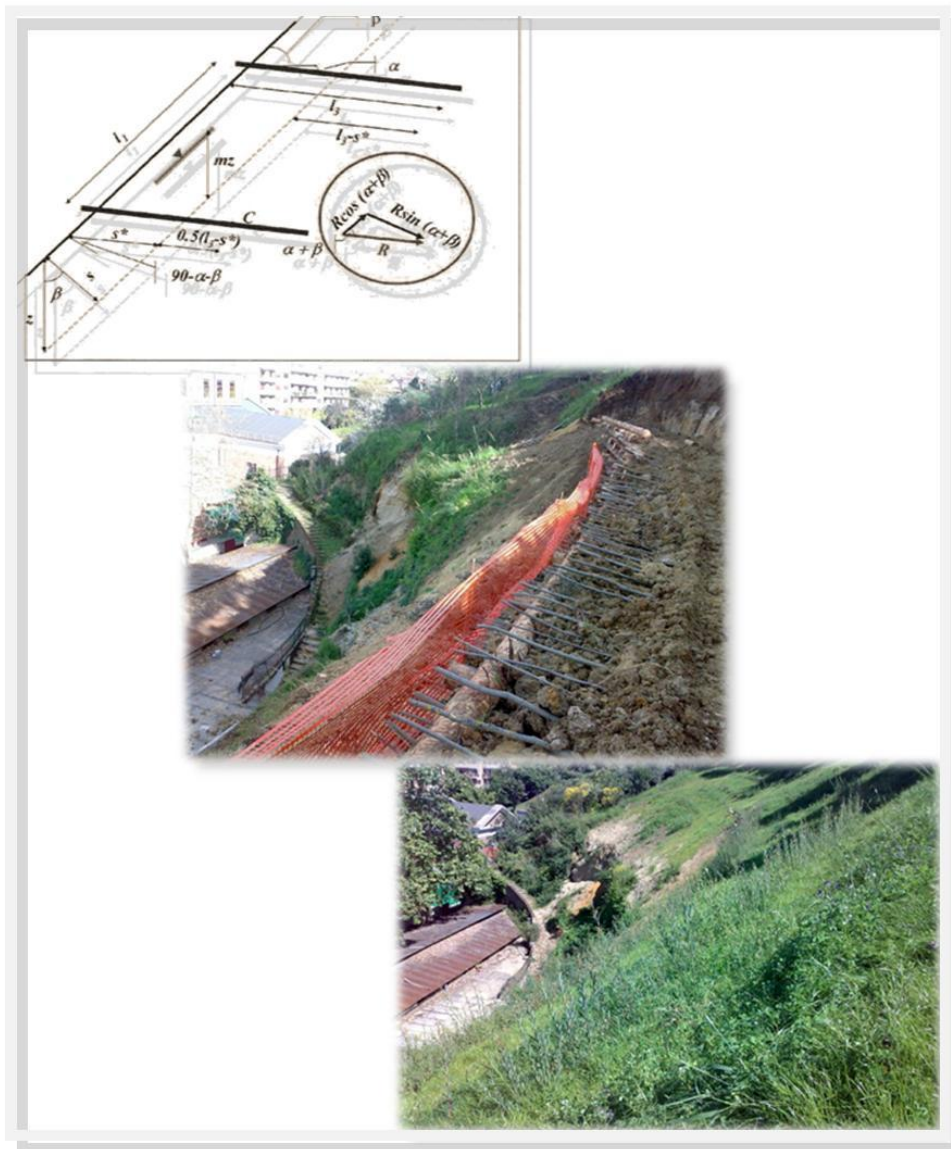




**REGIONE
LAZIO**

**Direzione Infrastrutture, Ambiente e
Politiche Abitative**



IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI INGEGNERIA NATURALISTICA

di Gino Menegazzi e Fabio Palmeri

MANUALE DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI INGEGNERIA NATURALISTICA

A cura di:



Assessorato alle Infrastrutture alle politiche Insediative e all'Ambiente: l'Assessore Fabio Refrigeri
Direzione Regionale Infrastrutture, Ambiente e Politiche abitative: il Direttore dott. Raniero De Filippis

Area Difesa del Suolo e Mitigazione rischio idrogeologico: il Dirigente Dante Novello

Responsabile tecnico-scientifico: Francesco Governale

Supervisione tecnico-operativa: Simona De Bartoli

Autori: (convenzione del 26 ottobre 2007)

Gino Menegazzi

Ingegnere, libero professionista

Fabio Palmeri

Forestale, libero professionista

Coordinamento editoriale: Francesco Governale e Simona De Bartoli

Distribuzione gratuita

Presentazione del volume

In aggiunta alla copiosa serie di pubblicazioni sull'Ingegneria Naturalistica prodotte nell'ultimo decennio - i tre Manuali di Ingegneria Naturalistica (2002 - 2006), i Quaderni di cantiere (I - 18, 2006), il Manuale di Ingegneria Naturalistica per le scuole secondarie (2008), il volume sui Principi e la Deontologia dell'Ingegneria Naturalistica (2012) - viene presentato dalla nostra Regione il Manuale di dimensionamento delle tecniche di Ingegneria Naturalistica.

È il testo più tecnico, articolato ed approfondito finora prodotto, rivolto a tutti i professionisti e agli operatori del settore impegnati nella progettazione di opere di ingegneria naturalistica.

Gli autori, cui va un grande riconoscimento per l'impegno profuso, mettono a disposizione metodologie e strumenti rapidi ed efficaci con i quali effettuare le prime verifiche e valutare se le tecniche prescelte siano o meno in grado di risolvere le problematiche esaminate in ambito progettuale.

La completezza del testo dimostra quanto siano serie e articolate le problematiche, anche strutturali, delle opere di ingegneria naturalistica e quanto sia lontano dai nostri intendimenti l'uso di queste tecniche secondo un approccio banale e ripetitivo. Giova ricordare che le indicazioni fornite devono comunque essere intese come orientamento e verifica preliminare. Alla capacità professionale del progettista è assegnata la necessità di contestualizzare i calcoli all'effettiva realtà del suo cantiere e delle caratteristiche geo-morfologiche del sito di intervento.

Scorrendo il testo, si troveranno numerosi argomenti e spunti di riflessione e, non ultimo, un interessantissimo capitolo sulla tecnologia del legno, che raramente viene affrontata nelle pubblicazioni di settore.

Con questa ulteriore pubblicazione scientifica, la nostra Regione conferma l'impegno, assunto nel 1998, di sostenere l'ingegneria naturalistica, nella convinzione di operare verso una migliore conservazione del territorio e delle sue valenze ambientali.

Raniero Vincenzo De Filippis

Direttore della Direzione Infrastrutture, Ambiente e Politiche Abitative

Nota degli Autori

Dedicato a Josef Mayr- Nusser

Bolzano, 27 dicembre 1910 - Erlangen, 24 febbraio 1945

Il dimensionamento preliminare delle opere di ingegneria naturalistica si colloca tra le operazioni più importanti da svolgere prima della progettazione esecutiva delle opere, da anteporre certamente alle verifiche tecniche e ai conseguenti dimensionamenti finali.

Avere a disposizione degli strumenti rapidi ed efficaci con i quali effettuare delle prime verifiche e valutare se le tecniche prescelte siano o meno in grado di risolvere le problematiche in esame, è stato da sempre un obiettivo cui ambivamo.

Negli anni abbiamo raccolto varie indicazioni e impostato e sviluppato dei programmi di calcolo realizzati con fogli elettronici “semplificati”, con l’intento di ottenere dei risultati di orientamento che potessero fornire utili indicazioni operative, nonostante i dovuti limiti di precisione. Pur essendo consci che solo una vera e propria verifica tecnica dell’opera, che richiede maggiore impegno e precisione rispetto a quanto proposto, possa fornire le dovute garanzie.

Abbiamo pertanto preso i “nostri” fogli di calcolo ed abbiamo cercato di correggerli, implementarli e renderli in una forma facilmente fruibile dai potenziali utenti.

Il nostro contributo vuol essere soprattutto quello di fornire uno strumento facile ed efficace, messo a disposizione della disciplina e degli operatori del settore, senza avere la pretesa di aver raggiunto un punto fermo sull’argomento che, molto probabilmente, necessita ancora di ulteriori studi ed affinamenti.

In tal senso, sollecitiamo il lettore a contestualizzare correttamente sia gli argomenti trattati sia i risultati conseguenti le elaborazioni (calcoli), che vanno sempre e comunque calibrati alla situazione in esame, alle caratteristiche dell’opera prevista, alle problematiche riscontrate che, in fase esecutiva, necessitano di ulteriori ed approfondite verifiche.

Per quanto ci riguarda, questo contributo, che ci ha tenuto occupati per più di due anni, oltre ad averci permesso di crescere professionalmente grazie al confronto basato sulla diversa formazione di studi, diversa pratica professione e diversi settori di esperienza, ci ha fatto soprattutto comprendere la necessità di fare un ulteriore e non più rimandabile passo nello sviluppo dell’ingegneria naturalistica: la redazione di capitoli tecnici relativi alle singole opere.

Tali capitoli, che richiederanno la collaborazione di tutti coloro che a diverso livello si occupano di ingegneria naturalistica sia in Italia che in Europa, consentiranno di definire al meglio le tecniche costruttive, al fine di garantirne la corretta applicabilità, esecuzione e collaudo.

Nei primi capitoli del presente testo, non abbiamo rinunciato ad affrontare, a volte con audacia, argomenti che sono ancora in corso di discussione tra gli esperti della disciplina, riprendendo ed elaborando alcuni concetti chiave della disciplina stessa, al fine di fornire maggiore chiarezza di principi e metodi.

Chiediamo scusa anticipatamente ai lettori “esperti”, pertanto, che troveranno qualche argomento un po’ troppo ripetitivo rispetto ad altri testi simili.

Abbiamo inoltre voluto introdurre elementi di discussione di un nuovo settore, trattato da pochi autori e che invece riteniamo importante ed ancora poco approfondito: la tecnologia del legno. Questo materiale, massicciamente impiegato nelle tecniche di ingegneria naturalistica, ha infatti spesso caratteristiche e classificazioni poco conosciute anche tra gli esperti del settore.

Ringraziamo poi tutti coloro che hanno contribuito alla stesura ed alla revisione del presente testo. In particolare:

- Dott.ssa Geol. Deborah Aldegheri
- Ing. Tatiana Arlotti
- Perito Agrario Carlo Bonelli
- Dott. Geol. Massimo Comedini
- Prof. Rosario Giuffrè - Prorettore Università degli Studi Mediterranea di Reggio Calabria
- Dott. Geol. Alfonso Russi - Docente Università degli Studi di Camerino (MC) - Facoltà di Scienze Naturali
- Dott. Agr. Andrea Salvagnini
- Dott.ssa Agr. Ines Sinopoli
- Dott.ssa Amb. Chiara Zanoni
- Ing. Giovanni Battista Chirico - Dipartimento di Ingegneria Agraria e Agronomia del Territorio Università di Napoli "Federico II" - Napoli (NA)
- Ing. Ferdinando Toraldo - Borsista Dipartimento Ingegneria Strutturale Università degli Studi Federico II - Napoli (NA)
- Ing. Rosa Oscurato - Borsista Dipartimento Ingegneria Strutturale Università degli Studi Federico II - Napoli (NA)
- Engenheiro Biofisico Henrique Pires - Università di Evora (Portogallo)
- Dott.ssa For. Manuela Mancini

Ringraziamo chi, a diverso titolo, ha voluto ascoltare i nostri dubbi, le nostre perplessità e discuterle con noi, chi ci ha dato preziosi consigli.

Ringraziamo le nostre mogli e figli, che hanno pazientemente sopportato le nostre “riunioni di lavoro” e le nostre frequenti assenze da casa (a volte anche quando eravamo fisicamente presenti).

Il presente libro è nato tra viaggi in aereo, in treno ed in macchina, bar di diverse città, stazioni ferroviarie e aeroporti, salette riservate, ristoranti, le nostre abitazioni ed i nostri uffici, incontri a metà strada, baracche di cantiere, alberghi e sale riunioni, incontri durante i convegni in cui ci siamo ritagliati a fatica degli spazi da dedicare a questo testo. Luoghi ed occasioni che costituiranno, nei ricordi, la memoria della fatica fatta.

Ci sia permesso infine di dedicare la presente “piccola fatica” a Hugo Meinhard Schiechtl (1922 - 2001), padre dell’ingegneria naturalistica contemporanea, il cui testo fondamentale - *Bioingegneria forestale* - pubblicato nell’ormai lontano 1973, risulta essere, ancora oggi, una pietra miliare della disciplina e presenta una caratteristica particolare. Anche a distanza di anni, rileggendolo, contiene delle sfumature che si capiscono solo progredendo nell’esperienza della disciplina.

Ci è capitato spesso di rileggere parti del testo sopra citato in periodi diversi della nostra esperienza professionale, trovando ad ogni lettura spunti nuovi e sfumature diverse che ci hanno avvicinato ancora di più all’ingegneria naturalistica.

A lui quindi il nostro particolare ringraziamento.

Ing. Gino Menegazzi

Dott. For. Fabio Palmeri

Fabio Palmeri

Forestale, libero professionista, opera nel settore della progettazione agro-forestale ed ambientale. Esperto di recuperi ambientali con tecniche di ingegneria naturalistica; ha al suo attivo progetti di tutela, rinaturalizzazione, ripristino ambientale in diversi settori. Svolge attività di consulenza e formazione nel settore ambientale ed è docente e coordinatore di cantieri didattici di ingegneria naturalistica. È autore di articoli e pubblicazioni, ha partecipato alla redazione di manuali ed è stato traduttore dalla lingua tedesca di libri e pubblicazioni sull'ingegneria naturalistica. È vicepresidente nazionale dell'AIPIN (Associazione italiana per l'Ingegneria Naturalistica), socio esperto dal 1997 e presidente e socio fondatore della sezione AIPIN Bolzano Alto-Adige.

Gino Menegazzi

Laureato in ingegneria civile, dopo alcuni anni di esperienze di gestione di cantieri di consolidamento strutturale e di gestione di impermeabilizzazioni e coibentazioni di grandi strutture tra i quali gli stadi, si specializza negli interventi di conservazione, restauro e ripristino in aree ad alta valenza ambientale: lavora come coordinatore di progetti e gestione di risorse umane nel parco nazionale del Vesuvio e diviene esperto in ingegneria naturalistica, ambito in cui dal 1995 inizia le docenze per moltissimi istituti universitari e privati e dal 1997 collabora come consulente per enti pubblici e privati. Dal 1997 al 2007, in particolare, è consulente specialistico dell'Ente Parco del Vesuvio con incarichi di Direttore Lavori, Responsabile servizio prevenzione e protezione dei lavori, Coordinatore della sicurezza in fase di progettazione ed esecuzione di innumerevoli progetti per la conservazione ed il recupero delle aree del Parco Nazionale del Vesuvio. Ha al suo attivo molti articoli specialistici sulle azioni di recupero e salvaguardia del territorio e su interventi a basso impatto ambientale, partecipa come autore ad alcuni libri sul tema della conservazione della natura ed il dissesto idrogeologico.

INDICE

0	PREFAZIONE.....	15
1	DEFINIZIONI, OBIETTIVI, FUNZIONI ED AMBITI DELL'INGEGNERIA NATURALISTICA	17
1.1	Introduzione.....	17
1.2	Obiettivi	19
1.3	Funzioni	20
1.4	Ambiti d'Intervento	20
1.5	Criteri generali di impiego delle tecniche di ingegneria naturalistica	21
1.6	Differenze tra l'intervento con tecniche di ingegneria naturalistica e quello classico	26
1.7	Efficacia tecnico-ecologica delle opere di ingegneria naturalistica	26
1.8	Limiti d'impiego	27
1.9	Problematiche ancora aperte nell'ambito dell'ingegneria naturalistica	28
1.10	Le situazione e le prospettive dell'ingegneria naturalistica a vent'anni dal suo esordio in Italia.....	31
1.11	Conclusioni	35
2	ASPETTI PROPEDEUTICI DI APPROFONDIMENTO ALLA TRATTAZIONE DELLE SINGOLE TECNICHE DI INGEGNERIA NATURALISTICA.....	37
2.1	Problematiche peculiari dei cantieri di ingegneria naturalistica.....	37
2.2	Problematiche riguardanti la manutenzione delle opere di ingegneria naturalistica.....	38
2.2.1	Interventi di sviluppo.....	39
2.2.2	Interventi manutentori:	41
2.2.3	Cure colturali nel breve periodo	42
2.2.4	Cure colturali a medio e/o lungo periodo.....	42
2.2.5	La fase conoscitiva periodica (o monitoraggio).....	43
2.2.6	La prima e la seconda fase operativa	45
2.3	Opere di ingegneria naturalistica senza impiego di materiali morti.....	46
2.4	Opere di ingegneria naturalistica con impiego di materiali morti	47
2.5	Problematiche riguardanti le maestranze	53
2.6	Le problematiche connesse alle analisi prezzi, al calcolo della percentuale della manodopera ed ai costi della sicurezza.....	58
2.7	Piano di sicurezza e di coordinamento.....	64
2.8	Problematiche riguardanti la squadra tipo	68
2.9	Problematiche riguardo al collaudo delle opere di ingegneria naturalistica	68
2.9.1	Esame a vista	69
2.9.2	Prove sul materiale morto e sulle strutture	69
2.9.3	Prove sul materiale vivo.....	72
2.10	Problematiche riguardanti gli aspetti della sicurezza	74
2.11	Descrizione del ciclo tecnologico delle opere descritte.....	81
2.12	Esempi di manutenzione	83
2.13	Caso A	83

2.13.1	Condizioni di intervento	83
2.13.2	Scopi generali	83
2.13.3	1° tipo di intervento	85
2.13.4	2° tipo di intervento	85
2.13.5	3° tipo di intervento	86
2.13.6	4° tipo di intervento	86
2.13.7	5° tipo di intervento	87
2.13.8	6° tipo di intervento	87
2.13.9	7° tipo di intervento	88
2.14	Caso B.....	88
2.14.1	Condizioni di intervento	88
2.14.2	Scopi generali	88
2.14.3	Scopi delle cure e lavori per i boschi spondali.....	88
2.14.4	Scopi delle cure e lavori per il mantenimento degli habitat delle libellule	89
2.14.5	1° tipo di intervento	90
2.14.6	2° tipo di intervento	91
2.15	Caso C	91
2.15.1	Condizioni di intervento	91
2.15.2	Scopi generali	91
2.15.3	Scopi delle cure e lavori per il mantenimento delle sponde con presenza di castori.....	91
2.15.4	Scopi delle cure e lavori per boschetti di sponda, golene e margini del bosco	93
2.15.5	1° tipo di intervento	94
2.15.6	2° tipo di intervento	95
2.15.7	3° tipo di intervento	95
2.16	Caso D	95
2.16.1	Condizioni di intervento	95
2.16.2	Scopi generali	95
2.16.3	Lavori e manutenzione generali.....	95
2.16.4	1° tipo di intervento	96
2.16.5	2° tipo di intervento	96
2.16.6	3° tipo di intervento	96
2.16.7	4° tipo di intervento	96
2.16.8	5° tipo di intervento	97
2.16.9	6° tipo di intervento	97
2.17	Caso E.....	97
2.17.1	Condizioni di intervento	97
2.17.2	Scopi generali	97
2.17.3	Lavori e manutenzione generali.....	97
2.18	Caso F.....	98
2.18.1	Condizioni di intervento	98

2.18.2	Scopi generali	98
2.18.3	Scopi delle cure e lavori	99
2.19	Caso G	99
2.19.1	Condizioni di intervento	99
2.19.2	Scopi generali ed obiettivi importanti	99
2.20	Conclusioni	102
3	APPORTO DELLA VEGETAZIONE.....	103
3.1	Effetti stabilizzanti della vegetazione sui terreni dei versanti	103
3.2	Influenza della vegetazione sul regime idrologico	105
3.3	Incremento della resistenza al taglio del terreno.....	107
3.4	Modello elaborato indipendentemente da Waldron (1977), Wu (1976) Brenner & James (1977)	108
3.5	Determinazione della coesione radicale attraverso prove di taglio.....	111
3.6	Analisi di stabilità dei pendii ed influenza delle piante	113
4	ASPETTI DELL'IMPIEGO DEL LEGNAME NELL'INGEGNERIA NATURALISTICA.....	116
4.1	Introduzione.....	116
4.2	La gestione forestale sostenibile	116
4.3	Caratteristiche e proprietà del legno - Elementi di tecnologia del legno	122
4.3.1	Il legno come insieme di cellule e tessuti vegetali.....	122
4.3.2	Il legno nel fusto	123
4.3.3	Determinazione delle specie legnose.....	125
4.3.4	Caratteristiche tecnologiche del legno	126
4.3.5	Umidità, stagionatura e problemi legati ai movimenti del legno – Relazioni legno-acqua.....	128
4.3.6	Proprietà meccaniche del legno	131
4.3.7	Proprietà tecnologiche del legno	131
4.3.8	Difetti e caratteristiche meccaniche del legno strutturale	132
4.4	Degradamento biologico: durabilità naturale, prevenzione e trattamenti preservanti	141
4.4.1	Durabilità naturale e contesto normativo europeo	141
4.4.2	Degradamento del legno da coleotteri	149
4.4.3	Degradamento del legno da isotteri (Termiti)	151
4.4.4	Degradamento del legno: funghi xilofagi	152
4.4.5	Preservanti del legno.....	154
4.4.6	Degradamento da genti biologici	158
4.4.7	Fattori atmosferici del degradamento abiotico	158
4.5	La normazione del settore legno.....	159
4.5.1	Le norme per il legname	159
4.5.2	Le norme di riferimento	169
4.5.3	Classificazione commerciale	170
4.5.4	Normazione merceologica dei prodotti di legno	171
4.5.5	Classificazione del legname grezzo	172

4.5.6	Classificazione del legno strutturale	176
4.6	La classificazione del legname	184
4.6.1	Il legname tondo.....	184
4.6.2	La classificazione del legname in piedi.....	189
4.6.3	La classificazione del legname a terra	193
4.7	Risvolti della classificazione del legname nei cantieri di ingegneria naturalistica	197
4.7.1	Scelta del legname: la regola dei 5 passi	198
4.8	Misurazione del legname a peso.....	199
4.9	Difetti del legname	200
4.10	La vendita dei soprasuoli forestali	206
4.10.1	La vendita di un bosco pubblico	206
4.10.2	La vendita di un bosco di proprietà privata.....	209
4.10.3	Gli aspetti legati alla vendita	209
4.11	Specie impiegabili nelle tecniche di ingegneria naturalistica.....	212
4.11.1	Pino (<i>Pinus</i> spp.)	212
4.11.2	Larice (<i>Larix decidua</i>).....	214
4.11.3	Castagno (<i>Castanea sativa</i>).....	214
4.11.4	Robinia (<i>Robinia pseudoacacia</i>).....	219
4.11.5	Quercia (<i>Quercus</i> spp.).....	220
4.11.6	Douglasia (<i>Pseudotsuga menziesii</i> e <i>P. taxifolia</i>).....	220
4.11.7	Salice (<i>Salix</i> spp.)	221
5	CALCOLI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE RETI ZINCATE E DELLE BARRE IN ROCCIA	223
5.1	I materiali impiegabili - elementi costruttivi e caratteristiche tecniche da tenere in considerazione per i calcoli di dimensionamento.....	225
5.2	Il dimensionamento	226
5.2.1	Forza di taglio “F” lungo il pendio	226
5.2.2	Resistenza a trazione della rete zincata a doppia torsione	227
5.2.3	Determinazione del numero di ancoraggi	228
5.2.4	Valutazione numerica per le situazioni più critiche.....	228
5.2.5	Sforzo della fune.....	230
5.2.6	Determinazione del tipo di ancoraggio e della sua lunghezza.....	230
5.2.7	Verifica numerica nel caso più critico	231
5.2.8	Verifica delle barre di ancoraggio.....	232
5.2.9	Caratteristiche dei tondini di ferro acciaioso ad aderenza migliorata FeB44K	233
5.3	fogli elettronici per il dimensionamento delle reti zincate e delle barre in roccia.....	234
6	LE GIUNZIONI SU LEGNAME NELLE OPERE DI INGEGNERIA NATURALISTICA	239
6.1	Descrizione generale della problematica	239
6.2	Collegamenti con chiodi	240
6.2.1	Resistenza all'estrazione (sfilamento) di un chiodo.....	242
6.2.2	Formule numeriche utilizzate per il calcolo della resistenza all'estrazione.....	243

6.2.3	Resistenza allo spostamento relativo dei pezzi nelle giunzioni in legno	245
6.2.4	Formule per il calcolo di giunti chiodati	246
6.3	Collegamenti mediante tondini in ferro	249
6.4	Collegamenti mediante graffe	249
6.5	Collegamenti con bulloni da legno.....	250
6.5.1	Formule per il calcolo delle sollecitazioni agenti a carico dei bulloni da legno utilizzati nelle congiunzioni della struttura	252
6.6	Tabelle e grafici riassuntivi.....	254
6.7	Dimensionamento minimo dei pali impiegati per le strutture in legno nelle opere di ingegneria naturalistica	257
6.8	fogli elettronici per le giunzioni su legname nelle opere di ingegneria naturalistica	257
7	PALIZZATA VIVA: DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA	262
7.1	Palizzate vive di versante.....	262
7.2	Palizzate vive di sponda.....	264
7.3	Funzionalità	264
7.4	Applicabilità e suoi limiti	265
7.5	Vantaggi e svantaggi.....	266
7.6	Voci di capitolato	266
7.6.1	Palizzata viva su versante:	266
7.6.2	Palizzata viva spondale:	267
7.7	Materiali impiegati	267
7.8	Schema costruttivo	267
7.9	Verifiche generali	267
7.9.1	Verifiche in relazione alle condizioni di versante - distanza tra le linee orizzontali su cui disporre la palizzata viva.....	267
7.10	Verifiche in relazione alle condizioni idrauliche spondali	270
7.10.1	Erosione del materiale di sponda	270
7.10.2	Resistenza a trazione	271
7.10.3	Calcolo delle tensioni di trascinamento	274
7.11	Verifiche dell'opera	277
7.12	Modello semplificato per il dimensionamento di una palizzata viva in legno col metodo di Blum .	279
7.13	Verifiche su parti di opera.....	284
7.13.1	Dimensionamento dei tiranti in legno	284
7.13.2	Verifiche dei pali verticali	285
7.14	fogli elettronici per il predimensionamento della palizzata	288
8	LA GRADONATA: DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA.....	290
8.1	Funzionalità	292
8.2	Applicabilità e suoi limiti	292
8.3	Vantaggi	294
8.4	Svantaggi	294

8.5	Caratteristiche di applicabilità dell'opera.....	295
8.6	Voce di capitolato	296
8.7	Materiali impiegati	297
8.8	Schema costruttivo	297
8.9	Verifiche generali	300
8.9.1	Stabilità e dimensionamento di una gradonata orizzontale	300
8.9.2	Stabilità e dimensionamento dei singoli elementi	308
8.9.3	Scelta delle specie vegetali	311
8.10	fogli elettronici per il predimensionamento della gradonata	311
9	LA GRATA VIVA: DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA.....	313
9.1	Grata viva	313
9.2	Grata Viva Vesuvio.....	314
9.3	Funzionalità	316
9.4	Applicabilità e suoi limiti	316
9.4.1	Vantaggi.....	317
9.4.2	Svantaggi.....	317
9.4.3	Caratteristiche di applicabilità dell'opera di sostegno	317
9.5	Voce di capitolato	318
9.5.1	Grata Viva.....	318
9.5.2	Grata Viva Vesuvio sec. Menegazzi	319
9.6	Materiali impiegati	320
9.7	Schema costruttivo	321
9.8	Verifiche generali	322
9.8.1	Grata Viva - interasse tra pali orizzontali in funzione delle condizioni di versante.....	322
9.8.2	Grata viva Vesuvio	326
9.8.3	Conclusioni.....	332
9.9	Verifiche di stabilità della grata	334
9.9.1	Verifica di stabilità esterna della struttura	334
9.9.2	Verifica di stabilità interna della struttura	338
9.10	Calcolo speditivo per la determinazione dei metri di palo, del numero di chiodi e di picchetti necessari per la costruzione di una grata viva	340
9.11	fogli elettronici per il dimensionamento della grata	341
9.11.1	Calcolo della distanza fra i pali orizzontali	342
9.11.2	Calcolo della lunghezza dei pali, del numero di chiodi e di picchetti per la Grata viva.....	346
10	PALIFICATA VIVA.....	349
10.1	Palificata - Descrizione generale.....	349
10.2	Le palificate vive di sostegno di versante.....	350
10.2.1	Elementi costitutivi.....	350
10.2.2	Palificata viva di sostegno ad una parete.....	351

10.2.3	Palificata viva di sostegno a parete doppia	353
10.2.4	Palificata viva di sostegno tipo Vesuvio.....	357
10.2.5	Palificata viva di sostegno tipo Roma	358
10.2.6	Palificata viva di sostegno loricata.....	360
10.3	Le palificate vive spondali	363
10.3.1	Palificata viva spondale ad una parete.....	363
10.3.2	Palificata viva spondale a doppia parete.....	364
10.3.3	Palificata viva spondale con palo verticale frontale.....	366
10.3.4	Briglia in legname o in legname e pietrame	368
10.4	Funzionalità	370
10.4.1	Versanti	370
10.4.2	Corsi d'acqua.....	370
10.5	Applicabilità e suoi limiti	370
10.5.1	Palificate di versante	370
10.5.2	Corsi d'acqua.....	371
10.5.3	Vantaggi	372
10.5.4	Svantaggi	373
10.6	Voci di capitolato	373
10.6.1	Palificata viva di sostegno	373
10.6.2	Palificata viva di sostegno a doppia parete tipo "Vesuvio"	374
10.6.3	Palificata viva di sostegno tipo "Roma"	375
10.6.4	Palificata viva di sostegno tipo loricata	376
10.6.5	Palificata viva spondale a parete semplice o doppia.....	377
10.6.6	Palificata viva spondale con palo verticale frontale.....	378
10.6.7	Briglia in legname o in legname e pietrame	379
10.7	materiali impiegati	380
10.7.1	Palificata viva di sostegno a parete semplice o doppia.....	380
10.7.2	Palificata viva di sostegno tipo Vesuvio.....	380
10.7.3	Palificata viva di sostegno tipo Roma	380
10.7.4	Palificata viva di sostegno tipo loricata	381
10.7.5	Palificata viva spondale a parete semplice o doppia.....	381
10.7.6	Palificata viva spondale con palo verticale frontale.....	382
10.7.7	Briglia in legname e pietrame	382
10.8	Schema costruttivo - palificata viva di sostegno ad una parete ed a due pareti - palificata viva spondale ad una e doppia parete - briglia in legname - briglia in legname e pietrame	382
10.8.1	Scavo iniziale e fondazione	382
10.8.2	Inclinazione verso monte	383
10.8.3	Appesantimento della base	384
10.8.4	Dimensionamento della struttura.....	384
10.8.5	Fissaggio al piede.....	384

10.8.6	Drenaggi a tergo dell'opera	385
10.8.7	Dimensione del legname e corretto posizionamento	385
10.8.8	Tronchi trasversali	386
10.8.9	Punti di giunzioni	387
10.8.10	Riempimento progressivo	387
10.9	Verifiche preliminari per i versanti	388
10.9.1	Verifiche preliminari per la sistemazione di un versante	388
10.9.2	Verifiche successive	392
10.10	Verifiche preliminari per i corsi d'acqua	395
10.10.1	Trasporto solido	395
10.10.2	Calcolo delle tensioni di trascinamento	396
10.11	Verifiche di stabilità della palificata viva di sostegno	396
10.11.1	Introduzione	396
10.11.2	La spinta delle terre	399
10.11.3	Sismica	411
10.11.4	Analisi di stabilità dei pendii	416
10.11.5	Verifiche dei muri di sostegno - Verifiche di stabilità esterna	430
10.11.6	ANCORAGGI DELLE PALIFICATE VIVE DI SOSTEGNO	453
10.11.7	Calcolo B/H	454
10.11.8	Verifica della stabilità dimensionale interna	471
10.11.9	Calcolo speditivo per la determinazione dei metri di palo e del numero di chiodi	486
10.12	fogli elettronici per il predimensionamento della palificata	493
11	ANALISI DEI PREZZI	507
11.1	Elenco prezzi unitari	507
11.2	Palizzata viva	511
11.3	Gradonata	513
11.4	Grata viva	514
11.5	Grata viva Vesuvio	516
11.6	Palificata	517
12	BIBLIOGRAFIA	519
12.1	Bibliografia generale	519
12.2	Capitolo 3 – Apporto della vegetazione alla stabilità dei versanti	522
12.3	Capitolo 4 – Aspetti della tecnologia del legno e tipi di legname	523
12.4	Capitolo 7 – Palizzata viva	524
12.5	Capitolo 8 – Gradonata viva	524
12.6	Capitolo 9 Grata viva	525
12.7	Capitolo 10 Palificata viva	525
12.8	Prezziari	525
13	APPENDICE	526

0 PREFAZIONE

Il testo che segue ha due aspetti, entrambi essenziali nel quadro delle scienze dedicate alle tematiche della trasformazione dell'ambiente, tutto intero nel suo complesso radicato nella organica figurazione dell'esistente, e nella difficile e proiettiva connotazione del futuro.

Può apparire inconsueto che un saggio dedicato al fare, di cui affronta ogni aspetto ed ogni coinvolgimento riferito alla individuazione delle tecniche, alla loro praticabilità ed al quadro di una sostenibilità ampia e non ideologicamente perimetrata, poi affronti la multiforme prospettiva di ragioni e ricadute.

Il fatto sostanziale è che le ragioni del lavoro partono dalle premesse che non è impedendo le mutazioni che si salvaguardi l'ambiente e lo si consegna al futuro: la qualità, e ne condivido da sempre l'ipotesi, non è un dato fermo, una verità indiscutibile: essa è frutto della logica operativa non deterministica, funzione e funzionale dei contesti, delle risorse, dei bisogni, della trasferibilità propria di ogni luogo. Sia esso fisico o socialmente rilevante, necessario ed opportuno per le destinazioni ed i destinatari.

Questo ampio e ponderato saggio dimostra che una significativa ricerca, basata su articolate e diverse attività di sperimentazione e modellazione teorica, mira a dimostrare che è possibile sviluppare concrete tecnologie che si appoggiano a differenti criteri progettuali, che pur nell'innovare hanno un orizzonte di qualitativa difesa del territorio senza mortificare le contestuali esigenze di progresso e di socialità.

Non a caso le continue disfatte sul piano della sicurezza ambientale, oltre che sulla sua stabilità, mostrano con chiarezza che non è un problema laterale di disponibilità di normative e di rispetti regolamentari, quanto di costume, di habitus di chi ordinariamente opera (fosse anche a suo esclusivo interesse), e di chi è tenuto per delegata democratica a verificarne sostenibilità e coerenze vaste.

Non a caso si parla non solo di attenzione alla fase d'invenzione e definizione degli scenari, alle scelte delle tecniche costruttive in se stesse, ma anche di controllo e riconoscimento delle diversità di azioni, chiaramente espresse nei termini di una programmazione della manutenzione e di conseguenti criteri ampi di manutenibilità, senza gravare sulle disponibilità di risorse fisiche, economiche, materiche, sociali.

Il dimensionamento dei componenti e delle costruttività da prescegliere, come si evince dalle pagine e dai grafici, oltre che dagli ideogrammi e dai grafi connessi, pongono l'argomento difficile che, anche in questi settori che possono apparire del tutto tecnici, la filosofia di delineazione e di susseguenti configurazioni degli scenari devono fare i conti con premesse etiche: chi agisce in ogni fase di attività e di azioni a funzionare processi di trasformabilità territoriale deve agire eticamente.

Non si tratta, ovviamente, di una qualità morale, ma di un dovere di commisurare le decisioni progettuali con le ammissibili e compatibili operatività che un'area vasta ammetta, ora e nel suo futuro.

Perciò non si tratta di scelte deterministicamente attivate, una volta per tutte, come se il quadro ingegneresco ammetta sempre una e soltanto una determinata decisione, ma di presentare a se stessi ed alla comunità un quadro policromatico, la cui variabilità non è affatto fissabile isostaticamente nell'oggi e nel tempo.

Nessun matematico oggi crede più che i calcoli da soli siano verità, assoluti e non relativisticamente rapportati a quadri teorico metodologici (è sufficiente pensare alle diverse geometrie ed alla molteplicità di teorie numerali, per non parlare dello spazio di Moebius..), ma debbano essere individuati ed accolti in relazione agli obiettivi di esplorazione e di verifiche destinate ad altri, anche temporalmente, di chi li ha, per primo, definiti.

Non a caso, né distrattamente, le pagine che seguono offrono all'attenzione del lettore, utente diretto o programmatore decisionale, un problematico quadro di vantaggi e svantaggi, centrati sui temi della capacità di rigenerare le strutture intaccate, di adattamenti possibili alle realtà mutevoli dei quadri ambientali, alla prevedibilità degli impatti in quantità ed incisività.

Così come, una volta per tutte, si pone l'accento sui cosiddetti criteri di standardizzazione, come obbligate conseguenze di presunte industrializzazioni, chiarendo che non è la certificazione in se stessa criterio di garanzia, ma la dichiarata praticabilità compatibile dei possibili codici di pratica, la cui efficienza ed efficacia non si misurano universalmente, ma relativisticamente, avrebbero detto Locke e Kant, nel quadro spazio-temporale, il cui universo è reciprocamente influenzato e casualmente dettato dagli utenti nei tempi.

Solo con queste premesse, non invasive e non ideologicamente affermate, che vanno riletti ipotesi, schemi, apparati costruttivi, delineazioni di materie e materiali, comparando punti di forza e di debolezza, di opportunità e di rischio.

Dirò di più, a conclusione di questa rispettosa pagina, che lo stesso concetto di ingegneria naturalistica trova qui una definizione più ampia di quella tradizionalmente accolta: la naturalità si riferisce alla compatibilità delle proiezioni riferite al comparto dell'esistente nel suo complesso ed alla sue offerte, starei per dire poliformi, polimorfe e policromatiche, e l'ingegneria va riletta nei termini d'origine greca, come scienza variabile, pluridisponibile, sottoposta a continue verifiche e a validazioni, in cui economia, etica e coerenza scientifica si confrontavano senza criteri di gerarchia preconcrete.

Rosario Giuffrè

Professore emerito – Presidente Centro Sviso

I DEFINIZIONI, OBIETTIVI, FUNZIONI ED AMBITI DELL'INGEGNERIA NATURALISTICA

I.1 Introduzione

L'ingegneria naturalistica è una disciplina tecnica che utilizza le piante vive, o parti di esse, come materiale da costruzione nella realizzazione di interventi particolarmente efficaci per la sistemazione dei corsi d'acqua e delle loro sponde, dei versanti ed in altre situazioni. La sua azione è prevalentemente orientata a limitare l'azione erosiva causata da agenti meteorici, alla stabilizzazione di scarpate e di superfici degradate da fattori naturali (dissesto idrogeologico) o antropici (cave, discariche, opere infrastrutturali).

Tali tecniche sono caratterizzate da un basso impatto ambientale e si basano essenzialmente sulle caratteristiche biotecniche di alcune delle specie vegetali impiegate, caratteristiche che sono sintetizzabili nella capacità di sviluppo di un considerevole apparato radicale e nell'elevata capacità e velocità di propagazione vegetativa. Queste qualità sono direttamente funzionali ad una efficace azione di trattenimento delle particelle di terreno e ad una più veloce e diffusa ricolonizzazione vegetale degli ambienti degradati. A questi materiali vivi possono essere affiancati negli interventi sia materiali biodegradabili di origine naturale (legname, piante o loro parti, talee, fibre di cocco, juta, paglia, legname, biostuoie, ecc.) che altri materiali quali pietrame, ferro o prodotti di origine sintetica in diverse combinazioni (geotessili, ecc.).

Recentemente la *Gesellschaft für Ingenieurbiologie* tedesca ha rivisto la definizione di ingegneria naturalistica; attualmente, in sede ALPIN (Associazione Italiana per l'Ingegneria Naturalistica), è in corso di discussione una nuova ed aggiornata definizione che, seppur in corso di valutazione, riportiamo di seguito:

Con il termine di Ingegneria Naturalistica si intende una tecnica ingegneristico-costruttiva orientata alla biologia che si avvale di nozioni della biologia e dell'ecologia del paesaggio, nelle opere di consolidamento e mantenimento di scarpate, versanti, sponde, golene, argini, discariche, cave e superfici collegate alle infrastrutture lineari (strade, ferrovie, autostrade) alle condotte interrate ed energetiche (gasdotti, oleodotti, elettrodotti, ecc.) e puntuali (insediamenti industriali ed impianti energetici), contro l'erosione. Risulta caratterizzante l'utilizzo di piante autoctone e di parti di piante quali elementi costruttivi vivi in modo tale che, nel corso del loro sviluppo, esse, insieme al suolo ed al substrato pedogenetico, diano il contributo principale alla stabilizzazione e raggiungano l'obiettivo della massima biodiversità possibile. Nella fase iniziale, a volte, si rende necessaria la combinazione con materiali da costruzione morti che in alcuni casi possono avere funzione strutturale prevalente. In alcuni altri casi si può rendere necessario l'impiego di materiali sintetici in abbinamento per garantire la sicurezza dell'intervento stesso, adottando comunque il criterio del minimo impiego di tecnologia per la risoluzione del problema e quindi prediligendo, ove ed in quanto possibile, l'impiego di materiali e geotessuti biodegradabili.

In Svizzera la disciplina è definita anche come sistemazione *in verde ed in vivo*. In Germania, come termini sostitutivi generali, sono d'uso comune le definizioni di "costruzioni in vivo" o "sistemazioni in vivo", ma anche di "tecnica vegetazionale" o "uso tecnico della vegetazione", benché questo termine (*Vegetationstechnik*) assuma un significato leggermente diverso.

Nella definizione sono impiegati i termini:

- "ingegneria", in quanto si utilizzano dati tecnici e scientifici a fini costruttivi, di consolidamento ed antierosivi;
- "naturalistica", in quanto tali funzioni sono legate ad organismi viventi, in prevalenza piante di specie autoctone, con finalità di ricostruzione d'ecosistemi naturaliformi ed all'aumento della biodiversità.

È attualmente argomento di discussione se l'ingegneria naturalistica debba essere considerata come un insieme di tecniche e metodologie per la realizzazione degli interventi di settore oppure

se possa essere assunta al livello di disciplina autonoma in virtù delle sue caratteristiche. A tal proposito, la maggior parte dei progettisti ed operatori del settore ritiene che l'ingegneria naturalistica sia da considerare come un insieme di tecniche che attinge a principi, direttive e strumenti da altre discipline (per esempio, la botanica, la fisiologia delle piante, la tecnica delle costruzioni, ecc.).

È opinione degli scriventi che l'ingegneria naturalistica possa essere definita a tutti gli effetti una disciplina, nonostante il suo "percorso scientifico" - ossia la definizione e la realizzazione di procedure, modelli, metodologie e strumenti quali-quantitativi con caratteristiche di precisione e validità - sia il risultato di un lavoro intrapreso solo recentemente, grazie anche all'attività divulgativa e formativa svolta dalle associazioni di settore. Questa rappresenta un approccio progettuale con una propria filosofia e dignità, giacché il ricorso alle conoscenze di diverse discipline e settori - dall'ecologia del paesaggio, all'ingegneria, alle tecniche costruttive, alla botanica sistematica, alla botanica applicata, alla fisiologia delle piante, alla tecnologia del legno, alla pedologia - non sminuisce il suo ruolo, conferendole piuttosto maggior valenza tecnica e scientifica.

A titolo di chiarimento, si riporta la definizione di "disciplina" fornita dall'**OCSE (Organizzazione per la Cooperazione e lo Sviluppo Economico)**: "una disciplina è un campo di conoscenza avente concetti, dati e termini propri".

Si intende quindi con **disciplina** soprattutto un insieme di metodi di indagine e di tecniche di lavoro che si possono esercitare anche per nuove conoscenze, applicando metodi e tecniche a contesti e contenuti diversi, capaci di superare la frammentazione, di integrare saperi, di definire ed affrontare la soluzione di problemi complessi, che richiedono la collaborazione di più discipline capaci di dialogare.

Risulta evidente pertanto che l'ingegneria naturalistica non può essere ridotta ad un mero insieme di tecniche, ma debba piuttosto assurgere al rango di disciplina, poiché propone un approccio olistico al problema, con contributi inter e transdisciplinari da parte di esperti ed operatori del settore, fino ad arrivare a formulare una metodologia particolarmente efficace di approccio ai problemi di dissesto, che tenga presente i principi base, che spaziando dalle tecniche costruttive alla botanica applicata, dalla verifica dell'ecobilancio dei materiali impiegati alle norme tecniche delle costruzioni in legno e così via.

Gli scriventi propongono inoltre di rivisitare la suddivisione classica delle tecniche di ingegneria naturalistica, che fanno riferimento proprio ad una disciplina "trasversale".

Se è vero che le tecniche possono essere divise in tre grandi gruppi, più precisamente:

- tecniche che impiegano esclusivamente materiale vivo: piante erbacee, arbustive ed arboree nelle loro diverse forme (sementi, talee, talee radicali, talee di culmo, ecc.);
- tecniche che impiegano materiali vivi in abbinamento a materiali biodegradabili e/o sintetici (per esempio, la palificata viva di sostegno a parete doppia, dove la vegetazione è usata in abbinamento al legname, che è biodegradabile e funge da sostegno nel primo periodo, oppure i rulli in rete zincata con talee vive in cui il materiale sintetico (la rete zincata) permane per lungo tempo;
- tecniche in cui la vegetazione ha la sola funzione di completamento e di mantenimento delle condizioni, non contribuendo in alcun modo alla stabilità dell'opera (ad esempio, le terre rinforzate, in cui la vegetazione del paramento esterno ha una funzione paesaggistico-percettiva e soprattutto di controllo dell'erosione superficiale sul paramento esterno, pur non offrendo nessun contributo diretto alla stabilità complessiva dell'opera);

è altrettanto vero che molte tecniche "limitrofe" possono essere ricondotte all'ambito della disciplina dell'ingegneria naturalistica.

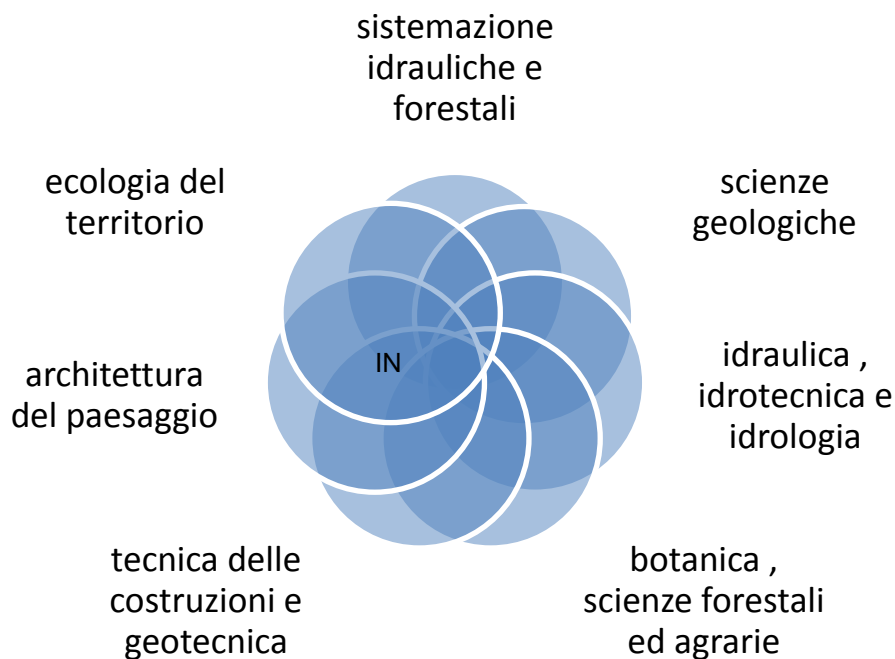


Figura 1 - Grafo evidenziate le discipline afferenti all'ingegneria naturalistica.

È possibile individuare in tal senso, senza la presunzione di essere esaustivi, diversi settori che spesso presenti contemporaneamente:

- la “**rinaturalizzazione**” (anche in ambiti fluviali): ovvero la costituzione di biotopi o ecosistemi paranaturali; a volte tali azioni non sono collegate ad interventi funzionali, benché possano essere realizzati quali “opere di compensazione”;
- i **provvedimenti per la fauna**: in particolare quelli atti a garantire la continuità degli habitat (rampe di risalita per i pesci, sottopassi per anfibi, ecc.);
- il **verde pensile**: ovvero l’inverdimento di superfici scollegate dal suolo, come le coperture degli edifici; ed il **verde di facciata**;
- la **fitobiodepurazione**: ovvero lo sfruttamento della capacità di assorbimento dei nutrienti, soprattutto l’azoto, da parte dei microorganismi legati all’apparato radicale delle piante;
- gli impianti di **fitoessicazione e di assorbimento selettivo**: rivolto in particolare ad alcune tipologie di disinquinamento (*soil remediation* e *fitoremediation*);

1.2 Obiettivi

L’utilizzo delle tecniche di ingegneria naturalistica punta sostanzialmente alla ricostituzione di nuove unità ecosistemiche - biosistemi naturaliformi - in grado di autosostenersi mediante processi naturali. Questo determina ripercussioni positive sul miglioramento delle caratteristiche geopedologiche, idrogeologiche, idrauliche, vegetazionali, faunistiche e paesaggistiche del territorio.

L’ingegneria naturalistica consente quindi di effettuare una serie di operazioni a tutela del territorio per la conservazione del suolo, soprattutto in funzione del controllo dell’erosione, causa-effetto fondamentale del lento e progressivo depauperamento dei suoli.

Su più vasta scala, l’ingegneria naturalistica si pone tra gli obiettivi principali l’aumento della complessità e della diversità-eterogeneità del “sistema di ecosistemi”. Essa può determinare l’avvio del processo evolutivo verso un equilibrio dinamico in grado di garantire un livello più elevato di metastabilità, nonché un miglioramento generalizzato della qualità del paesaggio. Altro obiettivo

d'interesse è l'aumento della connettività (connessione reale) e della circuitazione (connessione potenziale) nel "sistema di ecosistemi", a cui si aggiunge la capacità di aumentare complessivamente la biopotenzialità territoriale.

1.3 Funzioni

Le principali funzioni che l'ingegneria naturalistica svolge possono essere sintetizzate come segue:

- **funzione ecologica, di creazione e/o ricostruzione di ambienti paranaturali o naturaliformi.** Gli interventi di rinverdimento e di piantagione innescano una serie di processi ecosistemici, che comportano una diminuzione del deficit di trasformazione. In particolare, le tecniche dell'ingegneria naturalistica sono in grado di modificare la scala temporale entro cui si compie la successione naturale, riducendo significativamente i tempi necessari al raggiungimento dell'efficacia e stabilità attesa; questo è un aspetto rilevante soprattutto per la riuscita degli interventi di recupero ambientale e nell'attuazione degli interventi di *restoration ecology*. Tra le principali funzioni ecologiche dell'ingegneria naturalistica è compreso il miglioramento delle caratteristiche chimico-fisiche del terreno e dei corsi d'acqua, il recupero di aree degradate, lo sviluppo di associazioni vegetali autoctone, la realizzazione di macro e microambienti naturali - ormai sempre più rari - e l'aumento della biodiversità a scala locale e territoriale;
- **funzione tecnica.** Azioni combinate di vario tipo, volte al consolidamento e alla copertura del terreno, alla riduzione dell'erosione spondale, alla protezione del terreno dall'erosione, alla sistemazione idrogeologica e all'aumento della ritenzione delle precipitazioni meteoriche, al miglioramento del drenaggio, ecc.;
- **funzione estetico-paesaggistica.** Azioni per la "ricucitura" al paesaggio percepito dell'area d'intervento, "rimarginazione delle ferite" del paesaggio, inserimento di opere e costruzioni nel paesaggio, protezione dal rumore, ecc.;
- **funzione socio-economica.** Ricadute di beneficio sociale indotte dalla realizzazione delle opere, soprattutto nel caso di realizzazione in zone svantaggiate e di montagna, corretta gestione economica delle risorse naturali e risparmio economico ottenibile rispetto alle tecniche tradizionali, sia sui costi di costruzione che di manutenzione. Questa funzione è attiva soprattutto quando tutto il processo è funzionante e collaudato, ovvero in grado di svolgere correttamente e compiutamente le funzioni previste;
- **funzione di sviluppo dell'occupazione** Nelle zone economicamente svantaggiate, i cantieri di ingegneria naturalistica possono costituire un valido "integratore" per l'economia locale, in ragione dell'elevata percentuale di manodopera da impiegare.

1.4 Ambiti d'Intervento

Le tecniche d'ingegneria naturalistica possono essere applicate nei seguenti settori:

- tutela del suolo, in generale: sistemazione di frane, consolidamento, bonifica e riqualificazione ecologica di versanti naturali soggetti a dissesti idrogeologici;
- sistemazioni idrauliche spondali: consolidamento e riqualificazione ecologica di sponde di corsi d'acqua, laghi ed invasi; di sponde soggette ad erosione con contestuale rinverdimento; costruzione di briglie e pennelli; creazione di rampe di risalita per l'ittiofauna; realizzazione di ambienti idonei alla sosta ed alla riproduzione degli animali; rinaturalizzazione di dighe in terra;
- sistemazione di porti, coste, stabilizzazione dune costiere; ricostruzione barene lagunari; consolidamento dei litorali soggetti ad erosione e assestamento delle dune;

- progettazione di opere di mitigazione ed esecuzione di sistemazioni temporanee o permanenti di aree di cantiere;
- consolidamento e stabilizzazione delle scarpate in ambito stradale e ferroviario:
 - o riqualificazione ecologica di rilevati e trincee delle infrastrutture;
 - o realizzazione di barriere e rilevati vegetali antirumore, fasce di vegetazione tampone: messa in opera di barriere visive e mascheramenti vegetali; messa in opera di barriere antirumore mediante rilevati rinverditi; messa in opera di barriere vegetali per combattere la diffusione di polveri ed aerosol;
- costruzione di vasche di sicurezza ed ecosistemi filtro a valle di scarichi idrici;
- ricostruzione di habitat, consolidamento e riqualificazione ecologica di versanti denudati derivanti da azioni di progetti infrastrutturali (spalle di dighe, portali di gallerie, ecc.);
- realizzazione di nuove unità ecosistemiche in grado di aumentare la biodiversità locale o territoriale e/o di offrire fruizioni di tipo naturalistico;
- realizzazione di nuove strutture ambientali in grado di garantire la permanenza e la mobilità della fauna protetta (ad es. scale di risalita per pesci, sovrappassi o sottopassi per fauna, recinzioni);
- ripristino di aree attraversate da metanodotti e condotte interrate;
- interventi di riqualificazione di aree destinate a interporti, centrali elettriche, insediamenti industriali;
- ripristino di cave e discariche: consolidamento e riqualificazione ecologica dei fronti di cava e delle discariche;
- realizzazione di coperture verdi (edilizia, industria): dal verde pensile alla riduzione delle superfici impermeabilizzate.

1.5 Criteri generali di impiego delle tecniche di ingegneria naturalistica

Nelle fasi di programmazione, pianificazione, progettazione, esecuzione e collaudo degli interventi e delle opere relative alla tutela del suolo ed alla prevenzione dei rischi idrogeologici, nonché per la mitigazione degli impatti derivanti dalla realizzazione di opere ed infrastrutture, sono di norma adottati i seguenti criteri generali:

- impiegare la minima tecnologia necessaria per la risoluzione del problema ("**Legge del minimo**" – vedi figura a seguire). Non sono ammesse opere sotto o sovradimensionate oppure a complessità eccessiva rispetto al problema da risolvere. È opportuno sottolineare che l'ingegneria naturalistica non è in grado di fornire la soluzione a tutti i problemi legati al degrado ambientale ed idrogeologico, in quanto taluni casi di intervento richiedono azioni basate su tecniche più invasive ed efficaci, proprie dell'ingegneria classica; altre volte, invece, è necessario evitare qualsiasi tipo d'intervento, in quanto non necessario od opportuno. Agli estremi del campo di applicazione delle tecniche di ingegneria naturalistica si collocano la scelta del "non intervento", per lasciare all'evoluzione dei fenomeni naturali il recupero o la sistemazione dell'area, ed i limiti tecnico-operativi imposti all'ingegneria naturalistica, oltre i quali le soluzioni proposte non risultano efficaci rendendo necessario il ricorso ad altre soluzioni tecniche. L'ingegneria naturalistica rappresenta ad ogni modo un formidabile strumento per aiutare la natura a ricostruire gli equilibri ecologici nelle aree in dissesto, a proteggere le superfici denudate mediante la vegetazione, a limitare l'erosione dei suoli, a proteggere e ricucire elementi del paesaggio, a ricostruire e restaurare ambiti ecosistemici. È essenziale che vengano privilegiate tali tecniche in tutti i casi in cui l'ingegneria naturalistica può essere validamente impiegata per il corretto riordino del territorio e in un quadro generale di tutela dinamica, per uno sviluppo sostenibile e duraturo. Nella seguente figura è illustrato il criterio da seguire nell'approccio risolutivo del problema da affrontare: quando le opere da utilizzare per il consolidamento di un versante o di una sponda sono

sottodimensionate rispetto al reale problema, si commette un errore tecnico; al contrario, si compie un errore deontologico quando sono impiegate opere ad elevata stabilità e complessità per situazioni senza una reale emergenza e per le quali sarebbe sufficiente adottare una tecnica meno complessa o costosa, spesso più compatibile con l'ambiente;

- individuare, caso per caso, la tecnica più idonea alla risoluzione del problema con il minimo impiego di materiale, sia naturale che sintetico, prediligendo in fase di realizzazione i materiali biodegradabili e le soluzioni costruttive più semplici;
- conformare alle norme ed alle soluzioni della selvicoltura naturalistica i progetti nel campo specifico della forestazione;
- programmare, progettare e realizzare gli interventi in materia di tutela del suolo e di prevenzione dei rischi idrogeologici anche in funzione della salvaguardia e della promozione della qualità dell'ambiente;
- adottare metodi di esecuzione tali da compromettere le funzioni biologiche dell'ecosistema in minima misura ed in modo non irreversibile,; compatibilmente con il soddisfacimento delle necessarie condizioni di sicurezza ed efficacia e nel rispetto dei valori ambientali, ecologici e paesaggistici;
- sviluppare una progettazione caratterizzata da una spiccata valenza inter e transdisciplinare attraverso analisi di tipo climatologico, geologico, geomorfologico, geotecnico, idrologico, idrogeologico, idraulico, floristico-vegetazionale, faunistico, ecosistemico e paesaggistico, e riferite ad ambiti territoriali adeguatamente estesi intorno all'area di interesse;
- esaminare, per gli interventi in ambito fluviale, le caratteristiche del flusso idraulico e fisiche - dalla portata al trasporto solido alla pendenza del fondo - per un tratto sufficientemente omogeneo e significativo, al fine di verificare la fattibilità dell'intervento anche in ordine a possibili alterazioni negative del naturale deflusso delle acque e delle condizioni complessive di equilibrio del corso d'acqua;
- esaminare, per gli interventi in ambito di versante e di ripristino cave, le differenti condizioni di stabilità, i principali parametri geotecnici (peso di volume, angolo d'attrito, coesione), la messa in sicurezza dell'area tramite operazioni di disaggio, la riprofilatura, la messa in opera di drenaggi, la migliore strategia di recupero ambientale per ottenere massimizzare la diversità biologica e morfologica, diversificando, ad esempio, i fronti di scavo e seguendo le forme naturali del terreno nelle riprofilature;
- prestare particolare attenzione e cura al recupero ambientale nelle fasi di progettazione e di esecuzione dell'intervento, puntando a ricostituire gli elementi naturali che caratterizzano, o caratterizzavano, l'ecosistema coinvolto nell'ambito d'intervento, stabilendo specificatamente le modalità ed i tempi di esecuzione;
- impiegare il più possibile il materiale vegetale presente in area di cantiere, conservandolo scrupolosamente all'inizio delle operazioni per l'eventuale riutilizzo.

Livello minimo di energia

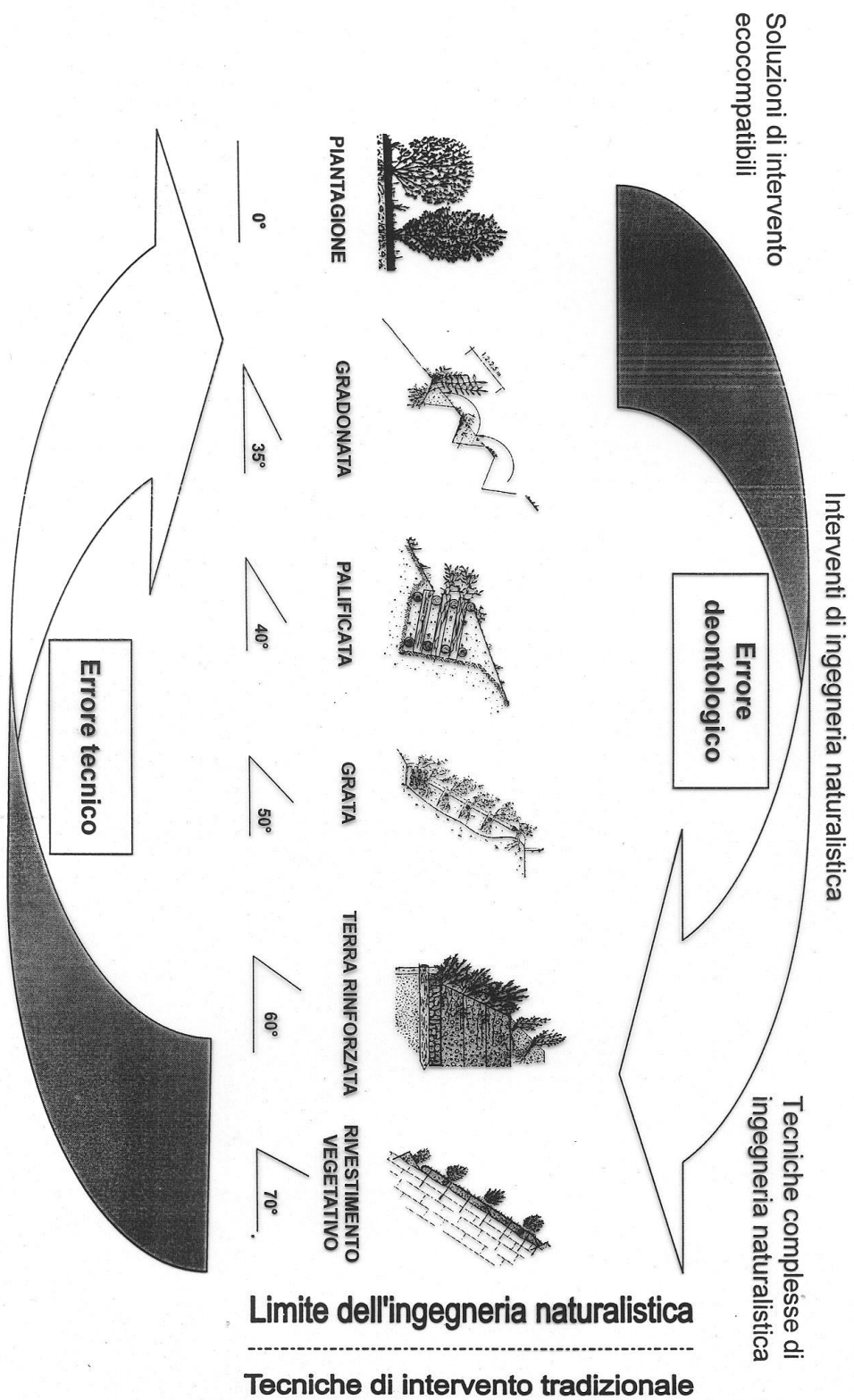


Figura 2 - Schema che illustra la "Legge del Minimo".

I progetti relativi ad opere d'ingegneria naturalistica sono redatti dal progettista sulla base di un approfondito studio dell'assetto locale, delle caratteristiche delle componenti ambientali e degli obiettivi dell'intervento; con l'individuazione delle metodologie che meglio rispondono ai necessari criteri di efficacia, compatibilità ambientale ed economicità dell'opera.

Le Amministrazioni, da parte loro, dovranno provvedere al reperimento di materiale vivaistico di specie vegetali idonee, preferibilmente autoctone, da impiegarsi nella realizzazione delle opere oppure all'individuazione dei "giacimenti vegetali", o verdi, per permettere la raccolta delle grandi quantità necessaria di talee.

In sede di collaudo delle opere deve essere oggetto di verifica lo stato di ripristino dei luoghi al contorno dell'opera e l'efficacia complessiva dell'intervento, con particolare riferimento al recupero delle condizioni di naturalità.

Il soggetto realizzatore degli interventi deve avvalersi del supporto di tecnici qualificati - forestale, ingegnere, geologo, biologo, agronomo, naturalista, ecc. - sia nelle fasi iniziali che di sviluppo.

L'ingegneria naturalistica, come spesso evidenziato nei testi, non garantisce la risoluzione di tutte le problematiche che si presentano. È pertanto opportuno conoscere i limiti d'applicazione delle tecniche impiegate e delle piante utilizzate, delle cui caratteristiche biotecniche è fondamentale avere una buona conoscenza.

Per questa ragione, è essenziale svolgere una corretta programmazione ed un'azione approfondita di monitoraggio delle opere di ingegneria naturalistica, poiché il confronto di varie esperienze consente la crescita dell'intera attività operativa e di ricerca nel settore. Trattandosi inoltre di interventi spesso previsti su scala di bacino o regionale, è opportuno prevedere anche le seguenti azioni:

- l'inserimento di tali tecniche ai diversi livelli di programmazione e pianificazione;
- l'uniformità degli *iter* autorizzativi;
- la disposizione di un censimento dei giacimenti vegetali, di salici soprattutto, e l'*iter* autorizzativo semplificato per il loro prelievo;
- la precisazione di modalità esecutive uniformi e la codifica, per quanto possibile, delle tipologie di ingegneria naturalistica, anche raggruppati per temi (strade, corsi d'acqua, ecc.);
- il **censimento** delle opere d'ingegneria naturalistica già realizzate, con evidenza delle tipologie, della loro localizzazione, del loro numero e del loro stato;
- la redazione, conservazione ed aggiornamento di **schede sintetiche** (archivio descrittivo) per ogni singolo intervento, indicando tutti gli elementi fondamentali dell'intervento, come l'anno di realizzazione, il costo dell'opera, le specie impiegate, comprese anche le indicazioni riguardo alle manutenzioni previste ed effettuate;
- la **georeferenziazione** degli interventi realizzati, con l'eventuale inserimento degli stessi in sistemi informativi territoriali (GIS/SIT) esistenti o prevedendo la predisposizione di una specifica banca dati geografica delle opere di ingegneria naturalistica, laddove questi sistemi non siano ancora disponibili;
- la realizzazione nell'ambito del **Sistema Informativo Territoriale (SIT)** di un database per la gestione delle opere (a livello d'interventi previsti e di manutenzione): necessità, scadenze temporali di tali azioni, efficacia delle azioni di manutenzione, ecc.;
- il **monitoraggio della stazione** con rilievo dei parametri climatici, pendenza, esposizione, portata, trasporto solido, ecc. (monitoraggi *ante-operam*);
- il **rilievo dei tempi e dei costi** e delle modalità esecutive, durante la fase di esecuzione e di cantiere (monitoraggi *in operam*);
- il **monitoraggio socio-economico** (occupazione creata, aumento della qualificazione della manodopera locale, garanzia di continuità di lavoro);

- il **monitoraggio della qualità delle opere** e del raggiungimento degli obiettivi previsti a breve e a medio periodo, come lo sviluppo degli apparati epigei e ipogei delle piante in tempi definiti, successo delle piantagioni e relativa densità, verifica delle deformazioni delle opere ecc. (monitoraggio *post-operam*);
- il **monitoraggio dell'impatto ambientale** (creazione di un'associazione vegetale di qualità, successo ecologico, ecc.), *post-operam* nel lungo periodo;
- la **realizzazione di celle frigorifere** per rendere disponibile una certa quantità di talee in periodo non idoneo alla loro piantagione e la realizzazione di vivai di ingegneria naturalistica per la produzione di piante;
- la **programmazione degli interventi** su base stagionale: (Schiechtl, 1973) è stato constatato che tutti gli interventi basati sull'impiego di piante legnose dotate di capacità vegetativa, sono effettuati con i migliori risultati durante il riposo vegetativo.

Nelle **condizioni climatiche continentali**, l'inizio del riposo invernale è in genere ancora più favorevole (autunno) rispetto alla fine del riposo invernale (primavera). Per questo motivo vanno considerati attentamente i periodi di crescita e sviluppo della vegetazione utilizzata, al fine di allungare quanto più possibile il periodo di impiego delle tecniche d'ingegneria naturalistica. In questo caso, l'altitudine della zona soggetta ad intervento rappresenta un fattore cruciale: le suddette tecniche saranno infatti impiegate nei mesi più caldi a quote più elevate, per favorire un migliore attecchimento delle piante, mentre quote più basse richiederanno l'azione nel corso dei mesi più freddi, generalmente caratterizzati da flussi d'aria relativamente più caldi.

Negli **ambienti mediterranei** andranno evitati gli interventi nei mesi più siccitosi e nei periodi più caldi e secchi, spostandosi verso quote maggiori mano a mano che avanza la bella stagione (ove possibile) e relegando gli interventi a livello del mare durante il periodo invernale.

Nell'ambito continentale quanto in quello mediterraneo, vale il concetto del **fermo biologico degli interventi**, facendo riferimento al periodo durante il quale non sono messe a dimora talee e piantine a radice nuda ma solo, eventualmente, piantine da fitocella o con pane di terra. Come risaputo, infatti, nelle tecniche di ingegneria naturalistica non è possibile la piantagione a posteriori della parte vegetazionale, se non in casi eccezionali; affinché tali indicazioni risultino efficaci e cogenti nei confronti della ditta esecutrice, devono essere riportate e prescritte nel Capitolato Speciale d'Appalto (CSA).

Vista la crescente applicazione di queste tecniche costruttive e considerato che la loro efficacia nel lungo periodo è l'aspetto fino ad ora meno conosciuto, per lo sviluppo e l'affermazione della disciplina risulta strategico puntare su una **fase di ricerca anche attraverso il monitoraggio delle opere**, per approfondire le conoscenze degli aspetti ad oggi ancora poco investigati, studiati e noti nell'ingegneria naturalistica.

Tra questi aspetti ricordiamo, ad esempio:

- le caratteristiche biotecniche delle piante utilizzate: l'approfondimento di quest'ambito consentirebbe di stabilire quali delle specie vegetali autoctone siano in grado di assolvere al meglio alla funzione richiesta (dalla stabilizzazione delle sponde e dei versanti al miglioramento della qualità delle acque);
- l'effettiva capacità tecnica delle piante di trattenere il terreno superficiale e il loro grado di resistenza alla trazione;
- l'efficacia nel tempo delle opere d'ingegneria naturalistica, non solo dal punto di vista tecnico, ma anche ecologico nel suo complesso;

- il monitoraggio dei parametri che influenzano direttamente le opere (caratteristiche stazionali) ed i tempi e costi di realizzazione delle stesse.

1.6 Differenze tra l'intervento con tecniche di ingegneria naturalistica e quello classico

A differenza degli interventi con tecniche classiche, quelli proposti dall'ingegneria naturalistica prevedono una serie di valutazioni e verifiche preliminari dell'ambiente di intervento e delle interazioni di quest'ultimo con la struttura da realizzare. In maniera schematica, le principali sono costituite da:

- esame delle caratteristiche topo-climatiche e microclimatiche delle superfici di intervento;
- analisi del substrato pedologico, con riferimento alle caratteristiche chimiche, fisiche ed idrologiche del suolo;
- verifiche idrauliche, idrogeologiche e geotecniche;
- valutazione delle possibili interferenze con l'infrastruttura;
- analisi floristica e fitosociologica;
- utilizzo degli inerti tradizionali e di nuovi materiali;
- accurata selezione delle specie vegetali da impiegare;
- abbinamento della funzione antierosiva e di consolidamento con quella del reinserimento ambientale e naturalistico ed il loro miglioramento nel tempo;
- necessità di prevedere la manutenzione delle opere e del verde.

Aspetti positivi e negativi delle opere di ingegneria naturalistica rispetto a quelle tradizionali

Si riportano nella tabella successiva i principali vantaggi e svantaggi delle opere di ingegneria naturalistica rispetto a quelle tradizionali:

Vantaggi delle opere di ingegneria naturalistica	Svantaggi delle opere di ingegneria naturalistica
Deformabilità delle opere e capacità di rigenerare le parti danneggiate	Minor scelta tra i materiali, che spesso sono ben caratterizzati, ad esempio, piante
Capacità di adattamento ai cambiamenti ambientali	Parametri progettuali meno precisi e procedure costruttive non ancora standardizzate
Minor impatto ambientale, spesso miglioramento della qualità ambientale	Tempi più lunghi per entrare in piena funzionalità
Spesso maggior economicità e miglior bilancio energetico	Limiti tecnici, biologici e temporali; maggior influenza dei fattori ambientali
Funzionalità crescente nel tempo	Manutenzione regolare e protratta per alcuni anni dall'esecuzione, anche se con intensità decrescente

Tabella 1 – Vantaggi e svantaggi delle opere di ingegneria naturalistica.

1.7 Efficacia tecnico-ecologica delle opere di ingegneria naturalistica

Il grafico riportato nella figura seguente illustra la relazione efficacia/tempo, confrontando la situazione in cui non sia previsto alcun intervento (I), quella con opere di ingegneria naturalistica

senza manutenzione (2), quella con opere di ingegneria naturalistica con manutenzione (3) e quella con opere in calcestruzzo o, più in generale, “in grigio” (4):

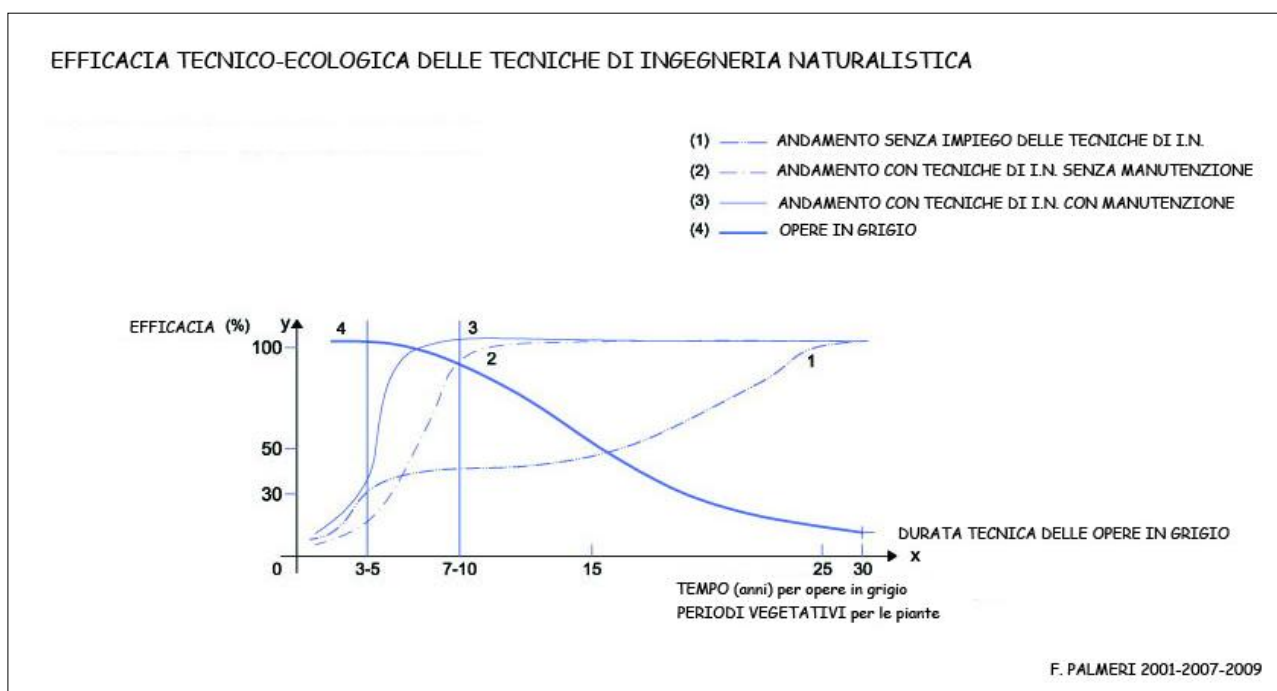


Figura 3 - Efficacia tecnico-ecologica delle tecniche di ingegneria naturalistica.

Si può notare dalla lettura del grafico come l'andamento nel tempo dell'efficacia delle opere “in grigio” sia inversamente proporzionale a quelle di ingegneria naturalistica; col passare del tempo quest'ultime aumentano costantemente la loro efficacia. Ne consegue che i costi necessari alla realizzazione delle opere di ingegneria naturalistica sono da considerarsi *una tantum*, mentre per le opere in grigio, dopo il loro periodo di “vita tecnica”, è necessario procedere ad interventi di manutenzione straordinaria o di ricostruzione, con un conseguente maggior dispendio economico.

1.8 Limiti d'impiego

I limiti all'impiego di materiali costruttivi vivi sono legati soprattutto ad aspetti biologici, tecnici e temporali:

- limiti biotecnici delle piante: zone senza possibilità di sviluppo per le piante superiori, limiti degli areali altitudinali della vegetazione, zone con forte inquinamento delle acque, ecc.;
- limiti tecnici: in ambito di versante il consolidamento delle scarpate è possibile solo nel corpo terroso compenetrabile dalle radici. I movimenti del terreno in profondità possono essere impediti solo indirettamente mediante interventi di ingegneria naturalistica, come la sottrazione dell'acqua mediante soprassuoli vegetali; in ambito idraulico sono determinanti le velocità di flusso troppo elevate, le forze di trascinarsi troppo grandi, le pressioni della corrente troppo forti e le correnti d'acqua troppo turbolente;
- limiti temporali: lavori al di fuori e durante il periodo vegetativo.

In base alle ridotte possibilità di applicazione, l'ingegneria naturalistica non sempre costituisce un'alternativa totale agli interventi necessari, ma è spesso da ritenere un'integrazione delle costruzioni ingegneristiche.

1.9 Problematiche ancora aperte nell'ambito dell'ingegneria naturalistica

Molte sono le problematiche ancora aperte nell'ambito dell'ingegneria naturalistica. Di seguito è riportato un elenco di alcune tra le più importanti:

- **specie autoctone** - In Italia è raro avere a disposizione l'identificazione delle zone vegetazionali omogenee per definire le piante "autoctone" da impiegare nelle tecniche di ingegneria naturalistica; usare la stessa specie non vuol dire usare una pianta autoctona, del resto, è impensabile impiegare una specie autoctona delle immediate vicinanze del cantiere;
- **impiego delle tecniche:**
 - o le tecniche sono abbastanza conosciute, tuttavia a volte manca l'identificazione dei **limiti biotecnici di applicabilità** della tecnica legati alle capacità delle piante;
 - o è rara l'identificazione e la **redazione di capitolati tecnici** in grado di fornire standard minimi tecnici (nel caso della palificata viva di sostegno: diametro minimo dei tronchi, diametro minimo dei chiodi, eventuale zincatura, modalità di disposizione dei pali montanti, minima retroinclinazione a monte, grado minimo di costipamento del terreno, verifiche limite al ribaltamento, schiacciamento e scivolamento, valori limite del rapporto Base/Altezza, caratteristiche geomeccaniche dei terreni coerenti ed incoerenti, ecc.);
- **metodologie speditive di calcolo e di predimensionamento:** sono ancora quasi tutte in via di approfondimento ed oggetto di capitoli dedicati:
 - o **per la geotecnica** e le verifiche di stabilità, oltre al ribaltamento, schiacciamento e scivolamento, è rara la verifica della stabilità complessiva del versante, il dimensionamento dell'apporto della presenza delle piante alla stabilità del versante, ecc.;
 - o **per l'idraulica** è rara la verifica del coefficiente di Manning e della resistenza a trazione delle piante (τ) su modelli a scala 1:1, ecc.;
- **monitoraggio delle opere nel tempo:** è molto rara la verifica dell'approfondimento dell'apparato radicale (soprattutto nelle zone mediterranee e per specie mediterranee, durabilità del legname per diversi legnami e nei diversi climi e condizioni, influenza degli incendi in ambito mediterraneo), ecc.;
- **caratteristiche biotecniche delle piante:** sono rare le informazioni, soprattutto in ambiente mediterraneo;
- **aspetti della tecnologia del legno:** sono rarissime le informazioni sugli aspetti di durabilità e le relazioni del legno con le chiodature.



Foto 1 - Intervento su frana con palificata viva di sostegno.



Foto 2 - Intervento su frana con palificata viva di sostegno.



Foto 3 - Intervento su frana con palificata viva di sostegno a fine lavori.

Negli ultimi quindici anni l'ingegneria naturalistica è stata conosciuta ed applicata in Italia come valida alternativa agli interventi tradizionali nella risoluzione di molteplici situazioni derivanti da problemi di dissesto del territorio.

Il successo dell'ingegneria naturalistica è legato anche all'affermarsi, a tutti i livelli amministrativi, delle procedure di VIA - Valutazione di Impatto Ambientale - nelle quali è prevista una fase di individuazione delle opere di mitigazione e/o compensazione. L'ingegneria naturalistica, infatti, rientra nel filone di interventi di mitigazione, oggetto di progettazione per mitigare o compensare gli effetti degli impatti sull'ambiente.

Gli stessi interventi di sistemazione di versanti o di sponde realizzati con tecniche di ingegneria naturalistica sono spesso esenti da procedure di valutazione di impatto o di interferenza con il paesaggio.

La progettazione di interventi di "ricucitura" del territorio d'interesse, di rinaturalizzazione e di ricostruzione di biotopi o ecosistemi paraturali, o compensativi, in grado di favorire l'aumento della biodiversità e di contribuire alla realizzazione di corridoi ecologici, ha portato alla rapida diffusione delle tecniche di ingegneria naturalistica.

Sebbene il successo sia stato grande e rapido a livello di elaborazione tanto quanto di applicazione, molte delle opere e degli interventi eseguiti non sono esenti da errori, rivelatisi determinanti per il mancato raggiungimento dell'obiettivo progettuale.

Le piante, elemento caratterizzante e distintivo di questa disciplina dalle tecniche tradizionali, sono a volte del tutto assenti nelle opere, oppure secche o non idonee allo scopo; le strutture spesso non sono costruite seguendo le metodologie sperimentate, che ne garantirebbero stabilità e funzione; i materiali vengono talvolta utilizzati in modo improprio o non corretto.

Il capitolo dei presupposti raccoglie e illustra alcuni casi di errori comunemente riscontrati durante la fase di cantiere e a conclusione dei lavori.

1.10 Le situazione e le prospettive dell'ingegneria naturalistica a vent'anni dal suo esordio in Italia

A vent'anni dalla fondazione dell'AIPIN - Associazione Italiana per l'Ingegneria Naturalistica - avvenuta a Torino nel 1989, è indispensabile analizzare l'attuale ruolo dell'ingegneria naturalistica in Italia, il suo stato d'applicazione, la sua diffusione territoriale, le problematiche tuttora irrisolte, i diversi approcci culturali, scientifici e tecnici, le tendenze evolutive, ecc.

Come affermato più volte da presidente nazionale dell'AIPIN, Giuliano Sauli, sulla pagina dedicata alle informazioni dell'AIPIN, ospitata sulla rivista ACER, la prima fase dell'ingegneria naturalistica, dedicata alla divulgazione della disciplina anche attraverso l'organizzazione e lo svolgimento di congressi, seminari e corsi di ingegneria naturalistica può considerarsi ormai conclusa.

Una seconda fase è stata sviluppata nella produzione di manualistica e di documenti in grado di supportare la diffusione della disciplina e, nel contempo, di formare i progettisti e gli operatori.

Nel 2009 chi scrive ha svolto una analisi di tipo SWOT sulla situazione attuale della disciplina, per gettare le basi per una nuova (terza) fase dell'ingegneria naturalistica. Partendo dai risultati della seconda fase, relativi alla penetrazione della disciplina nella cultura delle costruzioni e di assetto del territorio attraverso il completamento della manualistica, dovrebbe essere finalmente possibile riconoscere la disciplina e le relative tecniche come "usuali" nella prassi costruttiva quotidiana, anche attraverso la dotazione di quei fondamenti scientifici che ne "giustificano" l'impiego nelle situazioni compatibili.

La SWOT è un'analisi metodologica impiegata nei processi di supporto decisionale, le cui origini sono riconducibili agli inizi degli anni '50, quando veniva impiegata quasi esclusivamente per l'analisi

aziendale. È nel corso degli anni '80 che questa trova un'applicazione più ampia, grazie anche al suo impiego nelle decisioni d'intervento pubblico.

Il ricorso alla SWOT è ormai frequente nel settore della ricerca applicata, dove non solo svolge un ruolo di analisi, ma consente anche monitorare molteplici aspetti, da quello delle necessità territoriali, alla pianificazione di settore.

SWOT è l'acronimo di *Strengths, Weaknesses, Opportunities, Threats*.

Gli *strengths* (punti di forza) e le *weaknesses* (punti di debolezza) sono aspetti propri del contesto "interno", ossia l'oggetto dell'analisi, che è opposto alle *opportunities* (opportunità) e alle *threats* (minacce o rischi), che sono invece connesse al contesto "esterno".

Nell'ambito della SWOT i punti di forza e di debolezza vengono denominati anche "fattori endogeni", ossia riferibili alle variabili che costituiscono la struttura stessa del sistema.

Di contro, le opportunità e le minacce, oggetto di analisi nella seconda fase operativa della SWOT, sono chiamate anche "fattori esogeni" e sono riferibili alle variabili esterne che, comunque, influiscono sulle scelte.

Molte persone, gruppi e organizzazioni utilizzano l'analisi SWOT per valutare punti di forza, debolezze, opportunità e minacce di fronte a un progetto che ha un obiettivo specifico, primo elemento da individuare e che, nel nostro caso, è la terza fase dell'ingegneria naturalistica.

Punti di forza: sono quegli aspetti interni e utili al raggiungimento degli obiettivi. Punti di forza possono essere, per esempio, la sostenibilità ambientale degli interventi di ingegneria naturalistica e i costi contenuti.

Punti di debolezza: sono rappresentati sempre da aspetti interni, ma con un'influenza negativa sulla situazione. In questo caso, i punti deboli possono essere costituiti dalla scarsa presenza di vivai specializzati e dalla limitata attività di formazione.

Opportunità: sono aspetti esterni che, come i punti di forza, possono essere significativi nel raggiungimento degli obiettivi. In questo caso, è possibile considerare il basso costo delle opere di ingegneria naturalistica e l'aumento della biodiversità.

Minacce: i rischi devono essere valutati per determinare quali condizioni esterne possano impedire l'esito previsto del progetto. In questo caso, una minaccia esterna potrebbe essere il perpetuarsi di errori progettuali e realizzativi e, di conseguenza, la sfiducia nelle potenzialità della disciplina.

Il risultato più importante di una analisi SWOT è quello di determinare la fattibilità di un obiettivo. In caso di risposta negativa è possibile reiterare il processo d'analisi per definire in maniera più efficace i fattori interni ed esterni.

Per ottenere il massimo dall'analisi SWOT è possibile analizzare i punti di forza e di cercare di massimizzarli, analizzare i punti deboli e cercare di ridurli al minimo, individuare il modo migliore per sfruttare ogni opportunità e per ridurre le minacce.

L'analisi SWOT può essere uno strumento estremamente utile per la programmazione strategica degli obiettivi, benché debba essere comunque considerata come uno dei tanti strumenti d'analisi a disposizione.

La prima fase della SWOT è quella relativa alla ricerca dei punti di forza e di debolezza del tema prescelto. Questa analisi consente di valutare sin dall'inizio se questi siano tali da favorire o da ostacolare il raggiungimento degli obiettivi di programma.

Dette variabili, differenti per tipologia, entità e per le funzioni svolte, tendono a condizionare e ad orientare le scelte strategiche, contribuendo a cogliere le "opportunità" e permettendo di difendersi dalle "minacce" attuali e future.

Un elemento di forza della SWOT applicata è dato dalla possibilità della lettura incrociata dei fattori (da quelli territoriali a quelli ambientali, da quelli tecnici a quelli economici).

Ciò consente al sistema costituito dalle variabili endogene (punti di forza e di debolezza) di massimizzare le opportunità e di limitare al minimo i rischi.

La rappresentazione grafica a matrice, di seguito riportata, propone un valido supporto per la proiezione dei risultati dati dalla lettura incrociata e frutto delle attività di analisi svolte.

Punti di forza	Punti di debolezza
<ul style="list-style-type: none"> - L'ingegneria naturalistica è una disciplina ad elevata sostenibilità ambientale - L'ingegneria naturalistica è una disciplina diffusa e con un valido percorso di esperienze - L'ingegneria naturalistica è oggetto di norme e leggi di settore - L'ingegneria naturalistica consente di incrementare l'occupazione, anche con elevata professionalità - A parità di efficacia, gli interventi di ingegneria naturalistica sono meno costosi degli interventi "in grigio" - Le tecniche e le metodologie di ingegneria naturalistica in ambito alpino sono ben note, applicate e divulgate 	<ul style="list-style-type: none"> - Gli operatori del settore sono pochi e hanno una formazione specifica limitata (in particolar modo direttori tecnici, direttori dei lavori, collaudatori) - Mancano le esperienze per la redazione di documenti importanti (per esempio, parte terza del capitolato speciale di appalto e capitolato tecnico) - Mancano documenti di livello europeo sia tecnici che di divulgazione - Scarsa presenza di Linee Guida tecnico-operative e mancanza di una Linea Guida per i collaudi delle opere - Scarse conoscenze del comportamento consolidante delle specie vegetali in ambito mediterraneo (limitazione allo sviluppo dell'ingegneria naturalistica in Italia) - Scarse conoscenze sulle caratteristiche tecniche delle opere consolidanti e stabilizzanti e sul loro dimensionamento - Scarse conoscenze specifiche sulle procedure di sicurezza nella cantieristica specializzata - Limitata produzione vivaistica dedicata ed elevata mortalità di materiale vegetale - Assenza di materiale formativo audiovisivo per le attività e la sicurezza in cantiere - Limitata circolazione delle informazioni tra progettisti e ricercatori di settore - Definizione non corretta delle opere di ingegneria naturalistica ricadenti nella categoria di opere generali pubbliche (OG13)

Opportunità	Rischi
<ul style="list-style-type: none"> - L'Unione Europea ed i Paesi aderenti investono in progetti ambientali (conservazione della natura, monitoraggio) - In Italia esiste un elevato numero di aree protette nelle quali gli interventi di ingegneria naturalistica sono fattibili ed auspicabili - In Italia è possibile identificare più zone omogenee regionali di autoctonia vegetale - In Italia è possibile disporre di ottimo materiale vivo da costruzione, nonché produrlo in substrato tipico del luogo - È possibile utilizzare le nuove tecnologie di comunicazione per migliorare l'informazione sulla corretta esecuzione/gestione delle opere e degli sviluppi derivati dalla ricerca - Utilizzare le nuove tecnologie di comunicazione per divulgare materiale formativo dedicato (per progettisti, operatori, direttori di cantiere, collaudatori) 	<ul style="list-style-type: none"> - Sfiducia nel ruolo e nell'efficacia della disciplina, con minor ricorso alle sue soluzioni tecniche - Realizzazione di un maggior numero di opere mal costruite e non collaudabili - Errori di valutazione dei costi per la realizzazione delle opere di ingegneria naturalistica - Perpetuarsi di errori progettuali e realizzativi per la scarsa comunicazione tra gli operatori - Aumento dei contenzioni con imprese in assenza di appropriati capitolati tecnici e di appalto - Uso di specie alloctone e non coerenti con la stazione ecologica in aree ad alto valore naturale (aree protette, riserve) - Elevata mortalità del materiale vegetale di vivaio su substrato diverso da quello dell'impianto finale

Tabella 2 – Analisi SWOT riguardante l'ingegneria naturalistica.

Dalla lettura incrociata dei dati risulta evidente il carattere decisionale che la SWOT può assumere.

Per queste sue caratteristiche, questa si conferma uno strumento valido per fare delle valutazioni sull'ingegneria naturalistica nell'insieme delle sue caratteristiche culturali, tecniche e scientifiche. A tal proposito, si fa presente come, nel caso di una SWOT, i fattori endogeni ed esogeni possono essere scelti e ponderati con metodi come il *Delphi* dell'*US-Air Force*, il *Focus Group* o il *Conversation Café*.

Nella fase di analisi dei fattori endogeni, in particolare, si può ricorrere all'uso di indicatori, per sintetizzare sia le problematiche presenti (non solo di tipo ambientale ma anche tecnico ed economico), sia le tendenze di sviluppo in atto o in preparazione a breve termine.

Questo rende più agevole anche la definizione delle possibili azioni da intraprendere in funzione delle problematiche evidenziate.

1.11 Conclusioni

L'efficacia delle opere realizzate con tecniche di ingegneria naturalistica è legata alla puntuale progettazione e alla loro corretta esecuzione.

In riferimento agli errori progettuali, in estrema sintesi, il presente testo riporta di seguito una disamina degli errori e delle relative implicazioni che, se non presi opportunamente in considerazione, possono condizionare fortemente l'efficacia delle opere realizzate.

Per un approfondimento di queste problematiche si rimanda ai manuali già pubblicati su tali argomenti.

Alcuni errori derivano da una non corretta gestione del sito di intervento, dall'imperfetto adeguamento delle superfici e delle inclinazioni, ai mancati raccordi tra opera e substrato, alla realizzazione di drenaggi inadeguati, alla scarsa o assente manutenzione nei primi anni dal completamento dell'opera.

Altri errori sono determinati dal non corretto impiego del materiale vivo, soprattutto in un periodo stagionale non idoneo e/o di specie inadatte, spesso per motivi fitotecnici o fitoclimatici.

In caso di utilizzo di materiali inerti, si riscontrano errori di impiego improprio dei tessuti, sia biodegradabili che sintetici, spesso non idonei rispetto alle loro caratteristiche (in particolare tipologia, grammatura e posa in opera). Sono frequenti anche gli errori imputabili ad un non corretto impiego del legname (essenze troppo tenere e poco durevoli, legnami nervosi o troppo freschi, ecc.) e all'impiego di terreni troppo poco fertili o con granulometrie non idonee.

In alcuni casi infine gli errori, citati di seguito, fanno riferimento a più tipologie e modalità di intervento e sono riscontrati frequentemente agli esordi della diffusione dell'ingegneria naturalistica in Italia:

- mancato sincronismo costruttivo tra struttura e parte viva. Rappresenta un errore grave, che comporta seri rischi e non è giustificato dal problema stagionale; è riferito alla costruzione della struttura (riempimento compreso) rimandando l'inserimento delle talee ad una fase successiva. Oltre ad essere antieconomica, questa modalità costruttiva non raggiunge l'obiettivo di efficacia dell'opera. L'inserimento o la posa delle talee va sempre eseguito contestualmente alle altre operazioni di costruzione;
- variazioni costruttive. Il dimensionamento e le proporzioni relative di alcune tipologie (grata viva, palificata viva, ecc.) non possono essere variate oltre certi limiti, pena la perdita della loro funzione ed efficacia;
- posizionamento delle opere. Per quanto concerne, ad esempio, gli ambiti idraulici, è necessario determinare preventivamente il livello medio dell'acqua: materiali vegetali vivi sottoposti ad una prolungata sommersione (tranne che in alcuni rari casi, come, ad esempio, quello di alcuni salici in grado di resistere alla sommersione anche per settimane) non sopravvivono e, di conseguenza, viene a mancare il loro contributo consolidante nel tempo.

Nel presente testo sono state approfondite alcune tematiche - tutt'ora oggetto di discussione e confronto tra gli esperti ed operatori del settore - relative al corretto dimensionamento delle opere in fase di progettazione, per contribuire alla riduzione degli errori di progettazione.

- **Metodologie di calcolo e di dimensionamento speditive per le tecniche applicabili ai versanti**, con particolare attenzione agli aspetti geotecnici e le verifiche di stabilità; oltre al ribaltamento, schiacciamento e scivolamento, è stata trattata la stabilità complessiva del versante ed il dimensionamento dell'apporto della presenza delle piante alla sua stabilità.
- **Aspetti della tecnologia del legname impiegato nelle opere di ingegneria naturalistica**, facendo specifico riferimento alla durabilità del legname di specie diverse, in

diverse situazioni climatiche e in condizioni di stato differenti; aspetti dei rapporti tra caratteristiche del legname e chiodature.

- **Approfondimento degli standard minimi di alcune tipologie**, nel caso della palificata viva di sostegno: il diametro minimo dei tronchi, diametro minimo dei chiodi, con eventuale zincatura, disposizione dei pali montanti, livello minimo di retro inclinazione a monte, grado minimo di costipamento del terreno, valori limite al ribaltamento, schiacciamento e scivolamento, valori limite del rapporto Base/Altezza, caratteristiche geomeccaniche dei terreni coerenti ed incoerenti, ecc.).
- **Approfondimento sull'apporto alla stabilità complessiva del versante, da parte delle piante**: questo apporto non è stato ancora definito nel dettaglio ed i primi studi a riguardo sono stati pubblicati solo recentemente.

2 ASPETTI PROPEDEUTICI DI APPROFONDIMENTO ALLA TRATTAZIONE DELLE SINGOLE TECNICHE DI INGEGNERIA NATURALISTICA

2.1 Problematiche peculiari dei cantieri di ingegneria naturalistica

L'allegato A del D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 recante Regolamento di esecuzione ed attuazione del D. Lgs. 12 aprile 2006, n.163 prevede tra le categorie di opere generali (OG) la categoria OG 13 OPERE DI INGEGNERIA NATURALISTICA.

La definizione di questa categoria risale al D.P.R. 34/2000, che così cita:

“Riguarda la costruzione, la manutenzione o la ristrutturazione di opere o lavori puntuali, e di opere o di lavori diffusi, necessari alla difesa del territorio ed al ripristino della compatibilità fra “sviluppo sostenibile” ed ecosistema, comprese tutte le opere ed i lavori necessari per attività botaniche e zoologiche. Comprende in via esemplificativa i processi di recupero naturalistico, botanico e faunistico, la conservazione e recupero del suolo utilizzato per cave e torbiere e dei bacini idrografici, l'eliminazione del dissesto idrogeologico per mezzo di piantumazione, le opere necessarie per la stabilità dei pendii, la riforestazione, i lavori di sistemazione agraria e le opere per la rivegetazione di scarpate stradali, ferroviarie, cave e discariche.”

Questa categoria fa riferimento alla costruzione, manutenzione o ristrutturazione di opere o lavori puntuali e di opere o di lavori diffusi, necessari alla difesa del territorio ed al ripristino della compatibilità fra “sviluppo sostenibile” ed ecosistema, comprese tutte le opere ed i lavori necessari per attività botaniche e zoologiche.

La definizione, necessariamente sintetica ed esemplificativa, comprende i processi di recupero naturalistico, botanico e faunistico, la conservazione ed il recupero del suolo utilizzato per cave e torbiere e dei bacini idrografici, l'eliminazione del dissesto idrogeologico per mezzo di piantumazione, le opere a verde necessarie per la stabilità dei pendii, la riforestazione, i lavori di sistemazione agraria e le opere per la rivegetazione di scarpate stradali, ferroviarie, cave e discariche.

Un aspetto interessante relativo all'ingegneria naturalistica è riportato nell'art.15 del D.P.R. 207/10 “Regolamento di esecuzione ed attuazione” del D. Lgs. 12 aprile 2006, n.163 che cita le disposizioni preliminari per la progettazione dei lavori e norme tecniche (DPP).

Questo documento spesso non viene redatto dall'Amministrazione, oppure viene redatto senza tener conto di quanto specificatamente previsto dall'art 15.

L'articolo riporta diversi commi, tra i quali vale segnalare il seguente:

comma 6. Il documento preliminare, con approfondimenti tecnici e amministrativi graduati in rapporto all'entità, alla tipologia e categoria dell'intervento da realizzare, riporta fra l'altro l'indicazione:

- a) della situazione iniziale e della possibilità di **far ricorso alle tecniche di ingegneria naturalistica**;
- b) degli obiettivi generali da perseguire e delle strategie per raggiungerli;
- c) delle esigenze e bisogni da soddisfare;
- d) delle regole e norme tecniche da rispettare;
- e) dei vincoli di legge relativi al contesto in cui l'intervento è previsto;
- f) delle funzioni che dovrà svolgere l'intervento;
- g) dei requisiti tecnici che dovrà rispettare;
- h) degli impatti dell'opera sulle componenti ambientali e, nel caso degli organismi edilizi, delle attività ed unità ambientali;

- i) delle fasi di progettazione da sviluppare e della loro sequenza logica nonché dei relativi tempi di svolgimento;
- l) dei livelli di progettazione e degli elaborati grafici e descrittivi da redigere;
- m) dei limiti finanziari da rispettare e della stima dei costi e delle fonti di finanziamento;
- n) dei possibili sistemi di realizzazione da impiegare.

Al fine di garantire i principi di uniformità di comportamento e di libera concorrenza tra gli operatori, l'Autorità di Vigilanza sui Lavori Pubblici, con Deliberazione n. 87 del 27 marzo 2002, ha ritenuto che i criteri da tener presente da parte delle stazioni appaltanti in sede di stesura dei bandi di gara per individuare la categoria OG13 (spesso confusa con la OS24, dedicata al verde e all'arredo urbano) sono i seguenti:

- *l'esecuzione di attività rientranti nella categoria OG13 riguardano eminentemente interventi di ingegneria naturalistica che si concretizzano in interventi di consolidamento e stabilizzazione necessari a seguito del verificarsi di dissesti idrogeologici o comunque dal verificarsi di eventi che hanno compromesso l'equilibrio ecosistemico del territorio;*
- *l'esecuzione di attività ascrivibili alla categoria OS24 riguardano eminentemente interventi di esecuzione e manutenzione del verde urbano, quali quelli relativi a parchi attrezzati; la semplice piantumazione connessa ad un intervento di arredo urbano o la semplice manutenzione del verde sulle sedi autostradali non rientrano certamente nell'ambito definito dalla OG13, ma sono da ritenersi più propriamente dei "servizi", pertanto non valutabili ai fini della qualificazione delle imprese nelle categorie OG13 e OS24.*

2.2 Problematiche riguardanti la manutenzione delle opere di ingegneria naturalistica

La manutenzione delle opere di ingegneria naturalistica assume una notevole importanza per garantire il successo degli interventi, specialmente nel caso di opere realizzate in ambito fluviale.

Molto spesso ci si scontra, purtroppo, con una realtà difficile per la gestione di queste opere. In particolare, si rilevano spesso delle carenze e, tra queste, le più significative riguardano:

- il censimento delle opere sul territorio;
- le linee guida per una corretta manutenzione;
- i programmi definiti di manutenzione;
- il periodo di manutenzione (si tende ad effettuarla solamente nei periodi di inizio e fine attività stagionale o quando risulta macroscopicamente necessaria);
- l'asportazione della sola vegetazione d'ingombro dell'alveo o degli alberi morti in piedi.

In queste condizioni risulta difficile svolgere l'attività di manutenzione, che risulta necessaria sia per una gestione "naturalistica" degli alvei che per garantirne la sicurezza idraulica.

A differenza delle opere realizzate con materiali inerti, nei primi anni dall'esecuzione dei lavori le opere di ingegneria naturalistica richiedono cure colturali, che influenzano lo sviluppo delle piante e, di conseguenza, la funzionalità delle opere stesse. Oltre alla buona progettazione e corretta esecuzione, perciò, sono proprio le cure colturali, indispensabili almeno nei primi due anni e condotte correttamente secondo uno specifico piano di cura, a svolgere un ruolo fondamentale per la riuscita dei lavori.

È opportuno evidenziare come sia necessario programmare il piano di manutenzione a partire dalla fase di progettazione, curando adeguatamente sia le tecniche costruttive e la loro funzionalità ai problemi di dissesto o di recupero ambientale che devono essere risolti, sia la scelta delle specie, la loro densità, la composizione specifica, ecc.

Tale principio deve essere mutuato, ad esempio, dagli interventi di verde urbano, dove la scelta della manutenzione successiva all'esecuzione dell'intervento condiziona fortemente le scelte progettuali. Lo stesso concetto deve valere per le opere di ingegneria naturalistica, considerando che gli oneri di manutenzione possono rappresentare un costo ed una fase di gestione piuttosto problematica (in relazione alle procedure sui LL.PP.), oltre che un limite nell'applicazione delle tecniche di ingegneria naturalistica. Se la progettazione riesce a definire un assetto vegetazionale correttamente inserito nel dinamismo della vegetazione dell'area interessata, oltre ad una corretta scelta delle opere ed al dimensionamento delle strutture, gli interventi manutentori potranno essere ridotti al minimo, se non addirittura eliminati in alcune fasi. In tal caso, la vegetazione potrà essere lasciata alla propria evoluzione naturale.

Resta da ribadire l'importanza fondamentale delle professionalità impiegate nella fase progettuale, che potranno contribuire, con scelte tecniche oculate, non solo al migliore risultato dei lavori ma, soprattutto, alla riduzione dei costi ed alla soluzione delle problematiche gestionali delle aree interessate.

Per manutenzione delle opere si intende un piano-programma di visite periodiche ed interventi da attuarsi una volta completata e "presa in carico" l'opera da parte della committenza.

Tutte le operazioni di mantenimento, spettanti alla ditta realizzatrice degli interventi prima del collaudo definitivo, sono da considerarsi esterne alla manutenzione e sono regolate dalle norme di carattere generale e dalle prescrizioni specifiche riportate nei capitolati speciali di appalto.

Non fa parte della presente stesura la trascrizione delle prescrizioni generali di mantenimento dei manufatti fino al collaudo, essendo il presente capitolo rivolto all'esemplificazione delle operazioni da compiersi nell'arco della durata funzionale delle opere.

Una particolarità dei metodi costruttivi dell'ingegneria naturalistica sta nella protezione, inizialmente modesta, che raggiunge il suo pieno effetto con lo sviluppo delle piante. Per favorire il più possibile il loro sviluppo e abbreviare il periodo fino all'avvio della piena capacità funzionale, sono necessarie le operazioni colturali. Esse devono essere tanto più intensive, quanto più difficili sono le condizioni di esistenza sull'area rinverdata.

Le spese per le cure colturali sono minori di quanto generalmente si supponga. Per tutte le aree a verde delle strade federali tedesche, ad esempio, le cure manutentorie comportano solo il 5,5% delle spese totali relative alla manutenzione stradale.

Occorre fare una chiara distinzione fra gli interventi di completamento, quelli relativi allo sviluppo e quelli manutentori:

- per **interventi di completamento** si comprendono tutti quei lavori colturali che sono necessari fino alla presa in consegna dei lavori eseguiti. Essi hanno lo scopo di conseguire una condizione che ne assicuri l'ulteriore sviluppo;
- gli **interventi di sviluppo** servono a conseguire una condizione idonea alla funzione prevista;
- l'insieme degli interventi necessari al mantenimento di una situazione di equilibrio "artificiale", veri e propri **interventi manutentori** volti al contenimento della vegetazione.

Usualmente è necessario allo scopo un periodo di 2÷5 periodi di vegetazione, per cui, nell'assegnazione dei lavori ad una ditta specializzata, la garanzia viene di solito estesa a tale periodo. All'atto della presa in consegna dei lavori, nel corso cioè della visita di collaudo in cui viene redatto il relativo verbale, la condizione di idoneità funzionale è normalmente raggiunta e le cure di sviluppo sono perciò ultimate.

2.2.1 Interventi di sviluppo

Nell'ambito degli interventi di sviluppo possono risultare necessari i seguenti provvedimenti:

CONCIMAZIONE: partendo dalla considerazione che lo scopo di una sistemazione a verde sia il consolidamento dei pendii e non un guadagno, ne consegue che la concimazione debba servire esclusivamente per assicurare la vita al manto di vegetazione da creare.

In molti progetti di ingegneria naturalistica manca l'humus o il terreno vegetale, oppure se ne dispone solo in modesta quantità o risulta di qualità scadente. In queste circostanze la concimazione è necessaria, mentre può essere evitata solo in presenza di terreni ricchi di sostanze nutritive.

È stato constatato che la concimazione favorisce l'insediamento spontaneo di piante su terreni "grezzi", ossia poveri di sostanze nutritive. Nell'associazione vegetale insediata artificialmente, la copertura del soprassuolo è ottenuta anticipatamente proprio grazie alle concimazioni, per cui il periodo a rischio si riduce notevolmente.

Sui terreni grezzi una concimazione regolare nei primi anni rappresenta uno dei principali presupposti per il corretto e totale sviluppo delle piante. Il tipo di concimazione ed il relativo dosaggio dipendono in larga misura dalla stazione.

Possiamo scegliere fra quattro metodi di concimazione, ovvero le loro combinazioni:

- concimazione minerale;
- concimazione organico-animale;
- concimazione organico-vegetale (compost);
- sovescio.

IRRIGAZIONE: in zone a clima temperato sarebbe indicato far ricorso alle irrigazioni in modo accorto e limitato nel tempo (imbozzimatura in stazioni aride, come aiuto iniziale; periodi di siccità).

Nel periodo vegetativo possono essere necessarie irrigazioni saltuarie anche in zone a clima umido, ma che presentano aridità estiva. Nelle zone semiaride ad aride, gli inerbimenti e le piantagioni possono essere eseguiti con successo con irrigazione costante.

LAVORAZIONE DEL TERRENO: serve per favorire l'accrescimento delle piante e consiste nel dissodamento del terreno e nel tenerlo libero da erbe infestanti.

APPORTO DI MULCH: nelle buche preparate per la piantagione o sull'area di piantagione, è riportato uno strato di copertura (10÷20 cm) di sostanze destinate a marcire, tra le quali la paglia di cereali, la migliore fra tutte, e l'erba falciata, in particolare quella infestante. Con un adeguato strato di *mulch* si ha una corretta regolazione della temperatura e dell'umidità nello strato aereo vicino al terreno e nei primi centimetri all'interno, favorendo, in questo modo, l'accrescimento e l'ammendamento del terreno. La possibile presenza di roditori (topi, arvicole, ecc.) esige la rimozione degli strati di *mulch* prima dell'inizio dell'inverno.

SFALCIO: lo sfalcio non è sempre necessario, pur raccomandando un unico sfalcio per tutte le associazioni erbose. Questo stimola sia l'accrescimento del germoglio che quello delle radici, accelerando così la crescita di graminacee e di erbe non graminoidi basse, particolarmente dopo semine dense.

POTATURA DELLE PIANTE LEGNOSE: nei primi due anni le piante legnose devono essere potate agli effetti sanitari e della forma. Gli arbusti con un getto possono in tal modo venir sviluppati in cespugli con più cacciate.

PALETTI DI SOSTEGNO E LEGATURE: gli astoni ed i fusti alti vanno legati ai pali, senza che questi siano conficcati attraverso il complesso radicale. A seconda della capacità di crescita e della stabilità ottenuta mediante le radici, gli alberi hanno bisogno di questo sostegno per un periodo che va dai 3 ai 5 anni. Durante questo lasso di tempo, i paletti e le legature vanno controllati, riparati o sostituiti.

LOTTA CONTRO I PARASSITI E PREVENZIONE DEI DANNI DA SELVAGGINA: la lotta ai parassiti vegetali e animali (funghi e insetti dannosi) dovrebbe essere condotta senza l'impiego di mezzi chimici. I danni causati da selvaggina vengono provocati generalmente dal morso e dallo sfregamento. In entrambi i casi le recinzioni offrono la protezione migliore, benché più costosa; altrimenti, la prevenzione contro i danni da selvaggina può essere praticata con l'impiego di mezzi chimici o meccanici contro il morso e con la protezione meccanica contro lo sfregamento.

2.2.2 Interventi manutentori:

Gli interventi manutentori sono suddivisi tra quelli a breve e a lungo termine.

Fra gli interventi manutentori a **breve termine** rientrano i lavori necessari per consolidare i manufatti, oppure i soprassuoli creati con tecniche di ingegneria naturalistica per mantenere la loro funzione. Le cure manutentorie sono eseguite dal committente con una squadra di lavoro attrezzata allo scopo, oppure vengono affidate ad una ditta specializzata con apposito contratto. Qualora siano stati scelti le specie vegetali idonee ed i giusti metodi costruttivi dettati dall'ingegneria naturalistica, nella maggior parte dei casi non occorre effettuare cure costose oltre i 2÷5 anni. Nei casi di successo, la vegetazione iniziale evolve verso l'associazione vegetale in equilibrio con la stazione, senza ulteriore intervento.

Questo sviluppo naturale autoregolato si svolge, però, attraverso lunghi periodi, che si tenta di ridurre per raggiungere una più rapida stabilità della vegetazione iniziale.

I soprassuoli di piante legnose sono quelli che necessitano maggiormente di cure manutentorie a **medio e lungo termine**

Questi interventi colturali si orientano verso i seguenti obiettivi:

SOPRASSUOLO PERMANENTE: destinate anche a funzione di vivai atte a produrre piante legnose con capacità di propagazione vegetativa (giacimenti vegetali).

Misure: ceduare periodicamente oppure operare il taglio di rami e di verghe per le opere di ingegneria naturalistica.

SOPRASSUOLO PERMANENTE: atte a mantenere le funzioni tecniche, come, ad esempio, le costruzioni a difesa dal vento e antifoniche o per mantenere sagome limite.

Misure: periodico taglio sanitario, colturale e di utilità; diradamenti colturali (ceduazioni) per assicurare in modo durevole una struttura del soprassuolo, orientato ai fini della funzione svolta.

SOPRASSUOLO FINALE: come bosco di protezione in zone forestali potenziali.

Misure: la coltivazione deve avvenire secondo dettami selvicolturali. Occorre tenere conto del fatto che i tipi di sviluppo derivanti da metodi costruttivi secondo l'ingegneria naturalistica sono, in prevalenza, soprassuoli puri o misti di latifoglie o con presenza ridotta di conifere. Solo molto raramente soprassuoli puri di conifere attendono di essere trattati. Di conseguenza dovranno essere applicati i principi di governo dei cedui semplici fino a quelli dei cedui composti, più raramente quelli dell'alto fusto. I diradamenti plasmeranno una struttura di tipo disetaneo che, con grado di densità, di copertura prodotta dalla chioma e di stratificazione del soprassuolo più appropriati, possano fornire un elevato grado di protezione. Su pendii franosi, in particolare, deve essere evitata la formazione di soprassuoli maturi mediante la riduzione del turno. I lavori selvicolturali diventano attuali 20÷30 anni dopo la costituzione di soprassuoli di piante legnose. Gli interventi colturali forestali devono essere eseguiti periodicamente ad intervalli pluriennali e andrebbero progettati ed eseguiti preferibilmente da personale specializzate. Sarebbe auspicabile che gli interventi colturali fossero realizzati più frequentemente, soprattutto qualora l'obiettivo della sistemazione eseguita con tecniche d'ingegneria naturalistica sia rappresentato

da un tipo vegetazionale che, in corrispondenza della stazione, si discosta dall'associazione naturale finale.

Per le cure di manutenzione, si raccomanda di elaborare un **piano colturale** idoneo, reso necessario dal numero sempre maggiore delle differenti autorità cui competono detti interventi.

La distribuzione temporale delle principali cure colturali è stata per semplicità ripartita nel breve e nel medio-lungo periodo.

2.2.3 Cure colturali nel breve periodo

Pur ribadendo l'importanza che assume il piano delle cure colturali, soprattutto nei primi due anni, spesso è opportuno prolungare gli interventi significativi nel corso dei primi 4÷5 anni dall'ultimazione dei lavori.

La tipologia e l'intensità degli interventi colturali dipendono dalle caratteristiche fisiche e naturali della zona, nonché dall'andamento climatico-vegetazionale stagionale. Più le condizioni stazionali ostacolano o tentano di ostacolare una corretta crescita ed un sano sviluppo della vegetazione d'impianto, maggiori possono essere le cure richieste, anche perché, oltre a facilitarne la crescita permettono la sopravvivenza di un numero di piante adeguato alla funzionalità delle opere.

Gli interventi colturali più frequenti sono:

- sostituzione/reintegro di fallanze;
- rifacimento di opere danneggiate o parti di esse;
- irrigazione di soccorso oppure ordinaria;
- concimazione minerale, organica e mista;
- apporto di pacciame (paglie di cereali, cippato, ecc.);
- sfalcio. Benché non sia indispensabile, potrebbe essere utile almeno uno sfalcio iniziale nelle coperture molto dense per favorire lo sviluppo radicale e le specie meno aggressive;
- potatura delle piante arboree ed arbustive per fini fitosanitari o per il conferimento di particolari forme di allevamento;
- messa in opera di pali tutori;
- contenimento della vegetazione invadente;
- interventi contro i parassiti animali e vegetali.

Nelle concimazioni ed irrigazioni è fondamentale non eccedere nei dosaggi e nella frequenza di distribuzione, onde evitare effetti indesiderati, ad esempio, uno sviluppo radicale superficiale che renderebbe le piante più sensibili agli stress idrici e poco adatte ad assolvere alle funzioni per cui sono state impiegate. Come accennato, questi particolari interventi colturali sono sovente necessari negli stadi iniziali e, soprattutto, nelle situazioni stazionali più sfavorevoli.

2.2.4 Cure colturali a medio e/o lungo periodo

Tali cure interessano la copertura arborea ed arbustiva e tengono conto delle finalità tecniche delle opere realizzate, delle destinazioni finali delle aree sistemate e delle associazioni vegetali che si vogliono ottenere e mantenere. A titolo esemplificativo, di seguito sono indicate alcune tipiche e frequenti situazioni che necessitano di cure nel medio e/o lungo periodo.

Nei versanti franosi messi in sicurezza, che non devono essere gravati da un elevato carico o da forti sollecitazioni meccaniche (per esempio, azione del vento sulle piante), sarà necessario ricorrere alla ceduzione del soprassuolo.

Al fine di ridurre gli effetti provocati dalle correnti, può essere necessario mantenere una certa "elasticità" della copertura vegetale lungo i corsi d'acqua, mediante la ceduzione e l'asportazione di piante d'alto fusto (adulte) insediate e sviluppate naturalmente.

In un'area ripristinata a bosco, si dovrà intervenire periodicamente con ripuliture, sfolli, diradamenti, tagli fitosanitari, fino ad arrivare a turni di utilizzazione stabili, variabili in funzione della forma di governo prescelta (per esempio, ceduo, alto fusto).

All'interno delle aree interessate dagli interventi di ingegneria naturalistica potranno essere individuate porzioni da destinare a vivai di approvvigionamento di materiale vegetale, da impiegare in altri cantieri.

Per assicurare nel tempo il completo sviluppo di un'opera di ingegneria naturalistica, è necessario garantire le seguenti tre fasi :

- la **fase conoscitiva periodica** (monitoraggio post - realizzazione);
- l'intervento di **manutenzione diretta** (1^a fase operativa);
- l'intervento di **manutenzione indiretta** (2^a fase operativa).

Le modalità di monitoraggio e di manutenzione variano in caso di opere singole o combinate. Sulla base dell'esperienza degli scriventi, si riportano di seguito i casi di manutenzione più ricorrenti.

2.2.5 La fase conoscitiva periodica (o monitoraggio)

Il monitoraggio consiste nella visita periodica alle opere, con frequenza variabile a seconda che ricorrano o meno i seguenti fattori ordinari e straordinari :

Fattori ordinari

- presenza di opere complementari e di presidio per la struttura stessa;
- presenza di agenti aggressivi (per esempio, nell'acqua dei torrenti), come sostanze inquinanti;
- condizioni microstazionali che possono influenzare la durabilità delle opere (per esempio, condizioni di continuo passaggio da umido a secco);
- caratteristiche intrinseche dei bacini dove vengono realizzate le opere (ad esempio, l'elevato trasporto solido, i movimenti di versante);
- importanza delle opere in relazione alle dimensioni ed al grado di antropizzazione del territorio;
- tipo di materiale usato.

Fattori straordinari

- eventi naturali con carattere di eccezionalità, alluvioni, valanghe, slavine, frane, terremoti ;
- incendi;
- attività antropiche particolari.

Per una corretta manutenzione, a seconda della tipologia dell'opera, è consigliabile stilare un piano di monitoraggio che potrà indicativamente articolarsi come di seguito riportato:

Tipologia	Turno di visita per i primi 5 anni	Turno di visita per i successivi anni
Palificata viva di sostegno a	2	5

Tipologia	Turno di visita per i primi 5 anni	Turno di visita per i successivi anni
Parete doppia		
Gradonate vive	3	5
Grata viva	3	5
Canalette in legname e pietrame	1	2
Gabbionate rinverdite	2	5
Muri a secco rinverditi	4	5
Scogliere con talee	4	5
Palificate vive di sostegno a parete semplice	2	5
Drenaggi biotecnici	3	3
Terre rinforzate rivegetate	2	5

Tabella 3 - Piano di monitoraggio per la manutenzione degli interventi di ingegneria naturalistica.

Il turno del monitoraggio potrà essere prolungato, qualora ricorrano solo fattori ordinari. Nel caso ricorrano uno o più fattori straordinari, sarà a discrezione del tecnico addetto alla programmazione della manutenzione prevedere turni di monitoraggio più brevi di quanto inizialmente proposto.

Nel caso ricorrano fattori straordinari, si dovrà procedere alla verifica di stabilità dell'opera.

Qualora non intervengano variazioni nei fattori ordinari o non si presentino fattori straordinari, i turni proposti per la stabilità globale possono con gli anni essere prorogati a tutto vantaggio del fattore stabilizzante, che cresce con il trascorrere del tempo.

Nei riguardi della stabilità strutturale interna, invece, specialmente per le opere inerti, la vetustà del manufatto è un fattore negativo, a causa del quale si tende a contrarre il turno.

Durante il monitoraggio è utile che il tecnico addetto compili una scheda di rilevazione, in cui riportare almeno i seguenti elementi:

- georeferenziazione dell'opera;
- data realizzazione opera;
- data del primo sopralluogo;
- data dei successivi sopralluoghi;
- tipologia dell'opera monitorata;

- stato di manutenzione nei riguardi della stabilità globale;
- stato di manutenzione nei riguardi della stabilità strutturale;
- specie impiegate e stabilità vegetazionale;
- stato di sviluppo della vegetazione naturale connessa direttamente con la funzionalità dell'opera;
- descrizione dei dissesti o degli elementi deteriorati o asportati;
- descrizione del tipo di intervento sommario da prevedersi per la risoluzione del problema;
- urgenza della sistemazione;
- documentazione fotografica.

2.2.6 La prima e la seconda fase operativa

Qualora dal monitoraggio emerga la necessità di un intervento di manutenzione, il tecnico dovrà procedere alla quantificazione del danno subito ed alla successiva ed immediata attivazione delle azioni di manutenzione.

Questi interventi sono rivolti al presidio della stabilità, sia strutturale interna (**manutenzioni dirette**) che globale dell'opera (**manutenzioni indirette**).

Per **stabilità strutturale** si intende il mantenimento della funzionalità di ogni singolo elemento di composizione del manufatto, ad esempio, pur non compromettendo la stabilità globale della briglia, il deterioramento o l'asportazione da parte della corrente di un singolo tronchetto di rivestimento crea un problema strutturale interno che può pregiudicare l'intera funzionalità del manufatto. Nel caso sia compromessa la stabilità interna, sarà necessario ovviamente intervenire operando una sostituzione parziale o totale dell'elemento/i deteriorato/i.

La **stabilità globale** riguarda l'opera nel suo complesso e nel rapporto con l'ambiente circostante. Qualora si presentino problemi a comprometterla, si potrà intervenire realizzando opere complementari, di aiuto e di presidio (ad esempio, fossi di guardia, soglie di fondo).

Indipendentemente dalla necessità di intervento per instabilità, dovranno comunque essere previste azioni di manutenzione della vegetazione naturale che, altrimenti, potrebbe compromettere la funzionalità del manufatto, innescando meccanismi capaci di inficiare la stabilità globale o di una parte. Se connesso allo sviluppo di specie erbacee o arbustive, il turno di manutenzione operativa relativo a tale fase può anche essere annuale o biennale, mentre per le specie arboree dovrà essere necessariamente di 5÷6 anni.

I dissesti più frequenti rilevati in alcune delle principali opere di ingegneria naturalistica sono, per tipologia, i seguenti:

briglie in legname:

- deterioramento o asportazione da parte della corrente degli elementi di rivestimento della gaveta;
- deterioramento di parti di struttura;
- asportazione del materiale di riempimento dell'opera;
- scalzamento verticale o sulle spalle dell'opera;
- ribaltamento dell'opera;
- sviluppo di vegetazione arborea in alveo o sul corpo briglia;

canalette in legname e pietrame:

- deterioramento di parti di struttura;
- asportazione del materiale lapideo di rivestimento del fondo;
- sviluppo di vegetazione erbacea, arbustiva o arborea dentro la canaletta;

- occlusione della canaletta dovuta a cedimenti strutturali;

palificate vive di sostegno a parete doppia o semplice:

- deterioramento di parti di struttura, con o senza asportazione del materiale di riempimento;
- ribaltamento dell'opera;
- franamento del versante a monte dell'opera, con sormonto della stessa;
- insufficiente sviluppo della vegetazione;
- eccessivo sviluppo della vegetazione, con danni operati dall'apparato radicale;
- marcescenza nei punti di chiodatura;

scogliere vive e morte

- asportazione da parte della corrente di parti d'opera;

grate vive

- dilavamento del terreno;
- insufficiente sviluppo della vegetazione;
- franamento di parti dell'opera;

2.3 Opere di ingegneria naturalistica senza impiego di materiali morti

I metodi di consolidamento che impiegano esclusivamente materiale vegetale vivo dovranno essere utilizzati nelle situazioni che presentano maggior stabilità, in quanto l'azione antierosiva ed il successivo consolidamento dei terreni diverranno "attivi" solo dopo che le piante si saranno affermate stabilmente sul terreno (almeno due stagioni vegetative).

A tale scopo, potranno essere studiate ed utilizzate le associazioni vegetali vicine a quelle definitive; non dovranno essere impiegate soltanto piante a rapida azione di consolidamento (tipo salici), di conseguenza saranno minori i cicli di manutenzione da attuarsi per raggiungere la biodiversità ricercata nei processi di rinaturalizzazione.

Sarà necessario eseguire sopralluoghi in almeno due periodi dell'anno (primaverile ed autunnale), da protrarre per almeno due periodi vegetativi (di rado per più di due - in genere ciò avviene nelle stazioni difficili per aridità o per temperatura), durante i quali dovrà essere verificato l'attecchimento e la buona salute delle piante, nonché il regolare grado di sviluppo di semine, talee, arbusti e piante arboree.

Una volta attuati gli eventuali interventi necessari (ad esempio, il recupero delle fallanze) sarà opportuno effettuare un ulteriore sopralluogo nel corso del successivo periodo vegetativo per verificarne l'efficacia.

A meno di eventi calamitosi o eccezionali che compromettano la stabilità dell'opera, il successivo monitoraggio potrà essere effettuato dopo un periodo di tempo notevolmente più lungo.

Per quanto riguarda la manutenzione della parte a verde delle opere, è consigliato eseguire le cure colturali specifiche necessarie ad ogni associazione vegetale (sia arboree che erbacee/arbustive) per favorire un più rapido sviluppo degli apparati radicali, una rapida affermazione nel suolo e, di conseguenza, il suo consolidamento.

Le cure primarie e ricorrenti sono:

- **gli sfalci:** da attuare con cadenza annuale nei primi tre anni dall'impianto nei confronti degli inerbimenti, per favorire il maggiore sviluppo degli apparati radicali. Successivamente a tale periodo, gli sfalci andranno effettuati compatibilmente all'uso del soprassuolo oggetto di intervento;

- **il recupero delle fallanze:** da effettuare nel primo anno successivo all'impianto, con la sostituzione delle piantine, delle talee o l'esecuzione di nuove semine. Questi interventi dovranno essere attuati preferibilmente nel periodo primaverile o autunnale; se per altri motivi ciò non fosse possibile, sarà essenziale prendere tutti gli accorgimenti necessari per garantire in qualunque caso la riuscita dell'intervento (ad esempio, innaffiature, messa a dimora di nuove piantine in vaso, ecc.);
- **la potatura di formazione:** da effettuare solo sulla piantagione e messa in opera di talee, con taglio più o meno pronunciato della parte aerea. Questa potatura favorirà lo sviluppo radicale ed il relativo consolidamento del terreno. Trattandosi di opere a verde che già configurano l'associazione vegetazionale definitiva o semi-definitiva, l'intervento in questione dovrà essere attuato non prima della seconda stagione vegetativa - a seconda delle condizioni stazionali, con un possibile posticipo fino a quattro-cinque anni e ripetuto anche nella quarta stagione vegetativa - il secondo intervento sarà richiesto solo quando le condizioni locali lo impongano. A differenza di quanto attuato nelle opere combinate, dove è richiesta una più immediata azione di consolidamento, le talee delle opere interamente a verde dovranno essere lasciate ad un ciclo più naturale di affermazione sul suolo, col vantaggio di costi inferiori per la loro manutenzione. Raramente si dovrà intervenire con potature di formazione sugli alberi ed arbusti di impianto, a meno che non sia prioritario favorire l'aspetto esteriore dei luoghi. Gli interventi descritti dovranno comunque avvenire non prima della quarta stagione vegetativa o, in alternativa, quando la pianta ha già assunto una "conformazione adulta". In caso di intervento, la potatura dovrà essere effettuata nella stagione primaverile o autunnale, quando le piante sono ancora in riposo vegetativo;
- **i diradamenti:** sarà raramente necessario ricorrere a questi interventi, poiché, con una corretta progettazione dell'impianto delle associazioni vegetali e con il loro regolare sviluppo, non occorrerà facilitare l'insediamento di altre specie autoctone semi-definitive o definitive. Si procederà pertanto al diradamento delle specie impiantate solo nel caso in cui queste tendano a svilupparsi in modo eccessivo rispetto alle altre, compromettendo la biodiversità cercata. Tipico è il caso delle gradonate vive con piantagione di talee di salice e piantine radica di ontano, in cui quest'ultimo tende a crescere più velocemente del salice e ad aduggiarlo; in questo caso può essere necessario intervenire con un diradamento sul salice (in genere a dieci-dodici anni dall'impianto). Questo tipo di intervento dovrà essere attuato anche quando alcune specie infestanti (ad esempio, la robinia) tendano ad espandersi in maniera rapida e soffocante e tale da compromettere la vita delle altre specie.

2.4 Opere di ingegneria naturalistica con impiego di materiali morti

Le opere combinate si compongono con l'associazione di materiali inerti e vivi: la parte morta dell'opera costituisce la struttura portante, in attesa che le porzioni vive si affermino e si sostituiscano nella funzione strutturale alle porzioni inerti.

Esempi di opere combinate sono:

- palificate vive di sostegno a parete doppia o semplice con talee;
- scogliere rinverdite;
- gabbionate rinverdite;
- grate vive;
- cordonate vive;
- graticciate vive.

Per permettere l'assolvimento della funzione strutturale da parte della vegetazione, sono necessari (a seconda delle condizioni stazionali) almeno tre-cinque anni, nel corso dei quali le piantine o talee o i tappeti erbosi si affermano nel suolo di impianto e creano con gli apparati radicali "un'armatura" al terreno tale da contrastare i fenomeni che ne hanno causato il dissesto. In attesa

che si sviluppino le piante, è necessario quindi contrastare le azioni dinamiche con materiali in grado di svolgere fin da subito funzione strutturale e che, deteriorandosi con il passare del tempo, perdano la loro funzionalità senza compromettere quella della vegetazione ormai affermata.

La manutenzione delle porzioni vive di un'opera prevede tutte le cure colturali necessarie a favorire il massimo sviluppo dell'apparato radicale. Tali interventi si rendono necessari per accelerare i processi di consolidamento nel corso dei primi anni di vita dell'opera. Successivamente queste cure saranno fondamentali per mantenere gli equilibri statici ottenuti e, nel contempo, per favorire l'affermarsi di un'associazione vegetale definitiva che dovrà progressivamente sostituirsi a quella "artificialmente" impiantata.

Il materiale di risulta proveniente dalle potature eseguite sulle parti vive durante i cicli manutentivi può essere riutilizzato per la realizzazione di nuove opere. Le opere esistenti possono quindi essere considerate alla stregua di un vivaio, con conseguente risparmio economico per le manutenzioni e per il reperimento del materiale necessario agli interventi.

I principali interventi da attuare sulle piante sono:

- **il recupero delle fallanze**, vale a dire la sostituzione delle piante e delle talee che non hanno attecchito nella semina o nel reimpianto di piante erbose nelle zone nude;
- **la potatura di formazione**, che, effettuata solo sulle talee, consiste nel taglio totale della parte aerea per favorire un maggior sviluppo dell'apparato radicale. Tale intervento, effettuato generalmente nella seconda e nella quarta stagione vegetativa, deve essere realizzato con particolare attenzione affinché il taglio sia netto. Sono da escludere interventi con motoseghe, decespugliatori e quanto possa provocare sfibrature nelle talee, che comprometterebbero la vitalità della pianta. Il periodo di esecuzione dovrà essere quello di riposo vegetativo.
- **i diradamenti delle specie impiantate** (ad esempio, talee di salice), da attuare dopo non meno di cinque stagioni vegetative e, in ogni caso, con l'assoluta certezza che il taglio completo della pianta non pregiudichi la stabilità del terreno. I diradamenti dovranno essere effettuati anche qualora certe specie di impianto tendano a sottomettere completamente le altre specie. I diradamenti vengono effettuati anche per incentivare la biodiversità e, nella pratica, sono realizzati mediante l'ausilio di motoseghe ed altri attrezzi da taglio, recidendo alla base le piante che tendono a prevalere e rinnovando l'intervento finché le specie autoctone semi-definitive non si affermano. Possono esserci dei casi nei quali il diradamento è indispensabile, ad esempio, quando le specie impiantate raggiungono uno elevato sviluppo, sia come numero di soggetti che come vigoria, tale da compromettere la fruibilità e l'accessibilità ai luoghi (si pensi ad una copertura diffusa che, per le favorevoli condizioni, abbia sviluppato in modo talmente energico da occludere completamente l'accesso e la vista dell'alveo).
- **gli sfalci**, attenuati durante la seconda stagione vegetativa, saranno ripetuti con cadenza biennale o annuale al fine di favorire l'insediamento delle specie autoctone presenti in zona. Gli sfalci saranno eseguiti mediante l'impiego di decespugliatori a filo o a disco, rilasciando il materiale di risulta sul terreno, con lo scopo di mantenere una maggiore umidità, creando nel contempo uno strato di sostanza organica che tenderà a migliorare le caratteristiche del terreno (operazione necessaria soprattutto nei terreni vegetali aridi o poveri di sostanza organica).

Di seguito si distinguono i principali interventi da attuare in funzione del tipo di opera realizzata:

Tipologia	Tipo di intervento	Periodicità	Turno	Ripetizione del turno
Scogliera con talee	Recupero delle fallanze	2 stag. veg.		
	Potatura di formazione	2 e 4 stag. veg.	2 anni	2 volte
	Diradamenti	6 stag. veg.	4 anni	1 volta
Grata viva	Recupero fallanze	2 stag. veg.		
	Potatura di formazione	2 e 4 stag. veg.	2 anni	2 volte
	Diradamenti	6 stag. veg.	4 anni	1 volta
	Sfalci	2 stag. veg.	2 anni	3 volte
Palificata viva di sostegno a parete doppia o singola	Recupero fallanze	2 stag. veg.		
	Potatura di formazione	2 e 4 stag. veg.	2 anni	2 volte
	Diradamenti	6 stag. veg.	4 anni	1 volta
Gradonata viva	Recupero fallanze	2 stag. veg.		
	Potatura di formazione	2 e 4 stag. veg.	2 anni	2 volte
	Diradamenti	6 stag. veg.	4 anni	1 volta
	Sfalci	2 stag. veg.		3 volte
Gabbionata rinverdita	Recupero fallanze	2 stag. veg.		
	Potatura di formazione	2 e 4 stag. veg.	2 anni	2 volte
	Diradamenti	6 stag. veg.	4 anni	1 volta
Graticciata viva	Potatura di formazione	2 e 4 stag. veg.	2 anni	2 volte

Tipologia	Tipo di intervento	Periodicità	Turno	Ripetizione del turno
	Diradamenti	6 stag. veg.	4 anni	1 volta
Drenaggio biotecnico	Diradamenti	6 stag. veg.	4 anni	1 volta
Repellente vivo	Recupero fallanze	2 stag. veg.		
	Potatura di formazione	2 e 4 stag. veg.	2 anni	2 volte
	Diradamenti	6 stag. veg.	4 anni	1 volta
Copertura diffusa	Potatura di formazione	2 e 4 stag. veg.	2 anni	2 volte
	Diradamenti	6 stag. veg.	4 anni	1 volta

Tabella 4 - Prospetto dei principali tipi di interventi su piante da realizzare in relazione alla tipologia di opera di ingegneria naturalistica.

La manutenzione delle porzioni morte di un'opera riguarda le operazioni tese a salvaguardare, per un periodo di almeno 10 anni dall'impianto, la stabilità strutturale interna.

In attesa che il materiale vegetale assolva la propria funzione strutturale, va comunque garantita la robustezza della struttura inerte che, nell'immediato, contrasta l'azione dinamica generata dal dissesto. L'intensità degli interventi risulterà dalle caratteristiche tecnologiche dei materiali impiegati: ad esempio, a parità di condizioni, una palificata viva di sostegno realizzata con tronchi di castagno necessiterà mediamente di un numero minore di interventi manutentori rispetto ad un'opera realizzata con tronchi di pino nero.

I principali interventi sulle porzioni morte saranno:

- **deterioramento di porzioni dell'opera:** l'intervento prevederà la sostituzione o l'integrazione di singoli elementi strutturali, da attuare ogni qualvolta si evidenzia un cedimento strutturale dell'opera. Nella maggior parte dei casi, saranno rinforzati i singoli elementi deteriorati tramite l'accoppiamento di nuovi elementi. La causa principale dei cedimenti va ricercata nella precoce marcescenza del legname, dovuto generalmente ad errate operazioni attuate in fase di preparazione e/o costruzione o nell'errata scelta del materiale di base; si tenga presente, tuttavia, che a volte la scelta potrebbe essere obbligata (reperibilità in zona di materiale legnoso di caratteristiche tecniche scarse o inadatte);
- **asportazione di porzioni di opera:** tale dissesto si verifica solitamente nelle opere poste a difesa delle sponde (ad esempio, le palificate vive spondali) quando, a causa di eventi eccezionali, possono essere divelte intere parti. In tal caso, l'intervento prevederà principalmente lo smontaggio e la sostituzione delle parti rovinate; in caso di danneggiamento delle porzioni vive dell'opera durante tali operazioni, queste dovranno essere reimpiantate. Non mancano casi in cui parti di opera vengono trascinate via da fenomeni franosi o da cedimenti differenziali; in questo caso, tuttavia, è necessario rivedere le ipotesi progettuali sulle quali è stato basato l'intervento. Tali tipi di dissesti sono più frequenti in opere da zero a quattro anni di vita, cioè dove le porzioni vive non sono ancora riuscite ad affermarsi nel terreno ed a contrastare i fenomeni scatenanti;

- **rottura della rete nelle gabbionate rinverdite:** tali rotture sono frequenti nelle opere a difesa di sponde nei torrenti montani o con un notevole trasporto solido. I sassi trasportati dalla corrente durante le piene, a causa del continuo sfregamento o della battuta violenta contro l'opera, causano rotture del filo di ferro zincato che costituisce la struttura portante del gabbione. Occorre intervenire con urgenza per la riparazione delle rotture, poiché, essendo il fenomeno autoesaltante, il mancato intervento determinerebbe un rapido svuotamento del materiale di riempimento del gabbione, con totale perdita di funzionalità dell'opera. È molto meno probabile che si verifichino rotture della rete metallica nelle opere di versante; tale circostanza si verifica comunque a carico di opere con diversi anni di vita, dove le zincature, ormai vetuste, non proteggono più il filo di ferro contro l'azione corrosiva della ruggine. L'intervento di riparazione consisterà quindi nella sovrammisione di rete nuova sulle porzioni divelte, fino allo smontaggio con ricostruzione di porzioni di opera in caso di danni notevoli, con svuotamento parziale del contenuto anche con tecnica del scuci-cuci. Le osservazioni sopra esposte valgono anche per i rivestimenti vegetativi e per le terre rinforzate con rete metallica;
- **asportazione del materiale di riempimento dell'opera:** solitamente questo tipo di dissesto avviene a carico di opere in alveo (ad esempio, palificate vive spondali, gabbionate spondali rinverdite o simili), in caso di rottura della struttura portante (legname o rete metallica). L'intervento dovrà tendere a ricostituire la struttura portante, utilizzando materiale simile all'esistente per il riempimento. In alcune occasioni, è possibile giungere allo smontaggio e alla ricostruzione di intere parti d'opera.

Si elencano, infine, gli interventi di manutenzione indiretta da effettuarsi a carico delle parti vegetali vive delle opere combinate:

- **sarchiatura:** questa operazione serve a contenere lo sviluppo delle specie infestanti, per favorire la circolazione dell'aria e ridurre l'evapotraspirazione. Viste le molteplici azioni benefiche che produce, questo intervento dovrebbe essere previsto più spesso, nonostante i costi di esercizio, dovendo essere effettuato manualmente con l'ausilio di zappe. Spesso in fase progettuale, in sostituzione delle sarchiature, può essere previsto l'impiego di prodotti pacciamanti, che assolvono in modo soddisfacente alle esigenze. In caso di opere già realizzate, è consigliabile intervenire con una sarchiatura almeno per le prime tre stagioni vegetative, fino a quando la piantina utilizzata riuscirà a vincere la concorrenza con le specie infestanti, che rischierebbero di soffocarla;
- **concimazioni:** solitamente le concimazioni sono interventi preventivi e, di norma, esclusi dalle manutenzioni. Queste vanno previste in fase di progetto e consistono generalmente nell'utilizzo di sostanze organiche - meglio se letame - per migliorare la struttura dei terreni, soprattutto se poveri di sostanze organiche e di scarso spessore. Questo permette la vita della vegetazione impiantata. Possono presentarsi comunque casi nei quali risulti necessario intervenire con nuove concimazioni, per esempio a causa di eventi piovosi intensi verificatisi subito dopo l'esecuzione dei lavori. In tal caso è opportuno effettuare le concimazioni tenendo conto dell'andamento stagionale e del periodo vegetativo in corso. Sono da evitare infatti interventi durante il periodo invernale ed autunnale, quando le piante sono in riposo vegetativo e le concimazioni sarebbero dilavate dalle piogge. Anche le concimazioni sono interventi manutentivi da effettuare solamente nel corso delle prime stagioni vegetative, dal momento che, se l'intervento è riuscito, le piante sono in grado di riprodurre un proprio substrato vegetativo;
- **trattamenti antiparassitari e fungicidi:** poiché gli interventi di sistemazione idraulico-forestale con tecniche di ingegneria naturalistica sono spesso eseguiti in condizioni limite, cioè in condizioni sfavorevoli all'insediamento della vegetazione naturale, il materiale vegetale impiegato è spesso sottoposto a notevoli stress vegetativi e, quindi, è a rischio di attacco da parte di parassiti e funghi. Durante le normali visite di monitoraggio sarà

necessario effettuare una valutazione di questo rischio, in base al quale decidere se intervenire o meno con i trattamenti necessari. Anche questa operazione risulta piuttosto onerosa, sia per il costo delle sostanze da utilizzare che per le condizioni operative disagiati. Risulta pertanto opportuno valutare la possibilità di non effettuare trattamenti: in condizioni particolari questi possono essere previsti già in fase progettuale;

- **sfalcio delle infestanti:** probabilmente una delle operazioni più attuate nelle manutenzioni indirette, consiste nell'eliminazione delle infestanti tramite il loro sfalcio. L'intervento risolve solo in parte il problema della concorrenza tra individui vegetali, poiché, diversamente da quanto succede con le sarchiature, la parte radicale delle infestanti non viene eliminata e queste continuano a sottrarre le sostanze nutritive alle specie impiantate. Le operazioni di sfalcio sono effettuate generalmente nella tarda primavera, in modo da limitare l'intervento ad uno sfalcio per stagione vegetativa. Tale operazione può essere effettuata con decespugliatori a spalla o, dove possibile, con decespugliatori azionati da trattrici. In entrambi i casi, l'intervento deve essere effettuato facendo attenzione a non danneggiare la vegetazione impiantata - a volte le piante impiantate vengono segnalate con nastri rossi - e quella naturale che si sta insediando al contorno. Il materiale di risulta deve essere rigorosamente lasciato sul terreno, così da apportare ulteriore sostanza organica al terreno;
- **reti maglie di scolo:** la realizzazione di fossette e di piccoli drenaggi superficiali è sicuramente tra le più vantaggiose operazioni di manutenzione indiretta. Se in presenza di terreno correttamente movimentato in fase di esecuzione dei lavori e successivamente stabilizzato, durante il primo anno di vita dell'opera si interviene con la formazione di piccole fosse di guardia, interrompendo in particolare le linee di massima pendenza, si limiterà l'erosione del terreno vegetale, spesso di scarsa potenza, favorendo lo sviluppo della vegetazione impiantata e di quella naturale;
- **protezioni da danni di animali:** operando spesso in ambienti naturaliformi con forte presenza di fauna selvatica, è opportuno prevedere la realizzazione di difese per le singole piante impiegate e/o per l'intera zona sottoposta ad intervento. Tra le possibili opere di difesa, la più economica risulta essere la costruzione di chiudende con rete metallica e pali di legno lungo il limite esterno all'area di intervento. Tale protezione deve persistere almeno per il tempo necessario all'affermarsi della vegetazione arborea ed arbustiva (in genere non meno di 4-5 anni). Questo tipo di difesa è particolarmente efficace per evitare i danni prodotti dagli ungulati - soprattutto cervidi - che consistono nella brucatura dei giovani germogli. Tali chiudende devono essere realizzate in modo da non provocare il ferimento degli animali e dovrà esserne previsto lo smontaggio, non appena risulti evidente dal sopralluogo che la fase di sviluppo della vegetazione è ormai affermata e non più danneggiabile dalla fauna selvatica attraverso il loro morso. Le considerazioni di cui sopra dovranno essere fatte anche in presenza di zone con pascolo vacante di specie bovine, equine, caprine e ovine.

Si distinguono di seguito i principali interventi, da attuarsi a secondo del tipo di opera realizzata:

Tipologia	Interventi previsti	Periodicità	Turno	Ripetizione del turno
Scogliera con talee	Protezione danni da animali	I stag. veg.		
Grata viva	Protezione danni da animali	I stag. veg.		

Tipologia	Interventi previsti	Periodicità	Turno	Ripetizione del turno
	Sarchiature	2 stag. veg.	I anno	2-3 volte
	Concimazioni	I stag. veg.	I anno	2 volte
	Sfalci infestanti	2 stag. veg.	I anno	3 volte
	Maglie di scolo	I stag. veg.	I anno	I volta
Palificata viva di sostegno a parete doppia o semplice	Protezione danni da animali	I stag. veg.		
	Sfalci infestanti	2 stag. veg.	I anno	
	Maglie di scolo	I stag. veg.	I anno	
Gradonata viva	Protezione danni da animali	I stag. veg.		
	Sarchiature	2 stag. veg.	I anno	2-3 volte
	Concimazioni	I stag. veg.	I anno	2 volte
	Sfalci infestanti	2 stag. veg.	I anno	3 volte
	Maglie di scolo	I stag. veg.	I anno	I volta
Graticciata viva	Protezione danni da animali	I stag. veg.		
	Sarchiature	2 stag. veg.	I anno	2-3 volte
	Concimazioni	I stag. veg.	I anno	2 volte
	Sfalci infestanti	2 stag. veg.	I anno	3 volte
	Maglie di scolo	I stag. veg.	I anno	I volta

Tabella 5 - Prospetto dei principali tipi di interventi su porzioni morte da realizzare in relazione alla tipologia di opera di ingegneria naturalistica.

2.5 Problematiche riguardanti le maestranze

Le maestranze che operano nella realizzazione di opere con tecniche di ingegneria naturalistica provengono molto spesso da due diversi comparti: quello agricolo-forestale, che generalmente comprende i settori della vivaistica, delle sistemazioni idraulico-forestali ed idraulico-agrarie e delle utilizzazioni forestali, e quello edile, in cui vengono inquadrati spesso le maestranze che realizzano le briglie in calcestruzzo.

Questo richiede formazione, esperienza ed inquadramento differenti per quanto riguarda il mansionario e la categoria di riferimento, un fattore di cui devono tenere ben presente sia il direttore tecnico dell'impresa che il direttore dei lavori e il coordinatore per la sicurezza in fase esecutiva dei lavori, avendo responsabilità legale di tenere sotto controllo la presenza delle diverse maestranze nel cantiere.

Riportiamo di seguito una comparazione tra diversi Contratti Collettivi Nazionali di Lavoro (CCNL) per fornire un'idea, seppur non esaustiva, della complessità della materia.

Livello	Ex categoria	CCNL EDILI	CCNL FLOROVIVAISTIVI	CCNL AGRICOLO-FORESTALI
7°	IMPIEGATI DI 1° CATEGORIA SUPER	QUADRI ED IMPIEGATI	QUADRI ED IMPIEGATI	
6°	IMPIEGATI DI 1° CATEGORIA	IMPIEGATI	IMPIEGATI	
5°	IMPIEGATI DI 2° CATEGORIA	impiegati, sia tecnici che amministrativi, che assolvono mansioni di concetto.	CAPOSQUADRA	Per operai specializzati super si intendono quegli operai che, in possesso di specifici titoli professionali e delle patenti necessarie, svolgono, con conoscenze tecnico-pratiche e competenza professionale acquisita anche con esperienza aziendale, attività complesse e di rilevante specializzazione.
	IMPIEGATI TECNICI DI 2° CATEGORIA			
	IMPIEGATI AMMINISTRATIVI DI 2° CATEGORIA			
4°	ASSISTENTE TECNICO (già di 3° CATEGORIA),	Assistente tecnico, capo centrale, manovratore di macchine complesse, addetto con elevata professionalità ed adeguata esperienza operativo organizzativa	GIARDINIERE in possesso di complete conoscenze teorico pratiche ed in grado di operare autonomamente	Per operai specializzati si intendono quegli operai che, in possesso o non di titoli rilasciati da scuole professionali, svolgono con conoscenze tecnico-pratiche e capacità, lavori complessi che richiedono esperienza e professionalità.

Livello	Ex categoria	CCNL EDILI	CCNL FLOROVIVAISTIVI	CCNL AGRICOLO-FORESTALI
3°	OPERAI SPECIALIZZATI	OPERAI SPECIALIZZATI operai capaci di eseguire lavori particolari che necessitano di speciale competenza tecnico pratica	GIARDINIERE in possesso di buone conoscenze teorico pratiche ed in grado di operare autonomamente nelle situazioni ordinarie	Per operai qualificati super si intendono quegli operai in possesso delle conoscenze e capacità professionali dell'operaio qualificato che, in possesso o non di titoli rilasciati da scuole professionali, siano in grado di svolgere mansioni polivalenti e tali da permettere loro di gestire singoli processi produttivi e/o di lavorazione; estrattori di sughero; vivaisti qualificati con comprovata esperienza professionale; conduttori di macchine per la prima lavorazione del legno, scorticatrici, ceppatrici, biotrituratori; potatrici; muratori, ferraioli e falegnami qualificati con comprovata esperienza professionale; addetti alla costruzione di opere di sistemazione idraulico-forestale a tecnologie di bioingegneria; allevatori e conduttori di animali da soma (cavalli, muli, etc. ...).

Livello	Ex categoria	CCNL EDILI	CCNL FLOROVIVAISTIVI	CCNL AGRICOLO-FORESTALI
2°	IMPIEGATI DI 4° CATEGORIA	OPERAI QUALIFICATI operai capaci di eseguire lavori che necessitano di specifica normale capacità per la loro esecuzione	LIVELLO D - C	Per operai qualificati si intendono quegli operai che, in possesso o non di titoli rilasciati da scuole professionali, svolgono, con un certo grado di conoscenze tecnico-pratiche e di capacità professionali, compiti esecutivi variabili, conduttori di macchine ed attrezzature agricole o forestali semplici e/o semoventi, addetti alle utilizzazioni forestali (taglio, allestimento, riceppatura ed esbosco di piante forestali); selezionatori, preparatori ed imballatori di piantine forestali, addetti agli impianti di irrigazione nei vivai e aiuto-vivaisti, muratori, ferraioli e falegnami qualificati, conduttori di veicoli a trazione animale, addetti alla realizzazione di semenzai e piantonai, addetti alla realizzazione di opere sussidiarie (briglie, gabbioni, recinzioni, manutenzione strade)
	OPERAI QUALIFICATI		GIARDINIERE in possesso di buone conoscenze teorico pratiche ed in grado di operare su piccoli mezzi meccanici	

Livello	Ex categoria	CCNL EDILI	CCNL FLOROVIVAISTIVI	CCNL AGRICOLO-FORESTALI
I°	IMPIEGATI DI 4° CATEGORIA - OPERAI COMUNI	OPERAI COMUNI Operai addetti ad eseguire lavori semplici o per i quali occorra qualche attitudine o conoscenza conseguibile in pochi giorni	GIARDINIERE in grado di eseguire le operazioni più semplici (tosatura, ecc.) e di supporto agli altri livelli	Per operai comuni si intendono quegli operai che, non in possesso di particolari conoscenze o requisiti tecnico-operativi, svolgono lavori generici e semplici nonché tutte le altre attività che non possono essere ricomprese nei livelli superiori.
				Addetti alle zappature, vangature, spicconature per la preparazione e sistemazione del terreno, sarchiature, zappettature, modeste opere sussidiarie, estirpazioni delle vegetazioni infestanti, semina e messa a dimora delle piantine e lavori di manovalanza per semplici opere di presidio (cigliolate, graticciate, cordonate), carico e scarico da automezzi, riceppatura, sramatura ed esbosco senza uso di mezzi meccanici
				Capo operaio - Incarico da attribuirsi esclusivamente all'operaio del 4° livello che coordina più squadre di operai ovvero, a livello esecutivo, unità operative specializzate. Per tale incarico viene corrisposta una indennità pari al 5% del minimo contrattuale nazionale conglobato di livello e del salario

Livello	Ex categoria	CCNL EDILI	CCNL FLOROVIVAISTIVI	CCNL AGRICOLO-FORESTALI
				<i>integrativo regionale per l'intero periodo lavorativo nell'anno e per 14 mensilità.</i>

Tabella 6 - Comparazione tra diversi Contratti Collettivi Nazionali di Lavoro (CCNL)

2.6 Le problematiche connesse alle analisi prezzi, al calcolo della percentuale della manodopera ed ai costi della sicurezza

Una delle problematiche di maggior rilievo nella redazione del progetto è l'**analisi dei prezzi** che è assai frequente nel campo dell'ingegneria naturalistica, mancando molto spesso indicazioni valide nei diversi prezzari.

Il regolamento di attuazione del D. Lgs. 163/06, di cui al D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 che all'art. 32 prevede:

1. **Il computo metrico estimativo viene redatto applicando alle quantità delle lavorazioni i prezzi unitari riportati nell'elaborato elenco dei prezzi unitari.** Tali prezzi sono dedotti dai vigenti prezzari della stazione appaltante nel rispetto di quanto disposto dall'[articolo 133, comma 8, del codice](#), o, in mancanza della corrispondente voce nei prezzari, dai listini ufficiali vigenti nell'area interessata. Quando il progetto definitivo è posto a base di gara ai sensi dell'[articolo 53, comma 2, lettera b\), del codice](#), le quantità totali delle singole lavorazioni sono ricavate da computi di quantità parziali, con indicazione puntuale dei corrispondenti elaborati grafici; le singole lavorazioni, risultanti dall'aggregazione delle rispettive voci dedotte dal computo metrico estimativo, sono poi raggruppate, in sede di redazione dello schema di contratto e del bando di gara, ai fini della definizione dei gruppi di categorie ritenute omogenee di cui all'articolo 3, comma 1, lettera s). Tale aggregazione avviene in forma tabellare con riferimento alle specifiche parti di opere cui le aliquote si riferiscono.

2. Per eventuali voci mancanti il relativo prezzo viene determinato mediante analisi:

- applicando alle quantità di materiali, manodopera, noli e trasporti necessari per la realizzazione delle quantità unitarie di ogni voce, i rispettivi prezzi elementari dedotti da listini ufficiali o dai listini delle locali camere di commercio, ovvero, in difetto, dai prezzi correnti di mercato;
- aggiungendo, per spese generali, un'ulteriore percentuale variabile tra il 13 e 17%, a seconda della importanza, della natura, della durata e di particolari esigenze dei singoli lavori;
- aggiungendo, infine, una percentuale del 10% per utile dell'esecutore.

Nella compilazione della analisi dei prezzi, è buona norma suddividere organicamente le voci che compongono il prezzo unitario, tra cui la manodopera, i trasporti ed i noli, i materiali a piè d'opera, le malte ed i conglomerati, le opere compiute ed altre eventuali voci ritenute importanti.

Nei prezziari figurano, in genere, i prezzi elementari: non vengono riportati, se non raramente, i prezzi elementari disaggregati (analisi dei prezzi), comprensivi delle spese generali e dell'utile d'impresa.

Tale approccio è ritenuto corretto. Dopo aver valutato l'esistenza di specifici tariffari regionali o di settore, il progettista potrà infatti modificare nelle singole analisi sia le quantità relative, adattandole alle difficoltà operative locali e calibrandole sugli obiettivi progettuali, sia i prezzi stessi degli elementi costitutivi.

I prezziari regionali, per tramite dell'osservatorio prezzi e di specifiche indagini e studi predisposti dall'Autorità di Vigilanza sui Lavori Pubblici, ora Autorità per la Vigilanza sui Contratti Pubblici di Lavori, Servizi e Forniture (AVCP), definiscono i prezzi di riferimento delle principali lavorazioni, al fine di evitare azioni di contenzioso o comportamenti anomali in fase di gara e di realizzazione.

Le opere descritte nei prezziari si intendono eseguite a perfetta regola d'arte in conformità alle leggi e norme vigenti, nonché in base alle disposizioni emanate dai vari enti preposti al controllo.

Le opere si intendono eseguite in orario a e condizioni normali di lavoro, con progetto e programma dei lavori ben definiti e tempi di realizzazione normali, in relazione ai contesti di riferimento di ogni specifica sezione del settore costruzioni.

Nel caso delle opere di ingegneria naturalistica, ad esempio, tale aspetto è molto importante in relazione alla stagionalità delle operazioni di cantiere ed in riferimento alla quota sul livello del mare a cui si svolgono le lavorazioni.

Operare pertanto in condizioni di ripresa vegetativa con talee - fatto che un CSA di opere di ingegneria naturalistica esclude - comporterebbe una situazione non "ordinaria" di esecuzione delle opere con costi maggiori. In questo caso, su autorizzazione della direzione lavori si potrebbe impiegare materiale proveniente da celle frigorifere o da quote altitudinali maggiori. Le valutazioni dei costi andranno effettuate entro sei mesi dalle rilevazioni.

I costi di esercizio delle macchine ed attrezzature, utilizzate nelle analisi dei prezzi, provengono da specifici calcoli sull'ammortamento tecnico degli stessi, sui relativi consumi e parti di ricambio necessari, sugli oneri di manutenzione e di conduzione.

I prezzi dei materiali impiegati nelle analisi dei prezzi delle costruzioni sono sempre da considerarsi franco cantiere e provengono dai listini delle maggiori case produttrici dei materiali o dai fornitori di livello nazionale, tenendo conto delle incidenze del trasporto in cantiere e degli sconti medi applicati.

I marchi si intendono dotati dei relativi attestati di conformità richiesti e previsti dalla legislazione regionale, italiana e dell'Unione Europea, oltre ai dispositivi in materia tecnica e di sicurezza.

Nelle opere compiute, i compensi per le spese generali e gli utili dell'appaltatore, per tener conto dei maggiori oneri derivanti dalla conduzione organizzativa e tecnica qualificata del cantiere, ammontano complessivamente al 26,50% così ripartito: spese generali 15% (l'Autorità di Vigilanza sugli Appalti Pubblici, ora Autorità di Vigilanza sui Contratti Pubblici - AVCP, ha suggerito a suo tempo una percentuale tra il 13 ed il 15%) ed utile d'impresa del 10% (sempre suggerito dall'AVCP). A queste percentuali va aggiunto l'1,50% sul totale, in quanto l'utile d'impresa del 10% va calcolato anche sulle spese generali. L'IVA è esclusa da questi computi e deve essere conteggiata a parte.

Per le isole ed i lavori svolti in condizioni di particolare disagio e difficoltà, dovranno essere effettuate valutazioni specifiche, sinteticamente esplicitate a mezzo di maggiorazione sulle categorie di lavoro previste in progetto.

I **prezzi relativi alla manodopera**, a cui fare riferimento per quel che concerne le opere edili, sono determinati dalla Commissione Unica per il rilevamento dei costi mensili del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Provveditorato Regionale per le Opere Pubbliche, che valuta in maniera analitica i valori relativi alla manodopera specializzata, qualificata, comune, con rilevamento per realtà provinciali e su base semestrale (come risultante dal CCNL per il settore produttivo in cui rientra la lavorazione e degli accordi territoriali di riferimento, comprensivo degli oneri assicurativi e previdenziali ed ogni altro onere connesso).

L'**incidenza sul prezzo relativa alla manodopera** costituisce valore centrale dell'analisi dei prezzi e deve essere tale da non inficiare la lavorazione stessa. Viene preso come riferimento, in genere, il valore ordinario che la tipologia di lavoro richiede per l'impiego di maestranze dirette e nel rispetto dei dispositivi legislativi del settore.

Il valore dell'incidenza esprime il valore di manodopera diretto e non deve tenere conto delle maestranze relative all'impiego di noli a caldo - a differenza dell'analisi prezzi complessiva che nelle voci di costo dovrebbe comprendere anche le voci dei mezzi noleggiati a caldo - né tantomeno delle lavorazioni industriali o di artigianato e di semilavorati. Essa è calcolata al lordo delle spese generali ed utili di impresa.

In aggiunta al valore **percentuale di incidenza della manodopera** per ciascuna voce di opera compiuta dotata di analisi - definito quale rapporto tra il costo totale della manodopera presente nella voce rispetto al costo totale della voce medesima - sarebbe opportuno ritrovare nei prezziari regionali anche il **relativo valore assoluto di tale incidenza**, per poter consentire una più immediata definizione del computo metrico estimativo attinente alla manodopera impiegata per la realizzazione di una determinata opera, in ottemperanza al dettato normativo e consentendo di superare i precedenti ricorsi a tabelle parametriche di riferimento (di cui al D.M. 11 dicembre 1978).

Nei prezziari di riferimento regionali o nazionali, si riporta quasi sempre una percentuale del prezzo di applicazione relativo alla sicurezza definita *interna*.

Questa percentuale del prezzo di applicazione esprime la parte del valore economico, interna al prezzo, come previsto dalle disposizioni vigenti, necessaria per poter eseguire la lavorazione in regime di normale andamento ed in condizioni di sicurezza, come previsto dai dispositivi legislativi.

Non possono quindi essere oggetto di contabilità separata i Dispositivi di Protezione Individuali (DPI) e tutti gli apprestamenti per la sicurezza normalmente necessari all'esecuzione dell'opera, quali, ad esempio, paratie di trattenimento del terreno anticrollo per gli scavi profondi.

Con riferimento ai contenuti delle singole voci di prezzo, si precisa che i valori di prezzo pubblicati nei prezziari generalmente rappresentano, come definito dalla normativa specifica (art. 32 D.P.R. 207/10 ex art. 34 D.P.R. 554/99), la somma delle componenti relative a materiali, manodopera, noli e trasporti necessari per la realizzazione delle quantità unitarie di ogni voce, nonché delle relative incidenze per utili e spese generali dell'Impresa, secondo gli usuali valori e comprensivi di quanto necessario per l'esecuzione della singola lavorazione in sicurezza (costi cosiddetti "ex lege", rappresentativi cioè dei soli "rischi propri" dell'appaltatore, in quanto insiti in ciascuna lavorazione attuata ai sensi della normativa vigente D. Lgs. 81/08).

Per maggior chiarezza, alla luce della normativa vigente, si ricorda che i costi relativi alla sicurezza nell'ambito di un contratto pubblico si distinguono in:

- **costi della sicurezza necessari per l'eliminazione dei rischi da interferenze**, che derivano dalla stima effettuata nel Piano di Sicurezza e Coordinamento (PSC) ai sensi dell'art. 100 del D. Lgs. 81/08 e secondo le indicazioni dell'allegato XV specifico, in particolare al punto 4;

- **costi della sicurezza afferenti all'esercizio dell'attività svolta da ciascuna impresa** (rischi specifici propri dell'appaltatore), strumentali all'esecuzione in sicurezza delle singole lavorazioni e non riconducibili agli oneri stimati previsti al punto 4 dell'allegato XV del D. Lgs. 81/08: DPI, sorveglianza sanitaria, formazione dei lavoratori ecc., contenuti nella quota percentuale prevista nel regolamento attuativo dei contratti pubblici, ossia quali **quota-parte delle spese generali** (art. 32 del D.P.R. 207/10, come indicato nel richiamo ai contenuti delle spese generali afferenti all'impresa, ex art. 34 del D.P.R. 554/99).

Soltanto per la prima tipologia di costi la stazione appaltante è tenuta ad effettuare una stima e ad indicarli nei bandi di gara, procedendo alla loro quantificazione sulla base delle misure individuate nei documenti di progetto (Piano di Sicurezza e Coordinamento o analisi della stazione appaltante quando il Piano non sia previsto).

Tale stima dovrà essere congrua, analitica, per singole voci, riferita ad elenchi prezzi standard o specializzati (come previsto nell'Allegato XV del D. Lgs. 81/08).

Questi costi devono essere tenuti distinti dall'importo soggetto a ribasso d'asta, poiché rappresentano la quota da non assoggettare a ribasso, ai sensi dell'art. 131, comma 3 del D. Lgs. 163/2006.

Tali costi non sono soggetti ad alcuna verifica di congruità, essendo stati quantificati e valutati dalla stazione appaltante a monte, pertanto congrui per definizione.

I costi per la sicurezza afferenti all'esercizio dell'attività svolta da ciascuna impresa, invece, dovranno essere indicati dal singolo operatore economico nella propria offerta e saranno sottoposti alla verifica di congruità, rispetto all'entità e alle caratteristiche del lavoro, ai sensi dell'art. 86, comma 3 bis, del D. Lgs. 163/2006.

Tale quota di costo, rappresentata dalla percentuale di cui all'art. 34 del D.P.R. 554/99, sostituito dall'art. 32 del D.P.R. 207/2010, *Nuovo regolamento d'attuazione del Codice dei contratti Pubblici*, di cui al D. Lgs. 163/06), se esplicitata all'interno di un elenco prezzi regionale quale componente del costo sicurezza proprio dell'appaltatore, potrà essere utile sia all'offerente nel momento in cui deve formulare la sua offerta e quindi proporre un ribasso congruo, sia alla stazione appaltante la quale, nel dover adempiere alla verifica della congruità dell'offerta, è tenuta a valutare la congruità anche della quota di costo destinato alla sicurezza da parte dell'appaltatore.

Per quanto sopra, ne deriva che, nell'indicare all'interno delle componenti costituenti l'analisi prezzi un'ipotetica quota percentuale attinente le spese relative alla sicurezza, si intende comprendere unicamente i costi afferenti la sicurezza per le attività svolte da ciascuna impresa, costi soggetti a verifica di congruità ai sensi del citato art. 86, comma 3 bis del codice dei contratti pubblici (come esplicitamente richiamato nel nuovo art. 32 del D.P.R. 207/10, nell'ambito delle quote previste nelle spese generali).

Questa quota non rappresenta, tuttavia, un costo della sicurezza da sottrarre dal ribasso secondo le previsioni dell'art. 131 del D. Lgs. 163/06 e successivi art. 26 e art. 100, allegato XV punto 4.1.4 del D. Lgs. 81/08, costo che il progettista è tenuto ad indicare separatamente nel Quadro Economico di progetto rispetto alla quota attinente l'esecuzione dei lavori (ai sensi dell'ex art. 17 del D.P.R. 554/99, ora art. 16 del D.P.R. 207/10).

Al contrario, essendo già compresi nel prezzo unitario della singola lavorazione, tali oneri della sicurezza sono contenuti nel costo dell'opera, risultando, come sopra già richiamato, secondo i disposti della normativa in vigore, un "di cui" delle spese generali stesse.

La conoscenza specifica di tale quota, come già richiamato sopra, può costituire supporto all'operato delle stazioni appaltanti in fase di verifica di congruità rispetto all'entità e alle caratteristiche del lavoro, ai sensi dell'art. 86 comma 3 bis del D. Lgs. 163/06, e dell'operatore economico in fase di formulazione della propria offerta, ma

non rappresenta un obbligo da esplicitare nell'ambito del progetto dell'opera medesima.

Ne consegue la necessità di una stretta collaborazione in fase di progettazione/esecuzione fra il progettista dell'opera e il Coordinatore per la sicurezza, al fine di individuare nel Piano di Sicurezza e Coordinamento quei costi della sicurezza non compresi nel prezzo unitario della singola lavorazione, così come indicati nei contenuti specifici al punto 4 dell'Allegato XV del D. Lgs. 81/08 e s.m.i., compresi nell'importo totale dei lavori da appaltare e da non assoggettare a ribasso.

I dati pubblicati in diversi prezziari regionali di riferimento non rendono esplicita, ancora oggi, la conoscenza della quota di costo sicurezza riconducibile ai costi propri dell'appaltatore per lo svolgimento di una singola lavorazione e, in quanto tali, riconosciuti e pagati allo stesso nell'ambito delle spese generali, ossia all'interno del 13% o del 15%.

Per la definizione della quota di costo della sicurezza da non assoggettare a ribasso, ai sensi della normativa vigente, da indicare separatamente all'interno del quadro economico di progetto come sopra richiamato, il coordinatore per la sicurezza in fase di progettazione, qualora nominato, o il progettista medesimo, **potrà attingere alle voci di prezzo** per la quantificazione dell'onere derivante dalle prescrizioni e previsioni appositamente definite per l'attuazione delle misure di sicurezza stabilite all'interno del cantiere, con i contenuti di cui al punto 4 dell'Allegato XV del D. Lgs. 81/08.

Tali voci dovranno essere considerate nella loro totalità quali rientranti nel computo metrico estimativo relativo alla sicurezza e, come tali, da sottrarre dal ribasso in fase di gara, mentre per le voci non presenti nei prezziari regionali, o anche non perfettamente rispondenti in termini prestazionali alle proprie specifiche necessità, ad apposite analisi prezzi o a listini e/o prezziari ufficiali vigenti nell'area interessata dai lavori.

La percentuale per la sicurezza va così calcolata in sede di redazione della singola voce di analisi dei prezzi.

La sommatoria delle singole componenti della percentuale costituisce il valore esplicitato del costo della sicurezza interna, mentre, per quanto riguarda la voce di sicurezza esterna, questa è oggetto di uno specifico computo metrico, in cui vanno esplicitate le voci di protezione e prevenzione dei mezzi e degli apprestamenti della sicurezza per la protezione individuale, le misure di protezione collettiva dei lavoratori e degli operatori del cantiere, non riferibili a costo o percentuale intero, e riguardanti apprestamenti particolari del cantiere.

Le schede di analisi prezzi della manodopera riportate nei volumi di ingegneria naturalistica pubblicati dalla Regione Lazio prevedono delle categorie di operai che ormai sono state superate dai contratti collettivi nazionali di lavoro (CCNL) e dalle singole trattative locali che si sono nel frattempo svolte.

In particolare, nelle analisi dei prezzi si riportano le seguenti categorie:

- operaio comune;
- operaio qualificato;
- operaio specializzato.

Si fa presente che i costi dei noleggi, compresi quelli delle macchine movimento terra, sono riportati come costi cosiddetti "a freddo", ovvero senza il costo dell'operatore.

Nella maggior parte dei casi, attualmente, la macchina per la movimentazione terra viene noleggiata in forma "a caldo", quindi con operatore macchina, in quanto la diversità tipologica del cantiere e delle opere da realizzare possono richiedere l'impiego di diverse tipologie di mezzi meccanici anche all'interno dello stesso cantiere, a volte contemporaneamente. Accade spesso, pertanto, che né le amministrazioni pubbliche, né le ditte esecutrici, se non particolarmente specializzate, abbiano in dotazione tali mezzi.

Per quanto attiene la determinazione della percentuale della manodopera, il cui valore influenza la scelta di assoggettare o meno il progetto alla redazione del Piano della Sicurezza, l'Autorità di Vigilanza sui Lavori Pubblici è intervenuta con la Determinazione n. 37/2000 del 26 luglio 2000 recante "Calcolo degli oneri di sicurezza e dell'incidenza della manodopera in attesa del regolamento attuativo".

La Determinazione rammenta che all'art. 31 della Legge sugli appalti pubblici (Legge 109/94 e sue s.m.i. - sostituita dal D. Lgs. 163/2006) è previsto, ai commi 2 e 3, che gli oneri di sicurezza debbano essere evidenziati nei bandi di gara e che questi non sono soggetti a ribasso d'asta.

Ratio della norma, rammenta la determina, è quindi di evitare che alcune imprese possano formulare offerte più basse, incidendo sugli oneri derivanti dall'osservanza delle norme di sicurezza, previdenza ed assistenza.

Dalla lettura della norma emerge per la stazione appaltante l'onere di evidenziare e concretizzare il contenuto di detti oneri nel bando di gara.

Se il divieto di ribasso è esplicito e normato per quanto riguarda l'appalto dei lavori, non lo è ancora purtroppo per quanto riguarda la progettazione.

Resta incomprensibile, infatti, perché, se il legislatore è intervenuto correttamente impedendo all'impresa esecutrice di fare ribassi sulla sicurezza per tutelare la sicurezza stessa dei lavoratori, altrettanto non abbia fatto e pretenda dal progettista (il coordinatore per la sicurezza in fase di progetto - CSP) onde evitare che, con un ribasso di parcella di progettazione, il CSP proceda alla redazione di un Piano della sicurezza e coordinamento poco dettagliato, a scapito sempre della sicurezza dei lavoratori.

Il piano di sicurezza, infatti, ai sensi di quanto disposto dall'allegato XV del D. Lgs. 81/2008, aggiornato al decreto legislativo 3 agosto 2009, n. 106) , ex art. 12 del D. Lgs. 494/96, deve contenere l'individuazione, l'analisi e la valutazione dei rischi e le conseguenti procedure esecutive, gli apprestamenti e le attrezzature atti a garantire, per tutta la durata dei lavori, il rispetto delle norme per la prevenzione degli infortuni e la tutela della salute dei lavoratori, nonché la stima dei relativi costi. Poco è descritto, tuttavia, sui contenuti minimi dei piani.

Ai sensi dell'art. 90 comma 4, così come modificato dall'art. 59 del D.Lgs. n. 106 del 2009 dell' ex art. 3 del D. Lgs. 494/96, la nomina del coordinatore per la progettazione deve essere effettuata "contestualmente all'affidamento dell'incarico di progettazione esecutiva" ed il piano di sicurezza, ai sensi del successivo comma 7, deve essere "trasmesso a cura del committente a tutte le imprese invitate a presentare offerte per l'esecuzione dei lavori".

Caratteristica del piano è quindi la stima dei costi delle misure di sicurezza in esso contenute, che non può essere effettuata senza definire nel dettaglio le misure necessarie.

Sulla base di quanto sopra illustrato, si può ritenere che le amministrazioni appaltanti debbano provvedere all'individuazione e all'evidenziazione nei progetti degli oneri relativi all'attuazione degli anzidetti piani di sicurezza.

Sulla base, quindi, della normativa in materia di sicurezza sul lavoro D. Lgs. 9 aprile 2008, n. 81, in attesa dell'emanazione del regolamento sui costi della sicurezza, l'Autorità di Vigilanza sui Lavori Pubblici (ora AVCP) a suo tempo, attraverso la determina 37/2000, ha ritenuto di specificare linee guida per la determinazione dell'incidenza della manodopera, in quanto, per una esatta determinazione di detta incidenza, è necessaria una corretta individuazione degli oneri della sicurezza ai sensi dell' ex art. 12 del D. Lgs. 494/96 e s.m.i. ora determinati nell'art. 100 del D. Lgs. 81/2008, nonché gli oneri indicati all'art. 131 del D. Lgs. 163/2006 e sue successive modifiche ed integrazioni.

2.7 Piano di sicurezza e di coordinamento

Tra i vari documenti che costituiscono il progetto esecutivo, ve ne sono due che sono fortemente correlati e che insieme costituiscono gli aspetti della sicurezza.

Ci riferiamo al Piano di Sicurezza e Coordinamento ed al quadro dell'incidenza percentuale della quantità della manodopera per le diverse categorie di cui si compone l'opera da realizzare.

Nella Determina 37/2000 viene individuato un metodo semplice ed immediato per la determinazione dell'**incidenza percentuale della quantità di manodopera (IMO)** e relativi costi, ottenuta dai prezzi unitari per le diverse categorie (generali o specializzate individuate ai sensi dell'allegato A del D.P.R. 34/2000), di cui si compone l'intervento progettato e che serviranno anche per la definizione dei costi della sicurezza sulla base:

- dell'**incidenza media della sicurezza (IS)**
- del **costo di costruzione (C)**.

L'importo per l'esecuzione delle lavorazioni e forniture, nonché per l'attuazione dei piani di sicurezza, ovvero il cosiddetto **costo di costruzione (C)**, è determinato dalla stima delle **quantità (Q)** delle lavorazioni o forniture previste nel progetto per il relativo **prezzo unitario (P)**, così come dedotto dai prezziari o dai listini ufficiali vigenti nell'area interessata.

In caso di mancanza del prezzo unitario delle singole lavorazioni o forniture nel listino prezzi adottato, si procederà secondo quanto disposto dall'art. 34, comma 2, del D.P.R. 554/1999, ossia:

- applicando alle quantità di materiali, manodopera, noli e trasporti, necessari per la realizzazione delle quantità unitarie di ogni voce, i rispettivi prezzi elementari dedotti da listini ufficiali o dai listini delle locali camere di commercio ovvero, in difetto, dai prezzi correnti di mercato (ad eccezione della manodopera che dovrà essere dedotta dai bollettini ufficiali emessi nella provincia in cui si realizza l'opera, così come si desume da quanto disposto dall'art. 21, comma I bis, della legge 109/94);
- aggiungendo una percentuale per le spese relative alla sicurezza all'importo così determinato;
- aggiungendo ulteriormente una percentuale variabile tra il 13 e il 15% per spese generali, a seconda della categoria e tipologia dei lavori;
- aggiungendo infine una percentuale del 10% per utile dell'appaltatore.

Il costo di costruzione è determinato quale sommatoria dei prezzi unitari (P) per le quantità (Q) delle lavorazioni o forniture che concorrono alla definizione dell'intervento:

$$C = S * 1n * PQ$$

Il prezzo unitario della lavorazione o fornitura considerata è costituito dalla somma del prezzo dei **materiali (M)**, del prezzo dei **noli (N)**, di quello dei **trasporti (T)** e di quello della **manodopera (MO)**. Al prezzo così determinato si aggiunge una percentuale per le spese relative alla **sicurezza (S)** ed un'ulteriore percentuale per le **spese generali (SG)** variabile tra il 13 e 15%, a seconda della categoria e tipologia dei lavori. Infine, al prezzo risultante si aggiunge una percentuale del 10% per l'**utile unitario (U)** d'impresa. Il prezzo così calcolato è il **prezzo unitario (P)**:

$$P = M + N + T + MO + S + SG + U$$

L'utile unitario di impresa U (10 %), calcolato sull'importo della voce di lavorazione o fornitura, si ottiene sottraendo dall'importo della stessa (P) il rapporto tra tale valore ed 1,10:

$$U = P - \frac{P}{1,10}$$

L'utile totale d'impresa per ogni singola lavorazione o fornitura si ottiene moltiplicando l'utile unitario (U) per la quantità (Q).

Le spese generali unitarie SG (14%), assunte, in questo caso, quale media tra il 13 e il 15%, calcolate sull'importo della voce di lavorazione al netto dell'utile dell'impresa ($P - U$), si ottengono sottraendo dall'importo netto precedentemente calcolato il rapporto tra tale valore ed 1,14:

$$SG = P - U - \frac{P - U}{1,14}$$

Le spese generali totali per ogni singola lavorazione o fornitura si ottengono moltiplicando le spese generali unitarie (SG) per la quantità (Q).

Il piano di sicurezza e di coordinamento, di cui all'allegato XV art. 2 e successive modificazioni, prevede che sia redatta la stima di tutti i costi necessari all'approntamento di procedure, apprestamenti ed attrezzature atti a garantire il rispetto delle norme per la prevenzione degli infortuni e la tutela della salute dei lavoratori nei luoghi di lavoro.

Il rapporto tra la stima delle **spese complessive della sicurezza** (SCS) ed il costo di costruzione determina l'**incidenza media della sicurezza** (IS):

$$IS = \frac{SCS}{C}$$

Le spese unitarie della sicurezza (S) calcolate sull'importo della voce di applicazione al netto dell'utile dell'impresa e delle spese generali ($P - U - SG$) si ottengono sottraendo dall'importo di cui prima il rapporto tra tale valore e l'indice della sicurezza (IS):

$$S = P - U - SG - \frac{P - U - SG}{1 + IS}$$

Le spese della sicurezza, per ogni singola lavorazione o fornitura, si ottengono moltiplicando le spese unitarie della sicurezza (S) per la quantità (Q).

Una volta individuata la componente del prezzo relativa ai materiali (M), ovviamente in base alla quantità tecnicamente necessarie, nonché ai trasporti (T) ed ai noli (N), da effettuarsi sulla base di stime tecniche, conoscendo il prezzo (P), potrà calcolarsi per differenza il costo della manodopera (MO):

$$MO = P - U + SG + S + M + N + T$$

Il costo totale della manodopera, per ogni singola lavorazione o fornitura, si ottiene moltiplicando il costo unitario della manodopera (MO) per la quantità (Q).

Il calcolo dell'incidenza percentuale media della quantità di manodopera (IMO) avviene rapportando tutta la manodopera al costo di costruzione:

$$IMO = \frac{S * 1N * MOQ}{C}$$

Tale Delibera è rimasta tuttavia in parte inapplicata, poiché, se fossero stati seguiti i suoi principi, si sarebbero rese necessarie per ogni progetto e conseguente computo metrico le analisi dei prezzi di dettaglio per ogni voce di capitolato, così da permetterne la determinazione dell'incidenza della percentuale della manodopera e, in seconda battuta, l'incidenza dei costi della sicurezza.

Questo indirizzo dell'Autorità di Vigilanza sui Lavori Pubblici (ora AVCP) ha tuttavia indotto le Regioni e le Province Autonome a produrre prezziari via via aggiornati con le seguenti voci:

- prezzo di applicazione della singola lavorazione;
- percentuale della manodopera (% MO);
- percentuale dei costi della sicurezza "interna" (quelli conglobati nel prezzo della singola lavorazione) (% $OS 1$);
- prezzario degli apprestamenti per la sicurezza "esterna" ($OS 2$).

Un'applicazione di tali concetti sono le Linee guida in materia di sicurezza nei cantieri temporanei e mobili (con riferimento ai lavori pubblici) redatte dalla Regione Lombardia agg. Luglio 2000 e successive integrazioni redatte nel 2002 per la determinazione della entità degli U/G; a tal proposito esistono due metodi (Metodo A e B). Il primo metodo (A) è rigoroso ed il valore percentuale della manodopera (% MO) risulta dato dalla sommatoria della stessa esplicitata per ogni voce della lavorazione e quindi del CME.

Il secondo metodo (B) è la risultante di una stima, ricavata utilizzando la sotto indicata formula:

$$Uomini \text{ } \textit{Giorno} = \frac{IPL * 30\%}{\text{€}190,00}$$

Questa formula risulta valida se utilizzata per le prime fasi di progettazione, di massima e preliminare, che si vanno ad aggiungere alle prime indicazioni richieste per il progetto preliminare riguardo alla sicurezza (art. 17 del D.P.R. 207/10).

Il citato articolo prevede al comma I quanto segue:

Il progetto preliminare stabilisce i profili e le caratteristiche più significative degli elaborati dei successivi livelli di progettazione, in funzione delle dimensioni economiche e della tipologia e categoria dell'intervento, ed è composto, salva diversa determinazione del responsabile del procedimento, dai seguenti elaborati:

- a) relazione illustrativa;**
- b) relazione tecnica;**
- c) studio di prefattibilità ambientale;**
- d) indagini geologiche, idrogeologiche e archeologiche preliminari;**
- e) planimetria generale e schemi grafici;**
- f) prime indicazioni e disposizioni per la stesura dei piani di sicurezza;**
- g) calcolo sommario della spesa.**

Per la lettera f), pur non riportando il D.P.R. 207/10 alcuna indicazione sui contenuti, è diventata prassi inserire nel documento le seguenti specifiche:

- a) relazione generale e valutazione dei rischi delle varie fasi lavorative;
- b) valutazione dei rischi per l'uso delle attrezzature di lavoro (nel caso di cantieri che prevedano l'impiego di tecniche di ingegneria naturalistica, tale capitolo assume particolare rilevanza);
- c) cronoprogramma dei lavori;
- d) elaborati grafici illustranti tutte le varie fasi di lavoro, compresa l'ubicazione del cantiere;
- e) cartellonistica di cantiere;
- f) valutazione preliminare dei costi per la sicurezza e degli apprestamenti;
- g) valutazione preventiva del rischio rumore;
- h) fascicolo tecnico relativo alla manutenzione delle opere previste sul progetto.

Tornando al rapporto uomini/giorno, denominato in passato "calcolo del compenso revisionale" (U/G), esso si fonda sul parametro di incidenza percentuale del costo della manodopera, dei materiali, dei trasporti e dei noli delle macchine per l'esecuzione dei lavori.

La percentuale si differenzia in funzione della tipologia dei lavori (ristrutturazione, nuova costruzione, ecc.) ed in funzione della squadra tipo di operai. Per le opere di ingegneria naturalistica, l'incidenza della manodopera sul costo di produzione è estremamente variabile.

Alcune lavorazioni presentano percentuali che si assestano tra il 5 e 10%, ma non sono infrequenti tipologie d'opera in cui tale percentuale raggiunge il 40 o 50%.

Pur in considerazione che in situazioni a regime, ossia con progettisti e verificatori formati in ingegneria naturalistica ed operai ed operatori macchina esperti nell'esecuzione di tali opere e mercati in grado di rispondere, in qualità di fornitori, alle richieste delle ditte esecutrici, è stato riscontrato che il costo delle opere di ingegneria naturalistica è, a parità d'efficacia, minore delle cosiddette opere "in grigio", con una riduzione che oscilla dal 30 al 50%.

La manodopera rappresenta una buona parte del costo, soprattutto nelle opere più classiche e maggiormente realizzate in ingegneria naturalistica, come le opere vive, ad esempio, gradinate vive, viminate vive, fascinate vive, grate vive e palificate vive di sostegno. Questo è riscontrabile in considerazione anche dei risparmi possibili, come l'impiego di materiali "poveri" (legname fuori misura, piante reperite dai giacimenti vegetali, terreno locale, ecc.).

A titolo esemplificativo, riportiamo una stima preventiva di massima degli uomini/giorno (*U/G*), calcolata sulla base di un'entità dei lavori di 100.000,00 euro.

Utilizzando la formula sopra riportata, ne deriva un valore di *U/G* superiore a 200 uomini/giorno, nell'ipotesi di un costo giornaliero dell'ora/uomo omnicomprensivo pari a 190,00 Euro/uomo/giorno (compenso, TFR, oneri, ferie, malattie, ecc.); valore ricavato da un costo uomo medio giornaliero ipotizzando l'impiego di una squadra tipo con diversi costi/uomo:

$$Uomini \text{ } \underset{Giorno}{=} = \frac{€ 100.000,00 * 40\%}{€ 190,00} = 210 - Uomini \text{ } \underset{Giorno}{}$$

In questo caso, pertanto, si supera la soglia indicata dei 200 *U/G*. Si evidenzia che, anche nel caso di limitati importi, è facile superare detta soglia.

Attenzione va posta anche nella formulazione del cronoprogramma, in cui vengono indicati gli importi complessivi per ogni singola fase del cantiere.

Accanto a tali valori, per facilitare il confronto, risulta utile riportare sia la percentuale della manodopera media di tale fase, sia gli uomini/giorno previsti per essa.

Un particolare richiamo va fatto in relazione alla parte terza dello schema tipo del Capitolato Speciale d'Appalto (CSA) delle opere pubbliche, dove in genere viene riportata la categoria prevalente delle opere che, sulla base di un pronunciamento dell'Autorità per la Vigilanza sui Contratti Pubblici di Lavori, Servizi e Forniture, deve essere individuata come quella a maggiore importo.

Ne consegue che, in caso di presenza di più categorie d'opera, la categoria OG13, corrispondente a opere di ingegneria naturalistica, sia spesso svantaggiata, in quanto gli importi di tali opere risultano sempre piuttosto bassi, anche in presenza di maggiori difficoltà.

Come categoria prevalente viene spesso individuata la realizzazione di opere in calcestruzzo, di costo sicuramente maggiore.

Di norma, inoltre, nella redazione della parte terza del CSA vengono inseriti dati riguardanti:

- le categorie prevalenti e le categorie scorporabili e subappaltabili dei lavori, con indicazione della percentuale della manodopera;
- l'indicazione riguardante la squadra tipo necessaria alla realizzazione delle tipologie d'opera previste.

2.8 Problematiche riguardanti la squadra tipo

Nel cantiere di ingegneria naturalistica, la squadra tipo è indicativamente composta da un minimo di tre ad un massimo di sette lavoratori (5+2), con le seguenti mansioni:

- operatore forestale motoseghista più aiutante (che formano il primo gruppo di lavoro);
- operatore forestale motoseghista più aiutante (che formano il secondo gruppo di lavoro).

A volte queste due sottosquadre lavorano contemporaneamente, evitando sovrapposizioni ed interferenze delle attività. A queste può aggiungersi:

- operatore forestale motoseghista, più aiutante (che formano il terzo gruppo di lavoro). È addetto al reperimento, abbattimento e depezzatura di alberi e arbusti per rifornire il cantiere di ingegneria naturalistica di talee; in alternativa vengono impiegati per la piantagione delle piante e piantine.

Almeno un membro della squadra dovrà avere competenze anche in:

- disgaggi (fino al limite di competenza dei così detti “rocciatori”);
- piccole opere civili (“opere minori”), come addetto di impianti a fune;
- conducente di mezzi di cantiere (addetto ai rifornimenti);

2.9 Problematiche riguardo al collaudo delle opere di ingegneria naturalistica

Nel caso di esecuzioni che prevedono solo l'impiego di tecniche di ingegneria naturalistica (tipicamente la categoria OG13 come categoria prevalente), la problematica del collaudo spesso non si pone, in quanto ciò che viene collaudato sono le tecniche stesse. In questo caso, specifiche sul verde, sui miscugli, sull'attecchimento, ecc. sono già oggetto di collaudo e la Direzione dei lavori ha già competenze nel settore.

Molto più problematico è, invece, il caso in cui le opere a verde sono a completamento di un'opera strutturale complessa (tipico esempio sono le sistemazioni a verde di un tracciato stradale).

Il collaudo, in questo caso, prevede giustamente una prevalenza di attenzione per le opere strutturali, ma spesso relega quelle a verde a mere azioni di completamento, spesso non vincolanti.

Capita, pertanto, che le ditte esecutrici non si preoccupino molto della qualità delle opere a verde realizzate, non rispettando quanto previsto ed autorizzato con il CSA.

Le opere vengono pertanto collaudate non riconoscendo alla realizzazione delle opere a verde il giusto ruolo ed il valido contributo all'insieme tecnico, funzionale ed estetico della struttura. Questo determina spesso la mancata realizzazione del verde o la scarsa qualità dello stesso, anche per la realizzazione di importanti opere.

Sarebbe perciò auspicabile che le sistemazioni a verde siano oggetto di collaudo separato, senza il quale l'opera stessa non è collaudabile nel suo complesso.

In tal senso, esempi virtuosi sono presenti nelle realtà centroeuropee, dove non solo è previsto un collaudo separato per le opere a verde, ma, per le opere più complesse e delicate, è prevista anche la presenza di una alta sorveglianza esterna, che verifichi il reale rispetto di quanto previsto dal progetto autorizzato e dalle eventuali prescrizioni degli organi competenti.

Per opere di questo tipo, in genere complesse, pur restando la figura della **Direzioni Lavori (DL)** unica per ragioni di responsabilità generale, dovrebbe essere costituito un Ufficio Direzione Lavori composto da esperti di settore di comprovata esperienza nell'esecuzione e sorveglianza, al fine di creare separate sezioni della DL, per le opere a verde, per gli aspetti strutturali, ecc.

La problematica accennata non deve esaurirsi nella fase finale del collaudo, ma deve cominciare ed accompagnare l'esecuzione stessa delle opere, operando controlli da parte della DL fin dall'inizio (accettazione di materiale in cantiere, verifica delle prescrizioni, verifica delle prestazioni dei materiali forniti, ecc.).

Nel presente capitolo vengono individuati alcuni criteri pratici per la realizzazione delle operazioni di collaudo in cantiere, pur nel rispetto dei criteri di esecuzione di un collaudo tecnico-amministrativo previsti dalla normativa vigente.

Oltre alla verifica funzionale delle opere realizzate, in relazione alle peculiarità dell'ingegneria naturalistica, si dovranno applicare i metodi correnti e le prescrizioni del capitolato speciale d'appalto (misurazione delle opere, ecc.), secondo la prassi comune, anche nel caso di predisposizione del **certificato di regolare esecuzione (CRE)** sostitutivo del collaudo per opere con importo di esecuzione dei lavori inferiore ai 500.000,00 Euro (art. 141, comma 3) del D.P.R. 207/10.

Preme sottolineare che i criteri di seguito riportati devono essere adottati già nella fase iniziale di Direzione Lavori, operando tempestivamente per la risoluzione di eventuali problemi, a tutto vantaggio dell'intervento e di tutti i soggetti coinvolti, sia in termini di riduzione dei tempi di lavorazione che di riduzione dei potenziali contenziosi.

Per le caratteristiche delle opere e dei materiali impiegati, sia per quelli morti che, soprattutto, per quelli vivi, è fondamentale che le attività della DL ed eventuale collaudo siano svolte da tecnici specializzati in opere di ingegneria naturalistica, con particolare riferimento alle capacità di valutazione dello stato dei materiali vegetali ed alle loro funzionalità, connesse alle strutture realizzate.

2.9.1 Esame a vista

La fase iniziale delle operazioni di collaudo sul terreno è rappresentata da un esame generale a vista dell'area oggetto di intervento e delle opere realizzate, effettuando tutte le dovute osservazioni sulla funzionalità delle opere, sulle tecniche costruttive e sulle relative misure, deducibili dagli elaborati di progetto e di direzione lavori.

Vengono effettuate le misure analitiche delle opere e, successivamente, confrontate con le misure di progetto e di contabilità.

Deve essere valutata la funzionalità complessiva dell'opera e devono essere raccolte dalla DL tutte le informazioni relative alle variazioni e prescrizioni puntuali impartite durante la fase esecutiva, ricordando che uno dei principi e vantaggi fondamentali delle opere di ingegneria naturalistica è quello di adattarsi alle condizioni puntuali del territorio. Tale principio può essere stato adottato dalla DL, sempre nei limiti normativi e soprattutto per le opere pubbliche, al fine di migliorare la funzionalità del lavoro e/o il suo inserimento paesaggistico e naturalistico.

Qualora sulla scorta dei documenti progettuali e di contabilità l'esame a vista non fornisca indicazioni sufficienti a giudizio del collaudatore, il tecnico incaricato potrà procedere ad alcune verifiche puntuali.

2.9.2 Prove sul materiale morto e sulle strutture

I materiali morti di maggiore utilizzo nelle opere di ingegneria naturalistica sono i legnami, il pietrame, la ferramenta, le reti biodegradabili e plastiche, le reti in metallo per gabbioni e

materassi. Di seguito sono segnalate alcune verifiche specifiche per opere di ingegneria naturalistica, tralasciando le verifiche su materiali di uso tradizionale (reti zincate, materiali ferrosi, pietrame).

Vengono inoltre individuate alcune operazioni di verifica su opere di ingegneria naturalistica (palificate, biostuoie o reti, idrosemine), da effettuarsi, sia a vista, sia con semplici operazioni manuali e/o con l'ausilio di piccoli mezzi meccanici che, in genere, sono forniti dall'impresa appaltatrice.

2.9.2.1 Valutazione dello stato di degrado del legname

In sede di collaudo il tecnico dovrà verificare le caratteristiche fisiche e lo stato qualitativo del legname, con particolare riferimento alle caratteristiche che ne influenzano la durabilità.

Dovranno essere verificate in particolare:

- le dimensioni minime del legname impiegato, tali dimensioni devono essere previste dal CSA;
- la specie legnosa impiegata, che dovrà corrispondere a quella del CSA o, in alternativa, ad una specie con caratteristiche di durabilità simili e/o superiori, purché siano state accettate come materiale in ingresso al cantiere dalla DL in fase di esecuzione dei lavori;
- lo stato fisico del legname, verificando che la presenza di eventuali difetti macroscopici (ad esempio, cipollatura, fibratura spiralata o fuori norma rispetto alle caratteristiche della specie, attacchi parassitari, attacchi di fitofagi, ecc.); lo stato di conservazione deve essere contenuto entro limiti accettabili, in relazione al tempo intercorso dall'esecuzione del lavoro. La verifica dello stato di conservazione del legname dovrà interessare:
 - o la presenza di fenomeni diffusi di degrado del legname, da verificare mediante infissione di punta metallica nello strato esterno. In genere, la punta non dovrà penetrare per oltre 0,50÷1,00 cm all'interno del fusto scelto, fatte salve diverse valutazioni fissate dal capitolato speciale d'appalto e/o dal Tecnico collaudatore ed in relazione a legname scortecciato;
 - o la presenza di fenomeni puntuali di marcescenza del legname, tali da determinare significativi punti di potenziale cedimento della struttura. Quest'ultima valutazione deve essere effettuata in modo puntuale per le opere che funzionano con l'infissione di paletti nel terreno (ad esempio, palizzate semplici, viminate, ecc.) per le quali difetti del legname in corrispondenza del punto di contatto con il terreno potrebbero determinare cedimenti della struttura.
- lo stato fisico del legname nei punti di chiodatura e dove sono stati effettuati incastri tra i pezzi di legname. Questi punti sono particolarmente critici sia per il ristagno idrico sia per l'eventuale presenza di fenomeni di ruggine da parte delle chiodature che, secondo gli studi condotti da R. Stangl e M. Tesarz, sotto la direzione di F. Florineth (2003 - *Wirksamkeit von bepflanzten Holzkrainerwänden als ingenieurbio-logische Hangsicherungsmaßnahmen*), creano un ambiente più favorevole alla degradazione del legname.

La collaudabilità dell'opera potrà essere valutata dal tecnico collaudatore in relazione alle indicazioni del CSA, ma, in subordine, anche in relazione alla tipologia dell'opera, alle dimensioni del legname, alla presenza ed allo sviluppo del materiale vegetale posto a dimora, alle caratteristiche funzionali dell'opera.

2.9.2.2 Verifica della scortecciatura del legname

In relazione alle prescrizioni di progetto per la scortecciatura del legname, il tecnico potrà procedere alla relativa verifica sul cantiere mediante:

- a) esame dello stato esterno delle opere, basato sul semplice esame visivo;
- b) esame dello stato del legname all'interno delle strutture, da realizzarsi mediante scavo a campione in alcune sezioni delle opere fino al raggiungimento della struttura in legname.

Il primo caso è applicabile in tutte le opere e risulta sufficiente in tutte le strutture bidimensionali (grate vive, palizzate semplici, viminate, ecc.).

Per strutture più complesse (palificate a doppia parete e a parete semplice, ecc.), il tecnico potrà decidere di effettuare degli scavi a campione, adottando i provvedimenti che riterrà più opportuni in relazione alle indicazioni del capitolato speciale e, in subordine, alla caratteristiche dell'opera, allo stato del legname, alle condizioni pedoclimatiche del sito, alla presenza ed allo sviluppo del materiale vegetale posto a dimora, oltre che alle caratteristiche funzionali dell'opera.

2.9.2.3 Verifica delle dimensioni del legname e delle opere

Le misure delle opere e dei materiali utilizzati potrà essere effettuata con i normali criteri, eventualmente verificati sulla scorta delle indicazioni del CSA.

Le misure del legname, in particolare i valori diametrici, sono da intendersi indicativi della classe dimensionale, considerate le differenze che possono esservi per la normale rastremazione dei fusti, la loro forma irregolare, ecc..

Per le classi diametriche, si farà riferimento alle classi diametriche dendrometriche (ad esempio, classe diametrica 15 comprende diametri dai 12,50 ai 17,50 cm , misurati a metà lunghezza). In linea generale, sono ammessi scostamenti nell'ordine del $\pm 12\div 15\%$. A tal riguardo, si veda l'apposito capitolo sugli aspetti della tecnologia del legno

Per quanto riguarda la misura complessiva delle opere, si dovranno effettuare le normali misurazioni delle parti esterne, mentre si potrà chiedere all'impresa appaltatrice di effettuare scavi a campione per valutare la profondità delle opere complesse (palificate, terre armate, ecc.).

Qualora si riscontrino significative differenze in diminuzione, tali da compromettere la funzionalità delle strutture sulla scorta di verifiche analitiche, il tecnico collaudatore potrà disporre gli opportuni interventi correttivi, compreso l'eventuale rifacimento delle opere.

Analogo criterio potrà essere adottato in caso di picchetti e/o paletti infissi nel terreno, la cui asportazione a campione potrà consentire di valutarne la lunghezza e la profondità di infissione nel terreno.

Si consiglia di corredare sempre la documentazione di collaudo con un'ampia documentazione fotografica delle fasi di lavoro, georeferenziando le immagini per permettere un più veloce ed accurato collaudo delle opere.

2.9.2.4 Verifica dello stato e della posa delle reti biodegradabili

Premesso che per i materiali metallici utilizzati si deve controllare preventivamente la qualità e il relativo certificato di garanzia degli stessi, per quanto riguarda le reti biodegradabili, il tecnico collaudatore dovrà verificare:

- a) lo stato di degrado della maglia della rete, mediante semplice prova di trazione e strappo di campioni di rete sul terreno. In relazione alle caratteristiche della rete (materiale, grammatura) ed al tempo intercorso dalla posa, oltre che dal grado di attecchimento del materiale vegetale posto a dimora con il supporto della rete, il tecnico potrà valutare la qualità del materiale posto in opera;
- b) l'aderenza della rete al terreno sottostante;

- c) il fissaggio al terreno mediante valutazione della densità e delle caratteristiche dei picchetti;
- d) la sovrapposizione dei teli ed il loro fissaggio in testa alla scarpata ed al piede, anche in relazione ai venti dominanti.

In tutti i casi, il tecnico potrà ordinare semplici interventi correttivi, volti ad eliminare i difetti riscontrati.

2.9.2.5 Valutazioni sugli ancoraggi e le chiodature nelle opere

Tutte le opere che prevedono l'ancoraggio al terreno sottostante (grate vive, palizzate, palificate vive, ecc.) dovranno risultare aderenti al terreno e saldamente fissate ad esso.

In base all'esame visivo, il tecnico potrà effettuare o far effettuare all'Impresa appaltatrice operazioni di trazione che consentano di valutare la funzionalità degli ancoraggi, in relazione alla tipologia delle strutture, ordinando eventuali interventi correttivi, compreso anche l'infittimento degli ancoraggi e chiodature o l'eventuale rifacimento dell'opera.

Per quanto riguarda la chiodatura di assemblaggio degli elementi che formano le strutture, dovrà essere verificato il loro serrato fissaggio e l'assenza di elementi (spuntoni metallici, spezzoni di filo di ferro, ecc.) che potrebbero rappresentare un potenziale rischio di infortuni, in relazione al contesto ambientale e di fruizione dell'area di intervento.

Per le barre boiaccate in roccia per le grate vive o per i rivestimenti vegetativi si consiglia di effettuare delle prove di estrazione certificate.

2.9.2.6 Verifica dell'esecuzione di palificate vive ed idrosemine

Qualora il tecnico collaudatore voglia valutare alcuni elementi esecutivi (profondità delle palificate, scortecciatura del legname, ecc.) che potrebbero comportare, ad esempio, l'esecuzione di scavi a campione di verifica, l'Impresa può fornire, in alternativa, adeguata documentazione fotografica e/o video delle fasi di lavoro, possibilmente georeferenziata e comprovante il rispetto delle condizioni esecutive di capitolato.

Analogo criterio vale per la realizzazione di idrosemine, per le quali potrà essere richiesta la fornitura di documentazione fotografica sia delle fasi di preparazione delle miscele che delle fasi di aspersione sul terreno, fornendo particolari dei materiali e della presenza della miscela sul terreno, soprattutto per le idrosemine con terricci, *mulch*, ecc..

Tale documentazione potrà essere fornita anche dalla DL, sempre che il tecnico collaudatore ne valuti la necessità.

2.9.3 Prove sul materiale vivo

2.9.3.1 Verifica sulle forniture

Il tecnico collaudatore potrà richiedere copia della documentazione relativa alla fornitura delle piantine e del materiale vegetale impiegato, prevista dalle norme vigenti, qualora non sia stato redatto specifico verbale di accettazione a cura della DL, in relazione anche a quanto previsto dal CSA. In questo caso, la richiesta è a discrezione del tecnico, così come la richiesta di documentazione fotografica sulle forniture, soprattutto in riferimento allo stato vegetativo e fitosanitario del materiale.

2.9.3.2 Verifiche sullo stato vegetativo e sulle fallanze

La verifica del grado di attecchimento e dello stato vegetativo del materiale vegetale posto a dimora assume particolare importanza in un'opera di ingegneria naturalistica, dove la componente vegetale viva può svolgere la prevalente funzione di difesa del suolo o di stabilizzazione del versante, soprattutto nel medio e lungo periodo.

In tali valutazioni, il tecnico collaudatore dovrà tenere conto di eventuali danni imputabili a cause di forza maggiore e/o problematiche ambientali che avrebbero potuto determinare le fallanze, compresi i danni eventualmente procurati da roditori ed ungulati (presenza/assenza di reti di protezione).

La verifica deve essere fatta in modo puntuale, osservando la corrispondenza tra le indicazioni di progetto, il CSA e l'esecuzione del lavoro, sulla base dei verbali di accettazione dei materiali da parte della DL, soprattutto in termini di densità e composizione specifica.

Dovranno inoltre essere assunte informazioni dalla DL in merito ad eventuali risarcimenti di fallanze già ordinati ed eseguiti dall'impresa esecutrice in corso d'opera. Dovrà essere verificato lo stato vegetativo, che dovrà risultare soddisfacente in relazione alla tipologia dell'opera, alla sua funzionalità, alle esigenze paesaggistiche, ecc.; qualora l'esame visivo non sia sufficiente, si potrà procedere all'esame di alcune piante a campione, verificando le condizioni vegetative con semplici prove (asportazione di piccoli tratti di corteccia con un attrezzo affilato, taglio di parti di rami, ecc.).

In casi di particolare rilevanza, il tecnico potrà disporre anche analisi fitopatologiche di laboratorio.

Analogamente, dovranno essere verificate eventuali fallanze, effettuando le opportune misurazioni per verificare la compatibilità di quanto realizzato con le indicazioni di Capitolato.

Nel caso di impiego di materiale da riproduzione vegetativa (talee, astoni, ecc.), l'individuazione dell'attecchimento dovrà verificare il rispetto di alcuni parametri, che possono essere così esemplificati:

- al collaudo
 - presenza non inferiore a 7÷8 germogli al m;
 - presenza non inferiore a 10÷12 germogli al m²;
- alla fine del periodo di garanzia
 - non inferiore a 4÷5 germogli al m;
 - non inferiore a 7÷8 germogli al m².

La copertura deve essere continua e non presentare vuoti, che potrebbero compromettere la funzionalità finale delle opere.

2.9.3.3 Verifica della lunghezza e della resistenza all'asportazione di talee e piantine

Per quanto riguarda il materiale vegetale legnoso posto a dimora (alberi ed arbusti), sia in forma di piantine radicate (a radice nuda, con pane di terra, ecc.), sia in forma di materiale per propagazione vegetativa (talee, astoni, ecc.), dovrà essere verificata la corrispondenza con le indicazioni di progetto e del CSA, mediante le seguenti operazioni:

- per la posa di piantine radicate: dovranno essere effettuate alcune prove manuali di trazione, a campione. Le piantine dovranno offrire una certa resistenza all'estrazione e sarà cura del Tecnico valutare lo stato e lo sviluppo dell'apparato radicale. Il tecnico incaricato dovrà, inoltre, verificare la presenza di quanto previsto dal CSA (concimazioni iniziali, pali tutori, ecc.) e, nel caso di piantagione con pane di terra, l'assenza di involucri vari intorno al pane stesso;

- per la posa di talee, astoni, ecc.: dovranno essere effettuate a campione alcune prove manuali di trazione anche delle strutture, ad esempio, delle palificate, che dovranno offrire opportuna resistenza alla trazione. Il tecnico dovrà verificare la lunghezza del materiale vegetale impiegato e la sua corrispondenza alle indicazioni di CSA; dovrà inoltre valutare lo stato della radicazione ed il relativo sviluppo.

Qualora le verifiche suddette non siano ritenute soddisfacenti, soprattutto in relazione alla funzionalità del materiale vegetale e dell'opera nel suo complesso, il tecnico potrà ordinare la posa di nuovo materiale vegetale, con caratteristiche compatibili con le indicazioni di progetto e del CSA.

2.9.3.4 Valutazione del grado di copertura nei tappeti erbosi

Qualora l'attecchimento e lo sviluppo del tappeto erboso non sia ritenuto soddisfacente in termini quantitativi di superficie coperta rispetto alle indicazioni di progetto e del CSA - in genere si prende a riferimento un grado di copertura minimo del 90% - il tecnico potrà eseguire verifiche analitiche mediante misurazione delle fallanze e valutazione analitica dell'incidenza percentuale rispetto alla superficie inerbita.

In tali valutazioni, dovrà tenere conto di eventuali danni per cause di forza maggiore e/o problematiche ambientali che avrebbero potuto determinare le fallanze.

Nei punti critici degli interventi (zone di scoronamento delle scarpate stradali, consolidamento di frane, ecc.) ed in tutte quelle situazioni in cui si ha la necessità di limitare i rischi di innesco di erosioni superficiali, deve essere garantita la piena copertura.

Se il grado di copertura è inferiore ai limiti indicati in CSA, dovrà ordinare interventi correttivi che riportino l'intervento entro tali limiti.

In caso di insoddisfacente sviluppo o presenza di fitopatie al tappeto erboso, il tecnico dovrà verificare se il CSA prevede interventi quali concimazioni, lotta fitosanitaria, risemine, trasemine, ecc., e prescriberne l'eventuale applicazione.

2.10 Problematiche riguardanti gli aspetti della sicurezza

Affrontare il tema della sicurezza nell'ambito dei cantieri che prevedono l'impiego di tecniche di ingegneria naturalistica è questione difficile e complessa.

A questo si è aggiunta la mole di dispositivi normativi che riguardano la sicurezza nell'ambito dei cantieri mobili e temporanei, in cui i cantieri con opere di ingegneria naturalistica, anche in via esclusiva (OGI3), vengono inquadrati.

Ne deriva pertanto una problematica assai complessa e di non facile soluzione.

Da una parte, i cantieri che prevedono opere realizzate con tecniche di ingegneria naturalistica devono essere necessariamente associati a quelli a cui si applicano le norme sui cantieri. Non si tratta, infatti, di opere per le quali è possibile mettere in atto solamente le norme derivanti dalla sicurezza sull'ambiente di lavoro - DPI, prescrizioni semplificate, ecc. - come da qualche amministrazione erroneamente affermato e messo in atto in quanto non configurabili come mere operazioni di utilizzazioni forestali.

Dall'altra, date per assodate le caratteristiche di cantiere, il coordinatore per la sicurezza si ritrova a fare i conti con una legislazione formulata, approvata e messa in atto per tipologie di cantiere che poco o nulla hanno a che fare con i cantieri con opere di ingegneria naturalistica (si pensi, ad esempio, ai ponteggi che non vengono quasi mai impiegati in ingegneria naturalistica).

Come riportato, poi, nella Determinazione n. 9/2001 dell'Autorità di Vigilanza sui Lavori Pubblici, del 21 febbraio 2001, "Ambito oggettivo di applicazione della disciplina contenuta nell'art. 88 del D.P.R. 554/99" (Regolamento Merloni) , nell'ambito di tale applicazione non sono da ricomprendere i lavori di manutenzione forestale in amministrazione diretta, qualora abbiano ad oggetto interventi che facciano rimanere salve le situazioni naturali e non siano configurabili come opere di edilizia. Sono, invece, soggetti alle regole anzidette i lavori in ambito forestale che comprendano opere necessarie per la eliminazione del dissesto idrogeologico e la sistemazione agraria e che costituiscano opere di ingegneria naturalistica in senso proprio.

Quanto sopra descritto determina due necessità per il coordinatore per la sicurezza per i cantieri di ingegneria naturalistica:

- un'ottima conoscenza dei dispositivi legislativi e della loro interpretazione, in quanto si troverà a dover attuare quelle parti di legge che risultano applicabili ed a dover interpretare i dispositivi in chiave dell'ingegneria naturalistica e soprattutto delle condizioni ambientali del cantiere stesso (cantiere all'aperto, su versante o su fiume, con rischi specifici, cadute dall'alto, fango, ecc.);
- un'approfondita conoscenza delle fasi di lavoro delle tecniche di ingegneria naturalistica, per poter correttamente individuare i rischi delle fasi di lavorazione e mettere correttamente in atto tutte le misure atte a diminuire il rischio per i lavoratori.

Come più volte ripetuto, l'ingegneria naturalistica consiste in interventi a basso impatto ambientale, finalizzati ad una corretta gestione dell'ecosistema fluviale e torrentizio, al consolidamento e alla difesa dei versanti dall'erosione superficiale, al recupero o alla valorizzazione per fini naturalistici di aree degradate (quali ex cave, piste da sci, ex golene, discariche, ecc.), alla mitigazione degli impatti ambientali delle infrastrutture viarie.

I luoghi stessi di intervento che non sono riconducibili alle condizioni di "cantiere edile", immaginati dal legislatore con il D. Lgs. 81/2008 e sue s.m.i., fanno sì che la valutazione dei rischi e delle interferenze sia diversa e molto più pronunciata.

Le difficoltà non sono insite solamente nell'"ambiente di lavoro", di fatto diverso, ma anche nelle particolarità costruttive, nei mezzi e macchinari impiegati per particolari lavorazioni, nelle fasi di lavoro, che molto spesso non sono solo differenti, ma anche poco o affatto conosciute.

La presenza di maestranze spesso provenienti da due diversi comparti - quello agricolo-forestale (dalla vivaistica alle utilizzazioni forestali) e quello edile (non nel senso classico, ma per esempio le briglie in calcestruzzo) - fanno sì che le conoscenze delle fasi di costruzione, dei rischi e dei DPI da impiegare siano differenti. La contemporanea presenza di maestranze di diversa esperienza e provenienza fa emergere necessità di formazione, nonché difficoltà legate a diverse modalità operative ed esecutive, che tendono quasi a creare delle sovrapposizioni e che potrebbero comportare la necessità di un coordinamento.

Così come avviene per molti degli aspetti trattati dal D. Lgs. 81/2008 e s.m.i., anche nel caso della figura del **preposto**, si riscontra nell'analisi della normativa una peculiare specificità per quanto attiene i cantieri temporanei o mobili.

Analizzando i vari passaggi della norma per cercare di approfondire in maniera dettagliata alcuni degli aspetti di questa figura, si ha che l'art. 2 definisce quali sono in linea generale le attribuzioni del Preposto:

"e) « preposto»: persona che, in ragione delle competenze professionali e nei limiti di poteri gerarchici e funzionali adeguati alla natura dell'incarico conferitogli, sovrintende alla attività lavorativa e garantisce l'attuazione delle direttive ricevute, controllandone la corretta esecuzione da parte dei lavoratori ed esercitando un funzionale potere di iniziativa"

mentre l'art. 19 meglio dettaglia gli obblighi a cui il preposto è vincolato:

“1. In riferimento alle attività indicate all'art. 3, secondo le loro attribuzioni e competenze, i preposti devono:

- a) **sovrintendere e vigilare sulla osservanza da parte dei singoli lavoratori dei loro obblighi di legge, nonché delle disposizioni aziendali in materia di salute e sicurezza sul lavoro e di uso dei mezzi di protezione collettivi e dei dispositivi di protezione individuale messi a loro disposizione e, in caso di persistenza della inosservanza, informare i loro superiori diretti;**
- b) verificare affinché soltanto i lavoratori che hanno ricevuto adeguate istruzioni accedano alle zone che li espongono ad un rischio grave e specifico;
- c) richiedere l'osservanza delle misure per il controllo delle situazioni di rischio in caso di emergenza e **dare istruzioni affinché i lavoratori, in caso di pericolo grave, immediato e inevitabile, abbandonino il posto di lavoro o la zona pericolosa;**
- d) informare il più presto possibile i lavoratori esposti al rischio di un pericolo grave e immediato circa il rischio stesso e le disposizioni prese o da prendere in materia di protezione;
- e) astenersi, salvo eccezioni debitamente motivate, dal richiedere ai lavoratori di riprendere la loro attività in una situazione di lavoro in cui persiste un pericolo grave ed immediato;
- f) segnalare tempestivamente al datore di lavoro o al dirigente sia le deficienze dei mezzi e delle attrezzature di lavoro e dei dispositivi di protezione individuale, sia ogni altra condizione di pericolo che si verifichi durante il lavoro, delle quali venga a conoscenza sulla base della formazione ricevuta;
- g) frequentare appositi corsi di formazione secondo quanto previsto dall'articolo 37”.

Il D. Lgs. 81/2008 responsabilizza il **committente dell'opera** in ordine alle problematiche gestionali ed organizzative del cantiere, nel corso delle fasi sia di progettazione sia in quelle di realizzazione.

La sua azione, che deve rivolgersi anche agli aspetti legati alla formazione, si esplica attraverso l'opera dei coordinatori per la sicurezza e attraverso la valutazione della “...*idoneità tecnico professionale dell'impresa affidataria, delle imprese esecutrici e dei lavoratori autonomi in relazione alle funzioni e ai lavori da affidare*” (art. 90, D. Lgs. 81/2008).

Un ruolo di coordinamento è assegnato alla **impresa affidataria** dall'art. 97 del Testo Unico, che esplicitamente mette in carico alla stessa anche funzioni di verifica dell'idoneità tecnico professionale delle imprese subappaltatrici e dei lavoratori autonomi, secondo modalità previste dall'allegato XVII.

Sempre all'art. 97, come modificato dal D. Lgs. 106/2009, si prevede una specifica e adeguata formazione del datore di lavoro, dei dirigenti e preposti per lo svolgimento dei compiti e delle attività ivi previste.

Esigere l'assolvimento di questi obblighi significa quindi indurre a monte un **processo di pianificazione/progettazione** di una parte della formazione e addestramento legata alle specificità del cantiere, che:

- parte dall'analisi del contesto in cui si realizza l'opera, dalla tipologia delle infrastrutture da costruire e dall'articolazione organizzativa prevista;
- individua eventuali bisogni formativi trasversali alle imprese esecutrici;
- definisce titolarità e responsabilità organizzative per dare attuazione agli interventi di formazione necessari, con particolare riferimento a quelli da effettuare sul campo;
- fornisce indirizzi di metodo che favoriscano interventi integrati e cooperazione tra le imprese esecutrici.

Riguardo poi alla verifica della idoneità tecnico-professionale delle imprese, in termini operativi “si ritiene opportuno che tale verifica, relativamente agli aspetti formativi, venga effettuata con il concorso dei diversi soggetti chiamati in causa dalla normativa, per favorire una maggiore efficacia e attinenza delle azioni allo sviluppo del cantiere”.

Altro aspetto da tenere presente riguarda i luoghi di intervento, spesso stazioni instabili o in frana con evidenti rischi generali e perduranti per tutta la durata del cantiere (fatti salvi i necessari apprestamenti previsti dal CSP ed attuati dal CSE per la salvaguardia degli operatori); corsi d'acqua le cui piene hanno provocato erosioni di sponda o che durante l'esecuzione dell'opera devono essere deviati, con conseguenti perduranti rischi per tutta la durata del cantiere (dai più elevati come l'affogamento, alla semplice presenza di materiali da costruzione bagnati e quindi scivolosi).

Il cantiere di ingegneria naturalistica, pertanto, si trova molto spesso in condizioni operative difficili, con grado di rischio elevato. Tali rischi possono aumentare in considerazione dei seguenti fattori:

- pioggia, neve e fango: rendono in genere scivolose le zone di lavorazione e, a loro volta, possono imbibire, rendere plastico ed appesantire il terreno (per esempio, quando è bagnato, il terreno argilloso risulta sicuramente più pericoloso rispetto a quello ghiaioso);
- vento e freddo: rendono difficili e pericolose le operazioni collegate alla manualità, allo spostamento di materiali e di carichi, all'impiego di attrezzi e strumenti. Le condizioni climatiche rendono poi inclini gli operatori ad assumere alcolici che abbassano l'attenzione agli incidenti;
- condizioni morfologiche della stazione: forte pendenza, rischio di caduta anche dall'alto, rischio di scivolamento o caduta in acqua;
- elevata distanza dai centri di soccorso: sia immediati (cassetta pronto soccorso, eventuale infermeria) sia più lontani (struttura ospedaliera), con necessità di organizzazione di primi soccorsi quanto più adeguati e soprattutto possibili (per esempio, zona di atterraggio per elisoccorso o zona in cui è possibile, con elisoccorso, caricare con verricello l'incidentato);
- rapido raggiungimento dei livelli di guardia rispetto alla stanchezza: soprattutto nelle ore che seguono la sosta per il pranzo e con il conseguente abbassamento della soglia di attenzione sul luogo di lavoro;
- impossibilità di avere nelle vicinanze baracche idonee per il riposo, servizi igienici, docce e quant'altro: (in quanto il cantiere è lontano e su versante per esempio) con conseguente disagio delle maestranze, aumento della stanchezza e conseguente abbassamento dei livelli di attenzione;
- frequenti azioni che possono portare a schiacciamenti di arti o a movimentazioni manuali di carico: si pensi alla messa in opera di tronchi nel caso di palificate vive di sostegno con rischio di schiacciamento per mani e piedi, a causa del posizionamento e/o rotolamento degli stessi, e il rischio legato alla movimentazione dei tronchi fatta molto spesso a mano o con l'ausilio di giratronchi che portano ad una movimentazione di carico manuale superiore al limite consentito, che è pari a 30 kg/uomo;
- rischi collegati all'accesso alla stazione: nel caso in cui l'accesso si svolga in condizioni difficili o di rischio;
- presenza di funi d'acciaio in tensione o di catene: possono improvvisamente rompersi o sono collegate a motori e rimandi che possono risentire delle condizioni climatiche (ad esempio, freddo e ghiaccio);
- impiego di fasce per il sollevamento e funi: in condizioni atipiche di esercizio, pulizia ed usura;

- possibilità di morso da parte di erpetofauna velenosa: richiede il trasporto verso un centro veleni attrezzato;
- possibilità di punture di insetti (api, bombi, vespe, zecche, ecc.): abbinate a possibili allergie, possono rendere necessario il trasporto e ricovero in strutture ospedaliere;
- comparsa di allergie a pollini e piante: in alcuni operatori possono provocare diminuzione di attenzione.

Si vuole inoltre sottolineare che molti degli attrezzi e macchinari presenti in questo tipo di cantieri superano le soglie di attenzione per le emissioni acustiche.

Risulta pertanto fondamentale una loro caratterizzazione e stima attraverso opportune schede del rumore, per ogni tipo di operatore e nelle diverse fasi.

Risulta poi fondamentale individuare nel PSC la localizzazione delle diverse fonti di inquinamento acustico, onde evitare il sommarsi delle emissioni ed il superamento delle soglie di attenzione (per esempio, localizzazione motogeneratore o compressore ad aria).

Deve essere posta particolare attenzione anche per quanto riguarda gli otoprotettori: nella scelta degli otoprotettori più adatti non si tratta solamente di scegliere la tipologia, ma anche di analizzare le frequenze di emissione.

Ai fini della sicurezza, è opportuno valutare anche l'influenza del vento dominante sulla propagazione dei gas di scarico o sulla diffusione del rumore.

Tutto ciò, come già evidenziato, comporta la necessità di attuare diverse azioni di coordinamento e di formare gli addetti ai lavori, le maestranze, i preposti, il CSE, ecc. In particolare, risultano necessarie le azioni di coordinamento e di richiamo agli aspetti della sicurezza nelle seguenti fasi:

- variazione delle condizioni stagionali (dei rischi intrinseci alla stazione);
- cambi di lavorazione;
- cambi stagionali delle condizioni climatiche.

Generalmente le fonti di pericolo vengono suddivise in tre classi (per esempio, A - B - C) dove per classe A si intendono i macchinari, per classe B si intendono gli attrezzi e per classe C si intendono tutte le altre fonti di pericolo, come, ad esempio, i carichi sospesi.

Per ogni macchinario, attrezzo o fonte di pericolo, dovrebbe essere redatta una scheda tecnica con individuazione:

- tipo di pericolo;
- soggetti esposti;
- valutazione del rischio in funzione della probabilità dell'accadimento del danno;
- le misure preventive compresi i DPI;
- altre indicazioni.

Nell'ambito dei cantieri di ingegneria naturalistica, vengono comunemente impiegate le funi di acciaio per trascinare tronchi e per trasportare il legname in quota (con verricello e/o teleferica e/o elicottero). Tali operazioni comportano rischi elevati per gli operatori, aspetto di cui è assolutamente necessario tenere conto.

Il corretto impiego delle fasce, delle cinghie e delle catene, benché possa apparire di scarsa importanza, non è affatto banale.

È evidente che l'impiego di cinghie o catene sovra o sottodimensionate risulta pericoloso, così come le diverse modalità d'impiego, di cui condizionano la resistenza a trazione.

Anche lo stato di usura e manutenzione delle stesse, imputabile spesso ad un uso errato, determina un maggiore o minore rischio nell'impiego, con conseguente maggiore rigidità da parte degli organi preposti al controllo.

Persino utensili di uso comune - la motosega per tutti - risultano spesso non correttamente impiegati, con inadeguati o insufficienti DPI indossati dall'operatore. Nel caso della motosega, a questi limiti si aggiungono le scarse conoscenze sulle tecniche di abbattimento e di taglio degli alberi e sulle condizioni di taglio (legname fresco, secco, sporco di terra, marcio internamente, legname proveniente da aree percorse da fuoco, ecc.). Scarsa è anche la conoscenza della dotazione aggiuntiva, che, nel caso di opere di ingegneria naturalistica, può risultare molto importante (dalla catena con denti al widia per legname sporco o per interventi di bonifica forestale in aree percorse da fuoco, per finire con i dispositivi antispandimento per il rabbocco della benzina sulla motosega, piuttosto che l'impiego di olio biodegradabile a bassa emissione di gas di scarico a protezione dell'ambiente e dell'operatore).

Molto spesso, poi, le azioni di taglio vengono condotte in condizioni di scarsa sicurezza, con conseguente grave rischio per l'operatore (già in condizioni ottimali ha il 25% di probabilità nell'arco della sua attività di subire un incidente grave - statistiche STHIL), oppure vengono condotte non correttamente in relazione alla posizione dell'operatore, determinando un usura della motosega molto più elevata ed esponendo l'operatore e l'aiutante a maggiori rischi.

Per il corretto impiego degli attrezzi e dei macchinari, con la conseguente riduzione degli incidenti, risulta indispensabile indire riunioni di coordinamento nell'ambito del cantiere con opere di ingegneria naturalistica e svolgere mirate azioni formative e di aggiornamento per gli operatori, meglio se "certificata" da un profilo personale.

In questo senso, sarebbe molto utile l'entrata in forza di quanto già previsto dalla normativa. Si fa riferimento in particolare al "Libretto formativo del cittadino" previsto dall'art. 2 comma i) del D. Lgs. 10 settembre 2003 n. 276, di cui all'art. 37 comma 14) del D. Lgs. 81/08.

Tecnicamente e strutturalmente, il libretto formativo è stato approvato dalla Conferenza Stato Regioni del 14 luglio 2005 e, successivamente, recepito con decreto interministeriale Lavoro Istruzione del 10 ottobre 2005.

Nell'art. 37 del D. Lgs. 81/08 è normato quello dedicato alla "Formazione dei lavoratori e dei loro rappresentanti". Al comma 14 del citato articolo si dispone che le competenze acquisite per effetto della formazione siano registrate nel libretto formativo del cittadino, costituito da uno schema e da una nota tecnica esplicativa che ne illustra i riferimenti normativi, il lavoro svolto e i contenuti.

Può essere predisposto dalle Regioni in formato cartaceo o elettronico; è inoltre allegato alla scheda anagrafico/professionale del lavoratore nell'ambito della Borsa continua nazionale del lavoro (art. 2, comma 1, lett. i), D.L. 276/2003 e D.L. 297/2002.

Il Libretto Formativo del Cittadino è uno strumento pensato per raccogliere, sintetizzare e documentare le diverse esperienze di apprendimento dei cittadini lavoratori, nonché le competenze da essi comunque acquisite nella scuola, nella formazione, nel lavoro, nella vita quotidiana.

Attualmente il Libretto Formativo è stato introdotto in via sperimentale. Al termine di questo periodo, si potrà avviare la sua diffusione e la messa a regime per tutti i cittadini che lo richiederanno.

Il Libretto Formativo è rilasciato dalla Regione, o da un soggetto da essa appositamente delegato, ed è formato da due sezioni che contengono:

- informazioni personali;
- titoli d'istruzione e di formazione;
- esperienze formative;
- competenze acquisite nei contratti a contenuto formativo (apprendistato e inserimento), nella formazione specialistica, nei corsi in materia di sicurezza sul lavoro, nella formazione continua o acquisite in modo non formale.

In dettaglio sono registrate le competenze acquisite da ciascun lavoratore a seguito dello svolgimento delle attività di formazione, al fine di consentire al datore di lavoro una programmazione della formazione.

La sua funzione è quella di assicurare una tracciabilità nel corso del tempo delle competenze acquisite, descritte, certificate secondo le procedure regionali, attuando, tra l'altro, il concetto di "portabilità" della formazione, vista l'attuale tendenza del mercato del lavoro in termini di flessibilità con frequenti cambiamenti di datore di lavoro.

Un ulteriore aspetto riguarda la **valutazione della idoneità tecnico professionale delle imprese appaltatrici o dei lavoratori autonomi**, come risulta all'art. 26, comma 1, lettera a), del D. Lgs. n. 81/2008.

La valutazione di cui all'art. 26, comma 1, lettera a), è al momento effettuata attraverso la acquisizione del certificato di iscrizione alla Camera di Commercio, Industria e Artigianato della impresa o del lavoratore autonomo e mediante autocertificazione (art. 26, comma 1, lettera a), D. Lgs. n. 81/2008). Questo rimarrà valido fino a quando non verrà emanato il D.P.R. previsto dal combinato disposto degli artt. 6, comma 8, lettera g) e 27 del "testo unico", il cui scopo principale è individuare settori e criteri per la qualificazione delle imprese, in modo da "misurare" – per mezzo di strumenti legati al riscontro del rispetto delle regole in materia di salute e sicurezza da parte delle imprese e dei lavoratori autonomi – l'idoneità tecnico professionale delle imprese o dei lavoratori autonomi.

In tale senso risulta evidente la necessità di criteri specifici di valutazione per l'ingegneria naturalistica.

Per quanto attiene infine l'obbligatorietà di portare il cartellino di riconoscimento all'interno dei cantieri, si fa presente che l'art. 18 del D. Lgs. 81/2008, recante Obblighi del datore di lavoro e del dirigente, articolo così modificato dall'art. 13 del D. Lgs. n. 106 del 2009, il comma 1, lettera u) riporta quanto di seguito riportato

- I. Il datore di lavoro, che esercita le attività di cui all'articolo 3, e i dirigenti, che organizzano e dirigono le stesse attività secondo le attribuzioni e competenze ad essi conferite, devono:

omissis

- u) nell'ambito dello svolgimento di attività in regime di appalto e di subappalto, munire i lavoratori di apposita tessera di riconoscimento, corredata di fotografia, contenente le generalità del lavoratore e l'indicazione del datore di lavoro.

Anche l'art. 21 dello stesso decreto legislativo recante disposizioni relative ai componenti dell'impresa familiare di cui all'art. 230-bis del codice civile e ai lavoratori autonomi, al comma 1 così modificato dall'articolo 14 del D. Lgs. n. 106 del 2009 viene riportato:

- I. I componenti dell'impresa familiare di cui all'art. 230-bis del codice civile, i lavoratori autonomi che compiono opere o servizi ai sensi dell'art. 2222 del codice civile, i coltivatori diretti del fondo, i soci delle società semplici operanti nel settore agricolo, gli artigiani e i piccoli commercianti devono:
 - a) utilizzare attrezzature di lavoro in conformità alle disposizioni di cui al titolo III;

- b) munirsi di dispositivi di protezione individuale ed utilizzarli conformemente alle disposizioni di cui al titolo III;
- c) munirsi di apposita tessera di riconoscimento corredata di fotografia, contenente le proprie generalità, qualora effettuino la loro prestazione in un luogo di lavoro nel quale si svolgono attività in regime di appalto o subappalto.

La legge 13 agosto 2010 n. 136 (Piano straordinario contro le mafie, nonchè delega al Governo in materia di normativa antimafia), entrato in vigore il 7 settembre 2010, riporta all'art. 5 l'obbligo di indicare, nella tessera di riconoscimento degli addetti ai cantieri, una serie di informazioni ulteriori rispetto a quelle già previste dagli artt. 18 e 21 del D. Lgs. 9 aprile 2008 n. 81.

L'art. 5 della Legge n. 136/2010 – come accennato – prevede che:

- a) la tessera di riconoscimento degli addetti ai cantieri debba contenere, oltre agli elementi previsti dall'art. 18, comma 1, lettera u), del D. Lgs. 9 aprile 2008, n. 81, anche la data di assunzione e, in caso di subappalto, la relativa autorizzazione;
- b) nel caso di lavoratori autonomi, la tessera di riconoscimento di cui all'art. 21, comma 1, lettera c), del D. Lgs. n. 81/2008 debba contenere anche l'indicazione del committente.

Anche l'art. 4, è volto a rendere facilmente individuabile la proprietà degli automezzi adibiti al trasporto dei materiali per l'attività dei cantieri. A tal fine, la bolla di consegna del materiale deve indicare il numero di targa e il nominativo del proprietario degli automezzi.

Un ultimo accenno riguarda la **possibilità di prevedere apprestamenti speciali legati alle operazioni specifiche e quasi esclusive che può richiedere la realizzazione di opere particolari**, al solo scopo di aumentare la sicurezza operativa, come, per esempio, un dispositivo per la realizzazione delle punte ai pali verticali di una palificata viva spondale, che consente di svolgere tale operazione in totale sicurezza.

Dalle fasi del ciclo tecnologico riportate nel capitolo a seguire si può facilmente evincere la difficoltà per il CSP nell'individuazione e ripartizione delle fasi lavorative dell'opera da realizzare. Le fasi lavorative sono il punto di partenza per l'elaborazione del PSC e la loro corretta individuazione e quella dei rischi connessi e delle interferenze che si vengono ad ingenerare sono la base per una corretta redazione del Piano di Sicurezza.

2.11 Descrizione del ciclo tecnologico delle opere descritte

Il cantiere di ingegneria naturalistica comprende tipologie di intervento riconducibili a una molteplicità di tecniche e di varianti esecutive che, tuttavia, possono essere sintetizzate distinguendo le modalità di realizzazione dei principali manufatti.

Per le tipologie d'opera di seguito riportate si possono individuare le seguenti fasi di lavorazione:

- scavi e rimodellamento scarpate:
 - con l'uso dell'**escavatore** (o escavatore tipo ragno) o con lo scavo manuale con piccone e badile per lo spostamento di **materiale** terroso, si provvede allo scoronamento del ciglio superiore della frana e al rimodellamento della scarpata cercando di conferire una pendenza prossima a quella di "natural declivio". Si procede quindi all'apertura degli scavi con l'**escavatore** e con lo spostamento manuale di **materiale** terroso per l'impostazione delle strutture vere e proprie;
 - spesso le operazioni sopra descritte vengono eseguite a nolo ricorrendo a **ditte esterne**;
- trasporti e operazioni ausiliarie:
 - non si tratta di una fase a sé stante, quanto piuttosto di una fase funzionale a tutte le altre. Comprende la movimentazione manuale, il trasporto ed il deposito temporaneo dei

materiali, siano essi di risulta o costruttivi, come il trasporto a rifiuto del materiale di risulta degli scavi con **carriola** e **mezzi semoventi ausiliari** (motocarriola, Dumper, autocarro munito eventualmente di braccio meccanico). Ciò comporta, talvolta, anche la presenza di **carichi sospesi**.

Alcune situazioni particolari di carico-scarico-trasporto possono richiedere l'impiego di un **impianto a fune** per la movimentazione meccanica dei carichi.

La realizzazione di talune fasi lavorative sopra esposte può richiedere l'utilizzo di **attrezzatura alpinistica**, in particolari **condizioni orografiche** e ambientali;

- posa in opera di strutture in legname:

consiste nella realizzazione di strutture di legno con elementi tagliati a misura con l'impiego della **motosega** e disposti sul terreno o fissati allo stesso. L'intervento viene eseguito utilizzando anche **picconi, badili, zappini, martelli**;

- chiodature:

le chiodature rappresentano un momento cruciale della realizzazione delle diverse tipologie d'opera. In particolare, sono rilevanti:

- la posizione del foro;
- le tecniche di foratura;
- le tecniche di inserimento (con torsione o senza, in presenza di fluidi lubrificanti, ecc.);
- il materiale con il quale viene effettuata la chiodatura (tondini, ecc.).

Le chiodature consistono nella realizzazione di un foro entro il quale viene battuto, in genere a mano, un tondino di ferro acciaioso ad aderenza migliorata oppure chiodi da carpenteria.

Per la foratura possono venire impiegati diversi attrezzi: il trapano elettrico collegato ad un motogeneratore, il trapano ad aria compressa, il trapano a scoppio o altri;

- posa in opera di elementi di reti metalliche

Le opere in rete metallica finalizzate, per esempio, al contrasto della caduta massi, anche inserite all'interno delle opere di ingegneria naturalistica, rappresentano un aspetto fondamentale nella progettazione e manutenzione di opere stradali e/o ferroviarie e della realizzazione di tecniche di ingegneria naturalistica, incidendo direttamente sulla sicurezza ed efficacia delle opere nel loro complesso, ed hanno bisogno di un'impostazione progettuale che consideri il "sistema" completo dell'opera, non limitandosi ai singoli elementi costitutivi.

Di fondamentale importanza è la distinzione tra difese attive e passive.

Passivi sono considerati quegli interventi che non incidono sulla genesi del distacco dei massi, ma che si limitano a rallentare, arrestare o deviare blocchi rocciosi in caduta, evitando così il rischio per le infrastrutture viarie e per gli utenti.

A questa categoria di interventi appartengono:

- rivestimenti semplici;
- barriere paramassi;
- rilevati paramassi.

Attivi sono quelli che prevengono e limitano in modo significativo l'instabilizzazione di elementi lapidei:

- rafforzamenti corticali;

- rivestimenti costituiti da ancoraggi abbinati a reti metalliche di vario tipo (in funi e fili di acciaio);
- tiranti, barre pretensionate;
- riempimento con materiale inerte.

Tutte le opere di sostegno sopra descritte vengono riempite a tergo con materiale lapideo e terra vegetale conguagliata.

- Posa in opera del materiale vivo (per palizzate, viminate, fascinate, cordonate e gradonate e palificate vive di sostegno)

Consiste nella realizzazione di fasce di materiale vegetale (paletti, fascine e talee, poste perpendicolarmente alle linee di massima pendenza e parzialmente interrato).

Tutti gli interventi di cui sopra comportano movimentazione manuale di **materiali di varia natura** e/o impiego dell'**escavatore**.

Le opere vengono completate in genere con tecniche di rinverdimento e piantagione di piantine (arbustive ed arboree), che prevedono da una parte l'impiego di idroseminatrici o di cestelli spargimiscela trasportati dall'elicottero, dall'altra i normali attrezzi di piantagione, come la zappa ad upupa, il *Reiβingerhaindl* (zappetta a manico corto), la pala da orto, la pala da piantagione, il bastone piantatore, ecc.

2.12 Esempi di manutenzione

Nel riportare alcuni esempi di manutenzione delle opere di ingegneria naturalistica, si sono prese in considerazione alcune linee guida per la manutenzione proposte in Svizzera. Si precisa, tuttavia, che la situazione svizzera risulta assai differente da quella italiana e che, di conseguenza, si possono prendere queste linee guida esclusivamente come un riferimento per l'elaborazione di linee guida adattate alla situazione italiana.

Naturalmente le linee guida dipendono dal luogo, dal tipo di fiume ed infine dagli scopi che si perseguono. Non è pertanto possibile dare delle indicazioni generalmente valide, ma solo riferite a casi specifici.

Di seguito ne vengono riportati alcuni:

2.13 Caso A

2.13.1 Condizioni di intervento

Il fiume presenta delle sponde ripide, sulle quali compare vegetazione arbustiva (per lo più salici) abbastanza fitta. Immediatamente più all'interno, compaiono superfici a prato più o meno estese; ancora più distante compare della vegetazione di sponda, per lo più arborea, che confina con superfici coltivate; la linea di separazione è rappresentata molto spesso da una strada interpoderale.

2.13.2 Scopi generali

Manutenzione molto estensiva, così da garantire alla fauna in generale un habitat molto adatto. Gli interventi di seguito proposti permettono da una parte il mantenimento di tali habitat, dall'altra l'incremento degli stessi in alcuni tratti. Particolare attenzione dovrà essere riposta nel ricreare tutti quegli ambienti di rarità relativa, che non necessariamente coincidono con la vegetazione arborea. In questo senso, di fondamentale importanza diventa la creazione di ambienti eterogenei tra di loro.

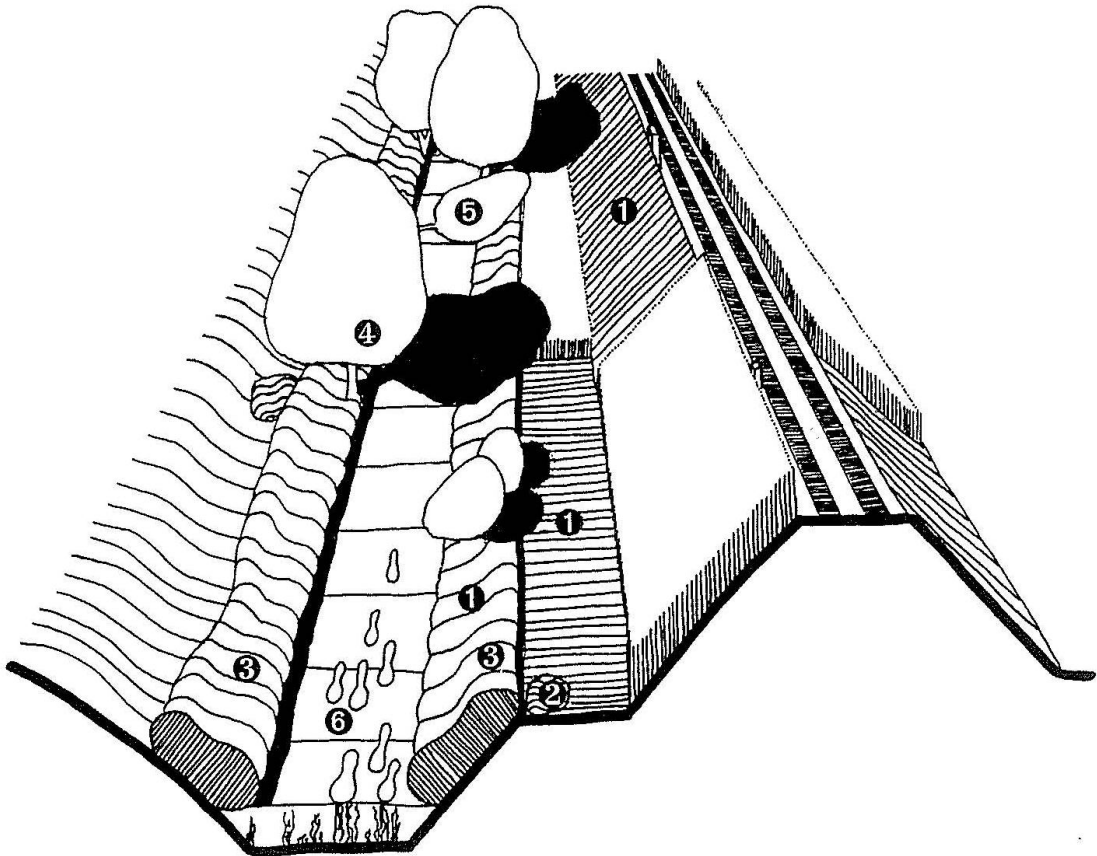


Figura 4 - Cura e mantenimento del canale interno del fiume.

Scopi della cura e lavori

1. Scopo: favorire e mantenere lo stato del prato rado e assicurare il soleggiamento.

Lavori alla diga e sulla golena asciutta: in luglio e a seconda della crescita. Tagliare una seconda volta tra la metà di agosto e la metà di settembre, asciugare il materiale e trasportare via. Posizionare la barra falciante in alto.

Nella scarpata dell'argine e nella golena, non falciare più di un terzo del prato. Alternativamente, lasciare la vegetazione così com'è e falciare in campi di circa 200 m le scarpate dell'argine che sono rivolte al fiume o al canale interno e la golena presso il canale interno.

Falciare successivamente i settori che, al momento, non sono stati tagliati, se negli altri settori ricominciano a fiorire i fiori. Se possibile, falciare ogni anno le stesse superfici secondo successioni temporali simili.

Lavori al boschetto sulla sponda destra: mantenere sempre libero dal boschetto circa un terzo della sponda destra, oppure coperto al massimo con boschetti bassi (per esempio arbusti che fanno parte della dieta dei castori), cosicché almeno un terzo delle scarpate dell'argine possano essere sempre soleggiate.

2. Scopo: favorire la concimazione dei prati (arbusti con preferenza di umidità)

Lavori sulla golena umida: potare da settembre e asportare il materiale.

3 Scopo: mantenimento della vegetazione di sponda e delle porzioni di sponda soleggiate, per le libellule ed altri insetti.

Lavori: non potare la vegetazione di sponda (canneto, canne, arbusti). Curare il boschetto della sponda sinistra in maniera tale che copra almeno un terzo della sponda, cosicché la sponda destra sia soleggiata.

Cura generale dei boschetti: vedere la scheda “Boschetti spondali in generale”.

4. Scopo: mantenimento dell’offerta di nutrienti per i castori.

Lavori: vedere la scheda “Cura e mantenimento delle sponde con presenza di castori”.

5. Scopo: mantenimento della vegetazione acquatica per lo sviluppo di pesci e insetti acquatici. Assicurare il deflusso delle acque.

Lavori: una volta all’anno, in autunno, falciare in maniera alternata uno dei due settori. Asportare e compostare le piante acquatiche.

2.13.3 1° tipo di intervento

2.13.3.1 Scopo

- Mantenimento e sviluppo di una vegetazione ricca di specie, eterogenea e scalare dal punto di vista spaziale, che garantisca comunque la protezione delle sponde da forti erosioni;
- garantire il mantenimento delle canne che riescono a vivere in condizioni di media corrente.

2.13.3.2 Lavori e manutenzione

- Effettuare le piantagioni con numerose specie di salici. Le piantagioni di salici dovranno eventualmente essere completate con la piantagione di altre specie arbustive dopo 1-2 anni;
- ogni 5-10 anni sarà necessario procedere al taglio della vegetazione per tratti di massimo 50 m alla volta, facendo attenzione a mantenere e favorire la vegetazione che si è instaurata naturalmente;
- eventualmente procedere con la piantagione di altre specie arbustive definitive; favorire l'insediamento di specie a lenta crescita e di specie a rarità relativa; mantenimento di singoli esemplari particolarmente di valore;
- lasciare gli alberi morti in piedi;
- a tratti procedere alla ceduzione a 5-10 cm da terra delle specie arbustive ogni 2-4 anni; non sfalciare mai le zone con canne;
- al di sopra del livello di piena possono venire creati dei mucchi di ciottoli (zone assolate) per rettili e possono venire lasciate anche le vecchie ceppaie o tronchi caduti.

2.13.4 2° tipo di intervento

2.13.4.1 Scopo

- Formazione di un margine vegetazionale scalare in senso verticale e non lineare (avanzato e indietreggiato rispetto alla sponda).

2.13.4.2 Lavori e manutenzione

- Ogni 5-10 anni procedere per una lunghezza massima di 15-20 m ad un taglio della vegetazione per una profondità di 10 o più m, a partire dalla sponda;
- ceduire selettivamente le specie arbustive, rispettando quelle con crescita più lenta;

- abbattere piante d'alto fusto e lasciare in piedi eventualmente le piante arboree morte ancora in piedi;
- ringiovanimento di specie che non possono venire ceduate attraverso il taglio dei rami, ogni 2-4 anni;
- successivamente lasciare ricrescere il bosco fino alla precedente linea di margine.

Note particolari: tali operazioni non sono da prevedere in vegetazione spondale a "galleria". In questo caso, i diradamenti vanno effettuati solamente nel caso in cui tale operazione non comporta la creazione di interruzioni nella fascia vegetazionale spondale. Il taglio continuo di arbusti che non possono venire cedutati può portare ad una certa uniformità che deve venire evitata. I salici possono venire di tanto in tanto capitozzati.

2.13.5 3° tipo di intervento

2.13.5.1 Scopo

- Formazione, mantenimento e sviluppo di vegetazione erbacea ricca di specie autoctone;
- creazione di condizioni stazionali eterogenee;
- mantenimento della capacità di deflusso;
- utilizzo turistico-ricreativo pilotato della zona.

2.13.5.2 Lavori e manutenzione

- Sfalcio delle golene più alte a partire da luglio e, a seconda dell'accrescimento del cotico erboso, fino a metà agosto o metà settembre;
- prevedere un secondo sfalcio, se necessario;
- le zone che presentano vegetazione igrofila, con sviluppo durante le fasi di magra, potranno venire sfalciate solamente una volta all'anno a fine estate, a partire da settembre;
- lasciare comunque almeno un terzo della superficie non sfalciata;
- lo sfalcio non dovrà comunque essere fatto raso terra, ma piuttosto alto;
- sfalciare le superfici tralasciate nel primo passaggio solamente quando cominceranno nuovamente a fiorire le piante sulle superfici interessate dal primo passaggio;
- nel caso di zone a vocazione turistico-ricreativa (per esempio in prossimità dei ponti), prevedere di effettuare almeno quattro o cinque sfalci;
- lasciare comunque uno spazio non troppo vasto per questo tipo di attività.

Note particolari: per il mantenimento delle golene, si può periodicamente rendere necessaria l'asportazione dello strato superficiale di terreno per un abbassamento delle stesse. Se questo si rendesse necessario, prevedere tale operazione solamente per tratti inferiori al km ed effettuare immediatamente dopo un rinverdimento con una semina con fiorume proveniente, se possibile, dallo sfalcio delle superfici soprastanti (per esempio sfalcio degli argini).

2.13.6 4° tipo di intervento

2.13.6.1 Scopo

- Mantenimento delle zone umide per anfibi ed altri animali;
- creazione di ambienti umidi.

2.13.6.2 Lavori e manutenzione

- Non richiudere i solchi lasciati dai passaggi di mezzi meccanici gommati, che si presentano di tanto in tanto pieni d'acqua;
- non chiudere piccole zone depresse;
- non chiudere eventuali piccole zone d'erosione che si sono originate dai recenti eventi di piena o almeno prevederne il riassetto solamente a fine estate;
- creare piccole zone umide;
- svuotare periodicamente queste zone umide dal fango apportato dalle piene.

2.13.7 5° tipo di intervento

2.13.7.1 Scopo

- Favorire la presenza di specie arboree autoctone.

2.13.7.2 Lavori e manutenzione

- Allontanare periodicamente tutte le specie non autoctone dai soprassuoli arborei (pioppi canadesi, robinie, ailanti, ecc.);
- lasciare queste superfici all'imboschimento naturale avendo cura di allontanare periodicamente i ricacci delle specie non autoctone e la loro rinnovazione naturale;
- procedere eventualmente all'occupazione di tali superfici con piantagione di *Salix alba*, ove sia possibile e dove si tema una forte concorrenza da parte delle specie che si vogliono allontanare.

2.13.8 6° tipo di intervento

2.13.8.1 Scopo

- Creazione e mantenimento di superfici aperte e soleggiate idonee alla vita di libellule ed altri insetti;
- lasciare la vegetazione spondale, soprattutto canne e vegetazione erbacea, a contatto con l'acqua (a volte si tratta di sponde che sono letteralmente scivolte in acqua anche lentamente);
- è necessario il più possibile che possa essere presente un contatto tra vegetazione ed acqua, anche durante i periodi di magra;
- formare e favorire tratti di sponda ben soleggiati;
- il fondo del corso d'acqua dovrebbe presentarsi sabbioso o ghiaioso;
- il pelo d'acqua deve risultare poco movimentato.

2.13.8.2 Lavori e manutenzione

- Mantenere il più possibile la situazione naturale di erosioni, vegetazione spondale, piccoli canali, lanche, ecc;
- non procedere nelle erosioni, almeno per alcuni tratti, alla rivegetazione, alla sistemazione, ecc.;
- non sfalciare; non prevedere alcuna opera di sistemazione antierosiva o idraulica; non prevedere apporti di materiali quali ghiaia o altro;
- mantenere e favorire i rami e gli apparati radicali che si sviluppano nelle acque basse del corso d'acqua;

- permettere o favorire la creazione di nuove zone d'erosione;
- prevedere la sistemazione delle nuove zone d'erosione solamente nella parte alta, più lontana dall'acqua con piantagione di talee di salice.

2.13.9 7° tipo di intervento

2.13.9.1 Scopo

- Aumento delle specie definitive nel caso di soprassuoli spondali con grossa percentuale di vegetazione pioniera a rapida crescita.

2.13.9.2 Lavori e manutenzione

- A tratti di 50 m di sponda, le specie pioniere a rapida crescita vengono ceduate ogni 10-15 anni;
- le specie a lenta crescita che si sono insediate vengono ringiovanite con tagli leggeri;
- nelle tagliate devono comunque essere lasciati singoli individui di piante pioniere.

2.14 Caso B

2.14.1 Condizioni di intervento

Il fiume si presenta con vegetazione fitta a partire dalle sponde. Generalmente tali situazioni dovrebbero trovarsi in zone ove la forza di trazione esercitata dall'acqua è tale da non riuscire ad estirpare le piante arboree, oppure in zone di forte erosione spondale ove l'acqua ha già asportato zone di vegetazione arbustiva.

2.14.2 Scopi generali

Lo scopo degli interventi dovrebbe essere quello di garantire un controllo dell'erosione di sponda e di favorire la presenza di specie autoctone.

2.14.3 Scopi delle cure e lavori per i boschi spondali

1. **Scopo:** favorire la corretta ubicazione del bosco tipico per il fiume, con tipi di albero autoctoni. Assicurare la sponda contro l'erosione.

Lavori: allontanare dal bosco l'abete rosso selettivo, il pioppo canadese e la robinia. Eventualmente abbassare le superfici battute. In tal senso, il rinverdimento delle superfici aperte in via di formazione può essere lasciato alla natura, dove vengono progressivamente eliminate nuove robinie e germogli di pioppo e dove le piantine di pioppo devono essere allontanate. Eventualmente possono essere piantati salici bianchi tipici del fiume e pioppi neri autoctoni.

Non intraprendere misure forestali su grandi superfici, in modo da mantenere una consistenza disomogenea. Lasciare gli alberi morti dove si trovano.

Allontanare gli alberi caduti in acqua e ancora fissati alla sponda, quando questo procedimento è necessario per assicurare la protezione da piene.

2. **Scopo:** mantenere siti di sponda liberi e soleggiati e fenditure per libellule e altri insetti.

Lavori: vedere scheda "cura e mantenimento dell'habitat delle libellule".

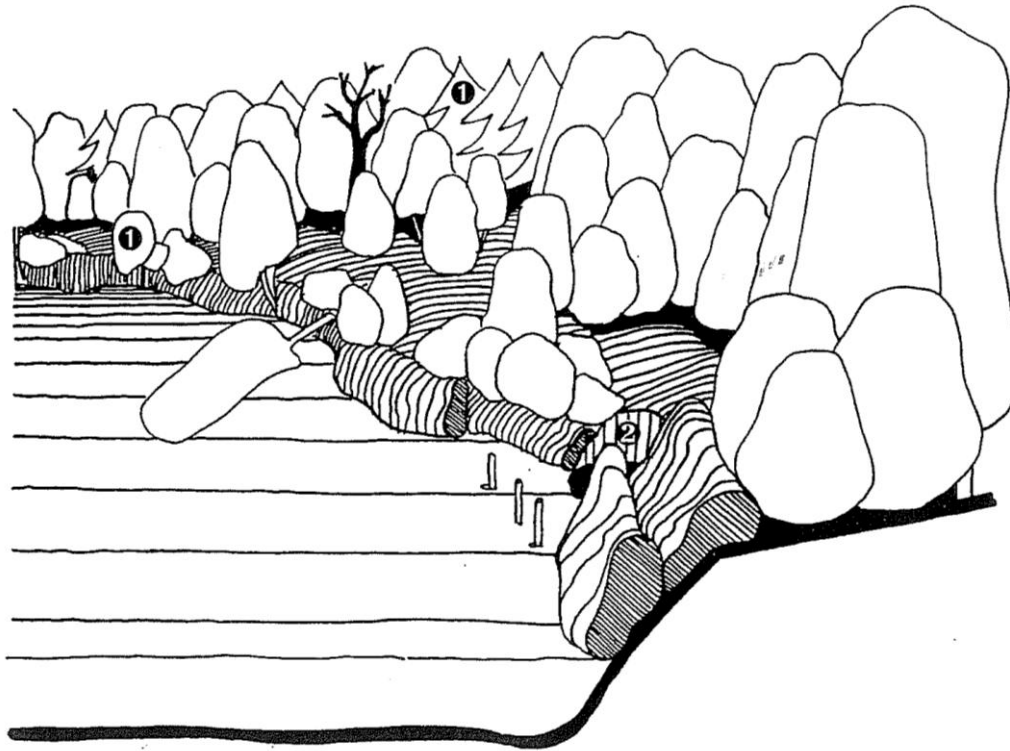


Figura 5 - Boschi spondali.

2.14.4 Scopi delle cure e lavori per il mantenimento degli habitat delle libellule

Le porzioni più lunghe della sponda del fiume offrono un habitat per le libellule (nel complesso parecchi chilometri di sponda, in particolare la sponda destra esposta al sole). Le libellule si insediano in sponde nuove aventi le caratteristiche sopradette e questo significa che non è necessario mantenere ogni singola fenditura nella sua forma attuale.

Le porzioni di sponda nominate, tuttavia, devono possedere le seguenti strutture: fenditure, canneti, arbusti, salici. In tal senso sono da interpretare i seguenti scopi di cura e lavori.

1. Scopo: mantenere i corridoi delle piante perenni sulle scarpate

Lavori: nessuno. Non rimboschire. Non falciare.

2. Scopo: mantenere il contatto tra sponda e vegetazione di sponda.

Lavori: nessuno. Non collocare nessuno sbarramento che possa interrompere il contatto tra l'acqua e la vegetazione (pietre). Non creare nessuna riva ghiaiosa.

Non spezzare dal ceppo i rami di salice che spuntano stabilmente dall'acqua e formano piccole radici.

3. Scopo: permettere la creazione di nuove fenditure.

Lavori: se possibile, non "riparare" nuove fenditure che si vengono a creare. La fenditura si ricopre col tempo. Se fosse necessaria una sicurezza, posizionare possibilmente solo salici al piede delle pareti ripide.

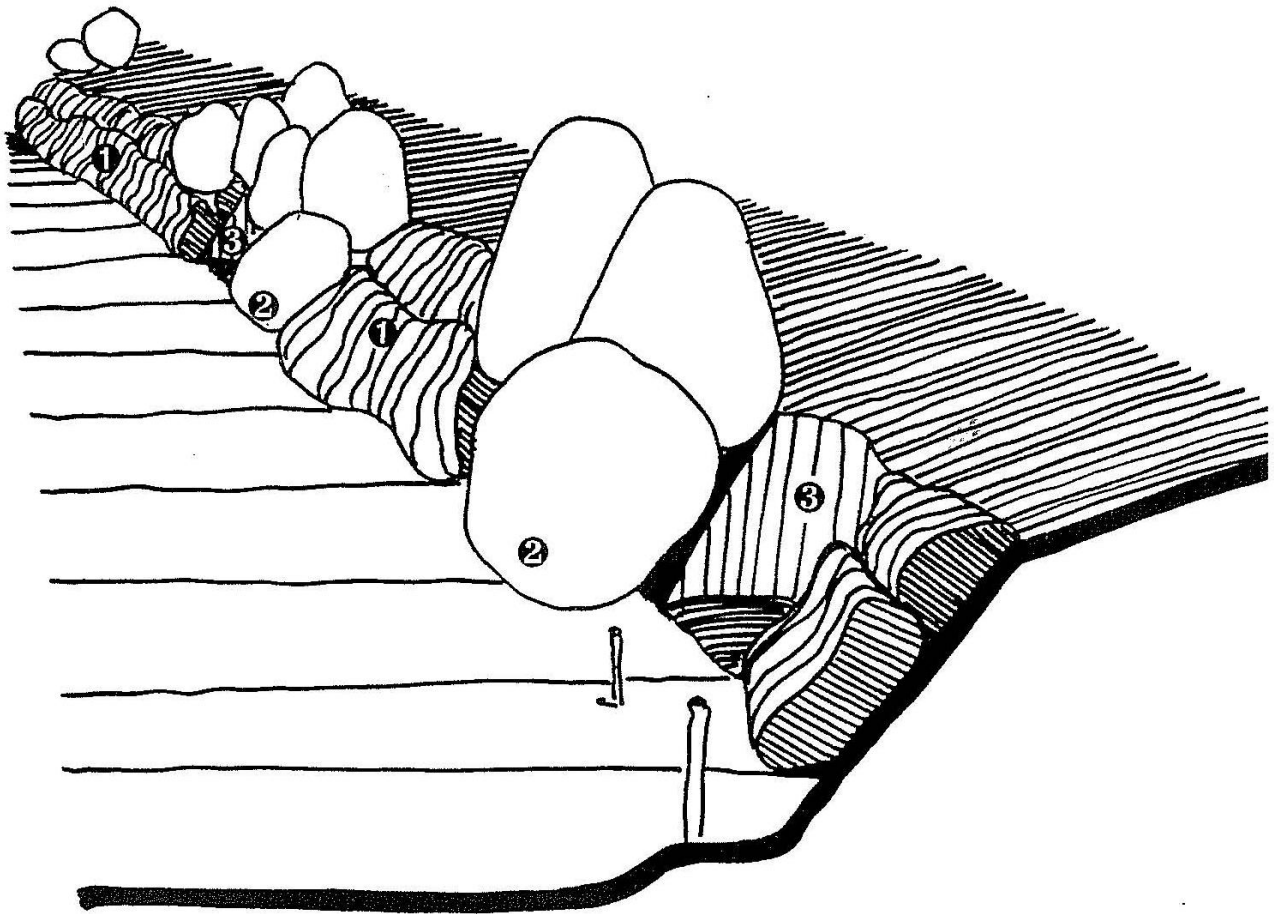


Figura 6 - Cura e mantenimento degli habitat delle libellule.

2.14.5 1° tipo di intervento

2.14.5.1 Scopo

- Mantenimento e sviluppo di una vegetazione ricca di specie, eterogenea;
- favorire la vegetazione autoctona e la vegetazione ripariale e di sponda tipica;
- controllo dell'erosione di sponda.

2.14.5.2 Lavori e manutenzione

- Allontanare periodicamente tutte le specie non autoctone dai soprassuoli arborei (pioppi canadesi, robinie, ailanti, ecc.);
- lasciare queste superfici all'imboschimento naturale, avendo cura di allontanare periodicamente i ricacci delle specie non autoctone e la loro rinnovazione naturale;
- procedere eventualmente all'occupazione di tali superfici con piantagione di *Salix alba* o *Populus nigra* autoctono (dove sia possibile e si tema una forte concorrenza da parte delle specie che si vogliono allontanare);
- in alternativa procedere all'abbassamento del livello della golena con asportazione del terreno superficiale e lasciare poi all'imboschimento naturale con le osservazioni sopra citate;
- non prevedere comunque interventi di manutenzione di vaste superfici al fine di raggiungere l'obiettivo di ottenere soprassuoli eterogenei;
- lasciare gli alberi morti in piedi;

- alberi caduti in acqua, ma ancora ancorati con le radici alla sponda, vanno allontanati, ove necessario alla sicurezza idraulica.

2.14.6 2° tipo di intervento

2.14.6.1 Scopo

Creazione e mantenimento di superfici aperte e soleggiate, idonee alla vita di libellule ed altri insetti (vedi VI tipo di intervento caso A).

2.15 Caso C

2.15.1 Condizioni di intervento

Il corso d'acqua è un canale a tratti rinaturalizzato con vegetazione spondale. Presenta inoltre una zona golenale a vegetazione erbacea, che molto spesso è un prato magro ricco di specie da fiore. Nel complesso (corso d'acqua, golena, argine) forma un ambiente assai diversificato ed importante dal punto di vista ecosistemico.

2.15.2 Scopi generali

Lo scopo degli interventi dovrebbe essere quello di garantire un controllo nel mantenimento di questa situazione, senza far prevalere una componente rispetto all'altra. Pertanto le singole componenti non possono subire trattamenti disgiunti gli uni dagli altri. In particolare, per esempio, la presenza di vegetazione arborea spondale, agisce negativamente sulla presenza di prati magri eliofili e quindi anche sulla presenza di farfalle e libellule. Per tali motivi non si può prevedere il completo rimboschimento delle sponde.

2.15.3 Scopi delle cure e lavori per il mantenimento delle sponde con presenza di castori

Scopo: mantenere e favorire il nutrimento di base del castoro.

Lavori:

- occasionalmente piantare talee in gruppi, con capacità di generare tipologie di legno dolce (ad esempio, salici). Se gli alberi dovessero generare eventuali conflitti con l'ombreggiamento della scarpata, vedere la scheda "cura e mantenimento del canale interno al fiume";
- collocare i boschetti di sponda in sezioni su ceppi (vedere "cura e mantenimento del canale interno al fiume");
- non rimuovere completamente la disposizione delle piante acquatiche (vedere "cura e mantenimento del canale interno al fiume").

Scopo: non allontanare dai castori il nutrimento preparato, minimizzare i danni.

Lavori:

- lasciar giacere almeno un mese gli alberi fatti cadere dai castori;
- nel caso di un albero che non può essere lasciato giacere presso il corso d'acqua, depositare vicino all'acqua permettendo in ogni caso la piena, i pezzi tranciati, i rami, le ramificazioni e il tronco, e lasciare giacere per circa un mese;
- nel caso di un albero ancora in piedi, la cui corteccia viene rosicchiata dai castori e che è ancora verde, seguire i punti 4 e 5;

- portare sul terreno gli alberi caduti ma che si sono impigliati in altri alberi, lasciarli giacere lì oppure agire secondo i punti 4 e 5;
- rimuovere gli alberi caduti che impediscono il deflusso della piena e lasciarli giacere lì, oppure agire secondo i punti 4 e 5;
- i depositi di legno (rami), che vengono sistemati dai castori in autunno sotto l'acqua come provvista alimentare, vanno lasciati in acqua oppure, dove necessario, vanno allontanati appena prima del periodo delle piene (febbraio-marzo);
- utilizzare protezioni costituite da reti, per gli alberi e le piante giovani che si vuole conservare.

Scopo: rendere possibile e sicure le costruzioni.

Lavori:

- non abbassare o allontanare elementi come soglie che definiscono il livello dell'acqua;
- effettuare l'assicurazione delle sponde, che si riveli necessaria, rigidi sbarramenti;
- gestire le golene in cui siano presenti costruzioni per i castori, solo con macchinari leggeri, in modo che tali costruzioni non vengano rovinate.

Scopo: protezione di aree adibite al riposo.

Lavori:

- non creare alcun impianto comprendente panchine e parcheggi nelle vicinanze dei siti in cui sono presenti i castori. Allontanare la macchia di protezione solo in caso di assoluta necessità in relazione alle costruzioni idriche.

Risarcimento dei danni: danni alle colture, che vengano causati dall'attività dei castori, hanno la stessa valenza di danni al bosco. Per il risarcimento dei danni, i proprietari possono far domanda all'amministrazione della caccia e pesca del cantone.

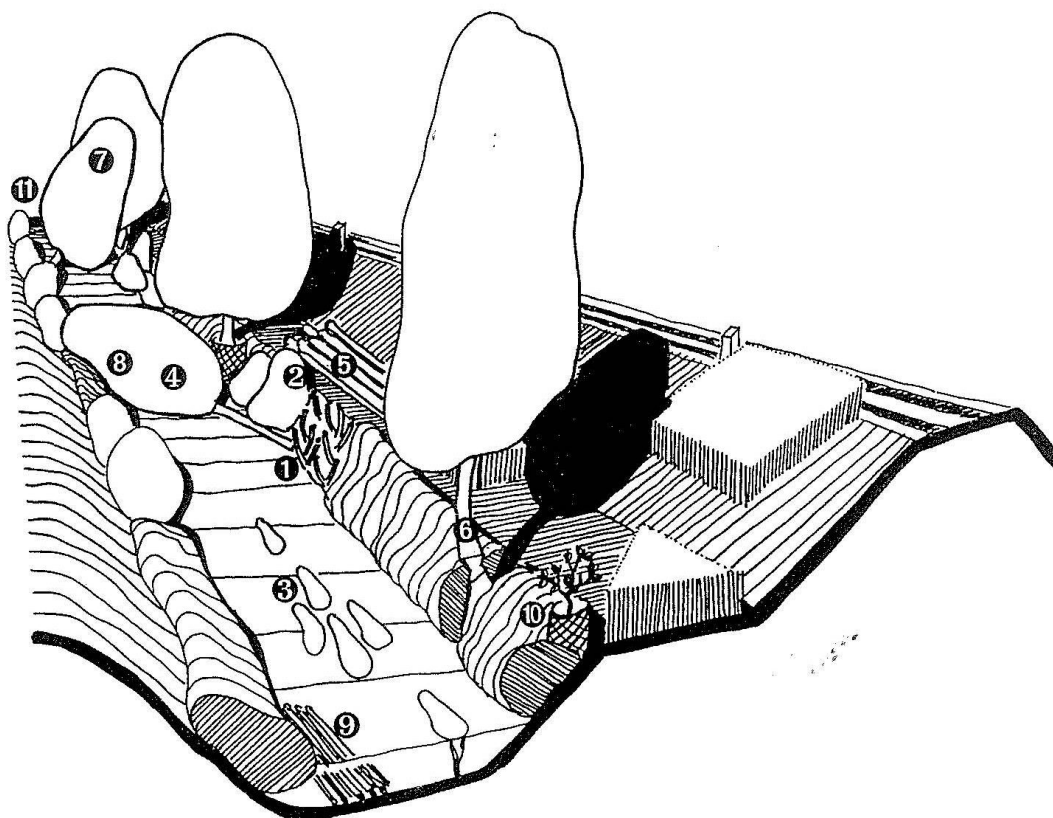


Figura 7 - Cura e mantenimento delle sponde con presenza di castori.

2.15.4 Scopi delle cure e lavori per boschetti di sponda, golene e margini del bosco

1. Scopo: mantenere e favorire boschetti di sponda ricchi di specie di diverse età e strutturati a gradoni. Protezione della sponda da grandi erosioni. Mantenimento dei canneti lungo il corso d'acqua.

Lavori: effettuare piantagioni di salici di diverse specie. Dopo uno o due anni, completare la piantagione di salici con altre singole specie di arbusti. Ogni 5-10 anni, posizionare i boschetti di sponda sui gradoni, in sezioni di al massimo 50 m. Bisogna inoltre avere riguardo e favorire gli arbusti selvatici. Eventualmente vanno piantati ulteriori arbusti, come, ad esempio, caprifoglio, frangola, ontano grigio e nero, evonimo europeo, corniolo, sambuco, ciliegio a grappoli. Non falciare i canneti lungo i corsi d'acqua e gli arbusti alti nelle scarpate spondali.

2. Scopo: favorire un margine di bosco gradonato, sporgente sia in avanti sia indietro.

Lavori: ogni 5-10 anni, riportare il margine del bosco che abbia raggiunto una lunghezza di circa 15-20 m ad una lunghezza di circa 10 m. In maniera selettiva, posizionare sul ceppo gli strati di arbusti, in particolare tipologie che crescono lentamente (ad esempio, spino cervino, pioppo tremulo, salice caprino). Falciare il margine del bosco costituito da piante perenni. Eliminare i tronchi alti in modo da creare luce, mantenere alberi vecchi e morti. Successivamente lasciar crescere il bosco nuovamente a partire dal margine originale.

(N.B. questo non vale per i boschi a galleria, dove si hanno solo diramazioni, quando non si origina alcuna breccia nella fila di alberi).

In generale non pulire la macchia (margine del bosco), oppure solamente qua e là. Lasciare il margine del bosco costituito da piante perenni (fino a 2 m dai cespugli).

3. Scopo: favorire la vegetazione prativa con molte specie caratteristiche della posizione. Creare condizioni di ubicazione differenziate, mantenere la capacità di deflusso, controllare l'utilizzazione di aree per il riposo.

Lavori: falciare la golena nella porzione più elevata, a partire da luglio e dopo ogni crescita alla metà di agosto fino alla metà di settembre (una seconda volta). Falciare solo una volta in settembre la golena che si è abbassata di recente e la golena con presenza di vegetazione amante dell'umidità. Lasciare sempre circa un terzo e posizionare la barra falciante in alto. Falciare successivamente i settori non tagliati, quando negli altri settori ricominciano a fiorire i fiori, altrimenti "sfalcio delle scarpate fluviali", per esempio le piante perenni intorno ai cespugli. Presso i punti di balneazione, nelle vicinanze dei ponti, effettuare 4-5 tagli. Evitare però di estendere ulteriormente queste zone.

Periodicamente abbassare la golena in sezioni di meno di 1 km. Programmare un successivo rinverdimento, se possibile, con semina di fiori officinali oppure con miscele speciali.

4. Scopo: mantenere il fiume idoneo alle uova di pesci e anfibi, per ululoni e rospi della croce sulle golene.

Lavori: le carreggiate che regolarmente vengono riempite con acqua non devono essere riempite di terra. Non riempire i piccoli buchi nella golena, che vengono causati in primavera dalle piene, oppure, laddove necessario, solamente a partire dalla fine di luglio. Ripulire gli speciali bacini che si sono venuti a creare e che sono riempiti di acqua e i buchi che si vengono a creare durante le piene.

5. Scopo: favorire la disposizione dei boschi conforme all'ubicazione dei luoghi.

Lavori: allontanare dalla disposizione del bosco abeti rossi (foreste di abeti rossi), pioppi canadesi e robinie. Abbandonare a se stesse le superfici battute e lasciarle ringiovanire, laddove vengano progressivamente eliminate nuove robinie e germogli di pioppi e dove debbano essere

allontanare le piantine dei pioppi, oppure, in caso di luogo umido, riforestare con salici (es. salice bianco).

6 Scopo: mantenere i siti di sponda aperti e soleggiati, nonché fenditure per le libellule e altri insetti. Vedere la scheda “cura e mantenimento degli habitat delle libellule”.

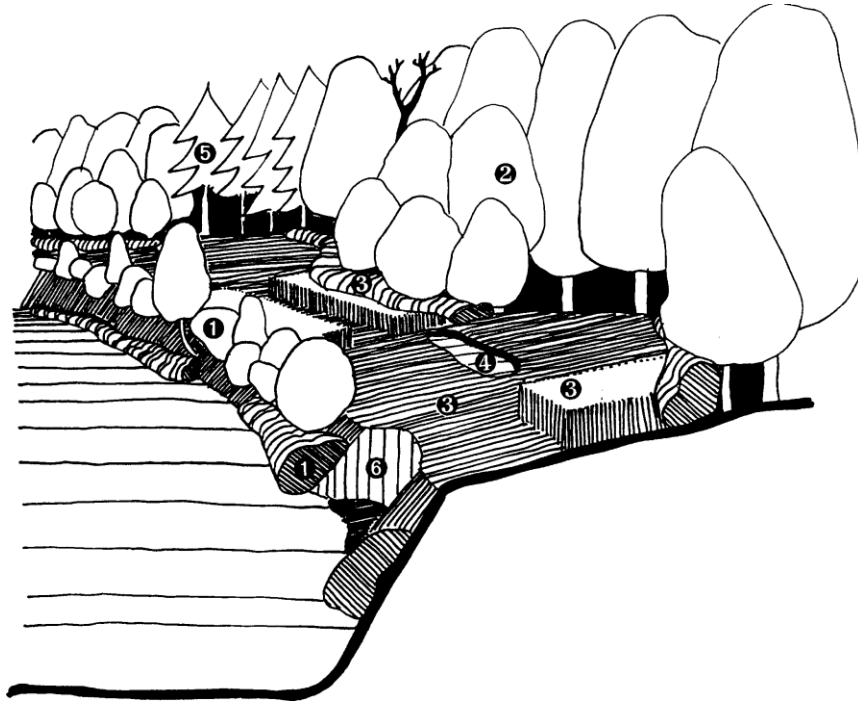


Figura 8 - Boschetti di sponda, golene, margini del bosco.

2.15.5 1° tipo di intervento

2.15.5.1 Scopo

- Mantenere e favorire la vegetazione erbacea del tipo prato magro;
- assicurazione di un grado elevato di insolazione.

2.15.5.2 Lavori e manutenzione

- Uno o due sfalci a seconda della crescita della vegetazione erbacea, da effettuarsi solamente a luglio ed a fine estate;
- lasciare asciugare lo sfalcio sul posto e poi asportarlo;
- lo sfalcio non deve essere effettuato raso terra, ma piuttosto alto; operare lo sfalcio solamente su un terzo della superficie;
- operare lo sfalcio alternativamente sulla sponda destra e sinistra per tratti di circa 200 m;
- sfalciare i tratti saltati nella prima fase solamente quando compaiono le infiorescenze delle piante ricresciute;
- sfalciare, se possibile, le stesse superfici nello stesso periodo dell'anno in anni successivi;
- lasciare la vegetazione arborea solamente a tratti e solamente su una delle due sponde, in modo tale che l'ombra non possa giungere ad interessare completamente l'intera scarpata dell'argine;
- se ciò non fosse sufficiente, prevedere di favorire la vegetazione arbustiva rispetto a quella arborea.

2.15.6 2° tipo di intervento

2.15.6.1 Scopo

- Mantenere e favorire la vegetazione igrofila spondale.

2.15.6.2 Lavori e manutenzione

- Prevedere lo sfalcio della golena umida solamente a partire da fine estate;
- asportare successivamente il materiale sfalciato.

2.15.7 3° tipo di intervento

2.15.7.1 Scopo

- Mantenimento di vegetazione spondale e di tratti di sponde assolate, per favorire specialmente gli insetti.

2.15.7.2 Lavori e manutenzione

- Non prevedere lo sfalcio di vegetazione spondale erbacea o tipo canne;
- effettuare una manutenzione della vegetazione spondale in maniera tale da garantire alla sponda opposta un adeguato grado di assolazione, per permettere il mantenimento di un habitat idoneo ad insetti e libellule.

2.16 Caso D

2.16.1 Condizioni di intervento

Si tratta di un corso d'acqua o canale ove non è presente vegetazione arbustiva o arborea.

2.16.2 Scopi generali

- Mantenimento della funzione antierosiva della sponda;
- assicurazione e mantenimento della capacità di deflusso in caso di piena;
- mantenimento di ambienti ed habitat a rarità relativa;
- mantenimento della capacità fitodepurativa.

2.16.3 Lavori e manutenzione generali

- Nel caso di sfalcio estivo, questo dovrà essere effettuato nel periodo compreso fra luglio ed agosto, per garantire alle piante di aver concluso la fase di disseminazione; in zone particolarmente fertili bisogna prevedere due tagli;
- nel caso di sfalcio autunnale, questo dovrà essere effettuato a partire da fine agosto; questo sfalcio è assolutamente consigliabile nel caso di presenza di specie igrofile;
- per alcune superfici (con superficie compresa fra 50 e 200 m²), nelle quali è utile prevedere la presenza di alcuni arbusti, bisogna prevedere lo sfalcio solamente ogni due anni per garantire il ciclo vitale di alcuni animali;
- l'eventuale controllo di infestanti (provenienti soprattutto dalle zone coltivate), potrà essere garantito dall'effettuazione sporadica di tagli prima della disseminazione delle piante erbacee (ogni 4-5 anni);

- non utilizzare mai la tecnica dell'abbruciamento.

2.16.4 1° tipo di intervento

2.16.4.1 Scopo

- Mantenere e favorire vegetazione erbacea a fiore;
- garantire la presenza di zone assolate.

2.16.4.2 Lavori e manutenzione

- Prevedere lo sfalcio a metà giugno e, a seconda della crescita, un secondo sfalcio tra metà agosto e metà settembre;
- lasciare asciugare lo sfalcio in loco e poi asportarlo; se le condizioni meteorologiche non lo permettono, piuttosto rinunciare al secondo taglio (rischio di non riuscire a far asciugare lo sfalcio prima dell'asporto); solamente in casi eccezionali (sponde particolarmente fertili), lasciare lo sfalcio in loco.

2.16.5 2° tipo di intervento

2.16.5.1 Scopo

- Mantenere e favorire la vegetazione igrofila spondale;
- mantenimento della capacità di deflusso in caso di piena;
- assicurare la protezione contro l'erosione spondale.

2.16.5.2 Lavori e manutenzione

- Prevedere lo sfalcio della golena umida solamente a partire da fine estate; asportare successivamente il materiale sfalciato.

2.16.6 3° tipo di intervento

2.16.6.1 Scopo

- Mantenere e favorire la creazione di siti per i pesci, per i gamberi e per altri animali acquatici;
- evitare la crescita di piante in alveo, in maniera tale che esse occupino tutta la sezione;
- durante l'inverno è necessario prevedere un buon grado di copertura da parte della vegetazione spondale.

2.16.6.2 Lavori e manutenzione

- Prevedere lo sfalcio solamente di parte della vegetazione golenale.

2.16.7 4° tipo di intervento

2.16.7.1 Scopo

- Garantire la presenza di fonti nutritive per animali e fonti di sostentamento per l'inverno;
- garantire comunque la capacità di deflusso in caso di piene.

2.16.7.2 Lavori e manutenzione

- Praticare lo sfalcio solamente ogni due anni o in estate o in autunno;
- asportare comunque il materiale di sfalcio.

2.16.8 5° tipo di intervento

2.16.8.1 Scopo

- Evitare il diffondersi di specie infestanti o indesiderate ed invadenti anche per la confinante agricoltura.

2.16.8.2 Lavori e manutenzione

- Prevedere lo sfalcio selettivo, anche manuale, prima della disseminazione (giugno, luglio, agosto);
- asportare successivamente il materiale sfalciato.

2.16.9 6° tipo di intervento

2.16.9.1 Scopo

- Mantenere e favorire la vegetazione erbacea spondale;
- creazione di fonti di sostentamento per l'inverno.

2.16.9.2 Lavori e manutenzione

- Effettuare lo sfalcio solamente a fine estate;
- effettuare lo sfalcio solamente per un terzo della superficie;
- far asciugare ed asportare successivamente il materiale sfalciato.

2.17 Caso E

2.17.1 Condizioni di intervento

Trattasi di canale senza vegetazione arborea ed arbustiva.

2.17.2 Scopi generali

- Mantenimento della funzione antierosiva della sponda;
- assicurazione e mantenimento della capacità di deflusso in caso di piena;
- controllo delle infestanti acquatiche.

2.17.3 Lavori e manutenzione generali

- Garantire un grado di ombreggiamento tale da controllare lo sviluppo delle infestanti; aumento della turbolenza dell'acqua attraverso l'impiego di massi di disturbo;
- impiego di rampe a blocchi;
- rendere la sponda irregolare e meandreggiante;
- creazione di sezioni di minima a ridosso della scarpa della sponda, in modo tale che in estate l'acqua possa scorrere in ombra almeno per un certo periodo del giorno;

- pulizia saltuaria dell'alveo in agosto o settembre dovrebbero risultare sufficienti;
- se lo sviluppo della vegetazione è massiccio, intervenire con un doppio taglio (giugno e settembre), almeno per l'anno;
- utilizzare lo sfalcio a mano se possibile, in quanto il dragaggio distrugge tutte le forme di vita; lasciare di tanto in tanto dei tratti non sfalcati;
- asportare il materiale vegetale sempre; non impiegare erbicidi in nessun caso.

2.18 Caso F

2.18.1 Condizioni di intervento

Il corso d'acqua è un fiume naturaliforme a tratti con vegetazione fino alle sponde, con alcuni interventi di rinaturalizzazione che ha sviluppato neovegetazione spondale.

Nel complesso (corso d'acqua, golena), forma un ambiente sufficientemente diversificato, molto importante dal punto di vista ecosistemico.

2.18.2 Scopi generali

Lo scopo degli interventi dovrebbe essere quello di garantire un controllo nel mantenimento di questa situazione, senza far prevalere una componente rispetto all'altra; le singole componenti non possono subire trattamenti disgiunti gli uni dagli altri. In particolare, per esempio, la presenza di vegetazione arborea spondale agisce negativamente sulla presenza di prati magri eliofili, quindi anche sulla presenza di farfalle e libellule. Per tali motivi non si può lasciare il completo rimboschimento delle sponde.

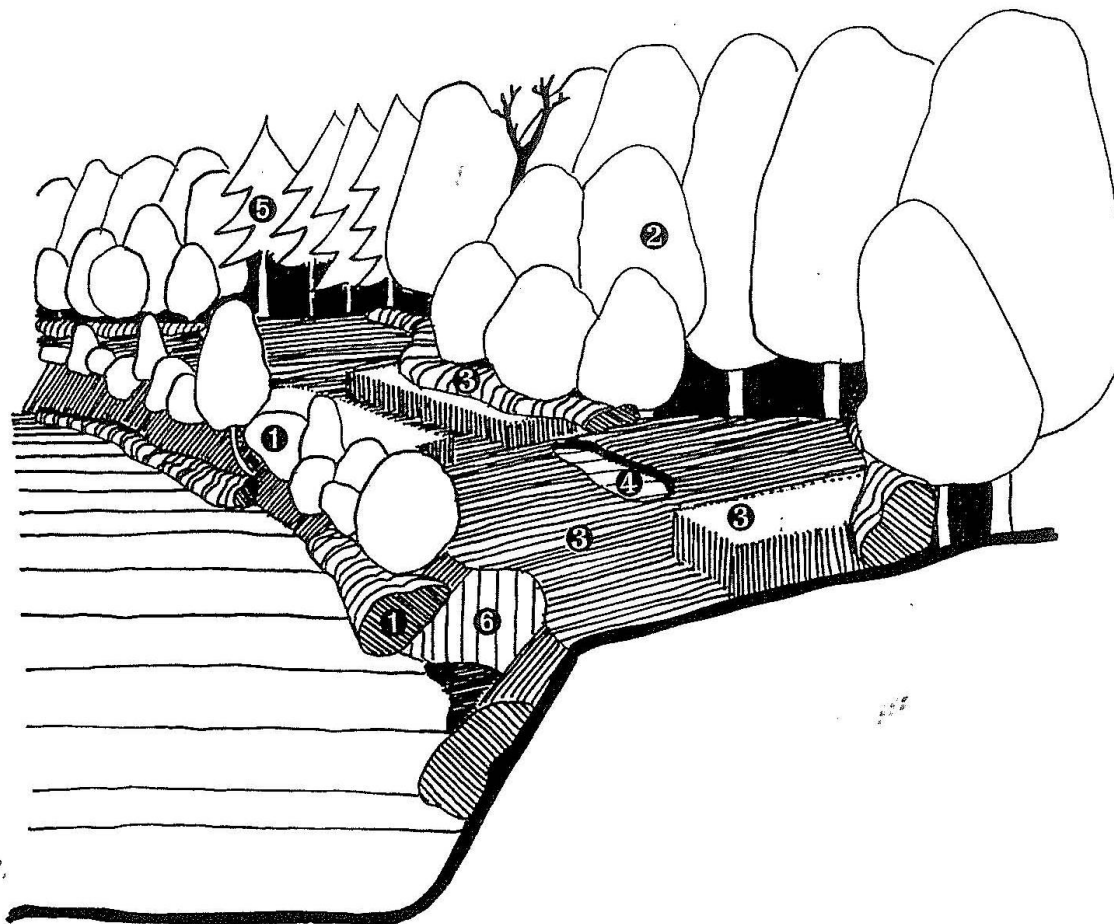


Figura 9 - Corso d'acqua con vegetazione naturaliforme fino alla sponda.

2.18.3 Scopi delle cure e lavori

1. Scopo: mantenere e favorire boschetti di sponda ricchi di specie autoctone di diverse età. Protezione della sponda da erosioni.

Lavori: effettuare tagli selettivi sull'abete rosso, sul pioppo canadese e sulle robinie. Creare delle chiarie all'interno del soprassuolo forestale, dove comunque deve essere garantito il controllo del reinsediamento della robinia e del pioppo. Si deve trattare di chiarie comunque non di grandi dimensioni, massimo 500-1000 m² con lo scopo di ottenere soprassuoli disetanei. Una certa percentuale di alberi morti vanno lasciati in piedi e non allontanati. Gli alberi caduti ed ancora radicati alla sponda vanno allontanati per motivi idraulici.

2. Scopo: favorire un margine di bosco non continuo e creare marginio nelle chiarie per animali ed insetti.

Lavori: quelli descritti al punto precedente.

2.19 Caso G

2.19.1 Condizioni di intervento

Il taglio della vegetazione erbacea contribuisce alla stabilizzazione delle sponde ed al mantenimento dell'infiltrazione efficace e della capacità di deflusso in caso di piena. Lo sfalcio garantisce peraltro la presenza di habitat che, con il tempo, sono diventati rari. Lo sfalcio può contribuire alla riduzione dei nutrienti e degli inquinamenti, soprattutto in prossimità di campi coltivati.

2.19.2 Scopi generali ed obiettivi importanti

Taglio estivo

Da metà giugno a metà agosto, i prati polifiti possono venire sfalciati. Bisogna porre comunque attenzione al fatto che le piante abbiano già disseminato. Il fieno deve essere essiccato sul posto e solo dopo consegnato a eventuali interessati al prelievo. In zone particolarmente fertili, potrebbe essere necessario effettuare due tagli (primaverile ed autunnale); il taglio autunnale è frequente nel caso di prati umidi. Il fieno deve essere in linea di principio sempre asportato.

Tagli in fasce spondali vegetate con arbusti

In questo caso, si provvede ogni 2 anni al taglio di superfici a prato di 50-200 m² per favorire soprattutto la fauna. Durante tali operazioni si deve porre particolare cura al controllo delle infestanti, sia rispetto alla vegetazione spondale (robinia, per esempio) sia rispetto alle eventuali infestanti dei campi coltivati.

Abbruciamento

L'operazione di bruciare la vegetazione deve essere tassativamente proibita e permessa solo sotto controllo ed esplicita autorizzazione. Tale pratica infatti è particolarmente dannosa per gli insetti e la fauna, mentre può essere utile per il controllo dello sviluppo della canna palustre (incendi controllati).

Macchinari

Impiegare sempre macchinari da sfalcio (motofalciatrice e decespugliatore) di piccole dimensioni, in quanto operazioni fortemente meccanizzate con mezzi agricoli determinano un influsso particolarmente negativo sulla micro e mesofauna.

Come principio generale, nel caso di **UN TAGLIO ALL'ANNO**, lo sfalcio va fatto solamente su due terzi della superficie, lasciando in piedi almeno un terzo della superficie.

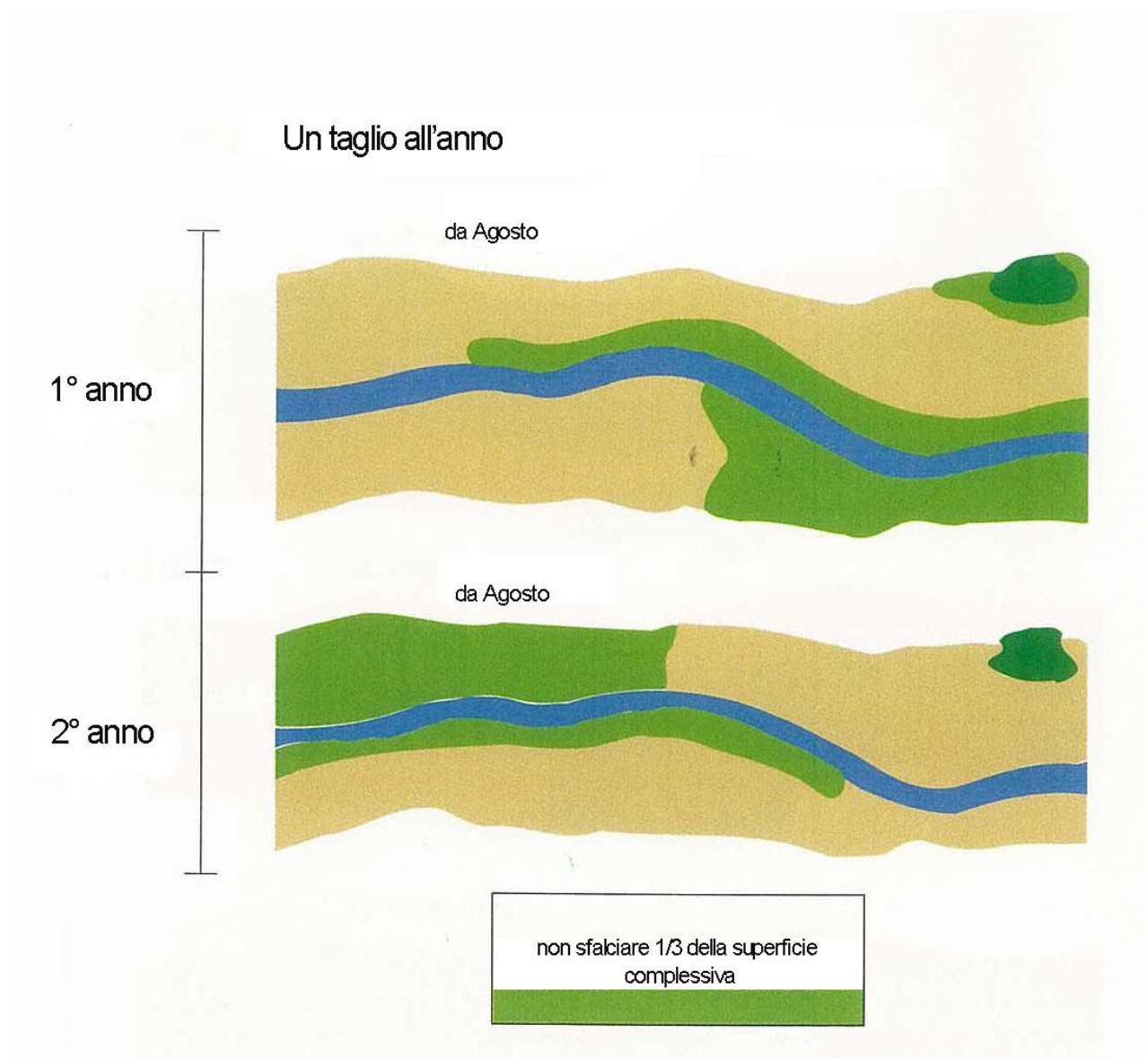


Figura 10 - Caso di un taglio all'anno.

Come principio generale, nel caso di **DUE TAGLI ALL'ANNO**, lo sfalcio va fatto solamente su due terzi della superficie, lasciando in piedi almeno un terzo della superficie secondo quanto indicato per esempio nella figura seguente.

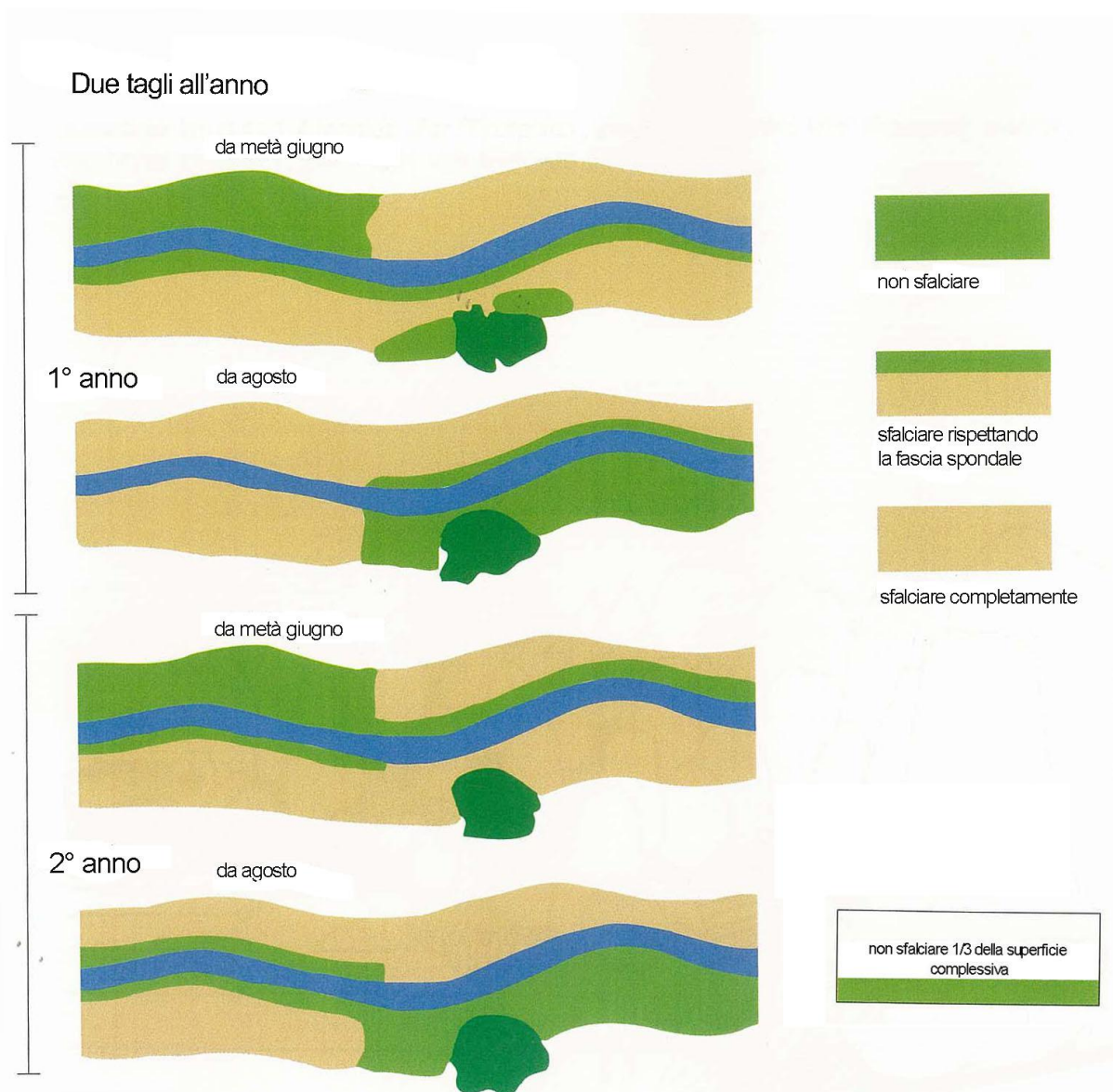


Figura 11 - Caso di due tagli all'anno.

OBIETTIVI SPECIFICI

Scopo: mantenere e favorire prati polifiti ed assicurare superfici aperte.

Lavori: da metà giugno, a seconda della crescita delle piante fino a metà agosto o metà settembre, fare il taglio della vegetazione erbacea; lasciare seccare il materiale sul posto e poi asportare.

Scopo: mantenere e favorire prati polifiti con specie igrofile; garantire l'infiltrazione efficace e la capacità di deflusso del corso d'acqua.

Lavori: falciare da metà agosto; asportare sempre il materiale.

Scopo: garantire la presenza di nascondigli per ittiofauna, per gamberi di fiume e per altra idrofauna; deve essere garantita una buona copertura della sponda anche in periodo invernale.

Lavori: intervenire solamente su una parte della vegetazione spondale.

2.20 Conclusioni

Come si può notare dalle linee guida precedentemente riportate, molto spesso si tratta di azioni tendenti a:

- fare interventi;
- non fare;
- fare interventi di manutenzione;
- garantire certe condizioni.

In questo senso, la manutenzione su corsi d'acqua di tipo "naturalistico" deve da una parte garantire la sicurezza idraulica, dall'altra permettere la vita, nel senso delle piante, degli animali e dell'uomo.

In questo senso ogni tipo di manutenzione deve avere tra i suoi scopi il mantenimento:

- della capacità di deflusso durante gli eventi di piena;
- dell'efficienza idraulica degli interventi;
- dell'efficienza idraulica di opere atte allo sfruttamento dell'acqua;
- della capacità di drenaggio nel caso di territori agricoli;
- del controllo dell'erosione, soprattutto nel caso di territori montani.

Deve avere altresì come scopo la creazione, il mantenimento e la cura:

- di habitat per animali;
- di specie vegetali a rarità relativa.

3 APPORTO DELLA VEGETAZIONE

3.1 Effetti stabilizzanti della vegetazione sui terreni dei versanti

Il contributo della vegetazione alla stabilizzazione dei versanti è conosciuto, tuttavia non sono altrettanto noti né tutti i meccanismi che lo rendono possibile, né quali siano i limiti di questa azione ed eventuali effetti negativi. Di seguito si prenderanno in esame i diversi aspetti attraverso cui si esplica il ruolo stabilizzante delle piante, cercando di fornire anche delle indicazioni quantitative circa tali contributi.

Per illustrare quali siano gli effetti della vegetazione sulla stabilità dei versanti, è opportuno premettere un breve richiamo dei concetti riguardanti i meccanismi che governano l'equilibrio dei pendii.

L'instabilità dei versanti è conseguenza del concorso di vari fattori che influiscono sul bilancio delle forze che agiscono sui terreni: forze che tendono a far muovere l'ammasso (forze agenti) e forze che si oppongono al movimento (forze resistenti).

Le forze agenti sono tipicamente le seguenti:

- peso proprio del terreno (particelle di terreno + acqua);
- sovraccarichi, quali piante, manufatti, neve, ecc.;
- spinta dell'acqua di filtrazione;
- azioni sismiche.

Le forze resistenti sono invece rappresentate dalla resistenza al taglio del terreno, nelle sue componenti "attrito" (in realtà combinazione di attrito in senso stretto e incastro tra le particelle costituenti il terreno), coesione (presente nei terreni contenenti particelle argillose o organiche) e da eventuali forze esterne stabilizzanti (ad esempio, contropinta di un opera di sostegno, tiranti).

Le forze agenti generano sforzi di taglio nell'ammasso, che tendono a romperlo provocando il movimento relativo di porzioni dello stesso lungo superfici planari, circolari o composite. A loro volta, le forze resistenti si oppongono al taglio, garantendo la stabilità del versante.

La verifica di queste condizione di equilibrio viene spesso effettuata con i cosiddetti metodi di analisi di stabilità all'equilibrio limite, in cui, lungo una ipotetica superficie di scorrimento nel terreno, si mettono a confronto la resistenza al taglio mobilitata τ_{mob} con la resistenza al taglio mobilizzabile τ_f (resistenza disponibile), esprimendo il grado di stabilità rispetto alla rottura del terreno attraverso il valore medio del rapporto $F_s = \tau_f / \tau_{mob}$ tra sforzi di taglio mobilizzabili e sforzi di taglio mobilizzati.

La resistenza al taglio mobilizzabile viene espressa attraverso il criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$s_f = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \varphi' + c$$

σ = tensione normale totale dovuta a peso del terreno e sovraccarichi (kN/m²);

u = pressione neutra (pressione dell'acqua, kN/m²);

φ' = angolo di resistenza al taglio efficace del terreno lungo la superficie di scorrimento (°);

c = coesione efficace del terreno lungo la superficie di scorrimento (kN/m²).

Le piante hanno la capacità di influire positivamente sulla stabilità dei versanti, in quanto modificano sia le condizioni idrologiche del versante che le caratteristiche meccaniche del terreno.

Tali effetti si possono misurare attraverso i parametri che esprimono la resistenza al taglio del terreno:

- u diminuzione: la pressione neutra diminuisce a causa dell'evapotraspirazione e della minore infiltrazione che abbassano la superficie freatica nel terreno (δh_w)
- c aumento: subisce un incremento pari a c_r , dovuto al rinforzo della matrice di radici presente nel terreno ed un ulteriore incremento pari a c_s dovuto alla suzione indotta dalla evapotraspirazione.
- σ aumento: subisce un incremento a causa della componente normale W_n del sovraccarico W (kNm) - rappresentato dal peso della pianta W - e della componente normale T_n alla superficie di scorrimento della forza T dovuta alla resistenza a trazione delle radici maggiori che intersecano la superficie di taglio.

Va considerata inoltre la componente T_s della forza T , parallela alla superficie di taglio, che incrementa la resistenza al taglio mobilizzabile.

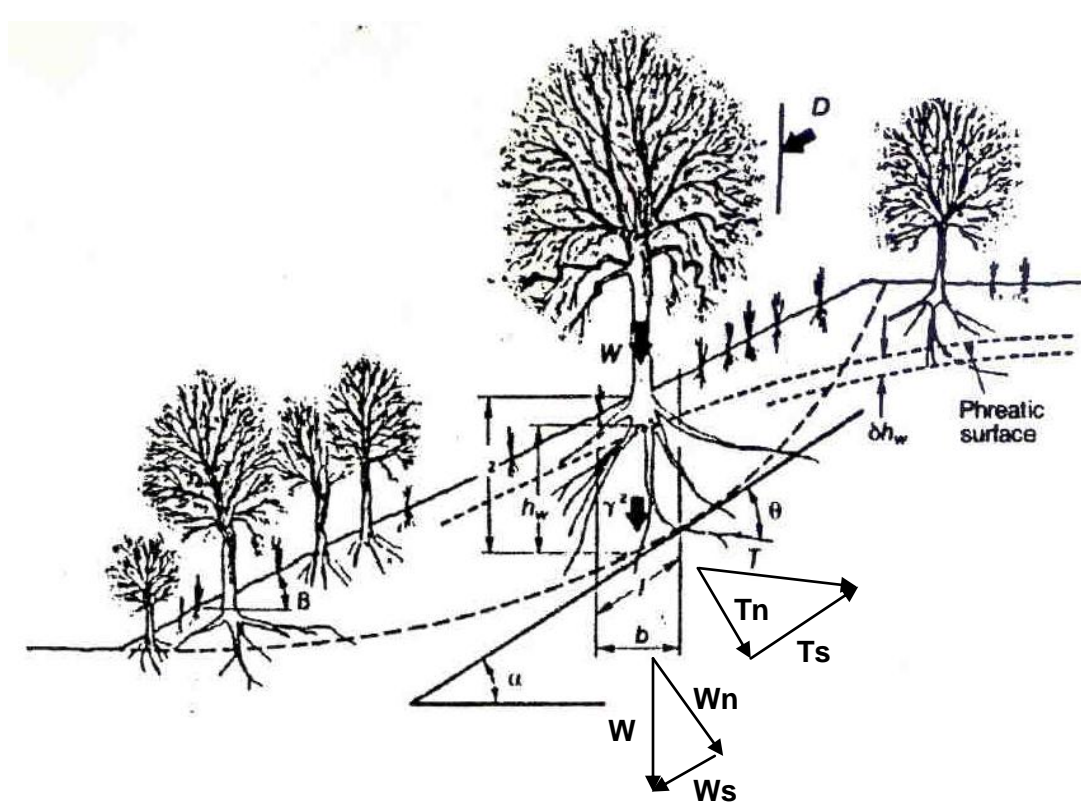


Figura 12 - Effetti della presenza delle piante sull'equilibrio di un pendio e sul regime idrologico.

Le piante non hanno però un effetto unicamente stabilizzante. È necessario infatti tenere conto che la componente peso delle piante W , parallela alla superficie di taglio, W_s , e la spinta del vento D su di esse, si traducono in una diminuzione dell'effetto stabilizzante.

L'esperienza ci dice che, nonostante la vegetazione presente sul pendio abbia effetti sia positivi che negativi nei confronti della stabilità, generalmente la risultante di questi effetti è a favore della stabilità.

Nel diagramma seguente, ad esempio, è riportato il risultato di uno studio sugli effetti del taglio del bosco sull'innescò di frane. A partire dalla data di taglio del bosco, si verificano due bruschi aumenti della velocità di espansione dell'area complessiva di versanti interessati da frane, ad indicare gli effetti di un immediato incremento dell'infiltrazione di acqua nel terreno (non più

intercettata dalle parti aeree delle piante) e quelli di un progressivo decadimento della resistenza meccanica delle radici, che si traducono in diminuzione di resistenza al taglio (a partire da 4-5 anni dopo il taglio).

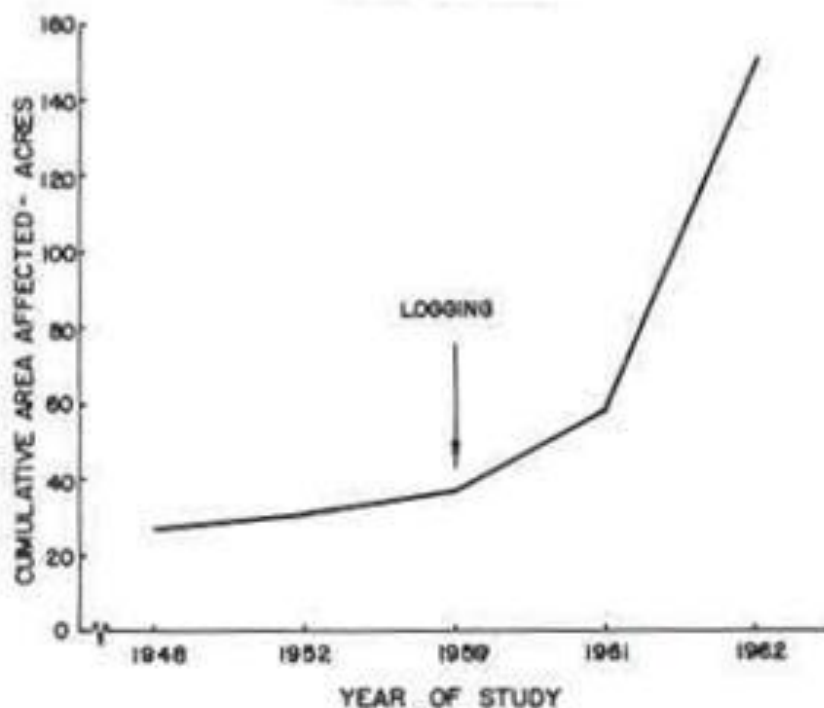


Figura 13 - Hollis Alaska (Donald H. Gray, Andrew T. Leiser 1982).

3.2 Influenza della vegetazione sul regime idrologico

La vegetazione intercetta la pioggia con le parti aeree e sottrae umidità al terreno attraverso le radici, reimmettendola in atmosfera attraverso l'evapotraspirazione.

Studi effettuati da Meghan (1984) hanno mostrato incrementi delle altezze piezometriche di picco annuale pari al 68% in versanti che hanno subito il taglio raso della vegetazione. Allo stesso modo, incrementi sono stati osservati nel flusso sub superficiale di falde sospese in occasione di piogge prolungate e scioglimento delle nevi.

L'effetto positivo sulla stabilità del terreno consiste in una diminuzione delle pressioni neutre, sia per quanto riguarda le falde freatiche temporanee che per quelle permanenti. Le piante fanno sì che nel terreno si generino tensioni capillari molto più marcate, quindi pressioni neutre negative, con conseguente comparsa di coesione apparente. Questo fenomeno ha due conseguenze importanti:

1. limita notevolmente i fenomeni di *creep* superficiale che possono portare a fenomeni di rottura progressiva del pendio;
2. durante gli eventi di pioggia, determina un ritardo nei tempi di saturazione e di scomparsa delle pressioni neutre negative, che risultano in partenza più alte rispetto a quelle di terreni privi di vegetazione.

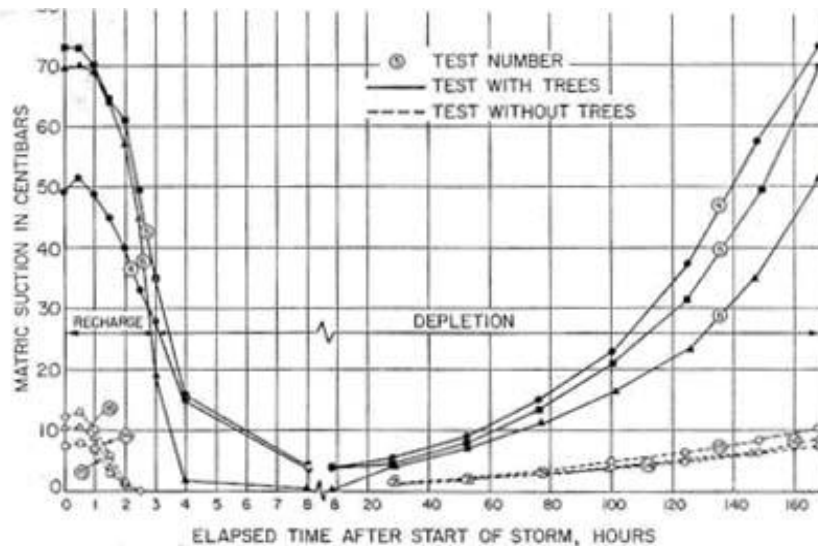


Figura 14 - Variazione delle tensioni capillari durante e dopo un evento di pioggia su una scarpata sperimentale con e senza vegetazione (Brenner 1973).

Il fenomeno sopra descritto è ben illustrato nel diagramma in figura 14, ricavato attraverso misurazioni effettuate su scarpate sperimentali vegetate e nude. Come è chiaramente mostrato, per le scarpate vegetate sono necessarie durate delle piogge più lunghe (il quadruplo, nel caso in esame) per determinare un azzeramento delle tensioni capillari, a cui può poi seguire l'insorgere di pressioni neutre positive che favoriscono l'instabilità del terreno. Inoltre il diagramma mostra che dopo la cessazione delle piogge, il terreno vegetato viene rapidamente prosciugato, con effetti positivi sulla stabilità.

In realtà, il vantaggio in termini di abbattimento delle pressioni neutre del terreno sussiste se le piogge non eccedono l'evapotraspirazione potenziale delle piante, come mostra il diagramma in figura 15.

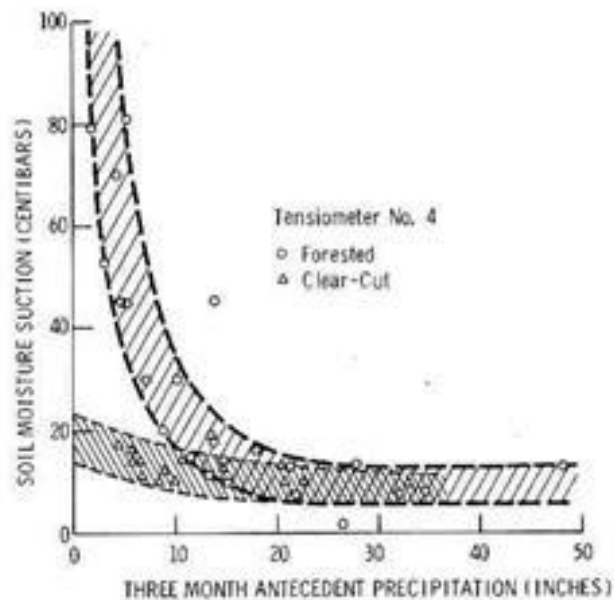


Figura 15 - Decremento dell'effetto di prosciugamento all'aumentare dell'altezza cumulata delle piogge dei tre mesi precedenti: scarpata vegetata e scarpata soggetta a taglio raso.

Il diagramma mostra anche che, nel caso in esame, affinché si determinino le medesime condizioni di saturazione, l'altezza cumulata delle piogge dei tre mesi precedenti sulla scarpata vegetata deve

essere doppia rispetto a quella della scarpata nuda. Questa circostanza è particolarmente significativa poiché, come noto, le piogge intense sono in grado di innescare frane, ma le soglie di intensità dipendono generalmente dall'altezza delle piogge cumulate del periodo precedente l'episodio scatenante di pioggia intensa. È pertanto evidente che in presenza di piante, a parità di intensità di pioggia, sono necessarie altezze pioggia cumulata più elevate perché si possa innescare un movimento franoso e quindi si abbassa la probabilità di innesco.

3.3 Incremento della resistenza al taglio del terreno

Esistono due effetti diversi sul terreno derivanti dalla presenza delle radici:

- A. le radici più sottili delle piante permeano fittamente il terreno e lo legano in una massa compatta;
- B. le radici principali penetrano invece in profondità e sono in grado di ancorarsi in un substrato più stabile costituito da terreno più addensato o roccia fratturata.

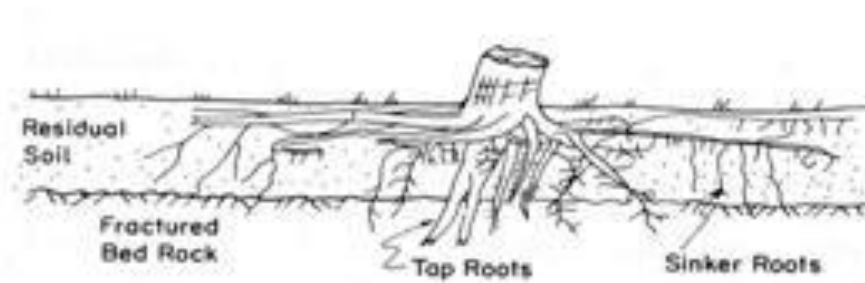


Figura 16 - Elementi dell'apparato radicale di una pianta e rapporti col substrato.

Il terreno permeato dalle radici si comporta come un materiale composito, in cui le fibre elastiche caratterizzate da una resistenza a trazione relativamente alta sono immerse in una matrice di terreno più plastico, col quale interagiscono meccanicamente.

Quando il terreno si deforma, si generano delle bande di taglio che intercettano le radici. L'effetto che ne consegue è la deformazione delle radici che, rimanendo solidali con il terreno all'esterno della banda di taglio, mobilitano resistenza a trazione, opponendosi così al taglio del terreno.

Il risultato di questo comportamento può venire visualizzato attraverso il confronto tra prove di taglio su terreni in presenza ed in assenza di radici.

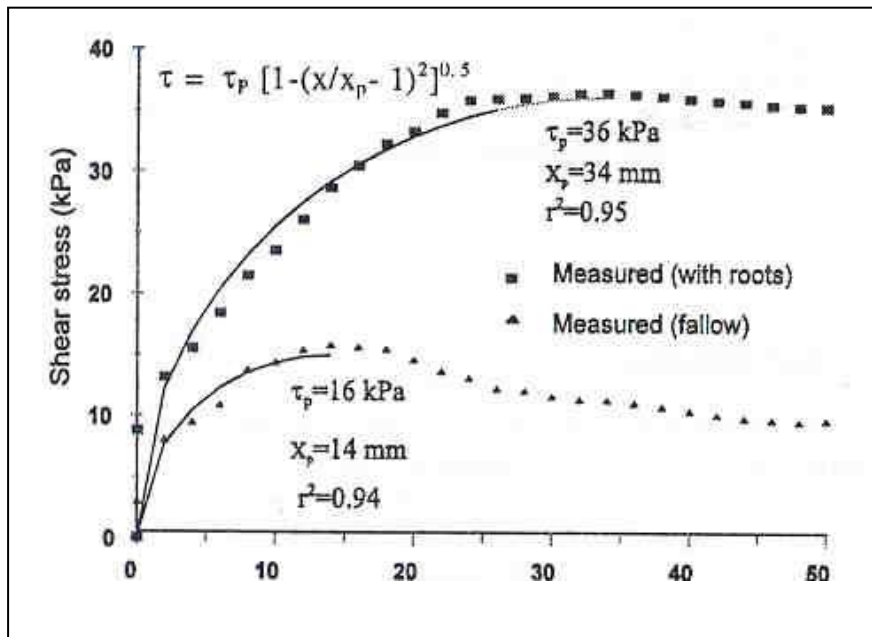


Figura 17 - Risultati di prove di taglio su terreno con e senza radici.

Il diagramma in Figura 17 mostra chiaramente che:

- 1- le deformazioni mobilizzano nelle radici una resistenza a trazione che si somma alla resistenza al taglio del terreno;
- 2- il terreno, in presenza di radici, diviene più duttile e in grado di subire deformazioni di taglio senza che, entro certi limiti, si produca un decadimento della resistenza al taglio.

Questo effetto di rinforzo del terreno dovuto agli apparati radicali è relativamente più facile da prevedere e quantificare rispetto all'effetto idrologico. A tale scopo, esistono anche dei modelli di comportamento delle radici nel terreno, che consentono di correlare la resistenza a trazione delle radici con l'incremento di resistenza al taglio del terreno stesso.

3.4 Modello elaborato indipendentemente da Waldron (1977), Wu (1976) Brenner & James (1977)

Si ipotizza un terreno fibro-rinforzato sottoposto a taglio diretto, in cui le radici (fibre) sono considerate flessibili ed elastiche e disposte in modo da attraversare perpendicolarmente il piano di taglio. In queste condizioni, quando si produce la superficie di taglio, la deformazione mobilizza una resistenza a trazione nelle radici, che si traduce in una forza caratterizzata da due componenti, una normale ed una tangenziale al piano di taglio.

$$\Delta S_R = t_R [\cos \theta \tan \varphi' + \sin \theta]$$

dove:

ΔS_R = incremento di resistenza al taglio derivante dal rinforzo radicale (kPa);

θ = angolo di distorsione di taglio;

φ' = angolo di resistenza al taglio;

t_R = resistenza al trazione media delle radici espressa per unità di superficie di terreno (kPa).

$$t_R = T_R \frac{A_R}{A}$$

con:

T_R = resistenza a trazione media delle radici (kPa);

$\frac{A_R}{A}$ = rapporto tra area occupata dalle radici ed area totale in una sezione che attraversa il terreno.

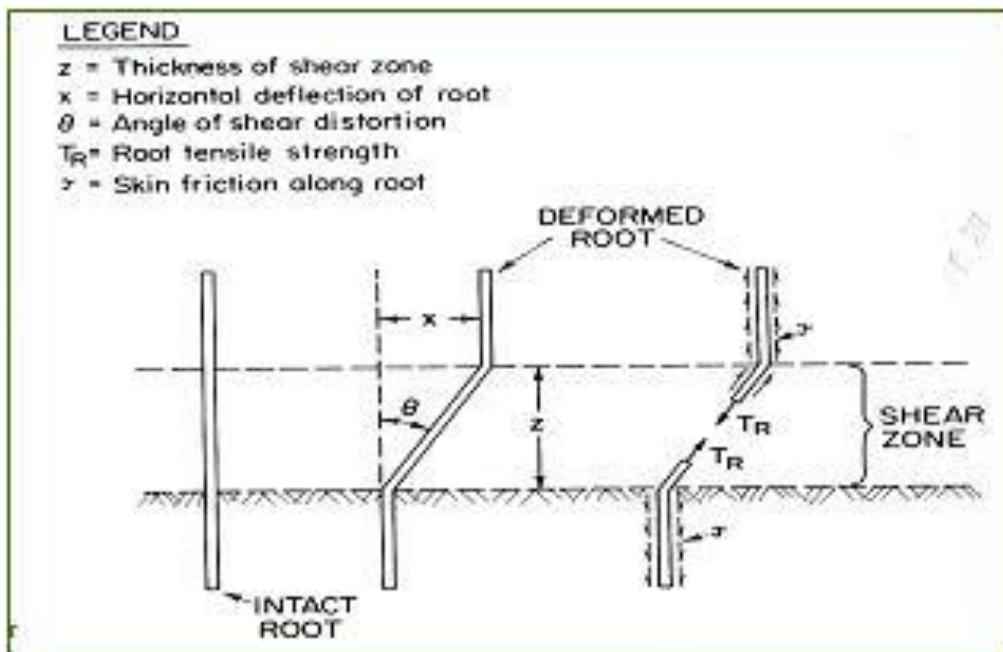


Figura 18 - Modello di rinforzo del terreno da parte delle radici.

Studi effettuati da Wu attraverso prove di taglio hanno mostrato che, al variare di ϕ' e θ , il termine all'interno delle parentesi quadrate varia mediamente tra 1 e 1.3, perciò è ammissibile attribuirgli un valore medio di 1.15.

Il rapporto A_R/A (*Root Area Ratio*, RAR) è un valore molto variabile e dipende dal tipo di pianta, dall'età, dalla profondità, dall'ambiente di radicazione (tipo di terreno, densità, quantità di materia organica, umidità ecc.).

Con riferimento al tipo di pianta, la densità radicale varia con la profondità in funzione della morfologia dell'apparato radicale, che può essere:

- fascicolato, cioè caratterizzato da una distribuzione uniforme fino alla profondità massima raggiunta;
- fittonante, cioè caratterizzato da una densità che decresce linearmente fino alla massima profondità;
- sistema di tipo superficiale caratterizzato da una distribuzione che decresce secondo una funzione esponenziale, di potenza o logaritmica;

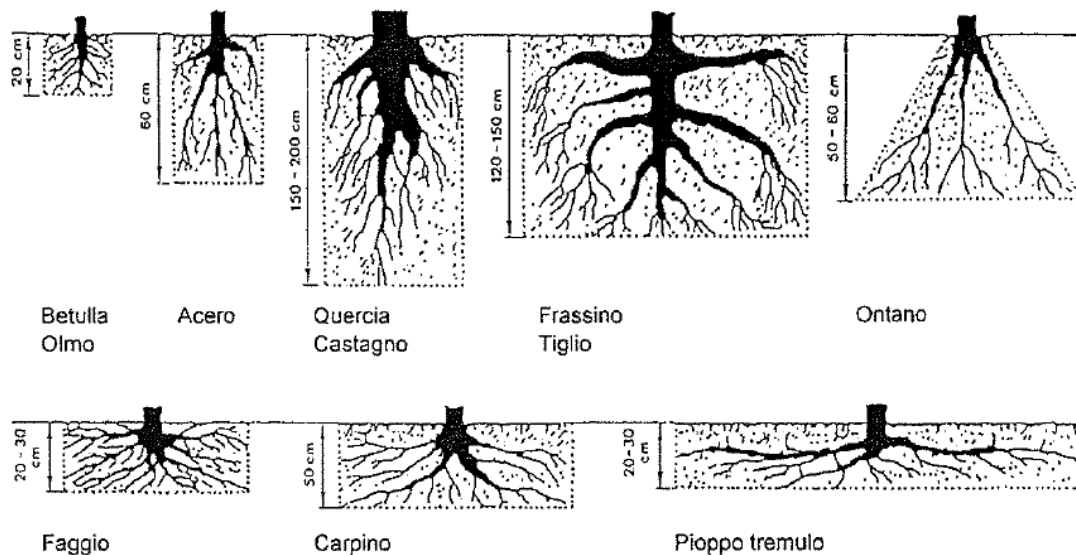


Figura 19 - Morfologia ed estensione laterale e profonda degli apparati radicali di alcuni tipi di piante.

Le piante inoltre reagiscono all'umidità, al contenuto trofico e al grado di addensamento del terreno. Tendono perciò a rimanere più in superficie e a svilupparsi meno in terreni umidi e ricchi di materiale organico, mentre tendono ad approfondirsi nei terreni asciutti e poveri.

Generalmente lo strato di terreno rinforzato dalle radici ha uno spessore variabile tra 1 e 1,50 m, con A_r/A che parte da un valore minimo, aumenta con la profondità, per raggiungere un valore massimo e diminuire fino a tendere a zero ad una certa profondità limite:

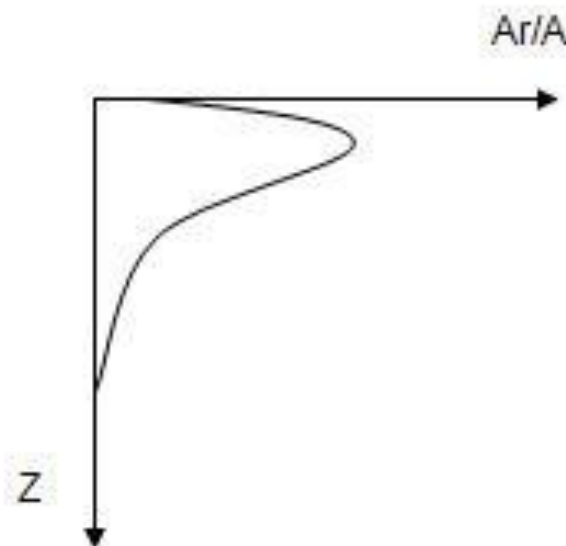


Figura 20 - Modalità di variazione di A_r/A con la profondità.

Alcuni esempi di valori indicati in letteratura sono i seguenti.

0-0,0002 (Endo e Tsuruta 1969)

0,0005-0,0017 (Wu, 1976)

0,0004 (Burroughs e Thomas 1977)

0,00045 (Gray e Meghan 1981)

0,0005 e 0,001 terreni residuali granitici

Per poter stimare il contributo delle piante in termini di resistenza al taglio, oltre a definire la distribuzione spaziale delle radici, è necessario attribuire loro una resistenza meccanica.

A tal riguardo, Gray e Sotir, 1996, e Wu, 1995, propongono una relazione secondo cui la resistenza a trazione delle radici, per una medesima pianta, è inversamente proporzionale al diametro della radice stessa:

$$T_r = n \cdot D^m \quad \text{con } D \text{ [mm]}, T \text{ [MPa]}$$

n e m costanti empiriche caratteristiche delle diverse specie con $m < 0$.

Il valore medio di T , a seconda delle specie di piante, varia tra 10 e 50 MPa, valori più frequenti tra i 15 e i 25 MPa; i salici, ad esempio, una specie molto usata nell'ingegneria naturalistica, hanno una resistenza a trazione variabile tra 14 e 35 Mpa.

Riguardo alla stima dell'incremento di resistenza al taglio attraverso il modello sopra descritto, è necessario segnalare infine che generalmente si registra una sovrastima dei valori ricavati rispetto a quelli reali, determinabili sperimentalmente, variabile da 2 a 3 volte, fatto dovuto probabilmente alla mancata mobilitazione contemporanea della resistenza da parte delle radici.

Data la variabilità dei parametri contemplati nel modello descritto sopra, soprattutto del parametro RAR, la sua applicazione per determinare il contributo di coesione radicale risulta piuttosto difficoltosa e dovrebbe basarsi sempre su parametri ricavati attraverso rilievi degli apparati radicali e prove di trazione sulle radici.

3.5 Determinazione della coesione radicale attraverso prove di taglio

Un metodo alternativo all'applicazione dei modelli teorici per la stima della coesione radicale è rappresentato dall'esecuzione di prove di taglio sui terreni radicati.

Si tratta di test che possono venire realizzati sia in laboratorio che in situ. In figura 21 sono mostrate le modalità di esecuzione di prove su terreno in posto.

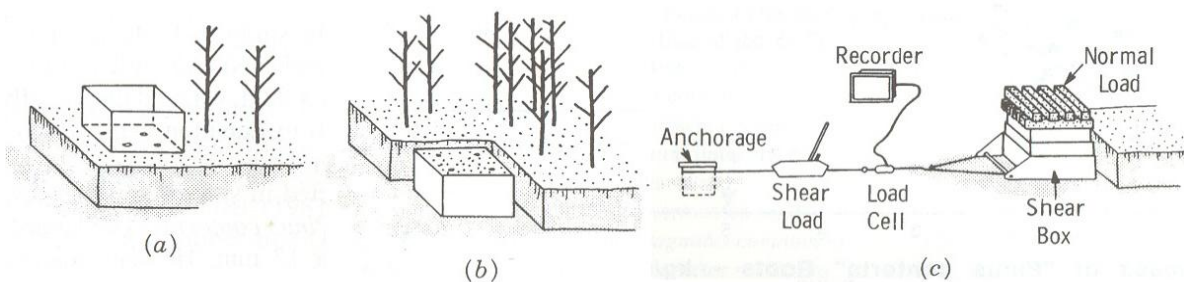


Figura 21 - Prove di taglio in situ su terreni radicati. (a) delimitazione del blocco di prova (b) scavo del blocco di prova (c) apparecchiature e schema di prova.

I risultati che si ricavano da queste prove sono generalmente più attendibili rispetto alle stime basate sul conteggio del numero e la misurazione delle resistenze a trazione delle radici. Se il blocco è sufficientemente rappresentativo, questa metodologia consente di tener conto di fenomeni quali la non contemporaneità di mobilitazione delle resistenze ed il pull-out delle radici.

A sfavore di queste prove, invece, gioca la difficoltà che si presenta in alcuni casi quando, ad elevate deformazioni, le radici tendono a frantumare il blocco di prova.

Investigator	Soil/vegetation type	Root strength, t_r	
		kPa	nsf ²
Endo and Tsuruta (1969a) ²	cultivated nursery soil/1-2 m alder saplings ³	1.6-11.5	33-240
Endo and Tsuruta (1969b) ^{4,5}	Poa annua, Ezo mugwort Ochada 0-5 cm depth (Bamboo) 5-20 cm depth	10.7-12.1	224-253
Burroughs and Thomas (1977) ⁴	Tyee S.S. (SM)/coastal Oregon Douglas-fir	1.5- 4.9	31-102
	Idaho Batholith (SM)/ Douglas-fir	11.5-22.7	240-474
Wu and others (1979) ⁴	SM ($\phi' = 35 - 37^\circ$)/mixed Sitka spruce & hemlock	4.2- 5.5	88-115
Waldron and Dakessian (1981) ^{2,4}	clay loam/ponderosa pine seedlings	5.0	104
Ziemer (1981a) ²	coastal sands/lodgepole ³	0.2-17.3	4-362
O'Loughlin and others (1982) ^{2,6}	stony loam/beach	3.3	69
Waldron and others (1983) ²	clay loam/5-year pine seedlings	3.7- 6.4	77-134
Riesterberg and Sovonick-Dunford (1983) ⁴	silty clay ($\phi' = 12^\circ$) / sugar maples - head scarp - slip surface - average, entire slide	6.2- 7.0 3.8- 4.6 5.8	130-146 79- 96 121
Wu (1984) ⁴	SM ($\phi' = 30^\circ$)/hemlock	5.6-12.6	117-263
	Sitka spruce	3.7- 7.0	77-146
	yellow cedar	5.4	113
Tsukamoto and Minematsu (1987) ⁷	nursery loam/Sugi	1.8- 5.7	38-119

¹ 1 kPa=20.9 psf

² Prove di taglio diretto

³ Misure eseguite su una vasta gamma di densità radicali

⁴ Da prove di resistenza a trazione di singole radici

⁵ Test di sfilamento sulle radici

⁶ Riferite da Sidle et alii (1985), ma non verificate dagli stessi

⁷ Misure della resistenza al taglio basale di piccole piante isolate

Figura 22 - Valori di t_r riportati in letteratura (USDA – Report INT 285, 1992).

In figura 22 sono riportati valori di t_r ricavati con metodologie diverse da differenti autori, mentre in figura 23 sono riportati le frequenze dei valori di C_r ricavabili a partire dai range di valori di t_r riportati nella figura 22.

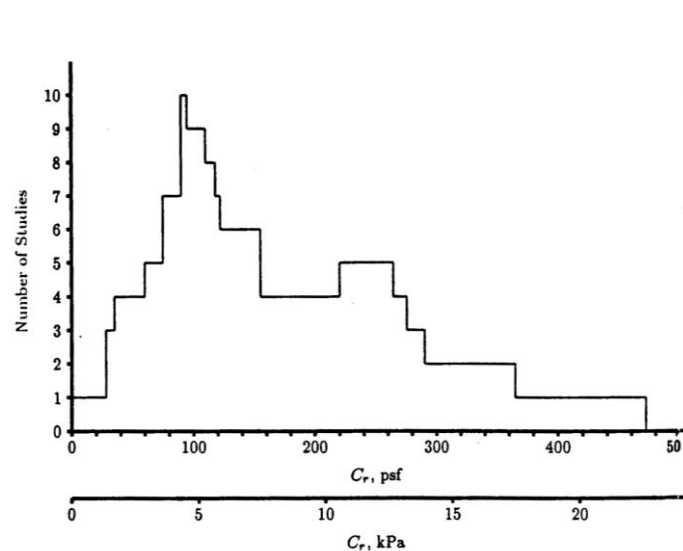


Figura 23 - Frequenza dei valori di C_r basata sui range di valori di t_r riportati negli 11 casi rappresentati in figura 22.

Se quest'ultimo diagramma da un lato fornisce un'idea della variabilità del contributo in termini di coesione dato dalle radici delle piante, dall'altro ci mostra quali siano i valori che più frequentemente ci dobbiamo aspettare.

3.6 Analisi di stabilità dei pendii ed influenza delle piante

La stabilità dei versanti può venire verificata con diversi metodi, tra i quali i più diffusi sono sicuramente quelli all'equilibrio limite. In questi metodi il grado di stabilità dell'ammasso viene espresso attraverso il cosiddetto fattore di sicurezza, che esprime il rapporto tra lo sforzo medio di taglio mobilizzabile e lo sforzo medio di taglio mobilizzato. Un metodo semplice, che ci consente di visualizzare come nel calcolo si può considerare l'influenza delle piante, è il cosiddetto metodo del pendio indefinito, in cui si ipotizza che lo scivolamento del terreno avvenga in un pendio di inclinazione costante e lunghezza indefinita, lungo una superficie di rottura piana al contatto tra terreno ed ammasso stabile (tipicamente una copertura sciolta su un substrato roccioso). Lo schema utilizzato è rappresentato in figura 24.

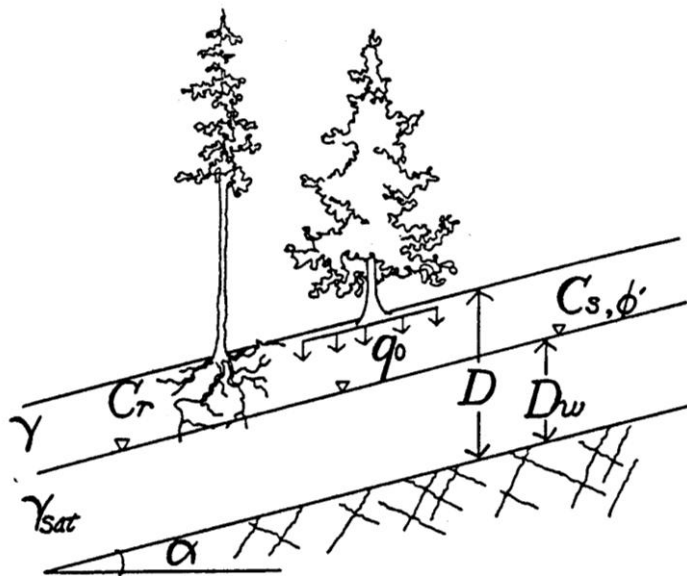


Figura 24 - Modello del pendio indefinito.

Il fattore di sicurezza nell'ipotesi descritta si può esprimere con la seguente relazione:

$$FS = \frac{C_r + c + \cos^2 \alpha \left[q_0 + \gamma(D - D_w) + (\gamma_{sat} - \gamma_w)D_w \right] \tan \phi'}{\sin \alpha \cos \alpha \left[q_0 + \gamma(D - D_w) + \gamma_{sat} D_w \right]}$$

FS= fattore di sicurezza;

α = inclinazione del pendio (°);

D= spessore totale del terreno di copertura (m);

D_w = altezza della falda al di sopra della superficie di scivolamento (m);

C_r = coesione radicale (kPa);

q_0 = sovraccarico delle piante (kPa);

c = coesione del terreno (kPa);

ϕ' = angolo di resistenza al taglio del terreno (°);

γ_d = peso di volume secco del terreno (kN/m³);

γ_t = peso di volume naturale del terreno (kN/m³);

γ_{sat} = peso di volume saturo del terreno (kN/m³);

γ_w = peso specifico dell'acqua (kN/m³).

Per quanto riguarda il sovraccarico q_0 , l'effetto è controverso. Secondo alcuni autori è irrilevante, poiché si bilanciano l'incremento delle forze di taglio agenti (W_s) e quello delle forze di attrito resistenti dovuto alla componente del peso normale alla superficie potenziale di rottura. Per altri, deve essere considerato nel caso di boschi di piante d'alto fusto ed assumerebbe valori compresi tra 0,50 e 2 kPa con sovraccarico uniforme. In effetti, attraverso un'analisi parametrica col metodo del pendio indefinito, è possibile verificare che il sovraccarico ha rilevanza solo per piccole profondità del terreno (dell'ordine di 30 cm).

Per quanto concerne l'altezza piezometrica D_w , è necessario disporre di dati rilevati in sito attraverso piezometri o studi idrogeologici per la stima dei valori di picco dell'innalzamento della falda freatica, anche se bisogna evidenziare che tali studi generalmente vengono effettuati su archi di tempo che non consentono di tenere conto delle condizioni idrologiche più gravose che possono verificarsi. Ancora più complessa è poi la stima degli effetti di piogge intense sulla formazione di falde temporanee, tenendo conto del ruolo delle piante che, come visto in precedenza, può essere molto rilevante.

Per quanto riguarda il contributo dato dalla coesione radicale, è invece necessario considerare, oltre al tipo e dimensione delle piante, quali sono i rapporti tra copertura e substrato resistente.

La profondità alla quale spingere il contributo in termini di coesione fornito dalle piante non dovrebbe spingersi prudenzialmente oltre 1,50 o al massimo 2 m; il valore della resistenza al taglio dovrebbe essere scelto con riferimento alle quattro situazioni tipo identificate da Tsukamoto e Kusabe (1984) e rappresentate in figura 25. Nel caso A non si può considerare che la coesione radicale sia presente in maniera completa all'interfaccia tra substrato e copertura, a causa della impossibilità delle radici di ancorarsi nello strato sottostante compatto.

Nel caso B, si ha il contributo massimo, poiché le radici possono ancorarsi solidamente ad un substrato resistente e stabile, in quanto la roccia è fratturata e consente la penetrazione delle radici.

Nel caso C, l'effetto stabilizzante è significativo, mentre nel D la superficie critica si localizza ad una profondità maggiore rispetto a quella raggiunta dalle radici e l'effetto di rinforzo risulta minimo.

Poiché nell'analisi di stabilità col metodo del pendio indefinito la superficie di rottura è piana e parallela al pendio, non si può tenere conto di quanto avviene nella realtà, nel caso in cui la superficie di rottura attraversa il terreno dall'alto verso il basso, per poi riemergere intercettando le radici (anche nei casi A e D), con un conseguente beneficio in termini di stabilità

Per tenere conto di questo effetto, USDA (Report INT 285, 1992) suggerisce di utilizzare una coesione radicale ridotta rispetto a quella massima che può essere considerata nel caso C (il 25% ed il 15% rispettivamente per il caso A e per il caso D).




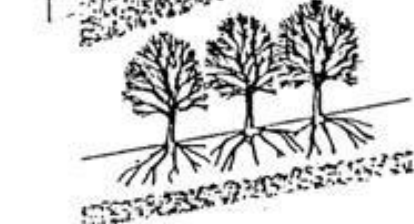
Tipo di scarpata	Descrizione	Effetto stabilizzante delle radici
 <p>Terreno</p> <p>Substrato</p>	<p>A. Terreno di copertura relativamente sottile, interamente permeato di radici, sovrastante un substrato roccioso massiccio non penetrabile dalle radici</p>	<p>Leggero – si individua una superficie di debolezza al contatto col substrato</p>
	<p>B. Simile ad A, eccetto che il bedrock contiene discontinuità che sono penetrabili dalle radici;</p>	<p>Significativo: anche se la completa solidarizzazione delle piante col substrato può in qualche misura essere ostacolata nelle zone di substrato meno fratturato</p>
 <p>Strato di transizione</p>	<p>toe piles</p>	<p>Massimo: la solidarizzazione col substrato è completa</p>
	<p>D. Copertura con spessore maggiore della profondità di radicazione utile; le piante galleggiano sul terreno</p>	<p>Scarso effetto sui fenomeni di instabilità più profondi</p>

Figura 25 - Effetti del rinforzo radicale in relazione alla stratigrafia Tsukamoto e Kusabe (1984).

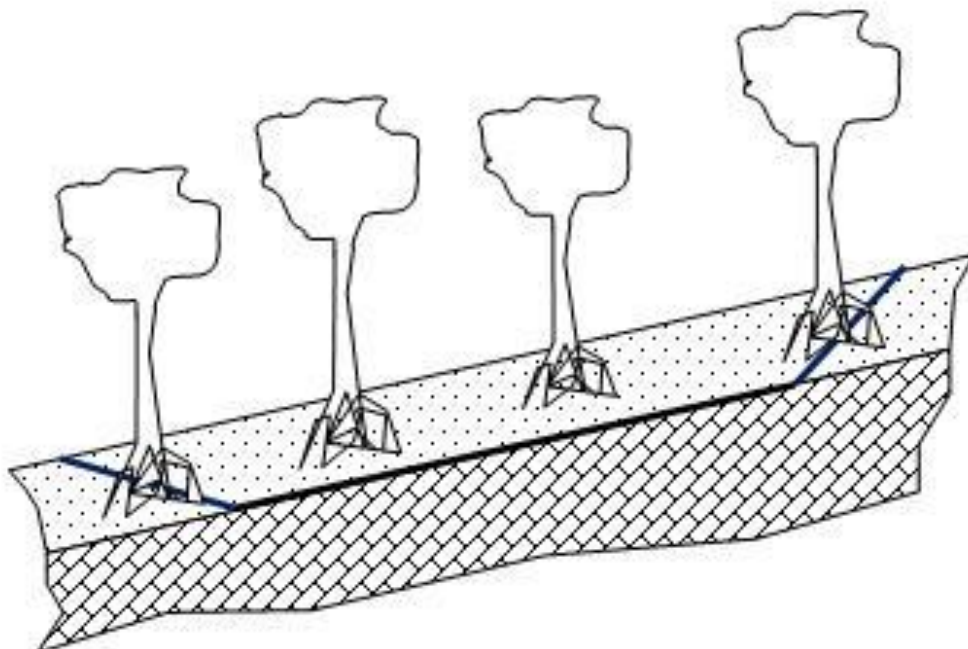


Figura 26 - Effetto delle radici su superfici di scorrimento profonde.

4 ASPETTI DELL'IMPIEGO DEL LEGNAME NELL'INGEGNERIA NATURALISTICA

4.1 Introduzione

Uno degli aspetti più delicati riguardanti la realizzazione di opere di ingegneria naturalistica è il reperimento o l'acquisto di legname per la realizzazione delle stesse.

Il legno è una materia prima rinnovabile e questo concetto sta entrando sempre più nelle case dei cittadini, negli studi dei professionisti, nelle aule dei legislatori.

A tale riguardo è opportuno sottolineare il crescente interesse verso prodotti in grado di soddisfare consumi più responsabili, a ridotto impatto ambientale, di qualità e con forti legami con il territorio, con particolare riferimento alla domanda di legno come materiale da costruzione ottimale per le esigenze del costruire e dell'abitare sostenibile, alla domanda di energia da fonti rinnovabili e alla domanda di prodotti legnosi più in generale.

In questo senso, l'ingegneria naturalistica può essere considerata un precursore di questa filosofia, avendo sempre sostenuto che i materiali da impiegare nelle costruzioni eseguite con tecniche di ingegneria naturalistica dovessero essere biodegradabili e reperiti, se possibile, nelle immediate vicinanze del cantiere.

Molto spesso la fase di reperimento e scelta del legname viene sottovalutata dagli operatori di settore. Le importantissime problematiche ad essa legate possono essere così riassunte:

- necessità della conoscenza delle principali caratteristiche tecnologiche del legname, per scegliere “partite” di legname con assenza di difetti che possano pregiudicare la resistenza del legname alle previste sollecitazioni;
- opportunità di conoscere le principali norme di classificazione del legname, per poter impiegare correttamente lo stesso;
- opportunità di conoscere le principali regole di classificazione del legname, per la misurazione e vendita dello stesso.

Per la composizione del capitolo che segue sono stati impiegati ampi stralci di testi già redatti sull'argomento che vengono citati in bibliografia.

Volendo evitare di riscrivere quanto già trattato in testi specializzati sull'argomento o addirittura tentare di riscrivere tematiche già ottimamente descritte in altri testi, abbiamo ritenuto maggiormente importante riprendere e sintetizzare gli argomenti fondamentali per l'ingegneria naturalistica nell'ambito della disciplina della tecnologia del legno.

Si tratta pertanto di un capitolo volutamente derivante da altri testi, nonostante lo sforzo di riassumere gli argomenti, di selezionare esclusivamente quelli ritenuti interessanti per l'ingegneria naturalistica ed infine di ordinarli in una sequenza logica che portasse il lettore a comprendere questa amplissima disciplina nelle sue caratteristiche essenziali. Abbiamo aggiunto alcuni argomenti e alcune osservazioni che nascevano dalla nostra esperienza, compenetrandoli negli argomenti trattati.

4.2 La gestione forestale sostenibile

In Italia l'incremento annuale complessivo della massa legnosa - 35 milioni di m³ nei boschi e un milione di m³ nelle piantagioni da legno (INFC, 2007) - è molto superiore alla quantità di massa utilizzata, corrispondente a circa dieci milioni di m³ (MCPFE, 2007).

Questo non va semplicisticamente interpretato, deducendo che nel nostro Paese esiste attualmente la possibilità di un aumento generalizzato dei prelievi legnosi; questo deve comunque essere valutato in base alle varie situazioni locali.

Riguardo agli assortimenti, la legna da ardere rimane la principale destinazione del materiale ritraibile dai nostri boschi, rappresentando circa il 60% della produzione legnosa nazionale.

Le quantità di legname da opera prelevato, pur in presenza di sempre maggiori richieste provenienti dal settore edile e del mobile, sono rimaste invariate negli ultimi anni, perché bilanciate dal progressivo abbandono delle attività agricolo-forestali in molte zone collinari e montane.

Finora non si sono sentiti gli effetti dei numerosi impianti di arboricoltura da legno realizzati con i contributi del Regolamento 2080/92 e con il secondo periodo di programmazione comunitaria, incentivi destinati ad incrementare a livello europeo la produzione legnosa di qualità.

Le piantagioni da legno coprono attualmente una superficie pari a 122.250 ha (INFC, 2007): di questi, benché in forte calo negli ultimi venti anni, circa il 70% è rappresentato da impianti di pioppo.

Da un punto di vista produttivo, la pioppicoltura rimane di fondamentale importanza, poiché fornisce quasi il 40% di legname da opera prodotto in Italia.

Rimanendo nelle produzioni legnose fuori foresta, occorre ricordare che gli impianti di *short rotation forestry* (SRF), prevalentemente per la produzione di energia, ammontano a circa 10.000÷12.000 ha (Zoboli *et al.*, 2006).

L'incremento delle superfici forestali nazionali è in linea con quanto sta avvenendo in Europa, dove i boschi stanno aumentando sia come superficie, sia come massa legnosa per ettaro, per l'effetto combinato di una corretta politica ambientale, di una consolidata gestione selvicolturale e della diffusione delle piantagioni.

Da queste realtà, dall'America del Nord e dalla Siberia, proviene la maggior parte del legname utilizzato in Italia per impieghi strutturali.

Grandi preoccupazioni invece provengono dai Paesi della fascia tropicale e sub-tropicale, dove le foreste stanno diminuendo, soprattutto a causa degli incendi, dell'agricoltura intensiva e di altre forme di sfruttamento, alle quali l'industria del legno contribuisce in maniera marginale.

In Italia e negli altri Paesi importatori, i legnami provenienti dalle foreste tropicali sono essenzialmente utilizzati per realizzare prodotti da impiegare in edilizia, non per scopi strutturali, bensì come componenti di mobili, complementi d'arredo, finiture, spesso con funzione decorativa.

La **gestione sostenibile delle foreste** dovrà riuscire a conciliare la protezione dell'ambiente con uno sviluppo socio-economico del territorio, utilizzando la selvicoltura per conservare e migliorare il patrimonio forestale. Tale gestione è diventata nel tempo un cardine della legislazione forestale nazionale (D. Lgs. 227/01, Decreto 16 giugno 2005: Linee Guida di Programmazione Forestale).

Uno degli strumenti che si sta maggiormente diffondendo è rappresentato dalla **certificazione forestale**, in grado di aggiungere valore alle produzioni e di trasferire messaggi corretti al consumatore finale.

La certificazione forestale è al contempo uno dei meccanismi riconosciuti per una valutazione della sostenibilità, dato che permette di verificare in modo sistematico e indipendente se il sistema di gestione di una qualunque organizzazione sia conforme, o meno, a determinati requisiti ambientali, sociali ed economici.

Molte foreste produttive sono in corso di certificazione e in alcuni Paesi (USA, Canada, Austria, Scandinavia) oltre il 30% della superficie forestale è già certificata, con previsione di raggiungere il

70-80% entro il 2010, dal momento che le maggiori associazioni di produttori di legname richiedono ai loro associati la certificazione come requisito obbligatorio.

La certificazione di buona gestione forestale corrisponde, in pratica, ad una valutazione sistematica e indipendente, eseguita da una terza parte accreditata (Ente di Accreditamento), rivolta a definire che il sistema di gestione di una qualunque organizzazione forestale sia conforme a determinati *principi, criteri e indicatori* ambientali, sociali ed economici.

La politica forestale italiana e gli strumenti di pianificazione attualmente esistenti nel nostro Paese, stanno cominciando ad integrarsi con tali esigenze, nonostante le difficoltà. Vengono ad essere considerate non solo le funzioni produttiva e di protezione idrogeologica del bosco, come già si verificava nei vecchi piani di assestamento, ma anche quelle tipiche di un sistema dinamico, in cui esistono interconnessioni tra le funzioni paesaggistiche, di tutela della biodiversità, turistico-ricreative, ambientali e sociali.

La certificazione può affrontare due diverse problematiche:

- la gestione forestale;
- la rintracciabilità dei prodotti certificati o catena di custodia (*chain of custody*).

La prima interessa prevalentemente i proprietari e gestori forestali (anche riuniti in associazioni); la seconda riguarda soprattutto le industrie di trasformazione che devono documentare il corretto passaggio del legname certificato dalla foresta al consumatore.

A livello internazionale, gli schemi di certificazione più noti ed applicati sono i seguenti:

– **FSC (Forest Stewardship Council)**

Si tratta di una ONG internazionale fondata nel 1993, che accredita gli organismi deputati a rilasciare la certificazione FSC (Enti di certificazione) e fissa standard nazionali o regionali conformi a 10 principi e 65 criteri di riferimento. I criteri FSC sono nati per le foreste tropicali e sono in corso di adattamento alle realtà delle zone temperate. La superficie forestale certificata FSC è pari a circa 100 milioni di ettari in 80 Paesi.

– **PEFC (Pan-European Forest Certification)**

Si tratta di uno schema di certificazione nato dalle esigenze dei proprietari forestali Europei, senza peraltro compromettere l'indipendenza e la qualità dei criteri di valutazione, e diffusi successivamente a livello mondiale. La superficie forestale certificata PEFC supera i 190 milioni di ettari in 20 Paesi.

– **CSA (Canadian Standards Association)**

I criteri definiti dal governo Canadese, recepiti come norma tecnica nel 1996, sono considerati ottimi per le foreste dell'emisfero boreale. Essi constano di criteri accettati a livello internazionale e di una forte componente relativa al coinvolgimento sociale.

– **SFI (Sustainable Forestry Initiative)**

L'*American Forest and Paper Association* ha sviluppato questo schema per i propri associati, rendendolo obbligatorio. Attualmente lo schema può essere applicato tramite licenza anche dai non-associati. Lo schema è basato su indicatori prestazionali e risulta particolarmente adatto ad un contesto dove la proprietà privata è molto diffusa.

I precedenti due standard godono peraltro del mutuo riconoscimento PEFC.

La situazione italiana al dicembre 2008 vede una superficie nazionale certificata complessiva di circa 750.000 ha.

Per chiarezza, è necessario definire correttamente i termini alla base del processo di certificazione:

Principio	
<i>Definizione</i>	Norma di buona condotta di validità universale.
<i>Illustrazione</i>	Rappresenta un valore generale di riferimento, basato sul grado di conoscenza e comprensione globale che si ha di una determinata area o risorsa. Nel contesto della gestione forestale sostenibile, i principi forniscono il quadro di riferimento primario per gestire foreste in modo sostenibile.
<i>Esempio</i>	"Il benessere sociale dei lavoratori dell'impresa forestale deve essere assicurato".

Criterio	
<i>Definizione</i>	Norma o condizione grazie alla quale viene espresso un giudizio.
<i>Illustrazione</i>	Precisa gli elementi costitutivi di un principio e permette di valutare i progressi realizzati per raggiungere l'obiettivo indicato dal principio stesso. Può esser visto come un principio di 2° ordine.
<i>Esempio</i>	"La salute dei lavoratori forestali e delle loro famiglie è assicurata".

Indicatore	
<i>Definizione</i>	Variabile o componente dell'ecosistema forestale o del sistema di gestione che venga utilizzato per definire lo stato di un criterio particolare.
<i>Illustrazione</i>	Rappresenta un attributo quantitativo, qualitativo o descrittivo ed è costituito da un insieme di uno o più dati, connessi tra loro in un determinato modo.
<i>Esempio</i>	"La salute dei lavoratori forestali e delle loro famiglie è assicurata attraverso l'esistenza di un centro sanitario".

Tabella 7 - Definizione dei criteri ed identificazione degli esempi.

A titolo di esempio, riferendoci ai due principali standard internazionali e focalizzando l'attenzione esclusivamente sugli aspetti selvicolturali considerati nel processo di certificazione, lo schema PEFC richiede il mantenimento e la promozione delle funzioni produttive e protettive delle foreste e della loro gestione, mentre FSC prevede l'esistenza di un piano di gestione aggiornato e appropriato alla scala e all'intensità degli interventi.

In particolare:

Il **criterio 3 PEFC** cita: *Mantenimento e sviluppo delle funzioni produttive nella gestione forestale (prodotti legnosi e non legnosi).*

Sono richiesti i seguenti quattro requisiti, che, a loro volta, contengono degli indicatori con relativi parametri di misura:

1. le attività di gestione forestale devono assicurare il mantenimento e/o il miglioramento delle risorse boschive in un contesto di pianificazione forestale a livello locale;
2. deve essere assicurata la qualità delle attività di gestione forestale, con lo scopo di mantenere e migliorare le risorse forestali e di incoraggiare la produzione diversificata di beni e servizi nel lungo periodo;
3. il livello quantitativo di utilizzazione dei prodotti forestali, sia legnosi che non-legnosi, non deve eccedere la quota prelevabile con continuità nel lungo periodo e non deve danneggiare le capacità di rinnovazione e reintegro naturale dei prodotti stessi;
4. le operazioni di coltivazione del bosco e di utilizzazione dei prodotti ritraibili devono essere attuate con modalità e tempi tali da non ridurre la capacità produttiva dei popolamenti forestali interessati e privilegiando tecniche a ridotto impatto ambientale, in relazione alle specifiche condizioni operative.

Gli indicatori individuati si riferiscono:

- alla percentuale di superficie boschiva gestita secondo piani di gestione forestale o strumenti pianificatori equiparati ai sensi delle normative regionali, in vigore o in revisione;
- all'ammontare dei prodotti e servizi forniti dalla foresta; al bilancio tra incremento e utilizzazioni di massa legnosa in un periodo definito; alle tecniche di utilizzazione forestale; densità e caratteristiche della viabilità forestale.

Il **criterio 5 PEFC** cita: *Mantenimento e appropriato miglioramento delle funzioni protettive della gestione forestale (con specifica attenzione alla difesa del suolo e alla regimazione delle acque).* Non contiene requisiti, ma indicatori che riguardano:

1. la disponibilità di cartografia tematica forestale;
2. l'entità della superficie forestale gestita a fini protettivi e sue variazioni nel tempo (superficie forestale soggetta a vincoli per fini protettivi);
3. le operazioni selvicolturali in cedui e fustaie;
4. le lavorazioni del suolo in aree forestali;
5. i criteri per l'esecuzione del concentramento ed esbosco del legname;
6. l'uso di prodotti chimici (registrazione dell'uso di prodotti chimici);
7. i trattamenti selvicolturali in boschi con funzione protettiva (indicazioni gestionali volte alla massimizzazione della funzione protettiva).

Il **principio 7 FSC** cita: *Deve essere predisposto, realizzato e aggiornato un piano di gestione forestale appropriato alla scala e all'intensità degli interventi. Nel piano devono essere chiaramente definiti gli obiettivi di lungo periodo della gestione e le modalità per raggiungerli.*

Sono individuati quattro criteri:

1. il piano di gestione e i documenti ad esso collegati devono presentare obiettivi della gestione; descrizione delle risorse forestali che devono essere gestite, le limitazioni ambientali, l'uso dei terreni e le forme di proprietà, le condizioni socio-economiche e i limiti dei terreni confinanti; descrizione del sistema selvicolturale; giustificazione della stima

della ripresa annuale e dei criteri di selezione delle specie al taglio; modalità per il monitoraggio delle dinamiche e dello sviluppo della foresta; modalità per l'identificazione e la protezione di specie rare, minacciate e in pericolo; carte topografiche che descrivono le risorse forestali, comprese le aree protette, le attività di gestione programmate e le proprietà terriere; descrizione e giustificazione delle tecniche di utilizzazione e delle attrezzature da utilizzare;

2. il piano di gestione deve essere periodicamente rivisto, per comprendere i risultati del monitoraggio o le nuove informazioni tecniche e scientifiche e per rispondere alle mutate condizioni ambientali, sociali ed economiche;
3. i lavoratori forestali devono ricevere un'adeguata formazione professionale e devono essere sottoposti ad una supervisione allo scopo di assicurare la corretta realizzazione del piano di gestione;
4. il responsabile della gestione forestale, pur rispettando le necessità di segretezza dell'informazione, deve rendere pubblica una sintesi dei principali elementi del piano di gestione, compresi quelli elencati al punto 1.

In entrambi i casi (**FSC e PEFC**), risulta evidente che il piano di gestione forestale è lo strumento fondamentale per il conseguimento della certificazione, documento che deve necessariamente fornire indicazioni in merito a:

- uso del territorio forestale e sua evoluzione, situazioni precedenti di pianificazione silvo pastorale, forme di governo e di trattamento passate, eventuali variazioni apportate al piano dei tagli e loro giustificazione;
- descrizione della stazione: ubicazione, posizione geografica e topografica; morfologia del territorio; idrografia; precipitazioni annue, stagionali e mensili; litotipi, loro caratteri e distribuzione nel territorio; individuazione delle presumibili fitocenosi originarie, appartenenti ai cingoli di vegetazione o alle zone fitoclimatiche presenti, al fine di evidenziare le tipologie forestali attuali e potenziali; tipologia dei suoli e dell'humus;
- descrizione dei soprassuoli arborei e loro composizione;
- stato di salute dei soprassuoli (entità e tipo di danni) e la loro stabilità fisica;
- stato della rinnovazione;
- individuazione delle aree ad elevato interesse storico, ambientale e naturalistico (biotopi di particolare rilevanza naturalistica, zone umide, aree faunistiche particolari, boschi da seme, punti panoramici, ecc.), che necessitano di particolari forme di gestione o di salvaguardia (boschi didattici, boschi testimoni, aree a riposo selvicolturale);
- fenomeni di dissesto ed erosivi;
- dotazione di infrastrutture (viabilità e altro);
- individuazione delle funzioni prevalenti da attribuire alle singole particelle forestali, ad esempio, bosco a preminente funzione produttiva, protettiva, turistico-ricreativa;
- individuazione degli obiettivi della gestione;
- individuazione del modello colturale e della forma di governo.

4.3 Caratteristiche e proprietà del legno - Elementi di tecnologia del legno

4.3.1 Il legno come insieme di cellule e tessuti vegetali

Il legno è la materia prima fornita dalle porzioni di tronco delle piante arboree poste al di sotto della corteccia.

Il legno propriamente detto **ha** nella pianta vivente **una doppia funzione**:

- **trasportare i liquidi**, la cosiddetta **linfa grezza**, dalle radici alle foglie, assicurando il flusso linfatico. La linfa grezza è composta di acqua e sali minerali, necessari alle foglie per portare a compimento il processo della fotosintesi clorofilliana. Il trasporto ascendente della linfa si realizza all'interno dell'**alburno**, la porzione più esterna del tessuto legnoso. La linfa elaborata, che contiene disciolti in acqua i prodotti della fotosintesi, è invece trasportata dall'alto verso il basso da un sottile tessuto sottocorticale chiamato **floema**;
- **fornire resistenza meccanica** al fusto ed ai rami, al fine di consentire all'organismo vegetale di resistere meccanicamente alle sollecitazioni imposte, oltre che al peso stesso della pianta e delle foglie, da vento, neve e pioggia. Le cellule legnose sono in grado di sostenere carichi elevati quando sono sollecitate in direzione parallela al loro massimo asse di sviluppo, che corrisponde a quello di sviluppo del fusto o del ramo; la funzione della porzione più interna del fusto, il **duramen**, è di solo sostegno meccanico.

Il legno è il tessuto di origine biologica costituito da elementi cellulari lignificati. Gli elementi cellulari vengono prodotti da un tessuto vivente chiamato **cambio**, posto nella corteccia interna. Il cambio produce nuove cellule legnose verso l'interno e nuove cellule del floema (che si trasformano successivamente in cellule della corteccia) verso l'esterno.

Le cellule legnose appena formate non possono essere ancora definite propriamente "legno", perché la parete cellulare appena formata non è ancora rigida, in quanto non lignificata.

Nel corso dei successivi 10÷14 giorni, la cellula va incontro al processo di maturazione, attraverso la cristallizzazione di parte della cellulosa già presente e la deposizione della lignina: la parete cellulare diventa così rigida e la cellula nel suo insieme biologicamente morta, perdendo il suo nucleo e gli altri contenuti cellulari.

Nel suo primo anno di crescita, l'albero produce il cosiddetto **legno giovanile**, che si trova nel centro del tronco immediatamente vicino al midollo. Nelle conifere, il legno giovanile si contraddistingue da quello maturo per le seguenti caratteristiche:

- anelli di accrescimento più ampi;
- minore massa volumica;
- resistenza e rigidità da 50 a 70% inferiori.

Tra il quinto ed il ventesimo anno di crescita, le caratteristiche del legno migliorano gradualmente, fino a raggiungere nel legno maturo, all'incirca dal ventesimo anno di crescita, le "normali" proprietà del legno da noi conosciute.

Il legno nelle vicinanze del midollo presenta, pertanto, una resistenza nettamente inferiore di quello lontano da esso.

Il legno propriamente detto è composto quasi esclusivamente da cellule morte, cave, a parete cellulare rigida.

I costituenti delle pareti cellulari sono sempre gli stessi e variano entro limiti non molto distanti:

- lignina, dal 22% al 30%;
- emicellulose, dal 13% al 27%;

- cellulosa, dal 42% al 50%.

Ci sono poi sostanze depositate sulle pareti cellulari, o addirittura insinuate nelle pareti stesse, che differiscono in entità e composizione da specie a specie e a seconda dell'età dell'albero. Sono le sostanze che possono essere responsabili di molte caratteristiche dei legni che li contengono. I composti chimici più frequenti sono terpeni, fenoli, tannini, carboidrati, composti azotati.

Le cellule costituenti i fusti legnosi non sono tutte uguali, ma si differenziano nella forma e nella distribuzione spaziale per poter rispondere alle diverse funzioni loro assegnate.

L'insieme delle cellule atte ad un certo ufficio viene detto **tessuto** ed i tessuti fondamentali presenti in ogni fusto lignificato sono quelli di sostegno, di conduzione e di riserva.

Il **tessuto di sostegno** è formato da cellule allungate e a lume stretto, comunemente dette **fibre**, generalmente orientate in direzione parallela all'asse del fusto; il loro compito è quello di assicurare la resistenza meccanica dell'albero a tutte le sollecitazioni.

Nel legno di conifera, alla funzione puramente meccanica si aggiunge quella di conduzione, per cui si ha una diversa denominazione delle cellule stesse del tessuto di sostegno: fibre nelle latifoglie e tracheidi nelle conifere.

4.3.2 Il legno nel fusto

La forma dei fusti è generalmente quella di un solido di rotazione, nella maggior parte dei casi un paraboloide, che nelle conifere arriva fino in cima (cimale), mentre nelle latifoglie, poiché si ha normalmente ad un certo punto del fusto la suddivisione in due o più grossi rami, il solido di rotazione arriva soltanto fino all'altezza della ramificazione primaria.

Osservando la sezione trasversale di un tronco non scorciato, si possono riconoscere ad occhio nudo, a seconda della specie legnosa, dall'esterno verso l'interno:

- la corteccia, divisibile in esterna ed interna (libro). Il libro, o floema o cambio (visibile solo a livello di microscopio), è quella parte di corteccia che produce corteccia verso l'esterno e legno verso l'interno;
- il legno costituente la parte principale, differenziato in alburo e duramen, più o meno distinguibili a seconda delle specie (legno differenziato o indifferenziato); il legno presenta gli anelli di accrescimento (anch'essi più o meno visibili a seconda delle specie); infine i raggi midollari con direzione radiale di tessuto vivo;
- il midollo al centro.

Per descrivere un qualsiasi legno, occorre esaminare la superficie di quelle che vengono chiamate le **sezioni anatomiche**, cioè:

- le **sezioni trasversali**, fatte perpendicolarmente all'asse midollare, in cui si vedranno chiaramente gli anelli di incremento annuale;
- la **sezione longitudinale radiale**, fatta con un piano passante per l'asse midollare, in cui le tracce di incremento annuale compariranno secondo linee parallele;
- le **sezioni longitudinali tangenziali**, fatte secondo piani paralleli all'asse midollare e tangenti alle circonferenze costituite dagli anelli di accrescimento. A causa della rastremazione del fusto, le tracce degli incrementi compariranno come rami di iperbole.

Se analizziamo la **sezione trasversale** di un fusto arboreo delle zone temperate, vedremo la successione di una serie di anelli di accrescimento, ognuna delle quali corrisponde di regola a un periodo annuale di vegetazione (dalla primavera all'autunno).

In caso di forti siccità estive o di defogliazioni (da grandine, da attacchi parassitari o altro), si possono avere due o più anelli nello stesso anno. Generalmente però questi anelli non sono estesi a tutta la circonferenza; quindi, solo avendo a disposizione l'intera sezione trasversale, è possibile identificarli.

Nel caso di condizioni ambientali estremamente sfavorevoli durante una stagione vegetativa, la formazione dell'anello corrispondente può anche mancare del tutto.

Nei climi tropicali, dove la vegetazione non subisce mai un netto arresto, la formazione dei nuovi tessuti nei fusti, avviene senza interruzione e perciò non si può fare una stima dell'età attendibile.

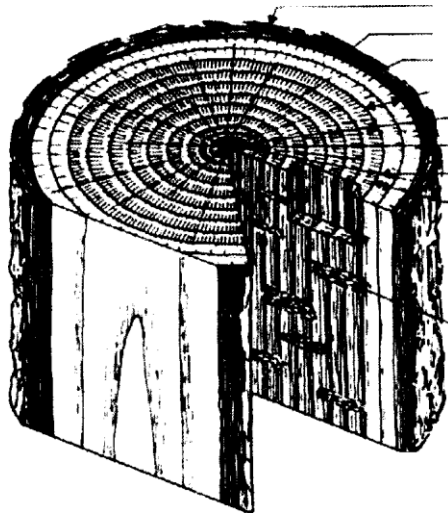


Figura 27 - Sezione trasversale di un fusto arboreo.

La **visibilità degli anelli** nelle zone temperate è resa possibile dal fatto che tra la zona formatasi in primavera (zona primaticcia) e quella estivo-autunnale (zona tardiva) vi è una differenza che è sempre chiaramente visibile: nel legno di conifera, infatti, al risveglio della vegetazione si formano tracheidi a lume ampio e parete sottile, mentre verso il termine del periodo vegetativo si hanno tracheidi schiacciati, con lume ridottissimo e pareti spesse.

Ne consegue che, mentre la prima zona appare biancastra, la seconda assume colorazione bruna. Nelle latifoglie, la necessità di una facile e rapida circolazione dei succhi alla ripresa vegetativa porta alla formazione di vasi a lume particolarmente ampio, oppure a un loro maggior numero per unità di sezione trasversale. Mano a mano che la stagione procede, diametro e numero dei vasi diminuiscono ed in definitiva, per queste specie, la percezione dei singoli anelli è affidata più ad una differenza di compattezza che non a tonalità diverse di colore.

L'ampiezza degli anelli di incremento, cioè il loro spessore in direzione radiale, è un elemento macroscopico fondamentale per poter giudicare la rapidità di accrescimento del fusto in esame; è in stretta correlazione con le condizioni stazionali del sito in cui l'albero si trova e particolarmente con il clima, con la profondità, l'umidità e la pendenza del suolo, con l'altitudine e l'esposizione.

In genere il fattore climatico che più condiziona l'ampiezza degli anelli è quello che limita maggiormente le possibilità di vegetazione; così in climi caldi e aridi sarà la scarsità di precipitazioni, mentre in climi freddi saranno le basse temperature e una breve durata del periodo vegetativo.

Le cellule formate per ultime dall'attività della zona cambiale verso l'interno del fusto, con il passare del tempo e con la formazione di nuove cellule più esterne, non prendono più parte alle funzioni di conduzione della linfa grezza dalle radici verso la chioma, ove l'attività clorofilliana elabora le sostanze richieste dall'accrescimento dell'albero. Ad un certo punto, queste cellule cessano ogni attività nella vita dell'albero ed in esse si compiono delle trasformazioni consistenti

nella deposizione nel lume cellulare - in parte anche all'interno delle pareti cellulari - di particolari sostanze che modificano alcune fondamentali caratteristiche del legno.

Il fenomeno di invecchiamento dei tessuti nell'albero vivente è detto **duramificazione**: da ciò deriva che negli alberi, con il progredire dell'età, la parte interna del fusto, detta **duramen**, si comporta diversamente dalla parte esterna periferica detta **alburno**.

L'alburno circonda il duramen ed è di regola più chiaro. L'alburno è costituito da cellule vive e fisiologicamente attive, ha funzione conduttrice dell'acqua e di immagazzinamento. L'ampiezza dell'alburno è molto variabile. L'alburno è generalmente poco durevole ed è, quindi, meno resistente del duramen alle alterazioni biologiche indotte da funghi ed insetti.

Il duramen si forma in tutti gli alberi, benché non sia sempre visibile nello stesso modo. La sua formazione comincia da una ben determinata ampiezza dell'alburno.

Nel duramen si ha una maggior densità, da cui conseguono anche resistenze meccaniche superiori; la possibilità di attacco e l'alterabilità da parte di funghi e insetti sono minori grazie alle proprietà antisettiche delle sostanze duramificanti.

In alcune specie (abete rosso, per esempio) le due zone, pur diverse nelle loro funzioni e caratteristiche, hanno lo stesso colore: tali specie vengono perciò dette **a duramen indifferenziato**. In altre (larice, querce), duramen e alburno differiscono per il colore con cui si presentano nelle sezioni, particolarmente in quelle trasversali: sono le specie **a duramen differenziato**.

Fondamentalmente si distingue tra:

- duramen differenziato obbligatoriamente: immagazzinamento delle sostanze duramificanti nella parete cellulare (simile ad un "impregnamento" della parete cellulare), per questo risulta più resistente agli attacchi fungini;
- duramen differenziato facoltativamente: immagazzinamento delle sostanze duramificanti sulla parete cellulare, presenta scarsa resistenza agli attacchi fungini.

Oltre alla maggiore durabilità del duramen differenziato obbligatoriamente, il duramen colorato (differenziato) possiede altre proprietà fisico-meccaniche diverse da quelle dell'alburno: è di regola più scuro, più secco, più pesante, più duro e spesso più difficilmente impregnabile.

4.3.3 Determinazione delle specie legnose

Il riconoscimento di un legno si può basare sui caratteri macroscopici, tuttavia questi sono soggetti a modificazioni, a causa dei fattori ambientali intervenuti durante la vita dell'albero, per esposizione del legno ad agenti atmosferici o ad attacco di agenti patogeni che alterano il colore e la consistenza. La variabilità naturale, che esiste anche all'interno della stessa specie legnosa, rende difficile tale operazione

È quindi opportuno che l'identificazione visiva, effettuata da un esperto, sia accompagnata in caso di dubbio da più approfondite analisi in laboratorio.

Il sistema più rigoroso per giungere all'identificazione di una specie legnosa è rappresentato dall'**osservazione microscopica** della struttura anatomica del legno, durante la quale, esaminando un campione di materiale, l'anatomista sfrutta le peculiarità con cui i diversi tipi di cellule si presentano all'interno del tessuto legnoso per il riconoscimento .

Nonostante lo stato di avanzamento delle ricerche abbia consentito di approfondire le conoscenze sulla struttura microscopica delle diverse specie, rimangono tuttavia in alcuni casi serie difficoltà: ad esempio, è molto difficile giungere ad una sicura determinazione di campioni appartenenti a larice ed abete rosso.

Le caratteristiche anatomiche di specie legnose tra loro geneticamente molto vicine non consentono di determinare con chiarezza la specie.

Ad esempio, le specie di **pioppo** di più comune utilizzo in Italia non differiscono tra loro dal punto di vista anatomico. In tal caso la determinazione della specie si ferma al genere *Populus* spp., come specie plurima o gruppo di specie. Un esempio commercialmente molto importante è quello delle cosiddette **querce caducifoglie**, un gruppo costituito da farnia (*Quercus robur*), rovere (*Quercus petraea*) e roverella (*Quercus pubescens*) che producono legni tra loro non distinguibili con certezza, al punto da essere normalmente commercializzati con il nome di "rovere". Sotto l'aspetto tecnologico, l'informazione che si ottiene è ugualmente sufficiente, perché le principali prestazioni tecnologiche delle specie raggruppate all'interno del gruppo sono assimilabili.

I nomi comuni per indicare legnami ottenuti da diverse specie legnose o dai gruppi di specie è un problema sempre aperto, in particolare nell'ambito del commercio. Se per i legnami più utilizzati esistono denominazioni comuni oramai consolidate, per altri legnami - meno conosciuti o di nuova introduzione - i nomi commerciali si basano spesso su somiglianze con altri legnami più noti o sulle mode estetiche del momento. Questo è il caso dei nomi commerciali di molti legnami tropicali, che vengono chiamati "Noce di ..." o "Noce del ..." per una reale o presunta somiglianza con il noce nostrano, senza che questa sia però confortata da una continuità di tipo tassonomico.

Per fare chiarezza in questo ambito **è stata recentemente pubblicata la norma UNI EN 13556** "Legno tondo e segati. Nomenclatura dei legnami utilizzati in Europa", che riporta per ciascuna specie legnosa o gruppo di specie di importanza commerciale il nome scientifico (genere e specie in lingua latina) e i nomi commerciali codificati in italiano, inglese, francese e tedesco.

4.3.4 Caratteristiche tecnologiche del legno

La tecnologia del legno si occupa del materiale legno dal momento in cui l'albero è stato abbattuto fino alle sue trasformazioni e lavorazioni e dell'impiego finale.

È molto importante imparare a conoscere le caratteristiche intrinseche delle specie legnose, che ne determinano le possibilità di impiego. In questo modo il materiale verrà usato correttamente e darà i risultati migliori.

Caratteristiche macroscopiche

Sono legate all'aspetto del materiale e sono rilevabili a vista dopo un attento esame (vedi capitolo precedente).

Colore

Il colore dei legni allo stato fresco dipende da due fattori:

1. il primo è il colore proprio delle pareti cellulari, che sono di tonalità bianco-giallognola (fattore costante);
2. il secondo fattore (variabile) è costituito dal colore delle sostanze non facenti parte della struttura cellulare, ma presenti nei succhi e nelle secrezioni all'interno del lume cellulare, in dipendenza dell'attività fisiologica della pianta.

Se queste sostanze - i cosiddetti **estrattivi** del legno - sono almeno in gran parte incolori, la tinta d'insieme del legno sarà ancora bianco-giallognola; in caso contrario sarà quella delle sostanze in questione, o da esse influenzata.

Con il fenomeno della duramificazione, nella parte interna del tronco, il contenuto in estrattivi può essere modificato in quantità e composizione ed è questo il motivo per cui un certo numero di legni si presenta con duramen di colore diverso dall'alburno. Questa differenza è uno degli elementi su cui si basa il riconoscimento delle specie legnose.

La colorazione del legno è, inoltre, una caratteristica variabile nel tempo, nel senso che l'esposizione del legno all'aria e alla luce comporta modificazioni per effetto della perdita di umidità e mutamenti di colore delle pareti cellulari e delle sostanze in esse contenute in conseguenza di azioni fisico-chimiche più o meno complesse.

Il problema delle alterazioni di colore nel tempo, cui si è posto solo in parte rimedio con l'applicazione superficiale di sostanze protettive che "bloccano" i raggi ultravioletti, riguarda in maggior misura le industrie del mobile e dell'arredamento.

Alterazioni di colore possono essere causate anche da attacchi fungini.

Tessitura e fibratura

Sono termini che servono a definire caratteristiche visibili soprattutto nelle sezioni longitudinali di un pezzo di legno.

La **tessitura** indica le dimensioni degli elementi cellulari che formano i tessuti legnosi. Si riconducono i legni a tre tipi: a **tessitura fine**, con aspetto omogeneo e compatto, in cui non si riesce a distinguere alcuna cellula a occhio nudo (bosso, faggio, pino cembro...); a **tessitura grossolana**, quando si vedono agevolmente striature longitudinali più o meno sottili, derivanti dai vasi nei legni di latifoglie e dai canali resiniferi nei legni di conifere resinose (quercia, olmo, castagno, pino domestico...); a **tessitura media**, se i tessuti non hanno aspetto del tutto compatto, anche se non sono singolarmente visibili i vari elementi (pioppo, abete...).

La **fibratura** si riferisce alla direzione in cui sono disposti gli elementi cellulari, in relazione all'asse del fusto o del segato: si parla di **fibratura diritta** quando siano ad esso paralleli; di **fibratura inclinata o deviata o elicoidale** nel caso in cui siano inclinati; di **fibratura intrecciata** quando le inclinazioni siano discordanti fra loro in successivi accrescimenti; di **fibratura ondulata** quando siano riscontrabili ondulazioni parallele e regolari; di **fibratura irregolare** nel caso in cui siano variamente disposti.

Per poter riconoscere il tipo di fibratura di un pezzo di legno segato o piallato, può essere necessario strapparne una scheggia, in quanto solo così le cellule risultano separate le une dalle altre e se ne può seguire l'andamento.

La fibratura è evidente quando il legno sia stato lavorato "a spacco", con l'accetta. Questo si può riscontrare frequentemente quando si considerino manufatti, come travature e incavallature, piuttosto antichi, oppure quando si abbia a che fare con tecnologie "povere" (tipica lavorazione a spacco è quella per la produzione delle scandole).

Le particolarità della fibratura non sono solo dipendenti dalla specie legnosa, ma spesso da caratteri ereditari o da influenze avute dalla pianta nel corso della sua crescita.

Altre caratteristiche

Altre caratteristiche importanti, anche non macroscopiche, sono:

- **la venatura** - dovuta all'alternanza di tonalità del colore delle zone primaticcia e tardiva dell'anello di accrescimento, che può essere da molto evidente a per nulla evidente;
- **il disegno** - l'aspetto assunto dalla venatura nelle sezioni longitudinali, che è diverso a seconda che la sezione sia radiale o tangenziale;
- **l'odore** - rilevabile su legno fresco di abbattimento, dovuto alla presenza di sostanze volatili all'interno del lume cellulare. In alcuni casi un odore caratteristico permane e risulta particolarmente evidente durante le lavorazioni, anche dopo diversi decenni (come nel legno di cipresso);
- **la conducibilità elettrica** bassa - il legno viene usato in ambito costruttivo proprio per le sue proprietà come isolante, soprattutto se ad alta porosità;

- **la conducibilità termica** variabile dovuta all'anisotropia (valori diversi a seconda della rilevazione lungo le fibre o trasversalmente ad esse);
- **la finezza** - dipende dalla dimensione delle fibre;
- **la densità** - rapporto tra massa e volume del materiale, variabile da legno a legno.

4.3.5 Umidità, stagionatura e problemi legati ai movimenti del legno – Relazioni legno-acqua

Vi è una forte affinità tra legno e acqua, dovuta al fatto che, nella composizione delle pareti cellulari, vi sono lignina, cellulosa ed emicellulose (polisaccaridi), nelle cui molecole entra un forte numero di gruppi idrossilici, ai quali l'acqua si collega rapidamente. La superficie interna di contatto fra materia legnosa e acqua è enorme, a causa della complessa struttura della parete cellulare. Si parla di oltre duecento metri quadrati per grammo, ragion per cui il legno è definibile come materiale igroscopico.

Il **contenuto di acqua nel legno** è soggetto a variazioni continue: il massimo si ha quando l'albero è ancora in piedi e, attraverso le cellule, passano i succhi che salgono dalle radici verso la chioma, riempiendo completamente il lume cellulare e permeando le pareti.

Dopo il taglio dell'albero, molto lentamente, l'acqua libera all'interno delle cellule evapora e, dopo un certo periodo di tempo, al suo posto troviamo solo aria e vapore. A questo punto, se l'aria dell'ambiente circostante ha uno stato igrometrico che le consente di assumere altra umidità, anche parte dell'acqua che permea le pareti cellulari potrà evaporare, fino a un momento in cui vi sarà equilibrio tra il contenuto d'acqua delle pareti cellulari e quello dell'aria. Si sarà così attuato il processo di **essiccazione naturale o stagionatura**.

Per i motivi esposti, è impossibile che, in condizioni ambientali normali, tutta quest'ultima parte di acqua possa andarsene. Se si vuole ottenere questo risultato bisogna ricorrere a particolari trattamenti (impiego di stufa ventilata per eliminazione dell'acqua contenuta nel legno).

L'acqua collegata alle pareti cellulari viene detta **acqua di saturazione**, quella libera all'interno delle cellule "acqua di imbibizione" o "acqua libera"; vi è poi l'acqua "di costituzione", che è uno dei componenti la parete cellulare e la cui liberazione è legata alla distruzione della parete stessa.

È molto importante stabilire quale sia il contenuto d'acqua di un pezzo di legno, in quanto l'umidità influisce soprattutto sulle sue dimensioni e inoltre su particolari caratteristiche, come la resistenza meccanica e la possibilità di degrado ad opera di funghi e insetti.

Le norme nazionali ed internazionali prescrivono l'espressione dell'umidità in valore percentuale riferito al peso del legno completamente secco:

$$U\% = \frac{P_u - P_o}{P_o} * 100$$

in cui P_u è il peso del campione di cui si vuole determinare l'umidità, P_o il peso dello stesso campione assolutamente secco e $P_u - P_o$ è l'umidità assoluta.

In Italia è generalmente considerata normale un'umidità percentuale $U\% = 12\%$, corrispondente in teoria a legno in equilibrio igrometrico con aria a temperatura di 20°C e umidità relativa del 65% .

Nel momento in cui si ha lo stato di saturazione totale delle pareti cellulari, l'umidità si aggira fra il 28% e il 40% del peso secco; orientativamente si considera il 32% . Nel caso di umidità percentuale

normale (12%), c'è solo una parte dell'acqua di saturazione delle pareti e non c'è affatto acqua libera.

La conseguenza della perdita di umidità del legno durante l'adeguamento alle condizioni igrometriche ambientali è il **ritiro**, mentre il fenomeno contrario (acquisizione di umidità) dà luogo al rigonfiamento. La variazione del contenuto d'acqua implica dunque variazioni dimensionali nel legno.

Ciò avviene soltanto nel campo che va dallo stato di essiccazione totale (umidità zero) al punto di totale saturazione delle pareti cellulari; solo dal momento in cui vengono coinvolti i legami fra l'acqua e i componenti delle pareti cellulari si hanno modificazioni fisiche a livello delle cellule, che sommandosi portano a modificazioni dimensionali non trascurabili.

È importante notare che qualsiasi pezzo di legno è soggetto a ritiro e rigonfiamento, anche se in opera da molto tempo: il legno non è mai inerte sotto l'influenza dell'umidità.

Caratteristica di questo materiale è una marcata anisotropia nei ritiri, cioè un comportamento non omogeneo secondo le tre direzioni anatomiche assiale, radiale e tangenziale.

Si tratta di differenze quantitative: passando dallo stato fresco allo stato secco, si ha in direzione assiale una diminuzione dimensionale quasi sempre inferiore all'1%; in direzione radiale una variazione che va dal 3% al 7,5%; la maggiore è in direzione tangenziale, dal 5,5% al 15%.

La conseguenza della diversità dei ritiri nelle tre direzioni anatomiche è che un solido di legno essiccandosi non mantiene un rapporto di similitudine nello spazio.

Il legno deve rispondere ad una determinata funzione nella pianta in piedi, assicurando la resistenza meccanica e lo svolgimento delle attività di nutrizione e sviluppo. Per assolvere a questi scopi, i tessuti legnosi non possono essere costituiti omogeneamente, ma devono avere differenze al loro interno tra un punto e l'altro, sia nella disposizione strutturale che nella grandezza delle cellule.

Le condizioni ambientali variabili nel corso della vita dell'albero portano poi a differenze nello spessore degli anelli di accrescimento e nella massa volumica del legno, che è determinante sull'entità del ritiro.

All'atto del taglio della pianta entrano in gioco le differenze di umidità fra i vari punti, in particolare secondo la distanza dal centro, e lo scaricarsi di tensioni interne esistenti nel fusto in piedi.

Gli elementi sottoposti a stagionatura hanno sempre un certo spessore e, soprattutto in direzione longitudinale, la perdita di umidità può avvenire soltanto attraverso la superficie. Qui si attuerà un rapido equilibrio con l'aria ambientale, mentre, solo molto lentamente, l'acqua si sposterà dalle parti più interne verso l'esterno, venendo così a stabilirsi il cosiddetto **gradiente di umidità**, che dà luogo a sensibili divergenze nel ritiro e a tensioni da un punto all'altro del legno.

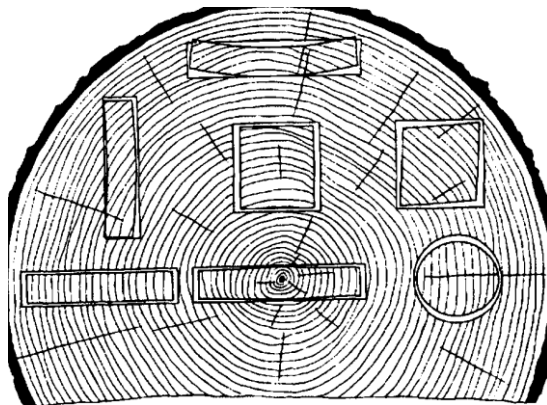


Figura 28 - Deformazioni del legno dovute al processo di essiccazione o di stagionatura.

Proprio le tensioni causate dall'irregolarità del ritiro sono all'origine di svariate conseguenze, diverse a seconda dell'assortimento cui appartiene l'elemento considerato.

Nel caso di tronchi non squadrati, si possono verificare **cretti a zampa di gallina** sulle testate, con origine nell'asse midollare, dovuti alla differenza fra le tensioni da ritiro della parte interna del tronco, ancora umida, e quelle della parte periferica più secca. In tutte e tre le direzioni, il ritiro sulle testate è maggiore che nella parte interna, quindi queste, poste fortemente in tensione, si spaccano, cominciando dal midollo e seguendo le linee di minore resistenza, i raggi parenchimatici.

Analogamente, sulla superficie esterna dei tronchi l'essiccazione è più rapida che all'interno, i ritiri avvengono prima e, in conseguenza, si hanno **fini fessurazioni longitudinali radiali**, le quali, se non sono molto profonde, non costituiscono un grave inconveniente.

Il fatto che il ritiro tangenziale sia maggiore di quello radiale porta alla formazione di spacchi o **cretti in direzione radiale, aperti a "V" dal midollo verso l'esterno**, che non c'è modo di prevenire. La presenza di una sola spaccatura indica, in genere che è avvenuta un'essiccazione lenta e regolare: è la situazione preferibile anche in vista delle successive lavorazioni, perché il materiale risulta essere meno danneggiato.

Molti sono gli effetti del ritiro anche nel caso di assortimenti segati ed asciati (travi, tavole, listelli...), fra cui i più evidenti sono diminuzione dimensionale, imbarcamento, fessurazioni sulle testate, svergolamento.

La diminuzione delle dimensioni con l'essiccazione è inevitabile e di questa va tenuto conto al momento del taglio del pezzo: si deve calcolare una maggiorazione di spessori e larghezze all'atto della lavorazione che va dal 2% al 6%, a seconda della specie legnosa e dell'umidità presente al momento. È evidente che la differenza da considerare sarà tanto più importante nel caso di pezzi dalle dimensioni notevoli.

Un'altra conseguenza inevitabile, perché dipendente da caratteristiche intrinseche del materiale, è **l'imbarcamento**, che può essere ridotto al minimo con una vaporizzazione subito dopo il taglio - per uniformare l'umidità in tutto l'elemento - e con un'essiccazione lenta e regolare.

L'imbarcamento riguarda soprattutto le tavole ed è di diversa entità a seconda della posizione che esse hanno nel tronco rispetto al midollo. La caratteristica curvatura, con la concavità verso la parte opposta al centro del tronco, è dovuta infatti alle coppie di forze che si stabiliscono a causa dei ritiri radiale e tangenziale.

Nella tavola radiale/diametrale contenente il midollo, le forze in gioco sono minime e non si hanno coppie, quindi non vi sarà alcun imbarcamento. La tavola sarà interessata sullo spessore da soli ritiri tangenziali e sulla larghezza dal solo ritiro radiale; a mano a mano che la tavola si allontana dalla posizione diametrale per assumere la posizione di corda via via più piccola, la prevalenza della coppia dovuta alle forze di ritiro tangenziale si farà più forte e la tavola subirà un imbarcamento maggiore, nel senso che il raggio di curvatura si farà più piccolo.

Anche lo **sciavero**, la parte più esterna del tronco, con una sezione a forma di segmento circolare, è soggetto all'imbarcamento e viene così ad avere, dopo l'essiccamento, sezione a forma lenticolare.

Analogamente a quanto già detto a proposito dei tronchi, l'essiccazione più rapida delle testate rispetto alla parte mediana porta, su tavole e travi, alla formazione di fenditure di testa in direzione longitudinale, che si possono evitare avendo cura di non esporre le testate al sole durante l'essiccazione o proteggendole con sostanze che ritardino l'uscita di umidità localizzata.

Un fenomeno con conseguenze particolarmente negative è lo **svergolamento**: questo avviene quando la tavola sia stata ricavata da un albero con fibratura elicoidale. Lo stesso effetto si può avere quando il ritiro assiale della zona mediana longitudinale di una tavola è molto superiore a

quello delle zone laterali, ma non è accompagnato da tensioni sufficientemente forti da provocare distacco tra due parti laterali. Gli spigoli assumono allora andamento elicoidale.

4.3.6 Proprietà meccaniche del legno

Le proprietà meccaniche del legno esprimono la capacità di quest'ultimo di reagire alle sollecitazioni applicate. Esistono due aspetti diversi, benché tra loro collegati:

- la deformabilità del legno sotto l'azione di una forza applicata;
- la capacità portante delle varie condizioni di carico (ad esempio, compressione, flessione, taglio-carichi di breve, media o lunga durata), che viene espressa in termini di resistenze unitarie a rottura.

Il principio fondamentale è che il legno è anisotropo anche nei confronti di tutte le proprietà meccaniche, che variano con la direzione anatomica considerata. Non è lecito attribuire caratteristiche costanti o quasi ad un materiale non omogeneo quale il legno; pertanto i valori di resistenza forniti devono essere intesi come "dati medi" largamente indicativi.

Le principali proprietà meccaniche sono l'**elasticità** e la **resistenza**: la prima indica quanto esso si deforma elasticamente se applicate delle sollecitazioni, la seconda indica invece quali sono le sollecitazioni massime che può sopportare prima di rompersi.

Un ulteriore punto da sottolineare è che le caratteristiche meccaniche di uno stesso pezzo variano in funzione della temperatura e, soprattutto, dell'umidità del legno, mentre pezzi diversi di uno stesso legno avranno caratteristiche meccaniche molto diverse tra loro in funzione soprattutto della difettosità e della massa volumica.

Sono importanti anche le variazioni di deformazione e di resistenza legate alla durata delle sollecitazioni applicate o delle deformazioni imposte, che inseriscono il legno nel novero dei materiali a comportamento visco-elastico.

Queste due proprietà risultano influenzate da:

- densità: aumentando la densità, aumenta la resistenza meccanica;
- umidità: maggiore è l'umidità presente, più l'ambiente raggiungerà condizioni ottimali per lo sviluppo dei funghi o di altri agenti di carie. Non è detto, ad ogni modo, che la degradazione del legname e delle sue caratteristiche risulti più accentuata, come verrà spiegato nel presente capitolo.

4.3.7 Proprietà tecnologiche del legno

Le proprietà tecnologiche si riferiscono all'attitudine dei legnami a subire lavorazioni:

- **flessibilità o curvabilità**: caratteristica del legname, opportunamente trattato, di mantenere forme ricurve acquisite artificialmente;
- **fendibilità**: una proprietà che consiste nel fendersi, cioè spaccarsi sotto l'azione di un cuneo, nel senso delle fibre;
- **attitudine al taglio**: è la proprietà di un legno di lasciarsi incidere da un utensile (sega, pialla, scalpello), asportando il materiale sotto forma di truciolo. Questa proprietà varia a seconda della direzione del taglio, è maggiore nel senso longitudinale alle fibre, minore nella direzione ad esse perpendicolari;
- **durezza**: capacità di non farsi scalfire da altri corpi;
- **resilienza**: capacità di resistenza alla frattura per urto;

- **resistenza;**
- **elasticità.**

Essendo il legno un materiale anisotropo, tali caratteristiche saranno maggiori in direzione longitudinale alle fibre e minori in direzione trasversale.

Queste due proprietà risultano influenzate da:

- densità: aumentando la densità, aumenta la resistenza meccanica;
- umidità: maggiore è l'umidità presente, più l'ambiente raggiungerà condizioni ottimali per lo sviluppo dei funghi o di altri agenti di carie. Non è detto, ad ogni modo, che la degradazione del legname e delle sue caratteristiche risulti più accentuata, come verrà spiegato nel presente capitolo;
- curvabilità: caratteristica del legname, opportunamente trattato, di mantenere forme ricurve.

4.3.8 Difetti e caratteristiche meccaniche del legno strutturale

L'abbattimento degli alberi per la produzione del legname è realizzato in diversi periodi dell'anno, a seconda degli utilizzi futuri del materiale.

Se il legno è destinato alle costruzioni, l'abbattimento avviene in inverno, durante il cosiddetto periodo di riposo vegetativo, quando la poca linfa presente permette un miglior essiccamento e di conseguenza migliori caratteristiche meccaniche.

L'abbattimento durante la stagione primaverile o estiva, considerando l'alto contenuto di resina, è opportuno qualora tale legno debba essere conservato nel tempo.

Le prestazioni di un elemento strutturale di legno sono in gran parte legate alla presenza ed alla posizione di alcune caratteristiche che, dal punto di vista applicativo, sono in certi casi considerate difetti. Una breve descrizione della loro origine e del loro effetto sulle prestazioni strutturali è certamente utile per aumentare la conoscenza del legno, un materiale di origine biologica e pertanto completamente naturale e variabile.

Ampiezza degli anelli di accrescimento. Questo parametro, di facile valutazione sulle superfici trasversali, è in parte correlato con la massa volumica del legno e quindi con la sua rigidità e la sua resistenza meccanica.

Generalmente, per le conifere, ad un aumento di ampiezza degli anelli corrisponde una diminuzione della massa volumica e quindi della resistenza meccanica. Per questo motivo, varie normative per la classificazione dei segati secondo la resistenza considerano l'ampiezza media degli anelli di accrescimento un indice diretto di valutazione delle resistenze meccaniche dell'elemento ligneo. La regolarità di accrescimento è un fattore ancora più importante. In climi freddi o con moderate escursioni termiche, come quello Scandinavo o di alcune vallate Alpine, cresce il legno di conifera considerato di maggior pregio, caratterizzato da anelli sottili e regolari. Per le latifoglie, invece, la suddetta relazione è più articolata: ad esempio, nel caso di quelle ad anello poroso, (querce caducifoglie) anelli ampi sono generalmente indice di un legno più denso.

La distanza fra gli anelli di accrescimento e la loro regolarità sono caratteristiche importanti per la classificazione del legname. L'accrescimento del legno è lento quando gli anelli sono molto vicini tra loro. Il legno con accrescimento ottimale presenta mediamente sei o più anelli per ogni cm di diametro. Si misura l'ampiezza media degli anelli di accrescimento, rilevata sulla base minore del toppe (in punta). Vengono contati gli anelli presenti nella metà esterna della sezione. La metà esterna del raggio viene divisa per il numero di anelli annuali ed il valore medio di ampiezza degli anelli di accrescimento, così determinato, viene espresso in millimetri.

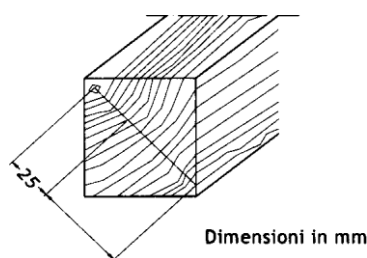


Figura 29 - Misurazione dell'ampiezza degli anelli di accrescimento secondo UNI EN 1310. Si considera il valore medio misurato su almeno 10 anelli escludendo quelli a meno di 25 mm dal midollo (se presente).

Nodi. I nodi rappresentano l'inclusione della parte basale di un ramo all'interno di un fusto. Dal momento che i rami sono elementi indispensabili per un albero vivente, la presenza dei nodi è difficilmente evitabile. Legno privo di nodi (legno netto) viene prodotto solo nella porzione basale ed esterna del fusto, in corrispondenza della quale i rami cadono naturalmente o vengono artificialmente eliminati con le potature. Esistono due tipologie prevalenti di nodi:

- **nodi cadenti** (nodi morti) sono quelli che possono staccarsi dalla superficie del semilavorato: al momento dell'inclusione nel legno, il ramo era già morto (secco) e durante il successivo accrescimento dell'albero è stato inglobato dal legno circostante;
- **nodi aderenti** (nodi sani) sono invece quelli in cui c'è continuità tra il legno del nodo e quello del fusto e derivano dall'inclusione di rami ancora vivi.

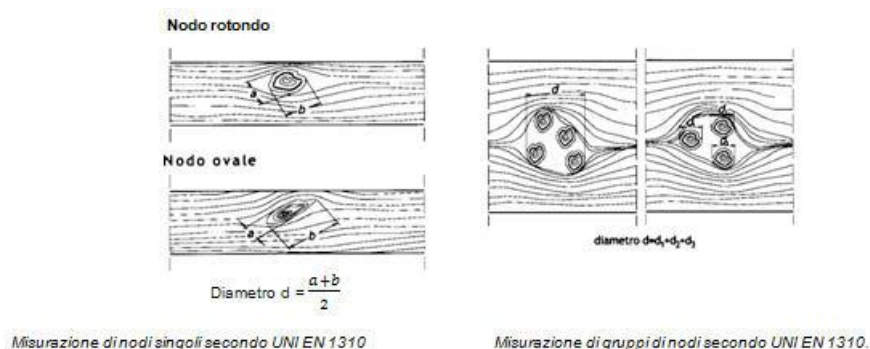


Figura 30 - Misurazione di nodi o di gruppi di nodi.

I nodi possono avere forma e dimensioni molto diverse: le figure illustrano alcune tipologie di nodo e le relative modalità di misurazione secondo la norma UNI EN 1310, mentre la figura a seguire mostra l'influenza di un nodo - sano o cadente non fa differenza - sulla sezione resistente dell'elemento.

In alcune norme per la classificazione del legno secondo la resistenza, vedi, ad esempio, la norma UNI 11035, le dimensioni dei nodi invece devono essere rilevate misurandone il diametro minore.

La resistenza meccanica del legno può risultare considerevolmente ridotta a causa dei nodi, soprattutto in base al tipo, alle dimensioni (in rapporto alla sezione), alla loro posizione e alle modalità di applicazione delle sollecitazioni.

I nodi, inoltre, possono influenzare la lavorabilità e le possibilità di incollaggio del legno. Le caratteristiche dei nodi costituiscono quindi un importante criterio di riferimento per la classificazione dei segati, tanto in funzione della loro resistenza che del loro impiego in falegnameria. Nel caso di legno strutturale, i nodi con diametro inferiore ai 5 mm vengono ritenuti ininfluenti sulla resistenza meccanica.

Secondo la norma, i nodi sono porzione di ramo inclusa nel legno (UNI EN 844-8: 8.1). Talvolta i nodi sani e ben cresciuti all'interno della massa legnosa sono un elemento decorativo molto apprezzato (per esempio, nel cirmolo). Possono però anche essere un aspetto negativo per la qualità del legno e rendere difficile la sua lavorazione. Nella misurazione del diametro dei nodi non vengono presi in considerazione gli anelli annuali dell'inserzione del nodo.

I nodi si suddividono per grandezze in:

- nodi grossi con diametro superiore a 3 cm;
- nodi piccoli con diametro compreso tra 1 e 3 cm;
- nodi ad occhio di pernice con diametro inferiore ad 1 cm.

Midollo. Il midollo corrisponde alla traccia lasciata dalla gemma apicale dell'albero all'interno del tronco. Da un punto di vista dell'impiego del legno, questo costituisce un difetto, in quanto la sua presenza può ridurre la resistenza meccanica dei semilavorati. Ciò è dovuto alla diversa struttura cellulare e chimica di questo tessuto rispetto al legno circostante. Inoltre, in prossimità del midollo si riscontra spesso un'elevata frequenza di nodi e, nei fusti degli alberi più vecchi, possono a volte presentarsi fessurazioni del cuore e marcescenze. La segazione di un tronco può includere od escludere la presenza di midollo e determinarne la posizione nel segato. Occorre ricordare che i segati con midollo incluso, nel corso della stagionatura tendono a manifestare le tipiche fessurazioni da ritiro a "V".

Inclinazione della fibratura. L'inclinazione della fibratura rappresenta l'orientamento longitudinale delle cellule dei tessuti legnosi rispetto all'asse principale del segato; l'angolo di inclinazione può essere molto variabile. La fibratura inclinata è un difetto molto comune sia del legno di conifere che di latifoglie, che in molte specie legnose può presentare anche deviazioni localizzate. In realtà, fusti con fibratura perfettamente diritta sono piuttosto rari. La fibratura inclinata può avere conseguenze anche rilevanti sulle possibilità d'impiego del legno: la resistenza meccanica può diventare considerevolmente inferiore a quella del legno normale, in funzione del valore dell'angolo di inclinazione e del tipo di sollecitazione e, soprattutto, viene ridotta la sua resilienza, cioè la capacità di assorbire urti. La fibratura inclinata influenza ugualmente le deformazioni, la lavorabilità, l'essiccazione e la finitura delle superfici del legno.

A titolo di esempio, si riportano i fattori di riduzione della resistenza a flessione f_{m_0k} in funzione dell'angolo "a" di deviazione della fibratura rispetto all'asse longitudinale dell'elemento (Tabella a seguire).

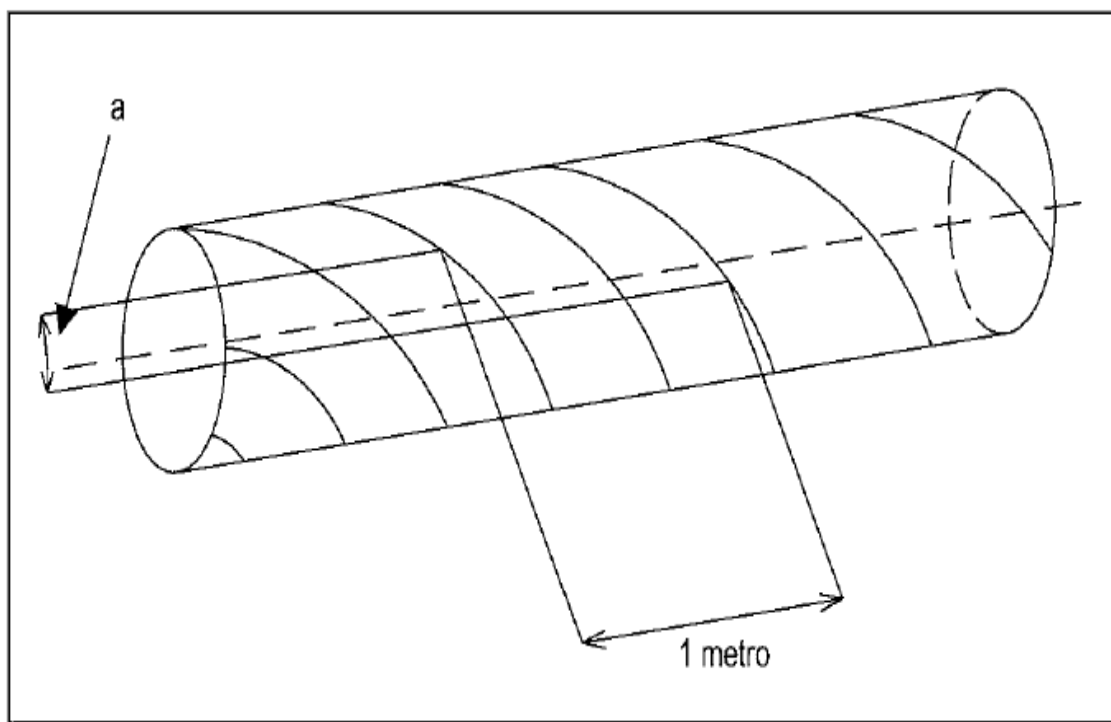
Una fibratura leggermente inclinata può prodursi anche a partire da legno con fibratura perfettamente diritta, in seguito alla segazione dei tronchi secondo una certa angolazione (in particolare nel caso di fusti molto rastremati o che presentano una circonferenza irregolare o un accrescimento eccentrico).

pendenza	0	1:25	1:20	1:15	1:10
f_{m_0k} / f_{mk}	1,00	0,88	0,86	0,78	0,62

Tabella 8 - Influenza dell'inclinazione della fibratura sulla resistenza a flessione. Valori applicabili a segati in dimensioni d'uso strutturale, per una deviazione generale della fibratura lungo l'intero elemento.

Torsione della fibratura La torsione della fibratura è l'andamento elicoidale delle fibre legnose attorno all'asse del fusto (UNI EN 844-8: 8.9).

Si determina la deviazione dell'andamento dei fasci dall'asse del fusto (inclinazione delle fibre legnose), riferita ad un metro di lunghezza del fusto. Per la misurazione si considera la parte con la maggiore deviazione della fibratura. La torsione della fibratura (inclinazione delle fibre legnose) è espressa in cm/metro lineare.



Fibratura elicoidale (espressa in cm/m) = $a/1$ metro

Figura 31 - Fibratura elicoidale (espressa in cm/m) = $a/1$ metro

Fessurazioni (o cretti) da ritiro. Le fessurazioni da ritiro si manifestano quando l'umidità del legno scende sotto il 30%, ovvero il punto di saturazione delle fibre, e sono più evidenti quando nel segato è presente il midollo. L'origine delle fessurazioni è da attribuirsi al ritiro dimensionale del legno, che è maggiore nella direzione tangenziale rispetto a quella radiale. Durante la stagionatura si sviluppano delle tensioni all'interno del legno, che portano all'apertura di fessurazioni con sezione a V', aperta verso la corteccia e chiusa verso il midollo. Queste fessurazioni hanno un'influenza sulla resistenza meccanica, solo se decorrenti sul piano orizzontale (nel caso di un elemento inflesso).

La presenza di fessurazioni è dunque indice del fatto che il legno è almeno parzialmente stagionato. L'andamento longitudinale delle fessurazioni da ritiro fornisce, come già ricordato, un'indicazione precisa dell'inclinazione della fibratura.

Cipollatura. La cipollatura è una separazione tra i tessuti legnosi, che segue l'andamento di uno o più anelli di accrescimento. Questo difetto, a volte già presente sugli alberi in piedi, può progredire ulteriormente dopo l'abbattimento e la stagionatura, in seguito allo sviluppo di tensioni interne da accrescimento o da ritiro. Le cipollature possono essere complete o parziali, singole o multiple.

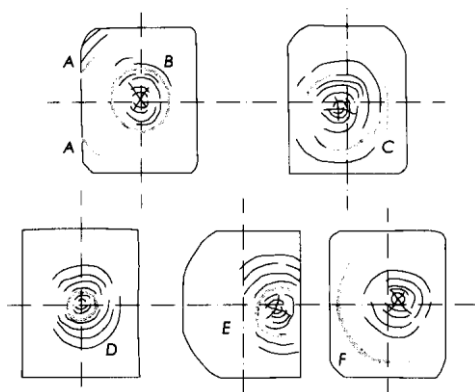


Figura 32 - Modalità secondo le quali può presentarsi la cipollatura (da UNI 11035 A = cipollatura affiorante; B = cipollatura completa e inclusa; C = cipollatura multipla; D = cipollatura ammissibile; E = cipollatura inammissibile per eccessiva eccentricità; F = cipollatura inammissibile per eccessivo sviluppo).

Le cipollature sono fenditure che seguono l'andamento degli anelli di accrescimento e, se complete, provocano la separazione tra due porzioni concentriche di fusto (difetto del palo). Il fenomeno della cipollatura è collegato a improvvisi cambiamenti nella crescita degli anelli, che possono verificarsi in seguito a maggiore esposizione alla luce o per eccessivo invecchiamento dell'albero. Si misura il diametro massimo circondato dalla cipollatura, espresso in rapporto al diametro del fusto della regione considerata.

Le cipollature si possono verificare all'interno di anelli particolarmente ampi o in coincidenza di un'improvvisa variazione di ampiezza tra due anelli contigui. Alcune specie legnose, soprattutto se provenienti da determinate aree geografiche, sono particolarmente soggette a cipollatura: castagno, abete bianco, larice ed alcuni eucalipti sono le più note. Se la causa di tale difetto non è ancora completamente nota, l'effetto è ben conosciuto: una grave soluzione di continuità che comporta una forte diminuzione della resistenza meccanica dell'elemento e l'impossibilità di ottenere determinate sezioni dalla segazione dei tronchi, a causa della separazione degli anelli in corrispondenza della cipollatura.

Legno di reazione. Questo difetto può formarsi sia nel legno di conifera (legno di compressione), che in quello di latifoglia (legno di tensione). In genere, il legno di compressione si forma nella parte inferiore (compressa o sottovento) della sezione trasversale di un fusto inclinato di conifera, mentre il legno di tensione si forma in quella superiore (tesa o sopravvento) di un fusto inclinato di latifoglia. Entrambi sono comunemente noti anche con il termine più generico di "legno di reazione", per evidenziare che essi si formano per annullare gli effetti di una forza esterna che agisce sollecitando il fusto. Il legno di compressione e quello di tensione presentano alcune similitudini, tuttavia essi differiscono per molte particolarità:

	Legno di compressione (conifere)	Legno di tensione (latifoglie)
Composizione	più lignina	più cellulosa
Colore	rosso scuro	bianco, cotonoso
Ritiri	assiale molto elevato; radiale e tangenziale inferiore al normale	assiale elevato; radiale e tangenziale normale
Comportamento	tende a separarsi dal legno normale	presenta forti fessurazioni e collassi

Tabella 9 - Caratteristiche del legno di compressione e tensione.

Mentre la rilevazione del legno di compressione può essere relativamente facile sulle facce o sulle testate di segati e tronchi, a causa della colorazione più scura, il legno di tensione è difficilmente individuabile, se non attraverso il trattamento chimico del legno o la sua osservazione al microscopio.

Legno di compressione Un accrescimento eccentrico è quasi sempre collegato alla formazione di legno di compressione. Il canastro è un ispessimento nella struttura cellulare del legno di colore rossobrunastro, che si sviluppa lungo gli anelli di crescita. È di difficile misurazione, pertanto si stima. La misura è espressa come percentuale del diametro del fusto. Viene inoltre valutata la posizione lungo il raggio, in prossimità del midollo oppure nel terzo esterno del tronco.

Rimargini (cicatrizzazioni), inclusioni della corteccia. L'albero reagisce ad una ferita formando una massa di cellule denominate "callo cicatriziale" grazie alle quali, gradualmente, in base alla sua estensione e gravità, la ferita viene rimarginata.

Una lesione esterna può anche determinare la produzione di sacche e canali traumatici: resiniferi, nel legno di conifere, e gommiferi, in quello di latifoglie. I canali resiniferi traumatici si possono formare, tra l'altro, anche nel legno di abete bianco, cedri, cipressi e di altre specie prive di canali resiniferi. Durante il processo di cicatrizzazione, alcune porzioni di corteccia possono essere inglobate nel legno determinando le "inclusioni di corteccia", che si hanno anche in corrispondenza di una biforcazione dell'asse principale e di un concrescimento di due o più rami/fusti.

A volte è possibile riscontrare nel fusto la formazione di zone di barriera (tessuti di compartimentazione generati in seguito a traumi), che svolgono un'azione di protezione nei confronti di un ulteriore sviluppo di lesioni o infezioni di agenti patogeni. Tali zone, tuttavia, sono spesso considerate difetti, in quanto presentano una struttura del legno meccanicamente più debole e possono dare origine alla formazione di cipollature.

Colorazioni anomale. Le colorazioni anomale del legno possono avere varia origine: possono essere dovute ad attacchi parassitari, a ferite, o essere associate a legno di reazione ma, in alcuni casi, la causa non è certa. Esse non hanno generalmente conseguenze dal punto di vista meccanico. Alcuni esempi sono: inclusioni di alburo nel duramen del legno di larice, abete rosso, douglasia, rovere ed eucalipto; "cuore rosso" del faggio; "cuore bruno" del frassino; "cuore verde" di molti pioppi; vena verde del ciliegio; vena nera del noce. Il cuore rosso rende il legno di colore rossiccio, ma soprattutto lo rende poroso, igroscopico e poco resistente alle sollecitazioni meccaniche.

Smussi. Gli smussi sono una superficie arrotondata che raccorda due facce di un elemento e rappresentano una riduzione della sezione in un segato ricavato nella parte periferica del tronco, oppure non completamente prismatico. In alcuni assortimenti per uso strutturale (travi uso Fiume e uso Trieste), gli smussi vengono tollerati ed anzi ne costituiscono una peculiarità estetica. Gli assortimenti contenenti smussi necessitano di particolari accorgimenti nel caso di unione con altri elementi strutturali.

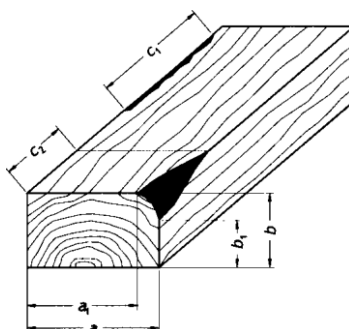


Figura 33 - Misurazione dello smusso secondo UNI EN 1310. Attualmente nella norma UNI 1103510 lo smusso si misura come rapporto tra la dimensione obliqua ed il lato maggiore del segato, in cui:

a è la larghezza totale della faccia in mm;

a_1 è la larghezza della faccia ridotta dallo smusso in mm;

b è la larghezza totale del bordo in mm;
 b_1 è la Larghezza del bordo ridotto dallo smusso in mm;
 c è la lunghezza dello smusso in cm oppure in percentuale della lunghezza.

Pertanto avremo:

$$wf = \frac{a - a_1}{a}$$

$$ws = \frac{b - b_1}{b}$$

wf è la larghezza dello smusso sulla faccia espressa come frazione decimale;

ws è la larghezza dello smusso sul bordo espressa come frazione decimale;

Deformazioni. Le deformazioni sono variazioni della forma geometrica di un elemento rispetto a quella di un prisma e si manifestano con la stagionatura del legname, in conseguenza di fibratura deviata oppure per la presenza di legno di reazione.

Altri difetti che possono influenzare il comportamento meccanico del legno sono attribuibili ad azioni di degrado biologico (funghi ed insetti) ed abiotico (si vedano i paragrafi a seguire).

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche e le possibilità d'impiego dei differenti legnami per usi strutturali, si può fare riferimento al paragrafo 2.4 "Classificazione del legno strutturale", e 3.1 "Legno massiccio" della norma. Nel primo sono riportati i profili resistenti dei più comuni tipi di legnami presenti in Italia e classificabili a vista utilizzando la norma UNI 11035 oppure la norma DIN 4074, mentre nel secondo è riportata una sintesi delle principali caratteristiche delle specie legnose di più frequente impiego in ambito strutturale.

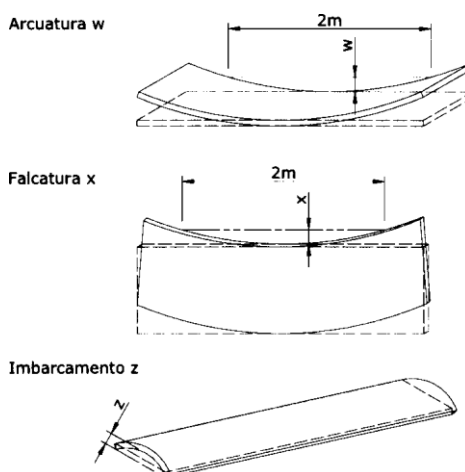


Figura 34 - Diverse tipologie di deformazioni che possono manifestarsi su una tavola nel corso della stagionatura/essiccazione del legno.

Lunatura. Per effetto del gelo, si ha la formazione di un anello scuro tra gli anelli di duramen.

Verminazione. Piccole scanalature, provocate da formiche, termiti, ecc.

Curvatura. Deviazione dell'asse longitudinale del legno tondo da una linea retta dovuta sia a luoghi di crescita scoscesi, sia all'azione del vento (UNI EN 844-8: 8.16);

- curvatura semplice: caratterizzata da una sola freccia (UNI EN 844-8: 8.16.1);
- curvatura multipla: curvatura caratterizzata da due o più deviazioni, in uno stesso piano o su più piani (UNI EN 844-8: 8.16.2).

Si misura tramite una barra rigida; per materializzare la retta di riferimento risulta pratico utilizzare un profilato di alluminio di lunghezza pari a quella del tondo o, se la barra è più corta, di lunghezza non inferiore a 2 m.

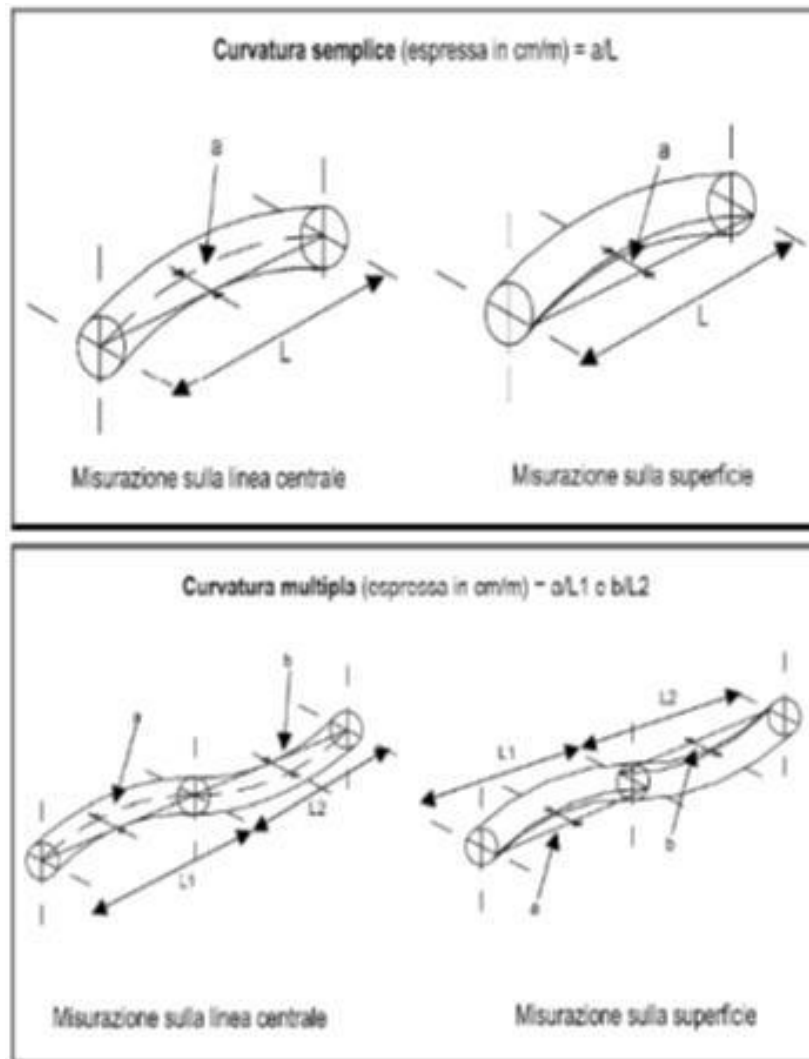


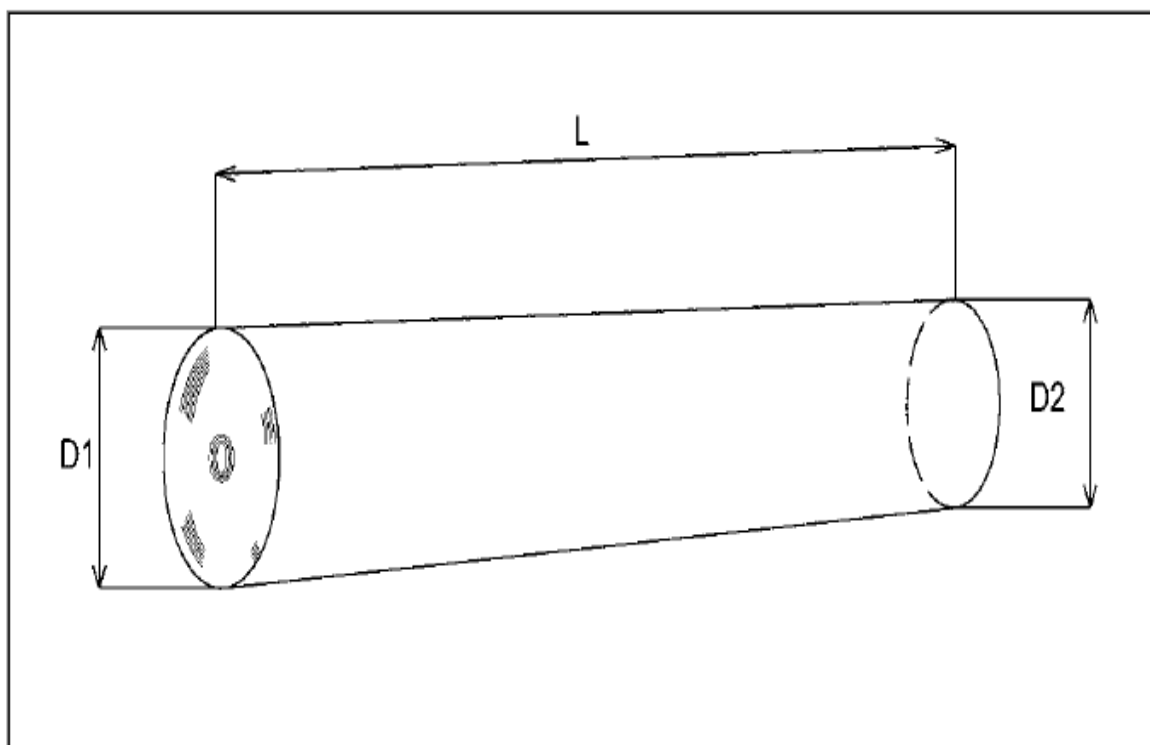
Figura 35 - Curvature dei tronchi.

Rastremazione, o Conicità. È una graduale riduzione del diametro di un fusto secondo la sua altezza o nel legno tondo secondo la sua lunghezza (UNI EN 844-8: 8.18).

I tronchi, il cui diametro decresce velocemente dal basso verso l'alto, si dicono conici.

Il tondame delle conifere è conico, se il diametro decresce di oltre 1 cm per metro di sviluppo. In genere si misura il diametro di ciascuna estremità ad almeno 5 cm di distanza dalle estremità (nel caso di un toppo di base, ad 1 metro dall'estremità maggiore).

Esprimere il risultato come differenza tra i due diametri in centimetri per metro di distanza fra i punti di misurazione. Se è presente un'evidente riduzione o incremento di diametro nel punto di misurazione specificati, misurare a 5 cm di distanza da tale punto su una parte di legno tondo che presenta una forma regolare.



$$\text{Rastremazione (espressa in cm/m)} = (D1 - D2)/L$$

Figura 36 - Rastremazioni.

Fenditure. Le fenditure si formano in seguito a tensioni (tensioni da accrescimento, vento, gelo) originatesi nella pianta viva. Dopo l'abbattimento della pianta, le tensioni si liberano e le fenditure si allargano. Si distinguono diversi tipi di fenditure:

A seconda della grandezza:

- fenditure capillari: fessure sottili che possono comparire sulla superficie del fusto in seguito a sollecitazioni di contrazione del legno. Si manifestano se l'abbattimento avviene durante il periodo vegetativo;
- fenditure di testa: fessure visibili solamente sulle basi del toppe; possono però proseguire sulla superficie del fusto;
- grandi fenditure.

A seconda della disposizione:

- fenditure diritte: quando la deviazione tra la direzione della fibratura e l'asse del tronco non è maggiore del 5% (ovvero 5 mm ogni 10 cm);
- fenditure oblique: deviazione dall'asse del tronco maggiore del 5%.

A seconda della crescita:

- fenditure midollari (anche fenditure radiali): sono fenditure ad andamento radiale che si sviluppano in profondità nel legno ed hanno origine nel midollo. Per le fenditure radiali, si determina la circonferenza massima, nella quale sono presenti le fenditure. In un tronco di 30 cm di diametro, si dice che le fenditure interessano il terzo interno del tronco, quando

si trovano distribuite al centro della sezione in una circonferenza che ha il diametro pari a 10 cm;

- fenditure angolari e fenditure a stella o a zampa di gallina: le prime sono fenditure con andamento in parte radiale ed in parte tangenziale lungo gli anelli di accrescimento. Le seconde sono costituite da un gran numero di fessure che si dipartono dal midollo;
- cretti da sole: sono causati da temperature elevate. Sono longitudinali lungo il fusto e possono penetrare fino al midollo. Si formano per dilatazione della superficie del fusto e compaiono soprattutto sui tronchi abbattuti in estate e rapidamente scortecciati;
- cretti da gelo: sono fessure causate dall'azione del gelo sulla pianta ancora in piedi e decorrono solitamente dalla corteccia verso il centro del fusto.

L'andamento, di volta in volta differente, delle fenditure sopraccitate può portare a diverse combinazioni delle stesse:

- **sacche di resina.** Tipiche delle specie di conifere (eccezione è l'abete bianco), le sacche di resina sono cavità appiattite piene di resina, che si formano all'inizio del periodo vegetativo;
- **eccentricità.** È lo scostamento del midollo dal centro del fusto. Lo sviluppo eccentrico degli anelli si riscontra soprattutto negli alberi esposti a venti continui, a valanghe e smottamenti e negli alberi con chiome asimmetriche. Si misura la deviazione del midollo dal centro geometrico della sezione del fusto. La deviazione è espressa come percentuale del diametro del fusto.

Ad ogni modo, non sempre queste caratteristiche sono importanti nella scelta del legname per le opere di ingegneria naturalistica, a meno che non compromettano la resistenza meccanica e quindi la durabilità dell'opera stessa.

4.4 Degradamento biologico: durabilità naturale, prevenzione e trattamenti preservanti

4.4.1 Durabilità naturale e contesto normativo europeo

Il legno, essendo un materiale di origine naturale, è biodegradabile da batteri, funghi, insetti e organismi marini, i quali possono causare modificazioni dell'aspetto, della struttura e della composizione chimica. La resistenza che il legno oppone agli agenti che causano il suo biodegradamento è chiamata **durabilità naturale** e dipende principalmente dalla presenza di **estrattivi**, composti chimici di varia natura (terpeni, fenoli, tannini ecc.), che si depositano nelle cellule della parte più interna del fusto durante il processo di duramificazione. In alcune specie legnose, gli estrattivi impartiscono al duramen una colorazione più scura rispetto all'alburno, queste specie sono definite a duramen differenziato.

Generalizzando, possiamo dire che l'alburno di tutte le specie legnose è sempre non durabile nei confronti degli organismi xilofagi, mentre il duramen, quando è differenziato, ha una notevole resistenza contro gli insetti e comportamento diverso da specie a specie nei riguardi degli attacchi fungini.

L'impiego di un materiale degradabile come il legno pone interrogativi sulla durata nel tempo e quindi sulla funzionalità delle opere che s'intendono realizzare con lo stesso.

Premesso che in genere la durabilità del legname è sempre maggiore rispetto al tempo necessario alle piante ad assumere la piena efficienza ed efficacia nel sostituire la capacità dell'opera in legno, è opportuno conoscere i limiti ed i fattori che sono correlati alla durabilità del legno.

Il concetto di *durabilità* esprime la resistenza naturale di una specie legnosa ai processi di degradazione da parte di agenti alteranti, come funghi ed insetti xilofagi, muffe, termiti ed organismi marini.

È naturalmente necessario precisare che la durabilità delle opere in legname è anche legata alle condizioni macro ambientali, per cui è logico attendersi risultati differenti da un'opera realizzata, ad esempio, in alta quota, rispetto ad una realizzata a quote medio-basse, dove tipologia di precipitazioni, pressione atmosferica, temperatura, sbalzi termici, ecc., sono diversi, oppure da un'opera realizzata su un versante rispetto ad un'altra realizzata lungo un corso d'acqua.

La durabilità varia anche all'interno di uno stesso albero, a seconda della posizione considerata sul fusto. L'alburno è generalmente molto suscettibile alle alterazioni. La durabilità è sempre massima nell'interfaccia alburno-duramen, per diminuire poi verso il midollo e anche con l'altezza del tronco: il legno a durabilità più elevata si trova quindi alla base del tronco.

La durabilità del duramen, inoltre, è molto variabile sia tra le specie sia tra gli alberi che appartengono alla stessa specie: i cipressi e i cedri, ad esempio, sono molto durevoli, mentre i faggi invece sono molto suscettibili alle alterazioni biologiche.

La materia legno è costituita da numerosi polimeri naturali e da un'ampia gamma di estrattivi, principalmente localizzati nelle cellule del duramen: la parte interna dei fusti è quindi più resistente alle alterazioni provocate da funghi, batteri e insetti.

La degradazione del legname - intesa come fase di disfacimento e perdita delle caratteristiche meccaniche - ed il suo progredire sono perfettamente in sintonia con la naturale successione degli organismi decompositori di ogni struttura ecologica.

Le degradazioni del legno maggiormente rilevate sono quelle di tipo fungino, mentre secondariamente sono di tipo entomologico, con evidenti e ampie gallerie causate da insetti xilofagi.

I funghi esercitano la loro azione decompositiva penetrando nel legname attraverso punti di debolezza, rappresentati da superfici di taglio, fessurazioni causate dalle giunture dei tronchi, fessure dovute a fenomeni di ritiro del legname.

Le opere in legname, inoltre, si trovano a contatto con il terreno in condizioni ambientali variabili, soprattutto per quanto riguarda l'umidità, e quindi naturalmente soggette ad alterazioni progressive secondo un determinato ordine di successione.

I primi organismi ad agire sul legname sono i batteri che, con la loro azione, facilitano gli scambi gassosi, favorendo lo sviluppo delle condizioni ideali per la crescita delle muffe primarie, dette anche "pioniere", in quanto sono le prime colonizzatrici del legno. A queste, seguono i funghi cromogeni, gli agenti di carie soffice ed infine gli agenti di carie bianca e bruna che portano al disfacimento del legno.

La manifestazione, anche visiva, del disfacimento del legno a causa delle carie non è che la fase finale di una successione di processi decompositivi

Nella degradazione del legno intervengono, quindi, sia fattori intrinseci della specie legnosa, ossia:

- lignificazione della parete cellulare;
- grado di cristallizzazione della cellulosa;
- contenuto in acqua, azoto e altre sostanze nutritive;
- contenuto di sostanze inibitrici quali estrattivi (terpeni, fenoli derivati, tannini);

sia condizioni ambientali come:

- temperatura: temperature comprese fra i +25° e i +35°C favoriscono lo sviluppo e la diffusione dei funghi, anche se gli studi rivelano una certa variabilità specifica, con funghi che riescono a svilupparsi a temperature inferiori ai +10°C e funghi che vivono a temperature oltre i +40°C;
- umidità: se l'umidità è elevata, i funghi trovano l'ambiente ideale per il loro sviluppo. Sembra particolarmente favorevole per la crescita delle specie fungine agenti di carie, la reidratazione del legname anche ben stagionato, come avviene per il legname a contatto con il suolo. Particolarmente negativi per la durata del legname saranno pertanto gli sbalzi di umidità;
- ventilazione: questo fattore crea un clima "secco" e provoca escursioni termiche e dispersione delle spore, pertanto inibisce la crescita e lo sviluppo dei funghi.

nonché variabili in cui l'opera in legname viene realizzata, come

- quota;
- esposizione;
- posizione;
- umidità del terreno;
- grado di copertura;
- tipo di terreno.

Studi effettuati dalla Regione Veneto, che hanno proposto una metodologia per l'analisi della durabilità delle opere in legname ed hanno realizzato rilievi micologici e osservazioni di campagna, indicano come la qualità delle opere in legname, in termini di durata, sia favorita soprattutto da una copertura di vegetazione continua e un grado di umidità elevato e costante. Le minori escursioni, giornaliere e periodiche, di temperatura e umidità sembrano quindi contrastare i processi di degradazione del legno per azione dei funghi agenti di carie.

In un'opera, si possono trovare tronchi completamente degradati per azione di una carie bianca, affiancati da tronchi degradati da carie bruna, vicino ad altri che presentano ancora una buona resistenza agli agenti patogeni.

Si può ritenere pertanto che la degradazione del legno sia la conseguenza della presenza e diffusione di inoculo delle specie fungine tipiche di un certo contesto climatico-ambientale.

La presenza e la diffusione delle stesse specie fungine su opere diverse, in condizioni ambientali e soprattutto in condizioni climatiche analoghe, è chiara espressione di uniformità di esigenze e di comportamento.

In zone montane, caratterizzate da inverni freddi, buona ventilazione notturna e forti escursioni termiche giornaliere, le specie fungine non trovano una condizione ambientale ottimale per il loro sviluppo. La loro azione sarà quindi molto lenta ed in netto favore della durata delle opere in legname.

Di conseguenza, la quota, strettamente correlata con la temperatura, diviene un fattore che influisce in maniera determinante sull'aggressività della specie fungina.

Il degrado si evolve più lentamente anche in condizioni di elevata umidità e di copertura totale, preservando maggiormente le caratteristiche strutturali dell'opera. I processi decompositivi, seppur presenti, procedono più lentamente in quanto ostacolati dalla scarsa presenza di ossigeno.

Al contrario, se le portate sono discontinue o occasionali, le opere di sistemazione di corsi d'acqua manifestano una degradazione del legno molto accentuata.

Nei regimi torrentizi, il trasporto solido può essere causa d'usura meccanica del legno con la degradazione e l'asportazione di materiale dalla superficie del legno: l'attrito tra la frazione solida trasportata e il legno causa effetti dipendenti dal tipo di moto (radente, d'urto, volvente) e dal tipo di contatto. Risulta quasi superfluo precisare che i danni di natura meccanica colpiscono quelle opere effettuate in bacini caratterizzati da pendii acclivi ed instabili, laddove si verificano importanti dissesti, con conseguente notevole contributo in termini di trasporto solido.

Un altro fattore, a cui abbiamo accennato e che è necessario tenere in considerazione nello studio della degradazione del legno, è l'esposizione. La decomposizione fotochimica della lignina e degli estrattivi, con la formazione dei radicali liberi e la decomposizione dei carboidrati strutturali e ossidazione dei composti fenolici, è causa dell'iniziale inscurimento del legno.

Il dilavamento superficiale rimuove i composti solubili della decomposizione, esponendo all'azione degradativa altri carboidrati strutturali, xilani, cellulose ed emicellulose. La cellulosa residua e lo sviluppo dei funghi cromogeni conferiscono al legno il colore grigio: formatosi un guscio esterno di colore degradato, il legno interno viene protetto da un ulteriore danneggiamento di tipo fotochimica.

Il continuo inumidimento e disseccamento della superficie degradata, con fenomeni di rigonfiamento e ritiro, provocano fessurazioni longitudinali, rotture meccaniche localizzate ed esfoliazione superficiale. Nel loro insieme, questi fenomeni facilitano la penetrazione degli agenti alteranti e modificatori strutturali, come i batteri ed i funghi.

Uno studio interessante è stato eseguito nel 2009 per le zone mediterranee dal Parco Nazionale del Vesuvio che, con riferimento ad una campagna di misure sui pali in legno di castagno, impiegati per le opere di consolidamento dei versanti sin dal 1998 lungo i sentieri del Parco, ha svolto alcune valutazioni comparative, sia a carattere sperimentale che dal punto di vista più strettamente analitico.

Sono stati esaminati campioni di pali lignei, estratti da opere realizzate, catalogati e classificati in base alle loro funzioni strutturali, sui quali sono state eseguite prove di tipo non distruttivo, prove a trazione e di resistenza a flessione, finalizzate alla valutazione delle loro principali proprietà elasto-meccaniche.

Un primo interessante risultato è che la disomogeneità e la non isotropia del materiale di diverso diametro, analizzato nella direzione dell'asse longitudinale, sono notevoli ed incidono sull'identificazione dei valori limite da assumere come riferimento per la progettazione.

I domini di resistenza sono dunque condizionati dalla disomogeneità e dovrebbero tenere conto di entrambe le direzioni di possibile sollecitazione, combinando taglio e momento flettente.

La disomogeneità e l'anisotropia sono presenti anche nel palo ligneo non impiegato, proveniente dalla stessa zona di approvvigionamento del legname impiegato per la costruzione delle opere, su cui è stato riscontrato un comportamento analogo.

Questo rappresenta un interessante risultato, proiettato nella vita utile di esercizio della struttura posta in opera, giacché influisce sui valori del taglio limite, oltre che sul momento limite, con una variazione del dominio sia per estensione sia per forma.

Le misure sperimentali, apparentemente molto disperse, sono state ordinate in relazione al diametro del campione e alla modalità di crisi osservata durante la prova distruttiva. Questo ha consentito di ridurre la dispersione iniziale dei dati, soprattutto concentrando le analisi sui pali con diametro medio compreso tra 8-10 cm.

I risultati ottenuti hanno evidenziato che i campioni lignei prelevati in sito da opere in servizio da alcuni anni presentano un andamento sostanzialmente costante del parametro di crisi ($wLIM \approx 30$ mm) al variare del modulo di elasticità globale del palo. I campioni nuovi, d'altro canto, mostrano una capacità di spostamento minore nel primo ciclo a rottura (modulo elastico di circa 100.000

kg/cm²), che poi si stabilizza nel secondo e nel terzo ciclo (modulo elastico di circa 30.000 kg/cm²), su valori prossimi a quelli dei pali prelevati.

I risultati ottenuti per i pali nuovi possono essere intesi come dati rappresentativi delle condizioni in cui si trovavano i pali prelevati al momento della posa in opera delle palificate.

Il Lavoro ha prodotto un abaco che fornisce un orizzonte temporale di durata dell'opera e di calcolo della vita residua del palo prima della perdita sostanziale delle caratteristiche fisico-meccaniche e suggerisce eventuali interventi di sostituzione di elementi critici che possono rappresentare punti di vulnerabilità della stabilità dell'intera opera di sostegno.

Le analisi, svolte dall'Ente Parco Nazionale del Vesuvio con la collaborazione del Dipartimento di Ingegneria Agraria e Agronomia del Territorio della Università degli Studi Napoli Federico II, hanno utilizzato il protocollo di prova previsto nelle istruzioni della norma UNI EN 408:2012 e sono state effettuate nel Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture "A. Galli" del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università degli Studi di Napoli Federico II.

Con il concetto di **classe di durabilità**, invece, s'intende il grado di capacità del legno massiccio di resistere naturalmente agli attacchi.

Questi concetti, **durabilità e classi di durabilità**, sono stati presi in considerazione da specifiche norme UNI dedicate proprio alla durabilità del legno massiccio non trattato, che sono qui di seguito illustrate:

n°	Titolo	Circolare
UNI EN 335/1	Durabilità del legno e dei prodotti a base di legno. Definizione delle classi di rischio di attacco biologico. Generalità.	Prot. 4709 del 20 settembre 2000
UNI EN 335/2	Durabilità del legno e dei prodotti a base di legno. Definizione delle classi di rischio di attacco biologico. Applicazione al legno massiccio.	Prot. 4709 del 20 settembre 2000
UNI EN 350/1	Durabilità naturale del legno massiccio. Guida ai principi di prova e classificazione della durabilità naturale del legno.	
UNI EN 350/2	Durabilità naturale del legno massiccio. Guida alla durabilità naturale e trattabilità di specie legnose scelte di importazione in Europa.	
UNI EN 460	Durabilità naturale del legno massiccio. Guida ai requisiti di durabilità per legno da utilizzare nelle classi di rischio.	

La norma UNI EN 335 affronta il problema della durabilità in relazione all'azione di organismi biologici, con riferimento ai problemi generali (UNI EN 335/1) e quelli specifici per il legno massiccio (UNI EN 335/2), definendo le possibilità di impiego per le diverse classi di rischio di attacco biologico.

La UNI EN 350 indica i metodi per la determinazione della durabilità del legno massiccio non trattato verso funghi lignivori, insetti (coleotteri e termiti) ed organismi marini, nonché la classificazione delle specie in base ai risultati conseguiti, mentre la UNI EN 460 specifica i requisiti di durabilità per le diverse classi di rischio.

La durata in servizio di una specie legnosa dipende sia dalla sua durabilità naturale sia dalle condizioni ambientali nelle quali il legno si trova in opera e dagli organismi xilofagi potenzialmente presenti, cioè dalle classi di utilizzo, definite nella tabella che segue estrapolata e modificata rispetto alle tabelle presenti nelle norme UNI EN 335-1 ed UNI EN 335-2.

Classe di utilizzo	Umidità del legno	Agenti biologici	Esempio
1 (coperto all'interno)	Sempre inferiore o al massimo = 20%	Insetti (coleotteri, termiti se localmente presenti)	Mobili, parquet, perlinati, ecc.
2 (coperto all'interno)	Occasionalmente > 20%	Insetti (coleotteri, termiti se localmente presenti), funghi basidiomiceti, funghi cromogeni, muffe	Travature, soffitti, serramenti con
3.1 (non a contatto con il terreno)	Occasionalmente > 20% Non esposto alla pioggia		Serramenti esterni, infissi esterni, rivestimenti
3.2 (non a contatto con il terreno)	Frequentemente > 20% esposto alla pioggia		esterni, arredo urbano, mobili da giardino.
4.1 (a contatto con il terreno o con acqua dolce)	Prevalentemente o permanentemente > 20%	Insetti (coleotteri, termiti se localmente presenti, 4.1T, 4.2T), funghi basidiomiceti, funghi cromogeni, muffe, funghi della carie soffice	Pali, staccionate, arredo urbano, bordi piscine, sponde fluviali, ecc.
4.2 (piantato nel terreno o immerso in acqua dolce)	Permanentemente > 20%		
5 (immerso in acqua di mare)	Permanentemente > 20%	Funghi della carie soffice, organismi marini perforanti; nella parte emersa coleotteri e termiti	Pali di fondazione, pontili pali da ormeggio, ecc.

Tabella 10 - Classi di utilizzo in accordo alla UNI EN 335-1.

Le cause del degradamento del legno in opera sono di origine diversa e variano dal deterioramento dovuto ad agenti abiotici (quali agenti chimici, umidità, eccesso di carico), al danno dovuto ad organismi. Il danno più rilevante è solitamente portato dall'azione di funghi e insetti, che si nutrono delle sostanze organiche di cui il legno è costituito o di quelle di riserva in esso presenti, sia quando l'albero è ancora in piedi e svolge le sue funzioni vegetative, che quando si trova in opera nelle strutture degli edifici. Per questo sono definiti **organismi xilofagi**.

Se consideriamo un edificio civile, ci dovremo trovare prevalentemente nelle classi di utilizzo 1,2 e 3.1 in cui solo occasionalmente sono presenti condizioni di umidità ottimali per lo sviluppo di funghi. Spesso lo sviluppo di funghi è dovuto a infiltrazione di umidità nel tetto o sottotetto o nelle testate delle travi inserite nella muratura, per errori nella progettazione o per eventi straordinari (rotture delle coperture o di tubi di conduzione dell'acqua).

Negli edifici il rischio di attacco da insetti, coleotteri (ubiquitari in Europa) e isotteri (termiti, non ubiquitarie ma possono rappresentare un problema in alcune aree geografiche) può essere sempre presente, se non sono state adottate misure di prevenzione. La scarsa durabilità naturale di una specie legnosa non comporta necessariamente l'impossibilità d'impiego: l'impregnazione con sostanze preservanti può infatti conferire al legno anche un alto grado di durabilità. È però necessario che il legno sia dotato di buone caratteristiche di impregnabilità.

Nella Tabella 2.7 della norma sono definite le caratteristiche di durabilità naturale delle principali specie legnose utilizzate in edilizia. Tale tabella sintetizza, in alcuni casi ampliando, i contenuti riportati nella norma UNI EN 350-2. Nella legenda sono riportate le classificazioni della durabilità naturale riguardo ai funghi, insetti coleotteri e termiti e la classificazione dell'impregnabilità del legno estratte dalla UNI EN 350-1. È necessario ricordare la norma UNI EN 460, che mette in relazione la durabilità del legno ai funghi basidiomiceti con la classe di utilizzo (ancora denominate secondo la vecchia terminologia di classi di rischio di attacco biologico) e che permette di stabilire la necessità di applicare un trattamento preservante, quando una specie legnosa è utilizzata in una determinata classe di utilizzo.

Specie			durabilità naturale						impregnabilità	
Nome commerciale	Nome scientifico	Origine	Funghi	insetti coleotteri				Termiti	Duramen	Alburno
Hyl.	Hesp.	An.		HyL.	Hesp.	An.	Ly.			
Abete bianco	<i>Abies alba</i> Mill.	EU, USA	4	NRH	R	NRH	R	NR	2-3	2
Abete rosso	<i>Picea abies</i> L. Karst.	EU	4	NRH	R	NRH	R	NR	3-4	3
Douglasia	<i>Pseudotsuga menziesii</i> (Mirb) Franco	USA EU	3-4	NR	R	NR	R	NR	4 2-3	3
Larice	<i>Larix decidua</i> Mill.	EU	3-4	NR	R	NR	R	NR	4	2
Pino silvestre	<i>Pinus sylvestris</i> L.	EU	3-4	NR	R	NR	R	NR	3-4	I
Castagno	<i>Castanea sativa</i> Mill.	EU	2	R	NR	NR	NR	MR	4	2
Pioppo	<i>Populus</i> spp.	EU	5	R	NR	NR	R	NR	3	I
Querce caducifoglie	<i>Quercus</i> spp.	EU	2-4	R	NR	NR	NR	NR	4	I

<i>Classi di durabilità naturale ai funghi</i> <i>Classi di impregnabilità del legno: A (alburno), D (duramen)</i>
I - molto durabile I - impregnabile
2 - durabile 2 - moderatamente impregnabile
3 - moderatamente durabile 3 - poco impregnabile
4 - poco durabile 4 - non impregnabile
5 - non durabile
<i>Classi di durabilità naturale agli insetti isoteri o termiti</i> <i>Insetti del legno</i> R – resistente

Hyl. - <i>Hylotrupes bajulus</i> MR - moderatamente resistente
Hesp. - <i>Hesperoohanes cinereus</i> NR - non resistente
An. - Anobidi spp.
Ly. - <i>Lyctus</i> spp. Classi di durabilità naturale agli insetti coleotteri
Term. - Termite spp. R – resistente
NR - non resistente
NRH - duramen conosciuto come non resistente

Tabella 11 - Durabilità naturale ai differenti organismi xilofagi delle principali specie legnose utilizzate in edilizia (tabella tratta e modificata dalla UNI EN 350-2). La durabilità ai funghi e alle termiti è riferita al duramen, la durabilità agli insetti coleotteri è riferita all'alburno ad eccezione dei casi di specie legnose a duramen indifferenziato e per alcune specie di insetti, nei qual casi è riportata la sigla NRH.

Classe di rischio*	Classe di durabilità				
	1	2	3	4	5
1	0	0	0	0	0
2	0	0	0	(0)	(0)
3	0	0	(0)	(0) - (X)	(0) - (X)
4	0	(0)	(X)	X	X
5	0	(X)	(X)	X	X

Legenda:
0 durabilità sufficiente; (0) durabilità generalmente sufficiente ma in certi casi può essere raccomandato un trattamento preservante; (0)- X durabilità sufficiente ma in funzione della specie legnosa e della sua impregnabilità può essere necessario un trattamento preservante. (X) trattamento preservante normalmente raccomandato; X trattamento necessario.

Tabella 12 - Relazione tra classi di utilizzo e durabilità naturale del legno in funzione all'opportunità di applicazione di un trattamento preservante UNI EN 460 (*denominate classi di utilizzo nella UNI EN 335).

4.4.2 Degradamento del legno da coleotteri

Gli insetti coleotteri, a seconda della specie, attaccano il legno degli alberi quando sono ancora in piedi, il legno nei depositi/piazzali di stoccaggio ed i prodotti derivati in opera.

Contrariamente a quanto talvolta si crede, nei coleotteri l'insetto adulto è il minor responsabile dei danni causati al legno. Durante il loro ciclo vitale, questi insetti subiscono una metamorfosi completa, cioè dall'uovo fuoriesce la larva che, dopo un periodo più o meno lungo a seconda della specie, durante il quale essa vive e si accresce all'interno del legno, si trasforma in pupa e successivamente in adulto o insetto perfetto. A questo punto, fuoriesce attraverso un foro detto "foro di sfarfallamento".

Sono invece le larve che provocano il danno maggiore, scavando nell'interno del legno gallerie più o meno lunghe e il cui diametro è in rapporto con le dimensioni della larva, le quali deprezzano il

legno sia dal punto di vista estetico che da quello della resistenza meccanica. La base essenziale per il nutrimento delle larve è costituita dalle sostanze di riserva (amidi, zuccheri), dalla cellulosa e dalle sostanze azotate.

Questi insetti sfarfallano generalmente nella primavera-estate e le femmine, dopo la fecondazione, iniziano a deporre le uova nelle fessurazioni che può presentare il legno o in vecchi fori di sfarfallamento. Il buono stato di conservazione della superficie lignea, con eventuali finiture e la chiusura dei fori di sfarfallamento di attacchi pregressi con appositi stucchi, limitano la deposizione delle uova da parte delle femmine delle nuove generazione e quindi il progredire dell'attacco.

Gli insetti si insediano in prevalenza nell'alburno del legno e mentre alcune specie, come *Anobium punctatum* e *Stromatium fulvum*, possono vivere su un grande numero di legni, sia di latifoglie che di conifere, altri sono confinati a un limitato numero di specie. *Hylotrupes bajulus*, per esempio, si trova solo sui legni di conifera (pini, abete, douglasia, larice) e *Trichoferus holosericeus* (*Hesperophanes cinereus*) solo su quelli di latifoglia. Altri attaccano esclusivamente legno che abbia subito un precedente attacco fungino (*Xestobium rufovillosum*), altri ancora, come i *Lyctus* spp., attaccano solamente latifoglie a vasi grandi (0,07 mm) e con un elevato contenuto di amido (> 3%).

Anche l'età del legno del manufatto ha una notevole importanza: alcune sostanze presenti nel legno, come vitamine e proteine, con il tempo possono degradarsi, cosicché le larve non trovano più un nutrimento adeguato per compiere il loro normale ciclo biologico. Alcune larve appartenenti agli Anobidi possiedono, in speciali strutture dell'apparato digerente, dei **simbionti**, che forniscono vitamine e producono gli aminoacidi necessari alla vita della larva, per cui queste possono svilupparsi normalmente anche in legni molto vecchi.

I danni causati dagli insetti possono essere molto gravi, perché le larve vivono per lungo tempo (da 2 a 6 anni e anche più, a seconda della specie) scavando all'interno del legno gallerie tortuose, piene di rosime, che si intersecano fra loro in un fitto intreccio fino a togliere, nei forti attacchi, ogni resistenza meccanica al legno. Molto spesso, purtroppo, accade che ci si accorga della presenza dell'insetto soltanto quando l'attacco è già avanzato. Nulla appare all'esterno fino al momento in cui le larve si trasformano in insetto perfetto, poiché esse scavano le gallerie nell'interno del legno, lasciando intatto un leggero strato superficiale. I primi sintomi dell'attacco si hanno dunque soltanto dopo il primo sfarfallamento degli adulti, quando compaiono i caratteristici fori sulla superficie del legno. Anche allora, tuttavia, non si può dare una valutazione esatta dell'entità del danno, se non si asporta lo strato superficiale del legno, mettendo così in evidenza il fitto intreccio di gallerie negli strati sottostanti.

Nella Tabella che segue sono riassunte per le differenti famiglie di insetti le principali caratteristiche utili per la loro identificazione.

Famiglia insetti	Preferenze del legno	Condizioni ambientali del legno	Forma e dimensioni del foro di sfarfallamento (diametro)	Rosime	Gallerie
Anobidi	C, L Preferibilmente A; talvolta D	secco	Circolare, 1,5-3 mm	polvere fine e pallottoline ellittiche	In tutte le direzioni; fino 3 mm diametro
Cerambicidi	C, L A talvolta D	secco	Da ovali a circolari 3-10 mm	Polvere farinosa e pallottoline	Ovali; fino a 13 mm di diametro
Lictidi	L A (contenuto amido > 3%; larghezza vasi >0,07 mm)	appena stagionato	Circolare - ovale 0,8-2 mm	Polvere simile al talco	Circolari, numerose e in tutte le direzioni, anche parallele alla fibra

Tabella 13 - Principali famiglie di insetti che causano il degradamento del legno in opera e principali caratteristiche dei legni attaccati. Legenda: C: conifera; L: latifoglia; A: alburno, D: duramen.

Nei legni utilizzati nelle strutture, i danni maggiori sono causati dai **Cerambycidi**, insetti che hanno dimensioni tra 1 e 2,5 cm, caratterizzati da lunghe antenne che possono talvolta superare anche la lunghezza dell'insetto stesso. Tali insetti risultano essere i più pericolosi per le strutture lignee in opera, poiché scavano gallerie che possono raggiungere anche un centimetro di diametro ed in direzione variabile rispetto alla fibratura del legno. Tra questi, ***Hylotrupes bajulus***, detto anche **Capricorno delle case**, è il più diffuso: il suo habitat preferenziale è costituito dalle travi in legno di conifera dei sottotetti, la temperatura migliore per il suo sviluppo durante lo stadio larvale è tra 28° e 30°C.

Le infestazioni riscontrate in vecchi legni sono sempre esaurite, perché la larva di *Hylotrupes*, che non ha simbionti nel suo apparato digerente, dipende interamente per il suo sviluppo dal contenuto in azoto del legno, il cui valore nutrizionale diminuisce dopo poche decadi. Attacchi in atto e di notevole entità si riscontrano, invece, in legni messi in opera in restauri relativamente recenti (max. 80 anni) in cui siano state effettuate massicce sostituzioni.

Meno diffusi, ma ugualmente molto rilevanti, sono i danni dovuti a ***Trichocereus holosericeus***, che infesta esclusivamente legni di latifolia quali quercia, pioppo e castagno. L'insetto adulto ha dimensioni di 1-2,5 cm, colore bruno uniformemente ricoperto da una peluria grigia, un ciclo biologico di 2-3 anni in dipendenza della temperatura e dell'umidità relativa.

Meno comune dei precedenti è lo ***Stromatium fulvum***, che attacca sia il legno di latifolia sia quello di conifera. L'adulto, di dimensioni tra 1,8 e 2,5 cm, è interamente di colore rosso, coperto di una corta ed abbondante peluria. Tale insetto vive nel legno molto secco e può causare ingenti danni, in quanto il ciclo biologico dura diversi anni e possono susseguirsi diverse generazioni sulla stessa struttura.

Danni decisamente minori per quanto riguarda le strutture lignee, ma molto sensibili per i manufatti raccolti nelle abitazioni, nei musei o nelle chiese, sono dovuti alla presenza di **Anobidi**. Questi insetti piccoli (2-9 mm), di colore che va dal rossastro al rosso-bruno, attaccano sia il legno di latifolia che di conifera, preferibilmente in opera da un certo numero di anni. Il ciclo biologico varia da due a sei anni, a seconda della specie, delle condizioni climatiche e del tipo di legno.

Tra gli Anobidi, ***Anobium punctatum*** è molto diffuso nei manufatti, anche perché attacca indifferentemente latifoglie e conifere. Si sviluppa a temperature ottimali di 22-23°C ed in ambienti con umidità relativa del 50-60%, in condizioni ambientali che si trovano facilmente nei musei e nelle chiese. Le larve possiedono simbionti che consentono loro di attaccare anche legni molto vecchi.

Non dissimile da quello dell'*Anobium punctatum* è il comportamento del ***Nicobium hirtum*** e dell'***Oligomerus ptilinoides***, anche se questi ultimi sembrano sopportare temperature superiori, per cui si possono trovare nelle travi dei sottotetti. Attaccano soprattutto le latifoglie.

Occasionalmente, in manufatti che siano rimasti per lungo tempo in ambienti umidi o esposti all'aperto, si trovano danni - sempre rilevanti - dovuti a ***Xestoblum rufovillosum***, che usualmente infestano le travature dove infiltrazioni di acqua hanno provocato un degradamento fungino.

Attacchi da **Lictidi** (***Lyctus brunneus***, ***Lyctus linearts***), insetti di piccole dimensioni (3-7 mm), di colore da bruno-rossastro a nero, non si riscontrano mai negli oggetti di legno antico, in quanto le larve non possiedono enzimi atti a digerire la cellulosa e dipendono dalle sostanze di riserva del legno come amidi e zuccheri, che si degradano rapidamente nel tempo.

4.4.3 Degradamento del legno da isotteri (Termiti)

Le termiti sono insetti sociali, che vivono in colonie molto numerose costituite da tre caste: operaie, soldati e riproduttori. Il loro ciclo biologico comprende tre stadi: uovo, ninfa e adulto.

Le operaie sono sterili, attere, di colore biancastro e si occupano di tutte le attività relative al funzionamento della colonia; i soldati sono simili alle operaie, con il capo e le mandibole più sviluppati e fortemente sclerotizzati, dovendo difendere la colonia dai predatori. I riproduttori sono di dimensioni maggiori, di colore da giallo-bruno a nero e hanno due paia di ali trasparenti di uguale lunghezza. In una comunità vi sono numerosi riproduttori potenziali, ma soltanto una coppia, re e regina, sono normalmente riproduttori attivi. Se uno di essi muore, ne subentra immediatamente un altro.

In Italia sono presenti due specie di termiti, *Reticulitermes lucifugus* della famiglia **Rhinotermitidae** (che provoca i maggiori danni al legno in opera) e *Kalotermes flavicollis* della famiglia **Kalotermitidae**.

Le termiti sotterranee (*Reticulitermes lucifugus*) necessitano di un'elevata umidità e di una temperatura moderata e quasi costante, costruiscono il loro nido nel terreno. Esse scavano nel sottosuolo numerose gallerie per raggiungere la superficie e le costruzioni, dove trovano le sostanze organiche, soprattutto cellulosiche, di cui si nutrono, cioè legno, carta e tessuti. Le termiti digeriscono la cellulosa mediante simbionti presenti nell'apparato digerente. Se fra il nido e la fonte di nutrimento devono superare superfici esposte, esse costruiscono, con terra e frammenti di legno, gallerie (*camminamenti*) che mantengono il contatto con il terreno umido e proteggono le termiti dalla luce e dall'aria.

Questi insetti distruggono il legno scavando gallerie caratteristiche, parallele alla direzione delle fibre e poste nella zona primaticcia dell'anello annuale, prive di rosime ma tappezzate da escrementi e terra. La superficie del legno rimane perfettamente integra, per cui è difficile riconoscere un attacco, che può essere individuato solo con l'asportazione dello strato superficiale del legno o con l'osservazione delle eventuali gallerie superficiali presenti nelle zone vicine al legno infestato.

Le *Kalotermes flavicollis* sono note anche come "termiti del legno secco", vivono in una colonia che non raggiunge mai grandi proporzioni e possono fare il nido anche all'interno del legno. Attaccano il legno scavando gallerie nel legno primaticcio, le gallerie sono prive di rosime, il quale si deposita per gravità nella parte più bassa della galleria. Spesso l'indizio dell'attacco è dovuto alla presenza del materiale espulso che si accumula sulle superfici sottostanti il legno attaccato.

4.4.4 Degradamento del legno: funghi xilofagi

I funghi responsabili dei maggiori danni al legno in opera appartengono prevalentemente al gruppo dei **basidiomiceti**, il cui ciclo biologico può essere così schematizzato: le spore, diffuse attraverso l'aria, venendo a contatto con legname avente un contenuto di umidità superiore al 20%, germinano dando origine alle ife, i filamenti che costituiscono il micelio fungino. Queste invadono dapprima le cellule parenchimatiche dei raggi, quindi le cellule legnose. In alcune specie (*Serpula lacrymans*), il micelio può organizzarsi in cordoni, detti rizomorfe, che hanno varie funzioni: la conduzione dell'acqua, la diffusione dell'attacco in punti anche lontani e il mantenimento delle ife in vita latente, quando le condizioni ambientali non sono più compatibili con la crescita del micelio. A questa fase di sviluppo prettamente vegetativo, succede la formazione del corpo fruttifero che dà luogo alle spore.

Sul piano fisiologico, il carattere fondamentale dei funghi è dato dal fatto che la loro nutrizione dipende essenzialmente dalla loro capacità di digerire sostanze organiche complesse: gli enzimi secreti dalle ife trasformano composti insolubili e molto complessi, come la cellulosa, in prodotti solubili e meno complessi, che le cellule del fungo possono assorbire attraverso le loro pareti. Questo degradamento è designato con il nome di **carie**: a seconda del modo in cui si realizza e della natura dei costituenti degradati, la carie del legno provocata dai basidiomiceti può presentarsi sotto forme differenti.

Si individuano due tipi principali di carie, la **carie bruna** e la **carie bianca**. La distinzione è basata sull'apparenza del legno attaccato ed è connessa a variazioni nella composizione chimica della parete cellulare indotte dall'azione degli enzimi, i quali, nella carie bruna, sono in grado di degradare la cellulosa, le emicellulose e, in caso di attacco molto avanzato della parete cellulare, restano solo la lignina e piccole quantità di idrati di carbonio. Il legno diviene di colore più scuro e presenta fessurazioni trasversali e longitudinali che formano dei parallelepipedi e ricordano l'aspetto del legno carbonizzato, si parla in questo caso di **carie cubica**. Il legno molto alterato diviene friabile, dando una polvere bruna sottile.

Nella carie bianca, le ife secernono enzimi che degradano sia la lignina che la cellulosa e le emicellulose; la lignina nei primi stadi di attacco e la cellulosa successivamente, oppure tutte e due simultaneamente. Il legno conserva la sua struttura fibrosa e il suo aspetto generale è modificato da un cambiamento del colore originario in un bianco-giallastro; la sua consistenza diviene molle e il legno si rompe facilmente senza però essere friabile. Le **proprietà meccaniche** del legno sono notevolmente modificate dall'attacco fungino, specie la resistenza ad urto, che è una delle prime caratteristiche del legno a subire una riduzione. Ad esempio, un attacco iniziale da funghi da carie bruna su legno di conifere, che si traduce in piccole modificazioni di colore e di aspetto del legno, comporta una perdita di resistenza ad urto del 60%; lo stesso dicasi per la resistenza a flessione statica.

L'umidità iniziale del legno è uno dei fattori più importanti perché un attacco da funghi si possa instaurare con successo: essa deve essere superiore al 20%. Quando poi l'attacco si è affermato, è il fungo stesso con il suo metabolismo che contribuisce a mantenere nel substrato il tenore di acqua sufficiente al suo sviluppo.

La **temperatura** di accrescimento del micelio varia entro limiti abbastanza ampi, in generale tra 10° e 40°C, con un intervallo ottimale tra 20° e 30°C.

La **luce** non è indispensabile alla crescita del fungo, se si fa eccezione al momento della formazione del corpo fruttifero: in luoghi privi di luce, come miniere e cantine, i funghi presentano spesso forme anomale.

Se le condizioni di temperatura ambiente e di umidità del legno rimangono ottimali, l'attacco fungino può proseguire senza interruzioni e si possono avere danni notevoli in poco tempo; solitamente quando la temperatura ambiente diminuisce al di sotto dei 10°C l'attacco si arresta, anche se le ife rimangono vive, capaci di riprendere le loro attività non appena le condizioni ambientali saranno ritornate favorevoli.

Il danno dovuto a funghi da carie si riscontra solitamente in travi di sottotetti, dove infiltrazioni di acqua hanno portato il legno ad un'umidità ottimale, più raramente in manufatti immagazzinati in ambienti umidi.

Il fungo causa di maggiori danni in Europa è la *Serpula lactymans*, per le sue possibilità di adattamento molto particolari e per l'intensità e l'estensione degli attacchi che provoca. Questo fungo si sviluppa su legno con un'umidità del 20%, a temperature variabili tra 3° e 26°C (con range ottimale tra 21° e 23°C), quindi può continuare ad accrescersi anche nel periodo invernale.

Altri funghi della carie che si riscontrano nelle strutture lignee degli edifici possono essere carie bianche (*Bjerkandera*, *Collybia*, *Paxillus*, *Pleurotus*, *Trametes*, *Phellinus*) su legno di latifoglie e, più spesso, carie bruna (*Coniophora puteana*, *Antrodia* spp., *Gloeophyllum* spp., *Porta* spp.) su legno di latifoglie e, principalmente, su legno di conifere.

Altri esempi di attacchi fungini su legno strutturale possono essere dovuti a **carie soffice** in condizioni di umidità molto elevate e scarsa ossigenazione, tali da impedire lo sviluppo dei funghi basidiomiceti. Altri fattori, quali le alte temperature ed elevata concentrazione di preservanti contro i basidiomiceti, possono favorire talvolta lo sviluppo di questi funghi appartenenti a Deuteromiceti ed Ascomiceti.

Il progredire del degradamento da parte di questi funghi è molto lento rispetto ai basidiomiceti ed avviene principalmente sulla cellulosa della parete secondaria delle cellule legnose. L'attacco determina un aspetto del legno molto scuro, una consistenza del legno molto soffice quando è bagnato e, una volta secco, si evidenziano cretture longitudinali e trasversali, presenti solo su un sottile strato superficiale, infatti immediatamente sotto tale strato il legno risulta sano (Figura 2.25).

Vi sono poi funghi detti **cromogeni**, o "dell'azzurramento". Con quest'ultimo termine viene designata una particolare colorazione grigia-azzurrastra, più o meno intensa, che il legno assume in seguito all'attacco fungino. È un fenomeno molto comune nelle conifere, si osserva anche nelle latifoglie, specie di origine tropicale; è limitato alla zona dell'alburno, in quanto questi funghi vivono a spese di contenuti cellulari delle cellule parenchimatiche ricche di sostanze di riserva facilmente degradabili. Proprio per questo, il principale danno causato al legno dall'azzurramento è di ordine estetico, mentre le proprietà meccaniche non vengono alterate in modo apprezzabile.

I funghi responsabili dell'azzurramento sono numerosi e appartengono ad Ascomiceti e Deuteromiceti; il loro sviluppo è condizionato da un'umidità del legno superiore al 30%, che corrisponde al punto di saturazione delle pareti cellulari, e dalla presenza di ossigeno; la temperatura ottimale è situata fra i 22° e i 25°C, tuttavia questi funghi resistono molto bene al freddo.

L'infestazione avviene principalmente sui tronchi appena abbattuti o sui segati non stagionati, in secondo luogo su manufatti che, in determinate situazioni, abbiano assunto un'elevata umidità. In ogni caso, la caratteristica colorazione che il legno assume non è dovuta ad alcuna sostanza colorante diffusa dalle ife del fungo, ma ad un fenomeno di diffrazione della luce sulle ife scure attraverso le pareti traslucide delle cellule del legno.

In ambienti molto umidi, dove vi possano essere fenomeni di condensa, viene spesso notata la presenza sui manufatti di "muffe", cioè di funghi appartenenti ai Deuteromiceti (*Penicillium*, *Aspergillus*); anche questi funghi non causano gravi danni al legno, ma possono alterare vernici e colori.

4.4.5 Preservanti del legno

I preservanti del legno possono essere distinti in:

- **trattamenti preventivi**, se applicati sul legno sano prima della sua utilizzazione per evitare che esso sia attaccato da organismi xilofagi, per esempio, impedendo agli insetti di deporre le uova sulla superficie e negli interstizi del legno trattato e alle spore fungine, sempre presenti nell'aria, e di svilupparsi venendo a contatto con il legno;
- **trattamenti curativi**, devono invece distruggere gli organismi xilofagi già presenti all'interno del legno, come uova, larve, insetti e micelio fungino, impedendo il progredire del danno nel legno attaccato e il diffondersi dell'infestazione al materiale sano. Tra i trattamenti curativi citiamo l'applicazione di formulazioni in solvente organico contenente un fungicida e o un insetticida (mezzi chimici); le atmosfere modificate e controllate, il calore e le microonde (mezzi fisici);
- **trattamenti con mezzi chimici**, quando si utilizzano sostanze chimiche biocide applicate con diverse metodologie di applicazione. Possono essere preventivi o curativi e determinano un'azione protettiva, la cui durata nel tempo dipende dal tipo di sostanza impiegata, dalle modalità di applicazione e dalla condizione di servizio del manufatto trattato.

I trattamenti con mezzi chimici possono essere classificati come:

- prodotti oleosi (creosoto ed oli di creosoto). Tra questi, il capostipite è il creosoto, che rappresenta il primo preservante utilizzato mediante impregnazione in autoclave (*procedimento Bethell 1838*) per paleria e traverse ferroviarie. L'uso del creosoto ha adesso delle restrizioni d'uso in ambito europeo ed è proibito per legni destinati ad arredo urbano, edifici civili, giochi per giardini, imballaggi.
- prodotti in soluzione acquosa. Tra questi citiamo i CCA (soluzione a base di rame, arsenico e cromo - arseno cromato di rame) che ha delle restrizioni per il suo utilizzo (è permesso per pali per telecomunicazioni ed elettricità, traverse ferroviarie, barriere autostradali, protezione antivalanghe, ecc.), in base alla Direttiva Europea 2003/2/CE del 06/01/2003, che vieta l'utilizzo di prodotti contenenti arsenico. In Europa, il CCA è stato sostituito da altri composti ternari, in cui l'arsenico e il cromo sono stati sostituiti con prodotti meno tossici: CCB (sali di cromo, rame, boro), CCF (sali di cromo, rame, fluoro), CCP (sali di cromo, rame, fosforo), CXS (composti in cui il cromo e l'arsenico sono sostituiti da un complesso organico del rame). Altri prodotti in soluzione acquosa sono composti a base di *acido borico* (H^3BO^3) e *borace* ($Na^2B^4O^7 * 10H^2O$). Questi sono attivi contro i funghi e gli insetti ma, essendo facilmente dilavabili, il loro utilizzo è indicato per manufatti lignei in ambienti interni. Altri fungicidi ad ampio spettro sono i *sali ammoniacali quaternari* (ACQ) e le *ammine terziarie*.

Attualmente, per la preservazione del legno non a contatto con il terreno, sono largamente utilizzati prodotti contenenti *composti azolici* (*propiconazolo, azaconazolo, tebuconazolo*) e *sali di rame* (II); *carbammati* (IPBC). Tra questi, alcuni sono molto versatili, in quanto possono essere utilizzati sia in fase organica che in fase acquosa. Alla formulazione di questi composti possono essere aggiunte molecole con attività fungicide, quali derivati sintetici del piretro (*permetrina, cipermetrina, deltametrina*) e composti organofosforici (*chlorpyrifos*).

Trattamenti con mezzi fisici (per esempio, calore, microonde, atmosfere modificate e controllate, radiazioni ionizzanti, ecc.) possono essere preventivi o curativi, ma non hanno alcun effetto duraturo nel tempo, in quanto il legno, dopo il trattamento, può subire un successivo attacco da parte di organismi xilofagi.

Trattamenti senza l'utilizzo di biocidi. Negli ultimi anni, sono state sviluppate nuove tipologie di trattamenti, senza ricorrere all'utilizzo di biocidi e dove il legno subisce una modificazione strutturale irreversibile che lo rende meno suscettibile all'attacco da parte dei biodeteriogeni. Lo sviluppo di questi trattamenti è dovuto alla necessità imposta dalle recenti restrizioni della legislazione europea, che ha spinto a ricorrere a sostanze meno tossiche per l'uomo e più ecocompatibili. Tra questi trattamenti, citiamo *il trattamento termico*, *i trattamenti oleotermici* e *la modificazione chimica del legno*.

- Nel trattamento termico, il legno subisce una modificazione dei componenti della parete cellulare per mezzo della temperatura elevata e del vapore, che determinano un cambiamento del colore, una stabilizzazione delle variazioni dimensionali ed un incremento della durabilità naturale, per contro si ha una riduzione della resistenza a flessione. Possiamo affermare che il legno che ha subito un processo termico è un materiale nuovo, con caratteristiche diverse dal legno di partenza. Tra i processi commerciali esistenti, citiamo il finlandese *Thermowood*, il francese *New Option wood* e l'olandese *Plata process*.
- I trattamenti oleotermici si basano sull'applicazione a caldo di oli di origine naturale e determinano una riduzione delle caratteristiche igroscopiche, con la conseguente riduzione delle variazioni dimensionali e della suscettibilità da parte degli organismi xilofagi, principalmente i funghi della carie.
- La modificazione chimica del legno implica una reazione chimica tra i gruppi reattivi della parete cellulare e un reagente. In letteratura, esistono numerosi esempi, ma i processi già

presenti sul mercato o in procinto di arrivarci sono l'acetilazione (legno Accoya ®) e la furfurilazione.

Le prestazioni minime che un trattamento preservante deve avere nelle differenti classi di utilizzo sono indicate nella norma UNI EN 599-1 in termini di:

efficacia del prodotto nei confronti dei differenti organismi xilofagi. L'efficacia è definita dal valore critico espresso in kg/m^3 o in g/m^2 e rappresenta la quantità minima di preservante efficace in una determinata classe di utilizzo;

ritenzione. La quantità di sostanza assorbita dal legno ed espressa in kg/m^3 o in g/m^2 e dalla profondità di penetrazione. L'assorbimento e la penetrazione dipendono dalla specie legnosa dal tipo di preservante e dai metodi di applicazione (a pressione o senza pressione). La trattabilità o impregnabilità delle specie legnose maggiormente impiegate in edilizia è riportata nella Tabella 2.7.

Secondo la UNI EN 599-2, il produttore deve fornire almeno le seguenti informazioni:

- nome del prodotto e riferimento alla UNI EN 599 classe di utilizzo da 1 a 5;
- procedura di applicazione (s superficiale, p impregnazione, sp entrambe);
- tipo di legno (conifera, latifolia, entrambi);
- se è utilizzata una finitura o no;
- il valore critico in g/m^2 o kg/m^3 ;
- dosaggio di applicazione raccomandato.

Le classi di penetrazione del preservante sono indicate nella UNI EN 351/1 e riassunte nella Tabella 2.10. Questa normativa, la cui ultima revisione è stata pubblicata nel 2008, stabilisce le classi di penetrazione per ogni classe di utilizzo, anche in funzione delle caratteristiche di impugnabilità del legno. Le indicazioni mostrate nella tabella 5 si basano sull'interpretazione di quanto scritto nella norma e devono essere prese come indicazione di massima. Sono importanti, inoltre, per una comprensione della norma in questo periodo, in cui ci troviamo di fronte a norme appena revisionate e norme ancora nella versione precedente. A causa della differente terminologia, tutto questo porta ad una scarsa comprensibilità da parte di chi le legge.

È importante sottolineare che, in alcuni paesi europei, sono state emesse delle leggi nazionali basate sulla norma UNI EN 351/1, che esplicano, in maniera chiara ed univoca, come il legno deve essere protetto nelle differenti classi di utilizzo.

La zona analitica rappresenta la zona di analisi per verificare se un preservante rispetta i requisiti di penetrazione.

Classe di utilizzo	Specie legnosa	Classe di penetrazione	Requisito di penetrazione
1	Tutte	NPI	Nessuno
2	Tutte	NPI	Nessuno
3 (3.1 - 3.2)	Resistente	NP2	3 mm di albarno nelle facce laterali
	Permeabile	NP3	6 mm di albarno nelle facce laterali

4 (4.1- 4.2)	Resistente	NP3	3 mm di alborno nelle facce laterali
	Permeabile	NP4 (legno tondo)	25 mm di alborno
		NP5	tutto l'alborno
5	Permeabile	NP6	tutto l'alborno e almeno 6 mm di duramen

Tabella 14 - Classi di penetrazione del preservante per le diverse classi di utilizzo. Si definisce permeabile il legno appartenente alla classe di impregnabilità 1, resistente quello appartenente alle altre classi.

I trattamenti a pressione assicurano una buona penetrazione del preservante nel legno. Vengono eseguiti in autoclave, con parametri che variano a seconda della specie legnosa, delle dimensioni del legno e della natura del preservante. Questi trattamenti sono applicati al legno che sarà messo in opera nel terreno o dove il rischio di attacco biologico è molto elevato (classi di impiego 3.2, 4 e 5).

I trattamenti senza pressione comprendono:

- trattamento ad immersione, con durata che può variare da alcuni minuti a diverse giorni. Questo trattamento viene applicato generalmente ai semilavorati pronti all'impiego e può essere facilmente eseguito anche a piè d'opera in cantiere;
- trattamento a spruzzo, che viene effettuato con appositi vaporizzatori o pistole "airless", sia a piè d'opera che in opera;
- trattamento a pennello, che viene normalmente applicato su materiale già messo in opera;
- fumigazioni, che vengono normalmente eseguite solo a scopo curativo da parte di operatori specializzati, in caso di attacco da insetti.

Nella tabella che segue è riportato il procedimento decisionale che un progettista di strutture in legno deve affrontare prima della messa in opera di una struttura lignea.

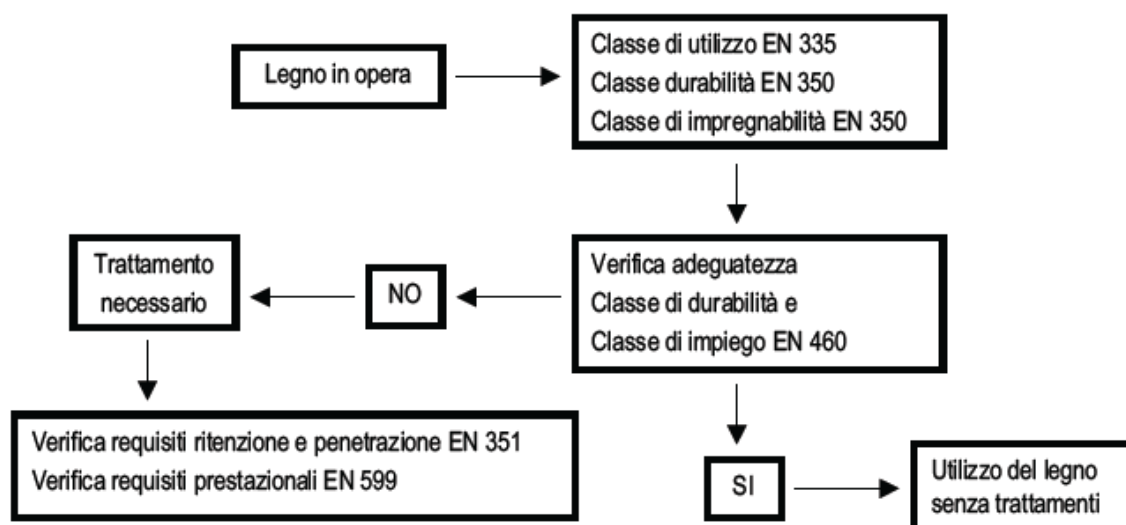


Tabella 15 - Procedimento decisionale per la corretta scelta del materiale ligneo in funzione della durabilità.

4.4.6 Degradamento da genti biologici

Per degradamento abiotico s'intende il degradamento dovuto a cause di origine non biologica, tra cui gli agenti atmosferici, i fattori chimici, i fattori fisici e a cause di natura statica del legno utilizzato nella costruzione di edifici (degradamento strutturale). In questo paragrafo, saranno trattati i fattori atmosferici che determinano il degradamento abiotico, in quanto responsabili di modificazioni superficiali e del legno e del colore, che rivestono importanza sia dal punto di vista estetico che come fenomeni precursori del degradamento biotico.

4.4.7 Fattori atmosferici del degradamento abiotico

Quando il legno è esposto all'esterno, non a contatto con il terreno, si osserva un degradamento dovuto a una complessa combinazione di fattori di tipo chimico, fisico e meccanico, che è definito in inglese **weathering**. Questo termine non ha un equivalente in italiano e può essere tradotto con *degradamento dovuto a fattori atmosferici*. I fattori che causano questo tipo di alterazione sono in ordine d'importanza l'umidità, la luce solare, le variazioni di temperatura, le aggressioni da parte di sostanze chimiche (dovute all'inquinamento atmosferico), l'abrasione da particolato trasportato dal vento e l'azione concomitante di agenti biologici, quali muffe e funghi cromogeni, agenti che non causano una diminuzione delle caratteristiche meccaniche del legno, ma che determinano modificazioni superficiali di colorazione del legno (vedere paragrafo 2.5).

Rapide variazioni di umidità che si hanno sulla superficie del legno esposto all'esterno a causa di pioggia, rugiada, assorbimento di vapore acqueo, determinano continui ritiri e rigonfiamenti in funzione del gradiente di umidità tra esterno e interno del legno, con conseguente formazione di deformazioni e rotture superficiali. Le variazioni dimensionali si sviluppano in maniera diversa nel legno tardivo e in quello primaticcio e determinano, come effetto finale, la rimozione dello strato superficiale del legno primaticcio a densità minore.

La luce solare determina un rapido fotoinvecchiamento della superficie esposta, con una variazione del colore che può, a seconda delle specie legnose, tendere ad un ingiallimento o un imbrunimento e, successivamente, all'ingrigimento. Queste variazioni di colore sono dovute ad una decomposizione della lignina delle cellule legnose più superficiali (ad una profondità compresa tra 0,05 e 0,5 mm) innescata dalla radiazione UV ed ad una ossidazione degli estrattivi. La radiazione UV ha un'energia sufficiente per degradare la lignina e i carboidrati, componenti strutturali della cellula legnosa, mentre per l'ossidazione e decomposizione degli estrattivi è sufficiente l'energia della radiazione del visibile. L'acqua meteorica determina inoltre il dilavamento degli estrattivi idrosolubili dalla superficie del legno.

I due fattori di *weathering*, luce solare e umidità, agiscono a differenti momenti e spesso il fenomeno di degradamento è dovuto alla somma dei due fattori, dove l'uno può incrementare l'effetto dell'altro: il legno è irradiato dalla luce solare dopo essere stato esposto alla pioggia o all'umidità della notte.

Il processo di *weathering* inizia immediatamente, quando il legno è esposto all'esterno. Si tratta tuttavia di un processo molto lento, con un'erosione superficiale di 5-6 mm di spessore in 100 anni di esposizione alle intemperie. Nonostante la lentezza di questo processo, è importante conoscere i fattori che lo determinano e adottare misure preventive, poiché le variazioni chimico fisiche che produce potrebbero facilitare e favorire lo sviluppo del degradamento biotico a tutta la struttura del legno e diminuire la sua durata in servizio in modo considerevole. Altro fattore che può influenzare il fenomeno è la temperatura: alte temperature possono aumentare la velocità di reazione della decomposizione della lignina, invece le basse temperature possono, con la trasformazione dell'acqua assorbita dal legno in ghiaccio, incrementare la formazione delle

fessurazioni superficiali. Altri fattori, come l'erosione e l'abrasione superficiale dovute a vento e sabbia o particolato, possono incrementare la rimozione degli strati superficiali del legno.

I prodotti utilizzati per limitare l'invecchiamento dovuto agli agenti atmosferici sono elencati di seguito e per ogni tipologia sono riassunte le principali caratteristiche.

- Prodotti filmanti (vernici e pitture).
- *Vernici*: prodotti che formano un film (continuo o discontinuo) trasparente o leggermente opaco sulla superficie del legno. Può essere prevista una leggera colorazione.
- *Pitture*: prodotti che formano un film opaco, non trasparente.
- Prodotti non filmanti (impregnanti superficiali): prodotti che non formano un film continuo e permettono un continuo scambio di umidità con l'ambiente. All'applicazione dell'impregnante segue una finitura e può essere previsto un fondo o un intermedio. Gli impregnanti possono essere inoltre utilizzati come unico trattamento a più mani. Nella preparazione di questi prodotti, vi è presente un pigmento inorganico per schermare la radiazione solare ed anche un prodotto biocida in grado di bloccare l'attacco da parte di muffe, funghi cromogeni e funghi basidiomiceti negli strati superficiali del legno.
- Finiture per esterni: sono prodotti da utilizzarsi come ultima mano di un ciclo di verniciatura e devono avere maggiori caratteristiche di elasticità rispetto alle mani precedenti, per evitare rotture dovute alle variazioni dimensionali.

Nelle finiture possono essere presenti degli additivi, quali assorbitori di radiazioni UV, pigmenti inorganici e captatori di radicali.

1. Gli assorbitori di radiazioni UV svolgono un'azione di filtro sulle radiazioni ad alta energia (UV) che possono degradare la lignina, nel caso di prodotti trasparenti, o di film, se è stato aggiunto un pigmento. Dal punto di vista chimico, sono composti (derivati del benzofenone, del benzotriazolo e della feniltriazina) che assorbono la radiazione compresa tra 280 e 350 nm, trasformandola in calore. Tra gli assorbitori di radiazioni UV, vi sono anche i pigmenti inorganici (ossidi di ferro, biossidi di titanio);
2. I captatori di radicali (HALS, ammine stericamente impedito) servono per bloccare le specie radicali che, formatesi per effetto della luce solare, potrebbero dare effetti degradativi sul film. Questi composti si legano alle specie radicali che formano dei composti stabili.

Le caratteristiche prestazionali di un trattamento verniciante per esterno sono determinabili mediante procedimenti standardizzati a livello europeo, di seguito elencati:

1. valutazione della permeabilità all'acqua (UNI EN 927-5);
2. resistenza alla radiazione solare mediante invecchiamento naturale (UNI EN 927-3), cioè esposizione all'esterno o mediante invecchiamento artificiale (UNI EN 927-6).

4.5 La normazione del settore legno

4.5.1 Le norme per il legname

Definizione di norma

La norma è una specifica tecnica che fornisce risposte a precise problematiche, in prevalenza di carattere tecnico e commerciale, che interessano gli operatori. Una norma è stabilita con il consenso degli operatori del settore ed è approvata da un organismo riconosciuto a svolgere attività normativa.

Oltre agli aspetti terminologici, essa definisce le caratteristiche (dimensionali, prestazionali, ambientali, di sicurezza, di organizzazione, ecc.) di un prodotto, processo o servizio, intervenendo in tutte le fasi di realizzazione/erogazione degli stessi.

Le specifiche tecniche ed i contenuti delle norme sono destinati a diventare riferimenti o regole nelle relazioni professionali tra gli operatori e nell'ambito del mercato, facilitando gli scambi commerciali e favorendo lo sviluppo economico.

Tra i vantaggi apportati dalle norme, si segnalano l'unificazione dei servizi, l'armonizzazione di componenti, processi e sistemi, la migliore comunicazione tra clienti e fornitori, la disponibilità per il legislatore di un supporto nella definizione di requisiti tecnici.

Una norma serve quindi a fornire riferimenti certi agli operatori e la sua applicazione è volontaria. Con la sua diffusione, essa può però assumere anche rilevanza contrattuale e, col tempo, divenire un requisito imposto dal mercato. L'applicazione delle norme francesi è obbligatoria negli appalti pubblici. In caso di contenzioso, il loro rispetto è un fattore determinante per la decisione dei periti.

Enti preposti all'emanazione di norme

Ciascun Paese ha un Ente preposto alla redazione delle norme, ossia un'associazione, per lo più privata e senza scopo di lucro, che svolge attività normativa in tutti i settori industriali, commerciali e del terziario. In Italia è l'UNI (Ente Nazionale Italiano di Unificazione). L'UNI può redigere norme nazionali su tematiche di interesse, ove non esistono norme europee corrispondenti; è membro del Comité Européen de Normalisation (CEN) ed assicura la trasposizione delle norme europee a livello nazionale.

Oltre agli Enti nazionali, vi sono organismi di normazione sovranazionali: l'ISO (*International Organization for Standardization*), che svolge attività a livello internazionale, ed il già menzionato CEN (*Comité Européen de Normalisation*), che opera in ambito europeo.

A seconda dell'organismo emanatore, la norma è identificata con una tra le sigle sotto riportate, a cui segue il numero della norma stessa:

- UNI: contraddistingue tutte le norme nazionali italiane. Nel caso sia l'unica sigla presente, significa che la norma è stata elaborata direttamente dalle Commissioni UNI o dagli Enti Federati;
- EN: identifica le norme elaborate dal CEN. Le norme EN devono essere obbligatoriamente recepite dai Paesi membri del CEN e la loro sigla di riferimento diventa, nel caso dell'Italia, UNI EN. Tali norme servono ad uniformare e rendere omogenea la normativa tecnica in tutta Europa; non è pertanto consentita l'esistenza, a livello nazionale, di norme i cui contenuti siano in contrasto con le norme europee che trattano lo stesso argomento;
- ISO: individua le norme elaborate dall'ISO. Queste sono un riferimento applicabile in tutto il mondo. Ogni Paese può decidere se rafforzarne ulteriormente il ruolo, adottandole come proprie norme nazionali; in tal caso, in Italia la sigla diventa UNI ISO, o UNI EN ISO se la stessa norma è stata adottata anche a livello europeo.

ESEMPIO DI ACRONIMO DI NORMA:

PR UNI EN 14081

Stato della norma

PR: Progetto

XP: norma sperimentale (se europea, ENV sostituisce EN)

DTU: Documento tecnico unificato

Nessun prefisso: norma omologata (HOM) - viene omissa

Ente che ha riconosciuto la norma

UNI: Italia

EN: CEN (Europa)

ENV: norme europee sperimentali

ISO: ISO (internazionale)

Numero della norma

Divisione della norma in diverse parti

Anno di pubblicazione

Le norme non sono distribuite gratuitamente, ma possono essere acquistate. In Italia, ciò può essere effettuato tramite il sito Internet dell'UNI (www.uni.com), oppure recandosi presso un punto vendita dello stesso Ente, il cui elenco è reperibile sul sito stesso. Presso i Punti UNI, è possibile anche solo consultare le norme, così come presso alcune biblioteche. Le norme sono disponibili sia su supporto cartaceo che elettronico ed il loro costo si aggira mediamente tra i 20 ed i 50 €, in funzione del numero di pagine di cui è composto il documento.

Le norme armonizzate sono documenti, emanati dal CEN, che costituiscono il riferimento per progettare e produrre beni o servizi soggetti a marcatura CE. Esse garantiscono che un certo prodotto o servizio soddisfi determinati requisiti essenziali (relativi, ad esempio, alla sicurezza e salute dei cittadini), stabiliti dal Legislatore tramite apposite Direttive Comunitarie. In pratica, tali norme riportano le caratteristiche prestazionali (ed i relativi metodi di prova) che un prodotto o servizio deve soddisfare per poter essere conforme alle Direttive ed essere marcato CE. Il loro rispetto garantisce la presunzione di conformità a quanto stabilito dalle Direttive applicabili.

Perché usare una norma

Oggi in Italia è disponibile una solida base normativa per la classificazione qualitativa del legname tondo e segato. Ciononostante, il suo utilizzo è pressoché nullo; usualmente è sostituito da riferimenti di altra natura, più o meno locali, o da consuetudini non sempre documentate.

Le cause di questo fenomeno sono molteplici; tra queste prevale la scarsa conoscenza non solo degli specifici documenti tecnici di riferimento, ma anche delle finalità per cui sono stati realizzati.

Il rispetto di una norma, tuttavia, non è obbligatorio, a meno che essa non sia richiamata da un documento legislativo.

È comunque opportuno sottolineare che la norma fornisce generalmente risposta alla necessità di riferimenti certi e ufficiali su di un determinato argomento, esigenza peraltro sempre più pressante in ormai quasi tutti i settori, anche in conseguenza della costituzione del mercato unico europeo e della globalizzazione.

Negli scambi commerciali di legname, l'adozione di una norma per la classificazione del materiale oggetto di compravendita è un vantaggio, in quanto fornisce un riferimento tecnico condiviso relativamente ai parametri da adottare, assicurando quindi la trasparenza dei rapporti tra cliente e fornitore.

L'oggettività dello strumento garantisce inoltre la tutela della parte lesa, in caso di un eventuale contenzioso.

Al fine di facilitare gli scambi commerciali e limitare le occasioni di contrasto all'interno del mercato dell'UE, si è sentita l'esigenza da parte degli Stati Membri di definire delle regole comuni, uniformando la specificazione delle merci attraverso norme unificate e standard.

Ogni stato nazionale ha un proprio organo di normazione, che definisce gli standard qualitativi del materiale prodotto e commercializzato entro i propri confini. In Italia, ad esempio, abbiamo l'UNI (Ente Nazionale Italiano di Unificazione).

I numerosi enti di normazione, adatti per i mercati interni, ingeneravano però confusione in caso di scambi a livello internazionale. Venne così istituita un'associazione mondiale tra gli enti di normazione che fu denominata ISO (*International Standard Organization*), con il preciso scopo di uniformare gli "Usi e Consuetudini" locali, trasformandoli in norme che facilitino gli scambi a livello mondiale, e di produrre standard a cui gli enti associati si possono adeguare, recependoli del tutto o in parte.

Nel 1961, la necessità di soddisfare bisogni e interessi di mercato più localizzati ha portato alla creazione del Comitato Europeo di Normazione (CEN). Il CEN armonizza le normative tecniche nazionali esistenti in Europa favorendo l'impiego delle norme internazionali (ISO) e facilita lo sviluppo degli scambi dei prodotti e di servizi, mediante l'eliminazione degli ostacoli creati da requisiti di natura tecnica.

Ogni volta che un argomento viene trattato in sede CEN, la norma europea che ne risulta annulla automaticamente le corrispondenti norme nazionali.

Il principio essenziale delle nuove norme unificate è quindi di definire misure per le caratteristiche tecniche, per le prestazioni e per l'entità tollerabile dei difetti, nonché di prescrivere metodi di prove ed accertamenti a seconda delle utenze e destinazione.

In sintesi, si tratta di tabelle che riassumono criteri di classificazione, generici o specifici, e di elenchi di termini comuni e di definizioni utili a chi vende e a chi acquista legname.

Per quanto riguarda la commercializzazione del legname, appare subito evidente come la variabilità di specie, dimensioni, caratteristiche tecnologiche che contraddistinguono questa merce renda difficile, ma nello stesso tempo indispensabile, l'applicazione di regole di classificazione.

La classificazione del legname tondo ha lo scopo di conciliare, da una parte l'esigenza dell'acquirente di comprare esattamente quello che cerca, dall'altra quella del venditore di vedere assegnato al suo prodotto il giusto valore.

In pratica, le regole di classificazione tendono a mettere d'accordo tutti i produttori e tutti gli acquirenti che operano nell'ambito commerciale europeo.

È necessario precisare che a livello internazionale non è obbligatorio fare riferimento alle norme di classificazione del legname tondo emanate dal CEN, a meno che non sia espressamente stabilito per contratto.

Le norme vengono prodotte da "enti di normazione" al di sopra delle parti e possono essere volontariamente impiegate ed inserite in un contratto di compravendita. Il loro inserimento in un contratto di compravendita le trasforma in un importante punto di riferimento in caso di contenzioso tra chi compra e chi vende.

Le norme di classificazione tengono conto delle caratteristiche del legname che potrebbero influire sulle utilizzazioni future dello stesso e, in generale, consentono di usare criteri e linguaggio comuni a produttori e commercianti che operano in ambito regionale, nazionale ed europeo. L'impiego di norme di classificazione ha un significato crescente in funzione del potenziale pregio del legname che si intende vendere e dell'ampiezza del mercato a cui ci si riferisce.

Una norma di classificazione, in concreto, non è altro che un modo per suddividere il materiale in categorie di scelta tra loro distinte. Ognuna di queste dipende dalla specie legnosa e dalle caratteristiche esteriori del tronco.

La presenza o l'assenza di particolarità e la frequenza con cui queste si presentano in un medesimo fusto determinano la classe di appartenenza.

Per facilitare la classificazione del legname tondo, nell'ambito delle Norme CEN sono state individuate, per ognuna delle specie legnose fin qui considerate, soltanto tre o quattro categorie di "qualità potenziale" dello stesso.

Le norme CEN sono semplici, dal momento che per il legname tondo si fa riferimento a criteri visivi (ad esempio, anelli di accrescimento, fibratura deviata, cipollatura, marciume) e dimensionali (diametro e lunghezza), che sono già utilizzati da tempo da molti compratori.

L'approccio alla definizione dei parametri da considerare nella classificazione del legname tondo, soprattutto per le conifere, è stato argomento di discussione tra i paesi del Nord Europa (essenzialmente Scandinavi e Inglesi) e quelli del Centro e del Sud Europa. I primi sostenevano che la normazione del legname tondo dovesse fare riferimento alla sua destinazione potenziale, mentre i secondi ritenevano che l'evoluzione tecnologica, le capacità operative dei trasformatori e l'eterogeneità dei tronchi non consentisse di semplificarne la destinazione sotto un'unica denominazione (ad esempio, legname da trancia). Nel tempo ha prevalso la linea del Centro e del Sud Europa, pertanto le classi adottate (A, B, C e D), a livello di CEN, non corrispondono a destinazioni precise, ma indicano classi di potenzialità decrescente (dalla classe "A" alla "D"), indipendenti dall'uso e/o dalla trasformazione finale che il legname subirà.

L'approccio con cui sono state stabilite le norme del CEN è essenzialmente basato sui seguenti principi di carattere generale (Picard 1996):

- devono essere basate su metodi di valutazione e misura facilmente realizzabili;
- devono essere riconosciute e riconoscibili da tutti gli operatori della filiera;
- devono consentire un incremento della sicurezza d'uso del legname (soprattutto nel caso di impieghi strutturali);
- devono essere flessibili, cioè in grado di evolversi nel tempo, per rispondere meglio alle necessità degli operatori.

Quando le norme CEN vengono recepite dall'Ente Nazionale Italiano di Normazione, queste prendono la denominazione di "norme UNI EN".

Oltre alle norme di classificazione emanate dal CEN e recepite dall'UNI, si può fare riferimento anche ad altre specifiche norme, che scaturiscono da accordi commerciali tra due o più paesi. Per quanto riguarda il legname di conifere, esistono accordi stipulati tra due o più stati grazie all'impegno delle Federazioni dei Commercianti del Legno (Fedecomlegno) italiana e degli altri paesi firmatari. A titolo di esempio, si possono citare:

- il contratto tipo Italia-Austria;
- il contratto tipo "Italia 1998", tra Italia, Svezia e Finlandia;
- il contratto tipo Italia-Germania.

Questi tipi di accordi riguardano generalmente la commercializzazione dei segati, ma, talvolta, come nel caso del contratto tipo Italia-Austria, contengono anche indicazioni utili alla classificazione del legname tondo e alla comprensione della terminologia tecnica.

Le norme UNI-EN riguardano alcune delle principali specie legnose commercializzate a scala europea, ma non ancora tutte. Tra quelle che non sono ancora normate, né a livello comunitario, né a livello nazionale, le più significative sono il castagno, il ciliegio e il noce.

La **certificazione** è una dichiarazione di conformità, frutto di una procedura di verifica, attraverso la quale si attesta che un'organizzazione, un prodotto/servizio o una figura professionale soddisfano, con ragionevole attendibilità, i requisiti previsti da una norma di riferimento o da un documento contrattuale.

Gli schemi applicabili al settore della prima lavorazione del legno si distinguono generalmente in certificazioni **di sistema e di prodotto**, ove la prima interessa il controllo dei processi aziendali e la seconda riguarda specifiche caratteristiche di un prodotto/servizio. Meno comune è invece la certificazione delle competenze, richiesta a chi svolge determinate mansioni o una specifica attività professionale.

I livelli di certificazione applicabili sono i seguenti :

1. **certificazione di prima parte:** in cui l'azienda dichiara, sotto la propria responsabilità, che il sistema di gestione o un prodotto/servizio è conforme alla norma di riferimento. Questa autodichiarazione, basata generalmente su un rapporto consolidato tra cliente e fornitore, ha un valore limitato e non è applicabile, ad esempio, quando la legislazione vigente richiede espressamente un certificato emesso da un organismo di certificazione (come nel caso della certificazione fitosanitaria);
2. **certificazione di seconda parte:** in cui il rilascio della certificazione è subordinato a un'attività di verifica condotta da un soggetto esterno legato da rapporti economici o associativi, come un consorzio a cui l'azienda aderisce, al fine di monitorare il soddisfacimento dei requisiti dichiarati o richiesti, ad esempio, da un disciplinare. Come la precedente, anche questa certificazione è caratterizzata da una credibilità non ottimale;
3. **certificazione di terza parte:** legata ad un'attività di verifica da parte di un Organismo di certificazione ufficialmente riconosciuto, che attesta il soddisfacimento dei requisiti di riferimento. In Italia, tali Organismi sono accreditati dal SINCERT (Ente italiano di accreditamento degli Organismi di certificazione) e aderiscono al CISQ (Federazione che unisce i maggiori Organismi di certificazione italiani). In Francia, essi sono accreditati dal COFRAC (Comitato francese di accreditamento). Attraverso una rete di accordi di mutuo riconoscimento, la certificazione da essi rilasciata è automaticamente riconosciuta a livello internazionale, senza necessità di ulteriori verifiche.

Il concetto di certificazione si basa sul presupposto di dimostrare in maniera oggettiva, ovvero di documentare, il raggiungimento di obiettivi prestabiliti ed il soddisfacimento dei relativi requisiti. L'implementazione di un sistema di gestione adeguato, che includa la definizione di una politica, responsabilità, risorse, procedure e istruzioni operative conformi alla norma di riferimento, ne rappresenta, ad esempio, la fase di attuazione.

Nell'ambito della filiera foresta-legno, le tipologie più diffuse sono le seguenti :

1. la certificazione del **Sistema di Gestione per la Qualità** (in conformità alla norma UNI EN ISO 9001), utile per fornire garanzia ai clienti che il sistema produttivo aziendale è tenuto sotto controllo e quindi in grado di consentire forniture dalle caratteristiche costanti e affidabili;
2. la certificazione del **Sistema di Gestione Ambientale** (con riferimento alla norma UNI EN ISO 14001, o anche la dichiarazione ambientale secondo il Reg. 196/2006 - EMAS), strumento adatto per comunicare alla collettività l'impegno aziendale a prevenire e tenere sotto controllo gli impatti significativi inerenti l'attività svolta e a migliorare le proprie prestazioni ambientali;
3. la **certificazione fitosanitaria**, attuata allo scopo di proteggere le foreste dal rischio di diffusione di organismi nocivi originari di altri continenti. I sistemi di controllo fitosanitario riguardanti gli scambi transnazionali di legname sono lo Standard ISPM-15', che stabilisce i requisiti degli imballaggi in legno ed il D. Lgs. 214 del 19 agosto 2005, relativo a un ristretto numero di specie legnose. In coda al presente capitolo è riportato un approfondimento di entrambi.

4. la certificazione del **Sistema di Gestione Forestale (GF)**, secondo gli schemi riconducibili al *Forest Stewardship Council (FSC)* e al *Programme for the Endorsement of Forest Certification schemes (PEFC)*, la quale permette ai proprietari di una risorsa forestale di dare garanzia che la stessa è gestita in conformità a regole prestabilite e condivise per una determinata area geografica e che tengono conto degli aspetti ecologici, sociali ed economici (ovvero che rispondono a determinati requisiti di "sostenibilità"). Entrambi gli schemi prevedono la certificazione a livello individuale o di gruppo e verifiche ispettive e di certificazione affidate ad una terza parte accreditata.

La certificazione GF FSC, prevalentemente sostenuta da importanti associazioni ambientaliste, si basa sul rispetto di dieci Principi e Criteri, che sono meglio definiti da indicatori a livello regionale, negoziati dalle varie iniziative nazionali.

La certificazione GF PEFC, prevalentemente promossa dai proprietari forestali, si basa sul rispetto di Criteri, Indicatori e Linee Guida definiti nelle Conferenze Interministeriali per la protezione delle foreste in Europa (Helsinki 1993, Lisbona 1998, ecc.), che hanno dato avvio al cosiddetto "Processo pan-europeo".

In questo ambito, FSC parla di «gestione corretta e responsabile», mentre PEFC di «gestione forestale sostenibile».

Esso fornisce la seguente definizione del concetto di gestione forestale "sostenibile": «la gestione e l'uso delle foreste e dei terreni forestali nelle forme e ad un tasso di utilizzo tali che consentano di mantenere la loro biodiversità, produttività, capacità di rinnovazione, vitalità ed una potenzialità in grado di garantire ora e nel futuro importanti funzioni ecologiche, economiche e sociali a livello locale, nazionale e globale e che non comporti danni ad altri ecosistemi».

In Italia, l'attuazione della certificazione avviene attraverso un'unica organizzazione a livello nazionale.

In Francia, il livello nazionale è integrato dal livello regionale più operativo. L'adesione al sistema di certificazione ed il rispetto degli impegni sottoscritti in materia di gestione forestale permette ai proprietari forestali di ottenere la certificazione (vedi anche paragrafo relativo agli attori della filiera).

Altre tipologie di certificazione, meno diffuse nell'ambito del settore e che per lo più interessano le realtà aziendali di maggiori dimensioni, sono:

1. la certificazione dei Sistemi di Gestione per la Salute e la Sicurezza nei luoghi di lavoro (in conformità alla norma OHSAS 18001);
2. la certificazione dei Sistemi di Gestione della Responsabilità Sociale (con riferimento alla norma SA 8000);
3. alcune certificazioni di prodotto (ad esempio, per le cucine componibili o altri componenti d'arredo);

Pur essendo una scelta di adesione volontaria, la certificazione costituisce un modo per ottimizzare l'attività della propria organizzazione, acquisendo una mentalità mirata alle verifiche di processo e al miglioramento continuo, ed è anche uno strumento di marketing utile in determinati ambiti commerciali. A tal proposito, alcune tipologie di certificazione (ad esempio, quella del Sistema Qualità) sono sempre più richieste dal mercato e, a volte, costituiscono un prerequisito o un titolo preferenziale per la partecipazione a bandi di fornitura della Pubblica Amministrazione, della Grande Distribuzione Organizzata o per l'attribuzione di finanziamenti. Si stanno pertanto diffondendo, con una forte crescita anche tra le aziende del comparto, pur scontando alcune difficoltà legate soprattutto alle dimensioni mediamente ridotte, che impongono di concentrare su poche figure le varie responsabilità previste dal sistema.

Alla certificazione GF è legata quella della **Catena di Custodia** (anche nota con il termine *Chain of Custody* o con il suo acronimo CoC, inerente la rintracciabilità dei prodotti legnosi certificati) , adottata soprattutto dalle aziende di trasformazione, per fornire garanzia ai propri clienti ed ai consumatori che il materiale legnoso di cui è composto un certo prodotto proviene da foreste certificate FSC o PEFC.

Le certificazioni CoC, effettuate secondo i criteri dettati dai due schemi di riferimento, consentono di evidenziare un collegamento di informazioni tra la materia prima presente in un prodotto legnoso e l'origine della stessa e, in tal modo, costituiscono un meccanismo affidabile e credibile per poter fornire indicazioni al riguardo. Queste sono facilmente integrabili tra loro, ma i mercati di approvvigionamento e vendita dei prodotti legnosi certificati sono in genere distinti tra quelli in cui viene data la preferenza al FSC o al PEFC.

Relativamente alle ditte boschive, quando la ditta effettua l'utilizzazione come servizio per il proprietario della risorsa forestale, non è tenuta ad avere un certificato CoC, che invece è richiesto per non interrompere la rintracciabilità della materia prima, nel caso in cui essa acquisti il legname in piedi e si occupi della sua commercializzazione.

Frequentemente la certificazione è attestata dall'apposizione di un **marchio**, ma non tutti i marchi comportano una certificazione. Il marchio, che sia registrato o di fatto, è semplicemente un segno distintivo, volto a contraddistinguere un prodotto od un servizio per differenziarlo da quello di altri.

La **registrazione** avviene presso l'UIMB (Ufficio Italiano Marchi e Brevetti) in Italia o presso l'INPI (*Institut national de la protection intellectuelle*, ndr Istituto nazionale per la protezione intellettuale) in Francia. Affinché la registrazione possa essere effettuata il marchio deve soddisfare alcuni requisiti:

capacità distintiva: deve contraddistinguere il prodotto o servizio da quello di altri;

novità estrinseca: non deve essere stato utilizzato in precedenza come marchio, ditta o insegna per prodotti o servizi simili a quelli per cui si richiede la registrazione;

originalità: non può essere una denominazione generica o descrittiva di prodotti o servizi;

liceità: non deve essere contrario alla legge, al buon costume e all'ordine pubblico.

Al contrario dei brevetti il marchio non decade, ma deve essere rinnovato ogni dieci anni. Avendo validità territoriale, al momento della registrazione è necessario anche stabilirne l'estensione: nazionale, comunitaria (UE), o internazionale.

La registrazione può venire effettuata dal singolo imprenditore, oppure da Enti o associazioni; nel primo caso viene definito marchio **individuale**, nel secondo marchio **collettivo**.

Quando il marchio è collettivo, chi lo utilizza garantisce che il prodotto o servizio è conforme ai requisiti stabiliti da quel determinato Ente o associazione a cui il soggetto aderisce; se il riferimento è una norma o un documento contrattuale, il marchio attesta una certificazione (marchi FITOK, FSC, PEFC, CE) , altrimenti no.

Nel settore del legno, i marchi collettivi non riferiti a certificazioni sono piuttosto diffusi e possono afferire ad Enti di natura anche molto diversa tra loro.

Alcuni esempi:

"Vero Legno", marchio comunitario registrato dal Consorzio Vero Legno;

"Bois des Alpes" (Legno delle Alpi), un marchio recentemente depositato dai proprietari forestali, attualmente in fase di attuazione e che ha lo scopo di:

- soddisfare le norme europee vigenti sia per quanto riguarda la certificazione PEFC, che per le caratteristiche visive e meccaniche;

- introdurre dei sistemi per la caratterizzazione del legno. che permettano d'identificare la risorsa al fine di rispondere ai fabbisogni dei clienti, promuovendo le qualità specifiche del legno proveniente dal comprensorio alpino;
- introdurre modalità di utilizzazione e commercializzazione coerenti con le esigenze dei mercati.

4.5.1.1 Aspetti fitosanitari del legname

La globalizzazione e la conseguente liberalizzazione dei mercati hanno determinato un aumento del rischio di diffusione di organismi nocivi tra i diversi continenti. Per proteggere le foreste da tale minaccia, si è rafforzata l'esigenza di implementare sistemi di controllo fitosanitario che garantiscano la sicurezza degli scambi transnazionali di legname. Gli strumenti elaborati a questo riguardo, con i quali si devono confrontare gli operatori del settore, sono lo Standard ISPM-15, che stabilisce i requisiti degli imballaggi in legno, e la trasposizione a livello nazionale della Direttiva comunitaria 2002/89/CE, relativa a un ristretto numero di specie legnose, che in Italia è stata attuata con il D. Lgs. 214 del 19 agosto 2005.

4.5.1.2 Lo Standard ISPM-15

Nel 2002 la Convenzione Internazionale per la Protezione dei Vegetali (IPPC), struttura interna alla FAO, ha elaborato lo Standard Internazionale per le Misure Fitosanitarie n°15 (ISPM-15), relativo alle Linee Guida per la Regolamentazione degli imballaggi in legno nel commercio internazionale. L'ISPM-15 definisce i requisiti degli imballaggi in legno utilizzati negli scambi transnazionali e prevede, per il materiale conforme, l'applicazione di un apposito marchio IPPC/FAO, la cui gestione è affidata ai servizi fitosanitari nazionali (NPPO).

Si stima che gli imballaggi in legno costituiscano l'80% circa del materiale da imballaggio impiegato in tutte le spedizioni internazionali.

A partire dal 1° marzo 2005, l'Unione Europea ha recepito tale Standard, che riguarda gli imballaggi in legno utilizzati nell'import-export da/verso Paesi extra-UE, mentre non si applica nel commercio intra-UE. A livello mondiale, sono numerosi i Paesi che richiedono imballaggi in legno conformi all'ISPM-15, tra i quali si ricordano Arabia Saudita, Australia, Canada, Cina, India e Stati Uniti.

Lo Standard ISPM-15 si riferisce al materiale da imballaggio di legno grezzo di conifera o di latifolia (il termine "legno grezzo" è qui riportato come sinonimo di "legno massiccio", essendo quello utilizzato nella traduzione italiana dello Standard ISPM-15), includendo dunque tutti gli imballaggi in legno, quali i pallet (nuovi e usati), i materiali per lo stivaggio (pagliolo), le casse, le gabbie, i fusti, le bobine, i pianali di carico, ecc. Non sono soggetti alla regolamentazione ISPM-15 gli imballaggi in legno costituiti integralmente da pannelli a base di legno (ad esempio, compensato, OSB) ottenuti con l'uso di adesivi, calore e pressione, la segatura, la lana di legno e il legno grezzo tagliato in pezzi inferiori ai 6 mm di spessore, poiché si ritiene che il processo produttivo di questi prodotti elimini il rischio di sopravvivenza di organismi nocivi. Per quanto riguarda gli imballaggi realizzati con materiali misti, deve essere trattata esclusivamente la porzione costituita da legno grezzo.

Attualmente sono due le misure di intervento previste dall'ISPM-15 per eliminare la presenza di organismi nocivi all'interno del legno grezzo: il trattamento termico (HT), che consiste nel portare il cuore del legno ad una temperatura di almeno 56°C per un minimo di 30 minuti, e la fumigazione con bromuro di metile (MB), per un tempo di esposizione di almeno 16 ore ed una concentrazione di 48 g/m³ ad una temperatura di 21°C. In alternativa, altri tipi di trattamento (essiccazione in forno, impregnazione a pressione con agenti chimici, ecc.) possono essere assimilati al procedimento HT, nella misura in cui rispondono alle specifiche del processo.

Le operazioni di trattamento fitosanitario dei materiali da imballaggio si svolgono principalmente all'interno di tre ambiti:

- impresa che produce materiale da imballaggio in legno ed effettua il trattamento termico o di fumigazione con proprie strutture;
- impresa che produce materiale da imballaggio in legno e affida il trattamento termico o di fumigazione a soggetti che eseguono trattamenti conto terzi;
- impresa che produce materiale da imballaggio in legno utilizzando materia prima già trattata.

Per quanto riguarda l'Italia, dal 2005 il Consorzio Servizi Legno-Sughero è stato riconosciuto quale soggetto gestore del marchio IPPC/FAO. Per svolgere tale ruolo, il Consorzio ha emanato il "Regolamento per l'utilizzo del marchio fitosanitario volontario FITOK", che disciplina le operazioni ed i controlli necessari per l'ottenimento di imballaggi conformi ai requisiti dell'ISPM-15.

Il D. Lgs. 214/2005 rappresenta l'attuazione della Direttiva 2002/89/CE e della Convenzione internazionale per la protezione delle piante (CIPV) e riguarda le misure di protezione contro l'introduzione e la diffusione sul territorio nazionale di organismi nocivi ai vegetali o ai prodotti vegetali. Esso prende in considerazione la produzione e il commercio di piante vive, parti di piante vive, sementi e prodotti di origine vegetale, non trasformati o che hanno subito lavorazioni limitate, distinguendo tale materiale a seconda che sia originario dell'Unione europea o provenga da territori extra-UE.

Il decreto interessa il legname, inserito nella categoria dei prodotti di origine vegetale, solamente se "tondo", con o senza corteccia, oppure se in forma di scaglie, particelle, segatura, avanzi e cascami di legno e rientrante in una delle seguenti tipologie indicate nell'allegato V del decreto stesso:

- legname di platano originario dell'Unione Europea o di territori extra-UE e destinato a qualsiasi territorio UE;
- legname di querce, pioppo, acero americano duro e conifere, originario di territori extra-UE e destinati a qualsiasi territorio UE;
- solo se destinati a talune zone protette, legname di conifere o castagno con corteccia, originario dell'Unione Europea o di territori extra-UE.

Il decreto impone che, per poter essere spediti o commercializzati nei territori indicati, i lotti appartenenti alle tipologie sopra elencate siano sottoposti ad ispezione fitosanitaria nel luogo di produzione, allo scopo di accertare l'assenza, al loro interno, dei corrispondenti organismi nocivi.

Il materiale che risulta idoneo a seguito dell'ispezione viene identificato tramite apposito "passaporto", costituito da un'etichetta ufficiale riportante: l'indicazione dello Stato membro e dell'Organismo ufficiale responsabile del controllo, il numero di registrazione, il numero di serie, la denominazione botanica del materiale legnoso, il quantitativo e l'eventuale codice indicante l'idoneità per specifiche zone protette.

Le aziende che svolgono attività di produzione e commercio dei suddetti legnami devono essere in possesso di apposita autorizzazione, rilasciata dal servizio fitosanitario regionale, cui segue l'iscrizione al Registro Ufficiale dei Produttori. In quanto soggetti autorizzati, tali aziende sono tenute ad osservare una serie di obblighi, tra cui l'istituzione di un registro del movimento del legname, la conservazione per almeno un anno dei documenti relativi al materiale ricevuto e l'esecuzione dei controlli visivi nei tempi stabiliti.

4.5.2 Le norme di riferimento

Per quanto riguarda il legname tondo, attualmente sono state approvate dal CEN e recepite dall'UNI le seguenti Norme Europee di classificazione.

Per gli operatori del settore, si ritiene siano fondamentali le norme riportate nel seguente elenco (aggiornate a dicembre 2009):

Norme per la misurazione delle dimensioni

UNI EN 1315-1:1999 - 28/02/1999 - Classificazione dimensionale - Legno tondo di latifoglie (Codice ICS: 79.040).

UNI EN 1315-2:1999 - 31/05/1999 - Classificazione dimensionale - Legno tondo di conifere (Codice ICS: 79.040).

Norme per la misurazione delle caratteristiche

UNI EN 1310:1999 - 28/02/1999 - Legno tondo e segati - Metodo di misurazione delle caratteristiche (Codice ICS: 79.040).

UNI EN 1311:1999 - 31/03/1999 - Legno tondo e segati - Metodo di misurazione del degrado biologico. (Codice ICS: 79.040).

Norme per la classificazione qualitativa per specie

UNI EN 1316-1:1999 - 28/02/1999 - Legno tondo di latifoglie - Classificazione qualitativa - Querce e Faggio (Codice ICS: 79.040).

UNI EN 1316-2:1999 - 28/02/1999 - Legno tondo di latifoglie - Classificazione qualitativa - Pioppo (Codice ICS: 79.040).

UNI EN 1316-3:1999 - 31/10/1999 - Legno tondo di latifoglie - Classificazione qualitativa - Frassino e Aceri (Codice ICS: 79.040).

UNI ENV 1927-1:2000 - 31/03/2000 - Classificazione qualitativa del legno tondo di conifere - Abeti rossi e Abeti bianchi (Codice ICS: 79.040).

UNI ENV 1927-2:2000 - 31/03/2000 - Classificazione qualitativa del legno tondo di conifere - Pini (Codice ICS: 79.040).

UNI ENV 1927-3:2000 - 31/03/2000 - Classificazione qualitativa del legno tondo di conifere - Larici e Douglasie (Codice ICS: 79.040).

Si ricorda che nella sigla UNI-ENV la "V" indica che si tratta di norme di natura sperimentale.

Glossari e terminologia

UNI EN 844-10:2000 - 31/05/2000 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini relativi alle alterazioni di colore e all'attacco da funghi (Codice ICS: 01.040.79 79.040).

UNI EN 844-11:2000 - 31/05/2000 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini relativi al degradamento da insetti (Codice ICS: 01.040.79 79.040).

UNI EN 844-12:2002 - 01/02/2002 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini supplementari ed indice generale (Codice ICS: 01.040.79 79.040).

UNI EN 844-1:1998 - 30/06/1998 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini generali comuni al legno tondo e ai segati (Codice ICS: 01.040.79 79.040).

UNI EN 844-2:1999 - 31/03/1999 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini generali relativi al legno tondo (Codice ICS: 01.040.79 79.040).

UNI EN 844-3:1998 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini generali relativi ai segati

UNI EN 844-4:1999 - 31/03/1999 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini relativi all'umidità (Codice ICS: 01.040.79 79.040).

UNI EN 844-5:1999 - 31/03/1999 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini relativi alle dimensioni del legno tondo (Codice ICS: 01.040.79 79.040).

UNI EN 844-6:1998 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini relativi alle dimensioni dei segati

UNI EN 844-7:1999 - 31/03/1999 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini relativi alla struttura anatomica del legno (Codice ICS: 01.040.79 79.040).

UNI EN 844-8:1999 - 31/03/1999 - Legno tondo e segati - Terminologia - Termini relativi alle caratteristiche del legno tondo (Codice ICS: 01.040.79 79.040).

Determinazione dell'umidità nel legno

UNI 9091-1:1987 - 30/04/1987 - Legno. Determinazione dell'umidità. Metodo elettrico. (Codice ICS: 79.040).

UNI 9091-2:1987 - 30/04/1987 - Legno. Determinazione dell'umidità'. Metodo per pesata. (Codice ICS: 79.040).

UNI 9091-3:1989 - 30/04/1989 - Legno. Determinazione dell'umidità'. Metodo per distillazione azeotropica. (Codice ICS: 79.040).

UNI 9091-4:1989 - 30/04/1989 - Legno. Determinazione dell'umidità. Metodo igrometrico (Codice ICS: 79.040).

Per altre norme UNI EN, si consiglia di riferirsi al testo “Istruzioni per il progetto, l’esecuzione ed il controllo delle strutture in legno” a cura del CNR - luglio 2006, dove vengono citate le norme di riferimento per i diversi settori di impiego del materiale legno.

Passando al contenuto delle singole disposizioni, vediamo come le prime, UNI EN 1309 – 1 e 2, specificano i criteri di misurazione delle dimensioni fisiche di un assortimento legnoso.

Una volta conosciute le caratteristiche fisiche dell’assortimento, con i criteri stabiliti dalla UNI EN 1312, è possibile determinare il volume commerciale del legname del singolo pezzo o di un lotto, compreso il boule. Dalla moltiplicazione delle dimensioni ricavate con le modalità stabilite dalla UNI EN 1309, si ottiene il volume espresso in metri cubi e con tre cifre decimali.

Nel caso di un lotto, invece, la misurazione riguarda gruppi omogenei per dimensione. Il volume dell’intero lotto è dato dalla somma dei valori unitari per le rispettive unità costituenti il gruppo. Nell’ultima parte della norma, si fa riferimento alle correzioni da applicare alla misura, qualora fossero presenti alterazioni e difetti per opera di funghi e/o insetti. In questo caso si ricorre ai criteri indicati nelle norme concernenti la classificazione del legno in base all’aspetto UNI EN 975 e UNI EN 1611.

Con la norma UNI EN 1310 l’attenzione si sposta sulla misurazione delle caratteristiche di dettaglio dell’assortimento, visibili ad occhio nudo sotto forma di alterazione della regolarità e normalità del legname. Questi comprendono tutti i difetti le cui definizioni sono riportate nella norma UNI EN 844.

La misurazione delle alterazioni del legno provocate dall’azione di insetti e funghi su segati e legno tondo sono oggetto della UNI EN 1311.

4.5.3 Classificazione commerciale

La **distinzione generale delle specie legnose** è prescritta dalle seguenti norme unificate:

- **UNI 2835:** Nomenclatura delle specie legnose che vegetano spontaneamente in Italia;
- **UNI 2854:** Nomenclatura delle specie legnose esotiche coltivate in Italia;

Nella merceologia del legno, la **norma di riferimento per la misura della quantità** è la norma:

- **UNI 3518:** Misurazione e cubatura degli assortimenti legnosi di produzione nazionale.

A seconda degli assortimenti sono utilizzati: il peso, il numero dei pezzi, area in m², volume pieno in m³, il volume sterico.

Per i prodotti boschivi, **la qualità** è espressa invece dai seguenti requisiti:

- assortimento: specie legnosa, norme dimensionali, forma (ad esempio, tondo, asciato, spaccato);
- costituzione e caratteristiche di lavorazione: scortecciato o no, forma delle sezioni di estremità, salvalegno;
- prestazioni: caratteristiche morfologiche e di aspetto nei prodotti speciali (ad esempio, cilindricità, densità ed uniformità degli anelli, fibrate irregolari, uniformità colore);
- caratteristiche fisiche e meccaniche: difetti, curvatura, rastremazione, sezione trasversale non circolare, torsione della fibrazione, nodi, fessurazioni, cipollatura, carie, falso duramen, tarlature, alterazioni cromatiche (azzurramento, rosatura, grigiato) e legno di reazione.

4.5.4 Normazione merceologica dei prodotti di legno

Il legno viene utilizzato a partire dagli alberi in piedi, attraverso diverse fasi di lavorazione, dall'albero al tronco ai semilavorati e prodotti finiti.

Le fasi di trasformazione sono distinte in:

1. lavorazioni in bosco: utilizzazioni forestali, allestimento degli assortimenti boschivi;
2. prime lavorazioni: fabbricazione dei segati, tranciati, pannelli, ecc.;
3. seconde lavorazioni: pavimenti, strutture, ecc.

I prodotti boschivi (materie prime) sono identificabili in:

- soprassuolo o alberi in piedi, la cui quantità viene espressa in volume pieno cormometrico, spesso senza una classificazione qualitativa e viene misurata con metodi dendrometrici;
- assortimenti boschivi la cui norma unificata di riferimento è la UNI 3517 *Nomenclatura dimensionale degli assortimenti legnosi di produzione nazionale*. Con essa si distinguono i seguenti assortimenti:
 - a) legname rotondo o tondame;
 - b) squadrato;
 - c) segato;
 - d) tranciato;
 - e) derullato;
 - f) pannello.

Per ciascun gruppo, il legname è qualificato dall'essenza (conifera o latifoglia), luogo di provenienza, usi e lavorazioni cui è destinato, ecc.

Relativamente al **legname rotondo o tondame**, esso è commercializzato a volume convenzionale. Le lunghezze (L) sono al netto delle smussature e delle sopramisure in uso per il tondame (le sopramisure sono quella parte in più di lunghezza del tronco che viene lasciata sopra la misura, per avere le misure minime corrette dopo il taglio della sopramisura che si è eventualmente danneggiata con lo strascico o l'avvallamento del legname).

La misurazione del diametro è effettuato a metà lunghezza, sotto corteccia, con arrotondamento per difetto a cm interi.

La norma **UNI 3517** riporta:

LEGNAME TONDO

a) conifere

1) tronchi da sega (sinonimi: bore, tondoni, topi, topi da sega)

In relazione alle dimensioni, si distinguono in:

- normale: L = 4 m, $\varnothing \geq 20$ cm;
- lunghezza maggiorata: 4,50; 5; 5,50; 6 m; $\varnothing \geq 20$ cm;
- bottoli (sinonimi: legna scelta, bottolame, cortame);
- L = 2,0; 2,5; 3,0; 3,5 m; $\varnothing \geq 20$ cm;

2) rotondo: da squadro, da costruzione: L \geq 4 m; $\varnothing \geq 10$ cm;

3) antenna: L \geq 4 m; $\varnothing \geq 7$ cm;

4) paleria

- palo da fondazione su ordinazione (dimensioni non codificate);
- paletto agricolo (dimensioni non codificate);
- puntello da miniera: L = 1,80 – 3 m; $\varnothing = 10 - 25$ cm;
- puntello da costruzione: L = 2,50 – 5 m; $\varnothing = 7 - 10$ cm;

5) legno da sfibratura, lana, imballaggi.

b) latifoglie

tronco: L \geq 1 m L \geq 1 m; $\varnothing \geq 10$ cm.

LEGNAME SQUADRATO

conifere

- trave squadrata: 8x821x24 cm; L \geq 6 m;
- trave uso Trieste: 11x11....27x29 cm; L = 4 - 12 m;
- trave uso Cadore: 9x924x27 e 8x821x24 cm; L \geq 4 m;
- trave uso Fiume: 11x11 27x29 cm; L \geq 5 m;
- trave squadrata a due piani paralleli: 14 - 24 cm; L = 3 - 8 m.

4.5.5 Classificazione del legname grezzo

Il legname grezzo può essere classificato in base alle **dimensioni** ed alle **classi di qualità**.

Classificazione per dimensioni

Per la misurazione del tondame da sega, questo deve essere posto in uno “stato d’uso commerciale”; in pratica deve essere pulito, senza residui di terra, sassi o sabbia sulla superficie esterna e intera, non essere scheggiato o scorticato. Il fusto può essere misurato intero o in sezioni. Sono misurati la lunghezza, il diametro, oppure il peso, con normali apparecchi di misurazione tarati e controllati con regolarità. La misurazione avviene al momento della consegna, salvo differenti accordi.

La differenza fra la misurazione elettronica e quella meccanica (manuale), a parità di tasso di umidità, non può superare il 2%.

La classificazione per dimensioni si effettua in classi, in base al diametro in mezzeria sotto la corteccia, secondo le seguenti denominazioni:

Classe	Diametro
D0	meno di 10 cm
D1a	da 10 a 14 cm
D1b	da 15 a 19 cm
D2a	da 20 a 24 cm
D2b	Da 25 a 29 cm
D3a	da 30 a 34 cm
D3b	da 35 a 39 cm
D4	da 40 a 49 cm
D5	da 50 a 59 cm
D6	da 60 cm

Tabella 16 - Classificazione per dimensioni in base al diametro di mezzeria sotto la corteccia.

Lo stesso criterio e la stessa suddivisione in classi vale se la misura del diametro mediano viene effettuata sopra corteccia, ma, in questo caso, la norma prevede l’impiego della lettera “R”, anziché della “D”. Ecco che, con tale sistema, un fusto identificato con la sigla D4 non può che indicare un toppe con diametro sotto corteccia compreso tra 40 e 49 cm, mentre R4 individua un tronco della stessa classe diametrica, la cui misura è stata effettuata sopra corteccia.

Conservando il medesimo intervallo, altre classi possono essere distinte oltre la Classe (D) 6. La suddivisione nelle sottoclassi *a* e *b* può essere tralasciata.

Il legname lungo può essere classificato anche in base ad una lunghezza minima e ad un diametro minimo in punta, sotto corteccia, secondo le seguenti denominazioni:

Classe	Lunghezza minima	Diametro minimo in punta
H 1	8 m	19 cm
H 2	10 m	12 cm

H 3	14 m	14 cm
H 4	16 m	17 cm
H 5	18 m	22 cm
H 6	18 m	30 cm

Tabella 17 - Classificazione in base ad una lunghezza minima e ad un diametro minimo in punta sotto corteccia.

Alcune categorie di legname lungo (ad esempio, pali) sono distinte in classi in base al diametro sopra corteccia a 1 m dal calcio, secondo le seguenti denominazioni

Classe	Diametro
P 1	sino a 6 cm
P2	da 7 a 13 cm
P3	da 14 cm in poi

Tabella 18 - Classificazione in base al diametro sopra corteccia.

Il legname da catasta è distinto in classi in base al diametro sopra corteccia in punta secondo le seguenti denominazioni:

Classe	Tondelli Ø
S 1	da 3 a 6 cm tondelli minuti
S 2	da 7 a 13 cm tondelli
S 3	da 14 cm in poi tondelli grossi, squarti e spacconi

Tabella 19 - Classificazione del legno da catasta in base al diametro sopra corteccia in punta.

Qualora il legname da catasta sia scortecciato, i diametri sopra indicati sono ridotti di 1 cm.

La misura della lunghezza di un toppo è sempre pari alla lunghezza convenzionale di commercializzazione più una sovralonghezza di entità variabile tra un minimo pari al 3% della lunghezza e un massimo di 20 cm, chiamata sopramisura, necessaria per tarare il toppo da eventuali difetti alle estremità, quali scheggiature o smussi, o accorciamenti da ritiro. In caso di sezione terminale obliqua, va considerata la lunghezza minima utile.

La lunghezza è misurata partendo da metà smusso. La sovralonghezza non è conteggiata. Nel caso di sezione terminale obliqua va misurata la lunghezza minima utile. Se il toppo non possiede la sovralonghezza prescritta, la lunghezza è ridotta al mezzo metro inferiore.

Il toppo normale ha lunghezza pari a 4 m, ovvero dal tronco si devono poter ricavare tavole di lunghezza pari a 4 m.

Accanto alla misura standard di 4 m, esistono **toppi a lunghezza maggiorata**, pari a 4,50, 5,00, 5,50 e 6,00 m, e tronchi di lunghezza minore, detti **botoli o cortame** a seconda della grossezza, pari a 3,50, 3,00, 2,50 e 2,00 m, cioè con lunghezze nominali crescenti o decrescenti a intervalli di 0,50 m, sempre al netto della sovralonghezza.

Se la misura della sovralonghezza disponibile non è pari a quanto sopra indicato, la lunghezza nominale è ridotta per difetto di mezzo metro (un tronco lungo 4,45 m è classificato pari a 4 m).

Per i tronchi di lunghezza superiore ai 6 m, le lunghezze nominali sono quelle effettive utili con approssimazione dei 10 cm ("*a decimetro coperto*").

Il diametro medio di un toppo, di regola, si misura a metà lunghezza sotto corteccia (arrotondato per difetto al centimetro).

Il diametro in punta, invece, direttamente in prossimità della cima; esiste anche il **diametro basale**.

Nel tondame fino a 25 cm di diametro medio (senza corteccia), la misurazione è effettuata una sola volta. In caso di fusti più grossi di 25 cm, si misurano due diametri tra loro ortogonali e se ne effettua la sommatoria. La somma è quindi divisa per due ed il risultato è arrotondato per difetto al centimetro (diametro mediato). Il diametro così ottenuto è adoperato per il calcolo del volume. I topi devono essere privi di scheggiature o frantumazioni. A partire da un diametro medio di 35 cm, in presenza di lievi difetti, si può concordare una adeguata detrazione di misura (tarizzo).

Nel caso di legnami tropicali a sezione non circolare (tronchi tropicali), per esempio ellittici, è calcolato facendo la media tra due diametri ortogonali alla stessa sezione, oppure tra il diametro massimo e quello minimo, non necessariamente ortogonali, sempre alla stessa sezione (**diametro mediato**).

In caso di rigonfiamenti anomali in corrispondenza della zona di misura, si procede misurando due diametri (rispettivamente a destra e a sinistra del rigonfiamento) equidistanti dal rigonfiamento; con questi due diametri si calcola la media arrotondata per difetto al centimetro.

Il legname è misurato senza corteccia. Se la misura è effettuata con la corteccia, il diametro minimo va aumentato di 1 cm. Salvo diversi accordi, si considerano le aliquote percentuali di detrazione della corteccia dalla massa lorda come in tabella al lato.

Piccoli marciumi o fenditure, che non pregiudicano sostanzialmente gli impieghi previsti, vanno indennizzati con uno sconto di misura o di denaro, di comune accordo tra acquirente e venditore. Qualsiasi sconto di misura deve risultare evidente sulla distinta di misurazione e sul tondame.

In presenza di difetti di entità sufficientemente lieve, tale da non pregiudicare l'accettabilità del tronco, vengono normalmente praticate riduzioni nella misura di lunghezza o di diametro, più che nel prezzo.

Da tenere presente che difetti importanti implicano che il tronco venga scartato.

In presenza di tronchi curvi, la lunghezza utile è quella della corda minima utile del tronco.

La misura con corteccia è detta "*misura all'aria*" e deve sempre essere ridotta, in misura percentuale alla specie, secondo classifiche riportate in letteratura.

Il volume del legno, invece, si esprime in metri cubi (m³) con la precisione di tre cifre decimali.

Si calcola moltiplicando la "sezione mediana" per la lunghezza utile, tuttavia la misura ottenuta è approssimativa e comporta sempre approssimazioni del volume per difetto o per eccesso a seconda della forma dei tronchi, che possono essere più o meno marcatamente concavi, convessi o conici.

La sezione mediana si può calcolare sulla base dei diametri mediani di base e di sommità, come definiti al paragrafo precedente.

4.5.6 Classificazione del legno strutturale

L'elevata variabilità naturale delle caratteristiche morfologiche e meccaniche del legno ha portato alla necessità di definire criteri e regole di classificazione in base alla resistenza, al fine di ottimizzarne gli impieghi strutturali.

La classificazione secondo la resistenza è un processo di selezione attraverso il quale ogni singolo pezzo di legno può essere inserito in una categoria (gruppo), così da attribuirgli valori affidabili di resistenza e rigidità. Le regole di classificazione sono state sviluppate a fronte di migliaia di prove distruttive, mediante procedure codificate da norme tecniche e decenni di esperienza applicativa.

Le norme relative alla classificazione indicano quali sono le caratteristiche ed i difetti ammissibili nelle diverse classi di resistenza, per una data specie legnosa o gruppo di specie e per una provenienza geografica. La classificazione può essere eseguita "a vista" o "a macchina" (la norma di riferimento è la UNI EN 14081:2011). In entrambi i casi, lo scopo è l'assegnazione del singolo elemento ad una categoria o a una classe di resistenza (gruppo di tipi di legname con proprietà di resistenza simili e quindi intercambiabili), in genere armonizzate con quelle definite dalla UNI EN 338:2009. Entrambe le metodologie di classificazione, se correttamente adottate, permettono un più razionale impiego del legno massiccio attraverso un favorevole dimensionamento delle strutture. Per le esigenze di progettazione, la classificazione secondo la resistenza è espressa da una serie di profili prestazionali per le specie legnose e le classi di qualità più frequentemente usate. Il valore di riferimento che viene riportato nei profili prestazionali è il valore medio o, più frequentemente, il valore caratteristico, ovvero il valore del frattale della distribuzione assunta da una proprietà meccanica (generalmente il quinto percentile inferiore), determinato secondo il metodo previsto dalla UNI EN 384:2005.

È necessario menzionare per completezza di informazione, sebbene non trovino applicazione specifica nell'ambito dell'ingegneria naturalistica, le nuove "Norme Tecniche per le Costruzioni" entrate in vigore con l'approvazione del D.M. 14 gennaio 2008 di aggiornamento del D.M. 14 settembre 2005.

Nel presente paragrafo si vuole fare un'osservazione per quanto concerne le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) del D.M./2008, che sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 settembre 2005.

Con la pubblicazione del D.M. 14 settembre 2005 e come confermato dal D.M. 14 gennaio 2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", anche in Italia è stato sancito di fatto l'obbligo di classificare secondo la resistenza il legname utilizzato per scopi strutturali.

Secondo quanto riportato nel testo, "Il legno massiccio per uso strutturale è un prodotto naturale selezionato, in dimensioni d'uso nelle strutture, classificato, elemento per elemento, secondo la resistenza, sulla base di specifiche normative".

Con l'entrata in vigore dell'obbligo della marcatura CE per il legname massiccio, la classificazione secondo la resistenza diverrà un passaggio imprescindibile per l'impiego di questo materiale a scopi costruttivi.

Le norme tecniche nella loro ultima versione costituiscono un netto miglioramento rispetto alla versione precedente, in quanto contengono tre paragrafi relativi alla progettazione di strutture di legno.

Di particolare interesse il paragrafo 11.7 "Materiali e prodotti a base di legno" all'interno del Capitolo 11 "Materiali e prodotti per uso strutturale".

Nelle Norme Tecniche per la Costruzione, le opere di ingegneria naturalistica non vengono considerate e, pertanto, non sono soggette ad alcuna prescrizione in tal senso.

Al capitolo 4.4 “Costruzioni in legno” si fa riferimento ad “opere costituite da strutture portanti realizzate con elementi di legno strutturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) o con prodotti strutturali a base di legno (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno), assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici, eccettuate quelle oggetto di una regolamentazione apposita a carattere particolare” (OMISSIS). I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel § 11.7 della norma.. Al par. 11.7.1 si trova citato che “le prescrizioni contenute in questo paragrafo (materiali e prodotti a base di legno) si applicano al legno massiccio ed ai suoi prodotti a base di legno per usi strutturali”.

Non vi è alcun accenno ad altro tipo di legno (tondame o altro).

Al capitolo 11.7.2 delle succitate norme, sotto la voce legno massiccio, si legge: “ La produzione di elementi strutturali in legno massiccio a sezione rettangolare dovrà risultare conforme alle norme.. (OMISSIS)”. Al capitolo 11.7.4 e seguenti, si parla di “prodotti a base di legno per usi strutturali”, intendendosi i prodotti derivati come pannelli, travi lamellari ecc. (cfr. cap.11.7.6).

Pertanto, ad esempio, il tondame impiegato per la realizzazione di palificate vive di sostegno a parete doppia non è soggetto a tale marchiatura.

Hanno inoltre già superato la fase di inchiesta pubblica, le CNR DT 206/2007 “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno” applicative per le strutture di legno, che contengono tutte le formule di calcolo e di verifica non presenti nelle Norme Tecniche.

In Italia, con l'entrata in vigore del D.M. 14 settembre 2005 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC), per la prima volta saranno previste specifiche indicazioni e prescrizioni anche per il calcolo delle strutture in legno. La stessa norma prevede che la classificazione del legno strutturale potrà essere effettuata solo da personale qualificato.

Secondo il paragrafo 11.6 del suddetto documento, i materiali e prodotti a base di legno utilizzati a fini strutturali dovranno essere costantemente riconoscibili in termini di caratteristiche prestazionali, indipendentemente dalle trasformazioni subite, e riconducibili allo stabilimento di produzione. Per soddisfare tale requisito, l'impresa fornitrice dovrà apporre un marchio indelebile e inalterabile, depositato e specifico per ciascuna tipologia di prodotto commercializzato.

La marchiatura, che dovrà essere riportata su ogni singolo elemento strutturale, oltre ad identificarne la provenienza (in termini di azienda/stabilimento/centro di trasformazione), certificherà che esso è conforme alle disposizioni delle NTC.

Per poter effettuare tale operazione, l'azienda dovrà essere qualificata presso il Servizio Tecnico Centrale (STC) del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLLPP).

Un'azienda non in possesso di tale qualifica non potrà pertanto fornire legno ad uso strutturale.

Per essere in regola, sarà necessario:

1. individuare, formare e qualificare, nell'ambito dell'organico dello stabilimento considerato, un "Direttore Tecnico della Produzione" (DTP) , definito al paragrafo 11.6.8.1 delle NTC quale "persona qualificata alla classificazione del legno strutturale";
2. presentare l'istanza di qualificazione al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Al fine di permettere alle aziende di adeguarsi alle nuove disposizioni legislative, Assolegno (associazione di categoria di Federlegno-Arredo) ha iniziato ad organizzare, con il benestare del "Ministero delle Infrastrutture", corsi finalizzati alla formazione della figura del DTP.

Al corso può accedere indifferentemente un dipendente, un socio o il titolare dell'azienda interessata, purché in possesso dei requisiti fissati da un relativo Regolamento.

Oltre ad informare circa le prescrizioni e novità introdotte dalle NTC, il corso fornisce al futuro DTP le competenze per classificare a vista il legno ad uso strutturale secondo differenti classi di resistenza, formandolo al corretto utilizzo degli strumenti attualmente disponibili, ossia le norme EN 338:2009 ed EN 1912:2009 per legno di provenienza estera ed UNI EN 11035:2003 parti 1 e 2 per legno di provenienza italiana.

4.5.6.1 Classificazione a vista del legname

La **classificazione a vista** assegna ciascun segato ad una classe di resistenza o a categorie sulla base di alcune caratteristiche facilmente rilevabili.

I metodi di valutazione delle varie caratteristiche sono generalmente quelli prescritti dalla norma UNI EN 1310:1999, salvo quanto diversamente specificato nelle singole norme di classificazione.

In particolare, le caratteristiche o i difetti che devono essere valutati sono:

- l'ampiezza media degli anelli di accrescimento, o eventualmente la massa volumica del legno;
- la tipologia, posizione, frequenza e dimensione dei difetti, quali:
- nodi, misurati tramite il rapporto tra il diametro e la sezione di riferimento;
- deviazione della fibratura ;
- legno di reazione;
- attacchi di insetti o agenti di carie del legno;
- deformazioni;
- smussi;
- fessurazioni da ritiro;
- lesioni meccaniche;
- cipollature (ammesse con limitazioni solo dalla norma UNI EN 11035:2003 per il legname italiano di castagno, larice, abete centro Italia, mentre sono escluse da tutte le altre norme di classificazione);
- altro (inclusioni di corteccia, vischio....).

Le normative prevedono che la classificazione degli elementi strutturali debba essere effettuata ad un umidità del legno inferiore o uguale al 20%, altrimenti non è possibile valutare tutte le caratteristiche del legname, in particolare le deformazioni e le fessurazioni da ritiro. Anche l'inclinazione della fibratura non può essere rilevata facilmente. Questa prescrizione contrasta palesemente con la consuetudine diffusa soprattutto in Italia di mettere in opera il legname non stagionato, specialmente laddove si utilizzano rilevanti sezioni degli elementi. Nella pratica, è sempre opportuno verificare tutti i requisiti richiesti dalle regole di classificazione, anche quando il materiale è stato trasportato in cantiere prima della messa in opera.

La classificazione a vista richiede personale esperto e qualificato e generalmente comporta una sottostima delle caratteristiche meccaniche dei segati migliori (quindi in genere è a favore della sicurezza). La classificazione a vista è, però, ampiamente consolidata dall'esperienza, da molti riscontri di prove meccaniche ed ha quindi larga diffusione su scala mondiale. Le regole di classificazione sono diverse nei vari Paesi, in funzione delle tipologie di specie legnose e delle tradizioni nella lavorazione, tuttavia seguono necessariamente gli stessi principi, indicati nella norma UNI EN 14081:2011, per giungere a risultati molto simili. La norma UNI EN 1912:2009

riporta la corrispondenza tra le sigle adottate nelle norme di classificazione nazionali e il sistema di classi di resistenza definite dalla UNI EN 338:2009.

Per il legname strutturale Italiano (ovvero ricavato da alberi cresciuti in Italia), la norma UNI EN 11035:2003 fissa le regole da adottare per effettuare la classificazione a vista. Nell'attuale versione della norma (che è stata revisionata nel corso del 2009), le "categorie" della UNI EN 11035:2003 non coincidono con le "classi di resistenza" della UNI EN 338:2009, pertanto gli elementi, classificati come indicato nella Tabella 2.3, sono assegnati a "categorie" associate ad opportuni "profili resistenti". Il progettista che desidera utilizzare legname italiano deve quindi fare attenzione nello scrivere la voce di capitolato, indicando, ad esempio, "abete/Nord categoria S2", oppure "querce caducifoglie/Italia categoria S" facendo sempre riferimento alla norma UNI EN 11035:2003.

La non corrispondenza tra le categorie della UNI 11035 e le classi di resistenza UNI EN 338:2009 riportate nella UNI EN 1912:2009, sembra costituire al momento un ostacolo alla possibilità di marcare CE il legname italiano, secondo l'interpretazione di alcuni Enti Notificati responsabili delle procedure di marcatura. Una proposta di corrispondenza tra le categorie UNI 11035 e le classi di resistenza secondo UNI EN 338:2009 è riportata nel Capitolo 3, par. 6.

Nella pratica commerciale, la classe di resistenza del legno massiccio, soprattutto di conifera proveniente da Austria, Germania, Svizzera e Alto Adige, viene tradizionalmente indicata utilizzando le classi della norma DIN 4074, che fa riferimento al sistema delle classi di resistenza della UNI EN 338:2009.

4.5.6.2 La classificazione a macchina

La **classificazione a macchina** è stata sviluppata nei paesi anglosassoni a partire dagli anni '60 e si basa su criteri oggettivi, che prendono in considerazione le reali prestazioni meccaniche dell'elemento. La macchina misura uno o più parametri prestazionali (generalmente il modulo di elasticità apparente e "locale" a flessione, in vari punti del segato), attribuendo automaticamente ad ogni pezzo una classe di resistenza normalizzata, evidenziata mediante apposita marcatura. L'attribuzione di una categoria si basa sulla correlazione tra il parametro rilevato dalla macchina e le caratteristiche meccaniche del pezzo (in genere la resistenza a flessione). L'affidabilità statistica della correlazione deve essere stata verificata tramite un'ampia serie di prove preliminari su un campione rappresentativo della produzione in esame. Un controllo finale del segato consente poi di individuare quei difetti (attacchi di funghi ed insetti, nodi o fessurazioni di testata, legno di reazione) di cui la macchina può non aver rilevato l'influenza. La classificazione a macchina è pertanto più veloce ed efficace di quella a vista, tuttavia richiede apparecchiature costose e personale qualificato per le necessarie operazioni di taratura, che viene normalmente riscontrata da un Ente indipendente. Altri sistemi di classificazione a macchina, attualmente in forte diffusione, si basano su una combinazione di diverse strumentazioni, in particolare rilevazione del modulo di elasticità dinamico (con un metodo vibrazionale), scansione raggi X e laser per la localizzazione e la valutazione dei difetti del legname importanti ai fini della resistenza meccanica, misura delle dimensioni degli elementi, misura delle deformazioni, misura della densità e dell'umidità del legno.

Le normative riportate in questo paragrafo sono in costante aggiornamento, in conseguenza di un forte interesse commerciale per il mercato del legno strutturale, delle importanti novità normative ed in vista della obbligatorietà della marcatura CE del legno massiccio. Vi sono inoltre alcune questioni, attualmente non risolte o in corso di discussione, che negli anni a venire porteranno ad ulteriori modifiche delle attuali regole. In particolare, si possono ricordare i seguenti aspetti:

4.5.6.3 Classificazione del legname tipo Uso Fiume e Uso Trieste

Attualmente questi assortimenti (molto importanti nel mercato italiano del legno strutturale) non possono essere classificati con le normative europee, ad eccezione della norma UNI EN 11035:2003 e quindi solo se di provenienza italiana. Inoltre la regola di classificazione applicabile prescrive che, a causa dell'eccessivo smusso, si debba attuare una riduzione della sezione resistente, a scapito quindi di un uso razionale del legname. Per ovviare a questa penalizzazione, sono in corso prove sperimentali su travi Uso Fiume e Trieste, in modo da ricavare degli specifici profili prestazionali per questi assortimenti. La norma quadro UNI EN 14081:2011 attualmente non prevede la possibilità di classificare gli elementi Uso Fiume e Trieste, negando di fatto l'autorizzazione alla marcatura CE di questo legname.

4.5.6.4 Aggiornamento alla norma UNI EN 11035:2011

La norma UNI EN 11035:2011 è stata aggiornata, essendosi resi disponibili ulteriori dati sperimentali relativi ad alcune specie italiane. I nuovi dati sono stati ricavati in maniera conforme alla UNI EN 384:2005, come prescritto dalla UNI EN 14081:2011, pertanto i profili prestazionali delle categorie riportate nelle tabelle a seguire verranno modificati in alcuni casi.

Nella nuova versione della norma, è previsto di inserire regole di classificazione e profili prestazionali specifici per gli assortimenti Uso Fiume e Trieste (per abete bianco e rosso ed eventualmente per castagno e larice). L'aggiornamento dei profili prestazionali consentirà anche di individuare le corrispondenze delle categorie UNI EN 11035:2011 con le classi di resistenza della UNI EN 338:2009, rendendo di fatto più agevole la marcatura CE del legname italiano.

4.5.6.5 Modifiche alla norma UNI EN 338:2009

Anche il testo della norma UNI EN 338 è stato modificato; in particolare, è previsto l'inserimento di ulteriori classi di resistenza all'interno del gruppo delle latifoglie. Per quanto riguarda il legname italiano, sarebbe di particolare interesse individuare una classe di resistenza idonea per il legname di castagno, che attualmente non trova una collocazione in nessuna di quelle esistenti.

CRITERI PER LA CLASSIFICAZIONE	CONIFERE - Categoria			LATIFOGIE - Categoria
	S1	S2	S3	S
Smussi ¹⁾	$s \leq 1/8$ e comunque ciascun lato della sezione non deve essere interessato da smussi per almeno 2/3	$s \leq 1/3$ 1/3	$s \leq 1/2$ 1/2	$s \leq 1/4$ 2/3
Nodi singoli ²⁾	$A \leq 1/5$ e comunque $d < 50$ mm	$A \leq 2/5$ e comunque $d < 70$ mm	$A \leq 3/5$	$A \leq 1/2$ e comunque: $\begin{cases} d \leq 70 \text{ mm} \\ D \leq 150 \text{ mm} \end{cases}$
Nodi raggruppati ³⁾	$A_g \leq 2/5$	$A_g \leq 2/3$	$A_g \leq 3/4$	$W \leq 1/2$ e comunque: $t \leq 70$ mm
Ampiezza anelli	≤ 6 mm	nessuna limitazione		
Massa volumica ⁴⁾	nessuna limitazione			$\rho > \rho_{\min}$
Inclinazione fibratura	$\leq 1:14$	$\leq 1:8$	$\leq 1:6$	
Fessurazioni da ritiro	non passanti	ammesse senza limitazioni		ammesse con limitazioni ⁵⁾
Cretti da gelo, lesioni	non ammesse			
Cipollatura	non ammessa	ammessa con limitazioni ⁶⁾		
Degrado da funghi (carie)	non ammesso			
Azzurramento	ammesso			
Legno di reazione	fino a 1/5 della superficie o della sezione	fino a 2/5 della superficie o della sezione	fino a 3/5 della superficie o della sezione	nessuna limitazione
Attacchi di insetti	non ammessi	ammessi con limitazioni ⁷⁾		
Vischio	non ammesso			
Deformazioni: - Arcuatura - Falcatura - Svergolamento - Imbarcamento	10 8 1 mm su 25 mm di larghezza nessuna restrizione	20 12 2 mm su 25 mm nessuna restrizione	10 8 1 mm su 25 mm di larghezza nessuna restrizione	

¹⁾ s è il rapporto fra la dimensione obliqua dello smusso e il lato maggiore della sezione.

²⁾ Si considera il nodo più grande del segato, e se ne misura il diametro minimo d, nonché il diametro massimo D. Si definisce inoltre A il rapporto fra d e la larghezza della faccia su cui d stesso viene misurato.

³⁾ Conifere: Non considerare questo criterio per Abete/Nord e Larice/Nord. Per le altre combinazioni specie/provenienza considerare il rapporto A_g fra la somma dei diametri minimi dei nodi compresi in un tratto di 150 mm e la larghezza della faccia su cui compaiono. Latifoglie: Si considera la somma t dei diametri minimi dei nodi compresi in un tratto di 150 mm. Si definisce inoltre W il rapporto fra tale somma e la larghezza della faccia su cui compaiono.

⁴⁾ Si applicano i seguenti valori di ρ_{\min} : 395 kg/m³ per Castagno/Italia; 415 kg/m³ per Pioppo e Ontano/Italia; 510 kg/m³ per Altre latifoglie/Italia; 740 kg/m³ per Querce caducifoglie/Italia.

⁵⁾ Se passanti, sono ammesse solo su una testata, e con lunghezza max. pari a due volte la larghezza della sezione.

⁶⁾ Conifera: di norma non ammessa. Solo per Larice/Nord e Abete/Centro Sud, si considerano: il rapporto r_{\max} fra il raggio massimo della cipollatura e il lato minore b della sezione; l'eccentricità ϵ cioè la distanza massima del midollo rispetto al centro geometrico della sezione. Latifoglie: La cipollatura è ammessa se $r_{\max} < b/3$ ed $\epsilon < b/6$. Di norma non ammessa. Solo per Castagno/Italia, si considerano: il rapporto r_{\max} fra il raggio massimo della cipollatura e il lato minore b della sezione; l'eccentricità ϵ cioè la distanza massima del midollo rispetto al centro geometrico della sezione. La cipollatura è ammessa se $r_{\max} < b/3$ ed $\epsilon < b/6$. Questa nota, come altri aspetti saranno rivisti nella versione definitiva della norma UNI 11035.

⁷⁾ Ammessi solo fori con alone nerastro, oppure fori di Anobidi (purché l'attacco sia sicuramente esaurito) per un max. di 10 fori, distribuiti uniformemente, per metro di lunghezza (somma di tutte e quattro le facce).

Tabella 20 - Classificazione a vista del legname Italiano (escluso Douglasia) secondo UNI EN 11035:2003.

PROPRIETA'		Abete / Nord			Abete / Centro Sud			Larice / Nord		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Res. a flessione (5-perc.), N/mm ²	$f_{m,k}$	29	23	17	32	28	21	42	32	26
Res. a trazione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{t,0,k}$	17	14	10	19	17	13	25	19	16
Res. a trazione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,6	0,6	0,6
Res. a compressione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c,0,k}$	23	20	18	24	22	20	27	24	22
Res. a compressione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c,90,k}$	2,9	2,9	2,9	2,1	2,1	2,1	4,0	4,0	4,0
Res. a taglio (5-perc.), N/mm ²	$f_{v,k}$	3,0	2,5	1,9	3,2	2,9	2,3	4,0	3,2	2,7
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{0,mean}$	12000	10500	9500	11000	10000	9500	13000	12000	11500
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$E_{0,05}$	8000	7000	6400	7400	6700	6400	8700	8000	7700
Modulo di elasticità perpend. alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{90,mean}$	400	350	320	370	330	320	430	400	380
Modulo di taglio (medio), N/mm ²	G_{mean}	750	660	590	690	630	590	810	750	720
Massa volumica (5-perc.), kg/m ³	ρ_k	380	380	380	280	280	280	550	550	550
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	415	415	415	305	305	305	600	600	600

Tabella 21 - Profili resistenti di abete e larice strutturale italiano secondo UNI EN 11035:2003.

PROPRIETA'		Abete / Nord			Abete / Centro Sud			Larice / Nord		
		S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Res. a flessione (5-perc.), N/mm ²	$f_{m,k}$	29	23	17	32	28	21	42	32	26
Res. a trazione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{t,0,k}$	17	14	10	19	17	13	25	19	16
Res. a trazione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3	0,6	0,6	0,6
Res. a compressione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c,0,k}$	23	20	18	24	22	20	27	24	22
Res. a compressione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c,90,k}$	2,9	2,9	2,9	2,1	2,1	2,1	4,0	4,0	4,0
Res. a taglio (5-perc.), N/mm ²	$f_{v,k}$	3,0	2,5	1,9	3,2	2,9	2,3	4,0	3,2	2,7
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{0,mean}$	12000	10500	9500	11000	10000	9500	13000	12000	11500
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$E_{0,05}$	8000	7000	6400	7400	6700	6400	8700	8000	7700
Modulo di elasticità perpend. alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{90,mean}$	400	350	320	370	330	320	430	400	380
Modulo di taglio (medio), N/mm ²	G_{mean}	750	660	590	690	630	590	810	750	720
Massa volumica (5-perc.), kg/m ³	ρ_k	380	380	380	280	280	280	550	550	550
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	415	415	415	305	305	305	600	600	600

Tabella 22 - Profili resistenti del legname strutturale brano (Douglasia e latifoglie) secondo UNI 11035.

PROPRIETA'		Douglasia		Castagno	Querce caducifoglie	Pioppo e Ontano	Altre Latifoglie
		S1	S2/S3	S	S	S	S
Res. a flessione (5-perc.), N/mm ²	$f_{m,k}$	40	23	28	42	26	27
Res. a trazione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{t,0,k}$	24	14	17	25	16	16
Res. a trazione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,5	0,8	0,4	0,5
Res. a compressione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c,0,k}$	26	20	22	27	22	22
Res. a compressione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c,90,k}$	2,6	2,6	3,8	5,7	3,2	3,9
Res. a taglio (5-perc.), N/mm ²	$f_{v,k}$	4,0	3,4	2,0	4,0	2,7	2,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{0,mean}$	14000	12500	11000	12000	8000	11500
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$E_{0,05}$	9400	8400	8000	10100	6700	8400
Modulo di elasticità perpend. alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{90,mean}$	470	420	730	800	530	770
Modulo di taglio (medio), N/mm ²	G_{mean}	880	780	950	750	500	720
Massa volumica (5-perc.), kg/m ³	ρ_k	400	420	465	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	435	455	550	825	460	560

Valori caratteristici di tensione (MPa) e modulo elastico (GPa)		C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40
Resistenza a flessione parallela alla fibratura	$f_{m,0,k}$	14	16	18	22	24	27	30	35	40
Res. a trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	13	14	16	18	21	24
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Res. a compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	20	21	22	23	25	26
Res. a compressione perpend. alla fibratura	$f_{c,90,k}$	4,3	4,6	4,8	5,1	5,3	5,6	5,7	6,0	6,3
Res. a taglio	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8
Modulo elastico a flessione (val. medio)	$E_{0,mean}$	7	8	9	10	11	12	12	13	14
Modulo elastico a flessione (val. caratter.)	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,7	7,4	8,0	8,0	8,7	9,4

Valori caratteristici di tensione (MPa) e modulo elastico (GPa)		D30	D35	D40	D50	D60	D70
Resistenza a flessione parallela alla fibratura	$f_{m,0,k}$	30	35	40	50	60	70
Res. a trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	18	21	24	30	36	42
Res. a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9
Res. a compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34
Res. a compressione perpend. alla fibratura	$f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Res. a taglio	$f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Modulo elastico a flessione (val. medio)	$E_{0,mean}$	10	10	11	14	17	20
Modulo elastico a flessione (val. caratter.)	$E_{0,05}$	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8

Tabella 23 - Classi di resistenza secondo UNI EN 338. Legno di conifere e di pioppo (C), latifoglie (D).

4.6 La classificazione del legname

4.6.1 Il legname tondo

Abitualmente la classificazione del legname viene eseguita secondo prassi locali, non sempre riferite a un regolamento scritto, oppure secondo accordi commerciali stipulati *ad hoc*, quali, ad esempio, il contratto italo-austriaco (si tratta di una convenzione stipulata nel 1984 tra il *Bundesholzwirtschaftsrat* e la Federazione Nazionale Commercianti Legno, al fine di migliorare lo scambio commerciale di segati tra Italia ed Austria ed evitare malintesi tra venditori ed acquirenti) o il contratto Italia-Germania. L'esistenza di accordi di questo genere dimostra come il commercio del legno necessiti da sempre di riferimenti certi.

In ogni caso, il principio è il medesimo: all'elemento viene attribuita una classe di qualità sulla base della valutazione di differenti parametri misurabili, che, in genere, sono relativi all'apparenza superficiale.

Per quanto riguarda il **legno tondo**, la classificazione è generalmente condotta, sia per le conifere che per le latifoglie, sulla base di quattro classi di qualità (in parentesi vengono indicate le definizioni più comunemente adottate):

- **la prima classe** (qualità A, I^a, P trancia) identifica tondame di ottima qualità, ossia netto da difetti o con difetti che non ne pregiudicano il successivo impiego per la tranciatura, la sfogliatura o la falegnameria di pregio;
- **la seconda classe** (qualità B, II^a, P segheria) identifica tondame di buona qualità, ma con alcuni difetti che, al massimo, lo rendono adatto a lavori di falegnameria corrente;
- **la terza classe** (qualità C, III^a, II^a segheria) identifica tondame di qualità mediocre/scarsa, per il quale i difetti presenti ne limitano l'impiego a lavori di falegnameria andante, tavole da ponteggi, ecc..
- **la quarta e ultima classe** (qualità D, IV^a, III^a segheria) comprende il legno tondo che non rientra in nessuna delle classi precedenti, ma che può essere ancora segato.

Le suddette classi sono sostanzialmente identiche a quelle riportate dalla norma ENV 1927-1:2000, anche se risultano meno rigide che in quest'ultima. Analogamente, vi è identità nelle caratteristiche considerate per l'attribuzione della classe, mentre vi possono essere differenze sui metodi di misurazione e sui criteri di classificazione.

Per quanto concerne i **segati**, invece, le classi possono in genere variare da quattro a sei, a seconda delle convenzioni adottate. Nel caso del numero minimo di classi, la ripartizione è simile a quella già vista per il tondame:

- **I^a classe:** legno privo di difetti o con difetti che non pregiudicano l'utilizzo del segato;
- **II^a classe:** legno con alcuni difetti non gravi, compensati da una buona qualità generale;
- **III^a classe:** legno non classificabile nelle prime due classi a causa dei difetti, comunque adatto ad impieghi industriali;
- **IV^a classe:** segati destinabili solo ad imballaggi, a causa dei numerosi difetti. Le convenzioni che ne prevedono un numero superiore forniscono distinzioni di maggior dettaglio a livello delle classi intermedie, lasciando sostanzialmente invariati i criteri di definizione delle due classi estreme.

Per i segati esiste dunque una certa differenza rispetto alle cinque classi individuate dalla EN 1611-1:2004. Questo rappresenta un ulteriore impulso all'adozione della suddetta norma nella prassi commerciale: le differenze, non essendo limitate alle sole classi ed estendendosi ai metodi di misurazione ed ai criteri di attribuzione delle stesse, possono essere causa di fraintendimenti, nel caso in cui non vengano adottati riferimenti analoghi.

Nelle pagine che seguono viene riportata una guida ai requisiti previsti da due norme, prese come esempio rispettivamente per la classificazione del legno tondo e dei segati.

L'obiettivo è documentare come le caratteristiche esaminate per attribuire una classe di qualità ad un elemento ligneo siano praticamente le stesse che vengono prese in considerazione nella classificazione operata per consuetudine dagli operatori del settore.

Classificare il legname tondo significa suddividere una partita di legname in classi (categorie) omogenee. L'accuratezza della classificazione può dipendere:

- dalla disponibilità di norme di classificazione, di tabelle o di accordi commerciali accettate dalle parti. Di seguito vengono riportate alcune tabelle di classificazione usate come riferimento in una vendita sperimentale realizzata in Toscana nel 2002, nell'ambito di un progetto pilota realizzato da A.R.S.I.A. e Compagnia delle Foreste;
- dal potenziale valore della partita di legname (il legname di pregio richiede una classificazione accurata, mentre il legname chiaramente destinabile ad impieghi di basso pregio può essere classificato con minor dettaglio).

In genere si tende ad individuare:

- la **specie**;
- le **dimensioni** (diametro e lunghezza);
- le **caratteristiche** che possono facilitare od ostacolare gli impieghi (caratteristiche e difetti).

CLASSIFICAZIONE DEL LEGNO DI CASTAGNO					
Caratteristiche	Unità di misura	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D
Diametro minimo	cm	30	25	20	15
Lunghezza minima	cm	300	220	220	200
Curvatura del fusto	cm/m	1	1,50	2	ammessa
Cipollatura	% di circonferenza	0	0	20	50
Ellitticità della sezione	Ø min/Ø max	0,90	0,90	0,85	ammessa
Rastremazione	(Ø punta/Ø base)/ lunghezza (m)	2	3	4,50	ammessa
Numero di nodi	n°/m	1	2	4	7
Dimensioni dei nodi	Ø cm	1,50	4	10	qualsiasi
Fibratura deviata	cm/m	< 3	< 5	< 7	ammessa

Fessurazioni da abbattimento	% lungh.	non ammesse	non ammesse	15	30
Altri difetti gravi	% di fusto colpita	non ammessi	non ammessi	non ammessi	25

Tabella 24 - Classificazione del legno di castagno.

CLASSIFICAZIONE DEL LEGNO DI CILIEGIO					
Caratteristiche	Unità di misura	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D
Diametro minimo	cm	30	25	20	20
Lunghezza minima	cm	300	250	220	150
Curvatura del fusto	cm/m	1	1,50	2	ammessa
Gommosi	% del fusto	assente	5	15	ammessa
Ellitticità della sezione	Ø min/Ø max	0,90	0,90	0,85	ammessa
Rastremazione	(Øpunta/Øbase)/ lunghezza (m)	2	3	4	ammessa
Numero di nodi	n°/m	0,50	1,50	4	4
Dimensioni dei nodi	Ø cm	1,50	4	8	qualsiasi
Fibratura deviata	cm/m	< 3	< 5	< 7	ammessa
Colorazione anomala	% lungh.	non ammessa	2	5	20
Altri difetti gravi	% di fusto colpita	non ammessi	non ammessi	non ammessi	25

Tabella 25 - Classificazione del legno di ciliegio.

CLASSIFICAZIONE DEL LEGNO DI NOCE					
Caratteristiche	Unità di misura	Classe A	Classe B	Classe C	Classe D

Diametro minimo	cm	30	25	20	20
Lunghezza minima	cm	300	250	220	150
Curvatura del fusto	cm/m	1	1,5	2	ammessa
Colorazione duramen	% del diametro	0-80	0-70	40-60	40-60
Ellitticità della sezione	Ø min/Ø max	0,90	0,90	0,85	ammessa
Rastremazione	(Øpunta/Øbase)/ lunghezza (m)	1	1,50	3	ammessa
Numero di nodi	n°/m	0,50	1,50	2	3
Dimensioni dei nodi	Ø cm	1,50	3	4,50	6
Fibratura deviata	cm/m	< 3	< 5	< 7	ammessa
Colorazione anomala	% lungh.	non ammessa	non ammessa	5	20
Altri difetti gravi	% di fusto colpita	non ammessi	non ammessi	non ammessi	25

Tabella 26 - Classificazione del legno di noce.

In base alla qualità, il legname è distinto nelle classi che così si possono riassumere:

- QUALITA' DI CLASSE A;
- QUALITA' DI CLASSE B;
- QUALITA' DI CLASSE C;
- QUALITA' DI CLASSE D.

Qualità di classe A

Tondame di ottima qualità, superiore alla media, adatto alla realizzazione di pregevoli lavori di falegnameria, come pure per la produzione di impiallaccature.

Possiede le seguenti caratteristiche:

- privo di nodi;
- privo di rigonfiamenti, deve essere abbattuto in autunno o in inverno;
- privo di difetti (sono ammessi difetti insignificanti, non incidenti sull'utilizzazione).

Qualità di classe B

Tondame di qualità da buona a mediocre, adatto per costruzione di interni (merce impiallacciata, pannelli) e per costruzioni staticamente sollecitate (travi lamellari). Possiede le seguenti caratteristiche:

- poco nodoso;
- senza nodi grossi;
- tollerato un numero limitato di nodi cadenti;
- asse del fusto rettilineo;
- non rastremato;
- deve essere abbattuto in autunno o in inverno.

Qualità di classe C

Tondame di qualità da mediocre a scadente, con alcuni difetti. È adatto per costruzioni non visibili, tavole per ponteggi, travatura segata in genere. Queste sono le caratteristiche:

- molto nodoso;
- nodi grossi in numero elevato;
- nodi cadenti;
- tollerate lievi colorazioni.

Qualità di classe D

Tondame che può essere ancora segato.

La prima norma è la **ENV 1927-1:2000**, classifica il legno tondo da opera di abete rosso e abete bianco secondo quattro classi di qualità, denominate A, B, C, D. La classificazione viene effettuata sul tronco intero o su sezioni virtuali dello stesso, di lunghezza minima definita dalla norma stessa.

La classe di qualità viene attribuita sulla base della caratteristica peggiore, tuttavia la norma prevede, previo accordo tra le parti, la compensazione di una singola caratteristica penalizzante l'assortimento con la miglior qualità delle altre. Quest'ultimo adattamento non può comunque essere operato per tutte le caratteristiche (ossia, i difetti gravi non sono compensabili).

La norma **EN 1611-1:2004** classifica i segati ad uso non strutturale di abete rosso, abete bianco, pini, douglasia e larice secondo cinque classi di qualità, denominate 0, 1, 2, 3, 4 (classificazione visuale dei segati di conifere ad uso non strutturale). In questo caso, però, sono previste due tipologie di classi, G2 e G4, a seconda che la valutazione dei nodi sia effettuata su due o quattro facce.

Il procedimento di classificazione del segato è più complesso rispetto al tondo e si compone di tre fasi:

1. selezione della tipologia di classe;
2. attribuzione, all'interno della tipologia selezionata, di una classe di qualità per ciascuna faccia del segato, **determinandola sulla base della caratteristica peggiore**;

3. attribuzione della classe di qualità del segato sulla base della qualità delle facce, secondo i criteri previsti dalla norma.

Le norme Rodano-Alpi

Il principale sviluppo nel campo della normazione per la classificazione del legno tondo riguarda la "CLASSIFICAZIONE LEGNO TONDO RODANO-ALPI" che adotta classi di qualità differenti per singoli topi aventi caratteristiche omogenee.

È una norma (disponibile sul sito Internet del progetto) relativa al commercio del legname di abete bianco e rosso che si basa su quattro classi di qualità (A, B, C e D) da determinare in funzione di parametri dimensionali e qualitativi. I parametri da considerare sono:

1. la misura:

- del diametro minimo della testata minore (in punta);
- della lunghezza minima del toppe virtuale;
- del diametro dei nodi;
- delle curvature;
- della rastremazione;
- la presenza di cretti del midollo;

2. nodi marci:

- cipollatura;
- sobbollimento;
- carie soffice;
- alterazione cromatica (abete bianco);
- fori da insetti;
- macchie colorate nella zona periferica (abete rosso).

In questo modo vengono determinate le qualità "falegnameria", "carpenteria superiore", "carpenteria" e "legno per imballaggi".

Il riconoscimento di una norma a livello regionale, condivisa sia dai proprietari forestali privati che pubblici, è un fatto nuovo e innovativo. La sua applicazione, tuttavia, non è affatto generalizzata.

Facilmente questa norma sarà superata o, comunque, evolverà verso la norma europea da adottarsi per il legno strutturale, la quale richiederà una classificazione meccanica preliminare dei topi da cui potranno derivare semilavorati, a loro volta classificati secondo le loro caratteristiche di resistenza meccanica

4.6.2 La classificazione del legname in piedi

Classificare un fusto in piedi non è difficile, ma sicuramente i risultati saranno meno precisi di quelli derivanti da una classificazione a terra. Questo è dovuto a più fattori, tra i quali si possono segnalare:

- la **distanza** tra punto di osservazione e posizione di eventuali particolarità del fusto, che possono trovarsi anche a diversi metri d'altezza;
- la **limitatezza** delle informazioni di cui si può disporre. In un albero in piedi, infatti, non è possibile osservare le testate del tronco, che spesso forniscono preziose informazioni sulla

regolarità degli accrescimenti, sul colore del legno, sulla presenza di marciumi interni, di cipollatura, di eccentricità del midollo e di molte altre particolarità che possono influire sull'efficienza della lavorazione e sul risultato finale;

- **l'impossibilità** di effettuare saggi per accertare l'entità di eventuali colorazioni (o decolorazioni) causate da ferite o da nodi apparentemente marci (visto che vengono osservati a distanza);

Può essere conveniente vendere il legname in piedi quando:

- il **materiale** presente nel bosco è prevalentemente destinabile alla combustione, all'industria del tannino, della cellulosa o dei pannelli;
- il **venditore** non è in grado o non è interessato ad effettuare la movimentazione dei tronchi per costituire lotti omogenei;
- il **venditore** non è interessato ad allargare il numero di potenziali acquirenti e non intende correre il rischio di ritrovarsi dei lotti di legname abbattuto invenduti. Nel caso delle Comunità Montane, ad esempio, la vendita di legname classificato a terra e riunito in lotti omogenei comporta un aggravio burocratico e di lavoro che non sempre i funzionari e i tecnici sono disposti a sobbarcarsi.

Quando anche solo una di queste condizioni è presente, conviene organizzarsi per vendere/comprare il legname in piedi.

Anche in questo caso sarà però necessario stimare il valore del bosco. Se si tratta di un soprassuolo in cui si valuta siano presenti fusti di pregio in una percentuale superiore al 5-10% del volume (a seconda delle specie e del valore di mercato del loro legname), può essere conveniente misurare la quantità e stimare la qualità dei fusti da lavoro, per procurarsi elementi a cui fare riferimento nelle trattative per la compravendita. Tali informazioni costituiscono un utile riferimento per la determinazione del prezzo base al di sotto del quale non conviene vendere.

Oltre a ciò, anche il compratore disporrà di elementi numerici (ad esempio, 15% in volume di tondo da sega) a cui riferirsi per formulare la propria offerta.

Le fasi pratiche della classificazione del soprassuolo sono:

- misurazione della porzione di fusto da lavoro;
- osservazione delle caratteristiche del fusto che possono favorire od ostacolare la lavorazione;
- assegnazione del fusto, o di una parte di esso, ad una certa classe di qualità (classificazione vera e propria);
- registrazione dei dati in un'apposita scheda o supporto digitale;
- marcatura del tronco (con vernice o con apposite placchette numerate), per distinguerlo da quelli non classificati ed attribuirlo definitivamente ad una classe.

I criteri per la classificazione del legname in piedi sono gli stessi che si adottano per la classificazione del legname a terra.

Si tratta in estrema sintesi di verificare qual è la classe più elevata a cui può essere attribuito il fusto in esame, tenuto conto delle dimensioni e delle caratteristiche estetico-tecnologiche che presenta.

A questo scopo, per le specie finora considerate dal CEN, si può fare riferimento alle norme UNI EN. Per quelle non ancora normate, si possono adottare:

- **tabelle** come quelle riportate per castagno, ciliegio e noce;

- **indicazioni per la classificazione** derivanti da contratti di scambio commerciale tra due o più Paesi (tra cui non è detto debba essere compresa l'Italia);
- **norme nazionali** di altri stati (ad esempio, Francia, Germania, USA).

Ai fini della classificazione interessa sapere:

- il diametro a 1,30 m di altezza (che servirà per calcolare il volume della pianta attraverso una tavola di cubatura);
- la lunghezza del fusto da lavoro (o dei tronchi, se si individuano due classi di qualità nello stesso fusto) che servirà sia per la determinazione del volume che per la classificazione;
- il diametro del fusto all'altezza considerata nelle norme o nelle tabelle di classificazione adottate.

Per quest'ultima misura è importante fare attenzione al criterio indicato. Mentre le norme UNI EN finora approvate fanno riferimento al diametro mediano sotto corteccia, le tabelle per castagno, ciliegio e noce tengono conto del diametro in punta sopra corteccia. È quindi necessario che il classificatore, una volta presa la misura a 1,30 m, stimi la rastremazione del fusto e valuti la misura all'altezza considerata dal sistema di classificazione adottato.

Ad esempio, se si misura un diametro di 30 cm a 1,30 m di altezza e si stima una rastremazione di 1 cm per ogni metro di lunghezza, a 5,30 m di altezza il diametro da considerare ai fini della classificazione sarà di 26 cm.

Se il sistema di classificazione considera il diametro sotto corteccia, è necessario stimare lo spessore di quest'ultima e sottrarlo al valore ricavato (ad esempio, se si stimano 2 cm di corteccia il diametro dell'esempio precedente passa da 26 a 24 cm).

Il calcolo del volume globale delle piante classificate (che non sono necessariamente tutte quelle del popolamento forestale) serve per quantificare la proporzione di legname da lavoro (meglio se suddiviso in classi di qualità).

A tal fine, si può calcolare il volume con una delle formule di cubatura dei tronchi riportate nei trattati di dendrometria. Nella scelta della formula, è importante tenere conto sia della precisione di calcolo che delle misure necessarie al suo corretto impiego.

Non tutte le caratteristiche di un fusto sono rilevabili da un unico punto d'osservazione. Per questo è necessario osservarlo sia da lontano che da vicino.

- **Da lontano (distanza pari all'altezza della pianta)**

È possibile avere una visione d'insieme del fusto. In questa fase si osserva:

- la lunghezza del toppo basale (o primo fusto) e la presenza di un eventuale secondo fusto (generalmente con caratteristiche meno favorevoli alla lavorazione e quindi di minor pregio). Di solito, per le latifoglie, il toppo basale va da terra fino all'inserzione del ramo o dei rami più bassi (ma a delimitare la porzione più pregiata della pianta può bastare una gobba o una forte riduzione del diametro o una biforcazione). Nel toppo basale delle conifere, invece, possono essere inseriti anche numerosi rami, verdi o secchi, o anche solo monconi: in queste specie legnose il toppo basale è delimitato da curvature, localizzate anomalie o biforcazioni, altrimenti, se il fusto è regolarmente dritto, dalla riduzione del diametro;
- la verticalità e drittezza delle parti di fusto da classificare;
- il grado di rastremazione tra la base del fusto ed il punto in cui finisce la stima e la cubatura del fusto (questo è utile successivamente per ottenere, a partire dalla misura del diametro

a 1,30 m, quella del diametro preso in considerazione dalla tabella di classificazione adottata);

- la presenza di protuberanze (soprattutto nella parte più alta, poiché sono più difficili da valutare da vicino);
- la presenza di grossi rami secchi o di cavità nella parte alta del fusto e in prossimità dell'inserzione della chioma, poiché possono determinare carie (marciume) all'interno futuro tronco da lavoro;
- la presenza di un eventuale "secondo fusto" e l'altezza a cui arrestare la valutazione della qualità e la cubatura.

Tutte queste osservazioni, generalmente facili e rapide da effettuare, possono essere efficacemente condotte a termine osservando l'albero da lontano e girandogli attorno per almeno 180°.

- **Da vicino (1 m circa)**

Si possono fare misure e valutare con sufficiente precisione la presenza di particolarità nei primi 2-3 m di fusto. Nell'osservazione da vicino, è necessario valutare il fusto da ogni lato, percorrendo un giro di 360° intorno ad esso. In questa fase, gli aspetti da considerare sono:

- la presenza, la quantità e le dimensioni dei nodi, coperti dalla corteccia e non;
- la presenza di cicatrici alla base o lungo il fusto;
- l'andamento della fibratura, generalmente desumibile dall'andamento della corteccia;
- le inclusioni di corteccia, soprattutto in corrispondenza di biforcazioni o dell'inserzione dei rami sul fusto;
- la rotondità o il grado di ellitticità della sezione orizzontale e la conseguente cilindricità del futuro tronco;
- la presenza di protuberanze, schiacciamenti o depressioni nella superficie del fusto;
- la presenza di legno marcio alla base, o di cavità nella porzione basale del fusto;
- i segni di attacchi di insetti lignivori;
- la presenza di ferite.

Le due osservazioni, da lontano e da vicino, si completano a vicenda. Di solito, prima si effettua l'osservazione da lontano e poi quella da vicino.

Attribuzione di una classe ad un fusto

Una volta terminate le misurazioni e le osservazioni, si può procedere all'attribuzione di una classe di qualità al fusto esaminato. Al fine di operare in maniera sistematica, può essere conveniente confrontare dati ed osservazioni con i parametri presenti nelle tabelle di classificazione.

La procedura è sempre la stessa, ciò che cambia sono le caratteristiche della specie, di ogni singolo fusto e le tabelle di classificazione.

Per chiarire meglio la procedura, di seguito si riporta l'esempio di un castagno classificato in base alla tabella pubblicata su questo *vademecum*.

Si riporta di seguito un esempio di classificazione di qualità.

Si prende in considerazione un fusto di castagno di 42 cm di diametro a 1,30 m di altezza. Primo fusto di 5,30 m. Secondo fusto non utilizzabile per segati a causa dell'eccessiva presenza di grossi rami.

È stata stimata una rastremazione di 1 cm per metro e uno spessore della corteccia di 1,5 cm per lato (3 cm in tutto da sottrarre al valore del diametro). Tenuto conto di queste stime, il diametro in punta (considerato come parametro utile nella Tabella 1 presa a riferimento) risulterà quindi pari a 35 cm. Partendo da questi dati per l'attribuzione di una classe di qualità al primo fusto, si procede come segue:

- in base al diametro in punta di 35 cm, il fusto può essere attribuito alla classe A;
- la lunghezza di 5,30 m consente ancora di mantenere il fusto in classe A;
- la curvatura del fusto è inferiore a 1 cm/m, per cui il fusto rimane in classe A;
- la sezione non è perfettamente circolare, ma il rapporto tra diametro minimo e massimo è superiore a 0,9 (cioè la differenza tra i due diametri è inferiore al 10% di quello maggiore). In base a questo parametro, il fusto rimane in classe A;
- la rastremazione di 1 cm lo fa rimanere in classe A;
- la presenza di 8 nodi ricoperti (1,51/m) di diametro compreso tra i 3 e i 4 cm impone di declassare il fusto in classe B;
- la fibratura è dritta, per cui il fusto rimane in classe B;
- la presenza di una ferita superficiale, recente (2 o 3 anni), causata dal crollo di un albero vicino, e di un'ulteriore ferita al piede dell'albero, causata da un masso, per quanto parzialmente ricoperte da tessuto cicatriziale, impongono di declassare il fusto in "C".

A questo punto, il confronto tra misure, valutazioni del classificatore e tabella di classificazione è terminato ed il fusto viene attribuito alla "Classe C".

Affinché il potenziale acquirente possa rendersi conto di quali fusti sono stati classificati da lavoro e quali caratteristiche hanno, deve poterli identificare immediatamente all'atto del sopralluogo in bosco. La marcatura può essere effettuata con molte tecniche differenti, in ogni modo deve essere ben visibile e resistente nel tempo. Tra queste, si possono segnalare:

- l'apposizione di un anello di vernice ad 1,30 cm da terra, dove si prende la misura del diametro, in modo che la pianta sia identificabile da qualsiasi punto d'osservazione;
- la marcatura con un numero d'identificazione, da realizzare con vernice ed apposite mascherine. In questo caso, l'ideale sarebbe riportare due volte il numero in posizioni diametralmente opposte. Nel caso si optasse per un solo numero, conviene collocarlo sempre con lo stesso orientamento
- l'apposizione di una placchetta colorata e/o numerata da fissare con un apposito martello o, soprattutto per le specie a corteccia spessa, con un piccolo chiodo. Anche in questo caso, è importante applicare le placchette secondo lo stesso orientamento. Nel caso si identificassero nel bosco più classi di legname da lavoro, può essere utile adottare convenzionalmente un colore per ogni classe.

4.6.3 La classificazione del legname a terra

Nella commercializzazione del legname da lavoro, la scelta di classificare in piedi o a terra dipende essenzialmente dai seguenti elementi:

- volontà da parte del venditore di offrire il materiale ad un numero elevato di potenziali acquirenti;
- quantità e pregio del legname da vendere (tanto maggiori sono le quantità e il pregio, quanto più conveniente è effettuare una classificazione a terra);

- possibilità di movimentare i tronchi per realizzare lotti omogenei.

Quando tutti e tre questi elementi sono presenti, può essere conveniente realizzare una classificazione a terra.

Questa, infatti, non è più difficile di quella in piedi e consente di valutare il legname con miglior precisione, favorisce una maggior trasparenza nella compravendita, riduce i rischi dell'acquirente e costituisce la base essenziale per una migliore valorizzazione.

Le fasi della classificazione a terra sono:

1. misurazione della lunghezza del tronco, da approssimare per difetto ai 10 cm inferiori (per evitare contestazioni in fase di contrattazione o successivamente alla compra-vendita e per favorire l'instaurarsi di un rapporto di fiducia tra offerente e potenziali acquirenti);
2. misurazione del/dei diametro/i necessario/i alla cubatura del tronco e alla sua classificazione;
3. osservazione delle caratteristiche del tronco che possono favorire od ostacolare la lavorazione;
4. assegnazione del tronco, o di una parte di esso, ad una certa classe di qualità (classificazione vera e propria);
5. registrazione dei dati in un'apposita scheda o in un computer palmare;
6. marcatura del tronco (con vernice o con apposite placchette numerate).

Classificare un tronco a terra non è difficile, soprattutto se è già stato portato a bordo strada e se è facilmente ispezionabile in ogni sua parte. Soprattutto se si effettua la classificazione con l'ausilio di un pinza caricatronchi, è possibile osservare anche il lato che, una volta a terra, non sarà più visibile. In ogni caso, se i tronchi sono ben disposti sul terreno sarà possibile osservarli nel dettaglio e difficilmente potranno sfuggire caratteristiche importanti ai fini della classificazione.

La classificazione a terra può essere effettuata sul letto di caduta o all'imposto. In entrambi i casi, ci sono vantaggi e svantaggi, che devono essere soppesati da chi si occupa della valorizzazione.

Se si effettua sul letto di caduta, i principali vantaggi sono:

- la possibilità di poter sezionare i fusti in tronchi con caratteristiche omogenee. Ciò eviterà di avere all'imposto tronchi con caratteristiche da classe A nella parte basale e una parte terminale, magari corta (1,50-2 m), con caratteristiche da classe C o D. Quando si verificano casi in cui ci sono pezzi di fusto troppo corti (1,50-2 m) da attribuire a differenti classi di qualità, può essere conveniente lasciare il tronco più lungo possibile e attribuirgli la classe peggiore o intermedia tra quelle che presenta (ad esempio, meglio 3,50 m in classe B che 1,50 m in classe A e 2 m in classe B);
- la possibilità di suddividere i tronchi classificati in lotti omogenei già all'imposto. Così facendo, si possono ridurre, in parte, i costi di movimentazione del materiale.

Gli svantaggi della classificazione sul letto di caduta sono:

- alcuni fusti, a causa della ramaglia presente o di altri fusti disposti trasversalmente o parallelamente a quelli da classificare, possono essere difficilmente ispezionabili sui fianchi e/o sulle testate;
- la classificazione è meno precisa e, spesso, diviene necessario effettuare una rapida ispezione di controllo, nel momento in cui i tronchi si trovano all'imposto o sono già stati inseriti nei lotti;
- i tempi di classificazione si possono allungare, a causa della difficoltà di spostamento che spesso si incontra in un bosco appena utilizzato.

A seguito dell'esbosco, la classificazione può essere effettuata direttamente all'imposto, se c'è spazio sufficiente, o in una delle aree in cui i tronchi saranno esposti per la vendita. Anche in questo caso ci sono vantaggi e svantaggi.

Tra i vantaggi si segnalano:

- la possibilità di ispezionare entrambe le testate e i fianchi di ogni tronco, ad eccezione delle parti che toccano a terra, accresce la precisione della classificazione. Le parti non ispezionabili normalmente rappresentano solo un quarto o un quinto della superficie dei fianchi del tronco;
- la possibilità, se si dispone di una pinza caricatronchi, di sollevare i tronchi per analizzarne anche la parte appoggiata a terra (se la classificazione viene effettuata al momento della disposizione dei tronchi a terra, si riducono anche i costi dell'impiego della pinza);
- la riduzione dei tempi di stima, poiché è più facile avere una visione d'insieme del tronco, le misure possono essere rilevate più agevolmente, gli eventuali "difetti" possono essere individuati e, se necessario, misurati più facilmente;
- la rapidità di spostamento da un tronco all'altro aumenta.

La classificazione all'imposto o nell'area di vendita presenta essenzialmente uno svantaggio: i tronchi sono già stati sezionati per poterli esboscare e, per quanto gli operatori li abbiano lasciati più lunghi possibile (in modo da lasciare all'acquirente la scelta della successiva sezionatura), non è rarissimo trovarne alcuni a cui potrebbero essere attribuite due classi di qualità, talvolta anche molto distanti (ad esempio, classe A al primo fusto e classe D al secondo). In questi casi, soprattutto se la parte di minor pregio è molto corta, c'è il rischio di non venderla o di doverla lasciare sul tronco senza cubarla per non abbassare la classe e il prezzo del primo fusto.

Vale la pena effettuare una classificazione tronco per tronco soltanto quando il pregio del legname è medio alto. Per poter effettuare una buona classificazione, soprattutto se si tratta di legname di latifoglie, i tronchi non devono essere disposti in cataste, ma devono essere allineati uno a fianco dell'altro. Tra un pezzo e l'altro è opportuno che resti una distanza almeno pari al diametro alla base. In ogni caso, deve rimanere lo spazio sufficiente per poter ispezionare bene il tronco, sia sui fianchi che sulle testate. Tutte le testate di base devono essere disposte dallo stesso lato dell'allineamento e, preferibilmente, da quello più accessibile per l'ispezione.

Nella classificazione del legname a terra, si tratta essenzialmente di verificare, di volta in volta, qual è la classe più elevata a cui può essere attribuito il fusto in esame, tenuto conto delle dimensioni e delle caratteristiche estetico-tecnologiche che presenta.

Per fare ciò, è quindi necessario disporre di un riferimento chiaro e trasparente, che consenta di suddividere il legname da lavoro in categorie omogenee.

A questo scopo, per le specie finora considerate dal CEN, si può fare riferimento alle norme UNI EN. Per quelle non ancora normate, si rimanda a quanto già suggerito per la classificazione in piedi.

Quando i tronchi sono già stati sezionati ai fini della cubatura e della classificazione, interessa misurare:

- il diametro mediano (che servirà per calcolare il volume della pianta) e, se richiesto dalle tabelle di classificazione, il diametro in punta. È utile fare attenzione all'eventuale ellitticità della sezione trasversale del tronco. Se la sezione fosse evidentemente ellittica, è corretto fare la media tra il diametro minimo e quello massimo;
- la lunghezza del tronco (o dei tronchi, se si individuano due classi di qualità), che servirà sia per la determinazione del volume che per la classificazione;

Nella misura del diametro, è importante verificare se il sistema di classificazione adottato richiede il valore sopra o sotto corteccia. All'atto della presentazione dei tronchi ai potenziali compratori, è corretto specificare se i diametri a cui si fa riferimento sono sopra o sotto corteccia.

Non tutte le caratteristiche di un fusto sono rilevabili da un unico punto d'osservazione. Per questo è necessario osservare entrambe le testate e i fianchi in tutta la loro lunghezza.

Si può partire analizzando la testata di base; si può proseguire visionando la parte destra e quella superiore del tronco in tutta la loro lunghezza fino alla testata di punta.

Analizzata la testata di punta, si ritorna verso la base osservando le caratteristiche del lato sinistro del tronco. Solo a questo punto, con l'ausilio delle altre misure, si potrà attribuire al tronco una classe di qualità.

Certe caratteristiche, considerate "difetti" per molte trasformazioni, sono tipiche di alcune specie legnose, altre, invece, sono frequenti un po' in tutte le specie.

Di seguito si elencheranno le particolarità che è generalmente importante osservare nella testata di base, in quella di punta e nei fianchi del tronco:

- la regolarità e l'ampiezza degli accrescimenti;
- gli accrescimenti;
- l'eccentricità del midollo;
- la presenza di cipollatura;
- la presenza di legno marcio;
- la colorazione del legno;
- la proporzione tra alburno e duramen (nelle specie che li presentano distinti);
- la presenza di ferite cicatrizzate;
- l'ellitticità della sezione;
- la continuità di particolarità riscontrate nella testata di base anche in quella di punta (ad esempio, cipollatura, legno marcio o con colorazioni particolari) e viceversa;
- la presenza di fessurazioni da abbattimento;
- la presenza di cretti di varia origine.

Quando le caratteristiche negative presenti su una delle testate sono tali e tante da declassare il tronco in "D", mentre invece l'analisi dei fianchi non ha rilevato particolarità declassanti, può essere conveniente asportare direttamente una porzione di tronco (30-50 cm) e verificare così le condizioni della nuova testata. Se questa non presenta più le caratteristiche negative di quella precedente, si può assegnare al tronco una classe migliore. In questi casi, è comunque bene essere prudenti nell'assegnazione della classe di qualità.

Si possono verificare:

- la rastremazione del tronco, che può essere avvalorata dal confronto tra la misura del diametro di base e quello di punta;
- la drittezza: per questa caratteristica non basta l'osservazione dalla base. Siccome una curvatura presente sul lato appoggiato a terra potrebbe sfuggire, è meglio osservare il tronco da più punti;

- la presenza, la numerosità e le dimensioni dei nodi scoperti. Di questi, si verificano anche le caratteristiche. In particolare, si cerca di accertare se sono "sani aderenti", sani ma non aderenti (o parzialmente aderenti), oppure se sono marci;
- la presenza, la numerosità e le dimensioni apparenti dei nodi ricoperti, sui quali non si può sapere altro se non dopo la segagione;
- la drittezza della fibratura attraverso l'andamento della corteccia;
- la presenza di schiacciamenti, protuberanze o depressioni della superficie;
- la presenza, l'estensione e la profondità di ferite, aperte o cicatrizzate (parzialmente o totalmente);
- la presenza e la numerosità di fori di insetti lignivori;
- le inclusioni di corteccia in corrispondenza di biforcazioni o dell'inserzione di grossi rami.

Una volta terminate le misurazioni e le osservazioni, si può procedere all'attribuzione di una classe di qualità al fusto esaminato, seguendo la stessa procedura descritta per la classificazione del legname in piedi.

La procedura si ripete per ogni tronco. Ciò che cambia può essere la specie e gli aspetti da considerare e la tabella di classificazione a cui fare riferimento.

La classificazione del legname a terra è finalizzata alla costituzione di lotti omogenei per specie e/o per caratteristiche estetiche e tecnologiche.

Terminata la classificazione, si rende necessaria un'elaborazione che consenta di riunire in lotti di dimensioni adeguate i tronchi esaminati.

Quanto più accurata sarà stata la fase di classificazione, tanto più i lotti potranno rispondere alle esigenze di acquirenti specializzati in particolari trasformazioni e/o impieghi del materiale offerto.

4.7 Risvolti della classificazione del legname nei cantieri di ingegneria naturalistica

Quanto sopra riportato risulta particolarmente importante nel caso di acquisto di legname per le opere di ingegneria naturalistica.

Quasi mai si impiegano legnami semilavorati (dal legname semisquadrato - travame uso Trieste, per esempio - al legname squadrato o alle assi), tuttavia quasi sempre si impiega legname tondo con o senza corteccia.

Nell'acquisto di legname, è fondamentale far riferimento a precise caratteristiche, che vanno dalla classe di qualità del legname, ai diametri minimi (in testa, alla base e a metà lunghezza), alla presenza di nodi, alla presenza di altri e vari difetti.

Anche se è vero che si tratta di legname destinato col tempo a marcire e scomparire, è altrettanto vero che alcune caratteristiche devono essere possedute: non è necessario avere in cantiere legname di prima classe di qualità, ma bisogna comunque farsi consegnare partite di legname almeno di classe quarta. Questo è possibile solamente se viene concordato il significato della classificazione del legname secondo norme prestabilite.

Altrettanto dicasi per i diametri: nelle prescrizioni di capitolato e negli ordinativi di materiale va indicato il diametro minimo necessario per l'accettazione dei pali in cantiere e bisogna specificare dove questo diametro verrà misurato per la verifica, altrimenti si rischia di ricevere in cantiere materiale non conforme.

Per quanto riguarda la lunghezza del tondame, è preferibile impiegare le misure di 4 o 5 m o più. La lunghezza di 2 m trova scarsa applicazione, sia perché molto spesso non trovano impiego

neppure come montanti, in quanto la profondità della palificata a parete doppia risulta uguale o maggiore ai 2 m e pertanto la lunghezza del tondo risulta insufficiente, sia perché l'impiego di tronchi di lunghezza pari a 2 m determina una minore resistenza complessiva della struttura, che si trova interrotta ogni 2 m, impedendo l'alternanza delle giunture, utile affinché le stesse non si trovino (sia in senso longitudinale che verticale) sempre nella stessa zona.

A volte vengono fornite partite di legname così dette "fuori misura", ovvero che non sono riferibili a misure standard (2-4-5 o più metri). Tali partite di legname devono essere attentamente valutate dalla DL all'atto dell'accettazione - che deve essere fatta sempre con riserva - per permettere il controllo delle misure delle lunghezze, dei diametri minimi e la verifica dei difetti, soprattutto la rastremazione.

A titolo indicativo, si può indicare come diametro minimo 17,50 cm, misurato in testa per fusti di 2 o 4 o 5 m, nel caso in cui si utilizzino chiodature con diametro di 12 mm (tenendo presente che la misura è al netto della cosiddetta "sopramisura" di 10 cm per parte, considerata la parte di tronco che viene eliminata dopo il trasporto per ottenere misure nette). I diametri massimi sono invece legati alla maneggevolezza del tronco ed al suo peso (si ricorda a tal riguardo la regola data per la movimentazione dei carichi dagli operai prevista in 30 kg/uomo - 25 kg per le donne). Questo fa sì che tronchi con diametro superiore ai 30-35 cm siano non impiegabili non solo a causa del peso (considerando al massimo 3 operai che maneggiano un tronco), ma anche per evidenti problemi di maneggiamento, anche meccanico, da parte dell'escavatore o del ragno meccanico o di altro mezzo; altrettanti problemi nel caso di imbarcamento con cinghie o catene di sollevamento o trascinamento.

Anche per gli eventuali difetti del legname è opportuno che, nell'ambito dei capitolati speciali d'appalto, vengano specificati i difetti ed in quale misura possono venire accettati o meno.

La presenza di:

- forte rastremazione (soprattutto nel caso di realizzazione di palificata viva di sostegno);
- notevole curvatura del tronco;
- presenza di marciumi o cavità o elevata presenza di tasche di resina;
- biforcazioni;
- elevata eccentricità dei tronchi;
- fibratura torta;
- cipollature del legname;
- notevoli segni di attacchi da parte di insetti lignivori;
- presenza di cicatrici, anche se rimarginate;

portano ad una non accettazione del materiale legnoso in cantiere.

4.7.1 Scelta del legname: la regola dei 5 passi

Per la scelta del legname più idoneo alla realizzazione d'opere strutturali per il consolidamento di versanti e per la difesa di corsi d'acqua, si deve considerare una serie di fattori tecnici ed economici.

Tra gli elementi tecnici, vanno innanzitutto tenute presenti le condizioni di operatività della struttura:

- opera prevalentemente bagnata;

- opera nella quale si alternano condizioni di bagnato ed asciutto;
- opera prevalentemente asciutta.

In caso di **presenza d'acqua costante od intermittente**, si devono privilegiare le caratteristiche di resistenza meccanica del legname e quelle di durabilità. Per quanto concerne la resistenza meccanica, visto il ruolo importante svolto dall'umidità del legno nel ridurre la resistenza del legname alle sollecitazioni, è opportuno impiegare legname che presenti i valori più elevati di resistenza, in modo tale da poter raggiungere i parametri di progetto anche in condizioni di elevata umidità.

Naturalmente, in un contesto ad alta umidità, è importante valutare la resistenza all'attacco di batteri, muffe e funghi lignivori, che proliferano anche per la presenza di zone umide residue nel corpo dell'opera.

La presenza di fessure longitudinali, rotture meccaniche localizzate ed esfoliazione della superficie del legno, facilita la colonizzazione di batteri, i quali riducono l'anaerobiosi e favoriscono l'insediamento delle muffe, seguite dai funghi. Il danno, anche se parziale o a settori, può pregiudicare l'intera struttura dal punto di vista della resistenza meccanica.

Il larice tra le conifere e quercia, castagno e robinia tra le latifoglie sono i legnami che maggiormente soddisfano la necessità di resistenza meccanica e di durabilità all'attacco di funghi.

Per **opere prevalentemente asciutte**, va considerata anche la resistenza all'attacco degli insetti, in particolare in concomitanza di altri fattori predisponenti l'aggressione del legname.

In tutte le opere in legname, oltre ai criteri di durabilità e resistenza, la scelta della specie va guidata anche da considerazioni sulla funzione prevalente dell'opera da costruire, sulla reperibilità e sul costo del legname, nonché sulla periodicità degli interventi di manutenzione.

In generale, si possono individuare cinque regole per la scelta del legname da impiegare per le opere di ingegneria naturalistica:

- scelta di **tondame** e non di legname squadrato;
- nel caso si utilizzino chiodature, scelta **diametro** minimo impiegabile in base a quanto descritto nel presente testo;
- scelta del legname in base a:
 - durabilità;
 - condizioni ambientali (P, T, umidità);
 - sito di costruzione (in versante o sulle sponde di corsi d'acqua);
- scelta del legname rispetto alla **disponibilità**: si inizia cercando specie presenti nella zona di cantiere, poi nelle immediate vicinanze, di seguito allargando il campo di ricerca;
- scelta del legname in base alle **caratteristiche meccaniche** (nervosità, elasticità, resistenza, ecc.).

4.8 Misurazione del legname a peso

Le unità di misura del peso sono tonnellata allo stato anidro (legname completamente asciutto, essiccato), oppure tonnellata ad umidità commerciale (legname stagionato all'aria o in bosco). In questo caso è necessario distinguere tra contenuto d'acqua (quantità d'acqua assoluta contenuta) ed umidità (riferita allo stato anidro, espressa in percentuale). La misurazione del peso in tonnellate allo stato anidro va eseguita con un metodo riconosciuto. La precisione di misura richiesta è di +/- 3% per il peso e di +/- 3% per l'umidità. L'umidità si determina da un campione rappresentativo per la consegna. Per gli strumenti di misura elettronici, valgono le norme di taratura vigenti.

MISURAZIONE DEL SEGATO

TAVOLAME REFILATO A SPIGOLO VIVO E PARALLELO

MISURA DELLA LUNGHEZZA: la lunghezza del segato è misurata con l'approssimazione ai 10 cm per difetto. La misurazione al centimetro si usa solo per prodotti finiti e di particolare valore.

MISURA DELLO SPESSORE: si misura in millimetri, con l'approssimazione di 1 mm per difetto, in corrispondenza della metà della lunghezza oppure mediando più punti escluse le estremità.

MISURA DELLA LARGHEZZA: si misura in centimetri con la precisione di 1 cm per difetto. La misurazione si effettua di regola a metà della lunghezza, oppure nel caso di conifere, a 1,60 m dalla base per tavole di 4 m e a due quinri dalla base per tavole di lunghezza diversa.

TAVOLAME REFILATO A SPIGOLO VIVO NON PARALLELO (RASTREIMATE): l'unica misura che differisce rispetto al caso precedente è quella della larghezza, la cui misura deve essere effettuata in un punto medio, per evitare che misure troppo vicine alla base in tavole lunghe (per esempio a 1,60 m per tavole da 4 m) comportino una eccessiva sovrastima del volume.

TAVOLAME NON REFILATO: la larghezza si misura facendo la media tra la larghezza delle due facce, oppure misurando a metà dei due smussi.

4.9 Difetti del legname

Alterazioni di colore

CONSIDERATO DA: UNI ENV 1927-1 e UNI EN 1611-1

DEFINIZIONE: qualsiasi modificazione del colore naturale del legno che non comporti una diminuzione delle sue proprietà meccaniche. Le alterazioni di colore possono svilupparsi in seguito a fattori naturali, quali l'azione di funghi e agenti atmosferici, o di origine antropica, come il contatto con metalli e sostanze chimiche.

CONSEGUENZE: peggioramento delle caratteristiche estetiche del legno

RILIEVO: la norma ENV 1927-1 prescrive la verifica della presenza o assenza dell'alterazione, mentre la EN 1611-1 impone di valutarne profondità e area in rapporto alla superficie del segato. Entrambe le norme ammettono alterazioni di colore solamente nelle classi inferiori. È opportuno sottolineare che la EN 1611-1 include, impropriamente, sotto un'unica voce alterazioni cromatiche e sobbollimento, a differenza della ENV 1927-1 che le considera, correttamente, in maniera distinta.

Attacco di insetti

CONSIDERATO DA: ENV 1927-1 e EN 1611-1

DEFINIZIONE: deterioramento del legno causato dall'attività di insetti.

CONSEGUENZE: a seconda dell'intensità, si determina una riduzione più o meno marcata delle proprietà meccaniche del legno, unitamente al rischio di trasmissione dell'infestazione ad altri elementi.

RILIEVO: considerata la notevole rilevanza del difetto, entrambe le norme ammettono l'attacco di insetti esclusivamente nelle classi peggiori. L'entità dell'attacco è valutata in base a dimensione e numero dei fori di sfarfallamento visibili sulla superficie del legno: la ENV 1927-1 distingue tra fori inferiori e superiori a 3 mm di diametro, mentre la EN 1611-1, più restrittiva, precisa che gli attacchi non devono essere in corso e che i fori non devono essere superiori o uguali a 2 mm.

Carie

CONSIDERATA DA: UNI ENV 1927-I e UNI EN 1611-I DEFINIZIONE: alterazione fungina di tipo strutturale, a carico dei costituenti chimici delle pareti cellulari che compongono i tessuti legnosi.

CONSEGUENZE: le carie determinano una perdita progressiva di massa, resistenza meccanica e durezza, generalmente accompagnata da variazioni di colore e di aspetto superficiale. Il deterioramento del legno è tanto più significativo quanto maggiore è lo stadio di avanzamento della carie che, in casi estremi, può rendere il materiale completamente inutilizzabile.

RILIEVO: trattandosi di una caratteristica che condiziona in maniera significativa le possibilità di impiego del legno, sia la ENV 1927-I che la EN 1611-I non ammettono la presenza di carie in nessuna classe qualitativa (eccetto che per quantità trascurabili nelle classi peggiori).

Cipollatura

CONSIDERATA DA: ENV 1927-I

DEFINIZIONE: separazione che si riscontra generalmente al limite tra due anelli di accrescimento contigui e che si sviluppa lungo un piano longitudinale tangenziale. È dovuta a cause di natura traumatica o connesse alla presenza di tensioni interne.

CONSEGUENZE: diminuzione delle rese di lavorazione.

RILIEVO: quanto più ridotte sono le dimensioni di un tronco, tanto più la presenza di cipollature condiziona la segagione e determina perdite di lavorazione. Per questo motivo, la norma rapporta la cipollatura al diametro del tronco: se inferiore a 35 cm è ammessa solo nella classe D, se maggiore o uguale a 35 cm ne è consentita, al diminuire della classe di qualità, una presenza crescente.

Curvatura

CONSIDERATA DA: EN 1927-I

DEFINIZIONE: asse longitudinale del legno tondo, non decorrente lungo una linea retta.

CONSEGUENZE: diminuzione delle rese di segagione. Spesso la curvatura del tronco implica la presenza di fibratura deviata e legno di compressione, entrambe cause potenziali di deformazione dei segati.

RILIEVO: per ogni classe di qualità, in base al diametro dei tronchi, la norma stabilisce la deviazione massima rispetto a una linea retta, espressa in cm/m. Nel complesso, i valori di curvatura consentiti aumentano al diminuire della classe di qualità ed al crescere del diametro.

Deformazioni

CONSIDERATE DA: EN 1611-I

DEFINIZIONI: Arcuatura: deformazione di un semilavorato che si manifesta nel senso della lunghezza e perpendicolarmente alle facce; nei segati è generalmente dovuta alla presenza di legno di reazione su una faccia dell'elemento.

Falcatura: deformazione nel senso della lunghezza che si sviluppa in un piano perpendicolare al bordo di un semilavorato; nei segati è generalmente dovuta alla presenza di legno di reazione lungo uno dei bordi longitudinali o a tensioni interne da accrescimento.

Imbarcamento: deformazione nel senso della larghezza di un semilavorato; nel caso di un segato tangenziale è dovuta all'anisotropia dei ritiri e costituisce un difetto inevitabile.

Svergolamento: deformazione elicoidale che si sviluppa nel senso della lunghezza di un semilavorato.

CONSEGUENZE: a seconda dell'entità, la deformazione può essere trascurabile, può richiedere una lavorazione per regolarizzare il segato o può impedirne l'impiego per lo scopo previsto.

RILIEVO: data l'elevata igroscopicità che lo contraddistingue, il legno è per natura soggetto a fenomeni di ritiro e rigonfiamento, che, a volte, possono indurre lo sviluppo di deformazioni. Tale caratteristica si riflette sui segati, per i quali la EN 1611-I ammette la presenza di deformazioni in ogni classe qualitativa. L'entità ammessa delle deformazioni, misurata in percentuale della lunghezza dell'elemento o in mm/2m, cresce al diminuire della qualità dell'assortimento.

Fessure

CONSIDERATE DA: ENV 1927-I (fessure sulla testata) e EN 1611-I (tutte)

DEFINIZIONI: Fessura (in generale): separazione longitudinale degli elementi anatomici del legno; è la conseguenza di tensioni da ritiro, tuttavia può manifestarsi anche per effetto di tensioni interne.

Fessura di testata: fessura a sviluppo radiale visibile sulla testata; la ENV 1927-I la considera un difetto solo se causata da tensioni interne.

Fessura longitudinale: fessura decorrente nel senso della lunghezza del semilavorato.

Fessura passante: fessura che attraversa l'intero semilavorato nello spessore.

CONSEGUENZE: riduzione delle rese di lavorazione; se generate da tensioni interne, costituiscono possibili cause di successive deformazioni del materiale legnoso.

RILIEVO: la ENV 1927-I valuta il rapporto tra l'estensione delle fessure ed il diametro del tronco. La EN 1611-I distingue tra fessure di testata, fessure longitudinali e fessure passanti; queste ultime subiscono le maggiori restrizioni, in quanto rappresentano un fattore di particolare limitazione per le possibilità di impiego dei segati.

Fibratura elicoidale

CONSIDERATA DA: ENV 1927-I (come FIBRATURA ELICOIDALE) e EN 1611-I

DEFINIZIONE, CONSEGUENZE e RILIEVO

vedi Inclinazione della fibratura anomala

Inclinazione della fibratura anomala

CONSIDERATA DA: ENV 1927-I (come FIBRATURA ELICOIDALE) e EN 1611-I

DEFINIZIONI: Inclinazione della fibratura anomala (fibratura deviata): fibratura formante un angolo obliquo con l'asse di accrescimento del fusto o con i bordi di un semilavorato.

Fibratura elicoidale: particolare inclinazione anomala della fibratura, che assume andamento ad elica.

CONSEGUENZE: deformazioni dei segati e riduzione delle loro caratteristiche meccaniche.

RILIEVO: per le classi A e B, la ENV 1927-I prescrive la deviazione massima della fibratura da una linea retta; le classi C e D non prevedono invece limitazioni specifiche. Le classi G2/G4-0 e -I della EN 1611-I non ammettono fibratura deviata, consentita senza particolari restrizioni, invece, nelle rimanenti classi qualitative.

Inclusioni di corteccia

CONSIDERATE DA: EN 1611-I

DEFINIZIONE: presenza di corteccia parzialmente o totalmente inclusa nel legno.

CONSEGUENZE: diminuzione delle rese di lavorazione, presenza di fibratura irregolare.

RILIEVO: la classificazione viene effettuata calcolando, sulla porzione peggiore (di un metro di lunghezza) della superficie del pezzo, il numero e la lunghezza totale in mm delle inclusioni. La classe G2/G4-0 non ne ammette la presenza, per le rimanenti classi è permessa una quantità crescente al diminuire della qualità dell'elemento.

Legno anormalmente resinoso

CONSIDERATO DA: EN 1611-1

DEFINIZIONE: legno avente un contenuto eccessivo di resina, che, in alcuni, casi può trasudare sulla superficie del pezzo.

CONSEGUENZE: difficoltà di lavorazione e finitura, colature.

RILIEVO: non accettato nella classe G2/G4-0; nelle rimanenti classi, la percentuale di legno anormalmente resinoso, calcolata in rapporto all'area della superficie dell'elemento, non deve eccedere determinati valori predefiniti.

Legno di compressione

CONSIDERATO DA: ENV 1927-1 (come LEGNO DI REAZIONE) e EN 1611-1

DEFINIZIONI: Legno di reazione: legno anomalo che si forma nei rami e nei fusti inclinati, ulteriormente distinto in "legno di compressione", proprio delle conifere, e "legno di tensione", specifico delle latifoglie. È anche detto canastro.

Legno di compressione: legno di reazione nelle conifere. Macroscopicamente si distingue per una maggior ampiezza degli anelli di accrescimento, la sezione trasversale generalmente eccentrica, il colore solitamente più scuro, la formazione di una maggior porzione di legno tardivo nell'ambito degli anelli interessati.

Legno di tensione: legno di reazione nelle latifoglie. Macroscopicamente si distingue per un colore generalmente più chiaro e la formazione di tessuti caratterizzati dalla presenza di cellulosa anomala, che tende a sfilacciarsi al taglio.

CONSEGUENZE: deformazioni dei segati, difficoltà di lavorazione e riduzione delle caratteristiche meccaniche.

RILIEVO: in entrambe le norme, la classe migliore non ammette legno di compressione. Ogni altra classe ne prescrive il massimo accettabile, calcolato come percentuale della superficie dell'elemento.

Legno di razione

DEFINIZIONE, CONSEGUENZE e RILIEVO

vedi Legno di compressione Canastro

Midollo

CONSIDERATO DA: EN 1611-1

DEFINIZIONE: porzione di tessuti piccola e soffice, generalmente di forma cilindrica, presente per lo più al centro della sezione trasversale di un fusto. Si forma durante i primi stadi dell'accrescimento dell'albero e corrisponde alla posizione in cui si è venuto via via a trovare l'apice vegetativo della pianta.

CONSEGUENZE: influenza negativa sulle proprietà meccaniche e sulla durabilità del segato, in quanto comporta la presenza di legno giovanile.

RILIEVO: non essendo una caratteristica eccessivamente penalizzante, la presenza di midollo non è ammessa solamente nella classe G2/G4-0.

Midollo eccentrico

CONSIDERATO DA: ENV 1927-I

DEFINIZIONE: midollo non coincidente con il centro geometrico della sezione trasversale del legno tondo.

CONSEGUENZE: limitazioni alla segazione; è sovente associato a legno di compressione.

RILIEVO: per le classi A e B, la norma impone un limite all'eccentricità del midollo, espressa come scostamento percentuale rispetto al diametro del tronco.

Nodi

CONSIDERATI DA: ENV 1927-I (sani, aderenti, non aderenti, marci) e EN 1611-I (tutti)

DEFINIZIONE: porzione basale di un ramo, inglobata in un fusto o in un semilavorato.

I nodi si possono distinguere come segue:

- sano: nodo che non presenta segni di degrado;
- aderente: nodo collegato al legno circostante per almeno tre quarti del perimetro;
- non aderente/cadente: nodo collegato al legno circostante per meno di un quarto del suo perimetro;
- parzialmente aderente: nodo collegato al legno circostante per una porzione compresa tra un quarto e tre quarti del suo perimetro;
- con corteccia: nodo parzialmente/non aderente conservante la corteccia, tutta o in parte, lungo il suo perimetro;
- marcio/morto: nodo affetto da carie;
- ovale (rotondo): nodo avente rapporto tra diametro massimo e minimo compreso tra 1,5 e 4;
- piatto: nodo di spigolo che ha un rapporto tra i diametri massimo e minimo sulla faccia maggiore di 4;
- schiacciato (a chiave): nodo il cui rapporto tra diametro massimo e minimo è superiore a 4.

CONSEGUENZE: difficoltà di lavorazione e finitura, deviazione localizzata della fibratura, riduzione delle proprietà meccaniche, peggioramento delle caratteristiche estetiche.

RILIEVO: la ENV 1927-I prevede la misurazione dei diametri per ognuna delle tipologie di nodi considerate, ammettendo dimensioni crescenti al diminuire della qualità dell'elemento.

Nel caso della EN 1611-I, poiché essa basa il proprio sistema di classificazione sui nodi, le variabili prese in considerazione sono numerose. Tra queste, si evidenziano le dimensioni per ogni tipologia, il numero totale, il numero di nodi marci, la percentuale rispetto alle dimensioni del pezzo in esame (larghezza o spessore).

Nel complesso, al diminuire della qualità dell'elemento, aumentano il numero e le dimensioni tollerati, con modalità differenti in base al tipo di nodo. Le maggiori restrizioni si hanno per nodi marci e con corteccia, in quanto risultano compromettere maggiormente la qualità dei semilavorati. La classe G2/G4-4 non prevede alcun tipo di limitazione, a condizione che consentano di mantenere l'integrità dell'elemento.

Rastremazione

CONSIDERATA DA: ENV 1927-I

DEFINIZIONE: progressiva riduzione del diametro di un tronco procedendo, a partire dalla testata di base (o "calcio"), nel senso della sua lunghezza.

CONSEGUENZE: diminuzione delle rese di segazione; i semilavorati ricavati da tronchi eccessivamente rastremati presentano fibratura inclinata rispetto al piano di taglio, cui corrisponde una riduzione delle proprietà meccaniche del legno.

RILIEVO: poiché la rastremazione del fusto (e quindi dei tronchi da esso ricavati) rientra nel naturale sviluppo di un albero, la norma citata stabilisce i limiti ammissibili esclusivamente per la classe A; questi sono espressi in centimetri di riduzione del diametro per metro di lunghezza e sono diversi in funzione del diametro del tronco considerato.

Smussi

CONSIDERATI DA: EN 1611-1

DEFINIZIONE: superfici curve originarie del tronco, con o senza corteccia, presenti su qualunque bordo o faccia di un segato.

CONSEGUENZE: necessità di regolarizzare i segati, diminuzione delle rese di lavorazione.

RILIEVO: entro determinati limiti e al diminuire della qualità dell'elemento, la EN 1611-1 ammette la presenza di smussi via via di maggiori dimensioni. La misurazione prende in considerazione la larghezza degli smussi su facce e bordi e la loro lunghezza su ciascun spigolo.

Sobbollimento

CONSIDERATO DA: ENV 1927-1 e EN 1611-1

DEFINIZIONE: stadio iniziale di carie, in cui il legno presenta zone bianco-grigiastre irregolari delimitate da linee nere costituite da micelio.

CONSEGUENZE: peggioramento delle caratteristiche estetiche del materiale legnoso, con potenziali influenze sulle sue proprietà meccaniche.

RILIEVO: la ENV 1927-1 ammette la presenza di sobbollimento solamente nella classe D.

La EN 1611-1 considera il sobbollimento all'interno delle "ALTERAZIONI DI COLORE", a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Tasche di resina

CONSIDERATE DA: ENV 1927-1 e EN 1611-1.

DEFINIZIONE: cavità lenticolari che contengono o hanno contenuto resina.

CONSEGUENZE: difficoltà nella lavorazione e nelle operazioni di finitura, colature.

RILIEVO: la ENV 1927-1 ne ammette una quantità crescente al diminuire della qualità dell'elemento, in base al numero visibile sulle testate.

La EN 1611-1 valuta l'incidenza delle tasche di resina in base alla lunghezza totale ed al loro numero sulla porzione peggiore (di un metro di lunghezza) del pezzo in esame. Le tasche di resina, essendo un carattere frequentemente riscontrabile nel legno di conifere, sono consentite in ogni classe, in quantità crescenti dalla G2/g4-0 alla G2/G4-4.

Tasso di accrescimento

CONSIDERATO DA: ENV 1927-1

DEFINIZIONE: larghezza media degli anelli di accrescimento.

CONSEGUENZE: nelle conifere un tasso di accrescimento elevato implica una maggior incidenza del legno primaticcio su quello tardivo, il che comporta generalmente un peggioramento delle caratteristiche fisico-meccaniche. All'interno di un stesso elemento, tassi di accrescimento molto diversi comportano variazioni localizzate delle proprietà del legno.

RILIEVO: non sono previste limitazioni specifiche, ad eccezione della classe A, per la quale è indicata la larghezza massima degli anelli di accrescimento in funzione del diametro del tronco.

4.10 La vendita dei soprasuoli forestali

4.10.1 La vendita di un bosco pubblico

La vendita di un bosco di proprietà comunale (dove con il termine vendita del bosco si identifica esclusivamente la vendita del materiale legnoso proveniente dal taglio dello stesso e non la vendita di suolo e soprasuolo arboreo) è regolata dalle norme relative all'alienazione dei beni pubblici.

In questo capitolo sono illustrate le modalità di vendita più frequenti ed il conseguente iter amministrativo.

Sebbene i Comuni godano di alcune alternative, lo strumento adottato nella grande maggioranza dei casi è **l'asta pubblica con aggiudicazione definitiva ad unico incanto col metodo delle offerte segrete in aumento**. Questa espressione, sovente riportata per intero negli Avvisi d'asta, può essere suddivisa nei seguenti componenti:

- **asta pubblica:** asta aperta a tutti gli interessati, purché in possesso di alcuni requisiti specifici;
- **aggiudicazione definitiva ad unico incanto:** l'offerta vincitrice d'asta non è soggetta a successive azioni di ribasso o di aumento;
- **offerte segrete:** le ditte partecipanti inviano le loro offerte economiche in busta chiusa;
- **in aumento:** si aggiudicherà l'asta la ditta che risulterà aver offerto il maggior rialzo rispetto al prezzo base prestabilito.

La suddetta modalità di vendita si realizza tramite una procedura amministrativa, che può essere riassunta nei seguenti passaggi principali:

1. eseguite le operazioni preliminari, il Comune pubblica **l'avviso d'asta**;
2. le ditte interessate prendono visione dell'avviso d'asta, del **Capitolato d'oneri** ed effettuano le azioni necessarie per partecipare;
3. svolgimento dell'**asta pubblica** secondo le regole previste;
4. **contratto e consegna** del bosco alla ditta aggiudicataria;
5. **utilizzazione**;
6. **collaudo finale e riconsegna** del bene al Comune proprietario.

Di seguito, sono approfonditi gli aspetti di ogni passaggio dell'iter amministrativo appena descritto.

Con il termine alienazione, nel linguaggio giuridico, si indica la situazione in cui un soggetto (ad esempio, il Comune) dispone di un proprio diritto o bene (il bosco), attribuendolo ad altri (le ditte boschive, ovvero le imprese di utilizzazione) mediante negozio giuridico (la vendita).

Un Comune potrebbe ricorrere alla licitazione privata, oppure a differenti forme di pubblico incanto ai sensi degli artt. 73 lett. c) e 76 del Regolamento di contabilità dello Stato, approvato con R.D. del 23 maggio 1924 n. 827, come invece può avvenire in altre forme di asta pubblica.

L'avviso d'asta

La Giunta Comunale, dopo aver deliberato la vendita di un bosco di sua proprietà, affida ad un dottore forestale libero professionista, o al CFS, le attività relative al progetto di taglio, martellata, stima del soprassuolo e redazione del Capitolato d'oneri.

Svolte tali operazioni, essi trasmettono i risultati al Comune, che, sulla loro base, stabilisce le condizioni di vendita del bosco e ne dà comunicazione tramite un avviso d'asta pubblica affisso all'Albo Pretorio (ulteriori fonti di informazione possono essere l'Albo Pretorio on line, gli Albi Pretori dei comuni limitrofi, l'Albo avvisi della CCIAA competente e l'annuncio su quotidiani o periodici).

L'avviso d'asta, che deve rimanere affisso all'Albo per un periodo di almeno venti giorni, generalmente riporta:

- indicazioni del bosco in vendita;
- importo a base d'asta e deposito cauzionale richiesto;
- data e ora dell'asta;
- termine ultimo per la presentazione delle offerte;
- documenti da presentare per partecipare all'asta;
- rimando al capitolato d'oneri.

Per partecipare all'asta è necessario presentare i seguenti documenti, da spedire in busta chiusa all'indirizzo entro il termine indicato nell'Avviso d'asta:

- certificato di iscrizione alla CCIAA;
- certificato di idoneità rilasciato dal CFS o iscrizione all'albo regionale delle ditte boschive, che attesti le adeguate competenze della stessa;
- dichiarazione di presa visione del bosco, delle condizioni locali e del Capitolato d'oneri;
- procura speciale, nel caso in cui il concorrente partecipi alla gara a mezzo di un proprio incaricato.

In ogni caso, il Comune si riserva di escludere dall'asta le ditte con le quali abbia dei contenziosi in corso, le ditte che non abbiano pagato le penali di precedenti collaudi e qualsiasi altra ditta senza fornire giustificazioni al riguardo;

Dopo aver letto l'avviso d'asta, il passo successivo per le ditte interessate è prendere visione del Capitolato d'oneri, in cui sono indicate tutte le informazioni necessarie per la partecipazione all'asta, l'acquisizione e l'utilizzazione del bosco.

Il Capitolato d'oneri

Il Capitolato d'oneri contiene le norme amministrative stabilite dal Comune e le norme tecniche di utilizzazione dettate dal CFS.

Solitamente, questo documento è a disposizione degli interessati presso gli uffici comunali; in ogni caso, nell'avviso d'asta è indicato dove e quando può essere consultato. Anche se l'impostazione può variare a seconda del Comune che lo emette, il Capitolato d'oneri include sempre le seguenti indicazioni:

- **informazioni di base**, tra cui rientrano l'identificazione del bosco, il prezzo base d'asta, le specie legnose ed il numero delle piante da abbattere (nel caso di una fustaia) o la massa presunta di legno ritraibile (nel caso di un ceduo). I boschi comunali vengono sempre venduti "in piedi" e a "corpo", di conseguenza le informazioni fornite non sono sufficienti

per valutare con precisione la quantità e la qualità del materiale legnoso presente. Per questo motivo è fondamentale che la ditta interessata si rechi sul posto per prendere visione delle condizioni generali del bosco: solo in questo modo potrà formulare un'offerta disponendo delle informazioni necessarie. Di norma, viene riportato il nome corrente del bosco e ne sono precisati i confini, tramite gli estremi catastali o specificando gli elementi che lo delimitano geograficamente. Al momento della consegna del bosco, saranno identificati i termini e i segnali che circoscrivono la zona di taglio;

- **tempi di pagamento**, tenendo conto che, prima di ricevere in consegna il bosco, la ditta vincitrice dovrà versare un anticipo al Comune, solitamente intorno al 40% dell'offerta di aggiudicazione. L'importo rimanente dovrà essere versato in una o due rate, di norma entro sei mesi dall'aggiudicazione e comunque prima del collaudo finale;
- **tempo per effettuare il lavoro**, la data entro cui dovranno essere ultimati i lavori e le modalità per prorogare tale termine, dietro pagamento di una penale;
- **norme di utilizzazione**, ovvero le norme tecniche e le clausole stabilite per l'utilizzazione del bosco (modalità di taglio, di raccolta della ramaglia, di ripristino del terreno, ecc.). Naturalmente, oltre ad attenersi a tali norme, la ditta vincitrice dovrà sempre agire nel rispetto delle Prescrizioni di Massima e di Polizia Forestale (PMPF);
- **quantificazione e stima dei danni**, per cui se al collaudo finale il tecnico incaricato o il CFS rileveranno dei danni causati dalla ditta durante i lavori di utilizzazione, questa dovrà pagare un indennizzo, in base all'entità dei danni stessi. La procedura da seguire per quantificare e valutare i danni è descritta nel Capitolato d'oneri.

Dopo aver consultato con attenzione il Capitolato d'oneri e l'Avviso d'asta e seguendo le istruzioni riportate in questi documenti, le ditte interessate possono procedere all'invio dell'offerta in busta chiusa. Solitamente è richiesto di spedire al Comune, entro il termine stabilito, un plico contenente:

- una busta con la sola offerta economica, espressa sia in cifre che in lettere;
- una busta con tutti i documenti necessari per partecipare all'asta.

Sia il plico che le buste dovranno riportare la dicitura precisata nell'avviso d'asta o nel Capitolato d'oneri, dovranno inoltre essere sigillati e controfirmati sui lembi di chiusura.

L'asta pubblica

Nel giorno e all'ora stabiliti, il Comune dichiara l'inizio dell'asta e procede all'apertura dei plichi e alla lettura delle offerte, aggiudicando il contratto alla ditta che avrà presentato l'offerta più vantaggiosa e il cui prezzo sia maggiore o almeno pari al prezzo base d'asta. Nell'eventualità in cui non vengano presentate offerte, l'asta sarà dichiarata deserta ed il Comune potrà avviare una **trattativa privata**, ossia la procedura in cui l'Amministrazione proprietaria del bene consulta alcune ditte scelte a propria discrezione e negozia con una o più di esse i termini del contratto.

Contratto e consegna del bosco

Espletata l'asta, il Comune redige il verbale di aggiudicazione e, successivamente, il contratto e ne trasmette copia all'aggiudicatario, invitandolo a prendere in consegna entro venti giorni il materiale venduto. La registrazione del contratto viene effettuata o meno a discrezione del segretario comunale erogante; parimenti a sua discrezione sono richiesti o no i diritti di registrazione. Il tecnico incaricato o il CFS comunicano il giorno esatto della consegna del bosco, alla quale dovranno essere presenti il tecnico progettista, un incaricato del CFS, l'aggiudicatario ed un rappresentante del Comune. In quell'occasione verranno ribadite le norme da osservare durante l'utilizzazione, saranno identificati i termini ed i segnali che delimitano la zona del taglio e sarà redatto il verbale di consegna.

In alternativa, è possibile la consegna in via fiduciaria, ossia senza l'incontro delle parti, dietro specifica richiesta dell'aggiudicatario, che, in tal caso, dovrà dichiarare di rinunciare a qualsiasi pretesa di indennizzo per eventuali mancanze di materiale e di assumersi la responsabilità per qualsiasi danno preesistente alla consegna.

Avvenuta la consegna, l'aggiudicatario potrà procedere all'utilizzazione del bosco.

Utilizzazione

Una volta che l'aggiudicatario avrà terminato i lavori di utilizzazione, il tecnico incaricato o il CFS procederanno al collaudo finale, che rappresenta l'ultimo passaggio della procedura di vendita ed utilizzazione di un bosco comunale.

Collaudo finale e riconsegna del bosco al Comune

Il collaudo finale viene eseguito per conto del Comune da parte del tecnico forestale incaricato e/o di un funzionario del CFS entro sei mesi dalla data di chiusura dell'utilizzazione, allo scopo di valutare eventuali danni recati al bosco ed inadempienze nell'esecuzione dei lavori. L'aggiudicatario ed un rappresentante del Comune sono invitati ad intervenire al collaudo, che sarà effettuato anche nel caso in cui tali soggetti non vi partecipino.

Terminati i lavori, viene redatto il verbale finale di collaudo, che ha valore di lodo arbitrale e non è soggetto ad appello o ricorso. Emesso il verbale finale, il bosco si intende riconsegnato al Comune e si conclude l'iter amministrativo sopra descritto.

4.10.2 La vendita di un bosco di proprietà privata

Il proprietario può scegliere il sistema di vendita in funzione delle caratteristiche del legname e delle dimensioni del lotto. Quanto maggiore è il valore del materiale, tanto più è disposto ad investire per predisporlo, stimarne il volume e classificarlo, in modo da vedersi riconosciuto un giusto prezzo. Il proprietario deve dunque bilanciare la ricerca del massimo profitto con il rischio che la vendita comporta e la decisione cadrà sul sistema che più rispecchia le sue aspettative.

L'acquirente si trova nella situazione opposta: meno operazioni di stima ed allestimento sono effettuate dal proprietario, più crescono i rischi di acquistare materiale non rispondente alle proprie aspettative. In questa situazione, per tutelarsi, egli è disposto ad offrire solamente una cifra modesta, che risulti adeguata nel caso in cui la partita sia di scarsa qualità. Al contrario, aumentando il livello di informazioni e le possibilità di ispezionare nel dettaglio il legname, l'acquirente può riconoscere un prezzo più elevato per il materiale di maggior pregio, dato che è in grado di valutarne l'effettivo valore.

L'assenza di una stima del bene da vendere redatta su misurazioni oggettive, nella pratica, favorisce l'acquirente, poiché in grado di stimare meglio a colpo d'occhio il materiale rispetto al proprietario. Nel caso di lotti di valore maggiore ai 10.000 €, è consigliabile rivolgersi ad un professionista esperto nel settore per avere una valutazione del bene prima di avviare la trattativa commerciale.

4.10.3 Gli aspetti legati alla vendita

Fornendo una panoramica delle situazioni che si verificano solitamente nella pratica, le modalità di seguito illustrate non sono da ritenersi rigide, ma ulteriormente adattabili ad esigenze specifiche.

Per quanto concerne l'utilizzazione vera e propria, si ricorda che è il CFS ad avere autorità circa le modalità tecniche della sua esecuzione.

Fondamentalmente si possono individuare due tipologie di vendita, per ognuna delle quali si possono adottare differenti modalità operative:

vendita in piedi

- vendita in piedi a corpo
- vendita in piedi a peso
- vendita in piedi a corpo con stima del volume (ed eventuale classificazione del legname per assortimenti)

vendita a terra

- abbattimento e vendita del legname sul letto di caduta
- abbattimento, esbosco, stima del volume e vendita
- abbattimento, esbosco, classificazione, stima del volume per ogni classe di qualità, preparazione dei lotti e vendita.

La vendita in piedi

Se il proprietario non intende assumersi l'onere dell'abbattimento, procede alla vendita in piedi, che si può realizzare con le seguenti modalità:

- **vendita in piedi a corpo:** quando il proprietario non è interessato neppure a stimare il volume in piedi, si procede direttamente alla contrattazione. Questo metodo, molto semplice, non comporta costi di vendita e dunque si adatta a lotti piccoli o a legname di scarsa qualità/valore;
- **vendita in piedi a peso:** viene pattuito il prezzo unitario al quintale e viene successivamente pesato tutto il legname alienato;
- **vendita in piedi con stima del volume (ed eventuale classificazione del legname per assortimenti):** se il proprietario effettua almeno la stima del volume, si ottiene il vantaggio di basare la vendita su di un dato certo, grazie al quale entrambe le parti sono in grado di impostare la contrattazione in maniera più razionale. Questa è la procedura più utilizzata per la vendita dei pioppeti di una certa dimensione.

La vendita a terra

Se il proprietario effettua l'abbattimento, direttamente o tramite terzi, il metodo di vendita può essere ricondotto ad uno dei seguenti casi:

- **abbattimento e vendita sul letto di caduta:** il proprietario effettua l'abbattimento, per garantirsi che i lavori di utilizzazione siano eseguiti nel miglior modo. In questo caso il legname è venduto sul letto di caduta e la contrattazione è basata sul prezzo unitario (al quintale o al metro cubo). Stabilita la quotazione, spetta all'acquirente esboscare e misurare il materiale, mentre il proprietario solitamente si limita a controllarne la misurazione;
- **abbattimento, esbosco, stima del volume e vendita:** il proprietario si assume l'onere dell'abbattimento, dell'esbosco e della stima del volume, e in certi casi provvede anche al trasporto del materiale legnoso al luogo indicato dall'acquirente. Si tratta di una modalità di vendita abbastanza evoluta, che, a fronte delle maggiori spese organizzative, può consentire una soddisfacente valorizzazione del legname;
- **abbattimento, esbosco, classificazione, stima del volume per classi di qualità, preparazione di lotti omogenei e vendita:** è il sistema di vendita con il maggior livello di organizzazione, al quale può corrispondere un significativo incremento dei prezzi unitari. Condizione essenziale per attuare questa tecnica, dato l'impegno che comporta, è che il legname abbia, almeno potenzialmente, caratteristiche tali da consentire un significativo introito. Allo scopo di valorizzare al massimo il materiale legnoso, il proprietario può anche

decidere di effettuare una vendita tramite asta, con pubblicazione di un catalogo riportante le caratteristiche dei vari lotti, il luogo in cui sono ubicati, il volume per specie, ecc. Dal punto di vista dell'acquirente, si tratta di condizioni di acquisto ottimali, grazie alle quali egli è in grado di valutare il legname in maniera precisa e obbiettiva e di sceglierlo in base alle proprie esigenze qualitative, dimensionali, di lavorazione.

È necessario tuttavia sottolineare che, salvo alcuni piccoli lotti venduti da agricoltori che provvedono direttamente all'abbattimento degli alberi, la vendita a terra è, a livello regionale, una modalità scarsamente diffusa.

I lotti

Se il proprietario effettua l'abbattimento e l'esbosco, può predisporre il materiale in lotti, intendendo con questo termine qualsiasi partita di legname che formi un'unità ai fini commerciali. Si possono distinguere varie tipologie di lotto: in base alla composizione, alle dimensioni e alla disposizione dei tronchi.

Composizione del lotto

La composizione del lotto è determinata dalle specie e dalla dimensione dei vari tronchi presenti. I lotti possono essere costituiti con differenti livelli di accuratezza, secondo i seguenti criteri:

- **lotti con tronchi di più specie e caratteristiche disomogenee:** nel lotto sono riuniti tronchi di varie dimensioni e specie di pregio sono affiancate ad altre di scarso valore. Una simile disposizione ha i vantaggi della facilità e della rapidità di composizione, tuttavia presenta notevoli aspetti negativi. La maggior disomogeneità difficilmente accontenta un cliente specializzato ed il legname di maggior pregio risulta fortemente deprezzato a causa della contestuale presenza di materiale scadente o di specie indesiderate. Di norma, questo tipo di lotto viene proposto a commercianti o ad acquirenti che lavorano materiale di scarso valore;
- **lotti omogenei per specie:** se i lotti sono composti da una sola specie, l'acquirente è in grado di scegliere con maggior facilità e non è vincolato ad acquistare specie indesiderate. Questa aggregazione si adatta a chi commercia, a chi lavora prevalentemente una delle specie in vendita e a chi esegue trasformazioni precise per le quali risulta idoneo il legname del lotto;
- **lotti omogenei per specie e caratteristiche estetico-tecnologiche:** raggruppare il legname secondo tale criterio richiede un certo impegno, ma permette di accontentare maggiormente il cliente, in quanto si troverà di fronte a un prodotto omogeneo e più agevole da gestire. Questa tecnica è utilizzabile in caso di materiale di un certo pregio da proporre a commercianti e trasformatori;
- **lotti omogenei per destinazione:** i tronchi vengono raggruppati per caratteristiche omogenee in base al tipo di lavorazione cui saranno destinati (ad esempio, sfogliatura o tranciatura). Predisporre tali lotti, pur presentando lo svantaggio di un maggior lavoro di movimentazione, consente di soddisfare al meglio le esigenze degli acquirenti, che potranno avviare tutto il materiale acquistato alla trasformazione desiderata.

Dimensioni del lotto

Le dimensioni di un lotto possono essere definite in base al numero di autotreni necessari per trasportarlo, considerato che la capacità di carico è di circa 27 m³ per le latifoglie e 33 m³ per le conifere. Si possono distinguere le seguenti categorie:

- **lotti grandi:** lotti che necessitano di 10 o più carichi di autotreno per essere trasportati, corrispondenti ad almeno 250 m³ per le latifoglie e 300 m³ per le conifere. Normalmente si

tratta di lotti disomogenei od omogenei per specie, destinati a grandi utilizzatori di materiale di qualità medio-bassa;

- **lotti medi e piccoli:** i lotti medi sono compresi tra quattro e nove carichi di autotreno, rispettivamente da circa 110 a 240 m³ per le latifoglie e da 130 a 300 m³ per le conifere; i lotti piccoli possono essere trasportati con un massimo di tre carichi, dunque da circa 30 a 80 m³ per le latifoglie e da 35 a 100 m³ per le conifere. Rispetto ai lotti grandi, solitamente comportano più aggravii burocratici, tuttavia possono attrarre un maggior numero di potenziali acquirenti;
- **lotti piccolissimi:** sono lotti con un volume inferiore a 12-15 m³, al limite composti anche da un solo tronco, trasportabili da un camion senza rimorchio. Possono essere predisposti per valorizzare materiale di pregio, ad esempio, legname per liuteria o per travi di dimensioni eccezionali.

Disposizione dei tronchi

In base alla disposizione dei tronchi, si possono individuare le due seguenti categorie:

- **lotti in catasta:** la formazione di una catasta consente di riunire notevoli quantità di legname in spazi relativamente ristretti e richiede pochi e piccoli spostamenti per la sua formazione. Per contro, le cataste hanno il limite di consentire l'osservazione dei tronchi solo sulle testate e non sulla restante superficie, aumentando il livello di rischio degli acquirenti. I lotti organizzati in questo modo sono adatti a materiale che rientra in una fascia medio-bassa di mercato, destinato a chi si occupa di imballaggi, triturazione per pannelli, pasta da cellulosa, ecc.;
- **lotti per singoli tronchi affiancati:** presentare i tronchi affiancati con un certo spazio tra l'uno e l'altro consente all'acquirente di ispezionarli in dettaglio, quindi di rendersi conto dell'effettivo valore del materiale. Per il proprietario, gli svantaggi risiedono nel maggior lavoro di movimentazione e nei maggiori spazi necessari rispetto alla disposizione in catasta.

4.11 Specie impiegabili nelle tecniche di ingegneria naturalistica

Le tecniche di ingegneria naturalistica utilizzano vari tipi di legname: pino, larice, castagno, robinia, quercia, douglasia sono i materiali più diffusi.

4.11.1 Pino (*Pinus* spp.)

Il genere botanico *Pinus* (Famiglia *Pinaceae*) è diffuso con moltissime specie in tutto il mondo e con nomi diversi, tanto che a volte vengono indicati come *pino* legni di conifere appartenenti a generi diversi. Il legno di pino ricco di resina è unto al tatto. Anche in questa conifera il limite tra gli anelli annuali è chiaramente riconoscibile per la chiara differenza nello spessore delle pareti cellulari tra legno tardivo e primaverile. Il disegno caratteristico, non ancora evidente allo stato fresco, appare con l'intenso scurirsi dell'alburno fino al color miele e del duramen fino al rossobruno.

Pino silvestre (*Pinus sylvestris*) e pino nero (*Pinus nigra*) sono le due specie di pino maggiormente utilizzate in Italia. Il legno del pino silvestre è mediamente pesante (massa volumica secca di 510 kg/m³), un po' più pesante è quello di pino nero (510 kg/m³ allo stato secco). Il legno di pino silvestre è da tenero a mediamente duro, mentre quello del pino nero è già considerato mediamente duro. Entrambi i legni hanno una elevata velocità di adattamento dell'umidità interna a quella dell'ambiente. Il legno privo di nodi presenta valori di resistenza superiori a quelli dell'abete rosso, tuttavia, a causa dell'andamento irregolare della fibratura e della forte presenza di nodi,

queste proprietà non possono essere sfruttate appieno. Il legno dei pini è facilmente essiccabile e lavorabile, se si esclude le incrostazioni sugli attrezzi nel caso di pezzi molto resinosi. Per quanto riguarda la durabilità, il duramen è da mediamente a poco durevole. L'alburno è particolarmente attaccabile dai funghi cromogeni, per cui è raccomandabile lavorare il legno appena dopo il taglio. L'alburno si impregna bene, il duramen difficilmente.

Esistono poi specie provenienti dal continente americano:

Pino del Cerro, pino bianco, pino montano è la denominazione commerciale del legno di *Podocarpus parlatorei*, originario della Bolivia ed Argentina del Nord. Presenta modeste caratteristiche di resistenza meccanica e poco durevole se posto in opera in ambienti umidi o all'esterno. Peso volumico ad umidità normale intorno a 0,48.

Pino del Paranà si tratta in realtà di *Auracaria angustifolia*, anche questa proveniente dall'America del Sud. Presenta discrete caratteristiche di resistenza meccanica, diverse in caso di piante giovani o più vecchie in quanto il legno delle prime è assai meno compatto e più leggero. Bassa resistenza alle alterazioni, con conseguente durabilità scadente, è necessario applicare trattamento se utilizzato all'esterno. Peso volumico ad umidità normale da 0,38 a 0,65.

Dall'America del Nord e dal Centro America provengono pini con caratteristiche di resistenza meccanica discrete o medie.

Pinus banksiana peso volumico ad umidità normale da 0,45 a 0,50. Presenta durabilità modesta, che tende ad aumentare se ben duramificato. Soggetto a deformazioni, spacchi e fessurazioni per la frequente presenza di nodi.

Pinus caribea presenta elevato contenuto in resina, causa di incrostazioni sui ferri nelle lavorazioni. Peso volumico ad umidità normale da 0,55 a 0,77. Di lenta essiccazione con tendenza a fessurarsi, ha una buona resistenza meccanica. Resiste bene ad alterazioni ed insetti, maggiormente il duramen rispetto all'alburno. Impiegato all'esterno per opere stradali, marittime ed idrauliche, paleria e traversine. Tali caratteristiche sono comuni a tutte le specie del sottogruppo dei pini gialli del Sud, a cui questo pino appartiene.

Pinus contorta una particolarità strutturale specifica di questo legno è un'alterazione nella forma ed andamento delle fibrotracheidi, per la quale le superfici tangenziali ottenute di spacco presentano leggere depressioni (in inglese *dimples*). Si essicca facilmente con ritiri superiori alla media. Resistenza meccanica media ma bassa durabilità in ambiente umido. Peso volumico intorno a 0,46.

Pinus ponderosa di facile essiccazione, con ritiro moderato senza il verificarsi di deformazioni. Peso volumico a umidità normale da 0,45 a 0,52. Altrettanto facile si presentano le giunzioni, (chiodate) ma di tenuta mediocre. Resistenza meccanica media e durabilità scarsa: quest'ultima rimediabile per la facilità di applicazione dei trattamenti che presenta la specie

Pinus radiata diffuso in Europa a causa di vastissimi rimboschimenti, presenta alburno e duramen nettamente differenziati e nodosità abbondante. Peso volumico a umidità normale da 0,45 a 0,60. Elevato contenuto di resina, causa di incrostazioni, e facile essiccazione con basso o medio ritiro. Discreta resistenza meccanica, ma bassa durabilità. Necessità di trattamenti per impieghi esterni.

Pinus resinosa ha caratteristiche del tutto simili al precedente. Si segnala per una media resistenza alle chiodature.

Pinus strobus di facile impianto e rapido accrescimento, garantisce elevate produzioni e per questo motivo è largamente impiegato per forestazione industriale anche in Italia. Questi rimboschimenti producono legno con anelli di crescita larghi, peso volumico inferiore a 0,40, scarsa compattezza e resistenza meccanica ed elevata nodosità.

Naturalmente presenta tessitura media ed uniforme, fibratura diritta con anelli ben distinti. Peso volumico ad umidità normale da 0,35 a 0,47. Agevole essiccazione, il ritiro è modesto e, una volta in equilibrio con l'umidità ambientale, il legno appare stabile. Scarsa tenuta delle chiodature. Resistenza modesta o discreta, ma bassa durabilità.

4.11.2 Larice (*Larix decidua*)

Il larice è un tipico albero di montagna e di boschi misti. La sua corteccia spessa lo protegge dall'urto dei sassi che cadono da monte. È una specie resistente ai freddi invernali, ma non adatta alle località con geli tardivi. La sua presenza nei boschi produttivi austriaci ammonta a circa il 7%. La durata della sua vita raggiunge gli ottocento anni, ma viene tagliato tra i cento e centoquaranta anni. L'alburno chiaro del larice è molto sottile, il colore del duramen varia fortemente dal bruno chiaro (larice di prato) al rossobruno intenso. Esso scurisce molto. Il contrasto tra legno primaverile e tardivo all'interno dell'anello è marcato. Il primo può occupare da metà ad un terzo dell'ampiezza dell'anello. I piccoli canali resiniferi si trovano principalmente nel legno tardivo. Il legno di larice possiede proprietà di resistenza molto buone, che sono tuttavia dipendenti dalla località e molto variabili. Il larice è mediamente duro ed ha una buona stabilità. Il legno di larice si essicca e si lavora bene. Per quanto riguarda il trattamento della superficie è consigliabile un pretrattamento con solventi per resina. A causa dei nodi molto duri e nel caso di fibratura irregolare, esiste il rischio di fenditure. Poiché questo legno si spacca facilmente, è consigliata la preforatura. Per quanto riguarda la durabilità ai funghi, esso si trova nelle classi 3 e 4 (da mediamente a poco durevole) e viene spesso sopravvalutato a causa della grande variabilità. L'impregnabilità del duramen è molto difficile, quella dell'alburno media.

Il legno di larice viene impiegato sia per interni che per esterni, dove si rivela per parti interrato ed immerse in acqua. Negli ultimi tempi sono molto amati i rivestimenti per esterni in larice, che, non trattati e senza protezione, divengono grigi dopo alcuni anni.

Fra le specie esotiche, si segnalano larice occidentale e larice orientale, hanno entrambi il loro areale di vegetazione a cavallo fra gli Stati Uniti ed il Canada.

Larice occidentale (*Larix occidentalis*). Tessitura media e grossolana e fibratura diritta, frequenti le cipollature. Peso volumico ad umidità normale tra 0,55 a 0,62. Essiccazione lenta con ritiro elevato e frequenti deformazioni e spaccature. Facile nelle lavorazioni. Resistenza meccanica media. Durabilità inferiore alla douglasia, ma superiore agli abeti, non risponde in maniera soddisfacente ai trattamenti.

Larice occidentale (*Larix laricina*). Simile al precedente, ha una maggiore durabilità: i trattamenti sono comunque di difficile applicazione.

Dall' Estremo Oriente proviene il

Larice del Giappone (*Larix leptolepis*). Peso volumico simile ai precedenti di facile essiccazione. Tiene bene le chiodature. Ha una resistenza meccanica modesta, ma durabilità discreta. Immune dal cancro, viene utilizzato per rimboschimenti sostitutivi di larice europeo.

4.11.3 Castagno (*Castanea sativa*)

Il legno di castagno è simile a quello della quercia, per colore e struttura, tuttavia da questo è facilmente distinguibile per i raggi midollari non visibili ad occhio nudo. Si tratta di un tipico legno a porosità anulare, nel quale l'anello di vasi primaverili non si distingue in modo evidente. Il colore bruno è più delicato rispetto a quello della quercia.

Il legno di castagno è mediamente pesante (massa volumica secca 530 kg/m³). Ha valori di ritiro contenuti ed una buona stabilità. Il legno è di difficile essiccazione, con marcata tendenza al

collasso cellulare. La lavorabilità è buona, da buono a soddisfacente. Molto buona è la durabilità, il castagno si posiziona nella seconda classe.

Il castagno viene impiegato come legno da costruzione per interni ed esterni, per strutture a contatto con l'acqua ed imbarcazioni.

Grazie alla sua resistenza naturale, lo troviamo spesso impiegato. Il legno di castagno possiede un forte e inconfondibile carattere e caratteristiche meccaniche e fisiche incomparabili:

- presenta il più piccolo coefficiente di rigonfiamento e di restringimento tra tutti i legni pregiati indigeni e mantiene la misura perfetta sia nella lavorazione che in opera;
- contiene tannini che, in caso di utilizzo esterno, fungono da protezione naturale contro gli agenti del marciume. Nel legno esposto alle intemperie, il tannino viene progressivamente dilavato durante il primo anno, dopo di che il legno allo stato secco assume una delicata colorazione grigio-argentea.

Il castagno è e resterà un prodotto di nicchia, in una gamma di prezzo medio-alta a causa della difficile reperibilità e a causa dei suoi principali difetti (cipollatura e attacchi fungini), che rendono la lavorazione difficoltosa e onerosa (alta percentuale di scarto).

4.11.3.1 Prove di resistenza

I pali di legno non lavorati trovano largo impiego nelle opere di ingegneria naturalistica, come ad esempio, per il sostegno di modeste scarpate in terra con palificate vive di sostegno. In queste tecniche costruttive i singoli elementi costituiscono il materiale da costruzione che si inserisce in un'organizzazione strutturale con proprie caratteristiche elastomeccaniche. L'intero sistema, quindi, conta sulle capacità resistenti del singolo elemento e sulla capacità di quest'ultimo di conservare nel tempo le proprie capacità resistenti. Interessante risulta la conoscenza della permanenza nel tempo di questa capacità.

È stata effettuata un'ampia campagna di indagine, che ha riguardato quarantasei pali in legno di castagno prelevati dalle palificate vive del Parco Nazionale del Vesuvio.

I campioni di legno sono stati estratti sezionando elementi longitudinali e trasversali a diverse altezze dell'opera e rilevando per ciascun elemento il peso, la forma e le caratteristiche dimensionali (ISO 3129, 1975).

In questo lavoro sono stati analizzati i dati mirati alla definizione della capacità prestazionale degli elementi indagati, mentre ulteriori elementi sono stati elaborati per la stima del deterioramento (Chirico et al., 2009). Le prove hanno riguardato anche tre pali di castagno nuovi, utilizzati per riferimento e calibrazione dei risultati.

Le prove sono state eseguite nel Laboratorio Ufficiale Prove Materiali e Strutture "A. Galli" del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università degli Studi di Napoli Federico II. Il protocollo di prova ha previsto l'esecuzione preliminare di prove non distruttive e poi di prove di rottura, queste ultime eseguite applicando le istruzioni della norma UNI EN 408:2004.

Lo scopo delle prove è stato quello di stimare i parametri meccanici caratteristici dei pali prelevati in opera e dei pali nuovi, per confrontarli e valutarne il decadimento attraverso il confronto dei dati sperimentali. L'impiego in opera degli elementi studiati ed il regime di sollecitazione prevalente in esercizio hanno suggerito di privilegiare le prove a trazione per flessione, per determinare la tensione ultima e il modulo di elasticità in direzione parallela alla fibratura. Per l'esecuzione delle prove è stata utilizzata la pressa idraulica "Morh & Federhaff AG Mannheim", in dotazione al laboratorio, secondo lo schema tipologico della figura che segue:

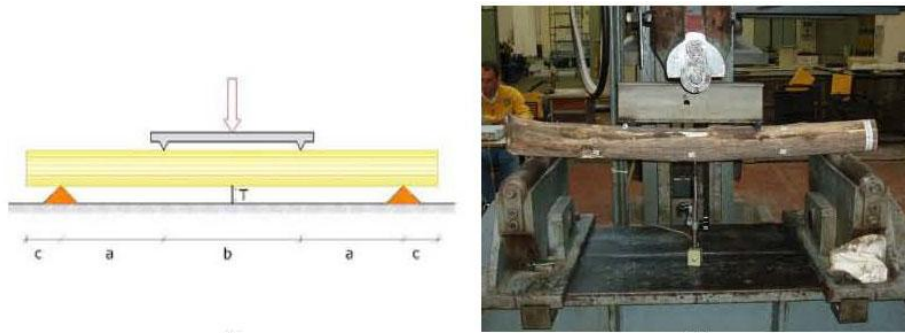


Figura 37 - Prove di resistenza a flessione.

Le misure dei punti di appoggio e dei punti di applicazione del carico sono state fissate cercando di rispettare il più possibile la UNI EN 408:2004, in considerazione della circostanza che i campioni, pur essendo tutti di forma cilindrica e di lunghezza praticamente uguale, erano invece di diametro variabile tra i 7 e i 16 cm.

Prove sui pali prelevati

I campioni lignei sono stati tutti sottoposti alla prova di flessione descritta in precedenza. Il carico massimo di prova F_{max} è stato raggiunto con gradienti di 200 kg. Nella maggioranza dei casi, i campioni hanno mostrato un comportamento elastico fino a rottura, con modalità di crisi fragile.

Prove su pali nuovi

Per i tre campioni lignei “nuovi”, le prove sono state più articolate per poter cogliere i riferimenti di confronto con i pali usati. Il valore del carico applicato è stato controllato con una cella di carico posizionata tra il pistone della macchina e la struttura rigida dei coltelli. Di conseguenza, è stato possibile eseguire le prove con un gradiente di carico più accurato, pari a 100 kg.

Risultati

Si riportano due figure che riassumono i valori del modulo di elasticità globale ($E_{m,g}$) e di tensione massima in direzione parallela alla fibratura (f_m) per singolo campione di pali prelevati e pali nuovi e il confronto tra le caratteristiche elasto-meccaniche dei pali prelevati e dei pali nuovi.

Valutando il modulo di elasticità del singolo palo in sito (Chirico *et al.*, 2009), intersecando i valori sull’abaco, è possibile ottenere il coefficiente di decadimento e la tensione media attuale del palo, per mezzo della quale si può ricavare il coefficiente di sicurezza strutturale del singolo elemento.

$$\text{coefficiente di decadimento} = \frac{E_p}{E_0}$$

$$\text{coefficiente di sicurezza} = \frac{\sigma_p}{\sigma_{LIM}}$$

dove E_p è il modulo di elasticità nella direzione longitudinale del palo in esame; E_0 è il modulo di elasticità di un palo “nuovo”; σ_p rappresenta la tensione corrente media del palo in esame e σ_{LIM} rappresenta la tensione massima a trazione di un palo nuovo. Questa procedura permette di stimare la vita utile residua del singolo elemento ligneo. Nell’abaco sono evidenziate, infatti, due diverse zone: la zona a tratteggio chiaro, che identifica quegli elementi lignei i quali, pur essendo in condizioni medie di degrado, non sono prossimi al collasso; la zona a tratteggio più scuro che, invece, identifica gli elementi fortemente degradati prossimi alla crisi.

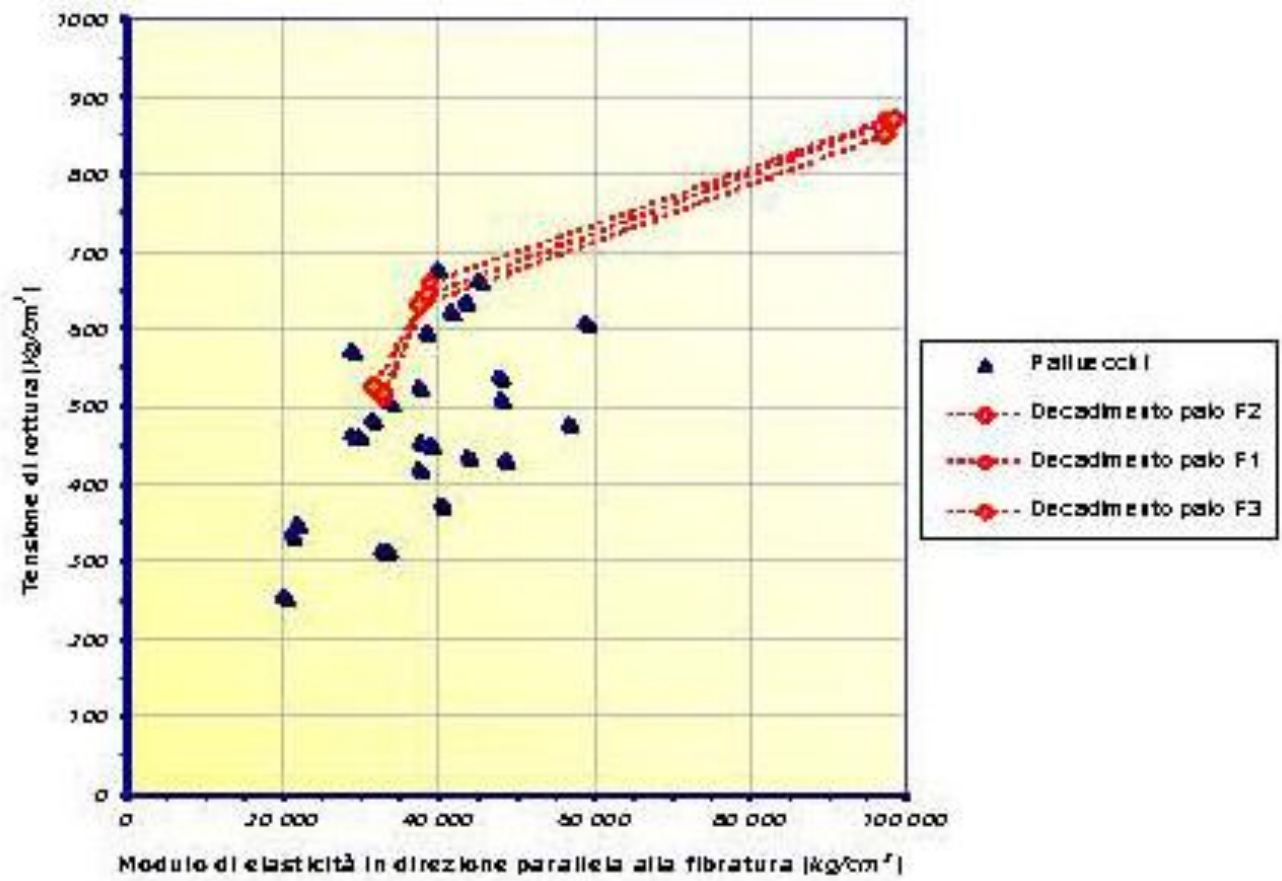


Figura 38 - Grafico delle tensioni di rottura.

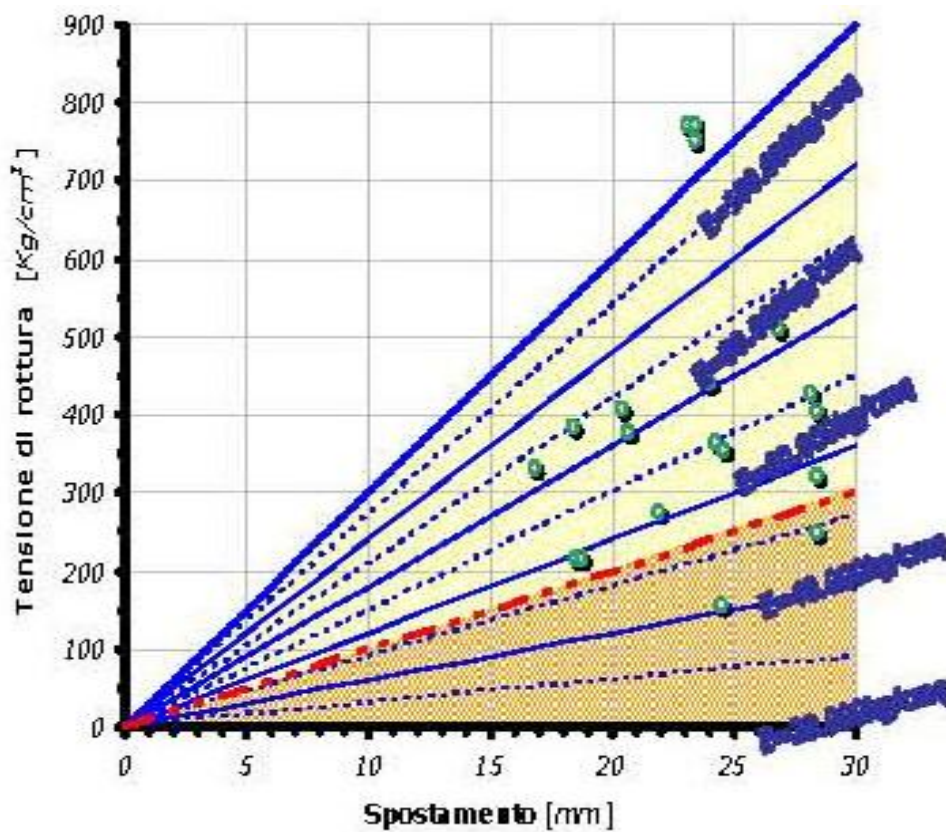


Figura 39 - Grafico delle tensioni di rottura.

L'utilizzo dell'abaco, quindi, fornisce un orizzonte temporale di durata dell'opera e suggerisce eventuali interventi di sostituzione di elementi critici, che possono rappresentare, inseriti nell'organizzazione strutturale, punti di vulnerabilità che influenzano la stabilità dell'intera opera di sostegno dei versanti.

Per la determinazione della proprietà elasto-meccaniche dei diversi campioni di legno, sono state eseguite le seguenti indagini non-distruttive:

- i) misura di umidità;
- ii) prove con ultrasuoni;
- iii) prove con sclerometro.

Da queste prove è emerso che le velocità ultrasuoni nelle sezioni trasversali si mantengono pressoché costanti al variare dell'umidità, mentre le velocità ultrasuoni longitudinali diminuiscono all'aumentare del grado di umidità relativa.

Sono state poi eseguite le seguenti prove distruttive:

- a) prove di resistenza a trazione per flessione;
- b) prove di compressione assiale.

Le prove distruttive sono state svolte secondo quanto previsto dalla norma UNI EN 408:2004 ed hanno riguardato prove a flessione per trazione e prove di compressione parallela alla fibratura secondo gli schemi di carico riportati in Figura 40.

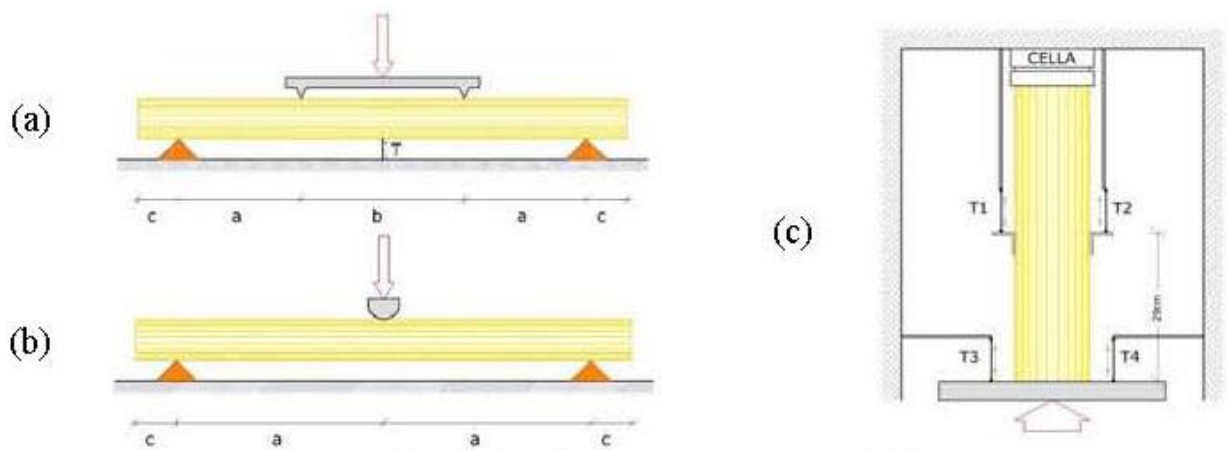


Figura 40 - Schema di carico per le prove distruttive. (a) Flessione a due coltelli; (b) flessione ad un coltello; (c) compressione assiale.

La figura 41 illustra per l'esecuzione di una prova distruttiva i relativi diagramma dei risultati sperimentali. È possibile rilevare, con buona approssimazione, il tratto corrispondente al campo di linearità del legame carico-spostamenti, così come il residuo di deformazioni registrate allo scarico del provino, nel corso dei diversi cicli di carico a compressione.

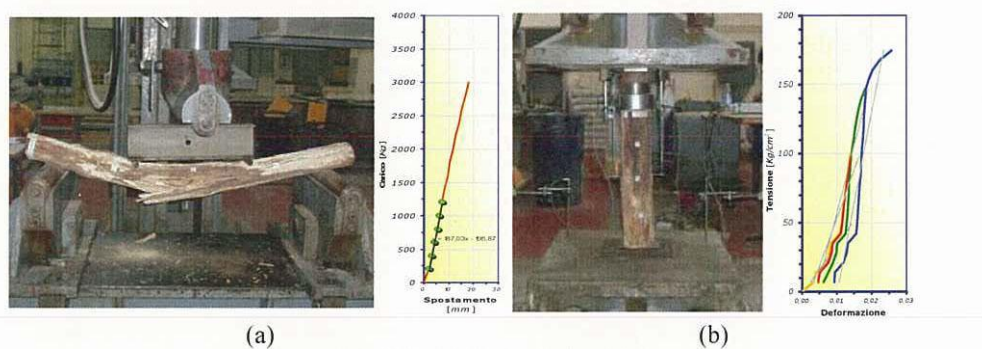


Figura 41 - Risultati delle prove distruttive. (a) Prova a flessione a due coltelli; (b) prova di compressione assiale.

Risultati

I risultati ottenuti dalle prove distruttive hanno permesso di correlare le prove non distruttive e qualche interpretazione dei numerosi dati sperimentali raccolti. Le velocità ultrasuoni comprese nell'intervallo $4.500 \div 5.000$ m/s possono essere associate ad un valore di modulo elastico meccanico di circa 30.000 kg/cm^2 . Il grado di umidità relativa presente nell'elemento ligneo al momento della prova, tuttavia, influenza il valore rilevato della velocità US, soprattutto per le fibre longitudinali.

Con specifico riferimento al problema della conservazione delle prestazioni attese degli elementi in castagno che compongono un'opera di ingegneria naturalistica, i risultati conseguiti suggeriscono che, già nella fase di selezione del materiale, si devono privilegiare le verifiche di accettazione del materiale, mirate alla riduzione della presenza di quelle imperfezioni che hanno un maggiore e rapido impatto sulla struttura.

4.1.4 Robinia (*Robinia pseudoacacia*)

La robinia presenta un duramen dal colore più scuro, in contrasto con un albarno sottile (circa 1 cm) di colore bianco giallastro. Il legno in questione è pesantissimo, durissimo e presenta valori di resistenza molto superiori a quelli della quercia. È molto resistente al taglio ed alle sollecitazioni trasversali, abbina alla sua robustezza una notevole elasticità e flessibilità. Il duramen, allo stato naturale, è caratterizzato da una elevatissima resistenza ai funghi e agli insetti parassiti. Per questa ragione, nella norma EN 350-2, è l'unico legno europeo classificato come appartenente alla classe I di resistenza agli attacchi fungini. Per lo stesso motivo, è l'unico legno europeo utilizzabile all'esterno allo stato naturale e senza l'ausilio di sostanze chimiche impregnanti. La robinia presenta caratteristiche simili ai legni esotici, ma la sua produzione può avvenire facilmente nel pieno rispetto dell'ambiente. In condizioni normali, è risaputo che la durata di un palo di robinia infisso nel terreno può oltrepassare anche i venti anni.

Compatibilmente con la sua qualità nella crescita e con le sue dimensioni, il legno di robinia è un'ottima materia prima impiegabile in molteplici utilizzi. Grazie alle proprietà sopra descritte, è usato con successo nella costruzione di steccati e di recinzioni per il pascolo e nell'industria navale: un tempo era largamente utilizzato per costruire i puntelli nelle miniere o le ruote dei carri. Ancora oggi la robinia, usata come legna da ardere, ha pochi rivali in potere calorico. Negli ultimi anni, questa essenza è stata presa in considerazione anche per la realizzazione di prodotti più nobili. SIK-Holz®, sin dall'inizio della sua attività, ha scelto questo legno come materia prima per costruire i suoi giochi, un materiale resistente e realmente ecologico.

4.11.5 Quercia (*Quercus* spp.)

Tra le diverse tipologie di quercia (rovere, farnia e cerro), la farnia è quella con la migliore forma del fusto, con rami inseriti generalmente più in alto rispetto al nodoso rovere. Rispetto alla massa legnosa totale presente nei boschi, queste due querce raggiungono una quota di appena il 2%. Il cerro, invece, originario dell'Europa meridionale, è scarsamente rappresentato in Austria. La quercia rossa, introdotta dal Nord America duecento anni or sono, è stata piantata soprattutto in Bassa Austria. Il legno di quercia rossa in commercio proviene tuttavia ancora quasi esclusivamente dal Nord America. Le querce possono raggiungere i duemila anni di età. Le querce isolate hanno spesso una forma nodosa. La quercia delle torbiere non è una vera e propria specie botanica, bensì la denominazione dei fusti di quercia rimasti sepolti per secoli nelle paludi.

Tutte le querce sono tipicamente a porosità anulare, con grandi raggi midollari caratteristici. Le specie nostrane, con la sola eccezione del cerro, appartengono alle "querce bianche", e si differenziano da quelle "rosse" nella colorazione, che in queste ultime è un po' più rossastra, e nella disposizione e dimensione dei vasi del legno tardivo. La debole presenza di tille (occlusione dei pori causata dall'intrusione di tessuti particolari) nelle querce rosse non rappresenta un carattere distintivo. L'originaria colorazione marrone chiaro del legno di quercia diviene con l'essiccazione non di rado più scura. Un legno uniformemente chiaro rappresenta l'obiettivo di ogni essiccatore specialista.

Il legno di quercia è relativamente pesante (massa volumica secca 670 kg/m³) e duro. Particolari provenienze, come quella di Slavonia, quella francese, quella polacca o del Weinviertel, sono spesso associate a caratteristiche particolari. Il legno di quercia si sega, pialla, fora e fresa facilmente. È bene fare attenzione affinché vi sia una efficace aspirazione, poiché la polvere di questo legno provoca in alcune persone reazioni allergiche. L'essiccazione richiede molto tempo ed esperienza. Problemi ad essa legati sono il formarsi di crepe, di deformazioni fino al collasso cellulare e di colorazioni marrone scuro. A causa del contenuto di acidi tannici, possono formarsi delle macchie da blu scuro a nere, se il legno umido viene a contatto con i metalli. In relazione al contenuto di acidi tannici, gli abituali processi di trattamento delle superfici non presentano difficoltà; per la verniciatura devono essere impiegati prodotti per il riempimento dei pori. Il duramen è durevole contro i funghi (classe di resistenza 2), tra gli organismi dannosi vi sono i coleotteri lictidi, che non di rado lasciano le proprie tracce all'interno dei parquet. Il trattamento con mezzi di protezione è difficile e l'impregnabilità è praticamente impossibile, a causa dell'occlusione dei vasi causata dalle tille.

La quercia è uno dei legni più pregiati per la costruzione di mobili, interni, serramenti, scale, ringhiere e rivestimenti, soprattutto per esterni e per altri scopi particolari nelle costruzioni fuori e sottoterra.

4.11.6 Douglasia (*Pseudotsuga menziesii* e *P. taxifolia*).

Appartengono alla famiglia delle pinaceae. Il legno si presenta con caratteristiche differenti a seconda della provenienza: nel tipo di montagna la tessitura è fine e la fibratura diritta, mentre nel tipo costiero la tessitura è media e la fibratura irregolare. Peso volumico ad umidità normale da 0,44 a 0,60, tende verso valori più bassi nel tipo montano. Essiccazione rapida e ritiro basso. Resistenza meccanica modesta (specialmente in flessione), migliora nel tipo costiero. Buona durabilità: conviene trattarlo per impieghi esterni, producendo delle incisioni superficiali che facilitino la penetrazione degli antisettici. In Italia è frequentemente impiegata per rimboschimenti nella zona fitoclimatica del castagno: il legname che si ricava in questi casi è simile a quello americano, ma meno apprezzato a causa di anelli meno regolari e più larghi. La douglasia italiana presenta qualche problema con le chiodature.

Nella scelta della specie occorre privilegiare quelle disponibili localmente e comunque reperibili in vicinanza del cantiere, al fine di facilitare l'organizzazione del trasporto, alquanto difficoltosa, e minimizzarne i costi.

Una caratteristica su cui si basa la scelta della specie di legname è la durabilità naturale, cioè la resistenza del legno, in assenza di trattamenti preservanti, al deterioramento causato dagli insetti xilofagi; o la resistenza ai funghi, particolarmente richiesta, in caso di materiale interrato o a diretto contatto con il terreno. Legnami durevoli all'impiego nell'ingegneria naturalistica sono i durami di castagno, larice, robinia; l'ontano è durevole sott'acqua.

4.11.7 Salice (*Salix* spp.)

Quasi tutti i salici, ivi compresi diversi ibridi, ad eccezione delle specie prostrate e nane, sono utilizzati per scopi produttivi, grazie alla loro notevole rapidità di accrescimento e al rigoglioso sviluppo. Per l'Italia sono segnalate trentaquattro entità autoctone, mentre almeno altre due (*S. babylonica*, *S. viminalis*) sono state introdotte in coltura. Presenti in vari habitat forestali, in particolare in quelli umidi, sono piante legnose con fisionomie e stature assai varie: dai pochi centimetri di sviluppo delle specie prostrate di montagna, ai 30-35 m di quelle arboree di pianura. La maggior parte delle specie ha comunque un portamento arbustivo.

Le colture di salici hanno sempre avuto discreta importanza nell'economia agricola a conduzione familiare, soprattutto nella Pianura Padana, dove venivano coltivati per lo più in aree marginali, ai bordi dei campi o lungo i fossi, trattati a capitozza. Mentre in Europa le colture di salice non hanno mai assunto una dimensione industriale, in altri paesi, come la Cina o l'Argentina, le piantagioni di salici raggiungono dimensioni notevoli. Autori italiani riferiscono che il salice da legno (*S. alba*, *S. caprea*) produce dai 2,40 ai 4,50 m³/anno/ha, in qualche caso si può arrivare a 8-15 m³/anno/ha.

Il legno è di colore biancastro lucente, con duramen rosato leggermente più scuro dell'alburno, con frequenti macchie midollari. Gli anelli di accrescimento sono distinti, talvolta non ben definiti, con vasi e raggi non visibili ad occhio nudo.

La tessitura è media, la fibratura generalmente dritta. La massa volumica a umidità normale varia da 0,32 a 0,55 g/cm³, con valore medio di 0,45 g/cm³ (Giordano, 1988).

È un legno tenero, poco durevole, con buona stabilità dimensionale e di forma, di facile lavorabilità ed essiccazione. Il legno prodotto dai salici mostra una notevole omogeneità, non presentando particolari differenze tra le diverse specie, tali da rendere possibile l'identificazione, che risulta difficile anche nei confronti dei pioppi. Le caratteristiche fisiche e meccaniche del legno dei salici sono simili a quelle dei pioppi. Al microscopio il legno presenta porosità diffusa o semidiffusa, con vasi solitari, in piccoli gruppi o in corte file radiali. Nei salici prostrati, la frequenza e l'addensamento dei vasi può aumentare notevolmente; se i fusti sono sotterranei si forma una struttura che ricorda quella delle radici, con diminuzione del tessuto meccanico e aumento del tessuto di conduzione (Schoch et al., 2004). Gli elementi vasali hanno perforazioni semplici, punteggiature intervascolari bordate, pluriseriate, a disposizione alternata e punteggiature raggio-vaso grandi, semplici.

Il parenchima assiale è disposto in bande nella zona tra due anelli successivi. I raggi sono uniseriati, alti da 10 a 15 cellule, eterogenei per cellule quadrate e rette marginali; le fibre sono libriformi. Il legno dei salici a portamento arboreo ed arbustivo non è distinguibile su base anatomica. Occasionalmente, possono mancare le cellule quadrate e rette nei raggi, e in questo caso il legno diventa del tutto simile a quello dei pioppi.

Gli usi tradizionali del legno dei salici sono simili a quelli del legno di pioppo, comprendono compensati, imballaggi, segati, fiammiferi, paleria, carbone e combustibile. Si trovano in commercio

anche zoccoli e soles ortopediche che sfruttano la leggerezza e la capacità di isolamento di questo legno. Si usa inoltre per mobili andanti, per la costruzione dello scheletro di sedie e poltrone, ma anche per particolari mobili rustici. Altra utilizzazione di nicchia è l'uso nell'artigianato artistico (Giordano, 1988; Bolzonella et al., 2008).

Particolare destinazione del legno del *S. alba coerulea* è la costruzione di mazze da cricket.

Per le caratteristiche di flessibilità, i rami dei salici vengono utilizzati fin dai tempi antichi per la fabbricazione di vari manufatti, cesti, panieri, nasse da pesca, contenitori di vario tipo ma anche mobili. Si utilizzano varie specie di salice, in particolare il salice da pertiche (*Salix triandra*), il salice da vimini (*S. viminalis*) e il salice porporino (*S. purpurea*), ma molte altre specie sono suscettibili di impiego per questo scopo (*S. alba*, *S. daphnoides*, *S. caprea*, *S. elaeagnos*, ecc.) (Martini et al., 1988).

5 CALCOLI PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE RETI ZINCATE E DELLE BARRE IN ROCCIA

Nella definizione degli interventi di riqualificazione, ripristino e rinaturalizzazione ambientale, che hanno come scopo principale quello di favorire l'instaurarsi di vegetazione sulle scarpate a rischio d'erosione, si fa largamente uso di rivestimenti vegetativi, abbinati o meno a tessuti sia biodegradabili che sintetici.

Nel seguente capitolo si cercherà di illustrare i limiti legati all'impiego delle reti zincate e/o zincate e plasticate, relativamente alla resistenza limite del filo di cui sono costituite.

Tale trattazione si ritiene necessaria, in quanto troppo spesso si sottovalutano le forze in gioco e si tendono a sovra o sottodimensionare le reti da impiegare.

Determinante risulta, inoltre, l'individuazione dei punti in cui collocare i chiodi in roccia, in funzione delle forze di trazione sulla rete, così come determinante risulta anche la scelta di impiegare piastre metalliche e dadi per distribuire le forze in gioco per attrito.

Trattenere e stabilizzare uno strato di terreno, pertanto, è un aspetto di primaria importanza, spesso problematico da trattare sia in fase realizzativa che gestionale.

Di seguito, tra le problematiche possibili più comuni, si tratterà il dimensionamento statico del riporto di uno strato di terreno vegetale su un substrato totalmente sterile, esposto all'erosione e non protetto in alcun modo.

Al fine del dimensionamento statico, il riporto di uno strato di terreno vegetale su un substrato roccioso dovrà essere reso stabile, sia agli effetti dell'erosione meteorica che dal punto di vista statico-meccanico, mediante l'uso di idonei supporti che dovranno rispondere al duplice scopo.

In considerazione di ciò, i progetti delle opere di ingegneria naturalistica possono individuare varie tipologie di intervento che utilizzano diversi materiali adatti al contenimento di terreno vegetale. Fra queste, quelle maggiormente impiegate sono le geocelle a nido d'ape tipo "Armater" ed i materassi verdi tipo "Geomac System". Nel caso di presenza di un fondo irregolare, risulta più idonea l'adozione di strutture di contenimento a rete zincata, accoppiata a georete o a biofeltri antierosione.

Nell'ipotesi di seguito esposta, la coltre viene considerata come un blocco compatto, soggetto alla forza di gravità, alla forza di attrito all'interfaccia con il substrato ed alle forze dovute agli ancoraggi, di tipo puntuale e distribuito, trasmesse alla coltre vegetale dalla rete zincata e plastificata.

Per **ancoraggio di tipo puntuale**, si intende la realizzazione di chiodature in substrato consistente, a cui si ancoreranno le strutture primarie di sostegno e contenimento del terreno vegetale.

Gli ancoraggi di tipo puntuale possono essere realizzati con un tondino di ferro acciaioso ad aderenza migliorata, con diametro minimo di 20 mm e dado specifico, oppure con barre filettate del medesimo diametro dotate di dispositivi di fissaggio a dado, rondella e piastra.

Entrambe le soluzioni possono prevedere la protezione contro la corrosione, mediante zincatura o altro sistema che fornisca analoga protezione. Le barre ed i tondini vanno infilati in un foro praticato nel substrato sottostante, fino ad una profondità che consenta di ancorare le barre in roccia sana per almeno 50 cm, relativamente agli ancoraggi di reti zincate, e per almeno 30 cm per l'ancoraggio del contenimento in terreno.

Le barre vanno fissate nel substrato consistente mediante boiacca, realizzata con cemento espansivo, non iniettato a pressione.

Si dovrà prevedere una lunghezza libera (parte non collaborante agli sforzi di taglio all'interno del foro) di almeno 10 cm.

Per **ancoraggi di tipo continuo**, si intendono funi di acciaio a cui si ancoreranno le strutture primarie di sostegno. Le funi (strutture di sostegno secondario) verranno a loro volta ammortate ad ancoraggi puntuali.

Gli ancoraggi di tipo continuo sono in genere formati da cavi d'acciaio ricotto, di diametro minimo di 16 mm, ancorati su tondini o barre filettate in ferro acciaioso, dotate di piastra d'acciaio zincata con dado, in aderenza al substrato roccioso.

Gli **ancoraggi distribuiti**, che hanno il compito di sostenere e diffondere gli sforzi di trazione alle strutture di contenimento primarie, vengono di norma posizionati in sommità ed alla base dei singoli interventi; sono posizionati aderenti al substrato consistente, mentre gli ancoraggi di tipo puntuale in genere hanno lo scopo, oltre a ridurre i carichi sugli ancoraggi di tipo distribuito, anche di garantire la conformazione geometrica dell'intervento.

Negli interventi su pendii molto lunghi, si renderà necessaria la realizzazione di un ancoraggio di tipo continuo lungo il pendio, mediamente ogni 2-5 m nella direzione della massima pendenza, distanza variabile a seconda dell'inclinazione del versante.

Si sottolinea, inoltre, che un eventuale parziale svuotamento del rivestimento vegetativo, o un eventuale accumulo al di sopra del rivestimento a valle, da parte di materiale proveniente dall'erosione sovrastante, oltre a compromettere le ipotesi di distribuzione dei carichi, non consentirà un buon rinverdimento dell'opera stessa, essendo determinante, se non indispensabile garantire una perfetta aderenza tra georete antierosione e terreno.

Ai fini conservativi dei calcoli della stabilità complessiva del rivestimento vegetativo, è opportuno considerare, in prima analisi, minore il coefficiente di attrito tra terreno vegetale e substrato di roccia, essendo spesso presente acqua d'infiltrazione e di scorrimento tra le due zone a contatto.

In sommità e sul fondo di ogni singolo intervento, la rete metallica andrà risvoltata per almeno 30 cm attorno al cavo di ancoraggio.

Nelle tipologie utilizzando reti metalliche, in corrispondenza degli ancoraggi puntuali, potrà essere inserito **un rinforzo** realizzato con uno spezzone di rete metallica, che dovrà essere legato alla rete di contenimento con punti metallici, al fine di distribuire nella rete lo sforzo introdotto dal picchetto di ancoraggio.

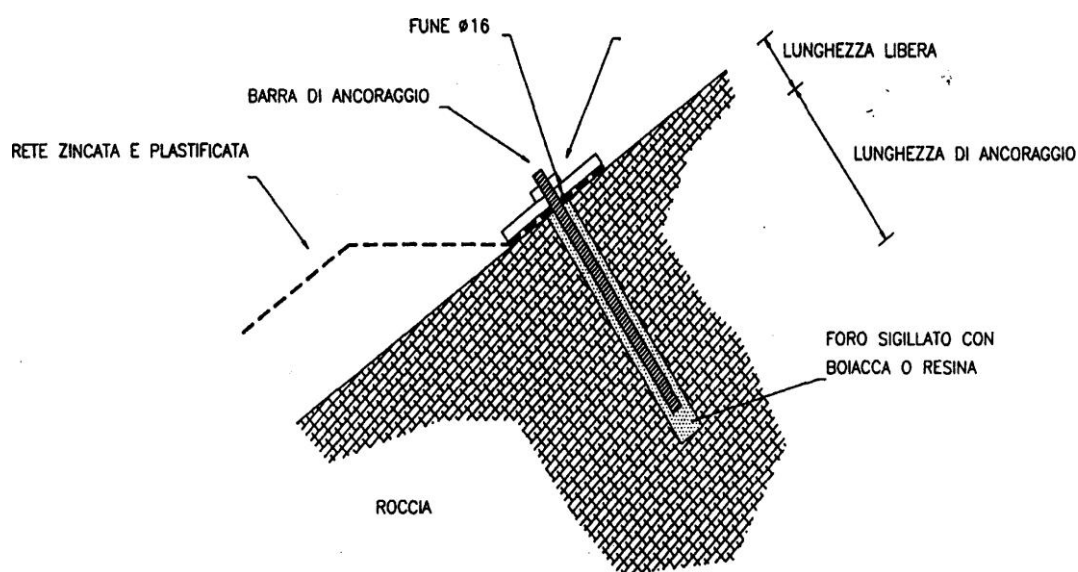


Figura 42 - Rappresentazione grafica di ancoraggio in roccia.

5.1 I materiali impiegabili - elementi costruttivi e caratteristiche tecniche da tenere in considerazione per i calcoli di dimensionamento

Nella descrizione che segue, per consentire una migliore comprensione dei termini della verifica effettuata, si riportano alcune ipotesi di base.

La realizzazione del rivestimento vegetativo in rete zincata a doppia torsione e biofeltro o georete sintetica, prevede l'utilizzo, oltre ai geotessuti, di una rete metallica a doppia torsione, con maglia esagonale, zincata e plasticata, con carico di rottura in genere attorno ai 4.300 daN/m.

Le dimensioni della maglia (interasse tra le due torsioni parallele della stessa maglia) è pari a 60 mm (+ 16% e - 4%), essa viene fornita in rotoli di altezza 2 o 3 m.

La lunghezza dei rotoli della rete è in genere di 25-50 o 100 m.

Caratteristica rete metallica	6 x 8	8 x 10	Norma di riferimento
Diametro filo (mm)	2,20-3,20	2,70-3,70	UNI 3598
Carico di rottura del filo (kg/mm ²)	38-50	38-50	UNI 3598
Peso (kg/m ²)	1.490	1.680	
Zincatura (g/m ²)	240	260	UNI 8018

Tabella 27 - Prospetto caratteristiche delle reti metalliche e normative di riferimento.

L'ancoraggio di tipo continuo si suppone realizzato con fune di acciaio zincato di diametro 16 mm e carico di rottura pari a 20.800 kg.

I picchetti si suppongono realizzati con tondino di ferro acciaiolo ad aderenza migliorata (FeB44K), di diametro 20 mm, con tensione ammissibile σ_{amm} pari a 2.600 kg/cm²

Le barre filettate si suppongono dotate di piastra d'acciaio zincata di dimensione 15 x 15 cm e spessore di 3 mm, con dispositivo di bloccaggio formato da dado zincato e rondella. La barra sarà di ferro acciaiolo (FeB44K) zincato e filettato di diametro minimo di 20 mm con tensione ammissibile σ_{amm} pari a 2.600 kg/cm²

Al fine di garantire un'adeguata aderenza tra barra e roccia, si suppone necessario interporre un sigillante nei fori praticati nella roccia, che, nel caso dei picchetti e delle barre filettate, è rappresentato dalla boiaccia (si possono impiegare anche resine, che tuttavia risentono spesso del gelo).

Il cemento per la boiaccia si suppone essere di tipo espansivo, al fine di ridurre al massimo i fenomeni di ritiro, e non iniettato a pressione.

I teli di rete zincata a maglia esagonale e a doppia torsione, grazie alle loro caratteristiche tecniche e costruttive, offrono prestazioni elevate di resistenza e durata nel tempo, nonché di notevole versatilità nella loro applicazione.

L'uso di questo tipo di rete risulta particolarmente adatto nei casi di prevenzione di cadute di massi, poiché la doppia torsione della rete fornisce un'elevata resistenza e previene fenomeni di smagliature, in caso di rottura accidentale di uno o più fili costituenti la maglia.

Nei casi in cui la rete zincata venga abbinata a geocomposito o biofeltro, oltre a garantire elevate caratteristiche di stabilità all'intervento, permette di ottenere buoni risultati di rivestimento anche quando i versanti in roccia presentano accentuate gradonature.

I teli di rete a maglia esagonale vengono fissati alla roccia con ancoraggi puntuali e continui, le cui dimensioni dipendono dall'entità degli sforzi trasmessi dalla rete e dalle caratteristiche meccaniche delle rocce in cui gli ancoraggi stessi vengono inseriti.

La distribuzione degli ancoraggi a monte deve essere calcolata in base al carico massimo che può sollecitare ciascun ancoraggio, tenendo conto del carico di rottura della rete a doppia torsione.

In ogni caso, è opportuno collegare gli ancoraggi puntuali con un cavo d'acciaio sul quale la rete risulta legata; in questo modo è possibile sostenere meglio la rete, favorire il mantenimento della geometria dell'intervento e garantire una distribuzione degli sforzi di trazione ai vari ancoraggi puntuali. Sulla sommità della scarpata è importante che la rete sia saldamente ancorata al terreno e ripiegata su se stessa per 0,30-0,50 m.

Lungo il pendio, i teli di rete devono essere uniti tra di loro in modo continuo, o tramite legatura o con punti metallici; nel caso specifico in cui i teli di rete debbano essere mantenuti aderenti al terreno vegetale di copertura della roccia, si devono predisporre anche in questo caso ancoraggi di tipo puntuale, la cui tipologia e dimensione viene influenzata significativamente dalle caratteristiche della roccia sottostante.

Alla base della scarpata, nel caso specifico di rivestimento vegetativo, è necessario bloccare la rete sia con ancoraggi distribuiti che puntuali; i primi hanno il compito di trasferire agli ancoraggi puntuali gli sforzi di trazione cui è soggetta la rete, i secondi trasmettono le sollecitazioni alla roccia garantendo la stabilità dell'opera.

Il sistema di chiusura al piede, con risvolto della rete metallica attorno al cavo di acciaio, per una lunghezza di almeno 30 cm, deve impedire scivolamenti della coltre verso il basso, onde evitare parziali svuotamenti nella parte alta dell'intervento.

Se ciò si verificasse, oltre a crearsi una distribuzione dei carichi alterata con conseguente compromissione della stabilità dell'opera, verrebbe inevitabilmente compromesso l'intervento di rinverdimento che, per dare i risultati voluti, richiede una perfetta aderenza tra georete antierosione o biofiltro al terreno sottostante.

5.2 Il dimensionamento

5.2.1 Forza di taglio "F" lungo il pendio

La forza di taglio F lungo il pendio è uguale alla componente del peso del terreno di riempimento per il rivestimento vegetativo, parallela al pendio stesso e ridotta dallo sforzo di frizione.

Determinazione della forza F per m^2 di scarpata:

$$F = W * (\sin \beta - \tan \delta * \cos \beta)$$

$$W = H * \gamma_s$$

si ottiene:

$$F = H * \gamma_s * (\sin \beta - \tan \delta * \cos \beta)$$

dove:

F = forza di taglio per m^2 di scarpata;

W = peso del terreno di riempimento per m^2 ;

H = spessore del terreno;

γ_s = peso del terreno di riempimento saturato;

β = angolo di scarpa;

δ = angolo di attrito tra terreno di riempimento e terreno della scarpata.

Il rivestimento vegetativo realizzato in rete zincata a doppia torsione, unita a geocomposito o biofeltro, prevede un riempimento di terreno vegetale di altezza in genere pari a 0,30 m. Considerando un peso medio del terreno vegetale saturo di $\gamma_s=20 \text{ kN/m}^3$, si otterrà una forza F data dalla seguente formula:

$$F = 0,30 * 20 * (\sin \beta - \tan \delta * \cos \beta) = 6 * (\sin \beta - \tan \delta * \cos \beta)$$

In alcuni casi, sarà necessario aumentare il peso W del riempimento con carico superficiale S , causato, per esempio, da uno strato di neve o da eventuali altri carichi.

Si ottiene:

$$W = H * \gamma_s + S$$

L'angolo di frizione δ (tra roccia in posto e suolo di riempimento) all'interfaccia sarà variabile da situazione a situazione, poiché non dipende solo dalla scabrezza e dal tipo di materiale di substrato, ma anche dal grado di compattazione e dalla presenza d'acqua nel terreno di riporto.

Se il substrato è di tipo roccioso, compatto, o siamo in presenza, per esempio, di *spritzbeton* liscio, non si potrà utilizzare δ come angolo di attrito interno del terreno vegetale, ma questo dovrà essere considerevolmente ridotto.

Nel caso in ipotesi, si potrebbe rendere necessario limitare quest'angolo ad un valore di 10° .

5.2.2 Resistenza a trazione della rete zincata a doppia torsione

Prima di determinare il tipo ed il numero di ancoraggi necessari a fissare la rete alla roccia e conseguentemente dare stabilità al terreno di riempimento da disporre sulla scarpata, è necessario procedere alla verifica della resistenza a trazione del singolo filo di cui è costituita la maglia della rete prescelta, nonché la resistenza a trazione della rete stessa.

Nel caso in studio, si suppone l'impiego di una rete con le seguenti caratteristiche:

- rete metallica a doppia torsione ;
- maglia esagonale: 8×10 ;
- angolo di piegatura del filo al vertice della maglia: $\varphi = 45^\circ$;
- diametro filo: 2,7 mm;
- carico di rottura del filo: 44 daN/mm^2 ;
- tensione ammissibile filo: $\sigma_{amm} = 26 \text{ daN/mm}^2$.

Determinazione della massima resistenza a trazione di un filo.

Area del filo:

$$A = \frac{D^2 * \pi}{4} = 5,72 \text{ mm}^2$$

Sforzo massimo di trazione in direzione del filo:

$$T_{max} = \sigma_{amm} * A = 149 \text{ daN}$$

Sforzo massimo di trazione sul nodo della maglia in direzione verticale:

$$V_{max} = \frac{T_{max}}{\cos 45^\circ} = 210 \text{ daN}$$

Il massimo sforzo di trazione che la maglia può sopportare in corrispondenza ad un ancoraggio puntuale è dato da:

$$V_{max} = 210 \text{ daN}$$

Nel caso in cui si utilizzi un ancoraggio di tipo continuo, realizzato legando le maglie della rete con un cavo di acciaio, lo sforzo di trazione sollecitante la rete viene distribuito su un numero maggiore di vertici di maglie.

La resistenza a trazione della rete per metro lineare è data quindi da:

$$V_{tot} = 2.520 \text{ daN/m}$$

5.2.3 Determinazione del numero di ancoraggi

Sia nel caso di ancoraggi puntuali che continui, si ipotizza che lo sforzo totale di trazione della rete venga assorbito soltanto dagli ancoraggi posti a monte della rete stessa.

Ancoraggi puntuali

Il numero minimo (N) di ancoraggi richiesti per metro sarà dato dal rapporto tra forza tangenziale da riprendere a metro (F) ed il massimo sforzo ammissibile che un ancoraggio puntuale può trasmettere alla rete (V_{max}).

$$N = \frac{F}{V_{max}} \text{ (espresso in ancoraggi per metro)}$$

Il valore così ottenuto risulta essere il quantitativo minimo di ancoraggi richiesti.

Ancoraggio continuo

Nel caso in cui si voglia adottare una tipologia di ancoraggio continuo, è necessario verificare che la forza tangenziale da riprendere a metro sia inferiore alla resistenza a trazione per metro della rete stessa.

Se si verifica la condizione $F < V_{tot}$, la rete utilizzata risulta idonea ai fini della stabilità dell'opera.

Per quanto riguarda la fune di sostegno della rete metallica, sarà necessario verificare che il massimo sforzo di trazione sollecitante la fune sia inferiore alla massima resistenza a trazione della fune stessa, calcolata in funzione dell'area della sua sezione e delle caratteristiche di resistenza dell'acciaio di cui è costituita.

5.2.4 Valutazione numerica per le situazioni più critiche

Caso a)

Lunghezza scarpata $L = 2 \text{ m}$

Larghezza scarpata $B = 9,60 \text{ m}$

Angolo di scarpa $\beta = 40^\circ$

Peso specifico terreno saturo $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito terreno substrato $\delta = 10^\circ$

Spessore del terreno vegetale $S = 0,30 \text{ m}$

La forza di taglio da riprendere sarà data:

$$F = W * (\sin \beta - \tan \delta * \cos \beta) = 0,30 \times 20 \times 2 * (\sin 40^\circ - \tan 10^\circ * \cos 40^\circ) = 6.096 \text{ kN/m}$$

Rete metallica dimensioni 8×10 , zincata a doppia torsione

Resistenza a trazione della rete per metro:

$$V_{tot} = 35,87 \text{ kN/m}$$

Adottando un ancoraggio di tipo continuo sulla sommità della rete, si verifica che:

$$F = 6.096 \text{ kN/m} < V_{tot} = 35,87 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, l'ancoraggio della rete a monte e a valle potrà essere realizzato mediante cavo di acciaio ancorato ad I picchetto per metro.

Caso b)

Lunghezza della scarpata $L = 4,50\text{m}$

Larghezza della scarpata $B = 10,20 \text{ m}$

Angolo di scarpa $\beta = 38^\circ$

Peso specifico terreno saturo $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito terreno substrato $\delta = 10^\circ$

Spessore terreno vegetale $S = 0,30 \text{ m}$

La forza di taglio da riprendere sarà data:

$$F = W(\sin \beta - \tan \delta * \cos \beta) = 0,30 * 20 * 4,5 * (\sin 38^\circ - \tan 10^\circ * \cos 38^\circ) = 12.879 \text{ kN/m}$$

Rete 8×10 , metallica, zincata, a doppia torsione

Resistenza a trazione della rete per metro:

$$V_{tot} = 35,87 \text{ kN/m}$$

Adottando un ancoraggio di tipo continuo sulla sommità della rete, si verifica che

$$F = 12.879 \text{ kN/m} < V_{tot} = 35,87 \text{ kN/m}$$

Nel caso in esame, l'ancoraggio della rete a monte e a valle potrà essere realizzato sempre mediante cavo di acciaio ancorato ad I picchetto per metro.

Caso c)

Lunghezza della scarpata $L = 7,20 \text{ m}$

Larghezza della scarpata $B = 6,80 \text{ m}$

Angolo di scarpa $\beta = 33^\circ$

Peso specifico terreno saturo $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito terreno substrato $\delta = 10^\circ$

Spessore terreno vegetale $S = 0,30 \text{ m}$

La forza di taglio da riprendere sarà data:

$$F = W(\sin \beta - \tan \delta * \cos \beta) = 0,30 * 20 * 7,2 * (\sin 33^\circ - \tan 10^\circ * \cos 33^\circ) = 17,15 \text{ kN/m}$$

Rete 8×10 , metallica, zincata, a doppia torsione

Resistenza a trazione della rete per metro:

$$V_{tot} = 25,20 \text{ kN/m}$$

Adottando anche in questo caso un ancoraggio di tipo continuo sulla sommità della rete, si verifica che:

$$F = 17,15 \text{ kN/m} < V_{tot} = 25,20 \text{ kN/m}$$

In questo caso l'ancoraggio della rete a monte e a valle potrà essere realizzato mediante cavo di acciaio ancorato ad un picchetto per metro.

L'ancoraggio a monte e a valle deve realizzarsi aderente al substrato roccioso, in modo che le barre non lavorino a flessione, ma solo a taglio.

In questo caso, siccome la scarpata potrebbe presentare una lunghezza significativa, per garantire il mantenimento della geometria di intervento, si prevede la realizzazione di ancoraggi continui, costituiti da cavo di acciaio ancorato a picchetti, posti ad un interasse di 3-3,5 m.

5.2.5 Sforzo della fune

Per prima cosa si determina lo sforzo massimo di trazione applicato alla fune ancorata con picchetti agli estremi di ogni singolo tratto, ammettendo un valore massimo della freccia nel tratto studiato.

Siccome la campata è molto corta, si può ipotizzare che la fune, anziché disporsi secondo una catenaria, si disponga lungo una parabola.

Si considera il peso della fune per metro, ipotizzando il carico trasmesso dai vertici della rete, uniformemente distribuito sulla lunghezza della fune (P).

Dati:

peso fune: $p = 1.715 \text{ daN/m}$

freccia massima ammessa in campata: $f = 0,05 \text{ m}$

angolo di inclinazione della fune all'ancoraggio:

$$a = \arctg \frac{5}{50} = 5,71^\circ$$

Lunghezza della campata: $L = 1 \text{ m}$

Sforzo di trazione massimo nella fune all'ancoraggio:

$$T_{max} = \frac{P * L^2}{8F} * \cos\alpha = 4.309 \text{ daN}$$

Adottando una fune di acciaio lucido tipo Seale Warrington a 216 fili ed anima tessile con diametro pari a $\varphi = 16 \text{ mm}$, si ha un carico di rottura somma di 20.800 daN.

Il coefficiente di sicurezza per la fune risulta, dunque, $\eta = 20.800/4.309 = 4,8$

5.2.6 Determinazione del tipo di ancoraggio e della sua lunghezza

Nella progettazione degli ancoraggi di monte dei teli di rete metallica a maglia esagonale adagiati su un pendio, si devono considerare i seguenti fattori:

- carico limite della rete a trazione ed a punzonamento, ricavato con prove di laboratorio;
- carico di snervamento dell'armatura di ancoraggio (N_{su});
- forza di trazione che provoca lo sfilamento dell'armatura o della fondazione (N_{du});
- coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa vigente.

Il dimensionamento di un ancoraggio consiste nel determinarne la sezione trasversale e la lunghezza della zona attiva.

Determinato il carico di progetto F per l'ancoraggio, si ricavano la lunghezza L della barra e la sezione trasversale della zona attiva mediante le relazioni che seguono:

$$\eta_1 F = \pi * d_f * L * T_b$$

essendo:

η_1 = coefficiente di sicurezza;

F = carico di progetto sul singolo ancoraggio;

d_f = diametro del foro;

T_b = tensione tangenziale ammissibile di aderenza tra cemento e roccia o tra cemento e terreno.

$$\eta_2 F = \pi * d_b * L * T_a$$

essendo:

η_2 = coefficiente di sicurezza;

F = carico di progetto sul singolo ancoraggio;

d_b = diametro della barra d'acciaio;

T_a = tensione tangenziale ammissibile di aderenza tra cemento e acciaio.

Nel caso in cui il terreno presenti caratteristiche meccaniche scadenti, risulta indispensabile l'uso di ancoraggi chimici (resine o similari) in sostituzione di quelli cementizi.

5.2.7 Verifica numerica nel caso più critico

Dati:

diametro foro = 20 + 20 = 40 mm;

diametro barra = 20 mm;

$L = 0,50$ m;

$F = 1.715$ daN/m;

$\eta_1 = 1,15$;

cemento $R_{ck} = 30$ N/mm²;

$T_{co} = 0,6$ N/mm² = 6 daN/mm²;

$T_a = 1,8$ N/mm² ($3 * T_{co}$).

Si ipotizza una tensione ammissibile di aderenza tra cemento e roccia o tra cemento e terreno $T_b = 0,6$ N/mm².

Tale valore dovrà essere verificato prima dell'esecuzione dei lavori, mediante analisi diretta delle caratteristiche della roccia in cui si inseriranno gli ancoraggi.

In base ai dati ed alle ipotesi sopra riportate, si determina il massimo sforzo sopportabile da una barra di ancoraggio, in funzione dell'aderenza esistente tra cemento e roccia o cemento e terreno (verifica della resistenza a sfilamento dell'insieme barra cemento nella roccia):

$$F_{bmax} = \pi * d_b * L * T_b = \frac{\pi * 4 * 50 * 6}{1,15} = 3.278 \text{ daN}$$

$$F = 1.715 \text{ daN} < F_{bmax} = 3.278 \text{ daN}$$

In base ai dati ed alle ipotesi sopra riportate, si determina il massimo sforzo sopportabile da una barra di ancoraggio, in funzione dell'aderenza esistente tra cemento e acciaio (verifica della resistenza a sfilamento della barra nel cemento):

$$F_{amax} = \pi * d_a * L * T_a = \pi * 2 * 50 * 18 = 5.654 \text{ daN}$$

$$F = 1.715 \text{ daN} < F_{amax} = 5.654 \text{ daN}$$

In base alle verifiche eseguite, supponendo valide le ipotesi fatte, si ritiene che le dimensioni geometriche previste per le barre di ancoraggio possano soddisfare le condizioni di carico più gravose.

Come ancoraggi, si potranno dunque adottare delle barre in acciaio ad aderenza migliorata di diametro 20 mm, che dovranno essere protette contro la corrosione mediante zincatura o altro sistema equivalente.

Tali barre dovranno essere infilate in fori, predisposti con una profondità adeguata, quindi fissate con boiaccia di cemento espansivo, in modo da riempire tutti i vuoti.

La profondità di infissione sarà funzione delle caratteristiche locali di resistenza e di compattezza del substrato, per cui non può essere dato un valore certo per tutte le situazioni.

Si ritiene, però, che una lunghezza di ancoraggio di 0,50 m sia sufficiente a garantire la resistenza allo sfilamento delle barre, in ogni caso si dovrà tentare di raggiungere la roccia sana.

Per verificare che la lunghezza di ancoraggio sia sufficiente, sarà necessario verificare con una prova in sito almeno un ancoraggio per ogni sezione significativa di intervento, sottoponendo lo stesso ad una forza di sfilamento pari a 1,1 volte quella trasmessagli dalla rete zincata a doppia torsione (F).

5.2.8 Verifica delle barre di ancoraggio

Verifica a taglio

Si considera il tiro massimo (T_{max}) della fune di ancoraggio applicata al picchetto esterno della campata laterale.

Si suppone che la fune sia ancorata in prossimità dell'incastro barra-roccia, esercitando un'azione di taglio proprio nella sezione d'incastro.

Per il caso in esame, si è supposto l'impiego di un tondino di diametro $\varphi = 24$ mm, per tenere in considerazione le condizioni più gravose di carico in corrispondenza del picchetto esterno su cui si ancora la fune delle campate laterali.

Si avrà pertanto:

$$T_{max} = 4.309 \text{ daN};$$

diametro della barra (Feb38k) = 24 mm;

$$\sigma_{amm} = 26 \text{ daN/mm}^2;$$

$$T_{amm} = 0,577 * 26 = 15 \text{ daN/mm}^2 \text{ dove } 0,577 \text{ è l'area espressa in mm}^2 \text{ della sezione della barra.}$$

La tensione tangenziale massima all'incastro sarà pari a:

$$T_{max} = \frac{4T}{3\pi r^2} = 12,7 daN/mm^2$$

Si verifica che:

$$T_{max} = 12,7 daN/mm^2 < T_{amm} = 15 kg/cm^2$$

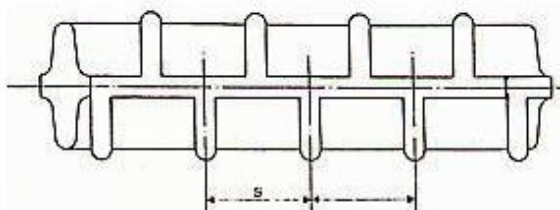
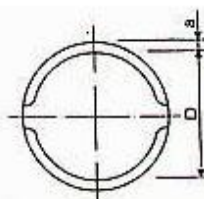
5.2.9 Caratteristiche dei tondini di ferro acciaioso ad aderenza migliorata FeB44K

Per le barre e per le chiodature, generalmente si usano tondini di ferro acciaioso ad aderenza migliorata zincati; per tale motivo si riporta di seguito la tabella che elenca le caratteristiche principali di tale materiale.

La stessa risulta utile nella redazione dell'analisi prezzi, in quanto, tra i materiali, i tondini di ferro acciaioso sono calcolati a kg e pertanto necessita conoscere, rispetto al diametro ed alla lunghezza, il peso in kg risultante.

diametro nominale mm	P kg/m	sezione cm ²
6	0,222	0,28
8	0,395	0,50
10	0,617	0,79
12	0,888	1,13
14	1,208	1,54
16	1,578	2,01
18	1,998	2,54
20	2,466	3,14
22	2,984	3,80
24	3,551	4,52
26	4,168	5,31
28	4,834	6,16
30	5,549	7,07
° 32	6,310	8,04
° 36		
° 40		

TONDO PER CEMENTO ARMATO



tensioni ammissibili (kgf/mm²)

Fe B 44 K (controllato) = 2600

ACCIAI IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA

		tipi di acciaio	Fe B 44 K
tensione caratteristica di snervamento f_{yk}		N/mm ²	≥ 430
		Kgf/mm ²	≥ 44
tensione caratteristica di rottura f_{tk}		N/mm ²	≥ 540
		Kgf/mm ²	≥ 55
allungamento A_5		∅	≥ 12
per barre ad aderenza migliorata aventi ∅ (il diametro ∅ è quello della barra tonda liscia equipesante)	fino a 12 mm	piegamento a 180° su mandrino avente diametro D	4 ∅
	oltre 12 mm fino a 18 mm		8 ∅
	oltre 18 mm fino a 24 mm		10 ∅
	oltre 26 mm fino a 30 mm		12 ∅

La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue alla temperatura 20 + 5°C piegando la provetta a 90°, mantenendola poi per 30 minuti in acqua bollente, e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20°. Dopo la prova il campione non deve presentare ricriche.

TENSIONI AMMISSIBILI NEGLI ACCIAI IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA		Fe B 44 K	
acciai controllati in stabilimento	δ_5	N/mm ²	≥ 255
		Kgf/mm ²	2600

Tabella 28 - Caratteristiche dei tondini di ferro acciai.

5.3 fogli elettronici per il dimensionamento delle reti zincate e delle barre in roccia

Per il calcolo del dimensionamento delle reti zincate e delle barre in roccia, nel file troverete dei fogli di calcolo che consentono di calcolare vari elementi e in particolare:

- forza di taglio lungo il pendio;
- determinazione della massima resistenza a trazione di un filo;
- determinazione del numero minimo di ancoraggi;
- sforzo limite applicabile alla fune;
- calcolo del diametro delle barre e profondità di infissione;
- verifica delle barre di ancoraggio.

I vari fogli di calcolo presenti nel file sono quelli riportati nelle tabelle successive. Nei diversi fogli di calcolo i dati da inserire sono sempre limitati alle celle numeriche colorate in giallo.

Forza di taglio lungo il pendio

Forza di taglio lungo il pendio (vedi Capitolo 5.2.1)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

valori da inserire

FORZA DI TAGLIO LUNGO IL PENDIO

La forza di taglio F lungo il pendio è uguale alla componente del peso del terreno di riempimento per il riempimento vegetativo, parallela al pendio stesso e ridotta dallo sforzo di frizione.

Esempio di calcolo - caso studio:
 Il riempimento vegetativo realizzato in rete zincata a doppia torsione, unita a geocomposito o bobbleto, prevede un riempimento di terreno vegetale di altezza in genere pari a 0,30 m. Considerando un peso medio del terreno vegetale saturo di $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ si otterrà una forza F data dalla seguente formula:
 $F = 0,30 \cdot 20 \cdot (\sin \beta \cdot \cos \beta) + (E \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta)$

verificare a cura del tecnico

carico da avere al suolo
 regioni geografiche di riferimento
 regione 1
 regione 2
 regione 3

per zona I quota massima di 800 metri
 per zona II quota massima di 1100 metri

Caso studio - esempio A
 Lunghezza scarpata $L = 3,6 \text{ m}$
 Angolo di scarpata $\beta = 40^\circ$

resistenza a trazione del filo numero di ancoraggi sforzo della fune calcolo barre di ancoraggio verifica delle barre

Determinazione della massima resistenza a trazione di un filo

Determinazione della massima resistenza a trazione di un filo (vedi Capitolo 5.2.2)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

valori da inserire

Determinazione della massima resistenza a trazione di un filo

Storzo massimo di trazione in direzione del filo:

$$T_{max} = \sigma_{amm} \cdot A$$

calcolo		
σ_{amm}	A	T_{max}
daN/mm ²	mm	daN
26	5,72	148,72

Storzo massimo di trazione sul nodo della maglia in direzione verticale:
 Il massimo sforzo di trazione che la maglia può sopportare in corrispondenza ad un ancoraggio puntuale è dato da:

$$V_{max} = T_{max} / \cos 45^\circ$$

T_{max}	$\cos 45^\circ$	V_{max}
daN/mm ²	mm	daN
148,72	0,7071	210,324

Nel caso in cui si utilizzi un ancoraggio di tipo continuo, realizzato legando le maglie della rete con un cavo di acciaio, lo sforzo di trazione sollecitante la rete viene distribuito su un numero maggiore di vertici di maglie.

Ancoraggio continuo

La resistenza a trazione della rete per metro è data quindi da:

$$V_{tot} = 2.520 \text{ daN/m}$$

V_{max}	contatto della rete alla fune	V_{tot}	V_{tot}
daN	n contatti	daN	kN
210,3239	11,98152	2520	25,2

vertici di maglia

Nel caso in studio si suppone l'impiego di una rete con le seguenti caratteristiche:

- rete metallica a doppia torsione;
- maglia esagonale: 8×10 ;
- angolo di piegatura del filo al vertice della maglia: $\varphi = 45^\circ$;
- diametro filo: 2,7 mm;
- carico di rottura del filo: 44 daN/mm²;
- tensione ammissibile filo: $\sigma_{amm} = 26 \text{ daN/mm}^2$.

$$A = \frac{D^2 \cdot \pi}{4}$$

calcolo area filo		
Diametro	Area filo	
mm	mm ²	mm ²
2,7	5,72	

Determinazione del numero minimo di ancoraggi

Determinazione del numero minimo di ancoraggi (vedi Capitolo 5.2.3)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

_____ : valori da inserire

Il numero minimo (N) di ancoraggi richiesti per metro sarà dato dal rapporto tra forza tangenziale da riprendere a metro (F) ed il massimo sforzo ammissibile che un ancoraggio puntuale può trasmettere alla rete (V_{max}).

(espresso in ancoraggi per metro)
$$\frac{F}{V_{max}}$$

Sforzo massimo di trazione sul nodo della maglia in direzione verticale:
 Il massimo sforzo di trazione che la maglia può sopportare in corrispondenza ad un ancoraggio puntuale è dato da:

ancoraggio puntuale ->
 valori recepiti da resistenza a trazione dei fili

per ancoraggio puntuale
 N = numero minimo di ancoraggi per metro
 F = forza tangenziale da riprendere a metro

per ancoraggio continuo
 F < Vtot
 necessaria verifica alla fune

Note:
 - il T_{max} è dipendente dalla caratteristica della rete, vedi resistenza a trazione del filo;
 - per F vedi forza di taglio.

HP : lo sforzo sarà assorbito dagli ancoraggi di monte

$V_{max} = T_{max} / \cos 45^\circ$	T_{max}	$\cos 45^\circ$	V_{max}
V_{max} espresso in daN	daN/mm ²	mm	daN
	148,72	0,7071	210,32

ancoraggio	F	V_{max}	N	dist anc. limite
	daN/m	daN	num/m	m
1	17,15	210,324	0,0815	12,26378101

ancoraggio	F	contatto della rete alla fune n contatti	Vtot	Vtot
	daN/m		daN	kN
1	17,15	12,0	2520	25,2

Sforzo limite applicabile alla fune

Sforzo limite applicabile alla fune (vedi Capitolo 5.2.5)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

_____ : valori da inserire

peso fune	p	1715	daN/m
freccia massima ammessa	f	0,05	m
punto mediano di applicazione	l	0,5	m
argomento dell'arcotangente		0,10	rad
angolo di inclinazione della fune all'ancoraggio	α	5,71	°
lunghezza della campata	L	1	m
calcolo sforzo di trazione max	T_{max}	5101	daN
carico di rottura della fune	dato	20800	daN
Coefficiente di sicurezza della fune	η	4,1	
Coefficiente di sicurezza ammissibile	n	1,5	Verificata

$$\alpha = \arctg (l / f)$$

$$T_{max} = p \cdot L^2 / 8f \cdot \cos \alpha$$

Calcolo del diametro delle barre e profondità di infissione

calcolo del diametro delle barre e profondità di infissione (vedi Capitolo 5.2.6 e 5.2.7)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

: valori da inserire

Nella progettazione degli ancoraggi di monte dei teli di rete metallica a maglia esagonale adagiati su un pendio, si devono considerare i seguenti fattori:

carico limite della rete a trazione ed a punzonamento ricavato da prove di laboratorio	
carico di snervamento dell'armatura di ancoraggio	N_{su}
forza di trazione che provoca lo sfilamento dell'armatura e della fondazione	N_{su}
coefficienti previsti dalla normativa vigente	η

Il dimensionamento di un ancoraggio consiste nel determinare la sezione trasversale e la lunghezza della zona attiva pertanto essendo :

$$\eta l \cdot F = \pi \cdot d_f \cdot L \cdot \tau_b$$

terra	coefficiente di sicurezza	η	1,15			
	carico di progetto sul singolo ancoraggio	F	1715	daN/M		
	diámetro del foro	d_f	40	mm		
	tensione tangenziale ammissibile di aderenza tra cemento e roccia o tra cemento e terra	τ_{co}	0,6	N/mm ²	ipotizzato in assenza di prove <i>in situ</i>	
	coefficiente di sicurezza	η				
ferro	diámetro della barra di acciaio	d_f	20	mm		
	tensione tangenziale ammissibile di aderenza tra cemento e acciaio	$\tau_b = \tau_{co}$	1,8	N/mm ²		
	lunghezza della barra	L	0,5	m		
	sforzo massimo sopportabile della barra di ancoraggio tra cemento e terreno	F_{bmax}	32,77	N	3277	daN
	sforzo massimo sopportabile dalla barra di ancoraggio tra cemento e acciaio	F_{amax}	56,52	N	5652	daN

Pertanto:

F_{amax}	5.652	
F	1.715	Verificata

Sintesi

Si ritiene che le dimensioni geometriche previste per le barre di ancoraggio possono soddisfare le condizioni di carico più gravose nell'ambito degli interventi programmati.

Come ancoraggio si adotteranno delle barre in acciaio ad aderenza migliorata del diámetro 20 mm zincate, tali barre dovranno essere infilate in fori predisposti di adeguata profondità e quindi fissate con boiaccia di cemento iniettato a pressione se in roccia a bassissima pressione se in terra in modo da riempire i vuoti.

La profondità di infissione sarà funzione delle caratteristiche locali di resistenza e compattezza del substrato si ritiene però che una lunghezza di 0,50 m, in caso di roccia sana sia in grado di garantire la resistenza allo sfilamento delle barre.

Verifica delle barre di ancoraggio

VERIFICA DELLE BARRE DI ANCORAGGIO (vedi Capitolo 5.2.8)			
ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO			
: valori da inserire			
Ipotesi: la fune è ancorata in prossimità dell'incastro barra roccia esercitando un'azione di taglio proprio sulla sezione di incastro.			
Tiro massimo della fune di ancoraggio applicata al picchetto	T	4309	daN
diámetro della barra	Ø	24	mm
materiale	FEb38K		
tensione ammissibile	σ_{amm}	26	daN/mm ²
taglio ammissibile	t_{amm}	15,0	daN/mm ²
tensione tangenziale massima all'incastro	t_{max}	12,71	daN/mm ²
Pertanto:			
	t_{amm}	15,0	
	t_{max}	12,71	Verificata

6 LE GIUNZIONI SU LEGNAME NELLE OPERE DI INGEGNERIA NATURALISTICA

6.1 Descrizione generale della problematica

Per consentire il collegamento tra i vari elementi strutturali in legname, si utilizzano, generalmente, i seguenti elementi:

- chiodi;
- graffe;
- tondini;
- bulloni da legno.

Prima di effettuare una breve descrizione di questi materiali di assemblaggio, è utile introdurre una distinzione in merito alle tipologie maggiormente diffuse. Esse possono essere ricondotte fondamentalmente a due varianti:

- elementi trasversali-longitudinali;
- elementi longitudinali.

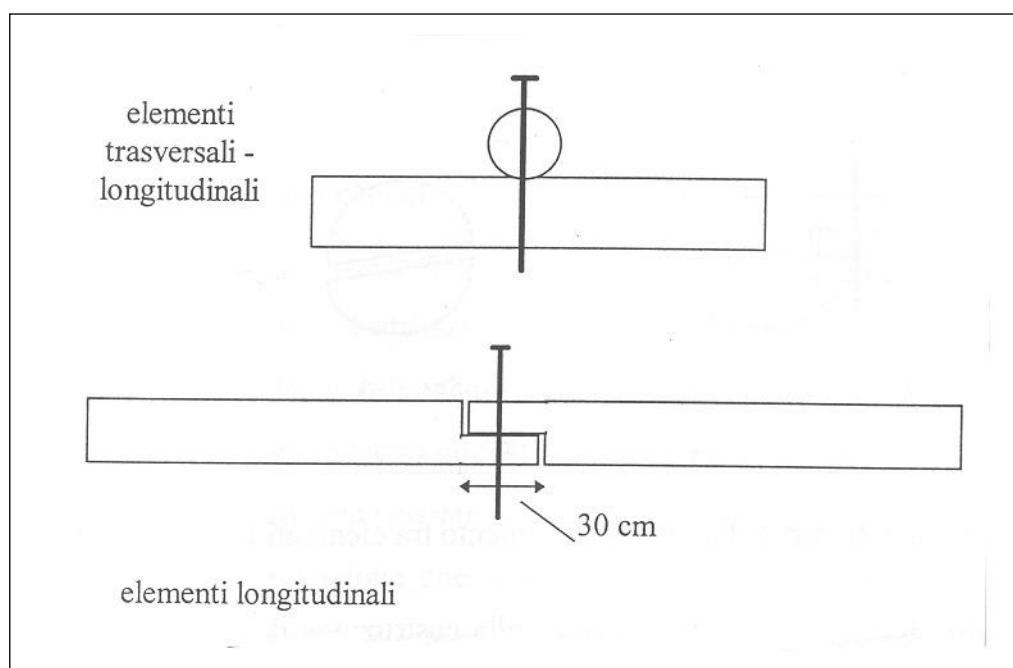


Figura 43 - Collegamenti tra i vari elementi della struttura.

Le congiunzioni tra elementi longitudinali e trasversali rappresentano la normalità nella pratica costruttiva. I collegamenti tra elementi longitudinali, invece, vengono eseguiti solo quando il tondame legnoso a disposizione non presenta delle lunghezze sufficienti a coprire l'intera luce necessaria.

In tal caso, si ricorre all'unione di più elementi ed il metodo più idoneo sembra essere quello rappresentato nella figura precedente.

La lunghezza massima di sovrapposizione tra le parti terminali dei due elementi si aggira sui 30-35 cm; tale lunghezza rappresenta un giusto compromesso tra la necessità di garantire una congrua ed efficace superficie di contatto e l'esigenza di limitare al minimo l'estensione del nodo che, per quanto eseguito in modo corretto, rappresenta pur sempre un punto delicato per la stabilità dell'intera struttura.

L'intaglio che si esegue nella parte finale degli elementi da collegare, oltre ad essere eseguito nella direzione dell'asse degli stessi, deve essere inclinato di un certo angolo (α) rispetto all'orizzontale. Questo accorgimento permette di evitare il pericolo di ristagno di acqua sulle superfici a contatto, consentendo lo sgrondo di quella eventualmente presente.

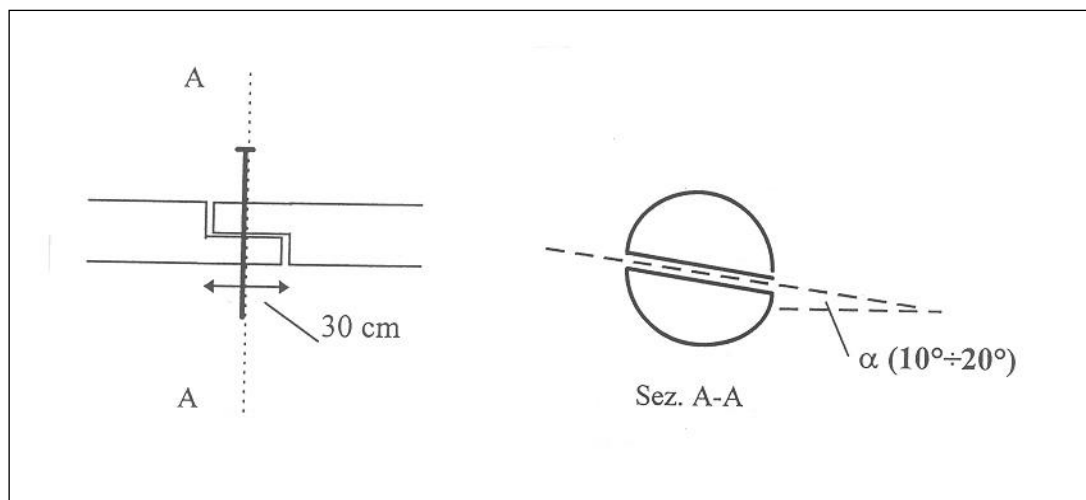


Figura 44 - Particolare del collegamento tra elementi longitudinali.

6.2 Collegamenti con chiodi

Nel passato, il legno veniva assemblato principalmente mediante l'utilizzo di chiodi di dimensioni variabili, in funzione della classe diametrica di appartenenza del legname impiegato.

Tra gambo del chiodo e legno circostante, si sviluppa un'azione di contrasto che caratterizza la cosiddetta resistenza del chiodo.

Nel caso di una sollecitazione che tende a sfilare il chiodo dalla sua sede, interviene una resistenza all'estrazione, mentre, se la sollecitazione agisce modificando la posizione relativa dei vari pezzi collegati dal chiodo, si parla genericamente di resistenza del giunto chiodato.

Nella valutazione del comportamento dei giunti chiodati colleganti elementi legnosi, intervengono molteplici fattori che influenzano la resistenza globale dell'insieme. I più importanti vengono ricordati di seguito:

- a) **caratteristiche del legno**, in riferimento alle specifiche resistenze meccaniche, alle varie sollecitazioni, al contenuto di estrattivi (i quali possono determinare alterazioni chimiche nel metallo), alla fissilità, ossia alla maggiore o minore tendenza del legno ad aprirsi per effetto della penetrazione di elementi metallici appuntiti, alla pressione di parete del foro, nonché all'attrito tra gambo metallico e legno;
- b) **stato di umidità del legno**, che interferisce sull'efficienza della chiodatura agendo in tre modi distinti: abbassa la resistenza del legno a spacco e a compressione, determina il ritiro da stagionatura, causa l'arrugginimento e la corrosione della superficie del gambo del chiodo;
- c) **caratteristiche dei chiodi**, in relazione al materiale di costruzione, alla sua forma e dimensioni.

Di norma, i chiodi vengono ricavati da filo d'acciaio a sezione tonda, ma si trovano anche chiodi a sezione quadrata. La superficie del gambo è talvolta trattata con particolari sostanze, in modo da creare un sottile rivestimento protettivo contro l'arrugginimento e la corrosione (coperture elettroniche con zinco, stagno, alluminio, ecc.).

Esistono, inoltre, tipi speciali di coperture superficiali rappresentati da resine e polimeri plastici che, oltre a proteggere il chiodo dalla corrosione, determinano una maggiore facilità d'infissione, accompagnata da una maggiore resistenza all'estrazione.

Strutturalmente ciascun chiodo è formato da una testa, da un gambo e da una punta. La presenza della testa consente una più facile applicazione della forza necessaria alla penetrazione nel legno. Il gambo può presentare sezione circolare, quadrata, triangolare e spesso, per assicurare una maggiore difficoltà di estrazione, viene sagomato con delle intaccature o con delle depressioni a rilievi anulari od elicoidali (vedi figura seguente). Anche la punta del chiodo può assumere forme svariate (da conica a piramidale, a forma di scalpello, ecc.) e, nel collegamento di legni particolarmente fissili, può anche mancare.

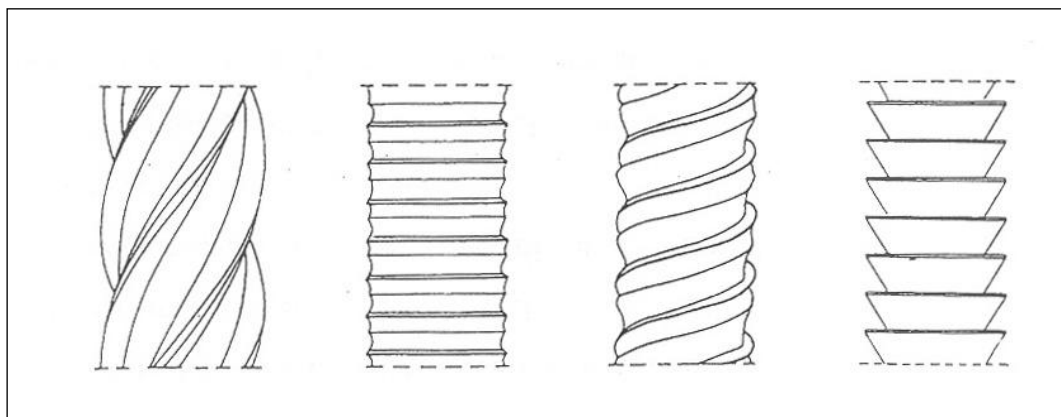


Figura 45 - Sagomature presenti sulla superficie del gambo del chiodo.

- a) **Configurazione dei giunti** nel senso della loro forma, dimensione, disposizione dei pezzi da collegare. Normalmente i pezzi da collegare mediante l'impiego di chiodi sono in numero di due o tre; nel caso raro di collegamento di quattro elementi è necessario che questi siano di spessore assai modesto.
- b) **Entità e tipo di carico**: carico statico, dinamico, ripetuto, prolungato, ecc.

Come già accennato precedentemente, le modalità con cui un giunto chiodato si oppone alle sollecitazioni agenti possono essere fondamentalmente di due tipi: resistenza all'estrazione e resistenza allo spostamento relativo dei pezzi collegati (vedi figura seguente).

Si parlerà di resistenza all'estrazione (sfilamento), nel caso in cui sia la forza applicata che il chiodo siano perpendicolari alla superficie di contatto dei pezzi.

In tale situazione, il gambo non subisce alcuna deformazione, ma viene sollecitato unicamente a trazione.

Si ha resistenza allo spostamento dei pezzi, quando le sollecitazioni agenti su questi sono parallele alla superficie di contatto e perpendicolari all'asse del chiodo. Dato che gli elementi da collegare non sono di materiale rigido, bensì di legno, il gambo del chiodo risulta sollecitato a taglio e a flessione (nel caso di materiale rigido, si avrebbe solo sollecitazione al taglio). La flessione agente sul chiodo determina una deformazione del legno di entità variabile nelle immediate vicinanze del gambo.

Se gli spostamenti relativi tra gli elementi da collegare raggiungono valori elevati, interviene anche una sollecitazione di trazione a carico del gambo del chiodo, sollecitazione che può indurre un certo sfilamento dello stesso.

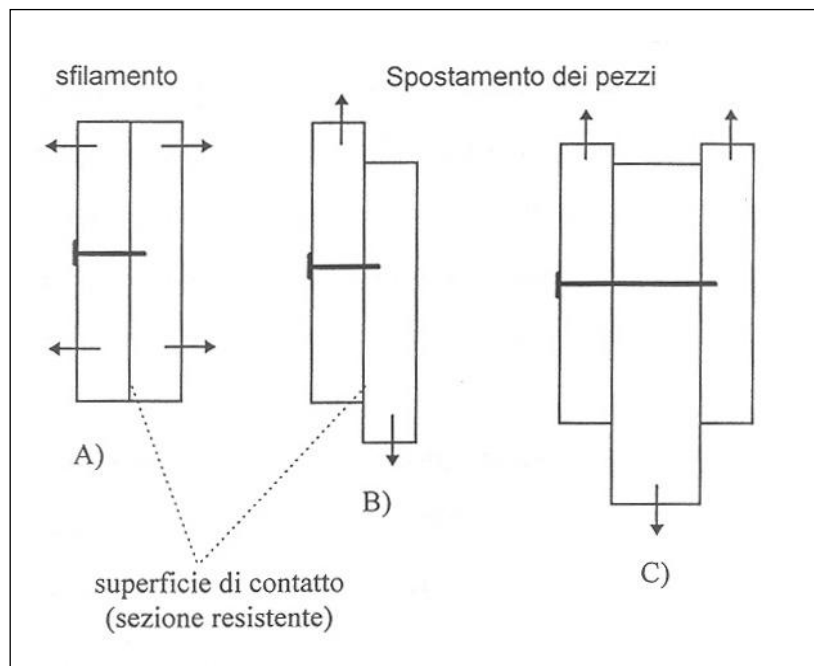


Figura 46 - Giunti ad una ed a due sezioni resistenti.

6.2.1 Resistenza all'estrazione (sfilamento) di un chiodo

Tale resistenza può essere espressa, in via approssimativa, mediante la seguente relazione:

$$E = \pi \cdot d_e \cdot l_p \cdot \omega$$

dove:

E = resistenza all'estrazione (N);

d_c = diametro del chiodo (mm);

l_p = profondità di penetrazione del chiodo (mm);

ω = resistenza per unità di superficie di contatto (N/mm^2).

Tale espressione presenta però delle limitazioni, in quanto è valida unicamente nel caso in cui:

$$8d_c \leq l_p \leq 20d_c$$

Il valore della resistenza unitaria ω dipende sia dalle caratteristiche del chiodo, sia da quelle del legno, soprattutto per quanto che concerne la direzione lungo la quale avviene l'infissione.

Il chiodo, infatti, può essere infisso nella stessa direzione delle fibre del legno, oppure in direzione trasversale.

Nel primo caso si avranno poche fibre tagliate dalla punta del chiodo, mentre risulta essere notevole lo schiacciamento che esse subiscono nella zona attorno al gambo.

Nel caso di infissione in senso perpendicolare alla fibratura, alcune fibre vengono tranciate dal chiodo, mentre altre subiscono uno spostamento che genera forze di trazione e forze di compressione.

È da notare che la zona legnosa in cui le fibre vengono tranciate in seguito alla penetrazione trasversale del chiodo è di dimensioni minori rispetto al diametro dello stesso, come evidenziato nella figura che segue.

Da quanto esposto, si intuisce che in entrambi i casi l'infissione del chiodo nel legno determina uno schiacciamento delle fibre, che aumenta decisamente l'attrito tra gambo e legno che lo circonda.

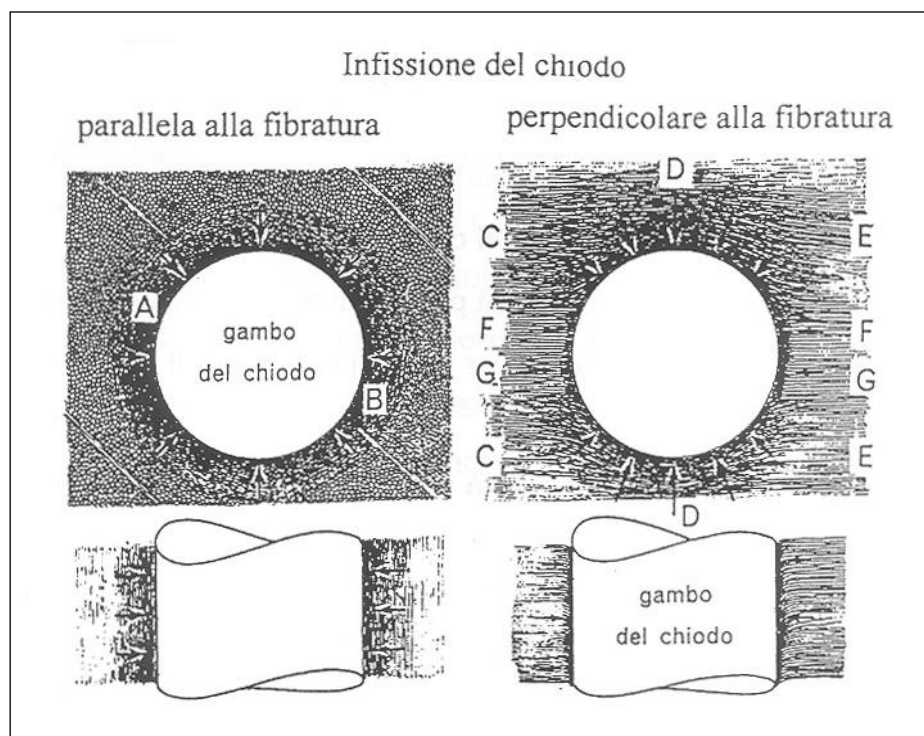


Figura 47 - Comportamento delle fibre in seguito alla penetrazione del chiodo.

La resistenza all'estrazione è notevolmente maggiore per i chiodi infissi in direzione trasversale alle fibre, rispetto a quelli infissi lungo la fibratura.

Bisogna considerare, tuttavia, che la pressione esercitata dalle fibre sul gambo del chiodo non si mantiene costante nel tempo, ma si riduce per effetto del normale rilassamento del legno e, nel caso di infissione in legno umido, in funzione del ritiro dovuto all'equilibrio di umidità tra ambiente esterno e cellule legnose.

Tale diminuzione di pressione, agente sul chiodo, determina nel tempo una riduzione della resistenza all'estrazione, diminuzione ancora più accentuata negli ambienti caratterizzati da continue variazioni di umidità percentuale.

Utilizzando chiodi con rilievi anulari od elicoidali lungo il gambo, invece, si attenuano decisamente gli inconvenienti legati al ritiro ed al rilassamento del legno.

Una corretta inclinazione dei rilievi verso la punta del chiodo e la presenza di uno scalino risultante dalla faccia rivolta verso la testa, consentono alle fibre di penetrare nelle insenature che si creano e di esercitare una maggiore azione di trattenuta del chiodo, anche in presenza di eventuali ritiri da essiccazione.

6.2.2 Formule numeriche utilizzate per il calcolo della resistenza all'estrazione

Di seguito si riportano alcune formule empiriche, frutto di ricerca bibliografica, che si ritengono impiegabili per il calcolo delle congiunzioni delle opere in legno.

Norme del *National Design Specification for Wood Construction*

Considerando un fattore di sicurezza pari ad 1/6 del carico massimo ammissibile allo sfilamento, per un chiodo a gambo liscio di diametro d_c (mm), per un peso di volume del legno pari a γ (rapporto tra peso anidro e volume al 12% di umidità, oscillante tra 0,3 ed i 0,6 g/cm³) e nel caso di infissione nel senso trasversale alle fibre, la formula da adottare è la seguente:

$$E_{sicurezza} = 9.52 \cdot \gamma^{5/2} \cdot d_c$$

dove:

$E_{sicurezza}$ risulta espresso in N/mm di penetrazione utile.

Norme Svizzere della Società Ingegneri ed Architetti (SIA)

Tali norme indicano il carico ammissibile all'estrazione di un chiodo in base al suo diametro d_c (mm) ed alla lunghezza utile d'infissione l_{ut} (mm), assumendo un fattore di sicurezza di 1/5. Viene effettuata anche una distinzione in base al grado di umidità del legno al momento dell'infissione:

La formula da adottare sarà, pertanto, la seguente:

$$E_{sicurezza} = d_c \cdot l_{ut}$$

se l'infissione avviene in legno stagionato;

$$E_{sicurezza} = 0.5 \cdot d_c \cdot l_{ut}$$

nel caso d'infissione in legno allo stato fresco;

dove $E_{sicurezza}$ risulta espresso in N.

Quanto esposto ha validità nel caso d'infissione in senso trasversale alla fibratura, mentre per infissione longitudinale si possono considerare validi i valori delle formule pari ad un mezzo.

Bisogna fare presente che per chiodi a gambo anellato od elicoidale, infissi od estratti con legno stagionato, si può fare riferimento ad una resistenza pari a 1,5 volte quella offerta da chiodi a gambo liscio.

Nelle norme svizzere, si fa riferimento ad una "lunghezza di penetrazione utile", definita da quella parte di chiodo che si trova nella base del collegamento, ossia in quell'elemento che contiene la punta (si veda la figura che segue).

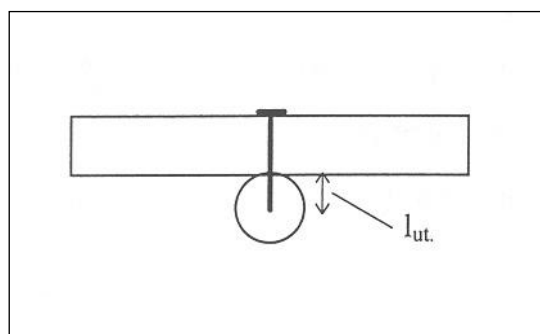


Figura 48 - Lunghezza di penetrazione da considerare.

L'Istituto di Tecnologia Forestale dell'Università di Firenze ha svolto un lavoro di ricerca in merito alla resistenza all'estrazione di chiodi a gambo liscio, anellato ed elicoidale infissi in legni di abete bianco e di pioppo.

I risultati della ricerca, seppure validi limitatamente alle specie legnose impiegate, forniscono delle indicazioni qualitative utili in merito alle caratteristiche generali dei giunti chiodati.

Lo studio è stato svolto valutando la resistenza all'estrazione di chiodi con caratteristiche differenti, in base a diversi tenori di umidità del legno (infissione allo stato fresco o stagionato) ed in riferimento a due modalità d'infissione: con o senza preventiva preparazione della sede.

Di seguito, vengono elencati i principali e i più interessanti risultati dedotti da tale ricerca:

- per quanto concerne la modalità d'infissione (con o senza preparazione della sede), non è stata riscontrata alcuna sostanziale influenza sulla resistenza allo sfilamento del chiodo;
- la direzione d'infissione, invece, condiziona decisamente la resistenza del chiodo all'estrazione: sia l'infissione longitudinale (ossia nel senso della fibratura) che quella diagonale (inclinata di 45° rispetto alla fibratura) consentono l'adozione di valori minori di resistenza (0,30-0,80) rispetto a quelli utilizzati per l'infissione trasversale. L'unica eccezione a quanto detto è stata riscontrata per chiodi lisci infissi nel legno fresco ed estratti dopo stagionatura. Questo si spiega considerando quanto detto precedentemente in merito agli inconvenienti derivanti dal ritiro che il legno subisce in seguito alla stagionatura. I chiodi a gambo liscio, infatti, presentano i valori minimi di resistenza nel caso d'infissione trasversale in legno fresco ed estrazione dopo stagionatura; questo è imputabile alle minute fessurazioni che si vengono a creare nel legno per effetto del ritiro, le quali diminuiscono notevolmente l'attrito tra gambo del chiodo e legno circostante. I chiodi a gambo anellato, viceversa, forniscono i valori maggiori di resistenza proprio nel caso d'infissione in legno fresco ed estrazione dopo stagionatura; quelli a gambo elicoidale presentano le resistenze più elevate per infissione ed estrazione in materiale stagionato.
- nei riguardi della forma e della dimensione del gambo, si può asserire che i chiodi con rilievi anellati od elicoidali manifestano valori maggiori di resistenza in confronto ai gambi lisci, per i quali si assiste ad un incremento proporzionale della resistenza in funzione del diametro.

Le espressioni e le indicazioni sopra riportate sono valide per legni di conifere e di latifoglie tenere; impiegando legni più duri (faggio, castagno, querce) è consigliabile una preventiva preparazione della sede d'infissione del chiodo, inoltre si possono maggiorare le sollecitazioni ammissibili: +10% per il castagno, +20% per le altre specie.

6.2.3 Resistenza allo spostamento relativo dei pezzi nelle giunzioni in legno

Tale situazione caratterizza la maggiore parte dei collegamenti presenti nelle opere di ingegneria naturalistica che impiegano il legname tondo quale materiale da costruzione per realizzare la struttura portante (briglie in legname, palificate vive di sostegno o spondali, grata viva, ecc.).

Gli elementi trasversali e longitudinali, appartenenti alla classica tipologia di congiunzione, sono sollecitati da forze normali all'asse del chiodo, forze che determinano una compressione (pressione di parete del foro) a carico della zona di legno circostante il gambo.

La determinazione di tale pressione di parete risulta alquanto complessa, poiché risulta essere la risultante di un insieme di forze che agiscono contemporaneamente: negli elementi longitudinali agisce una forza di compressione trasversale rispetto alle fibre, uno sforzo di taglio ed uno sforzo di spacco; negli elementi trasversali appartenenti al giunto, compare una forza di trazione nel senso della fibratura, uno sforzo di taglio ed uno sforzo di spacco.

Il calcolo delle varie componenti delle forze agenti è reso ancora più difficoltoso dall'esiguità della superficie di appoggio del chiodo infisso nel legno.

Tenuto conto delle difficoltà teoriche sopra ricordate, ci si limita ad esprimere tale pressione di parete del foro in funzione del carico trasversale gravante sul chiodo (C_{tr}) e dell'area coperta dal gambo nel legno ($l_p \cdot d_c$) nel seguente modo:

$$\sigma_{press.foro} = \frac{C_{tr}}{l_p \cdot d_c}$$

dove l_p è la lunghezza di penetrazione del chiodo nel legno.

Tale sollecitazione non presenta un valore unitario medio unico su tutta l'area interessata, ma varia in quanto il chiodo si inflette sotto il carico, vista la scarsa resistenza e durezza del materiale legno.

Nella determinazione della stabilità dei giunti chiodati (a differenza di quanto accade per la resistenza all'estrazione), svolge un ruolo determinante la preparazione della sede del chiodo prima della sua infissione: dati sperimentali provenienti da ricerche svolte presso l'Istituto di Tecnologia Forestale dell'Università di Firenze, infatti, sottolineano la possibilità di adottare carichi massimi ammissibili maggiorati del 20%, nel caso di preventiva preparazione della sede d'infissione.

6.2.4 Formule per il calcolo di giunti chiodati

Norma SIA (Società Ingegneri ed Architetti)

Tale norma divide, in termini di carichi ammissibili, i chiodi infissi senza preparazione della sede da quelli messi in opera previa preparazione della sede.

Per quanto riguarda la costruzione delle opere tipo palificata viva di sostegno, la preparazione preventiva della sede è consigliata, soprattutto quando si mette in opera tondame di elevato diametro.

L'assemblaggio degli elementi legnosi può avvenire senza preparazione della sede d'infissione solo utilizzando legno di conifere.

I chiodi da utilizzare per l'assemblaggio degli elementi lignei devono essere in acciaio trattato a freddo, anche zincati, con testa piatta di forma circolare e resistenza a trazione di 600 N/mm² (vedi figura seguente).

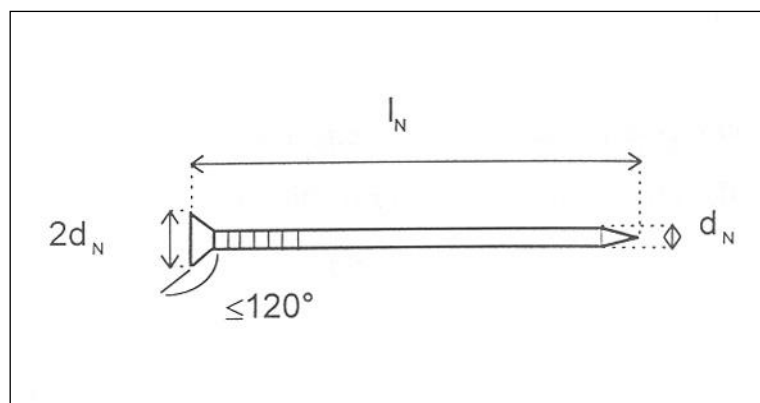


Figura 49 - Tipico chiodo da legno.

Secondo tale norma, il carico ammissibile per un chiodo di diametro d_N , infisso senza preparazione della sede in direzione perpendicolare alla fibratura, indipendentemente dalla direzione d'azione della sollecitazione e dalla specie legnosa impiegata, può essere desunto dalla seguente espressione:

$$F_N = 50 \cdot d_N^{1,7}$$

dove d_N va espresso in mm e FN viene espresso in N; valida per ciascuna sezione resistente.

Lo spessore minimo degli elementi in legno, nel caso di una sezione resistente, deve essere pari a:

$$a = \frac{2}{3} \cdot (3 + 0.8 \cdot d_N) \cdot d_N$$

nel caso di due sezioni resistenti, deve essere pari a:

$$a = (3 + 0.8 \cdot d_N) \cdot d_N$$

Per quanto riguarda la profondità (s) di penetrazione del chiodo in ciascun elemento, bisogna distinguere la situazione di una sola sezione resistente da quella caratterizzata da più sezioni.

Per una sezione, infatti, il valore minimo di s risulta essere:

$$s \geq 12d_N$$

Tale valore può essere ridotto a $s \geq 8d_N$, se si considera una riduzione proporzionale del carico ammissibile per il chiodo (FN).

Nel caso di più sezioni resistenti, bisogna considerare una profondità di penetrazione pari a:

$$s \geq 8d_N$$

Anche in tale situazione lo spessore di penetrazione (s) può essere ridotto, considerando una pari riduzione del carico ammissibile del chiodo (FN).

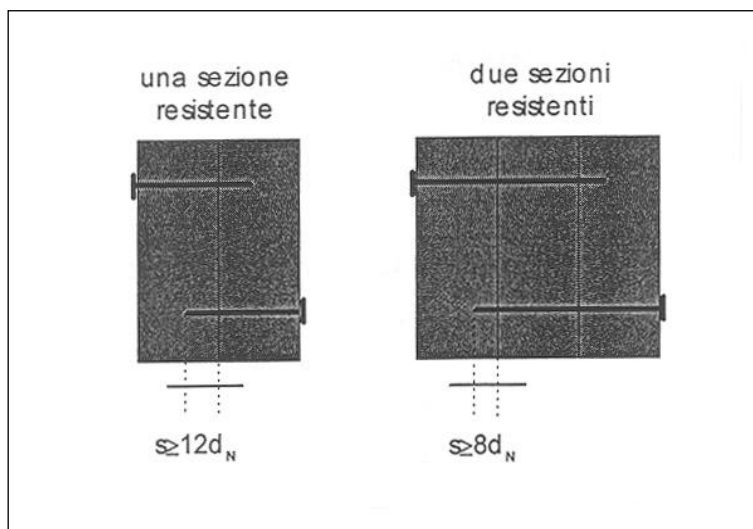


Figura 50 - Spessore minimo di penetrazione.

I dati che riassumono al meglio quanto previsto da tale norma svizzera, per quanto riguarda la metodologia d'infissione che non fa ricorso alla preparazione della sede, sono sintetizzati nelle tabelle seguenti.

Nel caso l'infissione del chiodo sia preceduta dalla preparazione della sede, i valori del carico ammissibile, in direzione perpendicolare alla penetrazione, vengono calcolati in base alle seguenti espressioni:

$$F_N = 60 \cdot d_N^{1.7}$$

se il carico agisce parallelamente alle fibre del legno;

$$F_N = 50 \cdot d_N^{1,7}$$

se il carico agisce perpendicolarmente alle fibre del legno.

Lo spessore minimo delle parti legnose da collegare viene così definito:

$$a = 4 \cdot d_N$$

per una sezione resistente;

$$a = 6 \cdot d_N$$

per due sezioni resistenti.

Anche in tal caso, per adottare spessori minori degli elementi legnosi, bisogna ridurre il carico massimo ammissibile del chiodo (F_N).

Dimensione dei chiodi ¹⁾	Spessore minimo delle parti da collegare A	Penetrazione minima s		Forza ammissibile per chiodo e per sezione resistente F_N
		Sezione resistente semplice	Sezione resistente multipla	
d_N/l_N	Legno massiccio	Sezione resistente semplice	Sezione resistente multipla	
mm/mm	Mm	mm	mm	N
2,80/60-70	24(18) ²⁾	34	23	290
3,10/75-80	24(18) ²⁾	38	25	340
3,50/90	24(21) ²⁾	42	28	420
4/100	25	48	32	530
4,50/110-120	30	54	36	640
5/130-140	35	60	40	770
5,50/150-160	40	66	44	910
6,50/180-215	55	78	52	1200
7/230	60	84	56	1370
7,50/245-260	70	90	60	1540
8,50/275-300	80	102	68	1900

¹⁾ Tolleranza di fabbricazione: relativa alla lunghezza del chiodo = $l_N \pm d_N$
relativa al diametro del chiodo = $d_N \pm 0,15$ mm;

Tabella 29 - Tabella della forza ammissibile per chiodo e per sezione resistente.

Sforzo ammissibile (F_N), spessore minimo degli elementi lignei da collegare (a), spessore minimo di penetrazione (s), per un chiodo infisso senza preparazione della sede in legni di conifere, con carichi di lunga durata.

Diametro dei chiodi	Spessore Minimo delle parti da collegare a	Penetrazione Minima s		Forza ammissibile per chiodo e per sezione resistente F_N			
				Resinose		Faggio e quercia	
				$F_{N//}$	$F_{N\perp}$	$F_{N//}$	$F_{N\perp}$
mm/mm	legno massiccio mm	Sezione resistente semplice mm	Sezione resistente multipla mm	N	N	N	N
4	24	48	22	630	530	760	630
4,50	27	54	36	770	640	930	770
5	30	60	40	930	770	1110	930
5,50	33	66	44	1090	910	1310	1090
6,50	39	78	52	1440	1200	1730	1450
7	42	84	56	1640	1370	1970	1640
7,50	45	90	60	1840	1540	2210	1840
8,50	51	102	68	2280	1900	2740	2280

¹⁾ Tolleranza di fabbricazione: relativa alla lunghezza del chiodo = $l_N \pm d_N$
relativa al diametro del chiodo = $d_N \pm 0,15$ mm;

Tabella 30 - Tabella della forza ammissibile per chiodo e per sezione resistente.

Sforzo ammissibile (F_N), spessore minimo degli elementi lignei da collegare (a), spessore minimo di penetrazione (s), per un chiodo infisso con preparazione della sede in legni di conifere e di alcune latifoglie, con carichi di lunga durata.

6.3 Collegamenti mediante tondini in ferro

Per l'assemblaggio di elementi lignei di diametro elevato, si impiegano generalmente tondini in ferro acciaioso, che consentono una maggiore lunghezza d'infissione e permettono di legare più elementi della struttura lignea.

L'infissione dei tondini nel legno deve essere sempre preceduta dalla preparazione della sede d'infissione. Le forze ammissibili per ciascun tondino possono essere dedotte dalle formule valide per i chiodi infissi nel legno, previa preparazione della sede (paragrafi precedenti).

6.4 Collegamenti mediante graffe

La chiodatura è spesso accompagnata e completata tramite l'uso di graffe in ferro acciaioso di lunghezza variabile (in media 30-40 cm), impiegate per il collegamento reciproco degli elementi longitudinali. È sconsigliato l'impiego di graffe in via esclusiva per la giunzione dei diversi elementi, in quanto ritenute insufficienti per le forze in gioco.

Il comportamento dei due gambi della graffa (o cambretta, clamera, grappa) non differisce da quello del gambo dei chiodi ordinari e, per tale motivo, si possono utilizzare per il loro

dimensionamento le formule precedentemente ricordate per i chiodi a gambo liscio. La lunghezza utile d'infissione da considerare risulta dalla somma delle lunghezze utili dei due gambi interessati.

6.5 Collegamenti con bulloni da legno

Recentemente la Provincia Autonoma di Bolzano ha realizzato delle opere in legname in cui le giunture sono state eseguite in maniera differente.

L'elemento preposto a tenere uniti i due elementi (sia longitudinali che longitudinali e trasversali) è generalmente un bullone da legno; esso è da sempre impiegato per il collegamento di grossi spessori (oltre i 10 cm), mentre per spessori più modesti è stato sostituito da chiodature ed incollaggi.

Il bullone è costituito da un gambo di spessore variabile tra i 10 ed i 30 mm: detto gambo è filettato per una certa parte della sua lunghezza, in modo da permetterne l'avvitamento ad un dado; la parte opposta non risulta filettata in quanto presenta una testa esagonale o quadrata (si veda figura che segue).

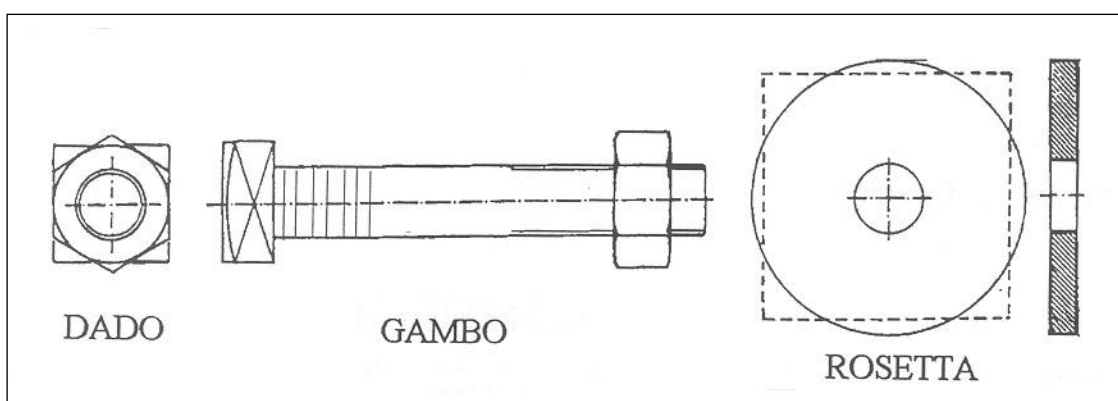


Figura 51 - Classico bullone da legno.

Un particolare rilevante, sia a livello del dado che della testa, è dato dalla rosetta o rondella: essa ha la funzione di ripartire le sollecitazioni agenti sulla struttura lignea su una superficie più ampia.

Alquanto delicata risulta essere la preparazione della sede per il bullone. Il foro da praticarsi nel legno deve consentire un'agevole penetrazione del gambo, anche attraverso dei leggeri colpi di martello. Il foro non deve essere troppo piccolo, al fine di evitare qualsiasi sollecitazione di spacco all'interno del legno; d'altra parte, anche un foro di dimensioni eccessive fa sì che si instauri un pericoloso gioco tra bullone e legno.

La giusta misura consigliabile, per ovviare agli inconvenienti di cui sopra, consiste nel mantenere il diametro della punta del trapano di un millimetro superiore rispetto a quello del gambo del bullone.

Un altro punto fondamentale da considerare, per quel che concerne la preparazione del foro, riguarda lo stato igrometrico del legno.

I legni freschi di taglio subiscono, infatti, dopo la posa in opera, un ritiro che porta inevitabilmente al restringimento del foro in direzione perpendicolare alla fibratura; le conseguenze di tale fenomeno sono riconducibili alla creazione di forti tensioni interne al legno.

Tramite il serraggio del dado, gli elementi lignei da collegare aderiscono l'un l'altro per effetto della compressione trasversale a cui sono sottoposti.

Tra di essi si genera una forza d'attrito che, per un bullone di diametro d_b e per un carico di sicurezza di 10.000 MPa, può essere assunta pari a:

$$\eta = \frac{1}{3} \cdot \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} \cdot 10.000 = 2.618 \cdot d_b$$

dove η va espresso in N e d_b va espresso in mm.

Se la sollecitazione che induce allo scorrimento reciproco i due elementi collegati supera il valore di detto attrito, interviene la resistenza a taglio del gambo del bullone.

In tale situazione, il legno viene sollecitato sia in superficie che lungo una porzione di parete, a compressione trasversale, per opera del dado e della testa.

La modesta superficie occupata da questi due elementi induce elevate sollecitazioni di compressione a carico del legno.

Come accennato, per ovviare a ciò, si ricorre all'utilizzo di una rosetta o rondella circolare di diametro pari a $3,5 d_b$, con la funzione di ripartire su di una superficie maggiore le pressioni agenti. Essa può essere di forma quadrata ed in tal caso deve avere il lato pari a $3 d_b$.

Lo spessore della rondella può essere assunto pari a $1/3 d_b$.

Un'operazione consigliata, per i legni impiegati in strutture portanti e messi in opera non in condizioni di equilibrio igrometrico con l'ambiente aereo circostante, riguarda l'ulteriore serraggio del bullone, dopo un determinato periodo di tempo dalla costruzione dell'opera. Questo per ovviare alla diminuzione di spessore cui sono soggetti i vari elementi lignei.

Chiaramente, tale operazione risulta alquanto difficoltosa nel caso delle briglie in legname, visto il parziale interrimento cui esse sono soggette.

Sicuramente il serraggio successivo del dado può essere eseguito nell'ambito della manutenzione ordinaria dell'opera, ma comunque sempre e solo nelle parti esposte della stessa.

Prendendo ora in esame il tipico collegamento tra elementi longitudinali e trasversali, bisogna scindere due tipi di sollecitazione a compressione agenti: sui tiranti, sollecitati a trazione, il bullone genera una sollecitazione di compressione in direzione della fibratura, mentre sulle longherine l'azione del gambo del bullone induce una compressione in direzione perpendicolare alle fibre del legno.

È utile identificare tale comportamento, in quanto il legno presenta una notevole diversità in termini di resistenza a compressione nelle due direzioni, maggiore in quella assiale rispetto a quella trasversale.

La presenza contemporanea di sollecitazioni di compressione, sia in direzione della fibratura che in direzione trasversale, nonché la diversa resistenza del legno nelle due direzioni, rende complicata la determinazione dell'entità e delle modalità con cui dette forze si trasmettono tra bullone e legno.

Molti autori concordano nell'attribuire alla compressione esercitata dal gambo del bullone una distribuzione non uniforme lungo la parete della sede; questo in dipendenza della natura non rigida del legno.

Osservando il diagramma di forze supposto, riportato nella figura che segue, si osserva che la forza F applicata al bullone determina due sollecitazioni simmetriche divergenti (F_1 e F_2), scomponibili ciascuna in due componenti ortogonali ($F_3 - F_5$ e $F_4 - F_6$), pari a $F/2$ quelle parallele alla forza applicata F (F_5 e F_6), e pari a $0,328 F$ quelle perpendicolari ad essa (F_3 e F_4).

Da quanto sopra descritto, risulterebbe agire una complessiva azione di taglio nella direzione delle due forze parallele ad F , con il possibile scorrimento della striscia di legno delimitata dai due piani

(si veda figura che segue), mentre le altre due componenti determinerebbero una trazione tendente all'apertura del pezzo in esame.

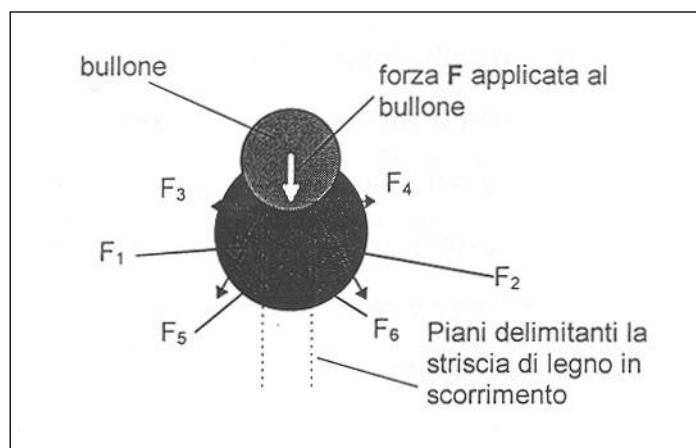


Figura 52 - Diagramma di forze di Scapper.

Tale ragionamento può però essere applicato unicamente nel caso di brevissime distanze del bullone dal bordo (3-4 volte il diametro del bullone), ossia solo in tal caso si potrà calcolare il carico sopportabile da un bullone, in funzione della resistenza al taglio o a scorrimento della striscia di legno compresa tra il bullone ed il bordo esterno del pezzo.

È per questo motivo che, nelle norme che riguardano il dimensionamento delle congiunzioni, vengono sempre prescritte delle distanze minime tra bordo e bullone, pari a 6-7 volte il diametro di quest'ultimo.

Per concludere il discorso teorico in merito alla determinazione del carico ammissibile per i bulloni, preme sottolineare la difficoltà di tale determinazione vista l'aleatorietà delle ipotesi teoriche.

È per tale motivo che, in genere, si ricorre a delle formule empiriche basate su dati sperimentali, facenti riferimento alla resistenza a schiacciamento del legno in corrispondenza della sede di appoggio del gambo del bullone.

6.5.1 Formule per il calcolo delle sollecitazioni agenti a carico dei bulloni da legno utilizzati nelle congiunzioni della struttura

NORMA SIA 164 (Società degli Ingegneri ed Architetti) SVIZZERA

Nel caso d'impiego di conifere, il carico ammissibile per ciascuna sezione resistente (espresso in N), agente in direzione perpendicolare al gambo del chiodo, è così definibile:

$$F_{B//} = 40 \cdot d_b^{1,7}$$

$$F_{B\perp} = 45 \cdot d_b^{1,5}$$

Impiegando legni duri (querce, faggio, ecc.), tali carichi ammissibili possono essere maggiorati di un 20%.

Lo spessore minimo che gli elementi da collegare devono possedere è riportato nella Tabella che segue:

Tipi di collegamento		Direzione della sollecitazione	Spessore a minimo
Sezione semplice		// alle fibre	4,5 d_b
		⊥ alle fibre	6 d_b
Sezione multipla			
Elementi esterni		// alle fibre	4 d_b
		⊥ alle fibre	5,30 d_b
Elemento intermedio		// alle fibre	6 d_b
		⊥ alle fibre	8 d_b

Tabella 31 - Spessori minimi degli elementi da collegare.

Di seguito, si riportano i valori riassuntivi dei carichi ammissibili, degli spessori minimi, per collegamenti mediante bullone di legni di conifere e per ciascuna sezione resistente.

Diametro del bullone	Forza // alle fibre				Forza ⊥ alle fibre			
	Spessore "a" minimo degli elementi da collegare			Carico ammissibile $F_{B//}$	Spessore "a" minimo degli elementi da collegare			Carico ammissibile $F_{B\perp}$
	Sezione semplice	Sezione multipla			Sezione semplice	Sezione multipla		
		Elementi esterni	Elemento intermedio			Elementi esterni	Elemento intermedio	
Mm	mm	mm	mm	N	mm	mm	mm	N
M12	54	48	72	2730	72	64	96	1870
M16	72	64	96	4460	96	85	128	2880
M29	90	80	120	6510	120	106	160	4020
M24	108	96	144	8880	144	127	192	5290

Tabella 32 - Sunto delle sollecitazioni ammissibili per un bullone collegante legni di conifere.

6.6 Tabelle e grafici riassuntivi

Di seguito, si riportano tabelle riassuntive per i chiodi e per i bulloni.

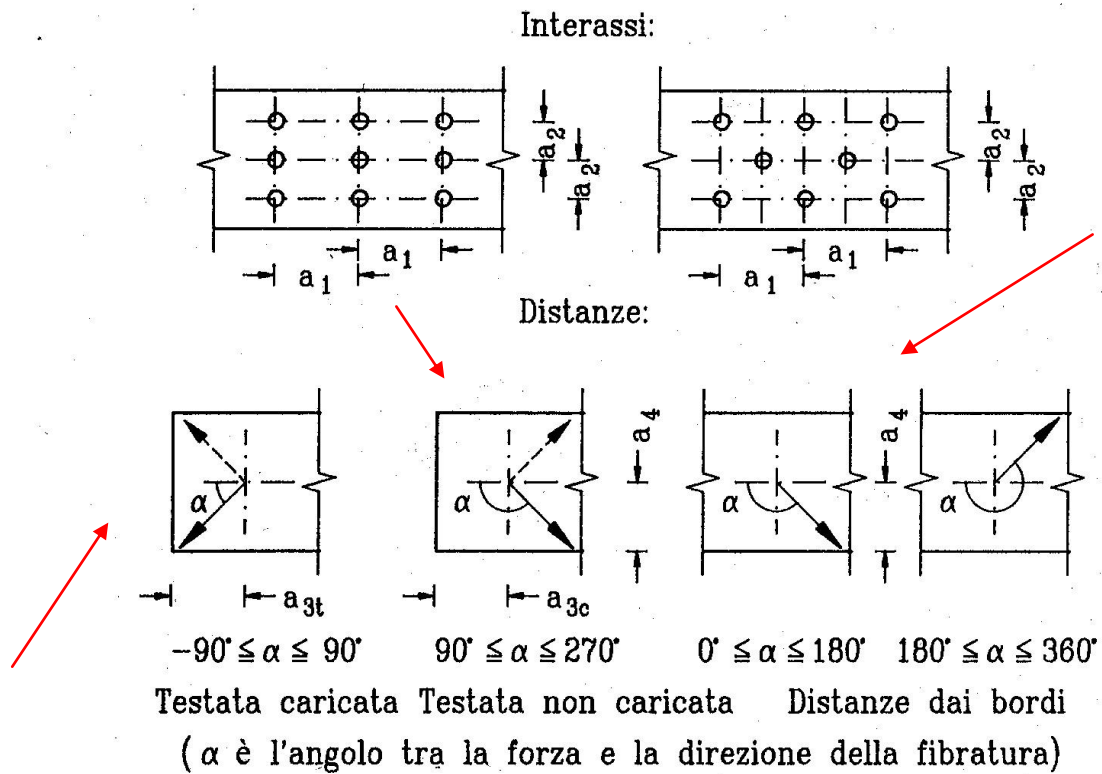


Figura 53 - Rappresentazione grafica degli interassi minimi ammessi e delle distanze minime ammissibili dei fori rispetto ai bordi in relazione alla fibratura del legno.

Tab. 3.20 — Chiodi: interassi e distanze-valori

	Giunti legno-legno per conifere con $l_k \leq 400 \text{ kg/m}^3$ senza preforatura	Giunti legno-legno per conifere e latifoglie con preforatura	Giunti legno-legno per conifere con $400 < l_k \leq 500 \text{ kg/m}^3$ senza preforatura
	Acciaio-legno senza preforatura	Acciaio-legno con preforatura	
a_1 nella direzione della fibratura	10d 12d per $d \geq 5 \text{ mm}$	7d(*)	15d
a_2 $\alpha = 0^\circ$	5d	3d	5d
$\alpha \neq 0^\circ$	5d	4d	5d
a_{3t} $-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ lato caricato	$(10 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$
a_{3c} $90^\circ < \alpha < 270^\circ$ lato scarico	10d	7d	15d
a_4 $90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$ lato caricato	$10d \sin \alpha$	$(1 + 6 \sin \alpha) d$	$(4 + 6 \sin \alpha) d$
a_4 $\alpha = 0^\circ$ e 180°	5d	3d	5d
tutti gli altri angoli α	5d	4d	7d

(*) La distanza a_1 può essere ridotta ad un minimo di 5d se si considera una riduzione della capacità portante del fattore $\sqrt{a_1/7d}$. Per il significato di a_1 , a_2 , a_3 e a_4 si veda la Fig. 3.2.

Tabella 33 - Prospetto interasse e distanze-valori dei chiodi.

Tab. 3.21 – Bulloni e spinotti: interassi e distanze-valori

		Bulloni	Spinotti
a_1	interasse parallelamente alla fibratura	$(4 + 3 \cos \alpha) d$	$3d + A \cdot \cos \alpha (*)$
a_2	interasse perpendicolarmente alla fibratura	$4d$	$3d$
$a_{3,t}$	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ testata sotto carico	$7d$ $\geq 100 \text{ mm}$	$B \geq 80 \text{ mm} (*)$ (v. tabella sotto)
$a_{3,c}$	$150^\circ < \alpha < 210^\circ$	$4d$	$3d$
	tutti gli altri angoli α	$(1 + 6 \sin \alpha) d$	$B \cdot \sin \alpha \geq 3d$
a_4	$30^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$	$(2 + 2 \sin \alpha) d$	$(2 + 2 \sin \alpha) d$
	tutti gli altri angoli α	$3d$	$3d$

α è l'angolo tra la forza e la direzione della fibratura.
 (*) Per certi interassi nella direzione della fibratura (a_1) e certe distanze dalla testata caricata ($a_{3,k}$), la resistenza caratteristica al rifollamento f_b dovrebbe essere ridotta del fattore k_α dato nella tabella sottostante.

a_1 $\alpha = 0^\circ$	B	5d	6d	7d
	A			
5d	2d	0,70	0,85	0,88
6d	3d	0,72	0,87	0,92
7d	4d	0,75	0,90	1,00

$$a_1 = 3d + A |\cos \alpha|$$

$$a_{3,t} = B$$

$$a_{3,c} = B |\sin \alpha|$$

Tabella 34 - Prospetto interasse e distanze-valori di bulloni e spinotti.

6.7 Dimensionamento minimo dei pali impiegati per le strutture in legno nelle opere di ingegneria naturalistica

Lo spessore dei pali in legname deve risultare adeguato anche in rapporto al diametro (d) dei ferri utilizzati per le giunzioni.

Nel caso di direzione di applicazione del carico ortogonale alla fibratura (situazione che interessa i tronchi trasversali), si assume, nel caso in cui venga preventivamente realizzata la sede del chiodo, un valore di a pari ad almeno $7d$, che risulta certamente corretto anche per casi di angolo fra la direzione delle forze applicate e fibre diverso dai 90° (Giordano, Ceccotti, Uzielli, 1999).

Per quanto riguarda lo spessore a' , sempre nel caso in cui si effettui la preforatura degli elementi da unire, un valore pari ad almeno $12d$ risulta adeguato per ogni direzione di applicazione del carico che solleciti la giunzione.

A tale riguardo, si veda anche il grafico indicante gli interassi e le distanze riportate nel precedente capitolo.

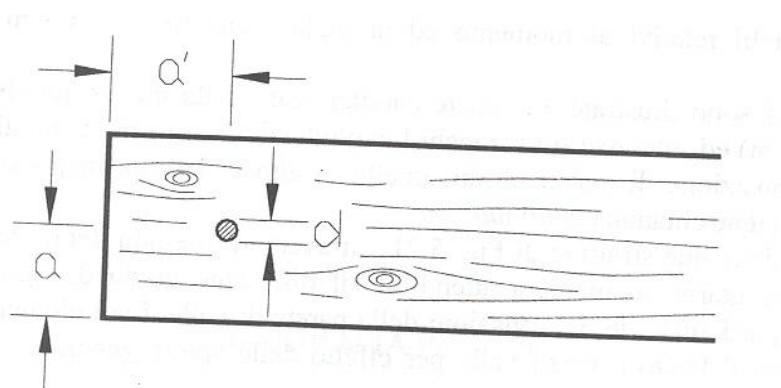


Figura 54 - Rappresentazione grafica del corretto posizionamento del preforo nel palo di legno.

Ultimo elemento, consequenziale a quanto sopra esposto, è che se, per esempio, in una palificata viva di sostegno a doppia parete, si impiega per la giunzione di due tronchi di legno un tondino di ferro acciaiato zincato ad aderenza migliorata con $\varphi = 12$ mm, per quanto sopra riportato risulta che il diametro minimo del palo su cui praticare un foro a circa 15 cm dalla testa (14,40 cm per la precisione, pari a 12 volte il diametro del foro praticato) dovrà avere un diametro minimo pari a:

- $(7 + 7 + 1 = 15)$ 15 volte il diametro del foro (ossia 7 volte "a" per due + il diametro del foro)
ottenendo un valore pari a:
- (15 volte il diametro del foro pari a 12 mm e pertanto 180 mm pari a 18 cm).

Nel caso di impiego di tondini di ferro acciaiato ad aderenza migliorata con diametro 12 mm, non si potranno impiegare tronchi con diametro minore di 18 cm.

6.8 fogli elettronici per le giunzioni su legname nelle opere di ingegneria naturalistica

Per i calcoli relativi alle giunzioni su legname nelle opere di ingegneria naturalistica, nel file troverete dei fogli di calcolo che consentono di calcolare vari elementi e in particolare:

- resistenza all'estrazione dei chiodi;

- resistenza allo spostamento relativo dei pezzi nelle giunzioni in legno;
- giunti chiodati;
- spostamento bulloni;
- dimensionamento fori dei chiodi.

I vari fogli di calcolo presenti nel file sono quelli riportati nelle tabelle successive. Nei diversi fogli di calcolo i dati da inserire sono sempre limitati alle celle numeriche colorate in giallo.

Resistenza all'estrazione dei chiodi

Per il calcolo della resistenza all'estrazione dei chiodi si riportano di seguito alcune formule empiriche, frutto di ricerca bibliografica, che si ritengono impiegabili per il calcolo delle congiunzioni delle opere in legno.

Norme del National Design Specification for Wood Construction

USA
lisci

resistenza all'estrazione del chiodo
Norme del *National Design Specification for Wood Construction*

Fattore di sicurezza pari ad 1/6 del carico massimo ammissibile allo sfilamento, per un chiodo a gambo liscio di diametro d_c (mm), per un peso di volume del legno pari a γ (rapporto tra peso anidro e volume al 12% di umidità, oscillante tra 0,3 ed i 0,6 g/cm³) e nel caso di infissione nel senso trasversale alle fibre, la formula da adottare è la seguente:

$$F_{sicurezza} = 9.52 \cdot \gamma^{5/2} \cdot d_c$$

dc	Gamma	F sicurezza (N/mm ²)	F sicurezza (Kg/cm ²)
8	0,38	6,78	0,68

lunghezza utile	F sicurezza (N)	E sicurezza (Kg)
80	4338,76	442,55

condiz. secche

considerazioni: differente aggrappaggio.

F_{sicurezza} risulta espresso in N/mm di penetrazione utile.

Norme Svizzere della Società Ingegneri ed Architetti (SIA)

SVIZZERA

resistenza all'estrazione del chiodo
HP: Formula calcolata per esperienze presunte su abete rosso massa vl 0,40 circa

Norme Svizzere della Società Ingegneri ed Architetti (SIA)
Tali norme indicano il carico ammissibile all'estrazione di un chiodo in base al suo diametro d_c (mm) ed alla lunghezza utile d'infissione l_{ut} (mm), assumendo un fattore di sicurezza di 1/5. Viene effettuata anche una distinzione in base al grado di umidità del legno al momento dell'infissione.
La formula da adottare sarà pertanto la seguente:

$$F_{sicurezza} = d_c \cdot l_{ut}$$

se l'infissione avviene in legno stagionato.

$$F_{sicurezza} = 1.5 \cdot d_c \cdot l_{ut}$$

se l'infissione avviene in legno fresco.

dove $F_{sicurezza}$ risulta espresso in N.

1 N = 0,102 kg

dc	Lut = 5 Ltot	F sicurezza (N)	F sicurezza (Kg)
8	80	640,0	65,3

condiz. secche

dc (mm)	Lut (mm)	F sicurezza (N)	F sicurezza (Kg)
8	80	320,0	32,6

cond. umide

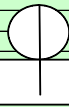
La formula da adottare sarà pertanto la seguente:

dc	Lut = 5 Ltot	F sicurezza (N)	F sicurezza (Kg)
8	80	960,0	97,9

condiz. secche

chiodi anellati $F = 1,5 \cdot d \cdot x_l$
1,5 fattore migliorativo per chiodi non lisci in legno secco

Libro Leonardo Negro, caso studio n°3

riferimento: libro Leonardo Negro caso studio n°3			
viti	resistenza caratteristica unitaria alla punta	13,740	N/mm ²
	parametro fisso	0,52	
	diámetro tondino	8	mm
	lunghezza efficiente di penetrazione	80	mm
	massa volumica legno	380	Kg/m ³
FaxkRk	resistenza della vite a tiro	N	kg
	dXI APPROSSIMAZIONE OK	8793,39	896,9
$f_{ax,k} = 0.52 \cdot d^{0.5} \cdot l_{ef}^{-0.1} \cdot \gamma^{0.8}$			

Resistenza allo spostamento relativo dei pezzi nelle giunzioni in legno

Resistenza allo spostamento relativo dei pezzi nelle giunzioni in legno (vedi Capitolo 6.2.3)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

_____ : valori da inserire

Negli **elementi trasversali** appartenenti al giunto, compare una **forza di trazione nel senso della fibratura, uno sforzo di taglio ed uno sforzo di spacco**.

In questo caso ci si limita ad **esprimere tale pressione di parete del foro** in funzione del carico trasversale gravante sul chiodo (C_{tr}) e dell'area coperta dal gambo nel legno ($l_p \cdot d_c$) nel seguente modo:

$$\sigma_{press. foro} = \frac{C_{tr}}{l_p \cdot d_c}$$

castagno	22	N/mm ²
----------	----	-------------------

(C_{tr})		(l_p)	(d_c)	pressione sulla parete del foro	
Kg	N	mm	mm	Kg/mm ²	N/mm ²
400	3921,6	20	10	2,0	19,6

Verificata

1 N = 0,102 kg

Dove:

C_{tr}	carico trasversale gravante sul chiodo
$l_p \cdot d_c$	area coperta dal gambo nel legno
l_p	la lunghezza di penetrazione del chiodo nel legno

Note:

Nella determinazione della stabilità dei giunti chiodati (a differenza di quanto accade per la resistenza all'estrazione), svolge un **ruolo determinante la preparazione della sede del chiodo prima della sua infissione**: dati sperimentali provenienti da ricerche svolte presso l'Istituto di Tecnologia Forestale dell'Università di Firenze, infatti, sottolineano la possibilità di adottare **carichi massimi ammissibili maggiorati del 20% nel caso di preventiva preparazione della sede d'infissione**.

Giunti chiodati

Giunti chiodati (vedi Capitolo 6.2.4)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

_____ : valori da inserire

Norma SIA (Società Ingegneri ed Architetti)

Tale norma divide, in termini di carichi ammissibili, i chiodi infissi senza preparazione della sede da quelli messi in opera previa preparazione della sede.

Secondo tale norma, il **carico ammissibile** per un chiodo di diametro d_N , **infisso senza preparazione della sede in direzione perpendicolare alla fibratura, indipendentemente dalla direzione d'azione della sollecitazione** e dalla specie legnosa impiegata, può essere desunto dalla seguente espressione:

$$F_N = 50 \cdot d_N^{1.7}$$

dove d_N va espresso in mm e F_N in N; **valida per ciascuna sezione resistente.**

d_N	F_N
mm	N
10	2505,9

SPESSORE MINIMO DEGLI ELEMENTI IN LEGNO

Lo **spessore minimo degli elementi in legno**, nel caso di **una sezione resistente**, deve essere pari a:

$$a = \frac{2}{3} \cdot (3 + 0,8 \cdot d_N) \cdot d_N$$

Nel caso di **due sezioni resistenti**, deve essere pari a:

$$a = (3 + 0,8 \cdot d_N) \cdot d_N$$

d_N	a
mm	cm
10	7,3
10	11,0

Per quanto riguarda la **profondità (s) di penetrazione del chiodo in ciascun elemento**, bisogna distinguere la situazione di una sola sezione resistente da quella caratterizzata da più sezioni.

Per una sezione, infatti, il valore **minimo di s** risulta essere:

$$s \geq 12 \cdot d_N$$

d_N	S minima
mm	cm
10	12,0

Nella tabella si riporta: Sforzo ammissibile (F_N), spessore minimo degli elementi lignei da collegare (a), spessore minimo di penetrazione (s), per un **chiodo infisso con preparazione della sede in legni di conifere e di alcune latifoglie, con carichi di lunga durata**.

A questo foglio elettronico è collegato quello della dimensione dei chiodi e dei tondini. Di seguito viene riportata la schermata di riferimento.

Dimensione chiodi e tondini (vedi Capitolo 6.2.4)

collegato al foglio giunti chiodati

Nel caso l'infissione del chiodo sia preceduta dalla preparazione della sede, i valori del carico ammissibile, in direzione perpendicolare alla penetrazione, vengono calcolati in base alle seguenti espressioni:

se il carico agisce parallelamente alle fibre del legno: $F_N = 60 \cdot d_N^{1,7}$

se il carico agisce perpendicolarmente alle fibre del legno: $F_N = 50 \cdot d_N^{1,7}$

Lo spessore minimo delle parti legnose da collegare viene così definito:

per una sezione resistente: $a = 4 \cdot d_N$

per due sezioni resistenti: $a = 6 \cdot d_N$

Anche in tal caso, per adottare spessori minori degli elementi legnosi, bisogna ridurre il carico massimo ammissibile del chiodo (F_N).

Dimensione dei chiodi ¹⁾	Spessore minimo delle parti da collegare		Penetrazione minima		Forza ammissibile per chiodo e per sezione resistente F_N
	A	s	Sezione resistente semplice	Sezione resistente multipla	
d_N/l_N	Legno massiccio				
mm/mm	Mm	mm	mm	mm	N
2.8/60-70	24(18) ²⁾	34	23		290
3.1/75-80	24(18) ²⁾	38	25		340
3.5/90	24(21) ²⁾	42	28		420
4.0/100	25	48	32		530
4.5/110-120	30	54	36		640
5.0/130-140	35	60	40		770
5.5/150-160	40	66	44		910
6.5/180-215	55	78	52		1200
7.0/230	60	84	56		1370
7.5/245-260	70	90	60		1540
8.5/275-300	80	102	68		1900

Spostamento bulloni

Spostamento bulloni (vedi Capitolo 6.5.1)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

: valori da inserire

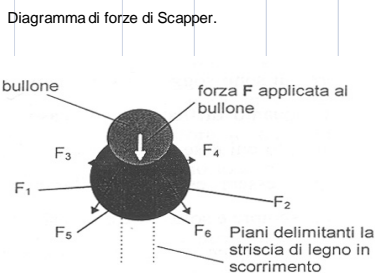
NORMA SIA 164 (Società degli Ingegneri ed Architetti) SVIZZERA

Nel caso d'impiego di conifere, il carico ammissibile per ciascuna sezione resistente (espresso in N), agente in direzione perpendicolare al gambo del chiodo, è così definibile:

$$F_{B//} = 40 \cdot d_b^{1,7}$$

$$F_{B\perp} = 45 \cdot d_b^{1,5}$$

Impiegando legni duri (Querce, Faggio, ecc.), tali carichi ammissibili possono essere maggiorati di un 20%.



Faggio
quercia

$$F_{B//} = 40 \cdot d_b^{1,7}$$

$$F_{B\perp} = 45 \cdot d_b^{1,5}$$

d_b	$F_{B//}$	F (20%)
mm	N	N
12	2733,2	3279,8

d_b	$F_{B\perp}$	F (20%)
12	1870,6	2244,7

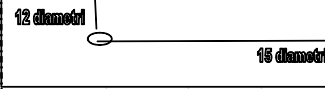
Dimensionamento fori dei chiodi

Dimensionamento fori dei chiodi (vedi Capitolo 6.7)

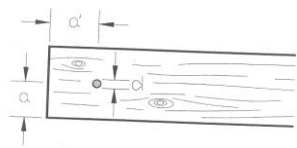
ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

HP : valori da inserire

HP
 - Per legno con massa volumica con maggiore di 500 kg/m³ si consiglia la preforatura con chiodi di diametro maggiore di 6 mm.
 - Carico ortogonale alla fibra.
 - Situazione tronchi trasversali.

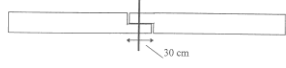
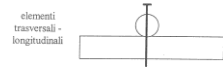


TESTA PALO
TESTA PALO



CNR (2006) Giordano, Ceccotti, Uzielli Giordano, Ceccotti, Uzielli

chiodo	sito preforo calcolato sulla base della massa volumica	sito preforo	palo		Massa volumica legno		
					valori minimi	valori massimi	specie
diametro minimo in mm	distanza minima dalla estremità della testa del palo	distanza minima dalla estremità della testa del palo	dimensione minima del palo				
Dn	$\alpha = 13 d - 30^*$ (MM/400)	$\alpha = 12 d$	15 Dn	con α min	Kg/m ³		
	per abete						
10,00	8,13	12,00	15,00	7,00	650	1200	abete bianco
12,00	10,73	14,40	18,00	7,00	600	1200	rovere
14,00	13,33	16,80	21,00	7,00	760	850	pioppo
15,00	14,63	18,00	22,50	7,00	800		castagno
16,00	15,93	19,20	24,00	7,00			robinia
18,00	18,53	21,60	27,00	7,00			pino
20,00	21,13	24,00	30,00	7,00			abete rosso
22,00	23,73	26,40	33,00	7,00			doglissia



elementi trasversali - longitudinali



elementi longitudinali

7 PALIZZATA VIVA: DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA

7.1 Palizzate vive di versante

Sono opere di contenimento superficiale, da impiegare nella sistemazione di scarpate in frana, con l'obiettivo di stabilizzarne il terreno coinvolto nei suoi strati superficiali. Consentono un discreto consolidamento in ragione della profondità raggiunta dal sistema di ancoraggio e dallo sviluppo dell'apparato radicale delle piantine e delle talee messe a dimora.

Per la costruzione di una palizzata si utilizza tondame scortecciato, idoneo e durabile, disposto perpendicolare alla linea di massima pendenza, appoggiato a valle a picchetti in legno di 10÷12 cm di diametro o a travi a doppia "T", spezzoni di rotaie, profilati o tondini in ferro acciaioso ad aderenza migliorata con diametro che può variare da 22 a 32 mm, per profondità variabili da 1,50 a 2 m (minimo 1 m). La profondità dei picchetti può essere incrementata, in funzione delle caratteristiche della conformazione del terreno sottostante; i picchetti metallici consentono una maggiore profondità di infissione.

I tondami devono essere resi solidali con i picchetti, tramite legature con filo di ferro zincato di adeguata resistenza o tramite preforatura dello stesso tondame; in caso di più di un palo disposto uno sopra l'altro va valutata la possibilità di chiodare i pali tra di loro con tondini di ferro acciaioso ad aderenza migliorata di opportuna dimensione

La palizzata morta in legno viene consolidata dall'inserimento di parti vive (talee) capaci di emettere radici avventizie dal fusto (ϕ min. 3÷5 cm) o piantine radicate in numero di almeno n° 5 al metro. A monte della palizzata, possono essere messe a dimora piantine radicate (soprattutto arbusti), previo eventuale scavo di una banchina di posa o piccole buche.

Esiste infine la possibilità delle **palizzate morte**, cosiddette "**sommerse**", che vengono impiegate nel caso di ricarico di strati di terreno, soprattutto vegetale, su versanti inclinati.

Per ovviare al possibile scivolamento dello strato di terreno, vengono realizzate delle palizzate con 2-3 pali orizzontali sovrapposti, disposte in modo alternato, che vengono completamente sommerse dal terreno che viene riportato.

In questo modo contrastano lo scivolamento a valle della coltre terrosa, permettendo alla vegetazione che viene piantata in superficie di avere il tempo necessario a sviluppare un adeguato apparato radicale che permetta il trattenimento del terreno stesso.



Foto 4 - Palizzata morta con funzionalità di barriera, realizzata alla via di decima EUR - Roma (RM) - 2011.

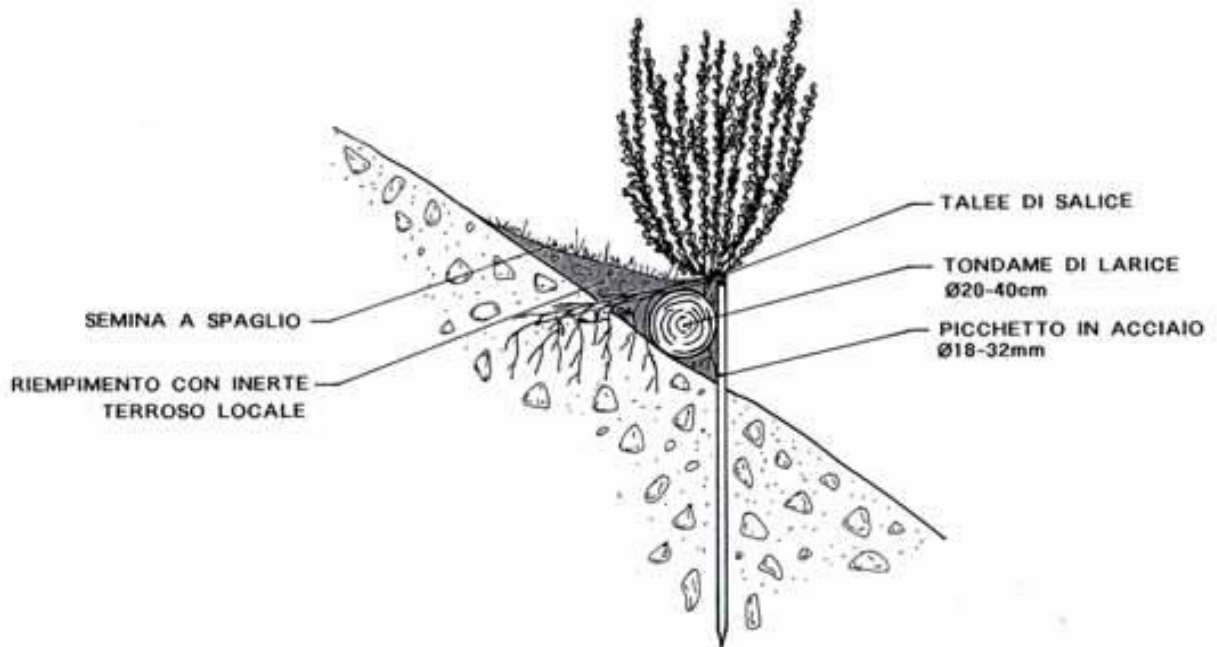


Figura 55 - Sezione tipo di palizzata viva ad un palo.

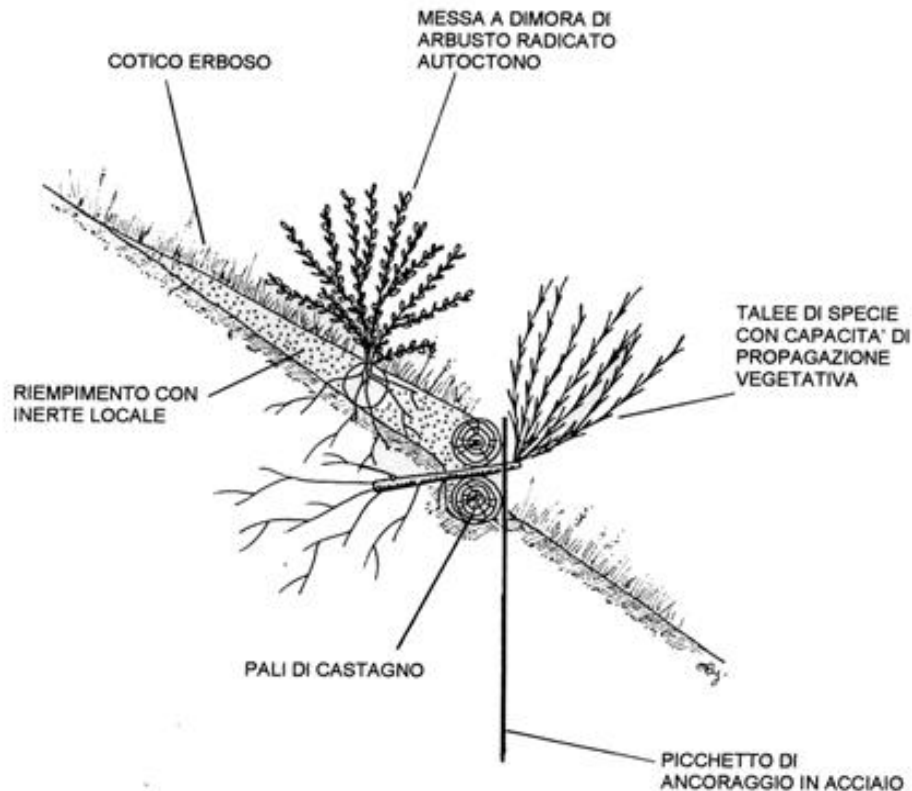


Figura 56 - Sezione tipo di palizzata viva di sostegno a doppio palo.

7.2 Palizzate vive di sponda

Le palizzate vive di sponda sono utilizzate per opere di consolidamento di parti sub verticali in erosione di sponda e sono realizzate in legno e, in alcuni casi, quando le forze in gioco lo richiedono, sono costruite mediante l'infissione verticale di putrelle in ferro a doppia "T" (HEB 180) di adeguato spessore e di lunghezza 4÷5 m (per una profondità almeno pari alla lunghezza fuori terra) e traverse in materiale legnoso, anche impregnato, disposte orizzontalmente a tergo delle putrelle o infilate nello spazio del doppio "T".

Le traverse sono messe in opera, con interasse massimo di 1 m e sono distanziate tra di loro con pezzi di legno o di pietra di 7÷10 cm di spessore.

La palizzata è riempita a tergo con inerte sino al ritombamento completo. Negli interstizi sono inserite talee di salici o tamerici, in ragione di almeno 7÷10 per metro e per una profondità di almeno 50 cm.

In caso di necessità, possono essere realizzate delle tirantature, in funi d'acciaio e barre metalliche appositamente dimensionate.

7.3 Funzionalità

Intervento per la stabilizzazione di scarpate, consistente nella realizzazione di strutture in legname trasversali alla linea di massima pendenza, composte da due o più file sovrapposte di tronchi fissati con picchetti in legno o in ferro e messa a dimora di talee tra i due tronchi ed eventuale messa a dimora di arbusti a monte nel gradone ottenuto.

Le palizzate vive si possono dividere in due grosse famiglie:

- le palizzate alte;
- le palizzate basse.

La palizzata alta è caratterizzata da una altezza media di circa 1,0 m o superiore; oltre a quella di contenere il suolo, la sua funzione è quella di conferire stabilità alla porzione superficiale del versante tramite l'azione esercitata dall'apparato radicale della vegetazione di progetto. A questo si aggiunge la funzione di contenimento degli eventuali rotolamenti dei materiali incoerenti mobilitati da animali o da agenti esterni nella parte a monte rispetto all'intervento.

La disposizione delle palizzate alte sul versante può essere continua, a formare delle linee orizzontali, distanti 2÷4 m tra loro secondo le curve di livello o leggermente inclinate (per il dimensionamento e la distanza tra le fila si rimanda allo specifico capitolo riportato nel capitolo delle gradonate vive); oppure spezzata, a scacchiera, sia in forma più o meno geometrica che casuale.

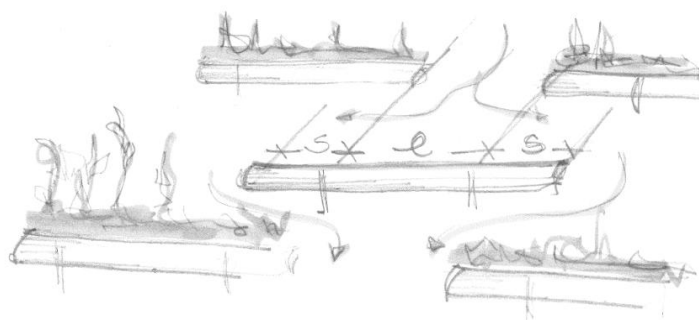


Figura 57 - Schema corretto posizionamento delle palizzate vive di sostegno.

Quando si opera su versanti, la disposizione alternata e sfalsata o casuale, viene impiegata per limitare la velocità di ruscellamento delle acque, onde evitare che venga raggiunta la velocità di innesco del trasporto solido, evitando pertanto fenomeni di erosione lineare; la lunghezza delle palizzate dovrà essere tale, da avere sempre una sovrapposizione con quelle a monte ed a valle, eliminando qualsivoglia via preferenziale di scorrimento.

Le palizzate basse, viceversa, sono le palizzate la cui altezza fuori terra è minore di 1 m. Queste si utilizzano qualora il versante risulti a minor pendenza ed in presenza di materiale a granulometria inferiore.

In questo caso si possono disporre a file, più o meno continue, lungo le linee di livello o con scarsa pendenza, a distanza di 3÷4 m una dall'altra, oppure a scacchiera o in modo casuale secondo quanto già descritto in precedenza; in questo caso l'effetto anti ruscellamento risulta ovviamente meno importante.

7.4 Applicabilità e suoi limiti

L'intervento è caratterizzato da una ampia valenza applicativa, quale:

- stabilizzazione superficiale di scarpate;
- stabilizzazione di scarpate in scavo;
- consolidamento di solchi di erosione;

- stabilizzazione superficiale di rilevati e/o accumuli di materiale sciolto;
- controllo dell'erosione su versanti percorsi da incendi;
- sistemazione di solchi a "V", profondi e ripidi, normalmente privi di scorrimento superficiale, in terreni soffici e con granulometria fine (limo, argilla, sabbia).

L'elemento di sostegno secondario, costituito dalla paleria posta orizzontalmente, viene sostenuta dai pali verticali infissi nel terreno e posti ad un interasse di circa 80-100 cm.

Nel caso di opere spondali è anche possibile realizzare delle tasche vegetative con del geotessuto.

Sui paletti, aventi un diametro di circa 15 cm, saranno eseguite apposite tasche; lo spazio tra la sponda esistente ed il tessuto agganciato ai pali verticali verrà riempito con sabbia grossolana, di opportuna granulometria, nella parte immersa e terreno vegetale nell'eventuale parte fuori acqua.

Nel caso di sponde di piccoli canali ($h \div 1,5$ m), questa struttura costituisce anche un elemento di antisifonamento del materiale *in situ* delle parti retrostanti alla palizzata spondale.

Il geotessile composito filtrante per la protezione spondale dovrà essere costituito da un doppio tessuto con monofilamenti in polietilene stabilizzati ai raggi ultravioletti, cucito industrialmente o in sito in modo da costituire una serie di tasche.

Il geotessuto deve avere le seguenti caratteristiche:

- resistenza a trazione longitudinale non inferiore a 70 kN/m, con allungamento non superiore al 28%;
- resistenza a trazione trasversale non inferiore a 40 kN/m, con allungamento non superiore al 22%;
- diametro di filtrazione 90 (diametro di filtrazione, ossia diametro medio in grado di trattenere il 90% in peso di una sabbia di fuso granulometrico predefinito);
- permeabilità (carico idraulico di 100 mm) di 500 l/m²s.

7.5 Vantaggi e svantaggi

Si tratta di opera con processo realizzativo semplice, versatile e flessibile, tuttavia, in tali opere le azioni collegate alla messa in opera di parti vive spesso non vengono efficacemente curate. Impiega materiale semplice e molto spesso povero (escluso impiego di geotessuti). Lo svantaggio è legato alla scarsa efficacia in profondità dell'intervento e, nel caso di quelle spondali, la rapida marcescenza del materiale legnoso, che deve essere tenuto in considerazione soprattutto in relazione alla sostituzione della funzione di stabilizzazione da parte della vegetazione.

7.6 Voci di capitolato

7.6.1 Palizzata viva su versante:

Stabilizzazione di pendii con palizzata costituita da tondame di larice, altra resinosa o castagno di 14÷25 cm e lunghezza 2÷5 m, appoggiata in orizzontale sul pendio, su file con disposizione alterna e distanti 2÷3 m, fissata con barre di ferro acciaioso (a sezione tonda o a doppio T) o di legno (14 cm di diametro minimo), infissi nel pendio per minimo 0,70 m e sporgenti per 50 cm minimo.

Sul tondame verranno inserite "a pettine" talee di specie con capacità di propagazione vegetativa, o piantine di latifoglie (coperte in seguito da terreno); l'intervento dovrà essere completato con la piantagione di piantine in zolla o a radice nuda in piccoli solchi ricavati a tergo dei tondami.

7.6.2 Palizzata viva spondale:

La palizzata spondale è costruita mediante l'infissione verticale di putrelle in ferro acciaioso a doppio "T" (HEB 180), di lunghezza di 4÷5 m (per una profondità almeno pari alla lunghezza fuori terra) e traverse in legno, anche impregnato, disposte orizzontalmente a tergo delle putrelle o infilate nello spazio del doppio "T".

Le traverse verranno disposte con interasse massimo di 1 m e le traverse saranno distanziate tra di loro con pezzi di legno o di pietra di 7÷10 cm di spessore.

La palizzata sarà riempita a tergo con inerte sino al ritombamento completo. Negli interstizi verranno inserite talee di salici o tamerici, in ragione di almeno 7÷10 per metro e per una profondità di almeno 50 cm. In caso di necessità, verranno realizzate delle tirantature in funi d'acciaio e barre metalliche appositamente dimensionate.

7.7 Materiali impiegati

Tronchi di castagno o conifere scortecciati con diametro 14÷25 cm, di lunghezza pari a 2÷5 m; picchetti in ferro acciaioso di diametro 16÷32 mm (calcolo da effettuare), di lunghezza 40÷100 cm (o maggiore); in alternativa travi a doppia "T" (HEB 180) di lunghezza fino a 4÷5 m (calcolo dello spessore e della lunghezza da effettuare); geotessuto per le eventuali tasche, spessori da inserire tra le traverse, talee legnose di specie a capacità di riproduzione vegetativa; arbusti autoctoni, materiale inerte e terroso; piantine radicate, eventuali sementi di specie autoctone; eventuali tiranti.

7.8 Schema costruttivo

1. Regolarizzazione della superficie del versante o della sponda in erosione;
2. infissione dei pali verticali a mano, con foro di avvio eseguito con moto trivella o con escavatore o con battipali, ad una distanza massima di 1 m per una profondità almeno pari alla parte fuori terra (calcolo di stabilità geotecnica da effettuare);
3. posa della paleria a tergo dei pali verticali. I pali orizzontali possono essere distanziati con pezzi di legno o di pietra di ca. 7÷10 cm;
4. posa in opera di eventuali tasche in geotessuto e loro riempimento;
5. ricarica di inerte ghiaioso o terroso o misto a tergo della struttura, a ricostituire le superfici in erosione;
6. posa in opera delle piantine radicate o infissione delle talee per almeno 50 cm di profondità;
7. chiusura e riprofilatura con eventuale piantagione di piantine radicate a tergo dei pali orizzontali;
8. eventuale tirantatura con funi d'acciaio o *duckbill* e barre metalliche infisse nel terreno o pali di legno, nelle aree retrostanti il fronte della palizzata.

7.9 Verifiche generali

7.9.1 Verifiche in relazione alle condizioni di versante - distanza tra le linee orizzontali su cui disporre la palizzata viva

La palizzata viva viene realizzata nei casi in cui si voglia provvedere al consolidamento di coltre superficiale.

Per la determinazione, sulla base di un dimensionamento delle distanze tra le linee orizzontali su cui disporre le palizzate vive, in funzione delle caratteristiche geometriche del versante e delle sue caratteristiche geologiche, geolitologiche e pedologiche del materiale *in situ*, si rimanda al capitolo gradonate vive.

Per semplicità e comodità di lettura, si riportano le tabelle riportate in quel capitolo, tratte dalla elaborazione dello schema proposto da Bischetti e Vitali 2001 e modificato.

Per quanto riguarda la distanza tra le linee orizzontali su cui disporre le palizzate vive, per versanti caratterizzati da materiale avente angolo di attrito di resistenza al taglio fino a 35°, la distanza massima non supera i 3 m al termine dei lavori, mentre dopo 15 mesi, grazie all'effetto stabilizzante delle radici, la stabilizzazione del versante è garantita anche con distanza tra le linee orizzontali, su cui disporre le palizzate vive pari a $7 \div 10$ m.

Nelle seguenti ipotesi:

- piano di scorrimento parallelo alla superficie;
- fattore di sicurezza 1,3;
- talee di salice rosso di lunghezza 1 m e diametro fusto pari a 5 cm;
- n° 10 talee al m;
- talee poste a dimora su piano con contro inclinazione di 10°;
- non è stata considerata, in via cautelativa, la coesione del terreno;
- peso del terreno di 20 kN/m³;

dove :

- z = grado di saturazione (0,50 e 0,70);
- m = profondità di 50 cm e 70 cm;
- φ = angolo di attrito interno del terreno;
- IN = inclinazione espressa in gradi;

la distanza tra le linee orizzontali su cui disporre le palizzate vive, in funzione delle caratteristiche del materiale e la pendenza del versante **a fine lavori**, risulta essere suddiviso per i casi di grado di saturazione (0,5 e 0,7):

m = 0,50	$\Phi = 27$		$\Phi = 30$		$\Phi = 35$		$\Phi = 40$	
	z=0,50	z=0,07	z=0,50	z=0,70	z=0,50	z=0,70	z=0,50	z=0,70
IN								
25	4,50		6,50		10		10	
30	4,50		6		9		10	
35	5	2,50	6	2,50	8	2,50	10	4
40	5	2,50	6,50	2,50	8	3	9,50	5
45	5	2,50	7	3,50	8	4	9	5

Tabella 35 - Prospetto dei valori per le diverse tipologie di terreno, caratterizzati da angoli di resistenza al taglio di 27°, 30°, 35° e 40°, per il grado di saturazione 0,5 e per profondità di 50 cm e 70 cm.

$m=0,70$	$\Phi = 27$		$\Phi = 30$		$\Phi = 35$		$\Phi = 40$	
IN	$z=0,50$	$z=0,70$	$z=0,50$	$z=0,70$	$z=0,50$	$z=0,70$	$z=0,50$	$z=0,70$
25	4		4,50		7		10	
30	4		4,50		7		10	
35	4,50	2,50	5	2,50	7,50	2,50	9	3
40	4,50	2,50	5	2,50	7,50	2,50	9	4
45	4,50	2,50	5,50	3,50	8,50	3	9	4,50

Tabella 36 - Prospetto dei valori per le diverse tipologie di terreno, caratterizzati da angoli di resistenza al taglio di 27°, 30°, 35° e 40°, per il grado di saturazione 0,7 e per profondità di 50 cm e 70 cm.

mentre la distanza tra le linee orizzontali su cui disporre le palizzate vive, in funzione delle caratteristiche del materiale, e la pendenza del versante **dopo 15 mesi dalla fine lavori** sarà sempre suddiviso per i casi di grado di saturazione (0,5 e 0,7):

$m = 0,50$	$\Phi = 27$		$\Phi = 30$		$\Phi = 35$		$\Phi = 40$	
IN	$z=0,50$	$z=0,70$	$z=0,50$	$z=0,70$	$z=0,50$	$z=0,70$	$z=0,50$	$z=0,70$
25	10		10		10		10	stabile
30	10	7,50	10	8,50	10	10	10	10
35	10	8,50	10	9	10	10	10	10
40	10	8,50	10	9	10	10	10	10
45	10	8,50	10	8,50	10	10	10	10

Tabella 37 - Prospetto dei valori per le diverse tipologie di terreno, caratterizzati da angoli di resistenza al taglio di 27°, 30°, 35° e 40°, per il grado di saturazione 0,5 e per profondità di 50 cm e 70 cm, dopo un periodo di 15 mesi.

$m = 0,70$	$\Phi = 27$		$\Phi = 30$		$\Phi = 35$		$\Phi = 40$	
IN	$z=0,50$	$z=0,70$	$z=0,50$	$z=0,70$	$z=0,50$	$z=0,70$	$z=0,50$	$z=0,70$
25	10		10		10		10	
30	10	6	10	7,50	10	9	10	10
35	10	8	10	8,50	10	9,50	10	10
40	10	8,50	10	9	10	9,50	10	10
45	10	9	10	9	10	9,50	10	10

Tabella 38 - Prospetto dei valori per le diverse tipologie di terreno, caratterizzati da angoli di resistenza al taglio di 27°, 30°, 35° e 40°, per due diversi gradi di saturazione (0,5 e 0,7) e per profondità di 50 cm e 70 cm, dopo un periodo di 15 mesi.

7.10 Verifiche in relazione alle condizioni idrauliche spondali

7.10.1 Erosione del materiale di sponda

L'innesco del processo di erosione fluviale può essere schematicamente ricondotto alla condizione in cui le azioni tangenziali esercitate dalla corrente (τ) superano lo sforzo di taglio critico di inizio del moto, per un dato materiale costituente la sponda (τ_c).

Per quanto riguarda le cause d'innesco di movimenti di massa, è utile fare riferimento, come tipicamente avviene nell'analisi di stabilità dei pendii, al rapporto tra forze destabilizzanti e stabilizzanti, le prime legate alle sollecitazioni di taglio agenti su una potenziale superficie di scivolamento all'interno del pendio, le seconde legate invece alla resistenza al taglio del materiale.

Per quanto riguarda quest'ultime, occorre notare che il materiale che costituisce le sponde fluviali, almeno per gran parte dell'anno, è non saturo. All'interno della sponda (in particolare di quelle costituite da materiale fine), al di sopra della falda, è comunemente presente una frangia di risalita capillare, seguita verso l'alto da una zona di parziale saturazione, con filetti d'acqua continui o con fenomeni di capillarità locali, che si può estendere fino al piano di campagna.

Le condizioni di pressioni interstiziali nella zona non satura hanno importanti effetti in termini di stabilità della sponda (Rinaldi, Casagli, 1999). In questi casi, per meglio inquadrare fattori che possono determinare la stabilità o l'innesco di movimenti di massa, è utile far riferimento ad un criterio di rottura più generale di quello normalmente adottato per condizioni sature, che tenga conto anche del possibile sviluppo di pressioni negative.

In tali casi, il criterio normalmente utilizzato è quello proposto da Fredlund *et al.* (1978), che assume la forma seguente:

$$\tau = c + (u_a - u_w) \tan \phi^b + (\sigma - u_a) \tan \phi'$$

c = coesione efficace;

$(u_a - u_w)$ = suzione;

ϕ^b = angolo di attrito in termini di suzione;

ϕ' = angolo di attrito in termini di sforzi efficaci.

Il termine addizionale di resistenza, dovuto alla suzione, tende a ridursi o a scomparire del tutto (da cui il termine di coesione apparente), a seguito di eventi meteorici (infiltrazione verticale dell'acqua di precipitazione, infiltrazione laterale dell'acqua del fiume durante la piena), quando il terreno si avvicina o raggiunge condizioni di saturazione, nel qual caso la resistenza al taglio è esprimibile tramite il criterio di Mohr-Coulomb.

Facendo riferimento quindi al criterio di rottura generale per terreni insaturi, la condizione in cui le forze resistenti siano inferiori alle forze destabilizzanti è pertanto riconducibile ad uno dei seguenti quattro casi:

- condizioni iniziali che determinano bassi valori di resistenza al taglio;
- riduzione del termine di resistenza legato alla suzione;
- riduzione degli sforzi efficaci;
- riduzione dei parametri di resistenza al taglio (c , ϕ , ϕ^b).

7.10.2 Resistenza a trazione

Nella tabella che segue, si riportano alcuni valori indicativi di τ (tensione tangenziale ammissibile), in quanto si vuole mettere in evidenza come, a seconda degli autori e delle loro particolari indagini, il valore di tale parametro sia variabile.

Si fa riferimento al progetto inserito nel Piano degli Interventi di ripristino e prevenzione dei danni alluvionali, di cui alla Legge 471/94 della Regione Lazio, il quale individua gli interventi di sistemazione idraulica del Rio Inferno, con particolare attenzione all'impiego delle tecniche di ingegneria naturalistica.

Per la verifica delle capacità di resistenza, si sono effettuati calcoli di resistenza idraulica secondo il metodo delle tensioni tangenziali ($\tau = \gamma * R * i$). In relazione ai livelli di piena raggiunti durante le piene, si sono ottenuti i valori riportati nella sottostante tabella:

Tipologia d'intervento	Periodo di realizzazione	Rinverdimento	Resistenza all'erosione	τ_{max} sopportate (N/m ²)
Fascinate vive	Febbraio 2000	Getti di 30 ÷ 40 cm a fine aprile 2000 e di oltre un metro a settembre	Resistito al 100% alla piena di fine aprile 2000.	8
			Resistito all'80% alla piena di settembre 2000	18
			Resistito al 30% alla piena di novembre 2000.	18
			Resistito al 5% alla piena di dicembre 2000	20
Scogliera rinverdata con talee di salice	Febbraio 2000	Getti di 30 ÷ 40 cm a fine aprile 2000 e di oltre un metro a settembre	Resistito a tutte le piene	15
Palificata doppia con altezza di 2 m	Marzo 2000	Getti di 30 ÷ 40 cm a fine aprile 2000 e di oltre un metro a settembre	Resistito a tutte le piene	15
Palificata doppia con altezza di 1 m	Marzo, metà aprile 2000	Getti di 30 ÷ 40 cm a fine maggio 2000 e di oltre un metro a settembre	Resistito a tutte le piene	15

Talee in alveo	Febbraio, marzo 2000	Getti di 30 ÷ 40 cm a fine maggio 2000 e di oltre un metro a settembre	Resistito a tutte le piene	15
-----------------------	----------------------	--	----------------------------	----

Tabella 39 - Primi risultati del monitoraggio sulla resistenza alle tensioni tangenziali degli interventi di ingegneria naturalistica sul Rio Inferno (da Cornolini, Menegazzi, 2001).

Per quanto riguarda la resistenza durante le piene, tutte le opere hanno superato quelle primaverili, nonostante il limitato sviluppo vegetativo; le talee, le palificate doppie e le scogliere rinverdite hanno resistito alle piene autunnali, in concomitanza con gli eventi alluvionali di Soverato e del Po; le fascinate vive sono state asportate quasi completamente, un po' alla volta, dalle ripetute piene da settembre a novembre 2000 (Cornolini, Menegazzi, in "Interventi di Ingegneria Naturalistica nel Parco Nazionale del Vesuvio", 2001).

Si può riportare anche un'ulteriore tabella, in cui i valori di resistività sono messi in relazione alla profondità raggiunta dalla particolare tecnica d'ingegneria naturalistica (Florineth, 1982, modificata)

Tecnica d'intervento	τ (N/m ²)	Profondità efficace
Radici in acqua	20	0,40
Alberi grezzi	40	0,80
Fascinate	60	0,60
Burga in rete zincata	80	0,80
Balze in geotessuto	80	1,00
Rullo in canne	50	0,60
Scogliere elastiche	> 300	2,50

Tabella 40 - Prospetto dei valori di resistività in relazione alla profondità raggiunta dalle tecniche di ingegneria naturalistica.

Al di là dei casi sopra riportati, i valori di trascinamento a cui le palizzate vive spondali ed altre opere simili possono resistere e riportati in letteratura sono i seguenti

Tipologia d'intervento	τ_{max} sopportabili dalla struttura appena realizzata senza lo sviluppo delle piante vive (N/m ²)		τ_{max} sopportabili dalla struttura con le piante vive sviluppate dopo 1 ÷ 1.5 anni (N/m ²)	
Cotico erboso	0,20 P		0,26 P	0,40 G
			0,30 M	
Talee	0,10 M	0,10 P	1,50 I	0,60 M
			1,00 G	0,60 P

Copertura diffusa	0,50 M	1,50 P	3,00 M	3,00 F
Copertura diffusa	0,50 M	1,50 P	3,00 M	3,00 F
			3,00 P	
Viminata viva	0,10 M	0,10 P	0,10 P	0,50 M
			2,50 F	
Pali con fascine			2,50 F	
Gradonata viva	0,20 P		1,20 F	1,20 P
Ribalta viva	0,20 M	0,20 P	1,00 M	1,20 G
			1,50 F	0,80 P
File di ceppaie			0,80 F	
Fascinata viva	0,20 P	0,07 G (morta)	0,80 I	1,00 G
			2,00 F	0,60 P
Scogliera rinverdita con talee di salice	1,00 P		3,00 M	3,00 P
Palificata viva doppia	5,10 P		6,10 P	1,5 I
Gabbionate vive	3,50 M		4,10 M	
Materassi Reno rinverditi	2,00 ÷ 3,30 M		4,10 M	

Tabella 41 - Resistenza all'erosione delle opere d'ingegneria naturalistica.

- F** Florineth F. (Acer, n° 4 1999);
M Maccaferri - Programma Macra, 1996;
P Palmeri F. 1996;

G Gertsgraser - Convegno EFIB Trieste, 1999;

I Rio Inferno - Cornellini P., Sauli G. - Acer n°2, 2001.

Nel calcolo (progettazione o verifica) di una protezione spondale, si fa riferimento a due metodi generali, basati sull'ammissibilità per un materiale di:

- velocità;
- tensioni di trascinamento.

Il secondo metodo è più corretto dal punto di vista idraulico, anche se quello basato sulle velocità è spesso più facile da applicare, in quanto è più semplice misurare o calcolare una velocità media in una sezione piuttosto che le tensioni tangenziali.

Ai fini della valutazione dell'efficacia antiersiva di una protezione, è necessario considerare tutti i parametri idraulici e geometrici: altezza d'acqua della corrente, pendenza della sponda, andamento planimetrico del corso d'acqua, durata dell'evento di piena.

In altri termini, questo significa che occorre esprimere i risultati di prove sperimentali e le conseguenti indicazioni progettuali in termini di tensioni tangenziali ammissibili, tecnicamente più significative del parametro idraulico "velocità della corrente".

Di estrema importanza per alcuni materiali o tecniche, è anche il riferimento alla durata della sollecitazione stessa: in ambito fluviale, oltre al picco di piena, è di fondamentale importanza considerare la durata complessiva dell'evento stesso ed occorre rifarsi a durate caratteristiche degli eventi di progetto, escludendo frazioni di ora, in quanto generalmente non significative. Tale fattore non riguarda le protezioni spondali, in cui la resistenza al trascinamento è garantita dal peso del materiale costituente la protezione: per una scogliera non si ha crisi della protezione finché non viene raggiunta la tensione tangenziale critica di inizio movimento, che dipende esclusivamente dalla forma del pietrame e dalle sue dimensioni; per materassi e gabbioni, l'azione di contenimento della rete incrementa tale resistenza, permettendo che avvenga un movimento parziale all'interno delle tasche senza crisi della protezione.

Le informazioni sulla resistenza di un rivestimento (non in pietrame), in funzione della durata di un evento di piena, sono però ridotte a pochi materiali, per i quali sono stati condotte opportune prove sperimentali.

7.10.3 Calcolo delle tensioni di trascinamento

Questo procedimento si basa sul confronto tra le tensioni tangenziali massime che nascono nel punto di verifica prescelto e quelle massime ammissibili per il materiale ivi presente.

La formula per calcolare la tensione tangenziale massima al fondo (τ_b), che è una tensione agente sull'opera, fa riferimento al raggio idraulico R

$$\tau_b = \gamma_w * R * p_f \text{ (al fondo)}$$

dove:

γ_w = peso di volume dell'acqua;

R = raggio idraulico;

p_f = pendenza dell'alveo espresso numericamente (es. 0,05 per il 5%)

Per i corsi d'acqua naturali ed i canali sufficientemente larghi, il raggio idraulico R risulta pressoché coincidente con il tirante d'acqua; la formula quindi diviene per un punto posizionato sul fondo (si fa notare che tale semplificazione è a favore di sicurezza):

$$\tau_b = \gamma_w (Y_{\max} - z_i) * p_f \text{ (al fondo)}$$

ove z_i è la quota del punto da verificare.

Se il punto è situato su una sponda lungo un'asta fluviale planimetricamente rettilinea, la tensione tangenziale massima τ_m è ridotta e vale:

$$\tau_m = 0,75 * \gamma_w (Y_{\max} - z_i) * p_f \text{ (sulla sponda rettilinea)}$$

diversamente, se l'asta è in curva, si ha un aumento della tensione tangenziale sulla sponda concava (esterna), di cui si tiene conto attraverso il coefficiente K , funzione del rapporto tra il raggio di curvatura e la larghezza del pelo libero dell'acqua.

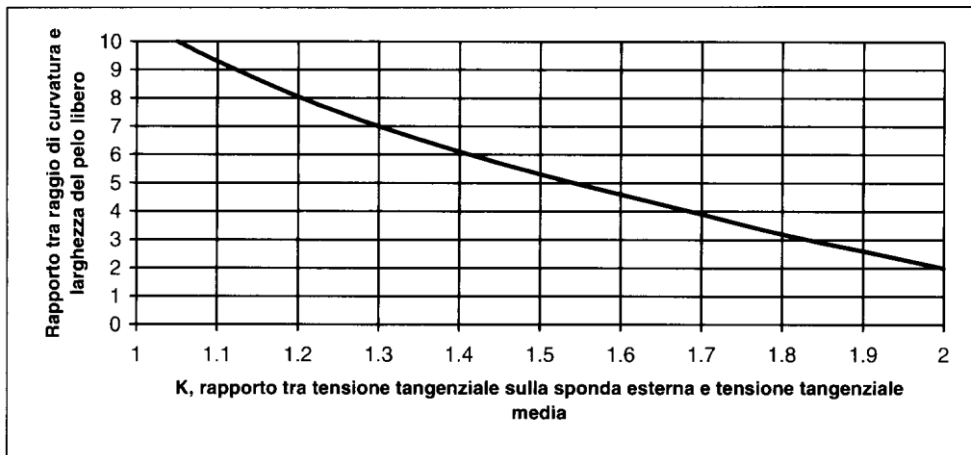


Figura 58 - Effetto della curvatura del corso d'acqua sulla tensione tangenziale agente sulla sponda esterna.

Ne consegue che τ_m assume la seguente espressione:

$$\tau_m = K * 0.75 * \gamma_w (Y_{\max} - z_i) * p_f \text{ (sulla sponda in curva)}$$

Da tenere presente, infine, che per sezioni con un rapporto tra la larghezza e la profondità superiore a 30, vale la seguente:

$$\tau_w = \gamma_w h i$$

con h altezza del pelo libero, tenendo conto dei coefficienti correttivi per l'aumento delle tensioni tangenziali nei tratti di asta in curva.

Di seguito, si riporta l'elaborazione grafica utile per la determinazione ed il confronto, su diverse sponde, della forza di trazione esercitata dall'acqua. In funzione della portata di piena, della geometria dell'alveo e del tracciato longitudinale del corso d'acqua, infatti, si ricavano le massime tensioni agenti sulle strutture di progetto.

I calcoli delle tensioni tangenziali massime agenti sulle opere sono quelli riportati precedentemente.

Tali valori vanno confrontati nei vari tratti dell'alveo con le massime tensioni tangenziali resistenti ammissibili per le strutture di progetto, verificando sempre che sia

$$\tau_r > \tau_w$$

τ_r = resistenza al trascinamento delle opere d'ingegneria naturalistica;

τ_w = tensioni tangenziali massime agenti sulle opere.

Nella progettazione con le opere vive, vanno considerate due situazioni:

- la resistenza dell'opera di ingegneria naturalistica a fine lavori, con le piante non sviluppate e quindi in grado di fornire il contributo della parte viva alla resistenza della struttura; tale situazione, nella verifica della portata transitabile nella sezione, è d'altronde quella più favorevole ai fini della scabrezza;
- la resistenza dell'opera di ingegneria naturalistica dopo tre periodi vegetativi, con le piante sviluppate sia nell'apparato radicale sia nella parte aerea, in grado di fornire il contributo della parte viva alla resistenza della struttura; tale situazione, nella verifica della portata (q) transitabile nella sezione, è quella più sfavorevole per l'aumento della scabrezza indotto dalla presenza delle piante. Il valore di tre periodi vegetativi è un dato medio: in situazioni estreme (quote elevate, zone a forte siccità), può aumentare.

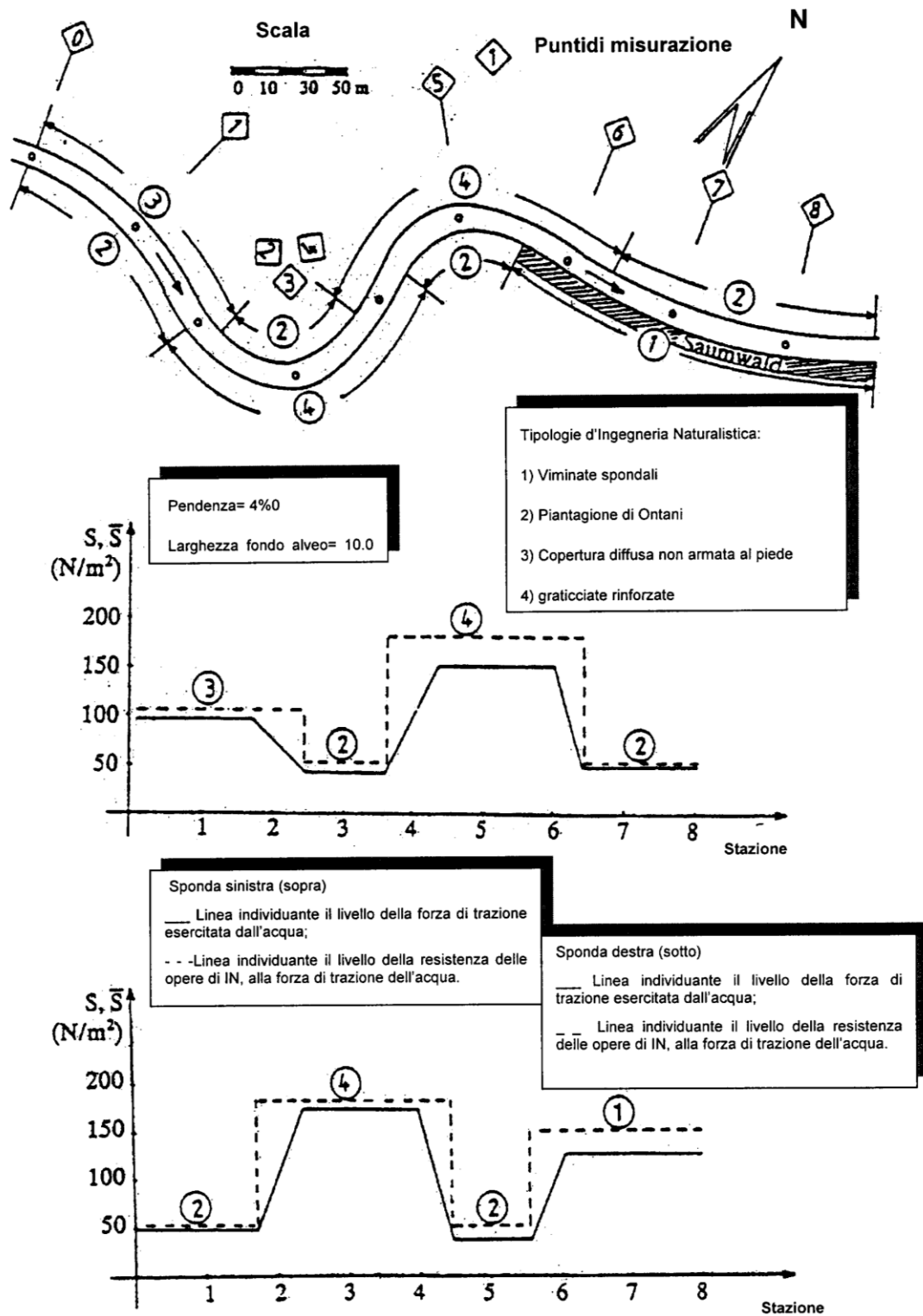


Figura 59 - Diagramma mostrante la forza di trazione esercitata dall'acqua sulle diverse sponde del corso d'acqua (da Johannsen, modificato Palmeri, 2001).

7.11 Verifiche dell'opera

La palizzata viva viene realizzata nei casi in cui si rileva la necessità di provvedere al consolidamento di strati superficiali di terreni sciolti, al contenimento di materiale detritico soggetto a dilavamento e rotolamento o al consolidamento di superfici in erosione; lo spessore di

scorrimento deve essere tenuto ovviamente in considerazione nel definire la dimensione dell'intervento.

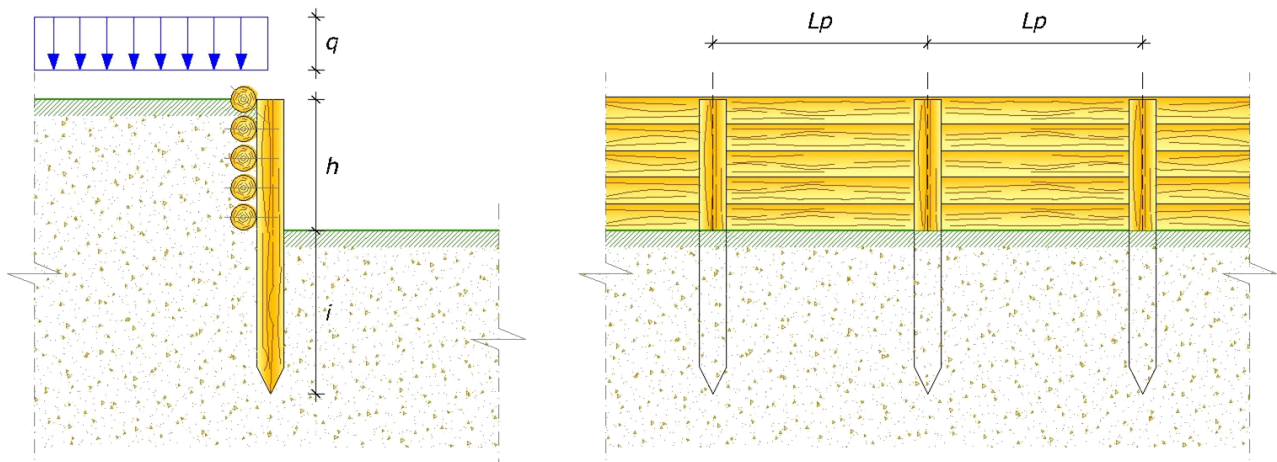


Figura 60 - Sezione (a) e prospettiva (b) di una palizzata in legno.

Un ruolo fondamentale svolgono le caratteristiche dei pali verticali, in funzione del tipo di sollecitazioni a cui sono soggetti in condizioni di esercizio.

I pali verticali possono essere battuti a mano o infissi con un mezzo meccanico (miniescavatore o escavatore con martello idraulico-battipalo), ad interasse opportunamente calcolato sulla base del dimensionamento.

Il costipamento del materiale di riempimento costituisce un miglioramento delle condizioni geomeccaniche del materiale, attraverso un incremento della coesione del materiale in posto.

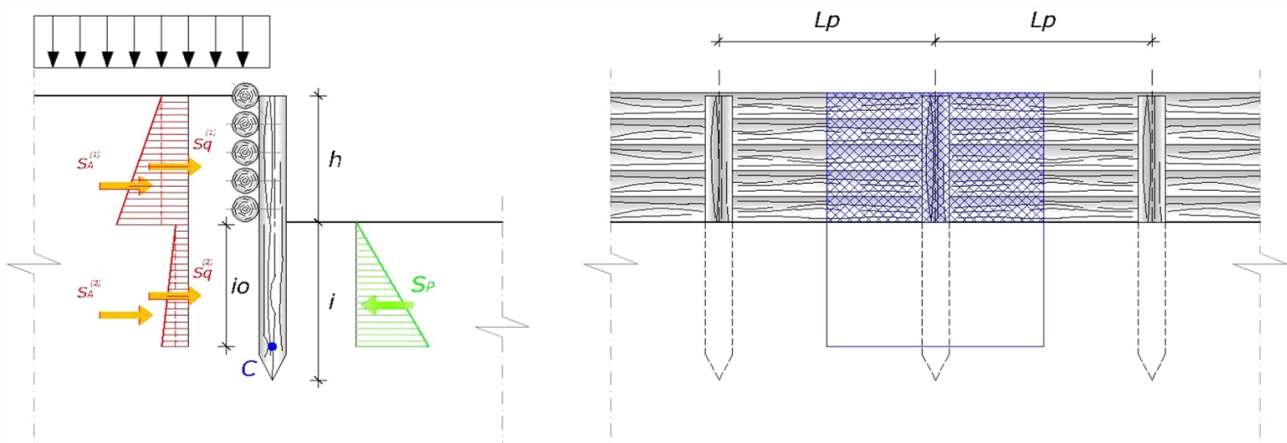


Figura 61 - Rappresentazione grafica delle forze agenti sulla palizzata.

Nel caso di intervento su versanti detritici, si preferisce al palo verticale in legno un tondino di ferro acciaioso o un profilo a doppio "T" in acciaio, per facilità di inserimento nel substrato.

Per i tondini di ferro acciaioso, si consiglia un diametro minimo di 26 mm, ma non è infrequente l'uso di diametri maggiori fino a 32 mm.

Possono venire impiegati anche profili tubolari chiusi da 50 mm di diametro.

La palizzata viva può essere sia tombata, in questo caso il riempimento avviene fino al limite dell'ultima traversa orizzontale, oppure, nel caso in cui la funzione principale sia quella di barriera,

si preferisce di norma non riempirla completamente a monte, per permettere un trattenimento del materiale che eventualmente rotolasse o si muovesse verso valle.

Nel caso di ritombamento totale, questa tipologia si utilizza se necessita collocare del terreno in versanti e su scarpate in erosione, ai fini di ricostituire la morfologia originaria del pendio.

Il ricarico fertile e la seguente ed indispensabile messa a dimora di piante vive, costituisce il primario contributo allo sviluppo di una macchia di vegetazione che, affrancandosi, stabilizza il versante.

7.12 Modello semplificato per il dimensionamento di una palizzata viva in legno col metodo di Blum

Le palizzate vive in legno sono opere impiegate per il consolidamento dei versanti e vengono realizzate infiggendo nel terreno, con un dato interasse, alcuni pali verticali, che, tramite elementi orizzontali, sostengono il retrostante terrapieno in modo da formare modesti terrazzamenti (Foto 5).

La funzione svolta da queste opere può essere assimilata per questo a quella di una vera e propria opera di sostegno, pur se in piccola scala, quindi il loro dimensionamento può essere sviluppato in analogia con i metodi proposti in letteratura per le opere geotecniche, in particolare con il **Metodo di Blum**, sviluppato per le paratie a sbalzo.



Foto 5 - Esempi di palizzate in legno. Opera eseguita nella Riserva Tirone Alto Vesuvio nell'ambito del progetto FORCLIMADAPT, nel Parco Nazionale del Vesuvio sito MAB UNESCO (NA).

Il progetto completo di una palizzata viva deve essere sviluppato attraverso le seguenti operazioni:

- a) verifica dell'equilibrio globale dell'opera (ribaltamento);
- b) determinazione dell'interasse degli elementi verticali;
- c) dimensionamento dei singoli elementi, sia verticali che orizzontali;
- d) scelta del tipo di dispositivo di collegamento tra i singoli elementi.

Di seguito, viene descritto un metodo semplificato, che può essere applicato in fase di progettazione preliminare e consiste in una verifica al ribaltamento dell'opera e nel dimensionamento degli elementi verticali, quelli cioè che assolvono direttamente alla funzione di trasmettere i carichi agli orizzonti più profondi del terreno (figura 62).

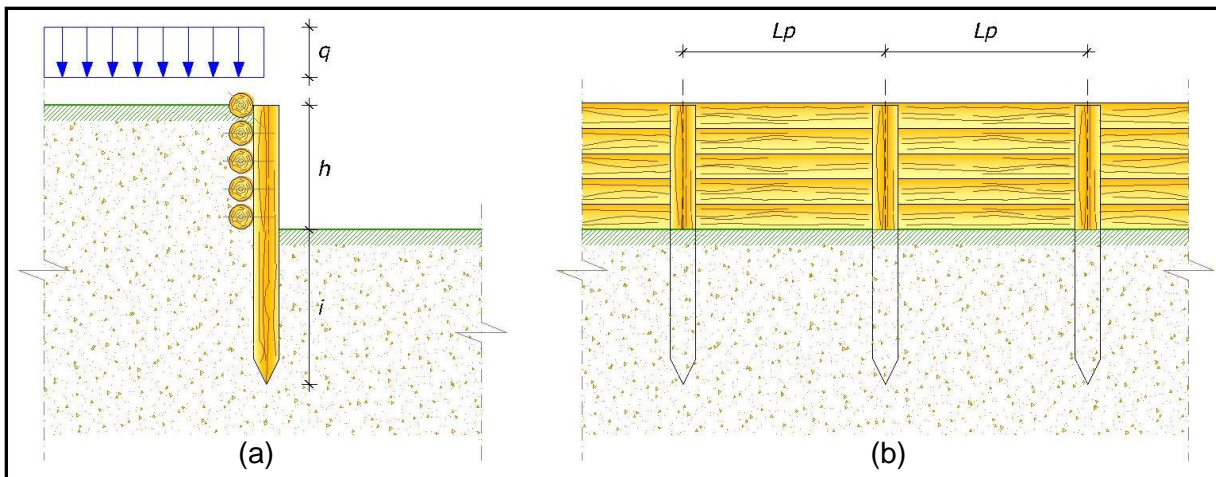


Figura 62 - Sezione (a) e prospetto (b) di una palizzata in legno.

Le verifiche sono effettuate applicando il metodo di Blum per le paratie a sbalzo (a mensola) nelle seguenti ipotesi:

- *problema di deformazione piana*, attesa la lunghezza notevole dell'opera rispetto alla sua geometria trasversale;
- *palizzata infinitamente rigida rispetto al terreno*;
- *palizzata perfettamente verticale*;
- *inclinazione nulla del terreno a valle e a monte della palizzata*;
- *caratteristiche geotecniche del terreno costanti ed omogenee*, attesa la porzione limitata di terreno coinvolta nelle verifiche;
- *comportamento meccanico del terreno definito dal solo angolo di attrito*;
- *peso del terreno pari al peso specifico apparente o al peso specifico del terreno saturo*;
- *sistema in condizioni drenate*;
- *assenza di moti di filtrazione insistenti sull'area oggetto di studio*;
- *assenza di condizioni di instabilità globale del pendio*.

Gli aspetti che devono essere dimensionati per una corretta progettazione dell'opera sono:

- definizione della geometria dello schema di calcolo della palizzata, dei parametri geotecnici del terreno e della resistenza meccanica del legno impiegato;
- verifica dell'equilibrio al ribaltamento della palizzata;
- tracciamento dei diagrammi delle sollecitazioni lungo il singolo palo e determinazione dell'interasse tra i pali.

Il modello di calcolo proposto in queste pagine è disponibile nel foglio di calcolo elaborato in ambiente Microsoft Excel ® allegato. Il significato dei simboli utilizzati è il seguente:

- D diametro del palo;
- F coefficiente di sicurezza a ribaltamento;
- h altezza della paratia;
- i profondità di infissione del palo verticale rispetto al piano di scavo;
- i_0 profondità di calcolo;

k_A	coefficiente di spinta attiva;
k_p	coefficiente di spinta passiva;
$k_{w,f}$	coefficiente per flessione;
L	lunghezza totale del palo;
L_p	interasse tra i pali verticali;
$L_{p,max}$	interasse massimo tra i pali verticali;
$M_{f,min}$	momento flettente massimo della sezione;
$M_{f,max}$	momento flettente massimo (o di progetto) per unità di lunghezza;
M_R	momento ribaltante;
M_S	momento stabilizzante;
$M(z)$	legge di variazione del momento flettente;
q	sovraccarico accidentale;
S_q	spinta prodotta dal sovraccarico;
S_A	spinta attiva del terreno;
S_p	spinta passiva del terreno;
$T(z)$	legge di variazione del taglio;
W	modulo di resistenza del palo;
γ_t	peso specifico del terreno;
φ	angolo di attrito del terreno;
$\sigma_{f,amm}$	tensione ammissibile a flessione del legno.

Le forze che gravano sulla palizzata sono prodotte dal terreno e dagli eventuali sovraccarichi accidentali e sono trasmesse al suolo dai pali infissi. Queste spinte gravano in parte direttamente sul palo verticale ed in parte sono trasmesse indirettamente ad esso dagli elementi orizzontali.

Le forze in gioco nello schema (figura 63) sono responsabili sia dei fenomeni di instabilità globale dell'opera, sia delle sollecitazioni sui singoli elementi di cui è costituita la palizzata.

Esse sono distinte in due categorie:

- la prima, a cui appartengono le forze responsabili del fenomeno di instabilizzazione della palizzata (*spinte attive* - S_q e S_A), che sono la spinta del terreno a monte della palizzata e la spinta prodotta dall'eventuale sovraccarico accidentale;
- la seconda, a cui appartengono le forze responsabili del fenomeno di stabilizzazione dell'opera (*spinte passive* - S_p), che sono prodotte dalla spinta del terreno a valle della palizzata.

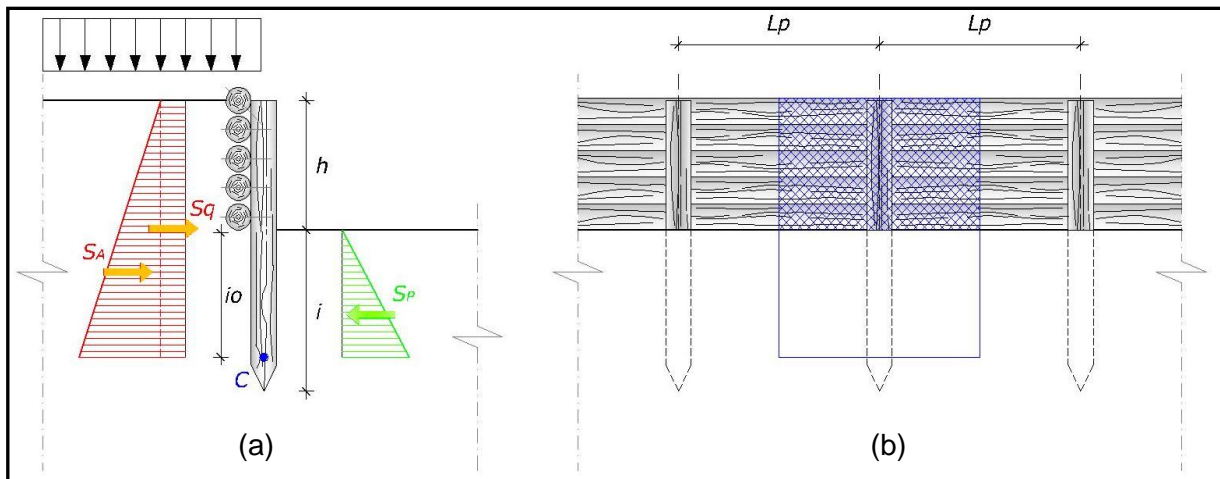


Figura 63 - Schema statico della palizzata (a) ed area di influenza del singolo palo verticale (b).

Il loro valore può essere calcolato per singolo palo verticale, tenuto conto dell'area di influenza, attraverso le seguenti relazioni:

$$S_q = q \cdot k_A \cdot h + i_0 \quad (1)$$

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma_T \cdot k_A \cdot h + i_0^2 \quad (2)$$

$$S_P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_T \cdot k_P \cdot i_0^2 \quad (3)$$

dove, per terreni incoerenti, vale la teoria di Rankine, per la quale

$$k_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4)$$

$$k_P = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5)$$

Il metodo proposto da Blum individua quale meccanismo di instabilizzazione globale il ribaltamento dell'opera intorno ad un centro di rotazione (C), posto alla profondità i_0 dal piano di scavo, dove:

$$i_0 = 0,8 \cdot i \quad (6)$$

La condizione di verifica al ribaltamento viene ricercata equilibrando il momento, calcolato rispetto al centro di rotazione, delle spinte attive (momento ribaltante - M_R) e delle spinte passive (momento stabilizzante - M_S):

$$M_R = S_q \cdot \frac{h+i_0}{2} + S_A \cdot \frac{h+i_0}{3} \quad (7)$$

$$M_S = S_p \cdot \frac{i_0}{3} \quad (8)$$

Fissando un opportuno coefficiente di sicurezza (F) per cui dividere le azioni stabilizzanti, uguagliando la (7) e la (8), si ottiene un'equazione di terzo grado nell'unica incognita i_0 :

$$S_q \cdot \frac{h+i_0}{2} + S_A \cdot \frac{h+i_0}{3} = S_p \cdot \frac{i_0}{3} \cdot \frac{1}{F} \quad (9)$$

È pratica comune e raccomandabile che il coefficiente di sicurezza al ribaltamento sia fissato tra 1,50 e 2, in relazione all'importanza dell'opera.

Si tenga presente, inoltre, che la lunghezza di infissione non dipende dall'interasse tra i pali verticali.

Determinata la geometria della palizzata, è possibile tracciare i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione, con riferimento ad un interasse unitario tra i pali verticali.

In particolare, fissando un sistema di riferimento (z) con origine alla sommità della palizzata e con l'asse positivo rivolto verso il basso, dall'equazione alla traslazione, è possibile scrivere la legge di variazione del taglio (10), e, dall'equilibrio alla rotazione, quella del momento flettente (11):

$$\begin{cases} T_z = q \cdot k_A \cdot z + \frac{1}{2} \cdot \gamma_T \cdot k_A \cdot z^2 & \text{per } z < h \\ T_z = q \cdot k_A \cdot z + \frac{1}{2} \cdot \gamma_T \cdot k_A \cdot z^2 - \frac{1}{2} \cdot \gamma_T \cdot k_P \cdot (z-h)^2 & \text{per } L \geq z \geq h \end{cases} \quad (10)$$

$$\begin{cases} M_f z = q \cdot k_A \cdot \frac{z^2}{2} + \frac{1}{6} \cdot \gamma_T \cdot k_A \cdot z^3 & \text{per } z < h \\ M_f z = q \cdot k_A \cdot \frac{z^2}{2} + \frac{1}{6} \cdot \gamma_T \cdot k_A \cdot z^3 - \frac{1}{6} \cdot \gamma_T \cdot k_P \cdot (z-h)^3 & \text{per } L \geq z \geq h \end{cases} \quad (11)$$

dove:

$$L = h + i_0 \quad (12)$$

Eguagliando a zero la funzione taglio, è possibile determinare la sezione di massimo momento flettente ed il valore corrispondente della sollecitazione di progetto ($M_{f,max}$), calcolata sempre per unità di lunghezza dell'opera.

Si passa quindi alla verifica della sezione del palo, attraverso le note relazioni della scienza delle costruzioni, nell'ipotesi di flessione semplice retta, applicando il metodo delle tensioni ammissibili:

$$\sigma_{f,amm} = \frac{M_{f,max}}{W \cdot k_{w,f}} \quad (13)$$

dove:

$$W = \frac{\pi D^3}{32} \quad (14)$$

D	<15	23	26	>30
$k_{w,f}$	1,00	0,90	0,85	0,80

Quest'ultimo coefficiente viene introdotto per tenere conto che il legno assume un comportamento diverso a trazione e a compressione.

È bene precisare che per la realizzazione delle opere di ingegneria naturalistica, nello specifico delle palizzate vive, sono utilizzati pali in legno senza particolari caratteristiche e non specificatamente lavorati per questo impiego; nella quasi totalità dei casi, inoltre, non hanno una sezione costante, ovvero sono rastremati.

Per questo motivo, è auspicabile verificare il diametro del singolo pezzo da porre in opera, così come stabilito dalla Norma UNI EN 408:2004 al punto 5 (Determinazione delle dimensioni dei provini). Per maggiori dettagli, si veda il capitolo riguardante la tecnologia del legno.

Per sfruttare al massimo l'elemento progettato, si calcola il momento flettente massimo ammesso dalla sezione ($M_{f,lim}$):

$$M_{f,lim} = k_{w,f} \cdot \sigma_{f,amm} \cdot W \quad (15)$$

Dal rapporto di quest'ultimo (momento flettente) con il momento massimo sollecitante per unità di lunghezza, definito dalla (11), si determina il massimo valore dell'interasse tra i pali verticali:

$$L_{p,max} = \frac{M_{f,lim}}{M_{f,max}} \quad (16)$$

È opportuno precisare, infine, che nella fase di dimensionamento e verifica della sezione dei pali verticali è possibile introdurre dei parametri per tenere conto dei fenomeni di decadimento delle caratteristiche elasto-meccaniche degli elementi lignei (Brigante *et al.*, 2009; Chirico G.B., Menegazzi, G. *et al.*, 2009) e dell'incremento di coesione del terreno, indotto dalla crescita dell'apparato radicale delle piante (Tanzini & Preti, 2009).

7.13 Verifiche su parti di opera

7.13.1 Dimensionamento dei tiranti in legno

In alcuni casi è possibile eseguire dei rinforzi della palizzata viva, contro lo scivolamento in avanti o il ribaltamento, ponendo tirantature a monte, connesse ai pali verticali (Figura 64). Questo è il

metodo più semplice ed economico per realizzare dei tiranti, ma se ne possono realizzare anche con funi d'acciaio di diverso tipo (per il dimensionamento delle funi si veda l'apposito capitolo).

L'esperienza centroeuropea indica che è possibile conficcare un picchetto di ritenuta verso monte collegato con un palo verticale e tale sistema risulta efficace.

Resta ovviamente il problema di dimensionare correttamente tale ancoraggio.

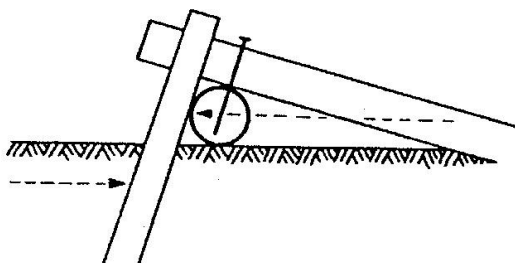


Figura 64 - Sezione tipo di ancoraggio al terreno.

Il numero dei pali verticali da utilizzare dipende dalla spinta del terreno presente. Mediamente, dalle verifiche effettuate, è emerso che la distanza tra i pali verticali non deve superare i 2 m. Per tale dimensionamento (distanza tra i pali verticali), è comunque possibile impiegare le formule già riportate precedentemente per le palizzate vive.

I tiranti, preferibilmente, non dovranno essere posti in corrispondenza delle giunzioni tra i due pali orizzontali (Figura 65), ed anche in questo caso la distanza tra un tirante e l'altro non dovrebbe superare, per esperienza, i 2 m.

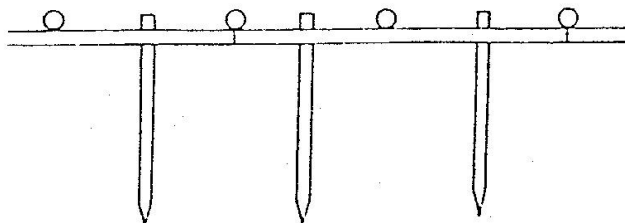


Figura 65 - Vista dall'alto degli ancoraggi nel terreno.

7.13.2 Verifiche dei pali verticali

7.13.2.1 Dimensionamento della resistenza a flessione del palo

Un problema che si potrebbe porre in fase di dimensionamento della palizzata viva potrebbe riguardare la resistenza a flessione del palo infisso verticalmente. Il palo verticale viene caricato lateralmente dal terreno posto a monte della palizzata viva, per una lunghezza pari per esempio ad 1 m (lunghezza calcolata fino alla quota di inizio dell'infissione nel terreno).

In questo caso, la verifica a flessione viene condotta in corrispondenza della sezione d'incastro del palo con il terreno.

Il momento in tale sezione risulta:

$$M = \frac{q \cdot h^2}{2} = \frac{0,80 \cdot 1,00^2}{2} = 0,40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

dove:

M = momento flettente nella sezione d'incastro (kN m);

q = carico applicato dal terreno al palo (kN/m);

h = differenza tra la quota del terreno di monte e la quota della sezione d'incastro (m).

Considerando un diametro del palo (d), per esempio, pari a 0,08 m, il modulo di resistenza della sezione risulta:

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{32} = 51 \text{ cm}^3$$

La sollecitazione di flessione agente nella sezione d'incastro risulta:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{40}{51} = 0,78 \text{ kN/cm}^2$$

Pertanto, essendo σ inferiore alla σ amm a flessione statica (pari a 1,00 kN/cm²), la verifica a flessione risulta soddisfatta.

7.13.2.2 Verifica di compressione tra palo e terreno

Altro aspetto che potrebbe essere necessario verificare sono le tensioni tra palo e terreno. Si consideri, per esempio, una lunghezza d'infissione del palo (t_e) pari a 0,40 m su una lunghezza totale di 1 m.

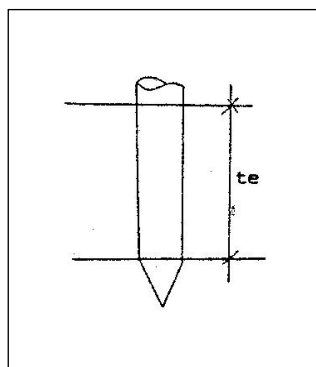


Figura 66 - Rappresentazione grafica di picchetto.

Il carico del terreno posto a monte dell'opera induce nella zona d'infissione delle tensioni tra palo e terreno.

La risultante delle pressioni che il palo esercita sul terreno è applicata ad una distanza di $2/3 t_e$ dalla quota della sezione d'incastro.

Il valore di tale risultante vale:

$$S = \frac{M}{(2/3)t_e} = \frac{0,40}{0,27} = 1,48 \text{ kN}$$

dove:

S = risultante delle pressioni agenti tra palo e terreno (kN);

M = momento flettente nella sezione d'incastro (kN m);

t_e = profondità d'infissione del palo (m).

La massima compressione tra palo e terreno risulta:

$$\sigma = \frac{1,48 \cdot 2}{0,20 \cdot 0,08} = 185 \text{ kN/m}^2$$

7.13.2.3 Resistenza all'estrazione

Altro aspetto da dimensionare potrebbe essere la resistenza ad estrazione del palo verticale. Sempre per un palo di lunghezza 1 m ed infisso per 0,40 m, sul palo verticale viene esercitata una tensione di estrazione (E) pari a 2 kN/m².

L'attrito offerto dal rivestimento del palo (R) è pari a 50 kN/m². Tenendo conto di un opportuno coefficiente di sicurezza (s) pari a 1,50, possiamo calcolare la superficie laterale minima di palo infisso (A) necessaria ad evitare l'estrazione:

$$A = \frac{E \cdot s}{R} = \frac{2 \cdot 1,50}{50} = 0,06 \text{ m}^2$$

La lunghezza minima d'infissione del palo (i) risulta quindi:

$$i = \frac{A}{c} = \frac{0,06}{0,25} = 0,24 \text{ m}$$

dove:

A = superficie laterale minima di palo infisso (m²);

c = circonferenza del palo (m).

Pertanto, essendo il palo infisso per una lunghezza di 0,40 m, la verifica di resistenza all'estrazione risulta soddisfatta.

7.14 fogli elettronici per il predimensionamento della palizzata

Il primo passo è inserire i valori di input riguardanti la geometria della palizzata, i parametri geotecnici e i parametri di progetto. Nel caso specifico, nel file troverete dei fogli di calcolo che consentono di verificare la sezione del palo e l'equilibrio al ribaltamento di una palizzata.

Nel file troverete inoltre una tabella, simile a quella riportata nella videata successiva, dove inserire i valori di input utili per i successivi calcoli di predimensionamento della palizzata.

I dati da inserire sono limitati alle celle numeriche colorate in giallo.

Geometria della palizzata	
Altezza della palizzata	h <input type="text" value="0,80"/> [m]
Diametro del palo	D <input type="text" value="12"/> [cm]
Parametri geotecnici	
Peso specifico apparente del terreno	γ_T <input type="text" value="20"/> [kN/m ³] <i>(ved. Tab.1 della sez. F - NOTE)</i>
Angolo di attrito del terreno	? <input type="text" value="30"/> [°] <i>(ved. Tab.2 della sez. F - NOTE)</i>
Parametri di progetto	
Sovraccarico accidentale	q <input type="text" value="1"/> [kN/m ²] <i>(ved. Tab.3 della sez. F - NOTE)</i>
Tensione ammissibile del legno	$\sigma_{f,amm}$ <input type="text" value="10"/> [N/mm ²] <i>(ved. Tab.5 della sez. F - NOTE)</i>

Per quanto attiene il calcolo della verifica della sezione del palo, i dati da inserire sono limitati alle celle numeriche colorate in giallo nella videata di seguito.

Verifica della sezione del palo	
Diametro del palo verticale	D <input type="text" value="12"/> [cm]
Modulo di resistenza minimo	W <input type="text" value="170"/> [cm ³]
Tensione ammissibile del legno	$\sigma_{f,amm}$ <input type="text" value="10,00"/> [N/mm ²]
Coefficiente per flessione	$k_{w,f}$ <input type="text" value="1,00"/> <i>(ved. Tab.4 della sez. F - NOTE)</i>
Momento resistente massimo	$M_{f,lim}$ <input type="text" value="1,70"/> [kNm]
Interasse massimo tra i pali verticali	$L_{p,max}$ <input type="text" value="1,15"/> [m]
Interasse tra i pali verticali (<i>scelto</i>)	L_p <input type="text" value="1,10"/> [m]
L'interasse tra i pali verticali è corretto	
Tensione di esercizio del palo verticale	σ <input type="text" value="9,57"/> [N/mm ²] Verificata

$W = \frac{\pi D^3}{32}$
 $M_{f,lim} = k_{w,f} \cdot \sigma_{f,amm} \cdot W$

Per quanto attiene la verifica dell'equilibrio al ribaltamento, i dati da inserire sono limitati alle celle numeriche colorate in giallo nella videata di seguito.

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

Coeff. di sicurezza a ribaltamento	F	1,50	
<i>(il coeff. di sicurezza deve essere compreso tra 1,5-2,0)</i>			
Interasse tra i pali scelto (vedi Sez. C)	L_p	1,10 [m]	
Altezza della palizzata	h	0,80 [m]	
Peso specifico apparente del terreno	γ₁	20 [kNm ⁻³]	
Angolo di attrito del terreno	φ	30 [°]	
Coefficiente di spinta attiva	k_a	0,33	$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$
Coefficiente di spinta passiva	k_p	3,00	$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
Sovraccarico accidentale	q	1,00 [kNm ²]	
Spinta del sovraccarico	S_q⁽¹⁾	0,29 [kN]	$S_q^{(1)} = q \cdot k_a \cdot h \cdot L_p$
Spinta del sovraccarico	S_q⁽²⁾	0,11 [kN]	$S_q^{(2)} = q \cdot k_p \cdot i_b \cdot \frac{\pi D}{2}$
Spinta attiva del terreno	S_a⁽¹⁾	2,35 [kN]	$S_a^{(1)} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot k_a \cdot h^2 \cdot L_p$
Spinta attiva del terreno	S_a⁽²⁾	1,92 [kN]	$S_a^{(2)} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot k_a \cdot i_b^2 \cdot \frac{\pi D}{2}$
Spinta passiva del terreno	S_p	17,31 [kN]	$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot k_p \cdot i_b^2 \cdot \frac{\pi D}{2}$
Momento ribaltante	M_a	6,58 [kNm]	$M_a = S_q^{(1)} \cdot \left(\frac{h}{2} + i_b \right) + S_a^{(1)} \cdot \frac{h}{3} + S_q^{(2)} \cdot \left(\frac{h}{3} + i_b \right) + S_a^{(2)} \cdot \frac{h}{3}$
Momento ribaltante	M_c	10,10 [kNm]	$M_c = S_p \cdot \frac{i_b}{3}$
Equazione di equilibrio alle rotazioni intorno al punto C			
$S_q^{(1)} \cdot \left(\frac{h}{2} + i_b \right) + S_a^{(1)} \cdot \frac{h}{3} + S_q^{(2)} \cdot \left(\frac{h}{3} + i_b \right) + S_a^{(2)} \cdot \frac{h}{3} = S_p \cdot \frac{i_b}{3} \cdot \frac{1}{F}$			
Infissione di calcolo	i_a	1,75 [m]	$i_b = 0,8 \cdot i$
Profondità di infissione del palo	i	2,10 [m]	$i = 1,2 \cdot i_b$

Infine, nel file excel per il predimensionamento di una palizzata, troverete una tabella riassuntiva come quella riportata nella videata successiva, dove vengono appunto riassunti tutti i risultati ottenuti.

E) QUADRO RIASSUNTIVO DEI RISULTATI

Lunghezza totale del palo	L	2,90 [m]
Altezza della palizzata	h	0,80 [m]
Profondità di infissione del palo	i	2,10 [m]
Diametro del palo verticale	D	12 [cm]
Interasse dei pali	L_p	1,10 [m]
Tensione di esercizio del singolo palo	σ	9,57 [N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'opera	F	1,53

8 LA GRADONATA: DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA

La tipologia d'opera, adatta per la stabilizzazione di movimenti franosi superficiali la cui profondità non dovrebbe superare i 2 m, prevede la realizzazione di banchine orizzontali o sub orizzontali (gradoni), costituite da uno scavo inclinato a reggi poggio di circa $5^{\circ} \div 10^{\circ}$, nel quale viene posto a dimora materiale vegetale vivo autoctono (talee e/o arbusti a radice nuda o a fitocella). Viene realizzata su scarpate e pendii franosi, anche in ambito stradale e ferroviario, con inclinazioni minori di 40° rispetto all'orizzontale. Il materiale vegetativo svolge un'azione di consolidamento e di drenaggio, mentre la disposizione in filari orizzontali o leggermente inclinati, distanti un paio di metri l'uno dall'altro previene l'erosione superficiale, favorendo la riduzione idrica e il deflusso controllato.

Normalmente vengono realizzate tre tipologie di gradonate differenti:

- la gradonata con talee (sistemazione a cespuglio secondo Schiechtl);
- la gradonata con piantine (sistemazione a siepe secondo Schiechtl);
- la gradonata mista con talee e piantine (sistemazione a siepe-cespuglio secondo Schiechtl);
- a riporto su rilevati.



Foto 6 - Gradonate viva di sostegno in Val Solda (BZ) - 2000.



Foto 7 - Gradonata su un tratto stradale.



Foto 8 - Gradonata su un versante.

8.1 Funzionalità

La disposizione in filari, intercettando le acque superficiali, contrasta in maniera efficace l'erosione superficiale ed i piccoli movimenti franosi, impedendo che le acque acquistino l'energia necessaria a movimentare gli strati superficiali del substrato, favorendo al tempo stesso la ritenzione idrica e il deflusso controllato.

L'utilizzo di materiale vegetativo vivo fa sì che, una volta che abbia attecchito e si sia sviluppato, il consolidamento del terreno ed il drenaggio siano assicurati grazie all'apparato radicale delle specie vegetali e alla traspirazione fogliare, che consuma acqua sottraendola attraverso le radici dal suolo.

- **Gradonata con talee:** è una sistemazione stabilizzante con un ottimo effetto in profondità; non è adatta a trattenere il terreno vegetale;
- **gradonata con piantine radicate:** forniscono un consolidamento mediocre del terreno, però efficace immediatamente dopo la messa a dimora; grazie alla radicazione lungo tutto il fusto interrato, si ottiene una coesione del terreno più profonda ed intensiva. È fattibile solo su stazioni favorevoli; richiede una notevole quantità di materiali;
- **gradonata mista con talee e piantine:** ha costi più elevati rispetto agli altri tipi di gradonate, ma presenta il vantaggio di un rapido raggiungimento di un'associazione vegetale stabile, costituita sia da specie preparatrici (salici) che da specie definitive (ontani);
- **gradonata a riporto:** eseguite durante la formazione del riporto.

8.2 Applicabilità e suoi limiti

Utile per la stabilizzazione superficiale di scarpate naturali e artificiali, di rilevati e accumuli di materiale sciolto, di zone in erosione e frane.

- **Gradonata con talee:** sono la tipologia di gradonate più adatte a terreni ripidi, poveri e caratterizzati da movimenti superficiali, perché consentono un rapido consolidamento del terreno;
- **gradonata con piantine radicate:** generalmente utilizzate su terreni buoni, ricchi di sostanze nutritive, in località climatiche favorevoli. Sono utili su terreni dove non è necessaria una notevole stabilizzazione del pendio, quanto piuttosto la realizzazione di un soprassuolo arboreo definitivo, senza fasi intermedie con vegetazione pioniera;
- **gradonata mista con talee e piantine radicate:** è la tipologia di gradonate più sicura per la sistemazione di modeste frane superficiali.

Per quanto riguarda la modalità costruttiva, inoltre, le gradonate possono essere eseguite in due modi differenti, a seconda delle applicazioni:

- tramite scavo dei gradoni;
- in concomitanza con il riporto di materiale: il piano di lavoro costituisce esso stesso il gradone dell'intervento.

Il secondo viene utilizzato su strade, riempimenti e ferrovie, su rilevati artificiali e scarpate, mentre il primo viene utilizzato nei casi di sistemazione di versanti instabili.

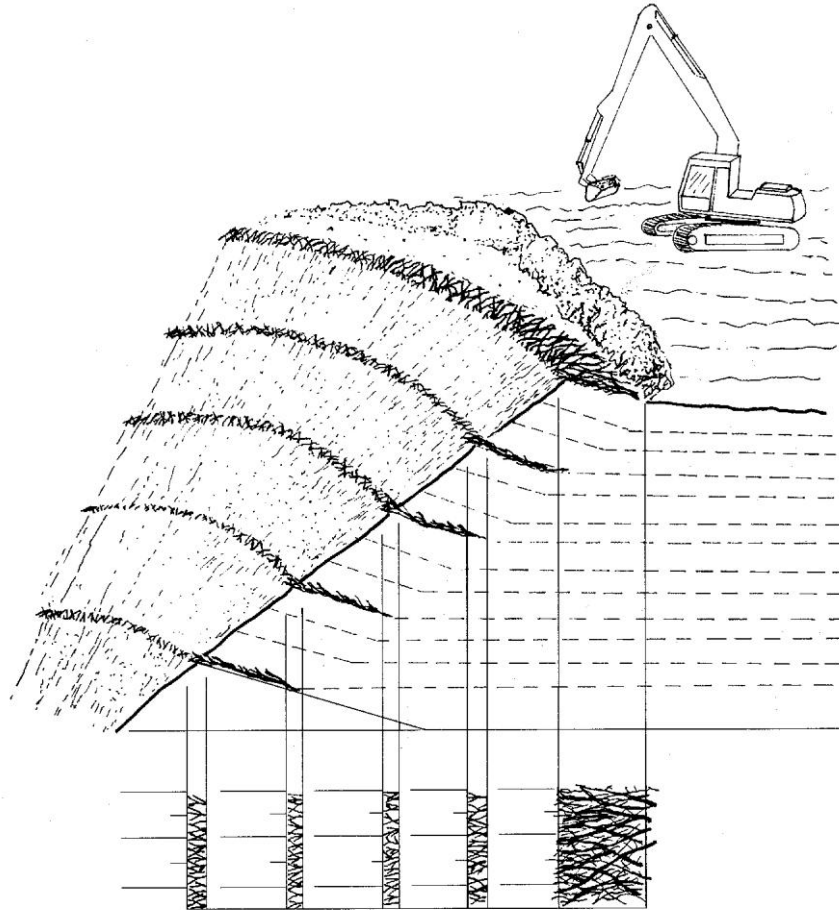


Figura 67 - Sezione tipo di gradonata viva a riporto.

Nel 2005, sono state sottoposte a controllo diverse gradonate vive, di diversa età, fino a 25 anni di età, in otto diverse stazioni dell'Alto Adige; sono stati rilevati lo sviluppo del soprassuolo e lo sviluppo dell'apparato radicale.

I risultati di tale monitoraggio si possono così riassumere:

1. in caso di mancanza di fissaggio al piede, l'integrazione della zona di versante sistemata alle condizioni di contorno stabili è risultata scarsa; si è rilevato il perdurare della instabilità o il comparire sul versante sistemato di piccole zone di distacco;
2. le condizioni del versante (quota, esposizione, pendenza, ecc.) determinano anche a livello micromorfologico differenze sostanziali di riuscita;
3. l'impiego di talee troppo corte o troppo sottili, la messa a dimora con geotropismo errato, l'impiego esclusivo di piantine radicate a radice nuda, così come l'insufficiente quantitativo di materiale di copertura, sono tra le principali cause di insuccesso della tecnica.
4. anche dopo i primi 25 anni, è ancora fortemente visibile la struttura del soprassuolo a fasce orizzontali;
5. gli ontani ed i salici sono risultate le specie che si sono mostrate più adatte alla tecnica costruttiva;
6. nel caso di forte impiego di ontano (a rapida crescita), è necessario intervenire con azioni di manutenzione per garantire la diversità vegetazionale del soprassuolo (diradamenti);

7. le principali cause di scarsa vitalità della vegetazione del soprassuolo che si forma grazie all'impiego di tale tecnica sono riferibili a danni dovuti a schianto o ferimenti causati da rotolamenti di sassi;
8. l'insufficiente messa in sicurezza dei margini instabili dei versanti (zona di contatto tra sistemazioni e versante) provocano la non sufficiente chiusura del cotico erboso tra un gradone e l'altro, a causa del continuo distacco del materiale;
9. si è trovata una correlazione tra lo sviluppo dell'apparato epigeo e quello ipogeo, soprattutto per quanto riguarda i salici, dove le rispettive masse tendono ad eguagliarsi. La mescolanza specifica vegetazionale ha dimostrato di essere in grado di produrre un apparato radicale più sviluppato ed intrecciato, determinando nel complesso una maggiore efficacia della tipologia costruttiva;
10. le gradonate vive producono, come effetto, un alto grado di copertura del suolo con effetti positivi sull'erosione ed esercitano una importante funzione contro il rotolamento dei sassi a valle, anche nel caso di piante morte;
11. la causa di fallimento è spesso il mancato drenaggio delle acque provenienti dalla parte superiore del versante stesso.

8.3 Vantaggi

- Esecuzione semplice e rapida;
- consolidamento in profondità; radicazione profonda con effetto di drenaggio, viene impedita sia l'erosione, sia il movimento del terreno;
- diminuisce la velocità di deflusso delle acque di ruscellamento superficiali, riducendo i movimenti franosi;
- aumenta l'infiltrazione efficace del suolo rispetto alla precipitazioni;
- trattiene i massi in rotolamento verso valle e la neve;
- rapida rivegetazione del versante; la messa a dimora di latifoglie radicate consente di raggiungere più rapidamente uno soprassuolo misto più stabile;
- creazione di un giacimento vegetale per altri interventi con materiale vivo da prelevare dal selvatico;
- tecnica eseguibile sia a mano che con mezzi meccanici;
- tecnica facilmente abbinabile a drenaggi tecnici, fungendo essa stessa da drenaggio.

8.4 Svantaggi

- Richiede abbondante materiale vivo;
- a causa della diversa velocità d'accrescimento delle diverse latifoglie, la vegetazione che si sviluppa dalle piantine radicate, a volte, data la sua maggiore velocità di accrescimento, potrebbe soffocare quella che si sviluppa da talee, per cui potrebbe essere preferibile un inserimento delle piantine non nei gradoni, ma tra le file di talee;
- non possono essere utilizzate per scarpate in roccia o con roccia affiorante o con terreno poco profondo;

- necessità di manutenzione della parte epigea nei primi 10÷12 anni (diradamenti bassi nella misura del 30%, selezionando le piante danneggiate e cercando di ridurre, per esempio, gli ontani rispetto ai salici in quanto crescono più velocemente);
- possibilità di rottura del fusto all'altezza del callo terminale (dove la pianta piega verso l'alto) per carichi da neve o vento;
- erosione alla base del gradone tra le talee e le piantine radicate, con aumento della parte fuori terra (con conseguente aumento dell'effetto leva);
- possibile non intercettamento del piano di scivolamento (se profondo) da parte dell'apparato radicale delle piante;
- geometricità dell'intervento, che permane anche a distanza di anni dall'intervento;
- tecnica che può risultare costosa per l'elevato fabbisogno di materiale vegetale (soprattutto nel caso di non disponibilità nelle vicinanze o legato all'impiego di materiale vegetale particolare.

8.5 Caratteristiche di applicabilità dell'opera

In quanto opera di stabilizzazione, la gradonata è soggetta alle disposizioni del D.M. 11 marzo 1988 in materia di norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Dalla tabella che segue (tratta dal *Manuale della regione Toscana*, 2000, e modificata da Palmeri, 2002), si evince un riassunto delle caratteristiche di applicabilità della gradonata:

Tecnica	Impiego	Dimensioni	Efficacia tecnica	Efficacia ecologica	Vantaggi	Svantaggi	Costo
Gradonata con talee, eventualmente con piantine radicate	Consolidamento di scarpate anche molto ripide e di rilevati; su pendii molto ripidi con elevato rischio di erosione è consigliabile adottare un'armatura in tondame, mentre in stazioni aride con terreni sciolti un rinforzo longitudinale sec. Rainer	$B = 0,8 \div 1,5$ (fino a 5 m nei rilevati) $L = 2 \div 3$ (5) m $\beta'' = 5^\circ \div 10^\circ$	Elevata	Elevata	Azione in profondità; esecuzione semplice e rapida; utilizzo di materiale vivo di ogni tipo; esecuzione manuale o meccanizzata; con l'inserimento di piantine di accelerazione della successione; la più efficace delle sistemazioni	Necessità di elevate quantità di materiale vivo; cattiva ritenuta del terreno; difficoltà di sviluppo su falde detritiche in stazioni aride a seconda delle specie impiegate; forte impiego di materiale vivo	Medio - basso

					i stabilizzanti		
--	--	--	--	--	--------------------	--	--

Tabella 42 - Prospetto delle caratteristiche di applicabilità della gradonata.

dove:

B = distanza tra i gradoni trasversali al versante (m);

L = lunghezza delle fascine, delle talee o della ramaglia;

β'' = contropendenza dello scavo del gradone (espressa in gradi).

8.6 Voce di capitolato

(Tratto da – *Linee guida per capitolati speciali per interventi di Ingegneria Naturalistica* – Ministero Ambiente 2006 – Rivista Palmeri 2010)

Gradonata viva:

- a) con ramaglia viva di salici, tamerici, ecc.;
- b) con latifoglie radicate;
- c) mista;
- d) su rilevato a riporto.

Stabilizzazione di pendii mediante scavo di gradoni o terrazzamenti, con profondità in genere di $0,50 \div 1$ m, con pendenza verso l'interno di $5^\circ - 10^\circ$ e del pari contropendenza trasversale di almeno 10° , per favorire il drenaggio e realizzazione di file parallele dal basso verso l'alto con interasse $1,50 \div 3$ m, riempiendo la gradonata inferiore con il materiale di scavo di quella superiore.

La contropendenza trasversale è da valutare nel caso di ambienti aridi, per evitare l'eccessivo sgrondo delle acque.

I gradoni possono venire realizzati secondo le curve di livello (orizzontali) o leggermente inclinati verso un lato, in modo da favorire il drenaggio. A tale scopo, si possono prevedere drenaggi tecnici a tergo delle talee o piantine radicate. Per inclinazioni del pendio di $25^\circ \div 30^\circ$, si consiglia una distanza tra gradoni successivi di $1 \div 1,50$ m, mentre per inclinazioni inferiori a 20° una distanza pari a $2 \div 3$ m. La distanza reciproca tra i gradoni è, inoltre, funzione del grado di umidità del terreno: quanto maggiore è il tasso di umidità, tanto minore sarà l'interasse.

Per quanto riguarda i materiali, le talee o la ramaglia di salice (disposte a pettine) devono avere lunghezza > 100 cm ($10 \div 20$ cm $>$ della profondità dello scavo) e preferibilmente di diametro minimo di $3 \div 7$ cm; le piantine radicate di latifoglie resistenti all'inghiaimento (spesso ontano) devono avere un'altezza di 100 cm ($10 \div 20$ cm $>$ della profondità dello scavo) e un diametro di $1 \div 3$ cm.

a) con messa a dimora, in appoggio al gradone, di **ramaglia** con tutte le ramificazioni di piante legnose con capacità di riproduzione vegetativa (salici, tamerici, ecc., favoriscono la diminuzione del contenuto d'acqua del terreno rendendolo più stabile) in numero di almeno 10 pz/m, disposta in modo incrociato alternando le diverse specie e i diversi diametri (età) dei rami. I rami devono sporgere per almeno $15 \div 20$ cm (in modo che sporgano $7 \div 8$ gemme) e gli interstizi tra i rami devono essere accuratamente intasati di terreno, per evitare eccessive circolazioni di aria e disseccamento; nel caso di impiego di talee di diametro consistente, la disposizione delle talee sul gradone avviene a pettine;

b) con messa a dimora, in appoggio al gradone, di **piante radicate di latifoglie** resistenti all'inghiaimento e in grado di formare radici avventizie, di $2 \div 3$ anni, in ragione di $5 \div 20$ piante per

metro e poste una vicino all'altra (a pettine), a seconda della specie, ed aggiunta di terreno vegetale, paglia o compost verde per il miglioramento delle condizioni di crescita. Le piante dovranno sporgere per almeno un terzo della loro lunghezza;

c) vengono formate **file alterne di gradonate con ramaglia e gradonate con piantine radicate** o vengono formati gradoni in cui la ramaglia viva viene sistemata unitamente a piante a radice nuda, in modo combinato con le modalità di cui alle varianti a) e b);

d) la messa a dimora della ramaglia viva avviene durante la **costruzione a strati dei rilevati** (ad esempio, stradali, ferroviari o arginali). La ramaglia (10÷30 rami per metro) viene appoggiata sul ciglio del rilevato, può avere lunghezza di 2 o più m (in funzione della presenza di aria nel rilevato) e viene ricoperta dallo strato successivo del rilevato. Indipendentemente dalla lunghezza i rami non dovranno sporgere più di 15÷20 cm dal terreno (7÷8 gemme).

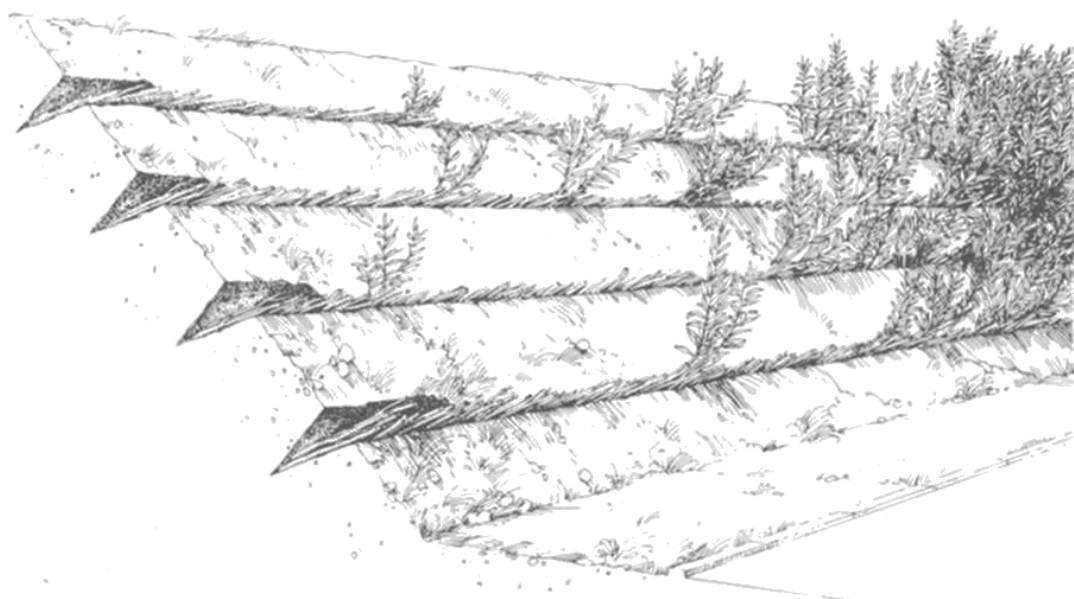


Figura 68 - Gradonata viva

8.7 Materiali impiegati

- talee o ramaglia di salice con $L > 100$ cm ($10 \div 20$ cm $>$ della profondità dello scavo) e diametro = $3 \div 7$ cm;
- piantine radicate di latifoglie resistenti (spesso ontano) di $h = 100$ cm ($10 \div 20$ cm $>$ della profondità dello scavo) e diametro = $1 \div 3$ cm.

8.8 Schema costruttivo

Una prima fase è costituita dalle operazioni di preparazione preliminare del sito ed in particolare: l'eventuale disboscamento e/o diradamento, lo sfalcio della vegetazione, le modifiche morfologiche, la pulizia, il disaggio e la messa in sicurezza.

In un secondo momento, si predispone la sede di posa mediante scavo di un piano orizzontale con inclinazione in contropendenza di almeno 10° (Stangl, 2006) con profondità di $60 \div 100$ cm, iniziando l'intervento dal piede della scarpata.

La realizzazione dei gradoni, nel caso in cui il lavoro venga eseguito manualmente, si effettua sempre dal basso verso l'alto. Qualora il lavoro fosse eseguito dalle macchine, si potrà procedere sia dal basso sia dall'alto in relazione alle condizioni di accessibilità, anche se è preferibile iniziare dall'alto per garantire una maggiore sicurezza agli operai che piantano le talee sui gradoni realizzati,

in quanto la macchina si troverebbe sempre ad un livello inferiore rispetto a loro. Naturalmente tale regola dipende anche dalla pericolosità del versante, dall'accessibilità della zona o da altre condizioni che devono essere preventivamente valutate caso per caso.

Si procede quindi con la posa del materiale vegetale (talee), di lunghezza tale da venire in contatto posteriormente con il substrato e anche con la parete dello scavo, in modo tale da sporgere per 15÷20 cm dalla struttura (7÷8 gemme).

Per quanto concerne la disposizione spaziale dei singoli elementi vegetali, vi sono due possibilità:

- disposizione parallela o "a pettine" dei singoli elementi: è utilizzata se si usano piantine radicate o misto piantine e talee, anche di robusto spessore. Il materiale viene disposto ortogonalmente alla direzione di scavo;
- disposizione incrociata dei singoli elementi vegetativi: è utilizzata nel caso vengano usate solo talee. Si specifica, che dalle ricerche svolte da Stangl nel 2006, la disposizione più efficace del materiale vegetale è risultata essere quella incrociata.

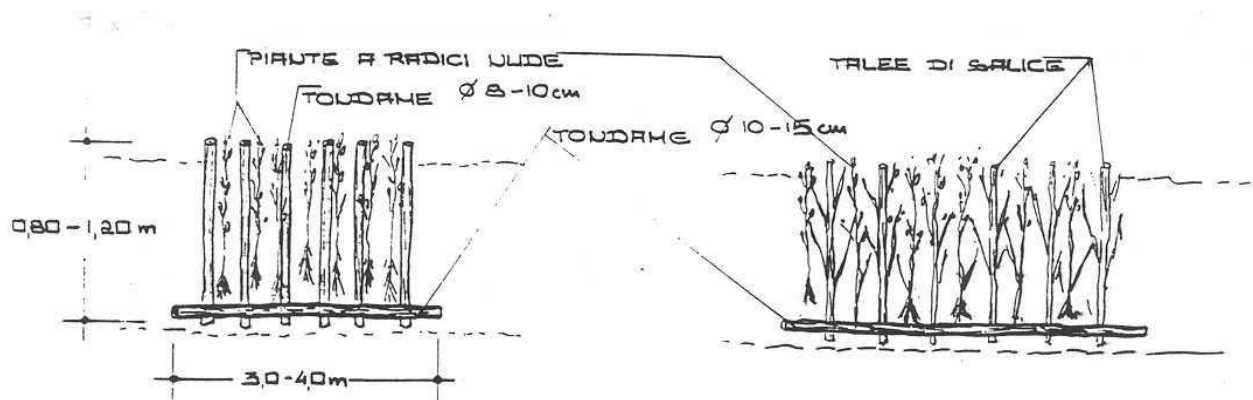


Figura 69 - Disposizione a pettine delle talee e delle piantine radicate in una gradonata viva.

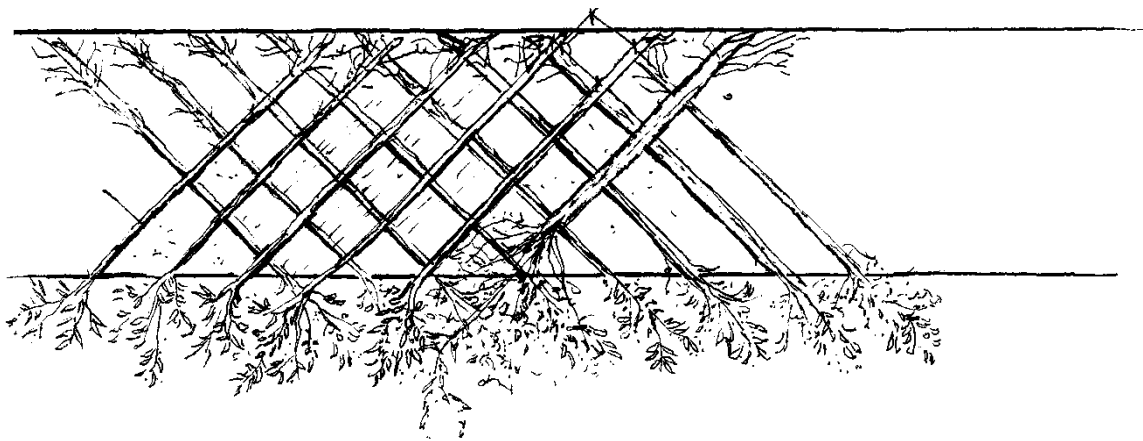


Figura 70 - Disposizione incrociata delle talee in una gradonata viva.

Il primo metodo viene solitamente preferito, in quanto è di più semplice comprensione e realizzazione da parte degli addetti ai lavori, soprattutto se si desidera che le talee e le piantine radicate di diverse specie vengano messe a dimora con rapporti predefiniti di mescolanza (per esempio, una talea di salice, una piantina di ontano, una piantina di altra specie); il metodo presenta un minore intasamento con terreno tra le talee e le piantine radicate, provocando il possibile innesco di fenomeni di erosione superficiale.

La disposizione incrociata, invece, presenta maggiori difficoltà di esecuzione, ma permette di utilizzare elementi con lunghezze superiori alle profondità dello scavo, pur presentando il rischio di

un non corretto intasamento con il terreno, lasciando spazi con aria, che tendono a far essiccare parti della talea o le radici delle piantine radicate.

Si ha in ogni caso:

- maggiore resistenza, dato che il volume radicale è potenzialmente maggiore;
- maggiore copertura del gradone;
- possibilità di utilizzare, a parità di scavo, talee più lunghe.



Foto 9 - Gradonate vive di sostegno - Chiesa Ss. Protomartiri - Roma (RM) - 2010.

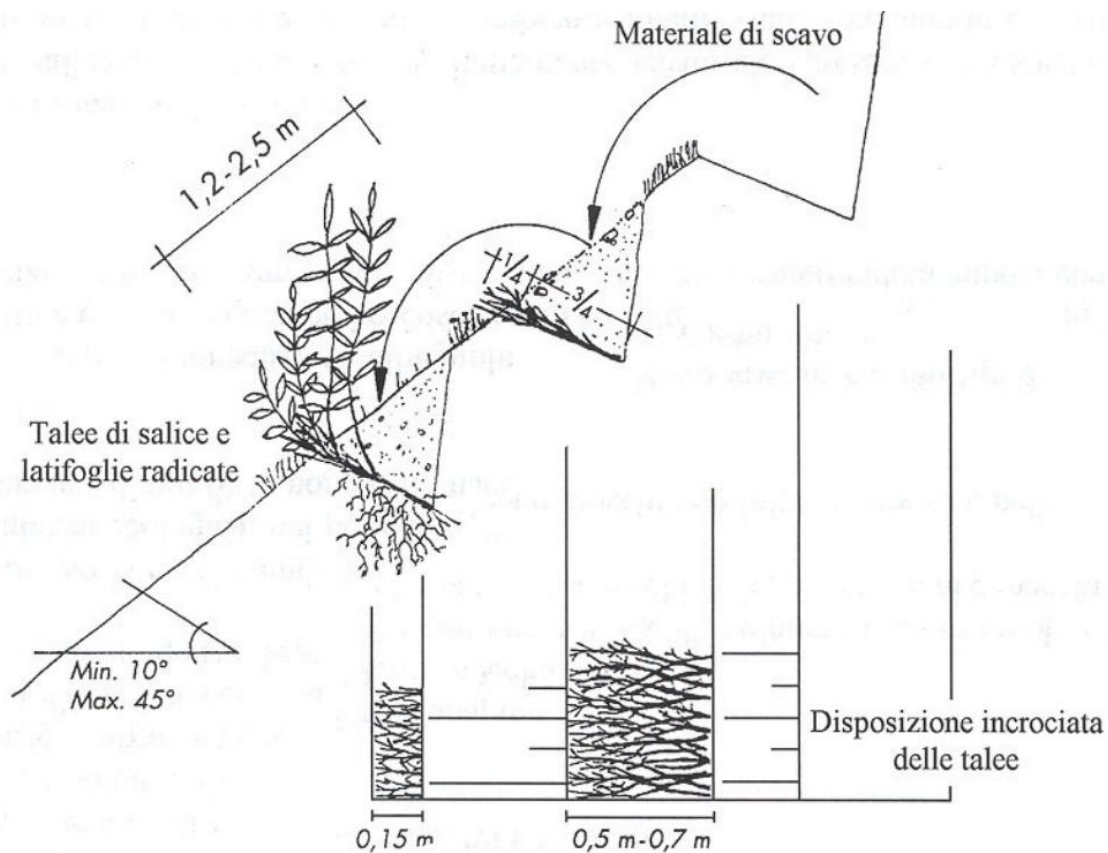


Figura 71- Schema illustrativo di una gradonata mista con talee e piantine. Particolare della disposizione incrociata delle talee.

Naturalmente il materiale utilizzato deve essere autoctono ed è necessario mettere in atto alcuni accorgimenti per la sua messa a dimora come, ad esempio, posarlo nel minor tempo possibile o,

qualora questa condizione non fosse realizzabile, adottare le precauzioni per mantenere le talee in condizioni ottimali (al riparo dal sole, dal vento, dal gelo, da condizioni di aridità) o mantenere la base della talea immersa in acqua.

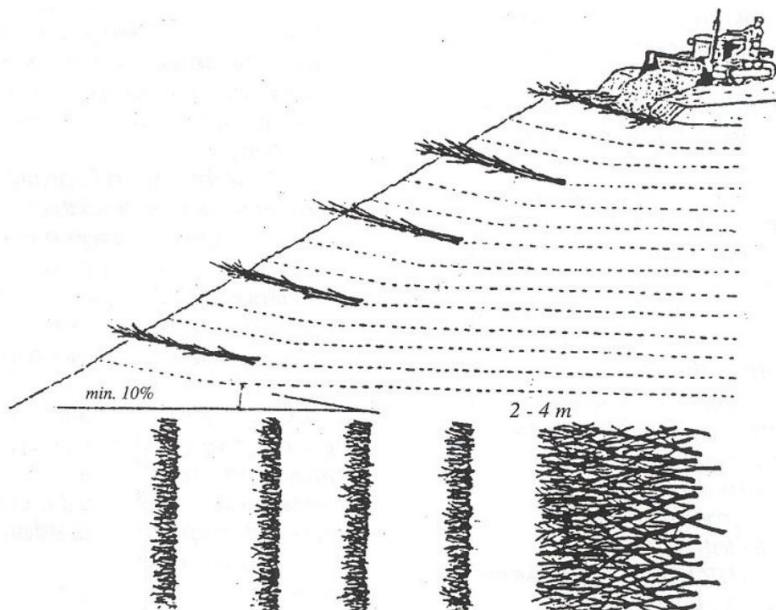


Figura 72 - Disegno illustrativo di una gradonata a riporto con talee.

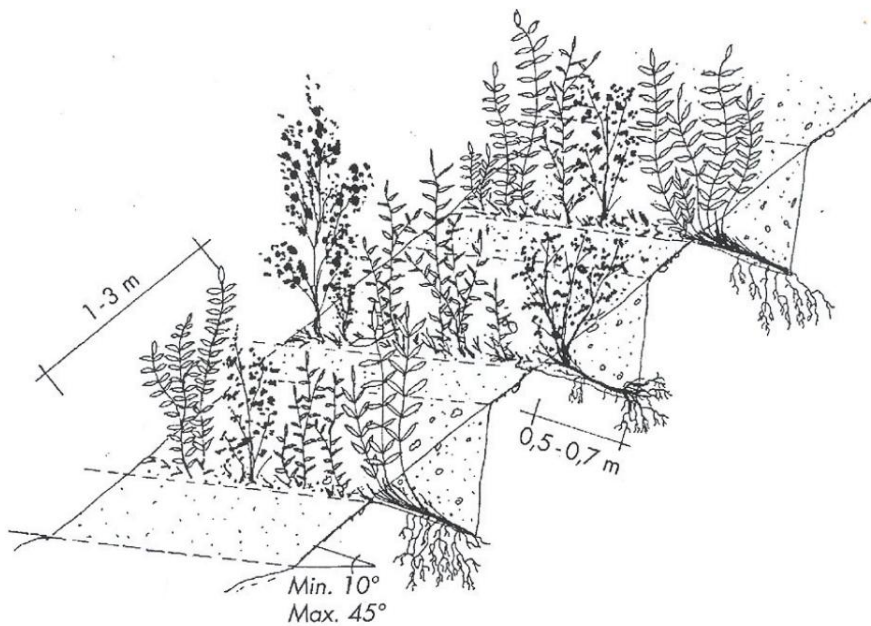


Figura 73 - Disegno illustrativo di una gradonata con piantine.

8.9 Verifiche generali

8.9.1 Stabilità e dimensionamento di una gradonata orizzontale

8.9.1.1 Generalità

Le gradonate sono opere che combinano la funzione di copertura esercitata dall'apparato epigeo con quella di stabilizzazione esercitata dall'apparato ipogeo. Oltre all'azione di rinforzo esercitata

dalle radici, le talee (o i fusti delle piantine) fungono da rinforzi in maniera analoga agli elementi sintetici delle terre rinforzate.

In prima approssimazione, la parte viva della gradonata viva, ovvero le talee e le piantine radicate, si comportano come chiodature, la cui resistenza è data dalle caratteristiche fisico-meccaniche del legno delle singole specie utilizzate, trascurando l'apporto dell'apparato radicale in quanto la verifica è sempre effettuata al tempo "zero" di fine cantiere.

Per prima cosa, è necessario porre attenzione alla profondità di scorrimento del movimento franoso.

Questo può essere determinato per via strumentale - prove penetrometriche (PLT) - andando ad individuare il piano di scorrimento, oppure attraverso l'effettuazione di uno scavo a profilo, tipo pedologico, finalizzato all'individuazione della profondità di scorrimento.

Tale operazione è indispensabile per poter valutare l'impiegabilità della tecnica e per il dimensionamento della profondità necessaria del gradone da realizzare, per stabilizzare il versante.

Per un corretto dimensionamento, bisogna tuttavia porre attenzione ad alcuni particolari:

- le gradonate vive vengono in genere realizzate dove c'è presenza di acqua nel terreno e, pertanto, l'angolo di attrito interno risulta minore a parità di inclinazione (contributo negativo alla stabilità dovuto alla presenza di acqua);
- è necessario tenere presente le caratteristiche del terreno (incoerente o coerente): nel caso di terreni incoerenti, il mio riferimento sarà l'angolo di attrito interno, mentre nel caso di terreni coerenti dovrò impiegare i limiti di Atterberg per definire le condizioni limite;
- se da una parte è vero che l'apparato radicale può arrivare a 2,50÷3 m di profondità, è altrettanto vero che si ottiene l'approfondimento dell'apparato radicale al passare del tempo (da fine cantiere in poi) e che lo sviluppo in profondità ha un suo limite in relazione al contenuto in aria nel terreno (se diminuisce la presenza di aria nel terreno, lo sviluppo in profondità rallenta o si arresta, pertanto anche le caratteristiche del terreno sono influenti, in quanto in terreni pesanti e asfittici l'approfondimento dell'apparato radicale sarà minore);
- va tenuto presente che tanto maggiore è la quota altitudinale, tanto minore è il periodo di crescita vegetativa, pertanto tanto minore è il tempo a disposizione dell'apparato radicale per svilupparsi;
- realizzare dei gradoni con profondità maggiore di 1 m circa, vorrebbe dire che la tecnica prescelta è sottodimensionata rispetto al problema da affrontare.

8.9.1.2 Fattore di sicurezza

Per valutare il fattore di sicurezza dei versanti sistemati a gradonata, in funzione sia delle caratteristiche geometriche e geotecniche del versante, sia in funzione dei parametri progettuali della sistemazione (numero, lunghezza e diametro delle talee, distanza tra i gradoni), il rinforzo esercitato dalle talee può essere calcolato basandosi sull'analisi delle forze all'equilibrio limite, in particolare calcolando la resistenza mobilizzata dal rinforzo al di sotto del generico piano di scivolamento.

Il fattore di sicurezza (FS) del pendio è dato dalla seguente relazione (cfr. figura seguente)

$$FS = \frac{cl_1 + nR \sin \alpha + \beta + \gamma_t - \gamma_a m z \cos^2 \beta l_1 \operatorname{tg} \varphi}{\gamma_t l_1 z \sin \beta \cos \beta - nR \cos \alpha + \beta}$$

dove:

- z è la profondità del generico piano di scivolamento [m];
- m è la frazione di z interessata dalla falda;
- γ_t è il peso nell'unità di volume del terreno [kN/m^3];
- γ_w è il peso specifico dell'acqua [kN/m^3];
- c è la coesione del terreno [kN/m^2];
- n è la densità delle talee [numero/m];
- s è lo spessore del terreno al di sopra del piano di scivolamento [m];
- s^* è la lunghezza della talea sopra il piano di scivolamento [m];
- l_3 è la lunghezza della talea [m];
- $(l_3 - s^*)$ è la lunghezza della talea al di sotto del generico piano di scivolamento [m];
- β è l'inclinazione del versante;
- α è l'inclinazione del piano di posa delle talee;
- φ è l'angolo di resistenza al taglio del terreno;
- R è la resistenza allo sfilamento mobilizzata dalla talea [kN/m].

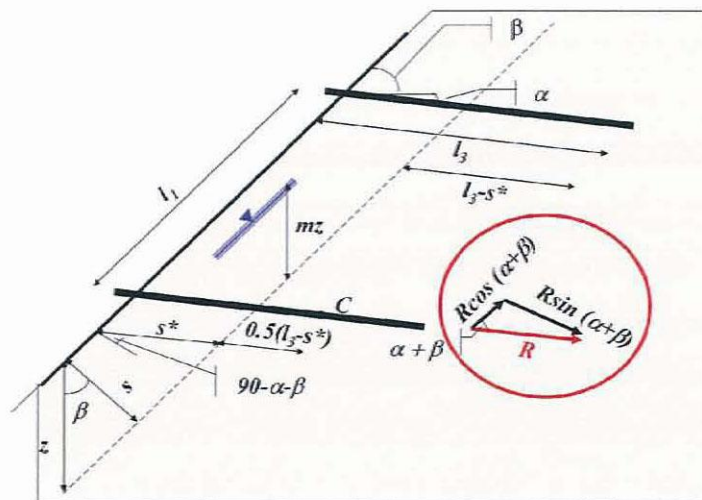


Figura 74 - Diagramma delle forze agenti su un versante sistemato con gradonate vive.

Nel caso dei rinforzi sintetici, si assume che la forza mobilizzata, R , sia rappresentata dalla resistenza allo sfilamento assicurata dalle forze d'attrito all'interfaccia terreno-rinforzo. Nel caso delle talee, tale meccanismo è valido solamente nel primo periodo dopo la messa a dimora, in quanto già dopo pochi mesi la talea ha emesso una significativa quantità di germogli radicali.

Bischetti e Vitali (2001) hanno osservato, per talee di salice rosso dopo tre mesi dalla messa a dimora, un numero medio dei germogli radicali (sebbene solamente di pochi centimetri) che andava da alcune decine fino ad oltre cento per metro.

Nel caso delle talee che hanno emesso radici, quindi, durante lo sfilamento, oltre alle forze di attrito, viene mobilizzata una resistenza dovuta alla presenza delle radici che si originano dalla talea

stessa. Per valutare tale resistenza è ragionevole ipotizzare che il punto più debole dei germogli radicali sia la loro inserzione sulla talea. La forza d'attrito complessiva che si genera tra il terreno e le singole radici che compongono le ramificazioni di ciascun germoglio, infatti, può essere assunta superiore alla resistenza alla trazione del germoglio nel suo punto d'inserzione.

Da Bischetti e Vitali (2001) sono state calcolate le distanze massime tra i gradoni, affinché sia garantito un fattore di sicurezza superiore a 1,30 nel caso di una gradonata realizzata con talee di salice rosso di 1 metro di lunghezza, poste a dimora con un angolo del gradone di 10° ed una densità di 10 talee/m.

Nella tabella che segue sono riportati i valori per diverse tipologie di terreno, caratterizzati da angoli di resistenza al taglio di 27°, 30°, 35° e 40°, senza considerare, in via cautelativa, l'eventuale coesione del terreno ed adottando un peso specifico del terreno di 20 kN/m³ (in tali casi, il fattore di sicurezza - FS - per versanti non sistemati è sempre inferiore a 1,30, salvo il caso di un terreno con ϕ di 40° e inclinazione 25°). I calcoli sono stati effettuati per due diversi gradi di saturazione (0,50 e 0,70) e per profondità di 50 cm e 70 cm, ponendosi nella condizione di fine lavori, trascurando cioè il contributo delle radici.

m = 0,50	$\Phi = 27$		$\Phi = 30$		$\Phi = 35$		$\Phi = 40$	
	z=0,50	z=0,70	z=0,50	z=0,70	z=0,50	z=0,70	z=0,5	z=0,7
25	4,50	-	6,50	-	10	-	10	-
30	4,50	-	6	-	9	-	10	-
35	5	2,50	6	2,50	8	2,50	10	4
40	5	2,50	6,50	2,50	8	3	9,50	5
45	5,50	2,50	7	3,50	8	4	9	5

Tabella 43 - Prospetto dei valori per le diverse tipologie di terreno, caratterizzati da angoli di resistenza al taglio di 27°, 30°, 35° e 40°, per il grado di saturazione 0,5 e per profondità di 50 cm e 70 cm.

m = 0,70	$\Phi = 27$		$\Phi = 30$		$\Phi = 35$		$\Phi = 40$	
	z=0,50	z=0,70	z=0,50	z=0,70	z=0,50	z=0,70	z=0,50	z=0,70
25	4	-	4,50	-	7	-	10	-
30	4,50	-	4,50	-	7	-	10	-
35	4,50	2,50	5	2,50	7,50	2,50	9	3
40	4,50	2,50	5	2,50	7,50	2,50	9	4
45	4,50	2,50	5	2,50	8,50	3	9	4,50

Tabella 44 - Prospetto dei valori per le diverse tipologie di terreno, caratterizzati da angoli di resistenza al taglio di 27°, 30°, 35° e 40°, per il grado di saturazione 0,7 e per profondità di 50 cm e 70 cm.

I valori della successiva tabella sono quelli calcolati per la medesima situazione dopo un periodo di 15 mesi.

$m = 0,50$	$\Phi = 27$		$\Phi = 30$		$\Phi = 35$		$\Phi = 40$	
Inclinazione (°)	$z = 0,50$	$z = 0,70$	$z = 0,50$	$z = 0,70$	$z = 0,50$	$z = 0,70$	$z = 0,50$	$z = 0,70$
25	10	-	10	-	10	-	10	stabile
30	10	7,50	10	8,50	10	10	10	10
35	10	8,50	10	9	10	10	10	10
40	10	8,50	10	9	10	10	10	10
45	10	8,50	10	8,50	10	10	10	10

Tabella 45 - Prospetto dei valori per le diverse tipologie di terreno, caratterizzati da angoli di resistenza al taglio di 27°, 30°, 35° e 40°, per il grado di saturazione 0,5 e per profondità di 50 cm e 70 cm, dopo un periodo di 15 mesi.

$m = 0,70$	$\Phi = 27$		$\Phi = 30$		$\Phi = 35$		$\Phi = 40$	
Inclinazione (°)	$z = 0,50$	$z = 0,70$	$z = 0,50$	$z = 0,70$	$z = 0,50$	$z = 0,70$	$z = 0,50$	$z = 0,70$
25	10	-	10	-	10	-	10	-
30	10	6	10	7	10	9	10	10
35	10	8	10	8	10	9,50	10	10
40	10	8,50	10	9	10	9,50	10	10
45	10	9	10	9	10	9,50	10	10

Tabella 46 - Prospetto dei valori per le diverse tipologie di terreno, caratterizzati da angoli di resistenza al taglio di 27°, 30°, 35° e 40°, per due diversi gradi di saturazione (0,5 e 0,7) e per profondità di 50 cm e 70 cm, dopo un periodo di 15 mesi.

Dai risultati riportati è possibile evidenziare che l'efficacia della sistemazione aumenta all'aumentare dell'inclinazione del versante; tale effetto è dovuto sostanzialmente al fatto che a parità di profondità, mantenendo un'inclinazione del gradone di 10°, la porzione di talea che si trova dietro il piano di taglio aumenta con la pendenza del piano stesso (si ricorda che, nel caso del pendio indefinito, il piano di taglio viene ipotizzato parallelo alla superficie).

Nel caso di inclinazioni inferiori a 30°, la porzione di terreno che può essere stabilizzata ($FS > 1,3$) con talee di 1 m, in genere non supera i 50 cm, mentre oltre i 30° supera i 70 cm.

Per quanto riguarda la distanza tra i gradoni, per versanti caratterizzati da materiale avente angolo di resistenza al taglio fino a 35°, la distanza minima non supera i 3 m (fino a 5 m per ϕ pari a 40°) al termine dei lavori; dopo 15 mesi, l'effetto delle radici, permette di ottenere la stabilizzazione del versante anche con distanze tra i gradoni di 7÷10 m.

Dal punto di vista puramente meccanico, infine, dai risultati emerge che, al fine di mantenere la maggior porzione possibile di talea oltre il piano di taglio, sarebbe opportuno variare l'inclinazione delle talee in relazione all'inclinazione del versante (l'optimum sarebbe quello di tenere le talee sempre ortogonali rispetto alla forza peso del terreno, perché offre alla resistenza la massima sezione resistente).

Visto da un altro punto di vista, la gradonata viva è una tecnica che interviene, con buoni risultati, per consolidare versanti in frana di materiale sciolto o per fissare scarpate e argini alti. Si è

calcolato che, dopo l'inserimento delle talee e piante radicate, la stabilità aumenta di circa un terzo (Schaarschmidt e Konecny, 1971 e Puglisi S., 2000).

Il **coefficiente di stabilità** può essere ricavato anche deduttivamente con la seguente relazione:

$$\eta = \frac{\tan \beta}{\tan \varphi}$$

dove:

β = angolo d'inclinazione della scarpata (o angolo limite)

φ = angolo d'attrito interno del terreno

Chiamando l la lunghezza della pendice da sistemare, a l'interasse dei gradoni, ds la profondità dei gradoni (figura 75), si definiscono:

- **rapporto di sistemazione:**

$$m = \frac{ds}{l}$$

- **numero dei gradoni:**

$$x = \frac{l}{a}$$

Pertanto, dal momento che sperimentalmente si è ottenuto

$$\tan \beta = \tan \varphi + 1,40 \left(1 - \frac{2}{x} \right) m$$

si può ricavare il coefficiente di stabilità η in funzione dell'angolo d'attrito interno del terreno e dei parametri geometrici dell'intervento:

$$\eta = \frac{\tan \varphi + 1,40 \left(1 - \frac{2}{x} \right) m}{\tan \varphi}$$

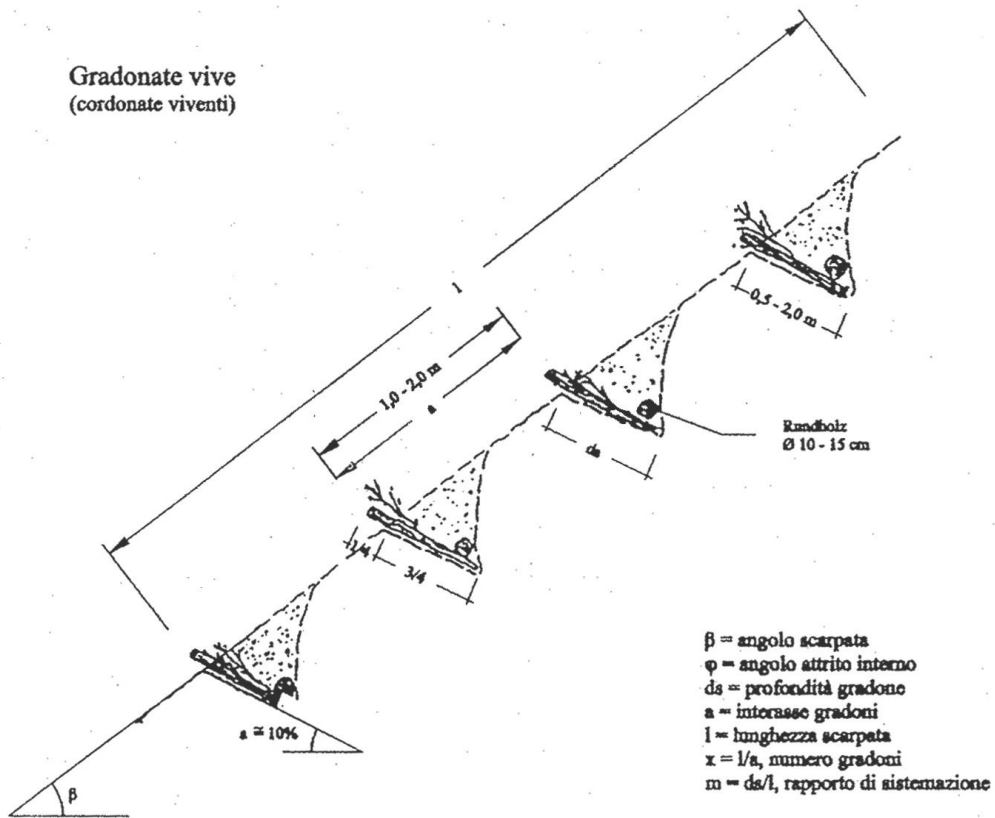


Figura 75 - Particolare esecutivo di una gradonata viva, con indicazione dei simboli usati nelle formule di Schaarschmidt e Konecny (da Florineth F., Gerstgraser, 1998-1999).

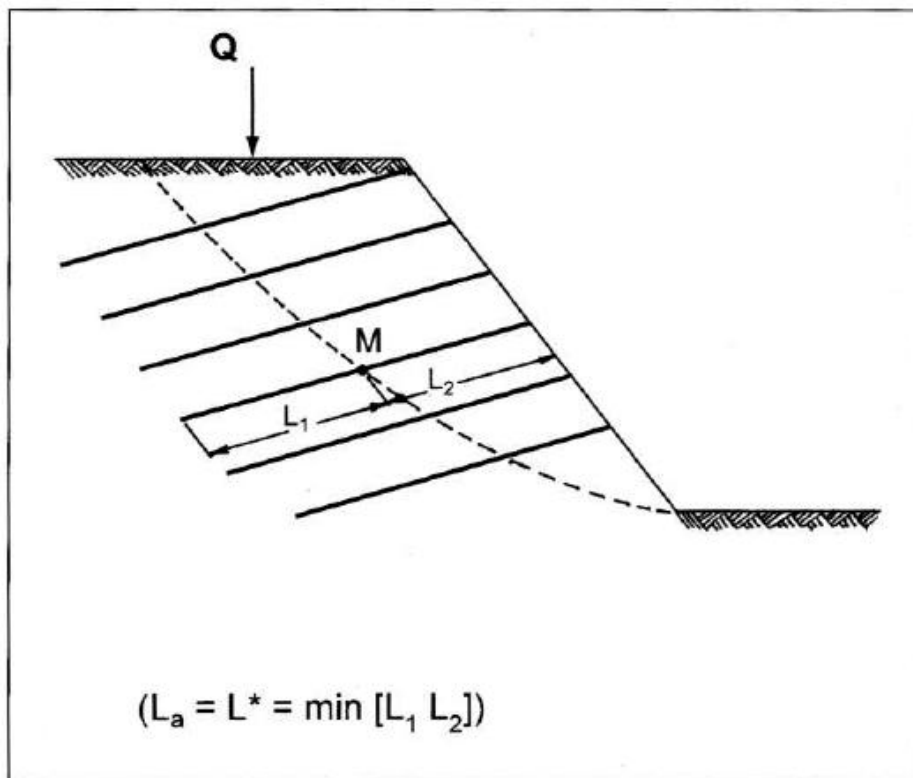


Figura 76 - Determinazione della lunghezza d'ancoraggio.

Riportiamo ora un esempio di calcolo (da Schaarschmidt e Konecny, 1971).

Lunghezza della scarpata: $L = 5 \text{ m}$

Distanza tra i gradoni: $a = 1 \text{ m}$

Profondità dei gradoni: $ds = 1 \text{ m}$

Angolo d'attrito:

$$\varphi = 27^\circ \quad (\tan \varphi = 0,51)$$

$$\eta = \frac{0,51 + 1,4 \times \left(1 - \frac{2 \cdot 1}{5}\right) \frac{1}{5}}{0,51}$$

$$\eta = \frac{0,51 + 1,40 \times 0,60 \times 0,20}{0,51}$$

$$\eta = \frac{0,51 + 0,17}{0,51} \qquad \eta = 1,33$$

Dalla figura 77, come atteso, si osserva che, mantenendo costante il rapporto di sistemazione ($m = 0,20$), il coefficiente di sicurezza η aumenta al diminuire della distanza tra i gradoni.

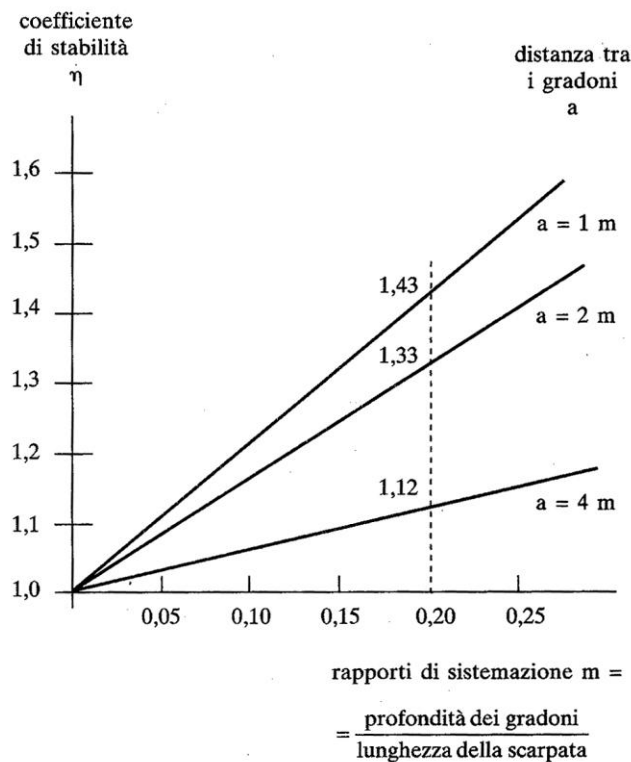


Figura 77 - Aumento del coefficiente di stabilità η di una scarpata dopo la costruzione di una gradonata, in relazione al variare della distanza tra i gradoni (Schaarschmidt und Konecny, 1971).

8.9.2 Stabilità e dimensionamento dei singoli elementi

8.9.2.1 Definizione del diametro minimo delle parti vive, resistenti a taglio, in funzione delle specie e rispetto al peso specifico del terreno sovrastante

Tra le condizioni da verificare molto importante, anche se spesso trascurata, vi è quella della resistenza della sezione legnosa delle talee, astoni o piantine radicate al peso specifico del terreno gravante su di essa.

L'elemento resistente che si oppone allo scorrimento dello strato instabile di terreno sovrastante è costituito dalla sezione legnosa della parte viva messa in opera.

Nell'ipotesi di calcolo sviluppata, si è tenuto conto naturalmente anche del numero di parti vive messe in opera per metro di gradone.

Ultimo parametro preso in considerazione è la resistenza specifica dei diversi tipi di legname.

Si ricava pertanto la sezione minima resistente per specie legnosa e pertanto si ricava il diametro minimo della talea, astone o piantina radicata da mettere in opera.

Seppure in fase di pre dimensionamento, tale dimensione risulta fondamentale per un corretto dimensionamento del materiale vivo e relativa accettazione in cantiere.

Nell'ipotesi di calcolo di dimensionamento della resistenza della sezione a taglio delle parti vive, si è escluso, in un primo momento, il cinematismo di sfilamento; questo è stato affrontato con calcolo a parte, in quanto la lunghezza di ancoraggio è funzione dell'attrito laterale che è strettamente collegato al diametro minimo della parte legnosa.

Per prima cosa, il calcolo prevede la determinazione della distanza tra i gradoni con le formule sopra riportate; come secondo passo è necessario determinare il volume di materiale che, scorrendo lungo la linea di massima pendenza, provocherebbe il tranciamento delle parti vive legnose che si oppongono allo scorrimento; evidentemente ci si riferisce a profondità di scorrimento modeste; per scorrimenti più profondi non si può ragionevolmente ipotizzare uno scorrimento parallelo al piano campagna.

I dati da inserire sono i seguenti:

- lo spessore di terreno instabile espresso in centimetri;
- il peso specifico del terreno espresso in kg/m^3 (nel foglio elettronico è riportata una tabella di riferimento);
- il numero di talee di progetto per metro di gradone;
- la resistenza a taglio della specie legnosa (tratta dalle tabelle di riferimento riportate nei fogli elettronici, che riassumono dati sperimentali ottenuti dalla letteratura scientifica).

Avremo quindi:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

dove:

- σ_t = tensione di rottura a taglio della parte legnosa;
- F = peso del volume del terreno incidente sulla sezione legnosa;
- A = sezione della parte legnosa.

Nota la specie vegetale, si ricava la tensione di rottura a taglio da valori tabellari.

Il valore di F , pari al peso del volume incidente sulla sezione legnosa, poiché non sono state considerate né l'inclinazione della talea verso monte, né che il piano di scorrimento è inclinato rispetto alla verticale (entrambe le approssimazioni sono a vantaggio della sicurezza), diventa W .

Noto il valore di A , pari alla sezione della parte legnosa ricavata dalla formula:

$$\frac{\pi}{4} d^2$$

avendo tutti i parametri definiti, l'unica incognita risulta il diametro (d) che si potrà quindi ricavare.

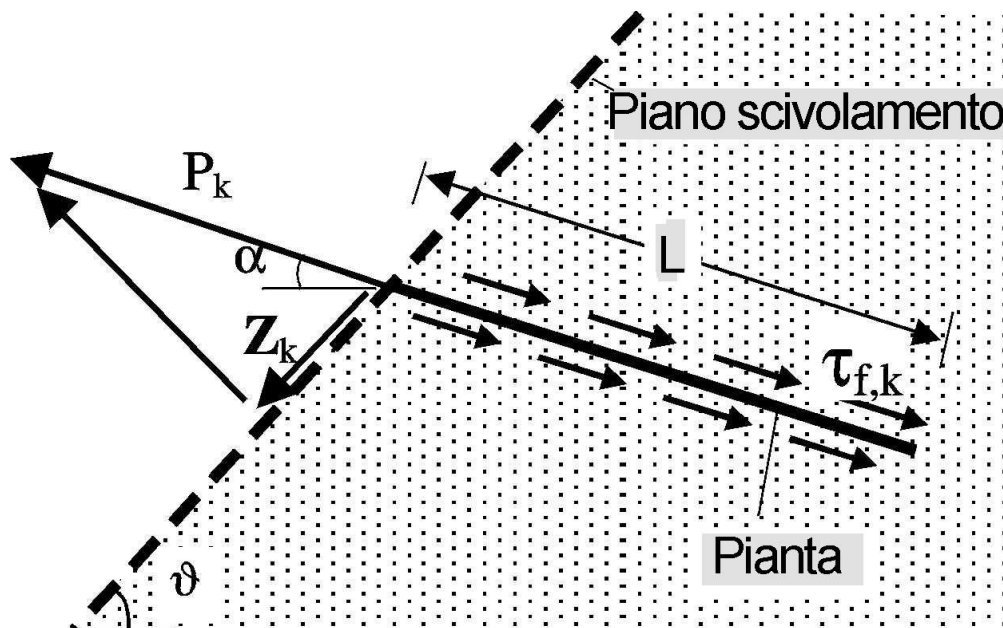
Il peso del terreno viene suddiviso per il numero di elementi vivi che si è ipotizzato di mettere in opera, pertanto il volume di materiale incidente sulla singola parte viva si confronta con la sollecitazione ammissibile a taglio, relativa alla specie legnosa viva selezionata

Dall'equilibrio tra momento resistente e sollecitazione incidente si isola l'incognita "diametro" minimo necessario della parte viva legnosa, al fine del mantenimento dell'equilibrio.

8.9.2.2 Verifica della resistenza a sfilamento della singola talea, ipotizzata la profondità del gradone

Una volta ricavato il diametro minimo delle specie legnose impiegate, dovrò valutare qual è la lunghezza di ancoraggio che garantisce il non sfilamento della talea o della piantina

La formula di riferimento si basa sull'equilibrio, a meno del coefficiente di sicurezza (η), tra la componente orizzontale del peso del volume del terreno instabile e l'attrito laterale che si sviluppa lungo il fusto della parte legnosa viva.



dove:

- P_k = resistenza allo sfilamento;
- Z_k = capacità di portata delle piante.

Avremo pertanto che Z_k sarà uguale a:

$$Z_k = P_k \cdot \cos \alpha + \varphi$$

che, sviluppata, sarà pari a:

$$Z_k = 2\pi r \cdot L \cdot \tau_{fk} \cdot \cos \alpha + \varphi$$

pertanto l'equazione di equilibrio dovrà soddisfare la seguente condizione:

$$2\pi r \cdot L \cdot \tau_{fk} \geq \frac{\omega}{\cos \alpha + \varphi} \cdot \eta$$

con:

α piano di posa della parte viva;

φ angolo di attrito del terreno;

τ attrito laterale che si sviluppa lungo il fusto della parte legnosa viva;

ω peso del volume instabile di terra, compreso tra le parti vive che si vuole stabilizzare.

I parametri da inserire sono quelli di seguito riportati:

- l'inclinazione del versante espresso in gradi;
- il peso del volume mobilitato, ricavato dal precedente calcolo espresso in kg;
- l'attrito laterale legno-terreno (valore tabellare di riferimento riportato nel file);
- il diametro minimo della parte legnosa viva, ricavato dal precedente calcolo;
- il coefficiente di sicurezza stimato in funzione della situazione.

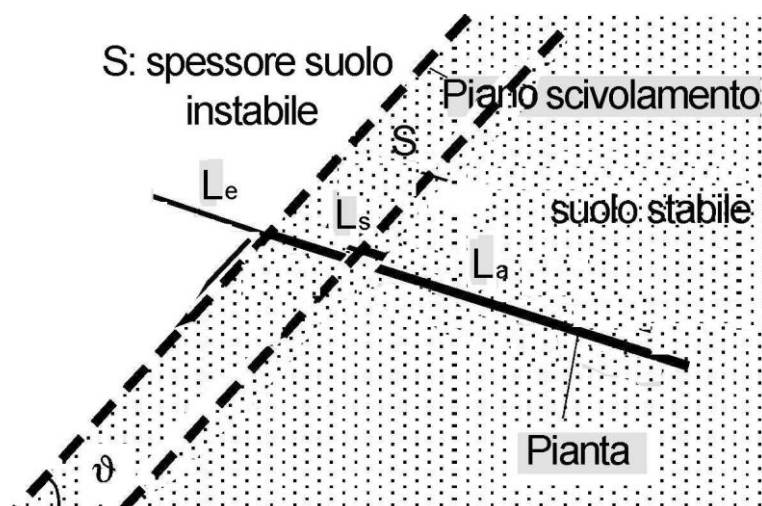
Deve essere definito lo spessore di terreno instabile, ricavato dal precedente calcolo, per poter determinare la lunghezza totale del materiale legnoso vivo, suddiviso in:

- lunghezza di ancoraggio: con la quale si intende il tratto misurato oltre la sezione, dopo la quale l'elemento può essere assoggettato alla sua tensione massima;
- lunghezza esterna: che rappresenta la parte libera viva non interrata.

Il file calcola pertanto la sommatoria delle tre parti legnose vive: lunghezza di ancoraggio (parte attiva di ancoraggio) + lunghezza della parte instabile (tratto che attraversa lo strato instabile di terreno) + lunghezza parte libera esterna.

Tale lunghezza minima è pari a quella di accettazione in cantiere del materiale vivo per le gradonate vive.

La parte veramente attiva è la prima, quella di ancoraggio, mentre quella che attraversa il terreno instabile apporta solo potenzialmente alla stabilità; la parte viva esterna ha altra funzione che si esplicherà solo con la crescita della pianta



8.9.3 Scelta delle specie vegetali

Anche sulla base di quanto sopra esposto, il progetto botanico risulta di fondamentale importanza, non solo per l'aumento della biodiversità vegetale e animale, ma anche per le caratteristiche biotecniche (sviluppo dell'apparato radicale principalmente) e per le caratteristiche del legname delle piante impiegate.

A livello progettuale, sin dalle fasi iniziali, risulta necessario definire con buon grado di approssimazione la mescolanza delle specie da impiegare nelle gradonate vive.

Oltre alle specie impiegabili (autoctone), è necessario definire le percentuali di mescolanza in totale e le alternanze sui gradoni (per esempio, ogni due salici, tre ontani).

Nel file viene riportata una lista delle specie impiegabili in ambiente mediterraneo, che ogni utente potrà implementare.

Con i file di calcolo, invece, una volta definita la dimensione dell'intervento (numero di gradoni e loro lunghezza) e le percentuali delle specie (mescolanza), è possibile determinare il numero totale di piante diviso per specie da fornire al cantiere.

8.10 fogli elettronici per il predimensionamento della gradonata

Il primo passo è calcolare la distanza di progetto tra le gradonate vive. Nel caso specifico, nel file troverete una tabella, elaborata da Bischetti e Vitali, che consente di stabilire la distanza tra i gradoni in una condizione cautelativa e con un coefficiente di sicurezza maggiore di 1,30, in diverse tipologie di materiale e con grado di saturazione dello stesso pari a 0,70.

Tale file garantisce al progettista una condizione di sicurezza nella fase di pre dimensionamento, coerente con la bibliografia scientifica attuale sull'argomento.

Nel foglio elettronico *distanza tra i gradoni*, è riportato esattamente quanto scritto nel capitolo.

Per quanto attiene il dimensionamento della talee, nella videata di seguito riportata i dati da inserire sono limitati alle celle numeriche colorate in giallo.

Calcolo dimensione minima diametro talea in gradonata viva

larghezza striscia di calcolo	1	m
interasse tra gradoni	1	m
spessore terreno instabile	0,3	m
peso specifico terreno	1800	kg/m ³
Peso totale gravante sulle talee	540	kg
numero talee di progetto	10	num
carico per ogni talea	54	kg
carico per ogni talea	540	N
resistenza a taglio della talea	3,5	N/mm ²
sezione minima talea	196,54	mm ²
diámetro minimo talea	1,40	cm
	14,02	mm

Per quanto attiene il calcolo della lunghezza di ancoraggio, nella videata di seguito riportata i dati da inserire sono limitati alle celle numeriche colorate in giallo.

Verifica sfilamento parte viva		
inclinazione versante ϕ	28	gradi
inclinazione piano di posa talea α	10	gradi
W peso volume mobilitato	54	kg
W / $\cos(\phi+\alpha)$	69	kg
W / $\cos(\phi+a)$	685,3	N/mm ²
diametro parte viva	14,0	mm
attrito laterale legno-terra	0,16	Mpa
coefficiente di sicurezza imposto	1,3	num
L ancoraggio minima	63	cm
L spessore instabile	30	cm
L esterna	15	cm
L totale talea minima	108	cm

Per quanto attiene il calcolo della quantità di specie vegetali e delle specie selezionate, nella videata di seguito riportata i dati da inserire sono limitati alle celle numeriche colorate in giallo.

Ipotesi di calcolo	Numeri di gradoni		2
	Lunghezza del gradone		6
	Numero di talee o arbusti radicati per metro lineare di intervento		10
	numero totale di individui da inserire		120

	Specie vegetali nome latino	Specie vegetali nome italiano	Percentuale (%)	Numero individui
1	<i>Salix alba</i>	Salice bianco	10	12
2	<i>Salix capraea</i>	Salice delle care	5	6
3	<i>Salix fragilis</i>	Salice fragile	5	6
4	<i>Sorbus aucuparia</i>	Sorbo degli uccellatori	15	18
5	<i>Sorbus domestica</i>	Sorbo comune	5	6
6	<i>Sorbus torminalis</i>	Sorbo torminali	2	2
7	<i>Alnus cordata</i>	Ontano napoletano	5	6
8	<i>Alnus glutinosa</i>	Ontano comune	13	16
9	<i>Carpinus betulus</i>	Carpino comune	20	24
10	<i>Fraxinus ornus</i>	Orniello	20	24
	deve risultare 100		100	120

9 LA GRATA VIVA: DESCRIZIONE DELLA TIPOLOGIA

9.1 Grata viva

Le grate vive (o grate a camera) in legname rappresentano una valida tecnica di sistemazione delle scarpate, anche nel caso in cui abbiano elevati valori di acclività (da 40° a 60°) e non siano possibili interventi di rimodellamento del pendio, per ridurre l'inclinazione, onde permettere l'impiego di altre tipologie.

La sua funzione consiste nel consolidamento di strati di terreno instabili con una spessore non maggiore a 50 cm circa, troppo ripidi per le fascinate e/o viminate vive di versante, per le gradonate vive e per le cordonate vive.

La struttura agisce quindi come sostegno del terreno fino a quando non si siano sviluppati gli elementi vivi ed i loro apparati radicali, che consolidano il versante

È anche idonea per la protezione di superfici erose con substrato particolarmente compatto, che non possono essere sistemate con un semplice rinverdimento con specie erbacee ed arbustive, anche se abbinato a biostuoie.

L'opera può comunque assumere dimensioni notevoli di sviluppo, sia in altezza che in larghezza.

La struttura della tipologia è costituita da una serie di pali verticali, aderenti alla scarpata e distanziati tra loro da 1 a 2 m (correnti). Su questi vengono fissati, mediante dei chiodi, dei pali orizzontali (montanti), a costituire maglie quadrate o rettangolari (tipicamente di 1 m x 1 m, 1,50 m x 1,50 m, 1 m x 2 m oppure 1,50 m x 2 m) le quali, in un secondo momento, saranno riempite con inerte terroso e con talee con capacità di riproduzione vegetativa e ramaglia.

Il toname utilizzato è di legno idoneo e durabile - larice o altra resinosa, o castagno in genere scortecciato - , ha diametro compreso tra i 20-25 cm. La grata viva può poggiare direttamente sul terreno (seppur con un fissaggio al piede - classicamente uno scavo in cui è interrato un palo orizzontale che fa da fermo al piede), oppure su opere di sostegno, quali palificate vive a doppia parete, muri in pietrame o scogliere. La grata viva necessita sempre e comunque di un fissaggio al piede.

Il campo di applicazione tipico sono le scarpate stradali di risulta, anche se non mancano applicazioni lungo i corsi d'acqua, dove è necessario tuttavia stare attenti al pericolo di svuotamento delle camere

Un aspetto particolarmente importante per la grata viva sono gli ancoraggi al versante, che devono essere tanto più numerosi e di buona qualità, quanto più grande è l'opera, tanto più inclinato è il versante e tanto più instabile e profonda è la coltre superficiale che si vuole stabilizzare.

L'opera, addossata alla sponda in erosione, è completata dal riempimento con materiale terroso inerte e pietrame, nella parte sotto il livello medio dell'acqua (per evitare lo svuotamento).

È necessario porre attenzione alla disposizione dei correnti, che devono risultare sfalsati tra di loro e non tutti terminanti sulla stessa linea verticale procedendo verso l'alto.

A lavoro ultimato, l'intera superficie viene seminata/idroseminata ed in genere si effettua una piantagione di arbusti autoctoni nelle camere.

Prima di elevare la struttura, occorre che il terreno della scarpata sia ripulito dagli arbusti e pietrame e riprofilato.

Le grate vive possono svilupparsi anche per altezza notevoli, purché le scarpate oggetto di risistemazione siano opportunamente sagomate. Su scarpate ripide (oltre 50°), è opportuno non elevare la grata oltre i 6÷8 m, altrimenti occorre che il profilo venga gradonato, per non pregiudicare la stabilità della struttura.

In letteratura, è riportata spesso la grata viva doppia (praticamente due grate vive, una sull'altra, collegate tra loro da pali che fungono da spessore - crf. H.M. Schiechl), che, tuttavia, in conseguenza della sua complessità e del forte impiego di materiale legnoso, è molto spesso trascurata.

La grata viva risulta essere comunque un'opera impegnativa nella sua esecuzione, con forte impiego di manodopera.



Foto 10 - Grata viva con arbusti mediterranei - Punta Ala (GR) - 2001.

9.2 Grata Viva Vesuvio

La grata viva Vesuvio in legname rappresenta una tecnica di sistemazione delle scarpate in erosione con acclività tra 45° e 55°, caratterizzate dalla presenza di uno spesso strato di materiale sciolto (ad esempio, piroclastiti su lave) su substrato stabile.

La struttura agisce quindi come sostegno profondo del terreno, fino a quando non si siano sviluppati gli elementi vivi ed i loro apparati radicali, che consolidano il versante.

L'opera può comunque assumere dimensioni notevoli di sviluppo, sia in altezza che in larghezza.

La struttura è costituita da una serie di palizzate, distanziate tra loro 2 m sulla linea di massima pendenza; a queste vengono fissati, mediante dei chiodi di ferro acciaioso, dei pali di collegamento che poggiano sul pendio, su cui, eventualmente, vengono fissati ulteriori pali orizzontali. Le camere che così si formano saranno riempite con inerte terroso e, lungo i pali orizzontali, verranno disposte talee con capacità di riproduzione vegetativa e ramaglia.

Il tondame utilizzato per i pali longitudinali è di legno idoneo e durabile, larice o altra resinosa, o castagno in genere scortecciato.

La grata viva può poggiare direttamente sul terreno (seppur con un fissaggio al piede - classicamente uno scavo in cui è interrato un palo orizzontale, che fa da fermo al piede), oppure su opere di sostegno, quali palificate vive di sostegno a doppia parete, muri in pietrame o scogliere, in quanto la grata viva necessita sempre di un fissaggio al piede.

Il campo di applicazione tipico delle grate vive sono le scarpate stradali di risulta, anche se non mancano applicazioni lungo i corsi d'acqua, dove è necessario tuttavia stare attenti al pericolo di svuotamento delle camere.

Un aspetto particolarmente importante per la grata viva sono gli ancoraggi al versante, che devono essere tanto più numerosi e di buona qualità, quanto più grande è l'opera, tanto più inclinato è il versante e tanto più instabile e profonda è la coltre superficiale che si vuole stabilizzare.



Foto 11 e 12 - Esempi di Grata Vesuvio in fase di esecuzione.

9.3 Funzionalità

La funzione principale svolta dalle grate vive è la realizzazione di un consolidamento superficiale di scarpate e pendii molto acclivi, soggetti a fenomeni di erosione o fluidificazione.

Le grate vive non sono opere di sostegno, né sono in grado - in linea generale - di svolgere una funzione di contrasto delle spinte dei versanti.

Queste strutture tendono a conseguire la stabilizzazione di formazioni detritiche acclivi (originate da configurazioni naturali o determinate da lavori di sbancamento), attraverso un miglioramento delle caratteristiche geotecniche (in termini di coesione e di angolo di attrito) della porzione più superficiale del terreno ed attraverso l'azione degli apparati radicali delle piante e/o talee che vengono messe a dimora.

Tale risultato viene ottenuto con la costipazione e il rinforzo delle superfici di scarpata mediante:

- posa di antierosivi ed eventuali reti di ripartizione dei carichi;
- posa in opera della struttura, volta a formare quadri in legname;
- ancoraggio della struttura in legname al pendio;
- messa a dimora del materiale vegetativo, che svilupperà un apparato radicale in grado di consolidare lo strato superficiale di terreno.

9.4 Applicabilità e suoi limiti

Il caso tipico di applicabilità delle grate vive, come detto, è quello della sistemazione delle scarpate a monte dello scavo di tracciati stradali o comunque su scarpate inclinate relativamente stabili e quiescenti.

In generale sono utilizzate in pendii e/o sponde con acclività compresa tra 45° e 55°, nicchie di frana con difficoltà o impossibilità di rimodellamento del versante, zone di scavo con coltri poco profonde.

Nel 2004, in Alto Adige, sono state analizzate grate vive di diversa età (fino a 25 anni) in otto diverse stazioni (Stangl, Scarpatetti, Florineth - Boku, dicembre 2004).

Tale monitoraggio ha riguardato, in particolare, lo sviluppo del soprassuolo vegetazionale, lo sviluppo del loro apparato radicale e lo stato del legname, la forma dell'apparato radicale e dei getti delle talee.

I risultati di tale monitoraggio sono così riassumibili:

1. il campo di applicazione delle grate vive è quello di una stabilizzazione superficiale di versanti inclinati, che arriva a media profondità;
2. la semplice piantagione di vegetazione nelle camere della grata viva è risultata insufficiente se non abbinata alla realizzazione di gradonate alla base della camera stessa;
3. lo sviluppo di soprassuoli stabili e sufficientemente densi è molto spostato nel tempo, nel caso di impiego di specie alto arbustive ed arboree;
4. la rinnovazione naturale proveniente dalla vegetazione circostante risulta assai ridotta;
5. lo sviluppo dell'apparato radicale è molto influenzato, oltre che dalla specie impiegate (sorbi, salici, ontani), anche da fattori microstazionali e micromorfologici e da fattori esterni come, ad esempio, il morso degli ungulati, lagomorfi e roditori;
6. l'impiego dei frassini ha dimostrato uno sviluppo intenso e profondo dell'apparato radicale garantendo un alto grado di stabilizzazione;

7. diversi errori di esecuzione hanno influito modestamente sulla stabilità finale dell'opera;
8. le principali cause di fallimento dell'opera e di deformazione della stessa sono imputabili ad insufficiente assicurazione dell'opera attraverso i picchetti infissi nel versante, scarsa o assente sovrapposizione dei pali correnti orizzontale ed insufficiente assicurazione al piede, che hanno provocato i problemi nella parte centrale del versante sistemato;
9. la qualità del legname diminuisce fortemente già a 15-25 anni dall'esecuzione con forte perdita di resistenza .

9.4.1 Vantaggi

- Immediata stabilizzazione del versante o della sponda;
- l'effetto di stabilizzazione aumenta una volta che le specie vegetali inserite hanno cominciato a radicare;
- le specie vegetali svolgono anche un'azione drenante, in quanto assorbono l'acqua necessaria al loro sviluppo;
- possibilità di realizzazione in spazi limitati, senza possibilità di rimodellamenti morfologici consistenti;
- limite di inclinazione raggiungibile molto elevato;
- buon inserimento paesaggistico - ambientale.

9.4.2 Svantaggi

- Il legno col tempo marcisce, per cui, oltre a buone chiodature, è necessario che le talee e le fascine inserite nella struttura siano vive e radichino in profondità, in modo da sostituire la funzione di sostegno e consolidamento del legno una volta che questo ha perso la sua funzione;
- lunghi tempi di realizzazione e costi relativamente elevati;
- tipologia non idonea in presenza di affioramenti rocciosi.

9.4.3 Caratteristiche di applicabilità dell'opera di sostegno

In quanto opera di consolidamento superficiale di una scarpata, la grata è soggetta alle disposizioni del D.M. 11 marzo 1988, in materia di norme tecniche, riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Dalla tabella delle principali opere di sostegno (tratta dal *Manuale* della regione Toscana, 2000, e modificata da Palmeri, 2002), si evince un riassunto delle caratteristiche di applicabilità della grata:

Tecnica	Impiego	Dimensioni consigliate	Efficacia tecnica	Efficacia ecologica	Vantaggi	Svantaggi	Costo
Grata a parete semplice o doppia rinverdita	Scarpate alte e acclivi, senza possibilità di arretramento del ciglio, soggette ad erosione o movimenti gravitativi superficiali	$H < 15$ (20) $\beta' = 40 \div 55$ (60)	Media	Elevata	Unica opera possibile; materiali in loco; effetto immediato; adattabilità alla morfologia	Laboriosità dell'esecuzione; necessità di tronchi lunghi	Medio-alto

Tabella 47 - Prospetto delle delle caratteristiche di applicabilità della grata viva Vesuvio.

dove:

H = altezza (m);

β' = inclinazione del parametro di valle (espressa in gradi).

9.5 Voce di capitolato

9.5.1 Grata Viva

(Tratto da – *Linee guida per capitolati speciali per interventi di Ingegneria Naturalistica* – Ministero Ambiente 2006 – Rivista Palmeri 2010)

Consolidamento superficiale di scarpate e versanti in erosione molto ripidi con substrato compatto (che non deve essere smosso) con:

- grata in tondame di larice, altra resinosa o castagno scortecciati con buone caratteristiche di resistenza, di diametro $20 \div 35$ cm e lunghezza $2 \div 5$ m, fondata su un solco in terreno stabile o previa collocazione di un tronco longitudinale di base o palificata viva di sostegno a doppia parete in legno al piede, con gli elementi verticali distanti $1 \div 2$ m e quelli orizzontali distanti da 0,40 a 1 m, chiodati ai primi con tondini di ferro acciaioso ad aderenza migliorata in modo da formare delle maglie quadrate o rettangolari (a seconda degli interassi che si scelgono, indicativamente $80 \div 50$ cm), con maggiore densità all'aumentare dell'inclinazione del pendio (in genere si lavora su pendenze di $40^\circ \div 55^\circ$);
- fissaggio della grata al substrato mediante picchetti di legno di diametro $8 \div 12$ cm e lunghezza circa 1 m, o tondini di ferro acciaioso ad aderenza migliorata di dimensioni idonee per sostenere la struttura (minimo 20 mm);
- in appoggio ai tondami orizzontali, con eventuale supporto di una griglia metallica, biostuoia o geojuta per un miglior trattenimento del terreno, messa a dimora di talee e ramaglia e/o piantine di specie arbustive con buon radicamento, disposte a strati;
- riempimento delle maglie con inerte terroso locale;
- l'intera superficie verrà anche seminata e in genere piantata con arbusti autoctoni;
- per proteggere la testata della grata da eventuali fenomeni di erosione può essere realizzata una canaletta di sgrondo.

La radicazione delle piante si sostituirà nel tempo alla funzione di consolidamento della struttura in legname. L'altezza massima possibile per le grate vive non supera in genere i 15÷20 m.

La grata spondale è in genere del tipo semplice, mentre, sui versanti, può in certi casi essere realizzata in doppio strato, a seconda della profondità e forma dello scoscendimento. La radicazione delle piante si sostituirà nel tempo alla funzione di consolidamento della struttura in legname. Inoltre, risulta necessario proteggere la testa della grata da eventuali infiltrazioni di acqua, che potrebbero creare problemi di erosione e portare allo scalzamento della struttura; a tale scopo si potrà realizzare una canalizzazione a monte.

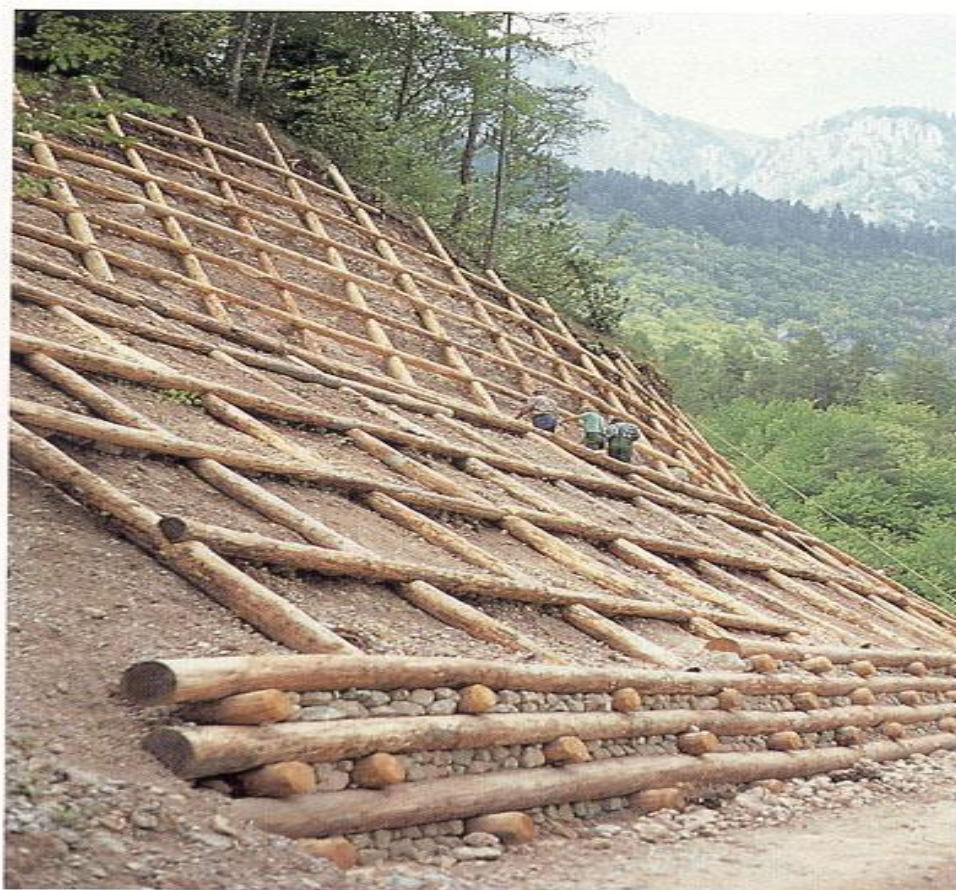


Foto 13 - Grata viva semplice su scarpata.

9.5.2 Grata Viva Vesuvio sec. Menegazzi

Si tratta di un consolidamento superficiale di scarpate e versanti in erosione molto ripidi, con acclività comprese tra i 45° e 55° ed altezze non superiori ai 15 m.

Sul terreno stabile si realizzano più palizzate, a due o tre pali longitudinali di diametro di 8÷12 cm e di lunghezza minima di 2÷3 m, poste a distanza tra loro secondo la linea di massima pendenza di circa 2 m. Successivamente, sul pendio sono disposti tronchi orizzontali per la costruzione della grata. Le dimensioni dei tronchi di castagno scortecciato sono di diametro di 12÷16 cm e lunghezza di 2÷4 m. Gli elementi verticali sono stati disposti ad una distanza di circa 1,5÷2 m e quelli orizzontali ad un interasse di 1,5÷2 m. Con l'utilizzo della mototrivella a scoppio viene creato un invito per i primi 80 cm dei pali di sostegno della grata al versante, che, successivamente, vengono infissi al suolo con maglio fino a rifiuto; le dimensioni di detti pali sono: diametro di 10÷12 cm e lunghezza di 2 m. La grata è riempita con terreno reperito in sito, lungo i tronchi

orizzontali viene disposta ramaglia a pettine ed eseguita la semina a spaglio sull'intera superficie. Sono altresì piantumati arbusti autoctoni.

La tecnica è stata codificata dall'ing. Gino Menegazzi e riportata nel testo *Interventi di Ingegneria Naturalistica nel Parco Nazionale del Vesuvio, 2001*.

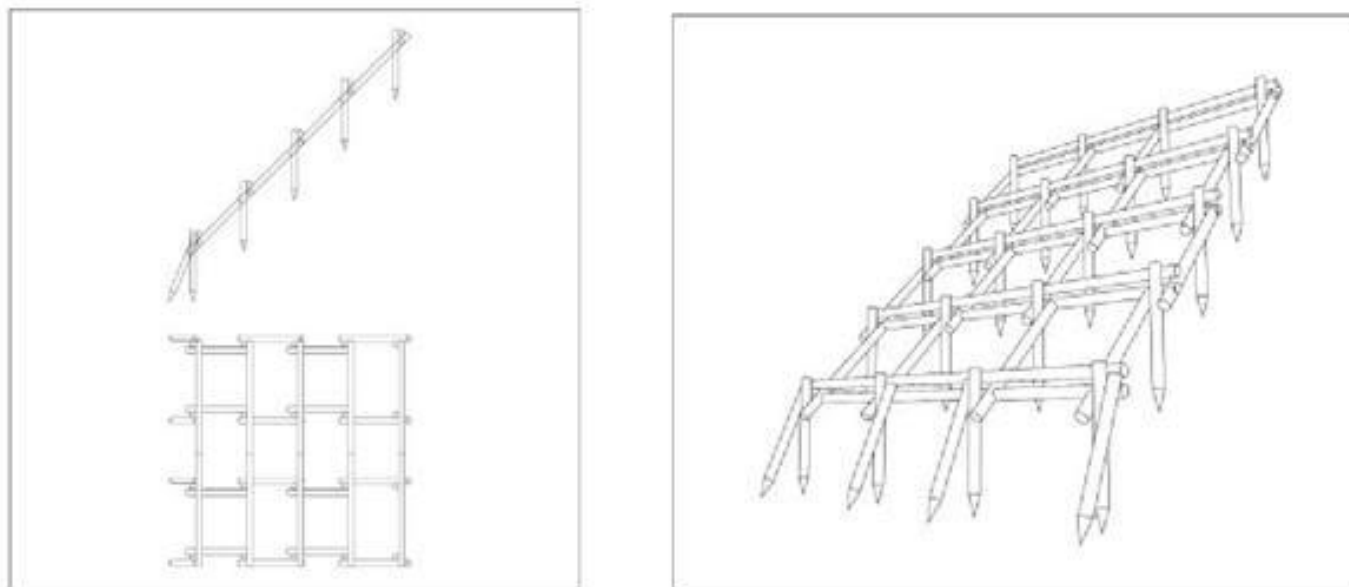


Figura 78 - Sezione e pianta (a sinistra) e prospettiva (a destra) della grata Vesuvio sec. Menegazzi.

9.6 Materiali impiegati

La grata viva viene realizzata mediante l'impiego di:

- tondame in legno scortecciato (castagno, robinia, larice o altro legname con buone caratteristiche di resistenza) con $\varnothing = 20\div 35$ cm e $L = 2\div 5$ m, per la realizzazione dell'impalcatura principale;
- inerte di riempimento;
- chiodi zincati generalmente in ferro acciaioso, aderenza migliorata FeB44k, $\varnothing = 12$ mm, $L=30-40$ cm o 1,5 volte il diametro minimo del legno utilizzato;
- picchetti in legno con $\varnothing = 8\div 12$ cm e $L > 1,0$ m, o tondini in ferro di dimensioni idonee a sostenere la struttura; picchetti di ferro $\varnothing 22$ 4 32 mm, L min. 60 4 120 cm;
- talee legnose di salice L min. 60 4 100 cm, ramaglia e/o piantine di specie arbustive con buon radicamento;
- eventuale rete metallica, per meglio trattenere il materiale di riempimento;
- miscela di sementi idonee, con adeguata mescolanza di leguminose e graminacee;
- arbusti autoctoni;
- rete elettrosaldata di contenimento dell'inerte tra le camere.

9.7 Schema costruttivo

- Scoronamento della zona ed eliminazione di eventuali massi instabili;
- realizzazione, ove necessario, di solchi verticali lungo la linea di massima pendenza nelle posizioni in cui verranno posti i montanti della grata viva; lo scavo dovrà essere eseguito solamente nei punti del versante nei quali il palo verticale appoggia su sporgenze determinando una eccessiva sporgenza dello stesso;
- realizzazione del piano di appoggio che può essere costituito da:
 - a) un'opera di sostegno al piede come un muro in calcestruzzo o una scogliera o una terra rinforzata verde;
 - b) una palificata viva di sostegno, soprattutto nel caso in cui esista una reale possibilità di scalzamento al piede;
 - c) una canaletta (scavo) al piede ove inserire un palo orizzontale, dietro al quale andranno inseriti ed inchiodati con tondini di ferro acciaioso i montanti (pali verticali); il palo orizzontale verrà poi interrato;
- vengono posti in opera i pali verticali (montanti) ad una distanza, tra di loro, di 80÷150 cm, ed ancorati e resi solidali col terreno:
 - a) alla base (nello scavo), ponendoli dietro al palo orizzontale nella canaletta e chiodandoli;
 - b) a monte, rendendoli solidali al terreno, con picchetti di fissaggio in legno o con tondini di ferro acciaioso infissi nel terreno;
- nel caso in cui l'opera di contenimento al piede sia una palificata viva di sostegno, i montanti vengono chiodati sul tondame della palificata, con chiodi di tondino di ferro acciaioso;
- successivamente, al tondame così ancorato, viene fissato trasversalmente altro tondame, in modo da formare delle maglie quadrate o rettangolari (a seconda degli interassi che si scelgono, indicativamente 80÷150 cm) detti correnti; tale operazione può svolgersi calando i pali orizzontalmente con corte dall'alto (da parte di due operai); per facilitare le chiodature è opportuno fissare al punto prescelto il palo orizzontale con delle graffe di ferro acciaioso, per permettere la preforatura degli elementi con i trapani e il fissaggio dei chiodi stessi;
- infissaggio dei picchetti (2) di legno o in tondino di ferro acciaioso ad ogni incrocio; potrebbe rendersi necessaria la preforatura in roccia con fioretto ad aria compressa prima dell'inserimento del tondino di ferro acciaioso ed eventuale boiacatura;
- fissaggio dei picchetti infissi agli incroci con filo di ferro zincato di spessore minimo 1,50 mm alla struttura in legname della grata viva;
- posa in opera della maglia elettrosaldata (eventualmente con ramaglia morta) alla base delle camere o posa in opera di una fila di talee con capacità di riproduzione vegetativa, sempre alla base delle camere, in corrispondenza del tondame trasversale;
- riempimento delle camere della grata mediante materiale terroso e inerte, alternato a talee e ramaglia disposta a strati, ed eventuali piantine; tale riempimento viene effettuato con mezzo meccanico da valle o da monte, con rifinitura a mano ad opera degli operai; vista l'inclinazione del versante di risulta, a volte è opportuno completare l'opera con un inerbimento dell'intera superficie, accompagnato o meno da biostuoia o georete per trattenere il terreno riportato;

- per proteggere la testata della grata viva da eventuali fenomeni di erosione, si può rivestire la testa della stessa posando e ancorando al terreno una striscia di biostuoia, al di sopra della quale può essere inserita una fila di talee;
- in alternativa può essere realizzata una canaletta di captazione e di sgrondo delle acque provenienti da monte.

9.8 Verifiche generali

9.8.1 Grata Viva - interasse tra pali orizzontali in funzione delle condizioni di versante

Nella grata semplice, gli elementi orizzontali (correnti o traversi - B) sono fissati nella parte frontale agli elementi verticali (montanti - A); i correnti, in legno o in ferro acciaioso, sono sostenuti, inoltre, per mezzo di picchetti (C) interrati nella scarpata. Elementi verticali (montanti) e picchetti formano un angolo perpendicolare tra loro.

Nella figura seguente, è illustrato uno schema della struttura:

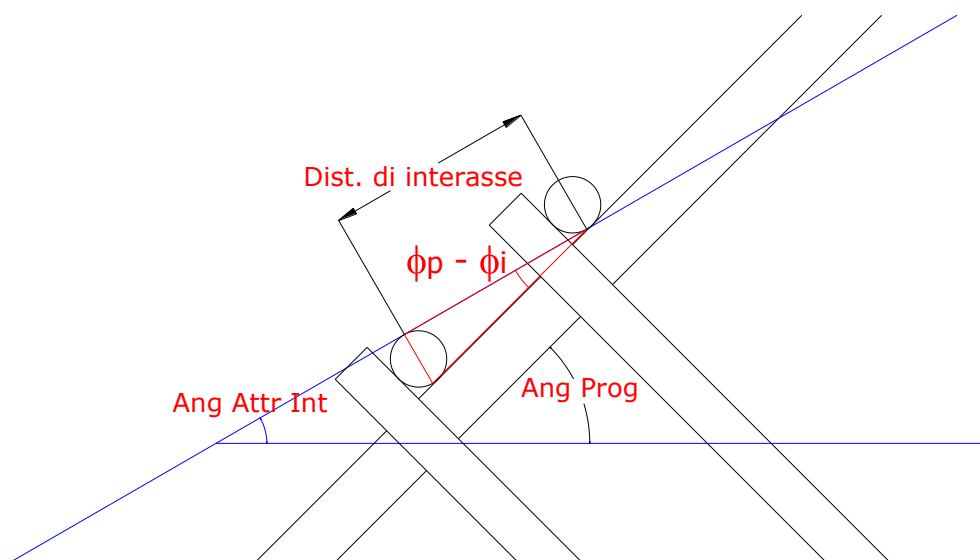


Figura 79 - Sezione dell'interasse tra gli elementi orizzontali della grata semplice.

Dopo una prima valutazione grafica, che ha messo in evidenza una relazione tra distanza di interasse e differenze $\phi_p - \phi_i$ (vedi paragrafo successivo), è stato considerato un triangolo rettangolo con le seguenti caratteristiche:

- un angolo è uguale alla differenza tra l'angolo di progetto e l'angolo d'attrito interno del terreno;
- il cateto opposto all'angolo suddetto (*cateto B*) è uguale al diametro del tondame;
- l'altro cateto è la distanza esatta che definisce la costruzione della struttura, ossia la distanza tra le tangenti che l'angolo d'attrito interno stabilisce con gli elementi orizzontali.

Dopo aver definito l'angolo d'attrito interno, il progettista procederà con la definizione dell'angolo di progetto e della dimensione dei pali, quindi potrà calcolare la distanza tra gli elementi orizzontali.

Servendoci delle leggi che regolano la trigonometria, si ha:

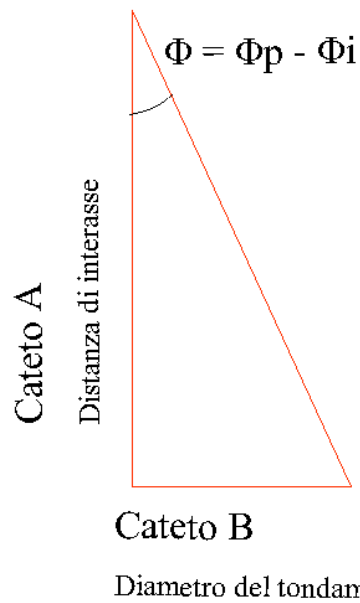


Figura 80 - Rappresentazione grafica degli elementi di calcolo.

$$\tan \Phi = \frac{\text{Cateto B}}{\text{Cateto A}}$$

dove:

angolo ϕ : differenza tra l'angolo di progetto e l'angolo d'attrito interno del terreno;

angolo ϕ_p : angolo di pendenza del versante;

angolo ϕ_i : angolo di naturale declivio del terreno che per un materiale incoerente può essere assunto, pari all'angolo di attrito interno del terreno (in realtà è 1,50 gradi in meno rispetto a quest'ultimo);

Cateto B: cateto opposto all'angolo ϕ , pari al diametro del tondame;

Cateto A: cateto adiacente all'angolo ϕ , pari alla distanza tra le tangenti che l'angolo d'attrito interno stabilisce con gli elementi orizzontali.

Pertanto:

$$\text{Cateto A} = \frac{\text{Cateto B}}{\tan \Phi}$$

ovvero:

$$\text{distanza di interasse} = \frac{\text{diametro_del_tondame}}{\text{tg}(\Phi_p - \Phi_i)}$$

Poiché dalla trigonometria è noto che, per angoli piccoli, la tangente della differenza tra gli angoli è approssimabile alla differenza stessa degli angoli, si arriva alla seguente formula conclusiva:

$$\text{distanza di interasse} = \frac{\text{diametro_del_tondame}}{\Phi_p - \Phi_i}$$

Si riporta, inoltre, uno schema di sintesi relativo alla tabella di calcolo realizzata:

il caso di seguito riportato riguarda tondame con diametro pari a 15 cm; naturalmente, inserendo un valore diverso del diametro, la tabella si aggiorna automaticamente, fornendo i valori ricercati; trattandosi di una tabella a doppia entrata, si possono ricavare le distanze tra i pali orizzontali (correnti), noto che sia l'angolo di attrito interno e definito l'angolo di progetto; ciò è possibile sia nel caso ci si trovi in fase di progettazione, sia ci si trovi nel caso di verifica.

Grata a parete singola

Diametro tondame [m] = **0,15**

		Angolo di attrito interno (°)																																																		
		5	10	15	20	25	30	35	40																																											
Angolo di Progetto (°)	5																																																			
	10										1,71																																									
	15										0,85									1,71																																
	20										0,56									0,85								1,71																								
	25										0,41									0,56								0,85							1,71																	
	30										0,32									0,41								0,56							0,85						1,71											
	35										0,26									0,32								0,41							0,56						0,85					1,71						
	40										0,21									0,26								0,32							0,41						0,56					0,85				1,71		
	45										0,18									0,21								0,26							0,32						0,41					0,56				0,85		

Interasse (m)

Nella tabella che segue, si indicano le distanze tra i pali orizzontali di una grata viva in funzione del diametro dei pali (h), della pendenza del versante (α) e dell'angolo d'attrito interno del terreno (φ), calcolate nel caso di terreni incoerenti.

φ Angolo d'attrito interno terreno (gradi)	α Inclinazione pendio (gradi)	h Diametro pali (cm)	l Distanza tra i pali orizzontali (m)	Descrizione
30	35	20	2,29	
		25	2,86	
	40	20	1,13	
		25	1,42	
	45	20	0,75	
		25	0,93	

	50	20	0,55	Tipologia non realizzabile	
		25	0,69	Tipologia non realizzabile	
	55	20	0,43	Tipologia non realizzabile	
		25	0,54	Tipologia non realizzabile	
35	38	20	3,82		
		25	4,77		
	40	20	2,29		
		25	2,86		
	45	20	1,13		
		25	1,42		
	50	20	0,75		
		25	0,93		
	55	20	0,55	Tipologia non realizzabile	
		25	0,69	Tipologia non realizzabile	
	38	43	20	3,82	
			25	4,77	
45		20	2,29		
		25	2,86		
50		20	1,13		
		25	1,42		
55		20	0,75		
		25	0,93		

Tabella 48 - Calcolo della distanza tra i pali orizzontali di una grata viva, nel caso di terreni incoerenti.

Quanto sopra riportato è valido per i terreni incoerenti, mentre per i terreni coerenti vale il concetto della altezza critica ricavabile dalla seguente formula :

$$H_c = \frac{N_s \cdot c_u}{\gamma_t}$$

in cui :

H_c = altezza critica della scarpata ottenuta per un FS = 1 (m);

c_u = coesione non drenata del terreno (kPa);

γ_t = peso specifico del terreno (kN/m³);

N_s = fattore di stabilità

Assumendo N_s pari a 5,52 per qualunque valore di $\beta < 55^\circ$, la formula risulta verificata.

Dalla tabella che segue, i valori da inserire sono i seguenti :

- dai dati relativi ai rilievi di campagna, trarremo l'inclinazione del pendio;
- dalle analisi geologiche e dalle prove di laboratorio sui campioni indisturbati e disturbati, la coesione non drenata e il peso specifico del materiale;
- dai dati di progetto, il diametro dei pali .

α inclinazione pendio (gradi)	α inclinazione pendio (radianti)	c_u coesione non drenata (kPa)	γ peso specifico del terreno (kN/m ³)	N_s fattore di stabilità	h diametro dei pali (m)	H altezza ottenuta con un FS = 1,5 (m)	L distanza pali orizzontali (m)
55	0,9599	60	19	5,52	0,3	11,621	14,397

Tabella 49 Elementi di calcolo.

Inserendo i dati sopra indicati, si ottiene la distanza progettuale tra i pali orizzontali (correnti).

9.8.2 Grata viva Vesuvio

Nel caso della grata viva Vesuvio, gli elementi orizzontali (correnti) sono formati da palizzate di due o tre pali sovrapposti in castagno scortecciato, fissati ai montanti con chiodi in ferro acciaioso e resi solidali ai picchetti in legno che vengono infissi nel suolo.

È importante notare, inoltre, che i picchetti sono fissati agli elementi verticali (montanti) con una chiodatura che attraversa tutti e tre gli elementi (picchetto di destra, montante, picchetto di sinistra).

Schematizzando la struttura, si ottiene:

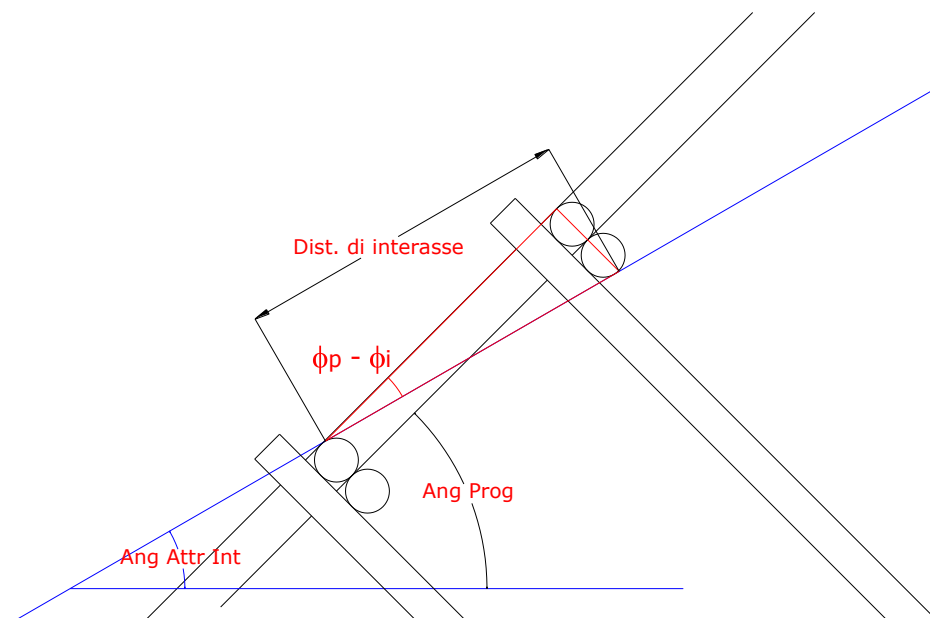


Figura 81 - Sezione tipo della distanza d'interasse tra gli elementi orizzontali della grata Vesuvio secondo Menegazzi.

Nella grata Vesuvio gli elementi orizzontali sono disposti in modo diverso da quello della grata semplice, poiché, oltre ad essere accoppiati a due a due, questi sono posti dietro agli elementi verticali. Questa disposizione ed il fissaggio bilaterale dei picchetti di sostegno permettono:

- la riduzione dello sforzo imposto dai carichi sui picchetti;
- limitano la rotazione del picchetto lungo periodo;
- un incremento della distanza d'interasse tra i pali orizzontali a parità d'angolo d'attrito rispetto alla grata semplice.

Tale schema costruttivo permette inoltre il vantaggio di dare tempo all'apparato radicale della vegetazione di svilupparsi sufficientemente, diminuendo la velocità di marcescenza del materiale legnoso, grazie al fatto che la quasi totalità del materiale ligneo strutturale risulta interrato.

L'unico rischio è rappresentato dal terreno nella camera, che giace al di sopra dell'angolo di attrito interno (triangolo rosso), che potrebbe scivolare via e quindi deve essere messo in sicurezza da una copertura di vegetazione.

Controllando pertanto lo schema, si può notare che, in questo caso, la distanza d'interasse tra la paleria orizzontale corrisponde all'ipotenusa del triangolo rettangolo (in rosso).

La verifica sperimentale grafica ha messo in evidenza che, per differenze di angoli di progetto ed angoli di attrito interno simili, esistono variazioni, seppur piccole, di distanze di interasse tra gli elementi orizzontali.

Nel caso in cui si raggiungano valori estremi di angoli di progetto e di angoli di attrito interno, ($\phi_p=60^\circ$ e $\phi_i=15^\circ$), il valore della distanza di interasse è diverso dal valore atteso. Questo accade perché il cateto opposto del triangolo è formato da due elementi con diametri variabili.

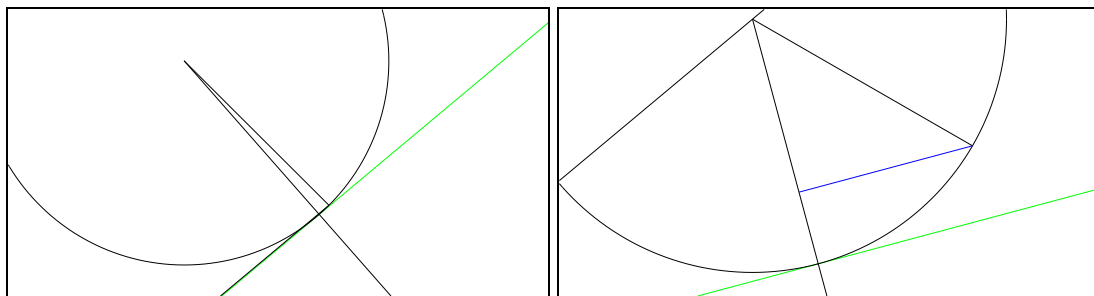


Figura 82 - Errori: gli errori vanno da pochi millimetri per angoli piccoli fino a una decina di centimetri per angoli più grandi, con tondate dello stesso diametro.

Quanto maggiore è la differenza tra gli angoli, tanto minore risulta essere la distanza dell'interasse. Questo è dovuto a una discrepanza tra il punto coincidente con la perpendicolare, relativamente agli elementi orizzontali, che attraversa i suoi centri, ed il punto tangente che la linea di attrito interno fa con l'elemento orizzontale.



Foto 14 - Particolare della disposizione degli elementi orizzontali nella grata Vesuvio - Terzigno (NA).

Utilizzando lo stesso metodo proposto nel caso della grata semplice, avendo come incognita l'ipotenusa del triangolo:

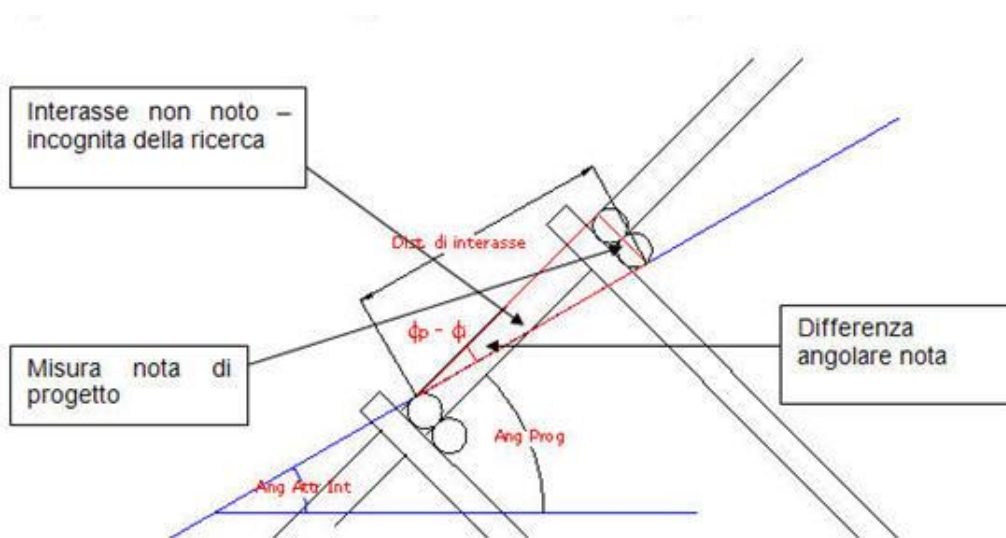


Figura 83 - Sezione dell'interasse tra gli elementi orizzontali della grata Vesuvio.

si nota dalla trigonometria che:

$$\tan \Phi = \frac{\text{Cateto B}}{\text{Cateto A}}$$

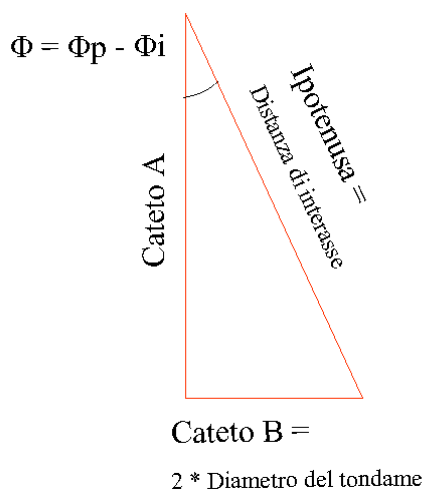


Figura 84 - Rappresentazione grafica degli elementi di calcolo.

risulta quindi :

$$\text{Dist} = \frac{2 * (\text{diametro_del_tondame})}{\text{sen}(\Phi_p - \Phi_i)}$$

Come già anticipato, la formula suddetta non è adatta per grandi differenze tra angoli di progetto ed angoli d'attrito interni.

La formula definisce chiaramente il solo triangolo di colore **verde** descritto nella figura seguente.

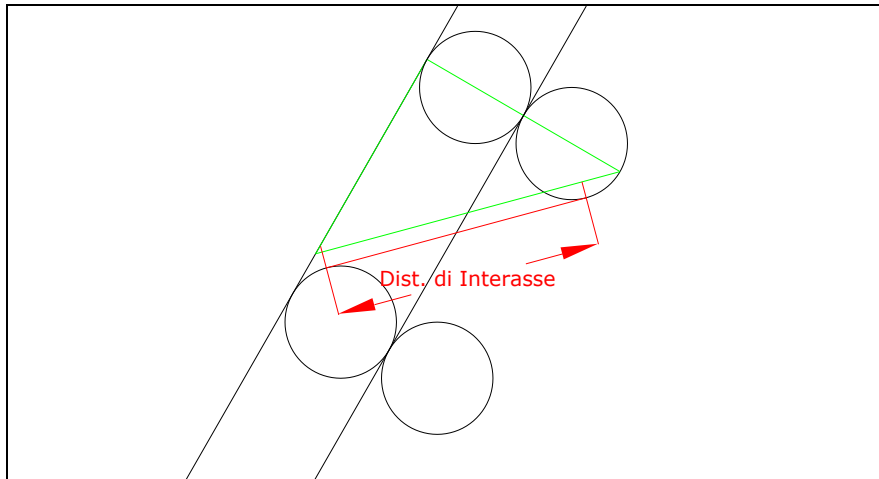


Figura 85 - Schema del triangolo definito per la formula del Seno.

È facile osservare che l'ipotenusa di questo triangolo non corrisponde alla distanza d'interasse, riportata nel grafico in rosso, definita dalle tangenti agli elementi circolari (corrispondenti ai tondami).

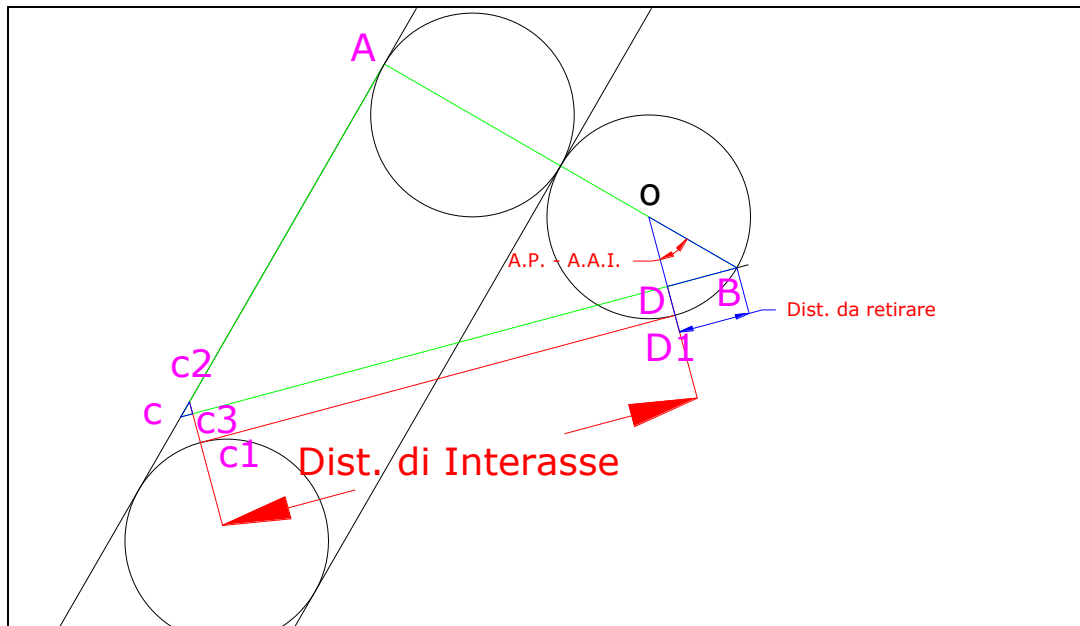


Figura 86 - Schema costruttivo per la definizione dell'errore.

Per definire la distanza sono stati considerati due ulteriori triangoli, iscritti nella circonferenza con centro O nella figura precedente.

Il triangolo (D_1OB) è un triangolo isoscele con le seguenti caratteristiche:

- il lato OB corrisponde al raggio del tondame ed è posto sulla retta congiungente i centri dei due tondami adiacenti;
- il lato OD_1 corrisponde anch'esso al raggio del tondame ed è posto sulla retta congiungente il centro dell'elemento (O) con la tangente C_1D_1 dei due tondami di cui si vuole calcolare la distanza.

Il triangolo (DOB) è un triangolo retto in ODB con le seguenti caratteristiche:

- il lato OB corrisponde al raggio del tondame ed è posto sulla retta congiungente i centri dei due tondami adiacenti.
- Il punto D è posto sul segmento OD₁ ed è dato dall'intersezione tra OD₁ e la perpendicolare a OD₁ passante per B.

Il segmento DB corrisponde alla distanza da sottrarre alla distanza di interasse per correggere l'errore.

Si ottiene, in questo modo, la seguente formula, la quale è esattamente la stessa ottenuta nel caso della grata semplice:

$$Dist = \frac{2 * (diametro_del_tondame)}{sen(\Phi_p - \Phi_i)} - sen(\Phi_p - \Phi_i) * (R.tondame)$$

La precisione è aumentata. Esiste comunque un errore residuo, che raggiunge i 2 cm circa nel caso che si verifichi $(\phi_p - \phi_i) = 45^\circ$ e nel caso di diametri più grandi di paleria in legno.

Questo errore è dovuto alla differenza tra la distanza d'interasse ed il triangolo verde della figura 84. L'errore è indicato dal triangolo (C,C2,C3) blu sul lato sinistro della figura 85. Per eliminarlo, data l'impossibilità di definire triangoli equivalenti, si deve raggiungere un valore che permetta di aumentare l'ipotenusa (ad esempio, del tratto E₁E₂ in figura 12) e così implicitamente aumentare in un modo proporzionale il cateto opposto.

Tale valore verrà aumentato sul lato destro di figura 85 per permettere di annullare l'errore residuo del lato sinistro.

Dalle prove sperimentali, facendo variare l'angolo di progetto e l'angolo d'attrito interno del terreno, utilizzando diversi diametri dei tondami, risulta che esiste un valore percentuale di aumento dell'ipotenusa, la cui legge non è costante, pari all' 8,5% del diametro del tondame (si ricorda che siamo nel caso di $(\phi_p = 60^\circ$ e $\phi_i = 15^\circ)$ e $((\phi_p - \phi_i) = 45^\circ)$).

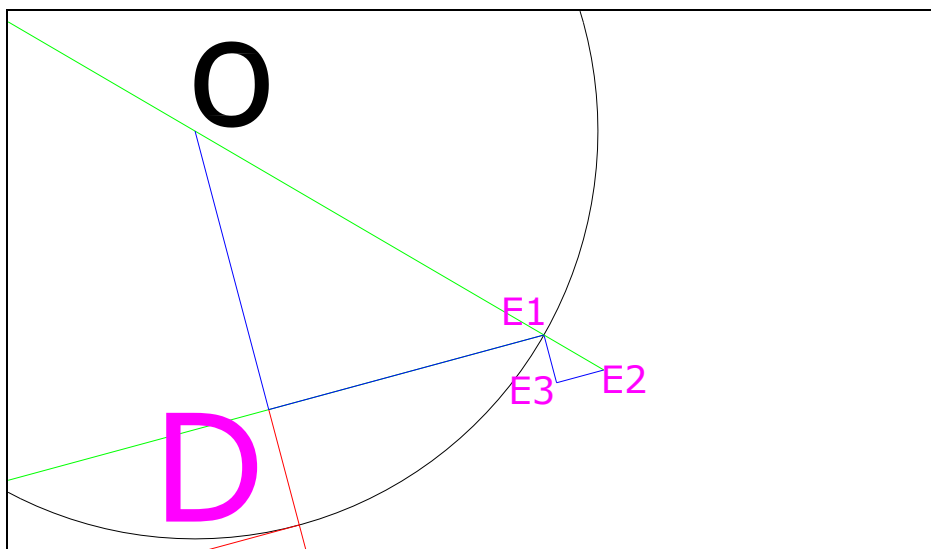


Figura 87 - Schema costruttivo per la mitigazione dell'errore.

In sintesi, un incremento dell'8,5% del raggio dei pali OE₁, rappresentato dal segmento E₁-E₂, permette di compensare l'errore che si commette nel calcolo di C-C₃.

Il valore di E₂-E₃ è pertanto uguale al valore di C-C₃.

Sommando tale valore al valore precedente, si ottiene l'aliquota da sottrarre per la definizione del valore ricercato C_1-D_1 .

Alla luce di questi contributi, la formula diviene quindi:

$$Dist = \frac{2 * (diametro_del_tondame)}{sen(\Phi_p - \Phi_i)} - sen(\Phi_p - \Phi_i) * (R.tondame + (diametro_del_tondame * 0,0847))$$

In questo modo la precisione della misura arriva al millimetro, essendo così possibile ridurre la suscettibilità di errori per eccesso negli intervalli tra 0,40 e 0,50 cm.

Ad ogni modo, se matematicamente si è riusciti a raggiungere una precisione millimetrica, nell'applicazione pratica non sarà necessario andare oltre al centimetro. Lavorando con tecniche di ingegneria naturalistica e utilizzando materiale vivo di formato variabile come materiale di costruzione, l'esigenza non sussiste.

In questo caso si ricorda che non sono stati utilizzati fattori correttivi o cautelativi nel calcolo.

In futuro, la formula sopraccitata potrebbe avere un fattore di sicurezza per i diversi tipi di suolo ed in accordo con le loro caratteristiche. Questo fattore potrebbe dare la possibilità di ridurre la distanza di interesse secondo la pericolosità di scivolamento di terra, attraverso l'attribuzione di valori scalati.

$$\eta = \text{fattore di sicurezza} = \frac{\tan \phi_i}{\tan \phi_p}$$

quindi:

- se il rapporto tra le tangenti è superiore a 1,1: la situazione è stabile;
- se il rapporto è fra 0,9 ed 1,1: la situazione è variabile;
- se il rapporto è inferiore a 0,9: la situazione è instabile.

9.8.3 Conclusioni

La formula finale con tutti i contributi è :

$$Dist = \frac{2 * (diametro_del_tondame)}{sen(\Phi_p - \Phi_i)} - sen(\Phi_p - \Phi_i) * (R.tondame + (diametro_del_tondame * 0,0847))$$

Si può tuttavia utilizzare la seguente formula semplificata, senza commettere un errore significativo:

$$Dist = \frac{2 * (diametro_del_tondame)}{sen(\Phi_p - \Phi_i)} - sen(\Phi_p - \Phi_i) * (R.tondame)$$

Si riporta, inoltre, uno schema di sintesi relativo alla tabella di calcolo realizzata:

il caso di seguito riportato riguarda tondame con diametro pari a 15 cm; naturalmente inserendo un valore diverso del diametro, la tabella si aggiorna automaticamente, fornendo i valori ricercati; trattandosi di una tabella a doppia entrata, si possono ricavare le distanze tra i pali orizzontali

(correnti), noto che sia l'angolo di attrito interno e definito l'angolo di progetto; ciò è possibile sia nel caso ci si trovi in fase di progettazione, sia ci si trovi nel caso di verifica.

Grata Vesuvio sec Menegazzi

Diametro tonname [m] = **0,15**

		Angolo di attrito interno(°)							
		5	10	15	20	25	30	35	40
Angolo di Progetto (°)	5								
	10	3,44							
	15	1,71	3,44						
	20	1,14	1,71	3,44					
	25	0,85	1,14	1,71	3,44				
	30	0,68	0,85	1,14	1,71	3,44			
	35	0,56	0,68	0,85	1,14	1,71	3,44		
	40	0,48	0,56	0,68	0,85	1,14	1,71	3,44	
	45	0,42	0,48	0,56	0,68	0,85	1,14	1,71	3,44

Interasse (m)

Quanto sopra riportato è stato testato nella zona del Vesuvio, quindi risulta valido solo per i terreni incoerenti.

9.9 Verifiche di stabilità della grata

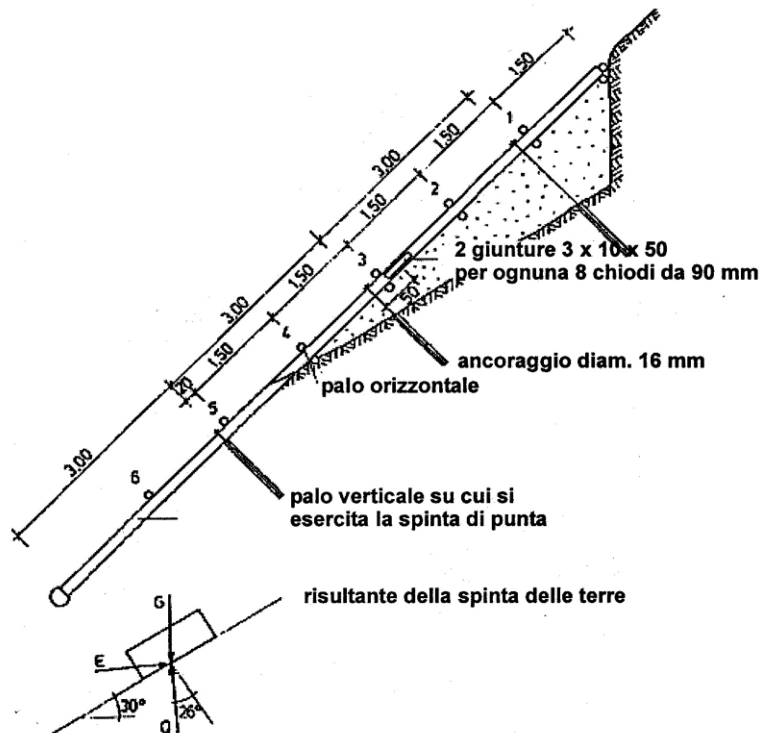


Figura 88 - Sezione tipo di una grata viva di sostegno.

9.9.1 Verifica di stabilità esterna della struttura

Ribaltamento

Non è verificabile: le spinte del terreno non sono in grado di generare il ribaltamento dell'opera realizzata e comunque l'opera non è idonea a contrastare eventuali spinte del versante tendenti al ribaltamento.

Schiacciamento

Il terreno sul quale l'opera è realizzata non presenta problemi di schiacciamento, né l'opera stessa può essere soggetta a schiacciamento.

Scivolamento

Il movimento di una porzione di terreno in un pendio avviene quando, lungo una determinata superficie, lo sforzo di taglio (generato dalle forze gravitazionali e da quelle dovute ai moti di filtrazione dell'acqua) supera la resistenza a taglio della superficie stessa.

Utilizzando la tipologia della grata viva nel consolidamento superficiale di un versante, per poter prevenire eventuali problemi di scivolamento, i pali d'ancoraggio dovranno essere realizzati in modo da soddisfare le verifiche riportate nei paragrafi successivi:

- la verifica di resistenza all'estrazione;
- la verifica di resistenza alla flessione;
- la verifica di resistenza allo sprofondamento.

a) **Verifica di resistenza all'estrazione - dimensionamento parte attiva picchetti nella grata .**

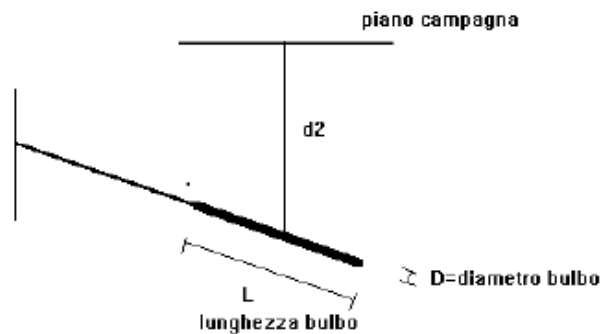


Figura 89 - Rappresentazione degli elementi costituenti un ancoraggio.

Le nuove normative tecniche prevedono che il dimensionamento di una paratia sia condotto mettendo in conto effetti di instabilità locale, Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico: collasso o deformazione eccessiva del terreno quando la resistenza del terreno è determinante nel garantire la resistenza.

Uno di questi casi risulta essere lo sfilamento di uno o più ancoraggi.

Per la valutazione della Resistenza caratteristica (R_{ak}) allo sfilamento, si può procedere in due differenti modi (secondo la norma "Progettazione geotecnica NTC 2008" del 14.01.2008):

- per via sperimentale:** si operano delle prove di sfilamento "di progetto" su ancoraggi di prova ed il dimensionamento avviene sui risultati delle prove stesse;
- per via analitica:** in questo caso si opera con calcoli analitici, impiegando valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso in esame, trattandosi di un calcolo di pre dimensionamento, si può procedere per via analitica.

Si esegue il calcolo analitico della resistenza allo sfilamento utilizzando i valori dei parametri di resistenza, desunti dalle prove fatte (senza riduzioni), e l'equazione sotto riportata, di cui non viene riportata la trattazione in quanto facilmente reperibile e riportata in normativa tecnica.

L'equazione è la seguente:

$$R_{ak} = \pi * D * \gamma * d2 * L * K * \tan \varphi + c * \pi * D * L$$

dove:

D = diametro reso del bulbo (m);

γ = peso di volume (t/m^3);

L = lunghezza del bulbo (m);

$d2$ = distanza tra piano campagna e mezzeria del bulbo (m);

$K = f(\theta, K_0)$ = coefficiente di spinta;

θ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del tirante;

φ = angolo di attrito interno del terreno ($^\circ$);

c = coesione.

Si consiglia di eseguire sempre ancoraggi di prova; questi ultimi devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione.

Esempio:

Verifica a sfilamento di un picchetto della grata (vedi capitolo 9.9.1)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

La valutazione teorica con metodo analitico, ai sensi del D.M. 14.01.2008, della lunghezza del tratto attivo (L) è ottenuta imponendo la seguente condizione di equilibrio:

$$R_{ak} = \pi * D * \gamma * d_2 * L * K * \tan \varphi + c * \pi * D * L$$

dove:
 d2 = distanza dal piano di campagna e mezziera del tratto attivo del picchetto (m)
 D = Ø di perforazione del foro nel terreno più resistente (m)
 γ = peso per unità di volume (N/m³)
 C = coesione non drenata (N/m²)
 Rak = resistenza caratteristica a sfilamento, carico d'esercizio gravante sul singolo picchetto (N)
 φ = angolo di attrito del materiale *in situ*
 tan φ
 K = coefficiente di spinta attiva
 L = lunghezza del tratto attivo (m) intesa come la quota parte di picchetto infisso oltre il piano di scivolamento

valori da inserire					
0,6	m				
0,12	m				
220.000,00	N/m³				
7000	N/m²	70	kPa		
2125	N	212,5	Kg		
27	°				
0,51					
0,333	num			1N	0,1kg
0,19	m			1tonn	1000kg
				1Pa	1N/m²

Quindi:

ANALISI DEI PESI	L2	L1	S	peso terreno	carico gravante
AREA DI INFLUENZA	0,5	0,5	0,5	1700	212,5

Nel file di calcolo associato per facilitarne l'utilizzo, sono presenti schemi di elementi di riferimento e tabelle di informazione individuanti caratteristiche dei materiali *in situ*. È necessaria utilizzare nella fase di calcolo definitivo/esecutivo valori provenienti da analisi geotecniche di campagna.

b) Verifica di resistenza a flessione

Se la coltre di terreno superficiale comincia a muoversi lungo il piano di scivolamento, prima dell'eventuale sfilamento dell'ancoraggio o picchetto, la parte superiore compresa tra gli ancoraggi o picchetti comincia a flettersi nella direzione del moto.

Il momento flettente massimo che agisce sul picchetto o tirante si ha in corrispondenza della profondità a cui comincia lo strato resistente (M_{max}).

La massima tensione a cui è soggetto il tirante o picchetto sarà:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W}$$

Se la tensione massima (σ_{max}) risulta inferiore al valore caratteristico di tensione sopportabile per quel determinato materiale (tensione ammissibile - σ_{amm}), allora la verifica risulta soddisfatta.

In caso contrario, qualora le tensioni superassero quelle di resistenza del materiale, si avrebbe la rottura del tronco.

Si riporta la verifica a flessione del traverso necessaria per il predimensionamento del tronco da installare in fase di esecuzione.



Foto 15 - Grata viva in zona Vesuvio.

Esempio:

Verifica a flessione della paleria trasversale (correnti) (vedi capitolo 9.9.1)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

		valori da inserire
	input	
Peso specifico (N/m ³)	20000	vedi tabella
Lunghezza tra traversi (m):	1.00	
Carico (N/m):	2800	
diametro (m):	0.14	
Modulo trave W (m ³):	0.00026926	
Momento (N m):	350	
Sigma risultante (N/mm ²):	1.30	Verificata
Sigma ammissibile (N/mm ²):	18.67	coeff sic = 1,5
tab Sigma ammissibile (N/mm ²):	21.00	castagno
terra vegetale	equivalenze	
kg/m ³	1000	
N/m ³ circa	0.1	

$$W = \pi \cdot \frac{\text{diametro}^3}{32}$$

$$\sigma_{fless\ max} = \frac{M_{max}}{W}$$

$$M_{max} = \frac{Q \cdot l^2}{8}$$

PROPRIETA'	Douglasia		Castagno	Querce caducifoglie	Pioppo e Ontano	Altre Latifoglie	
	S1	S2/S3	S	S	S	S	
Res. a flessione (5-perc.), N/mm ²	$f_{0.05k}$	40	23	28	42	26	27
Res. a trazione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{0.05k}$	24	14	17	25	16	16
Res. a trazione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{0.05k}$	0,4	0,4	0,5	0,8	0,4	0,5
Res. a compressione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c0.05k}$	26	20	22	27	22	22
Res. a compressione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c0.05k}$	2,6	2,6	3,8	5,7	3,2	3,9
Res. a taglio (5-perc.), N/mm ²	f_{vk}	4,0	3,4	2,0	4,0	2,7	2,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{0,05,mean}$	14000	12500	11000	12000	8000	11500
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$E_{0,05}$	9400	8400	8000	10100	6700	8400
Modulo di elasticità perpend. alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{90,mean}$	470	420	730	800	530	770
Modulo di taglio (medio), N/mm ²	G_{mean}	880	780	950	750	500	720
Massa volumica (5-perc.), kg/m ³	ρ_k	400	420	465	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	435	455	550	825	460	580

c) Verifica di resistenza allo sprofondamento

Il cinematismo dello sprofondamento, nel caso della grata viva, è possibile sintetizzarlo in due forme

- 1) scivolamento dei montanti (pali verticali), dovuto ad errori nella realizzazione dei picchetti di ancoraggio all'incrocio con i pali orizzontali (correnti), creando nella struttura cedimenti differenziali dovuti al trascinarsi verso il basso dei pali orizzontali;
- 2) cedimenti dei pali orizzontali delle singole camere con conseguenti spancamenti localizzati; tale condizione presuppone un errore di compattazione del suolo o un non previsto cinematismo geotecnico. Tale fenomeno crea una pericolosa condizione di instabilità nella struttura portante della grata.

Nel primo caso la spinta verso il basso ed il conseguentemente sprofondamento è contrastato dal posizionamento di un palo continuo alla base, infossato sotto il piano campagna, che, come già detto più volte, risulta indispensabile per la stabilità dell'opera. Su tale palo vengono appostati i pali montanti verticali costituenti parte della struttura della grata; il posizionamento del palo orizzontale alla base risulta, peraltro, fondamentale per migliorare le condizioni di sicurezza nella fase di messa in posto dei pali verticali.

La sollecitazione trasmessa dai pali verticali montanti risulta trascurabile, in quanto il carico trasmesso al palo orizzontale al piede è solo quello derivante dal carico incidente del primo metro circa dal piano campagna, in quanto tutto il resto del carico viene assunto dai picchetti realizzati ad ogni incrocio tra montanti e correnti.

Nel secondo caso, il cedimento risulta non arginabile e pertanto la grata dovrà subire le azioni di manutenzione possibili anche tramite smontaggio di parti di opera.

9.9.2 Verifica di stabilità interna della struttura

Risultante delle forze di taglio sulla grata viva ed in particolare sugli elementi orizzontali

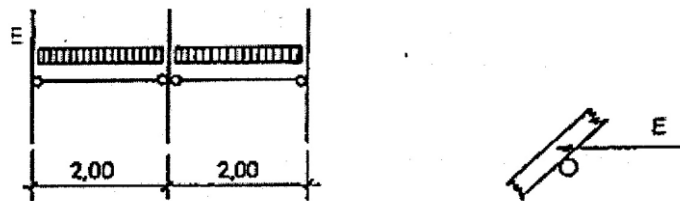


Figura 90 - Schema di una grata viva di sostegno.

Valutazione delle forze di taglio agenti sugli elementi trasversali di una grata viva.

Si ha una sollecitazione a taglio quando alla struttura in esame sono applicate forze con direzione perpendicolare al suo asse, giacenti sul piano della sezione e passanti per il suo baricentro.

La sollecitazione di taglio produce uno scorrimento (traslazione) fra sezioni contigue. Le tensioni interne, dovendo opporsi a tale deformazione, giacciono sul piano della sezione e quindi risultano essere delle tensioni tangenziali (indicate con τ). La sollecitazione di taglio è normalmente accompagnata dal fenomeno della flessione.

Nel caso di una sezione circolare, la tensione di taglio è massima lungo l'asse neutro e tale fenomeno è così rappresentabile:

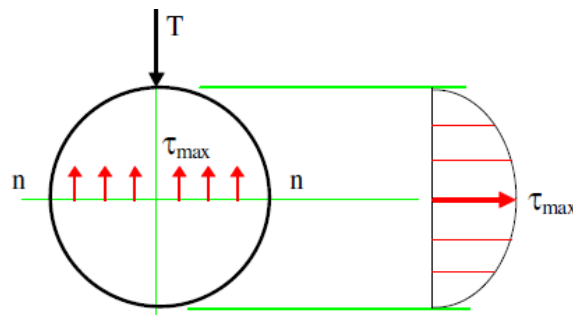


Figura 91 - Rappresentazione grafica delle tensioni di taglio.

con:

T = sforzo di taglio nella sezione (N);

A = area della sezione resistente (mm²);

τ_{media} = tensione media di taglio nella sezione.

Volendo calcolare la tensione massima, si ha che τ_{max} è pari a:

$$\tau_{max} = \frac{4}{3} * \frac{T}{A}$$

dove:

$$\frac{T}{A} = \tau_{media}$$

Le tensioni di taglio hanno generalmente un'importanza secondaria in presenza di altre tensioni, per cui non è in base ad esse che vengono fatti i dimensionamenti, per esempio, degli organi meccanici.

Nel nostro caso è quindi sufficiente una verifica confrontando la τ_{max} con la τ_{amm} , dovendo risultare il $\tau_{max} \leq \tau_{amm}$, dove:

$$\tau_{amm} = \frac{\sigma_{amm}}{\sqrt{3}}$$

Nei pochi casi di strutture soggette a taglio puro (chiodature, collegamenti con linguetta), si introduce l'ipotesi semplificativa di distribuzione uniforme delle tensioni da taglio sulla sezione.

Ciò equivale a considerare la τ_{media} , quindi si avrà:

$$\tau_{media} = \frac{T}{A}$$

e, pertanto:

$$\tau_{media} = \frac{T}{A} \leq \tau_{amm}$$

Per il dimensionamento della sezione dei pali, quindi per la definizione dei parametri di progetto, si avrà:

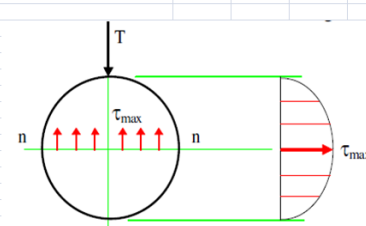
$$A = \frac{T}{\tau_{amm}}$$

Esempio:

Calcolo sezione paleria trasversale (correnti) taglio semplificato appoggi (vedi capitolo 9.9.2)

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

valori da inserire		
input		
Lunghezza traverso (m)	1.00	$T = \frac{Q \cdot L}{2}$
T sforzo di taglio (N/m)	1400	$W = \pi \cdot \frac{diámetro^3}{32}$
Diametro (m)	0.14	$\tau_{max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{T}{W}$
W sezione resistente (m³)	0.000	$\tau_{max} \leq \tau_{amm} = \frac{\tau_{lim}}{\eta} = \frac{\tau_{lim}}{\sqrt{3}}$
Taglio max (N/mm²)	0.07	Verificata
Taglio ammissibile (N/mm²)	1.16	coeff sic = 1.73
Resistenza a taglio max (N/mm²)	2.00	castagno
Verifica sezione palo progetto (m)	0.039	Verificata
Valore di calcolo per verifica sez	1542.68	



$diámetro^2 = \frac{Q \cdot L}{2} \cdot \frac{4}{\pi \cdot \tau_{amm}}$

Elementi costruttivi secondo le norme DIN 1052 e DIN 1045

- Pali orizzontali minimi: scelti sulla base della classe III di qualità europea delle resinose, due pali con diametro pari a 10 cm.
- Pali verticali minimi: scelti sulla base della classe III di qualità europea delle resinose, un palo con diametro pari a 15 cm.
- Ancoraggi: tondini in ferro acciaioso ad aderenza migliorata (FeB44K), con diametro pari almeno a 16 mm Bst 420/500, con filettatura alla testa. I fori hanno diametro pari a 3 cm e vengono realizzati fino ad una profondità di almeno 1 m nella sottostante roccia. Vengono poi riempiti di boiaccia.

Verifica delle giunture chiodate

Vedi trattazione all'interno del manuale: al capitolo che tratta delle chiodature.

9.10 Calcolo speditivo per la determinazione dei metri di palo, del numero di chiodi e di picchetti necessari per la costruzione di una grata viva

Nel calcolo della quantità di pali, chiodi e picchetti necessari alla realizzazione dell'opera, si considera che:

- **correnti** sono i pali disposti orizzontalmente, **montanti** sono i pali disposti verticalmente;
- i margini dei correnti e dei montanti sporgono di un metro oltre ogni incrocio più esterno dei pali;
- all'incrocio tra correnti e montanti, la giunzione viene realizzata attraverso un chiodo in ferro accidioso ad aderenza migliorata;
- all'incrocio tra correnti e montanti e all'estremità di ogni palo, si utilizzano due picchetti per l'ancoraggio dell'opera al terreno;
- gli elementi e le dimensioni dell'opera sono esposti nella seguente tabella:

ELEMENTI	DIMENSIONI GENERALMENTE IMPIEGATE	OSSERVAZIONI
Lunghezza pali correnti	4 m	Si possono impiegare anche pali da 2 m, da 5 m o fuori misura
Lunghezza pali montanti	4 m	Come sopra
Diametro pali	15 cm	Generalmente impiegato nella grata viva tipo Vesuvio – in questo caso si deve impiegare chiodi con diametro massimo di 10 mm
	20 cm	Evitare l'utilizzo di pali di dimensioni inferiori a diametro di 20 cm a causa della possibile rottura del legno in corrispondenza delle chiodature (vedi trattazione sulle giunture).

	25 cm	Evitare l'utilizzo di pali di dimensioni superiori a diametro di 25 cm, a causa delle eventuali difficoltà di maneggiamento e dei limiti imposti dalla movimentazione dei carichi
Interasse correnti	2 m massimo	L'interasse è da calcolare
Intervallo montanti	2 m massimo	L'interasse è da calcolare
Sfrido sui pali	5%	Consigliato e non computato
Sfrido sui chiodi	5%	Consigliato e non computato

Tabella 50 - Elementi di calcolo.

- Nella presente trattazione, non è stato effettuato il calcolo del numero di graffe necessarie per la giunzione di testa dei correnti e dei montanti; resta negli autori la perplessità sulla loro necessità o efficacia;
- il valore di sfrido indicato per i pali è un valore derivante dall'esperienza; nel caso, per esempio, dei metri di palo, tale valore va opportunamente valutato;
- se la forma dell'area d'intervento è simile ad una rettangolo, i metri di palo verranno quasi tutti impiegati, per cui lo sfrido del 5% dovrà essere aggiunto ai metri di palo calcolati.

Se invece la forma dell'area di intervento assomiglia più ad una campana allora l'aggiunta della quantità di sfrido può essere omessa, in quanto il calcolo già sovradimensiona la quantità.

Il valore di sfrido per i chiodi deriva anch'esso dall'esperienza e si basa sulle seguenti considerazioni:

- nell'ambito di cantiere accade che i chiodi possano piegarsi durante l'infissione e si debba procedere ad una nuova chiodatura;
- può inoltre accadere che sia necessario infiggere più chiodi per situazioni particolari (giunture dei pali montanti - sovrapposizione dei pali, ecc.);
- accade che gli stessi vengano persi durante la lavorazione.

Nel calcolo non sono stati computati i chiodi eventualmente necessari per le chiodature dei pali correnti orizzontali con incastro, in quanto non accettabili dal punto di vista della tecnologia del legno (vedi capitolo chiodature).

9.11 fogli elettronici per il dimensionamento della grata

Sulla base di quanto illustrato nel precedente capitolo, sono stati creati appositi fogli elettronici per il calcolo speditivo della distanza fra i pali orizzontali, del numero di chiodi e del numero di picchetti necessari alla realizzazione di una grata viva.

9.11.1 Calcolo della distanza fra i pali orizzontali

9.11.1.1 Terreni incoerenti

Per i terreni incoerenti si ha:

$$l = \frac{h}{\operatorname{tg} \alpha - \varphi}$$

dove:

l = distanza tra i pali orizzontali;

h = diametro dei pali;

α = inclinazione del pendio;

φ = angolo di attrito interno del terreno.

L'inclinazione del pendio (α) può variare tra 35° e 55°.

Il diametro dei pali (h) non dovrebbe scendere al di sotto dei 20 cm, altrimenti potrebbero insorgere problemi in corrispondenza delle chiodature (vedi trattazione delle giunzioni condotta nello studio della palificata).

Il foglio elettronico per il calcolo della distanza fra i pali orizzontali si compone di una schermata simile a quella sotto riportata:

φ angolo d'attrito interno terreno (gradi)	α inclinazione pendio (gradi)	diametro pali (cm)	l distanza tra i pali orizzontali (m)
35	0	0	0,00

TERRENI INCOERENTI

Angolo d'attrito interno terreno (gradi)	Inclinazione pendio (gradi)	Diametro pali (cm)	Distanza tra i pali orizzontali (m)	Descrizione
30	35	20	2,29	
		25	2,86	
	40	20	1,13	
		25	1,42	
	45	20	0,75	
		25	0,93	
	50	20	0,55	Tipologia non realizzabile
		25	0,69	Tipologia non realizzabile
55	20	0,43	Tipologia non realizzabile	
	25	0,54	Tipologia non realizzabile	
35	38	20	3,82	
		25	4,77	
	40	20	2,29	
		25	2,86	
	45	20	1,13	
		25	1,42	
	50	20	0,75	
		25	0,93	
55	20	0,55	Tipologia non realizzabile	

Si inserisce l'angolo d'attrito - nell'esempio $\varphi = 30$ - o una delle altre variabili indicate (inclinazione del pendio, diametro dei pali). La tabella sottostante indica, quindi, a quale inclinazione del pendio corrisponda quell'angolo e il rispettivo diametro dei pali. Anche non conoscendo le altre variabili, si ottiene comunque una stima dei loro valori.

Inserendo tutti e tre i valori, si ottiene come risultato, nella casella contrassegnata dal colore blu, la distanza fra i pali ricercata, come illustrato nella schermata seguente:

φ angolo d'attrito interno terreno (gradi)	α inclinazione pendio (gradi)	diametro pali (cm)	l distanza tra i pali orizzontali (m)
35	40	20	2,29

TERRENI INCOERENTI

Angolo d'attrito interno terreno (gradi)	Inclinazione pendio (gradi)	Diametro pali (cm)	Distanza tra i pali orizzontali (m)	Descrizione	
30	35	20	2,29		
		25	2,86		
	40	20	1,13		
		25	1,42		
	45	20	0,75		
		25	0,93		
	50	20	0,55	Tipologia non realizzabile	
		25	0,69	Tipologia non realizzabile	
	55	20	0,43	Tipologia non realizzabile	
		25	0,54	Tipologia non realizzabile	
	35	38	20	3,82	
			25	4,77	
40		20	2,29		
		25	2,86		
45		20	1,13		
		25	1,42		
50		20	0,75		
		25	0,93		
55		20	0,55	Tipologia non realizzabile	

dove:

$\varphi = 30^\circ$ (pertanto l'inclinazione varierà dai 35° ai 45°);

$\alpha = 40^\circ$ (pertanto il diametro dei pali sarà compreso fra i 20 e i 25 cm);

diametro pali = 22 cm.

I pali orizzontali dovranno quindi essere posti ad una distanza di 1,25 m.

9.11.1.2 Terreni coerenti

Questo foglio elettronico si compone di una schermata simile a quella sotto riportata:

CALCOLO DELLA DISTANZA TRA PALI ORIZZONTALI NEL CASO DI TERRENI INCOERENTI

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

: valori da inserire

Nel caso di terreni coerenti, per il calcolo della distanza tra i pali orizzontali della grata viva, facciamo riferimento alla teoria proposta da Taylor sull'analisi della stabilità dei pendii. Dato un pendio inclinato di un angolo β con l'orizzontale, conoscendo la coesione non drenata (c_u) e il peso di volume del terreno, l'altezza che la scarpata non deve superare, per rimanere stabile, vale:

$$H_c = \frac{N_s \cdot c_u}{\gamma_t}$$

in cui:

- H_c = altezza critica della scarpata ottenuta per un FS = 1 (m);
- c_u = coesione non drenata del terreno (kPa);
- γ = peso specifico del terreno (kN/m³);
- N_s = fattore di stabilità.

Assumendo $N_s = 5.52$ per qualunque valore di $\beta < 55^\circ$, ci mettiamo dalla parte della sicurezza.

α inclinazione pendio (gradi)	α inclinazione pendio (radian i)	c_u coesione e non drenata (kPa)	γ peso specifico del terreno (kN/m ³)	N_s fattore di stabilità	h diametr o dei pali (m)	H altezza ottenuta con un FS = 1,5 (m)	L distanz a pali orizzont ali (m)
55	0.9599	60	19	5.52	0.3	11.621	14.397

Sulla base della teoria di Taylor per l'analisi della stabilità dei pendii, dato un pendio inclinato di un angolo β con l'orizzontale, conoscendo la coesione non drenata (c_u) e il peso di volume del terreno γ , l'altezza (H_c) che la scarpata non deve superare per permanere in una situazione di stabilità è data da:

$$H_c = \frac{N_s * C_u}{\gamma_t}$$

Tale valore di H_c viene calcolato dal software, introducendo nella tabella i valori dell'inclinazione del terreno in gradi (nell'esempio: $\alpha = 55^\circ$) - tradotti dal software anche in radianti - il peso specifico γ del terreno e il diametro dei pali.

Assumendo per sicurezza (con $\beta < 55^\circ$) il fattore di stabilità N_s pari a 5,52, si ottiene che la distanza tra i pali orizzontali deve essere di circa 14,4 m.

9.11.2 Calcolo della lunghezza dei pali, del numero di chiodi e di picchetti per la Grata viva

Per definire queste variabili, si utilizza il seguente foglio elettronico:

Calcolo metri di palo, numero chiodi e numero picchetti per la realizzazione di una grata viva

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

_____ : valori da inserire

CALCOLO METRI PALO, NUMERO CHIODI E NUMERO PICCHETTI NECESSARI PER LA REALIZZAZIONE DI UNA GRATA VIVA

Si considerano:
 1 chiodo per ogni incrocio.
 2 picchetti * incrocio + 2 picchetti * estremità.
 Per ogni palo, la grata termina con estremità lunghe 1 m.

Lunghezza (m)	Altezza (m)	Interasse e dei pali verticali (m)	Interasse e dei pali orizzontali (m)	numero pali verticali	numero pali orizzontali	metri pali verticali (m)	metri pali orizzontali (m)	Numero incroci	Metri totali pali (m)	Numero chiodi	Numero picchetti
12	10	2	1	6	10	60	120	60	180	60	172
DATI INIZIALI				CELLE D'APPOGGIO				RISULTATI			

numero pali verticali	$(lunghezza - 2) / interasse\ pali\ verticali + 1$
numero pali orizzontali	$(altezza - 2) / interasse\ pali\ orizzontali + 2$
metri pali verticali	$(numero\ pali\ verticali) * (altezza)$
metri pali orizzontali	$(numero\ pali\ orizzontali) * (lunghezza)$
metri totali	$(metri\ pali\ verticali) + (metri\ pali\ orizzontali)$
numero incroci	$(numero\ pali\ verticali) * (numero\ pali\ orizzontali)$
numero chiodi	numero incroci
numero picchetti	$(numero\ incroci * 2) + (numero\ pali\ verticali * 2) + (numero\ pali\ orizzontali * 2) * 2$

Si introducono come dati iniziali:

- la lunghezza in metri dei pali verticali (10 m nell'esempio);
- la lunghezza in metri dei pali orizzontali (12 m nell'esempio);
- la distanza d'interasse fra i pali verticali (2 m nell'esempio);
- la distanza d'interasse fra i pali orizzontali (1 m nell'esempio).

Attraverso questi valori, il software calcola:

- a) il numero di pali verticali necessario per la costruzione della grata;
- b) il numero di pali orizzontali necessario per la costruzione della grata;
- c) la lunghezza complessiva in metri dei pali verticali;
- d) la lunghezza complessiva in metri dei pali orizzontali;
- e) il numero di incroci che si vengono a formare.

Considerando un chiodo e due picchetti per ogni incrocio e due picchetti per ogni estremità, si ottiene che per la grata nell'esempio occorrono:

- 180 m totali di pali;

- 60 chiodi;
- 182 picchetti.

Esempio:

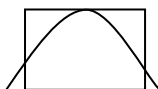
L'esempio di seguito riportato è svolto sulla base dei seguenti dati ipotetici di calcolo:

φ angolo d'attrito interno terreno (gradi)	α inclinazione pendio (gradi)	diametro pali (cm)	l distanza tra i pali orizzontali (m)
35	45	20	1,13

A vantaggio della stabilità (criterio conservativo), si è considerato la distanza tra i pali orizzontali pari ad 1 m.

Si è ipotizzata un'area in dissesto da sistemare di 12 m di larghezza e di 10 m di altezza, con una classica forma a "mezzaluna" rovesciata.

Nel punto di massima altezza, poiché non è possibile determinare a priori l'esatta geometria dell'area d'intervento, conservativamente si è considerata la stessa un rettangolo di 12 x 10 m.



Inserendo i dati ipotetici di intervento nel foglio di calcolo, si ottengono i seguenti dati:

Lunghezza (m)	Altezza (m)	Interasse dei pali verticali (m)	Interasse dei pali orizzontali (m)	numero pali verticali	numero pali orizzontali	metri pali verticali (m)	metri pali orizzontali (m)	Numero incroci	Metri totali pali (m)	Numero chiodi	Numero picchetti
12	10	2	1	6	10	60	120	60	180	60	172
DATI INIZIALI				CELLE D'APPOGGIO				RISULTATI			

- avendo imposto come interasse dei pali verticali (montanti) il valore di 2 m, si ottengono sei pali verticali, in quanto la disposizione avverrà a partire da una distanza di un metro circa dal margine inferiore sinistro dell'area da sistemare;
- i pali orizzontali (correnti) risulteranno essere pari a 10; il posizionamento in opera degli stessi è ipotizzato, collocando il primo corrente a 0,50 m dal piano campagna.

Il decimo palo si troverà pertanto ad essere a 0,50 m dal bordo superiore della nicchia di distacco (zona d'intervento).

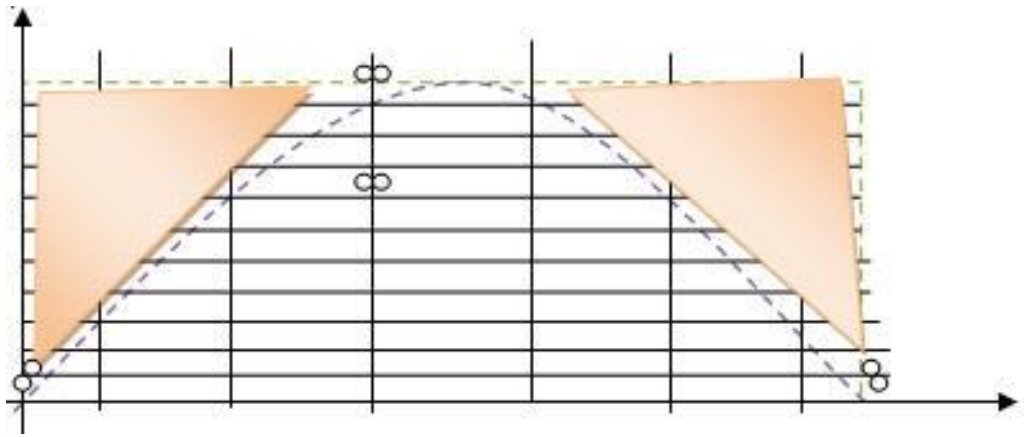


Figura 92 - Rappresentazione grafica dello schema di calcolo.

È ovvio che, così facendo, risulteranno sovradimensionati sia il valore dei metri di palo necessari, sia il numero degli incroci, in quanto la figura geometrica di riferimento è un rettangolo.

Tale sovradimensionamento, tuttavia, non è stato eliminato per due motivi:

- il primo, perché è impossibile a priori conoscere quale sia la geometria esatta della frana, la quale potrebbe anche essere, per esempio, perfettamente rettangolare;
- il secondo, per tenere in considerazione gli sfridi sia del legname che dei chiodi, che inevitabilmente si verificano nella fase esecutiva.

Sulla base dei precedenti calcoli, gli incroci saranno pari a 60, i metri di palo saranno pari a 180 (6 montanti * 10 m = 60 m + 10 correnti * 12 m = 120 m)

Nel conteggio, non sono considerati i metri di palo ed il numero di picchetti eventualmente necessari per il fissaggio al piede della grata al di sotto del piano di campagna ed in testa sul versante.

Poiché si possono impiegare legnami di lunghezze diverse (tradizionalmente 2, 4 , 5 m o fuori misura), non vengono indicati il numero dei pali da fare pervenire in cantiere per la realizzazione dell'intervento, fatto salvo che la lunghezza minima del palo deve essere pari all'interasse dei montanti verticali, tenuto conto delle dimensioni minime necessarie per la chiodatura e dei sormonti.

10 PALIFICATA VIVA

10.1 Palificata - Descrizione generale

Negli ultimi decenni, a fianco delle tipologie classiche, si sono sviluppate altre tipologie di nuova concezione. La palificata viva di sostegno, soprattutto nella sua forma con pietra, molto spesso senza piante, è nata e si è sviluppata nell'Europa centrale e veniva realizzata nell'impero austroungarico da operai forestali provenienti dalla Krainia (Dalmazia), da cui il nome di *Krainerwand* (ovvero muro krainer ovvero krainico) e poi via via si è evoluta in altre forme e varianti.

Attualmente vi sono diverse tipologie di palificata codificate e descritte nei diversi manuali.

Per i versanti abbiamo:

- **palificata viva di sostegno ad una parete;** per la verità si tratta di una tipologia codificata e descritta, ma scarsamente realizzata in quanto la scarsa profondità limita la sua efficacia;
- **palificata viva di sostegno a doppia parete;** si tratta della più classica delle tipologie nell'ambito delle palificate.

Sono seguite nel tempo delle palificate vive di sostegno di nuova concezione, tutte sviluppate, descritte e codificate in Italia e più precisamente:

- la **palificata viva di sostegno tipo Vesuvio;** sviluppata nel territorio Campano, ha come caratteristica peculiare l'impiego di paleria di castagno e la realizzazione di ancoraggi a tergo, sempre in legname;
- la **palificata viva di sostegno tipo Roma;** ha come caratteristica la relativa velocità di realizzazione ed il risparmio, a parità di efficacia e di altezza finale, di legname e di chiodature; come limite presenta il ridotto sviluppo di altezza possibile in relazione al limitato sviluppo possibile della base;
- la **palificata viva di sostegno tipo Loricata;** si tratta di una palificata nata dal principio applicato con gli ombrelli da neve che in un primo tempo sono stati anche impiegati per il contenimento di frane e poi sono stati mutuati per realizzare questa tipologia di palificata; in pratica si tratta di una parziale "ingegnerizzazione" dell'opera che prevede la realizzazione di unità di montaggio in ferro in cui vengono inseriti elementi in legname e poi vengono riempiti di terreno.

Per i corsi d'acqua abbiamo:

- **palificata viva spondale ad una parete;** si tratta di una tipologia adatta alla situazione di sponde con piccole erosioni in cui viene realizzato un rinforzo; è una tipologia che consente la realizzazione operando dalla parte alta della sponda con l'escavatore e quindi interessante soprattutto in questa condizione;
- **palificata viva spondale a doppia parete;** questa tipologia, sicuramente efficace anche nell'ambito dei corsi d'acqua, deve essere realizzata, in ambito fluviale, con tutta una serie di accorgimenti, per evitarne il fallimento (in questo ambiente); tali fallimenti per errori di esecuzione hanno a volte provocato la erronea conclusione che tale tipologia non sia adatta ai corsi d'acqua;
- **palificata viva spondale con palo frontale verticale:** si tratta di una tipologia sviluppata in Sud Tirolo che ha dato ottimi risultati, ma che ha come limite lo scarso possibile sviluppo in altezza e l'applicabilità nelle sole condizioni di terreni di sponda non eccessivamente ciottolosi, in quanto i pali verticali devono essere impiantati per circa 3 m di profondità al piede della sponda;

- **briglia in legname e pietrame** la quale, poiché è realizzata similmente alla palificata viva di sostegno a doppia parete, pur avendo naturalmente funzionalità completamente diverse, può essere annoverata nella classe di questa tipologia (palificata), presentando spesso le stesse problematiche, soprattutto per quanto riguarda i dimensionamenti.

Nella presente trattazione non verranno trattate tutte le tipologie sopra descritte in maniera esaustiva, in quanto molto spesso presentano problematiche analoghe o comunque mutuabili da altre tipologie.

10.2 Le palificate vive di sostegno di versante

10.2.1 Elementi costitutivi

Si ritiene innanzitutto necessario elencare e definire gli elementi costruttivi che si possono ritrovare più comunemente nella costruzione di una palificata viva di sostegno.

Gli elementi costitutivi di una palificata viva di sostegno in parete doppia risultano essere i seguenti:

- piano;
- montanti;
- correnti;
- interasse;
- ali;
- unità.

Per **piano** si intende una serie di correnti e una serie di montanti, intendendo per **correnti** i pali posti ortogonalmente rispetto alla linea di massima pendenza della scarpata e per **montanti** i pali posti parallelamente alla linea di massima pendenza.

L'**interasse** rappresenta la distanza tra i pali posti parallelamente tra di loro.

Le **ali** risultano essere l'ancoraggio dell'opera al terreno posto lateralmente (fino a raggiungere il terreno stabile). Questa definizione è maggiormente utilizzata nel caso delle briglie in legname in pietrame, in quanto effettivamente sono legate al terreno posto lateralmente, mentre le palificate vive di sostegno nella maggior parte dei casi risultano essere opere svincolate.

Per **unità** si intende il valore dell'elemento costruttivo nella sua lunghezza; la maggior parte delle volte ci si trova ad operare con pali di 4 m, a volte di 2 o 5 m, raramente di 3 m. Tali misure vanno poi a condizionare il dimensionamento dell'opera. L'unità rappresenta, quindi, la sezione della palificata costituita da pali correnti, ad esempio, di lunghezza di 4 m.

PALIFICATA VIVA DI SOSTEGNO A PARETE DOPPIA VISTA

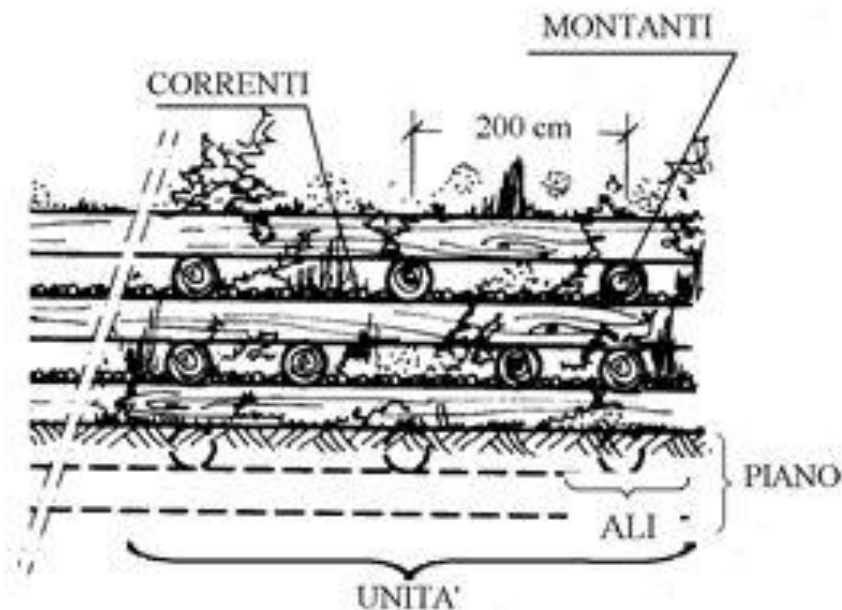


Figura 93 - Palificata viva di sostegno a parete doppia - vista elementi.

10.2.2 Palificata viva di sostegno ad una parete

La palificata viva di sostegno ad una parete, che viene riportata in molti manuali, ha avuto una scarsa applicazione nella pratica.

Ciò è dovuto non tanto alla sua inefficacia quanto a motivi di ordine pratico quali:

- il fatto di presentare, per la sua stessa conformazione, un'azione di stabilizzazione ridotta in profondità;
- una volta che si dovesse realizzare la palificata viva sul versante e fosse necessario impiantare il cantiere sullo stesso con presenza di mezzi meccanici di escavazione, scavare l'imposto per una palificata viva di sostegno ad una parete o a due pareti risulta poco influente sui tempi di esecuzione, a tutto vantaggio dell'azione di stabilità ottenibile con una palificata viva di sostegno a doppia parete;
- quasi mai, nel caso della palificata viva di sostegno ad una parete, si procede con la realizzazione di un vero e proprio scavo, preferendo agire il più possibile in superficie; ciò provoca di conseguenza una scarsa profondità dell'opera stessa;
- Si ha ovviamente un risparmio in termini di materiali, chiodi, piante ed ovviamente di ore/uomo.

La palificata viva di sostegno ad una parete non differisce tuttavia come modalità d'esecuzione rispetto a quello a parete doppia, se non per la ridotta azione di scavo.

Molto diverse invece sarebbero le verifiche da condurre, ma visto e considerato che si tratta di una tipologia scarsamente impiegata, si è preferito tralasciarne la trattazione.

PALIFICATA VIVA
AD UNA PARETE

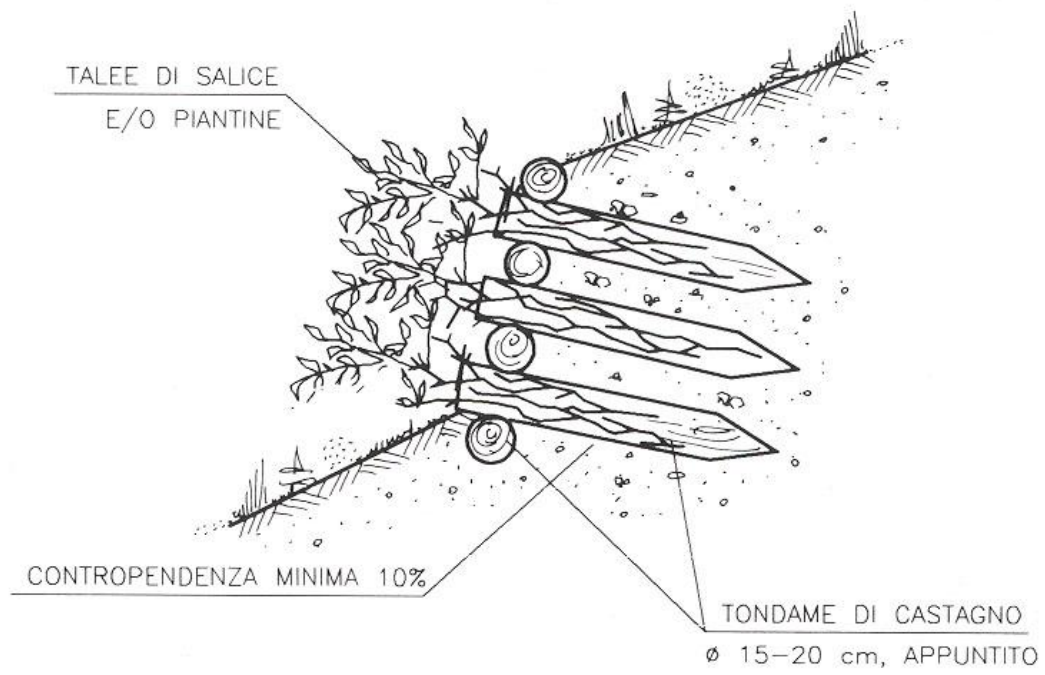


Figura 94 - Schema palificata viva a una parete.



Foto 16 - Palificata viva a una parete.

10.2.3 Palificata viva di sostegno a parete doppia

La palificata viva di sostegno a doppia parete è un manufatto a gravità, costituito da una sorta di cassa in pali di legno a struttura cellulare, riempita di materiale inerte e di materiale vegetale. Lo spessore minimo della struttura è dell'ordine del metro (tipico è l'ingombro di 2 m), per un'altezza che non supera il doppio della base, anche in strutture a paramento inclinato.

Altezze maggiori possono essere raggiunte con la disposizione delle palificate di sostegno a gradoni o con ancoraggi a tergo delle stesse, ma non mancano palificate vive di sostegno con una base che raggiunge i 2,50 o i 3 m di base. I materiali impiegati per la costruzione, analogamente a quanto descritto per le strutture più semplici, sono pali scortecciati di legno durabile di latifolia (per esempio, castagno) o di conifera (per esempio, larice).

Deve essere previsto un adeguato ancoraggio, particolarmente in formazioni detritiche fini (sabbie, limi, ecc.), mediante pali in legno o picchetti in acciaio (tondini dal diametro di 32 mm o profilati a doppia "T") posti anteriormente al corrente esterno di base e/o al corrente interno, nel primo piano della palificata viva di sostegno.

In casi particolari si possono realizzare ancoraggi profondi con micropali trivellati o a rapida infissione o tiranti in fune d'acciaio.

Il materiale di riempimento può essere quello derivante dagli scavi eseguiti per l'imposto. Per migliorarne le condizioni di drenaggio o la massa specifica, si può prevedere l'aggiunta di ciottolame, materiale ghiaioso o sabbioso-ghiaioso, eventualmente avvolto in geotessile non tessuto con specifica azione filtrante.

A volte il materiale di riempimento, soprattutto ai livelli dove dovrà ospitare le piantine radicate o le talee, viene migliorato dal punto di vista della struttura del terreno con ammendanti e/o concimanti.

Le palificate vive di sostegno a doppia parete sono, come detto, strutture autoportanti utilizzate, di regola, nella messa in sicurezza di versanti che sono stati interessati da fenomeni franosi. Esse possono svolgere una funzione di sostegno, contenimento al piede e consolidamento strutturale dei pendii.

Queste strutture possono svolgere una più efficace azione rispetto alle tecniche tradizionali (muri, scogliere, gabbioni) in quanto:

- supportano piccoli assestamenti del terreno;
- non necessitano di una struttura di fondazione massiccia;
- possono essere messe in opera a varie quote del versante, anche su pendii di difficile accesso;
- risultano, frequentemente, più leggere di altre opere a parità di efficacia, oltre a svolgere una funzione drenante, ove necessario;
- consentono numerose varianti costruttive, al fine di migliorare ulteriormente le funzioni drenanti e/o consolidanti dell'intervento;
- si inseriscono in maniera ottimale nell'ambiente, con particolare riferimento alle aree rurali e montane e laddove sia necessario risolvere problemi di consolidamento dei terreni, ottenendo contemporaneamente i migliori risultati in termini ecologici e paesaggistici.

Nell'estate del 2003 sono state monitorate otto palificate vive di sostegno di diverse età in Alto Adige (Stangl-Tesarz-Florineth - Boku - dicembre 2003). Sono stati analizzati i seguenti aspetti :

1. lo stato attuale dello sviluppo vegetazionale;
2. lo sviluppo dell'apparato radicale;

3. la valutazione dello stato del legname di larice che era stato impiegato.

I risultati sono stati i seguenti:

- le palificate vive di sostegno sono sostanzialmente delle strutture lineari per il sostegno dei versanti. In versanti soggetti a forti dinamiche e cedimenti differenziali e/o svuotamenti basali o a tergo, è necessario combinare la tipologia della palificata viva di sostegno con tipologie che aumentino il grado di copertura del terreno nell'interspazio che intercorre tra ordini successivi di palificate vive di sostegno;
- la corretta esecuzione delle palificate vive di sostegno influenza direttamente la stabilità dell'opera: alternanze errate, errate sovrapposizioni ed insufficienti ancoraggi nel versante, sono i più comuni punti deboli osservati per questa tipologia;
- nel caso di stazioni particolarmente umide, il legname di larice ha dimostrato una buona resistenza alla marcescenza, soprattutto nella parte interna, mentre per i pali esterni si è manifestato un fenomeno di deperimento del legname abbastanza veloce;
- nelle stazioni soggette ad alternanza umido/secco la degradazione del legname è risultata più veloce, anche se risulta molto dipendente dalle condizioni locali della stazione;
- i risultati degli interventi realizzati con palificate vive di sostegno vengono fortemente influenzati dalla scelta delle specie vegetali impiegate per la messa a dimora di talee e piantagioni, in quanto queste si sviluppano diversamente in relazione allo sviluppo dell'apparato radicale, dei diametri, dello sviluppo in altezza e dello sviluppo della chioma;
- dopo i primi cinque anni si è registrata comunque la comparsa di una successione vegetale secondaria naturaliforme, molto influenzata tuttavia dai fenomeni di concorrenza, esercitati dalla piante originarie messe a dimora;
- il rinverdimento con specie erbacee, adatte alla stazione, negli interspazi tra ordini di palificate, è risultato assolutamente fondamentale per il controllo dell'erosione superficiale;
- altrettanto importanti sono risultate le piantagioni di alberi ed arbusti autoctoni, sempre negli interspazi tra ordini di palificate vive di sostegno, onde garantire la stabilità complessiva dell'intervento (ordini successivi di palificate vive di sostegno sul versante);
- la penetrazione dell'apparato radicale è risultata particolarmente elevata e diffusa nella parte esterna della palificata, tale da garantire una buona funzione di sostegno meccanico; all'aumentare della profondità si è osservato invece che la penetrazione delle radici diminuisce fortemente;
- si è osservato che la produzione di radici avventizie è molto maggiore nel caso degli ontani rispetto ai salici;
- la piantagione di alberi ed arbusti autoctoni, anche sopra l'ultimo ordine di palificata viva di sostegno, aumenta notevolmente il trattenimento ed il consolidamento del materiale stabile sovrastante attraverso lo sviluppo dell'apparato radicale, permettendo così una maggiore durata della sistemazione del versante nel suo complesso.

PALIFICATA VIVA DI SOSTEGNO A PARETE DOPPIA:
SEZIONE

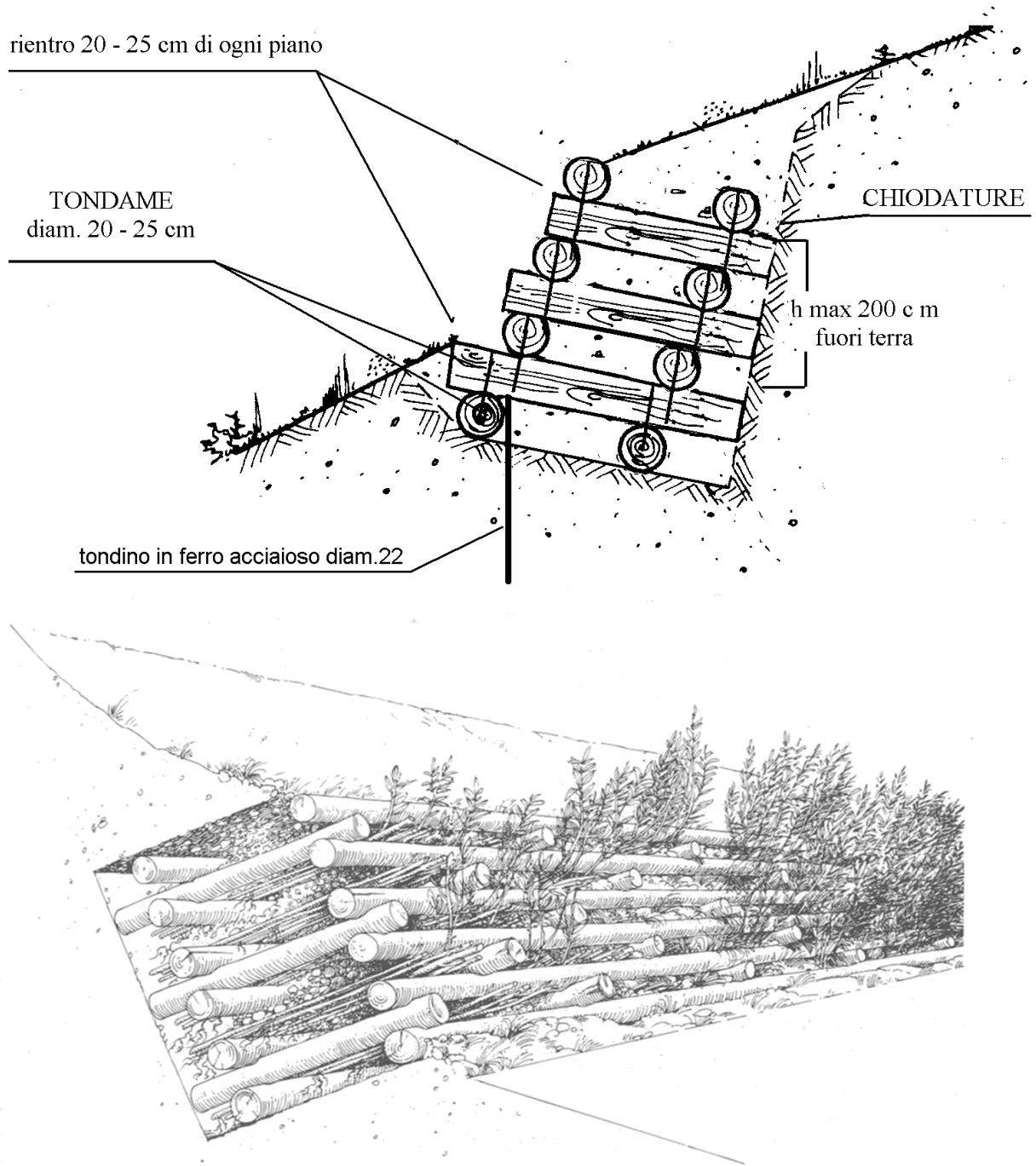


Figura 95 - Palificata viva di sostegno a parete doppia - sezione e vista prospettica.



Foto 17 - Palificata viva di sostegno a parete doppia - in costruzione - Roma SS.Protomartiri - 2011.



Foto 18 - Palificata viva di sostegno a parete doppia - a lavorazione ultimata - Roma Ss. Protomartiri - 2011.

10.2.4 Palificata viva di sostegno tipo Vesuvio

La palificata a doppia parete "Vesuvio", è stata codificata dall'ing. Gino Menegazzi e riportata nel testo *Interventi di Ingegneria Naturalistica nel Parco Nazionale del Vesuvio*, 1998.

Si tratta di un'opera di consolidamento di pendii franosi e opere di controripa o sottoscarpa a sentieri e stradelli carrabili, realizzati spesso a mezzacosta con tronchi di castagno posti a formare un castello in legname e fissati tra di loro con chiodi in ferro acciaioso.

La palificata va interrata con pendenza del 10÷15% verso monte e il fronte avrà una pendenza di risulta rispetto alla verticale del 30÷50%, onde garantire la miglior crescita delle piante.

La struttura prevede l'utilizzo di materiale vivo negli interstizi tra i tondami orizzontali (talee legnose di salice, nocciolo, ontano). Sulla parte superiore e sul fronte interno vengono inoltre poste piante radicate in fitocella o in vaso di specie arbustive pioniere autoctone.

Una caratteristica della tipologia sono i pali retrostanti verticali, che fungono da ancoraggi della struttura.

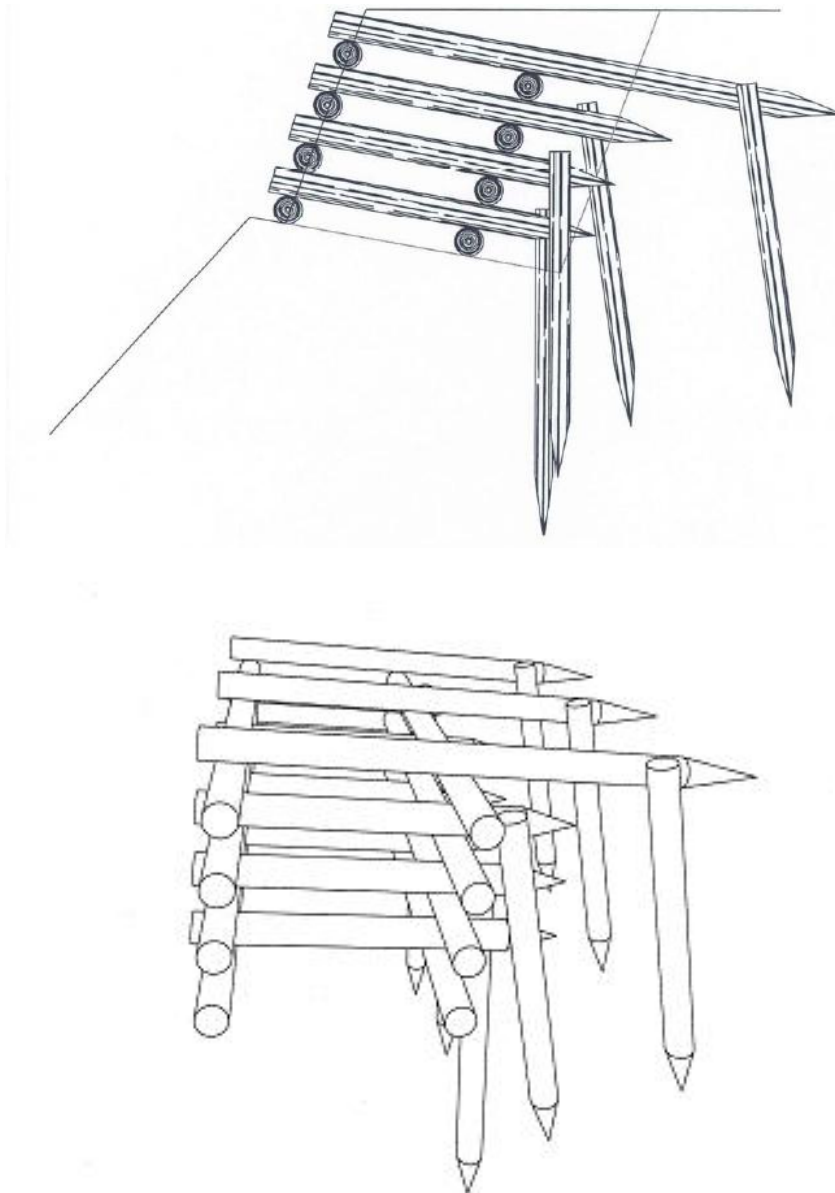


Figura 96 - Palificata viva di sostegno tipo Vesuvio.



Foto 19 - Realizzazione di una palificata di sostegno a parete doppia - Vesuvio (NA) - 2004.

10.2.5 Palificata viva di sostegno tipo Roma

Si tratta di una struttura in legname tondo, costituita da un'incastellatura di tronchi per il contenimento di materiale inerte di riporto, unitamente a materiale vegetativo vivo (fascine e talee di salici o altre specie). Presenta una parete frontale esterna, inclinata e con valore massimo di inclinazione di 60° rispetto l'orizzontale. Valori maggiori di inclinazione non consentirebbero la captazione minima necessaria di acque meteoriche, indispensabile per la vegetazione. L'opera è completata dal riempimento con materiale terroso, che si arricchisce di pietrame nella parte sotto il livello medio. Qualora la palificata funga da difesa spondale, al piede della stessa dovrà essere collocata una fila di massi, legati con fune d'acciaio e profilati metallici.

Rispetto alla tradizionale palificata doppia presenta un risparmio di legname e di chiodature.

È utilizzata alla base di pendii soggetti ad erosione sia naturali che in ambito stradale o ferroviario, o anche per sponde fluviali soggette ad erosione in corsi d'acqua ad alta energia con trasporto solido anche di dimensioni medio-grandi.

Tale tipologia presenta un limite dimensionale costruttivo: l'altezza non può superare $1,80 \div 2,20$ m dovuto alle verifiche statiche della stabilità dell'opera, considerando che la larghezza dell'opera non è superiore a $2 \div 2,50$ m.

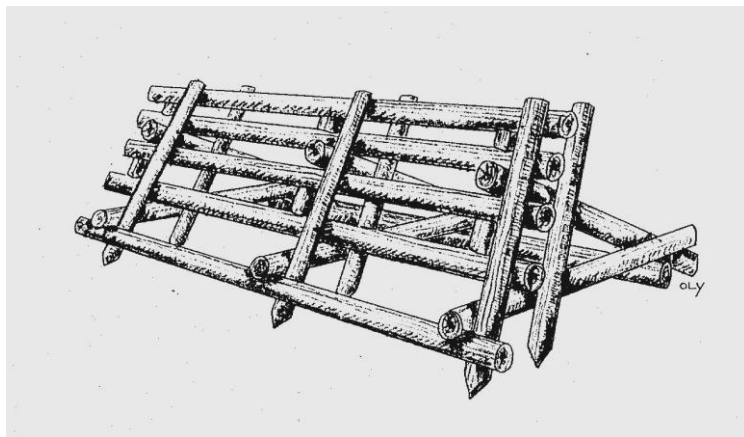
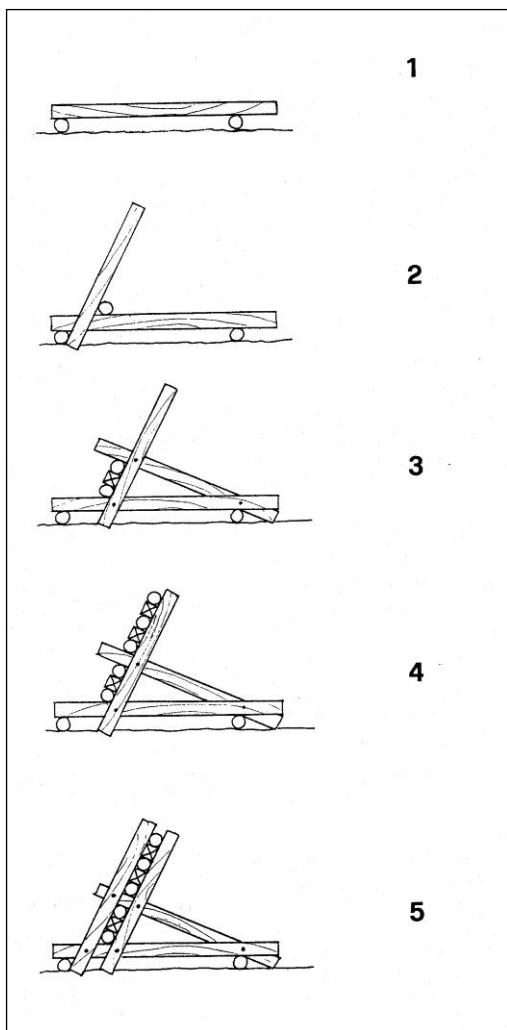


Figura 97 - Schema costruttivo della palificata Roma (a destra) e prospettiva di insieme della struttura della palificata Roma (a sinistra).



Foto 20 - Realizzazione di una palificata viva di sostegno tipo Roma.

10.2.6 Palificata viva di sostegno loricata

La palificata loricata, costituita da una struttura di acciaio e tondami di castagno o larice riempita di terra e arbusti, si caratterizza per la modularità della parte in acciaio, prefabbricata, con rapidità realizzativa e resistenza maggiore delle palificate tradizionali in legname. Questa trova il suo campo di applicazione nel consolidamento di pendii instabili o sponde di corsi d'acqua, anche nei casi di interventi urgenti. La struttura in acciaio a monoancoraggio è costituita da un paramento anteriore realizzato con due travi in acciaio a forma di croce di S. Andrea, con gli estremi della X collegati verticalmente da travi in acciaio, sulle quali vanno appoggiati i tronchi; dal centro della X si diparte un gambo centrale metallico con funzione di tirante rigido collegato alla base posteriore ad un ancoraggio a piastra realizzato con tronchi o materiale inerte; quattro funi controvento di diametro 16 mm possono, nei casi richiesti, rinforzare ulteriormente la struttura e conferirle una caratteristica forma piramidale.

I paramenti anteriori metallici hanno dimensioni varie da circa 2 m di larghezza per 2,5 di altezza, a circa 3 m di larghezza per 3,5 m di altezza. In tali due casi i tronchi, lunghi rispettivamente 4 e 5 m, sporgono a sbalzo dal fronte anteriore di 1 m da una parte e dall'altra. I moduli della palificata loricata (dal latino lorica, corazza) sono quindi di 4 e 5 m, a seconda dell'altezza scelta (2,50 o 3,50 m), pari alla lunghezza dei tronchi, con notevole risparmio della struttura metallica (larga 2 e 3 m rispettivamente).

I tondami di castagno o larice del diametro di 20÷25 cm (correnti L= 4÷5 m, a seconda dell'altezza della struttura) vanno fissati, paralleli tra loro, sul fronte anteriore metallico con collegamenti in acciaio e posti ad una distanza tra loro tale da consentire l'equilibrio del terreno di riempimento nelle finestre.

Il fronte anteriore costituito dall'insieme acciaio-legno deve avere un'inclinazione di 60° (per cui l'altezza utile della palificata loricata varia tra i 2 e 3 m), che garantisce la miglior stabilità del

terreno di riempimento e la crescita delle piante; una fila di putrelle potrà ulteriormente consolidare la palificata alla base.

L'intera struttura va riempita con l'inerte ricavato dallo scavo e potrà venire ammendato, se necessario. Negli interstizi tra i tondami orizzontali vanno collocate talee legnose di salici, tamerici od altre specie adatte alla riproduzione vegetativa, nonché piante radicate di specie arbustive pioniere.

Rami e piante non dovranno sporgere più di 10÷20 cm dalla palificata e, nel caso delle talee, arrivare nella parte posteriore dell'opera sino al terreno naturale.

Nel caso delle sistemazioni idrauliche gli interstizi tra i tondami vanno riempiti con massi sino al livello di magra. La palificata può essere realizzata per singoli tratti modulari di 4÷5 m e i raccordi possono essere effettuati anche con tratti di palificata viva doppia. Nel caso di difesa spondale va posta al piede della palificata una fila di massi, a contatto con l'acqua, legati con una fune di acciaio di diametro 16 mm e ulteriormente fissati con picchetti in profilato metallico di lunghezza di 2 m, infissi nel fondo per almeno tre quarti della loro lunghezza.

Nel caso di impiego di talee, il periodo d'intervento corrisponde al riposo vegetativo e, nel caso degli arbusti in contenitore, al periodo vegetativo, con esclusione dei periodi di aridità estiva o gelo invernale.



Figura 98 - Palificata loricata - prospetto frontale e sezione.



Foto 21 - Struttura originaria completa di pali prima della messa in opera.



Foto 22 - Palificata loricata.

10.3 Le palificate vive spondali

È una struttura di tronchi disposti in livelli sovrapposti a formare delle camere, nelle quali vengono inserite fascine e talee di salici. L'opera, posta alla base della sponda, è completata dal riempimento con materiale terroso inerte e pietrame nella parte sotto il livello medio dell'acqua. Il pietrame e le fascine poste a chiudere le celle verso l'esterno garantiscono la struttura dagli svuotamenti, mentre le talee inserite in profondità sono necessarie per garantire l'attecchimento delle piante, che negli ambienti mediterranei soffrono per le condizioni di aridità.

È utilizzata in ambiente fluviale, per sponde in erosione di corsi d'acqua ad energia medio-alta, con trasporto solido anche di dimensioni medie.

10.3.1 Palificata viva spondale ad una parete

La palificata viva spondale ad una parete è costituita da una sola fila orizzontale esterna (correnti) di tronchi; gli elementi più corti perpendicolari alla sponda (montanti) sono appuntiti e inseriti nella sponda stessa. La tecnica è impiegata nei casi di erosione spondale e prevede la realizzazione dell'opera ed il riempimento a tergo della fila dei pali.

Nelle camere devono essere inserite fascinate vive e talee di specie con capacità di riproduzione vegetativa. Nella parte basale, in genere, si procede con l'intasamento con pietre, onde evitare il pericolo di svuotamento della struttura.

La spinta di Archimede è contrastata dai montanti conficcati nella sponda e dal materiale lapideo alla base.

La tipologia risulta di facile realizzazione, soprattutto nel caso si operi dall'alto della sponda; qualche problema si può avere nel conficcare i pali nella sponda, nel caso in cui la sponda presenti materiale sassoso grossolano.

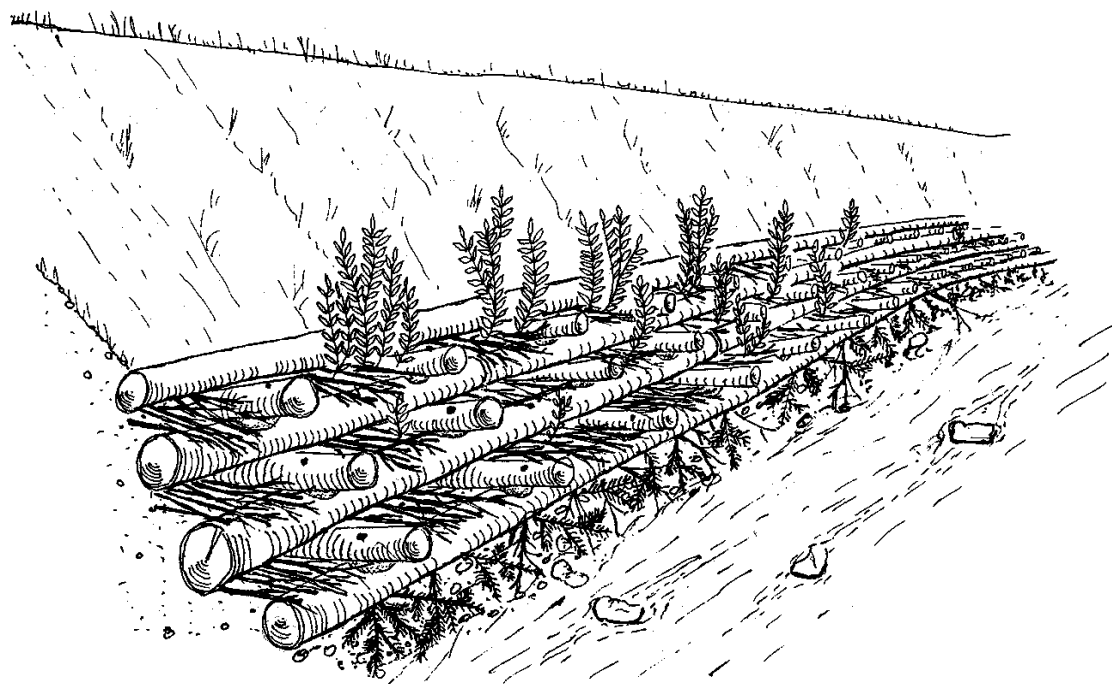


Figura 99 - Palificata viva spondale a una parete - vista prospettica.



Foto 23 - Palificata viva spondale a una parete - Castel S. Angelo sul Nera - 2004.

10.3.2 Palificata viva spondale a doppia parete

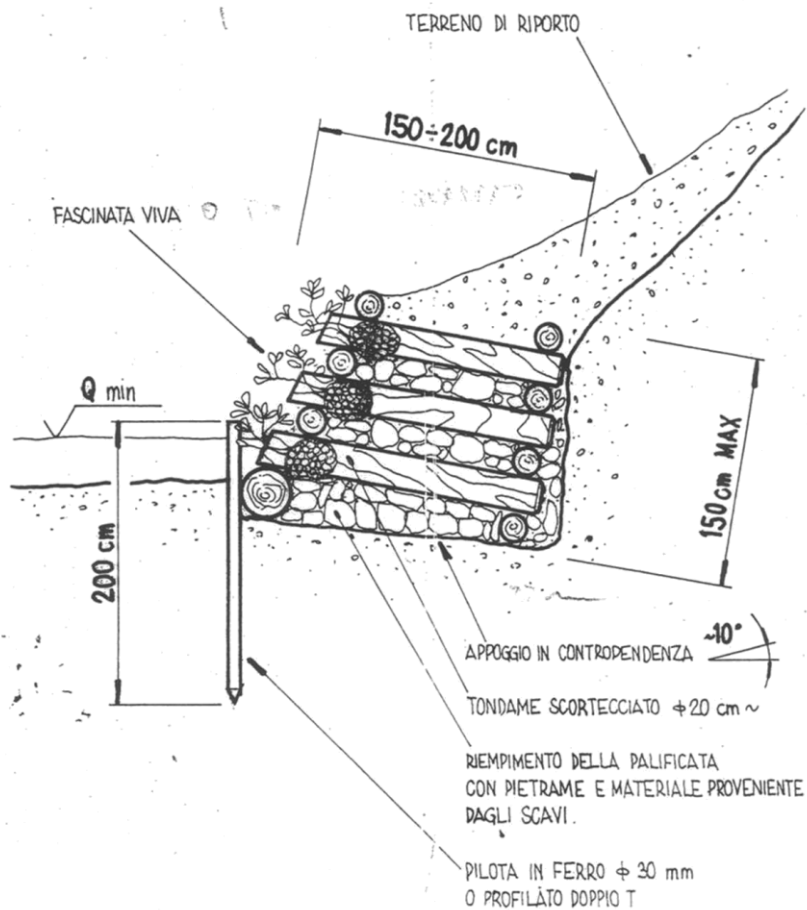
La palificata viva spondale a doppia parete ha le stesse caratteristiche di quella di versante, solo con alcuni accorgimenti dovuti alla presenza del corso d'acqua.

I montanti sono appuntiti e, oltre ad essere solidali con i correnti, vengono inseriti nella sponda stessa. La tecnica è impiegata nei casi di erosione spondale e prevede la realizzazione dell'opera ed il riempimento della struttura.

Nelle camere devono essere inserite fascinate vive e talee di specie con capacità di riproduzione vegetativa. Nella parte basale, in genere, si procede con l'intasamento con pietre, onde evitare il pericolo di svuotamento della struttura.

La spinta di Archimede è contrastata dai montanti conficcati nella sponda e dal materiale lapideo alla base.

Uno degli aspetti più importanti è la necessità di realizzare una fondazione su cui poggiare la palificata viva spondale. Questa viene in genere realizzata tramite una gettata di massi giustapposti o tramite materassi in rete metallica o gabbioni abbinati a geotessuti.



Sezione tipo
Palificata viva a parete doppia spondale

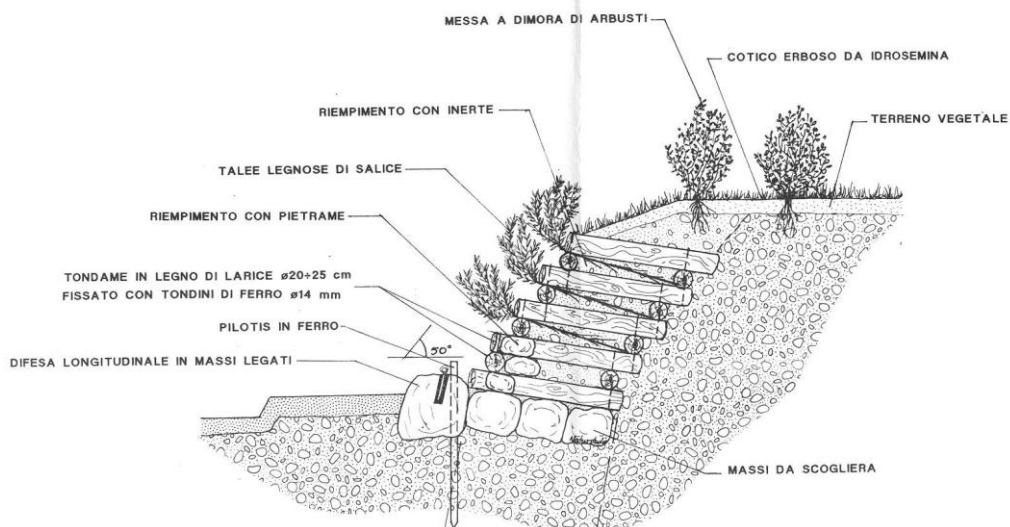


Figura 100 - Palificata viva spondale a doppia parete - sezione.

10.3.3 Palificata viva spondale con palo verticale frontale

È una struttura in legname tondo costituita da un'incastellatura di tronchi a formare un'"ingabbiatura" per il contenimento di materiale inerte di riporto, unitamente a materiale vegetativo vivo. Frontalmente è presente un palo verticale, sul quale sono chiodati i tronchi correnti e quelli trasversi (montanti) conficcati nella sponda. L'opera, addossata alla sponda in erosione, è completata con il riempimento di materiale terroso inerte e pietrame nella parte sotto il livello medio dell'acqua.

È una tipologia che presenta un limite d'applicabilità nella presenza di substrati ghiaiosi a pezzatura grossolana o litoidi. Tale opera è applicata esclusivamente all'ambito fluviale e può essere realizzata quasi esclusivamente utilizzando materiale naturale.

Altro limite è rappresentato dal limitato sviluppo in altezza possibile.

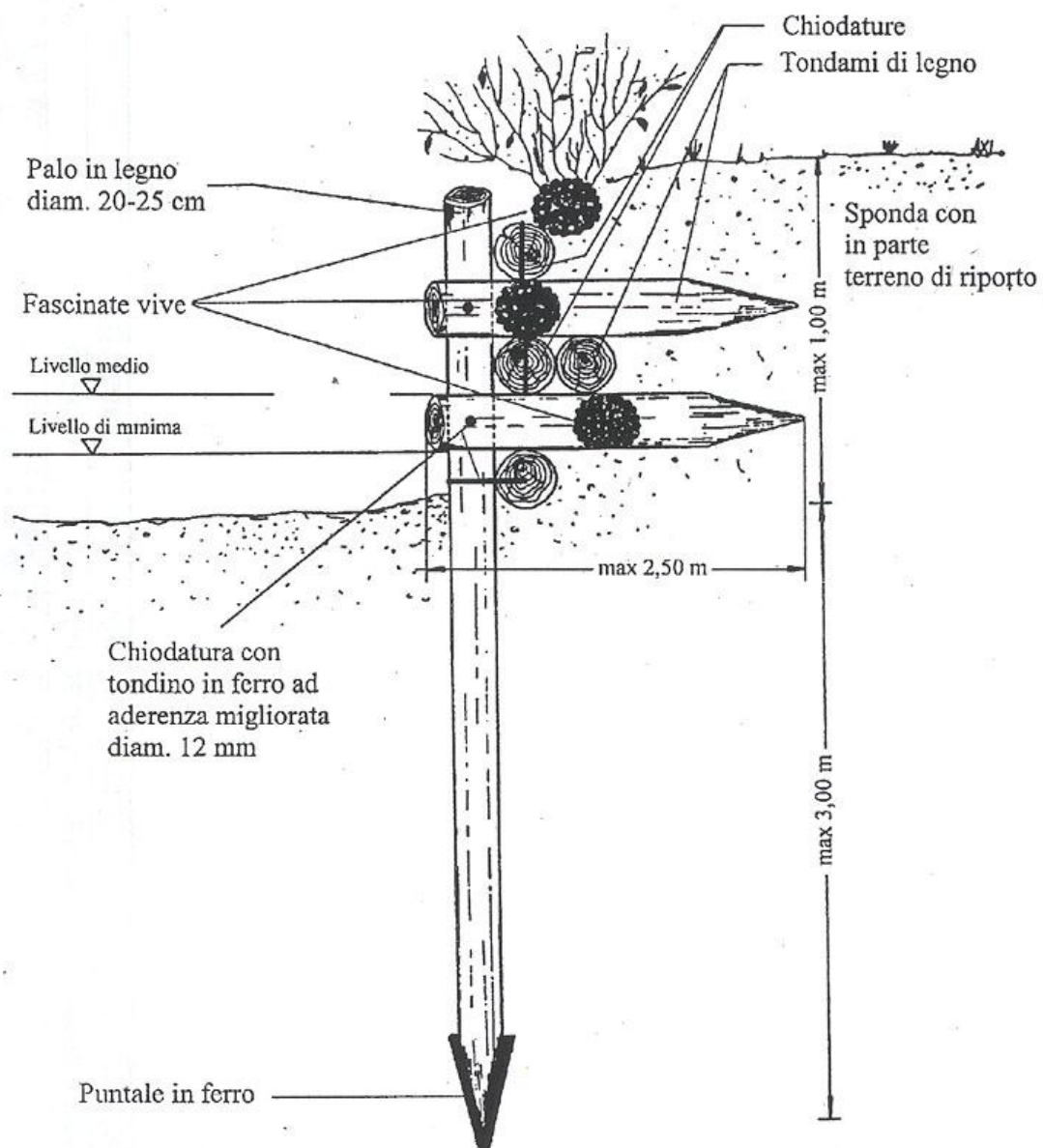


Figura 101 - Palificata spondale con palo verticale frontale - sezione.



Foto 24 - Palificata spondale con palo verticale frontale - Adria (RO) - 2011.



Foto 25 - Palificata spondale con palo verticale frontale - Castel S. Angelo sul Nera - 2004.

10.3.4 Briglia in legname o in legname e pietrame

La briglia in legname e pietrame viene realizzata trasversalmente al corso d'acqua e rinverdata mediante l'inserimento delle fascine vive di salici o talee di specie con capacità di propagazione vegetativa, nelle camere al di sopra del livello medio dell'acqua e nelle parti laterali della briglia.

La costruzione del cassone di contenimento avviene mediante incastro e incastellatura dei pali in legno che vengono tra loro fissati con chiodi di ferro acciaioso, con modalità analoghe a quelle relative alla palificata viva di sostegno a parete doppia.

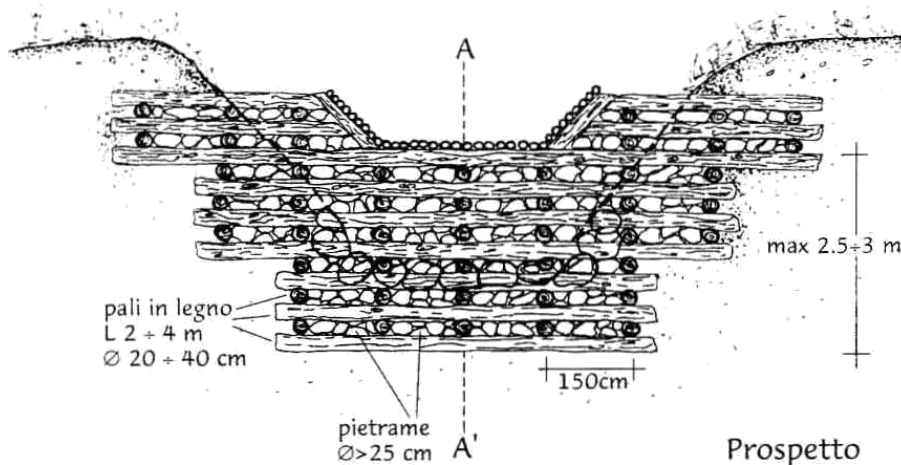
Per garantire stabilità alla struttura, le spalle (o ali) della briglia dovranno essere abbondantemente inserite in profondità nelle sponde dell'alveo.

Se la briglia viene realizzata in solo legname, i pali trasversali (montanti) vengono sistemati accostandoli l'uno all'altro, mentre se la briglia viene realizzata in legname e pietrame i pali trasversali (montanti) vengono sistemati in modo sfalsato rispetto ai piani con interasse di circa 100÷150 cm.

Anche in questo caso risulta fondamentale che la briglia sia ben fondata.

Una volta realizzata la struttura portante, si procederà al riempimento degli spazi con l'impiego di pietrame, ben assestato a mano, di pezzatura pari a 20+30 cm.

La gaveta viene rivestita con tondame di legno intero o tagliato a metà, disposti in senso longitudinale nel verso della corrente.



Sezione A-A'

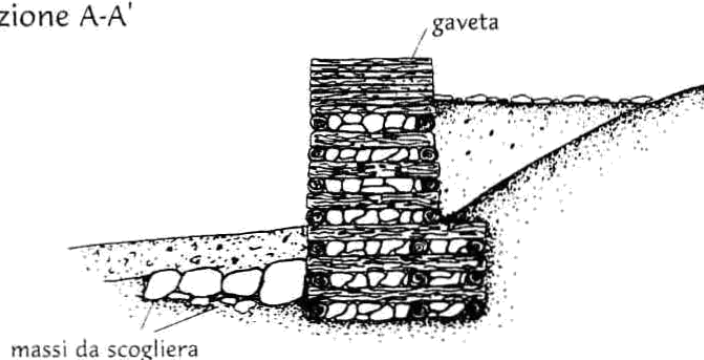


Figura 102 - Briglia in legname e pietrame - prospetto e sezione.



Foto 26 - Briglia in legname.



Foto 27 - Briglia in legname e pietrame.

10.4 Funzionalità

10.4.1 Versanti

La funzione principale delle palificate su versante è quella di stabilizzazione e consolidamento delle aree soggette a dissesto, in quanto la sua massa si contrappone ai movimenti gravitativi e blocca le masse a monte.

L'utilizzo di materiale vegetativo vivo, una volta attecchito e sviluppato, svolge un'efficiente azione consolidatrice e di drenaggio, mediante la traspirazione fogliare, sostituendo, col tempo, la struttura lignea, destinata a decomporsi, nella funzionalità di stabilizzazione.

10.4.2 Corsi d'acqua

Per quanto concerne la palificata viva spondale, il consolidamento della sponda risulta immediato. La struttura a camere sovrapposte funge anche da microhabitat, come riparo e tane per pesci e piccoli animali. L'effetto visuale nel suo complesso è immediatamente gradevole e di grande effetto paesaggistico, legato al rapido sviluppo delle ramaglie.

La palificata viva spondale esercita la funzione di consolidamento della sponda, attraverso il fitto intreccio di radici delle piante, le quali, una volta inserite nella struttura e cresciute, esercitano inoltre un efficace effetto drenante.

Dall'opera trae beneficio anche il paesaggio: l'aspetto visuale, infatti, risulta gradevole anche nelle fasi iniziali di sviluppo degli arbusti e nei periodi invernali.

10.5 Applicabilità e suoi limiti

10.5.1 Palificate di versante

Le palificate di versante trovano il loro campo di impiego nella sistemazione dei versanti e di scarpate a monte di tracciati stradali, con una vasta gamma di varianti costruttive.

Sono applicate come consolidamento al piede di una frana, nella ricostruzione del pendio o di una sua parte, nella formazione di terrapieni consolidati e vegetati, per rilevati stradali ed in corrispondenza di attraversamenti tombati, nel consolidamento di scarpate stradali a valle ed a monte del piano viabile, nella sistemazione di sentieri e tracciati, ecc.

Esse possono essere validamente integrate anche con le strutture di tipo tradizionale e possono pertanto essere disposte sopra massi di scogliera o a soprizzo di muri.

Per quanto riguarda la palificata di sostegno tipo Vesuvio, questa è utilizzata in interventi di consolidamento di pendii franosi e opere di controripa o sottoscarpa a sentieri e stradelli carrabili realizzati a mezzacosta. Un limite di fattibilità di questa tipologia è rappresentato dalle condizioni termiche: casi di insuccesso di palificate vive a parete doppia tipo Vesuvio sono stati infatti riscontrati in aree con forti stress termici.

10.5.1.1 Caratteristiche di applicabilità dell'opera su versante

In quanto opera di sostegno su versante, la palificata è soggetta alle disposizioni del D.M. 11 marzo 1988 in materia di norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Dalla tabella delle principali opere di sostegno (tratta dal *Manuale* della regione Toscana, 2000, e modificata da Palmeri, 2002), si evince un riassunto delle caratteristiche di applicabilità della palificata, a seconda delle tipologie costruttive, ed il rapporto larghezza/altezza B/H:

Tecnica	Impiego	Dimensioni	Efficacia tecnica	Efficacia ecologica	Vantaggi	Svantaggi	Costo
Palificata viva di sostegno ad una parete	Consolidamento movimenti poco profondi	H<1,5 B/H=0,75÷1,0 $\beta=60^{\circ}-75^{\circ}$ $\alpha=5^{\circ}-10^{\circ}$	Media	Elevata	Possibile impiego di materiali in loco; deformabilità; leggerezza; adattabilità alla morfologia; rapidità e facilità di costruzione; permeabilità	Altezza limitata; durata limitata legname	Medio-basso
Palificata viva di sostegno a doppia parete	Consolidamento movimenti poco profondi o mediamente profondi se in combinazione con micropali; sottoscarpa e controripa viabilità forestale o pedonale	H<2,5 (3) B/H=0,75÷1,0 $\beta=60^{\circ}-75^{\circ}$ $\alpha=5^{\circ}-10^{\circ}$	Da media ad elevata	Elevata	Possibile impiego di materiali in loco; deformabilità; leggerezza; adattabilità alla morfologia; rapidità e facilità di costruzione; permeabilità	Altezza limitata; durata limitata legname	Medio-basso

Tabella 51 - Prospetto delle caratteristiche di applicabilità della palificata, a seconda delle tipologie costruttive, ed il rapporto larghezza/altezza B/H.

dove:

H = altezza (m);

B = profondità (m);

β = inclinazione del parametro di valle (espressa in gradi);

α = inclinazione verso il monte del piano di fondazione (espressa in gradi).

10.5.2 Corsi d'acqua

La palificata viva spondale è realizzata per interventi di consolidamento di sponde fluviali soggette ad erosione di corsi d'acqua ad energia medio - alta con trasporto solido anche di medie dimensioni.

La palificata viva spondale viene realizzata su sponde fluviali soggette ad erosione quando il substrato non è lapideo e quindi consente l'efficace infissione dei pali. Non è possibile realizzarla, al contrario, su substrati ghiaiosi a pezzatura grossolana o litoidi.

10.5.2.1 Caratteristiche applicabilità dell'opera spondale

Gli interventi su un corso d'acqua possono essere suddivisi sinteticamente in:

- ✓ interventi di regimazione;
- ✓ interventi di sistemazione.

I primi tendono a modificare il regime delle portate del corso d'acqua e comprendono le arginature, le dighe, le casse di espansione, i diversivi e gli scolmatori.

I secondi tendono invece a modificare e/o consolidare l'alveo fluviale per il raggiungimento di uno stabile assetto plano-altimetrico mediante le opere di difesa delle sponde e di stabilizzazione dell'alveo stesso, la risagomatura delle sezioni, la riprofilatura del tracciato altimetrico.

Le palificate vive spondali fanno parte, in genere, della seconda categoria. Sono opere longitudinali, disposte cioè nella direzione della corrente, e flessibili, al contrario delle opere di difesa spondale tradizionali (con elementi in pietrame e calcestruzzo), che risentono dei cedimenti e degli assestamenti indotti dalla dinamica dell'alveo e del terreno (erosioni, movimenti franosi), offrendo una scarsa permeabilità agli scambi idrici falda-fiume.

Le palificate vive spondali sono opere con caratteristiche di deformabilità e, inoltre, hanno al loro interno piante vive, capaci di migliorare il consolidamento delle sponde grazie al proprio apparato radicale, pertanto non presentano gli svantaggi sopra descritti. Altro vantaggio è rappresentato dal trattenimento, da parte delle radici delle piante, delle particelle fini di terreno che, in assenza di piante, tendono ad essere asportate a causa, per esempio, del rapido abbassamento del livello dell'acqua (nel regime torrentizio), fatto che ha indotto ad impiegare le talee anche nelle fughe delle scogliere per evitarne lo svuotamento.

Un accorgimento da tenere comunque in considerazione è il periodo di realizzazione dell'opera. L'uso di materiale vivo rende necessario operare durante il periodo di riposo vegetativo. Ad ogni modo, analogamente a quasi tutti gli interventi di ingegneria naturalistica che implicano l'utilizzo di materiali vegetali vivi, si può ovviare parzialmente a questo limite temporale, stoccando i materiali vegetali vivi in acqua fredda leggermente corrente ($T \max 15^{\circ} C$) od in celle frigorifere ($T 0 \div 1^{\circ} C$). Questa possibilità deve però seguire un'attenta analisi che tenga conto delle necessità delle specie utilizzate, delle caratteristiche del materiale destinato al riempimento della struttura, dell'entità dello sfioramento dei limiti del periodo ottimale anche in rapporto alle caratteristiche morfologiche, topografiche e climatiche del sito di intervento.

In alternativa, infine, si può andare a reperire il materiale a quote altimetriche maggiori, ove non è ancora cominciato il periodo vegetativo, e portando il materiale a valle, dove può essere ancora impiegato.

10.5.3 Vantaggi

10.5.3.1 Versanti

- Rapido effetto di consolidamento;
- realizzazione facile e rapida;
- facilità di reperimento in loco del materiale vegetale;
- elasticità strutturale;
- non risentono di variazioni dell'assetto del piano di posa;
- non gravano di ulteriori sovraccarichi il versante oggetto di sistemazione;
- possibile ricreazione di habitat naturaliformi;
- buon inserimento paesaggistico-ambientale.

10.5.3.2 Corsi d'acqua

- Rapido e duraturo consolidamento della sponda;
- ricostruzione di habitat per fauna e microfauna acquatica;
- rappresenta una struttura alternativa ad opere murarie di vario genere;

- facilità di reperimento in loco del materiale vegetale;
- elasticità strutturale;
- buon inserimento paesaggistico-ambientale.

10.5.4 Svantaggi

10.5.4.1 Versanti

- Limite di sviluppo in altezza;
- possono presentare limiti d'applicabilità nella funzione di contenimento e sostegno, qualora il pendio abbia caratteristiche spingenti e sia quindi in grado di produrre eccessivi sovraccarichi in direzione sub-parallela al piano di fondazione della palificata. Tali problemi possono comunque essere risolti adeguando i sistemi di fondazione o ricorrendo ad altre tipologie (ad esempio, ad opere in pietrame);
- le palificate vive di sostegno a parete doppia richiedono la possibilità di realizzare un'opera con adeguata larghezza della base (almeno 1,50 m) con conseguente scavo.

10.5.4.2 Corsi d'acqua

- Il legno con il tempo marcisce, pertanto sono necessari alcuni accorgimenti: utilizzare buone chiodature e fare in modo che le talee e le fascine inserite nella struttura siano vive e radichino in profondità, così da sostituire la funzione di sostegno e consolidamento della scarpata, una volta che il legno ha perso le sue funzioni;
- possono verificarsi limiti di applicabilità nella funzione di difesa spondale, qualora le correnti veloci e la capacità di trasporto solido siano tali da poter determinare lo svuotamento e/o disarticolazione della struttura.

10.6 Voci di capitolato

10.6.1 Palificata viva di sostegno

a) A parete semplice

b) A parete doppia

Il consolidamento di pendii franosi può essere effettuato con una palificata in tondami di larice, castagno o pino di diametro 20÷30 cm, posti alternativamente in senso longitudinale ($L = 3\div4$ m) ed in senso trasversale ($L = 1,80\div2,50$ m) a formare un castello in legname. Questi vengono fissati tra di loro con chiodi o tondini di ferro acciaioso di diametro 12÷14 mm (anche ad aderenza migliorata tipo Feb44K) e lunghezza di poco inferiore ai due tronchi sovrapposti. La palificata andrà interrata con una inclinazione di $10^\circ\div15^\circ$ verso monte ed il paramento frontale avrà un'inclinazione finale di 60° per garantire la miglior crescita delle piante. Una fila di putrelle potrà ulteriormente consolidare la palificata alla base e contrastare lo scivolamento in avanti e la forza di ribaltamento; l'intera struttura verrà riempita con l'inerte ricavato dallo scavo, negli interstizi tra i tondami orizzontali verranno collocate le talee legnose di specie adatte alla riproduzione vegetativa, nonché piante radicate di specie arbustive pioniere che sopportino l'inghiainamento. Rami e piante dovranno sporgere per 10÷25 cm dalla palificata (minimo 3÷5 gemme) ed arrivare nella parte posteriore fino al terreno naturale.

La palificata non potrà avere altezza maggiore di 2÷2,5 m, poiché la capacità di consolidamento delle piante si limita a 2÷3 m di profondità (il rapporto B/H deve prudenzialmente essere intorno all'unità).

Per le chiodature è opportuno preforare parzialmente i due tronchi da fissare, in modo da avere una salda presa senza il rischio di provocare rotture o fessurazione del legno. I montanti vanno posizionati in maniera sfalsata rispetto la piano inferiore, per permettere una corretta distribuzione dei pesi e delle spinte (struttura reticolare) a favore della stabilità.

Il periodo di intervento corrisponde al riposo vegetativo.

L'effetto consolidante della struttura in legno, una volta marcita, sarà sostituito nel tempo dallo sviluppo dell'apparato radicale.

In caso di impiego di legname con corteccia spessa, questa va asportata.

- a) **A parete semplice:** una sola fila orizzontale esterna di tronchi e gli elementi più corti perpendicolari al pendio sono appuntiti ed inseriti nel pendio stesso. L'altezza di questo tipo di palificata è in genere modesta (1÷1,5 m).
- b) **A parete doppia:** una fila di tronchi longitudinali sia all'esterno che all'interno. La palificata potrà essere realizzata per singoli tratti non più alti di 1,5÷2 m, poiché la capacità consolidante delle piante si limita a 2-3 m di profondità.

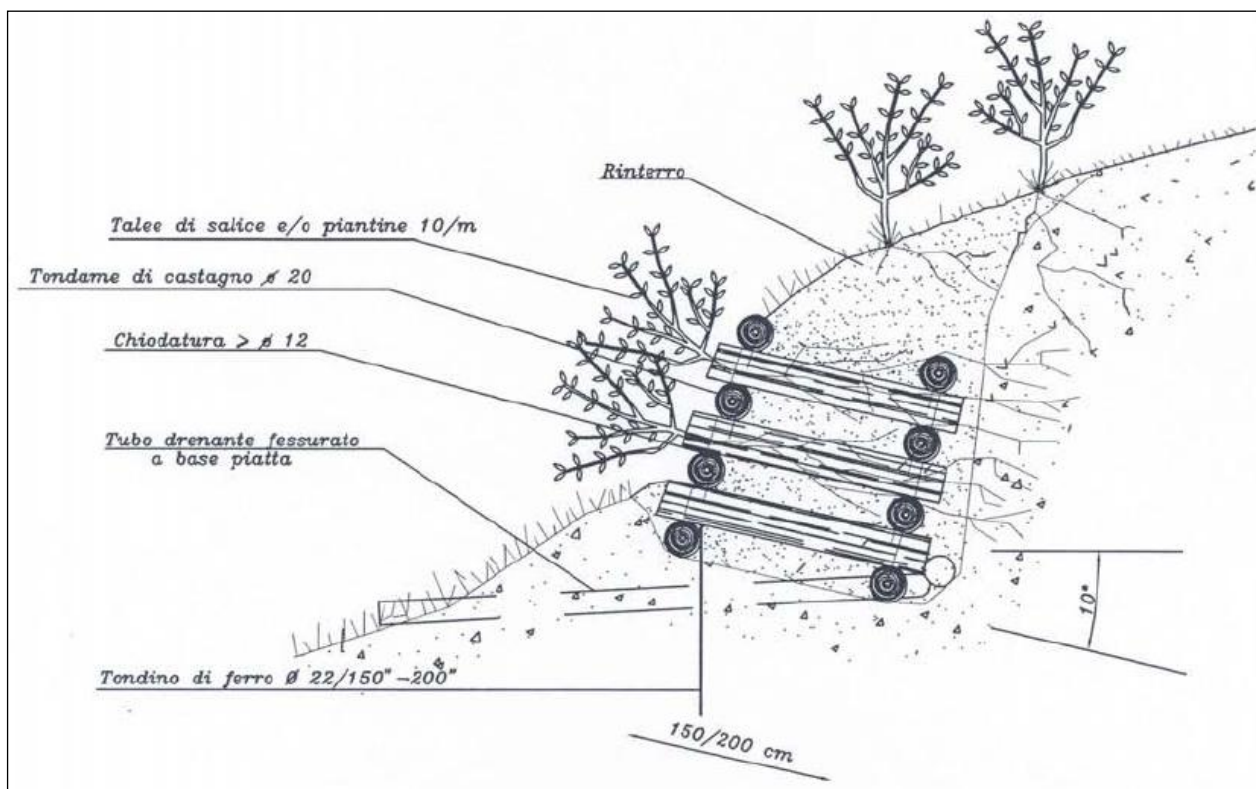


Figura 103 - Sezione tipo di una palificata a parete doppia.

10.6.2 Palificata viva di sostegno a doppia parete tipo “Vesuvio”

(Tratta da *Interventi di Ingegneria Naturalistica nel Parco Nazionale del Vesuvio*)

È utilizzata per il consolidamento di pendii franosi e opere di controripa e sottoscampa a sentieri e stradelli carrabili realizzati a mezzacosta, con palificata in tondame di castagno scortecciato (diametro 14÷16 cm) posti alternativamente in senso longitudinale ed in senso trasversale (L =

l'÷1,50 m) a formare un castello in legname e fissati tra di loro con chiodi o tondini (diametro 10 mm) in ferro acciaioso ad aderenza migliorata tipo Feb44K. Prima di essere fissati al castello, i pali longitudinali vengono infissi a colpi di maglio, fino a rifiuto, nel fronte dello scavo. La palificata andrà interrata con pendenza del 10÷15% verso monte ed il fronte avrà anch'esso una pendenza del 30÷50% per garantire la miglior crescita delle piante. All'atto dello scavo e durante il posizionamento dei pali infissi nel versante, devono essere posti verticalmente pali aventi funzione di tirante (L = 2 m, diametro 12÷14 cm), che saranno collegati a questi ultimi con chiodi in ferro acciaioso ad aderenza migliorata tipo Feb44K.

L'intera struttura viene riempita con il terreno ricavato dallo scavo e negli interstizi, tra i tondami orizzontali, verranno messe a dimora talee legnose di salice, nocciolo, ontano e pioppo, od altre specie adatte alla riproduzione vegetativa. Le parti vive dovranno sporgere per 10÷25 cm dalla palificata ad arrivare nella parte posteriore sino al terreno naturale. Verranno altresì poste, sia sulla parte posteriore che sul fronte esterno della palificata, piante radicate in vaso o fitocella di specie arbustive pioniere, in misura di 5-6 al m².

La parete doppia è costituita da una fila di tronchi longitudinali sia all'interno che all'esterno. La palificata potrà essere realizzata per singoli tratti non più alti di 1,5 m.

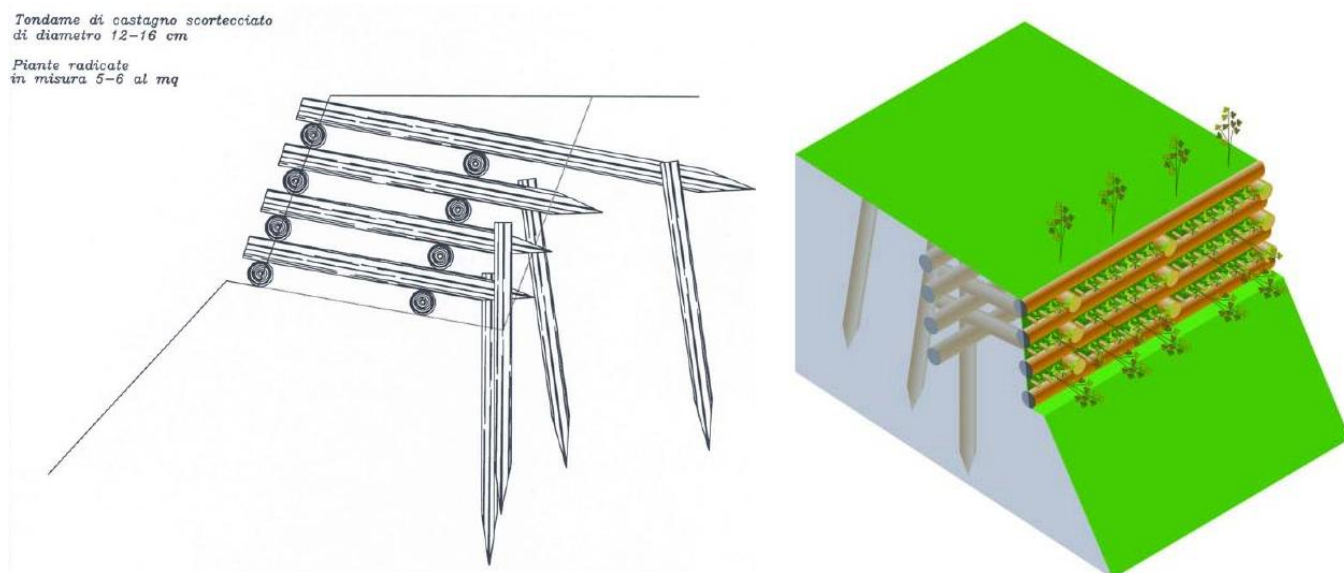


Figura 104 - Sezione (a sinistra) e assonometria della sistemazione finale (a destra) di una palificata a doppia parete Vesuvio sec. Menegazzi.

10.6.3 Palificata viva di sostegno tipo "Roma"

(Tratto dal *Manuale di Ingegneria Naturalistica applicabile al settore idraulico della Regione Lazio*)

a) Su versante

b) Spondale

a) Consolidamento di pendii franosi o sponde in erosione con palificata in tondami di castagno o larice (diametro 20÷25 cm) posti a formare una struttura triangolare in legname, con i montanti, i tiranti ed i traversi (L = 2,50÷3 m) e fissati tra di loro con tondini e barre filettate in acciaio con dadi e rondelle (diametro 14 mm). La palificata andrà interrata con una pendenza del 10÷15 % verso monte ed il fronte avrà anche una pendenza di circa 65° per garantire la miglior crescita delle piante. Una fila di pali infissi potrà ulteriormente consolidare la palificata alla base; sui traversi di base sarà posata una rete in acciaio zincata e plastificata di maglia 6x8 cm, per la ripartizione del carico del terreno di riempimento sulla fondazione. Sarà effettuato l'inserimento di pietrame di

pezzatura superiore al diametro del traverso nelle camere al di sotto del livello medio dell'acqua sul fronte esterno ed un riempimento con inerte nella zona retrostante. Analogamente sarà effettuato l'inserimento di fascine vive (di diametro superiore allo spazio tra i tronchi correnti) e talee di salici, tamerici od altre specie con capacità di propagazione vegetativa, nonché di piante radicate di specie arbustive pioniere nelle camere al di sopra del livello medio dell'acqua e riempimento con inerte nella zona retrostante, fino a completa copertura dell'opera e riprofilatura di raccordo con la scarpata di sponda.

Rami e piante dovranno sporgere per circa 10 cm dalla palificata ed arrivare nella parte posteriore sino al terreno naturale. La palificata potrà essere realizzata per singoli tratti non più alti di 1,8÷2 m.

b) Nel caso della difesa spondale sarà posta una fila di massi posti al piede della palificata, a contatto con l'acqua, legati con una fune d'acciaio di diametro 16 mm e ulteriormente fissati con pali in legno o in profilato metallici di lunghezza 2 m, infissi nel fondo per almeno tre quarti della lunghezza.

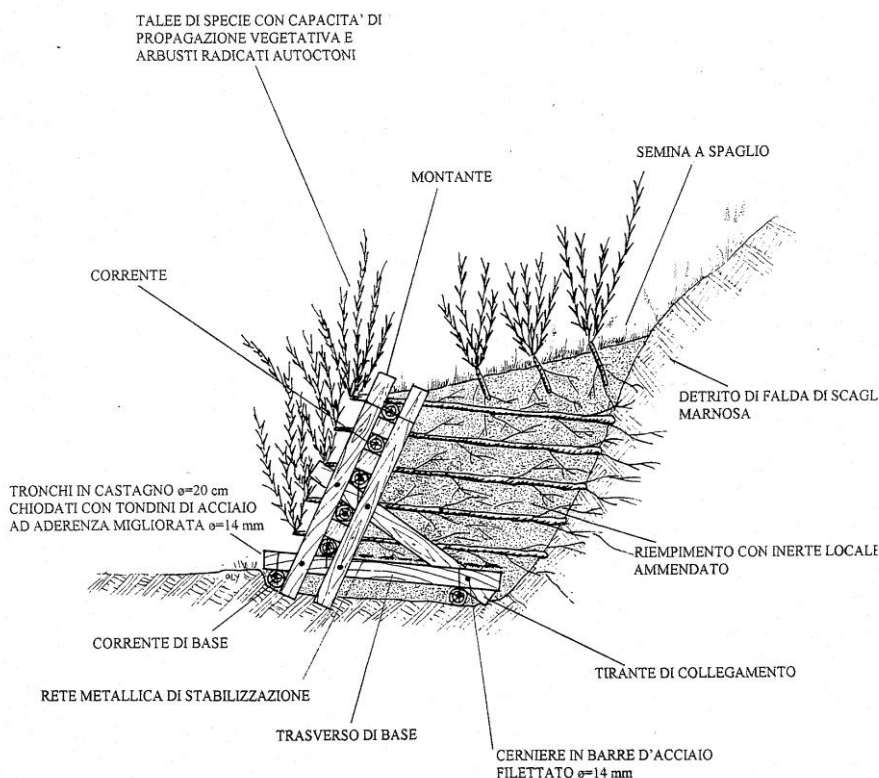


Figura 105 - Schema della palificata Roma.

10.6.4 Palificata viva di sostegno tipo loricata

I paramenti anteriori metallici hanno dimensioni varie da circa 2 m di larghezza per 2,50 di altezza, a circa 3 m di larghezza per 3,50 m di altezza. In tali due casi, i tronchi, lunghi rispettivamente 4 e 5 m, sporgono a sbalzo dal fronte anteriore di 1 m da una parte e dall'altra. I moduli della palificata loricata (dal latino lorica, corazza) sono quindi di 4 e 5 m, a seconda dell'altezza scelta (2,50 o 3,50 m), pari alla lunghezza dei tronchi, con notevole risparmio della struttura metallica (larga 2 e 3 m rispettivamente).

I tondami di castagno o larice del diametro di 20÷25 cm (correnti L= 4÷5 m, a seconda dell'altezza della struttura) vanno fissati, paralleli tra loro, sul fronte anteriore metallico con collegamenti in

acciaio e posti ad una distanza tra loro tale da consentire l'equilibrio del terreno di riempimento nelle finestre.

Il fronte anteriore costituito dall'insieme acciaio-legno deve avere una inclinazione di 60° (per cui l'altezza utile della palificata loricata varia tra i 2 e 3 m), che garantisce la miglior stabilità del terreno di riempimento e la crescita delle piante; una fila di putrelle potrà ulteriormente consolidare la palificata alla base.

L'intera struttura va riempita con l'inerte ricavato dallo scavo e potrà venire ammendato, se necessario. Negli interstizi tra i tondami orizzontali vanno collocate talee legnose di salici, tamerici od altre specie adatte alla riproduzione vegetativa, nonché piante radicate di specie arbustive pioniere.

Rami e piante non dovranno sporgere più di 10÷20 cm dalla palificata e, nel caso delle talee, arrivare nella parte posteriore dell'opera sino al terreno naturale.

Nel caso delle sistemazioni idrauliche gli interstizi tra i tondami vanno riempiti con massi sino al livello di magra. La palificata può essere realizzata per singoli tratti modulari di 4÷5 m e i raccordi possono essere effettuati anche con tratti di palificata viva doppia. Nel caso di difesa spondale va posta al piede della palificata una fila di massi, a contatto con l'acqua, legati con una fune di acciaio di diametro 16 mm e ulteriormente fissati con picchetti in profilato metallico di lunghezza di 2 m, infissi nel fondo per almeno tre quarti della loro lunghezza.

Il periodo d'intervento corrisponde, nel caso di impiego di talee, al riposo vegetativo e, nel caso degli arbusti in contenitore, al periodo vegetativo, con esclusione dei periodi di aridità estiva o gelo invernale.

10.6.5 Palificata viva spondale a parete semplice o doppia

Il consolidamento di sponde in erosione può essere realizzato con palificata in tondami di larice o castagno o pino (diametro 20÷30 cm) posti alternativamente in senso longitudinale ($L = 3\div 4$ m) ed in senso trasversale ($L = 1,80\div 2,50$ m) a formare un castello in legname, fissati tra di loro con chiodi o tondini di ferro acciaioso (diametro 12÷14 mm) ad aderenza migliorata tipo Feb44K e lunghezza di poco inferiore ai due tronchi sovrapposti. La palificata andrà interrata con una inclinazione di 10°÷15° verso monte ed il paramento frontale avrà una inclinazione finale di 60° per garantire la miglior crescita delle piante.

Per contrastare la spinta di Archimede i montanti dovranno essere appuntiti e conficcati nella sponda, mentre gli interstizi tra i tondami andranno riempiti con massi (max. 0,25 m³) e intasati con ghiaia di opportuna dimensione sino al livello di magra dell'acqua. I massi opportunamente preparati (foro e tassello con occhiello) andranno eventualmente legati con una fune di acciaio di diametro 16 mm e ulteriormente fissati con tondini in ferro acciaioso di diametro 32 mm o spezzoni di travi a doppio T di opportune dimensioni, infissi nel fondo per almeno tre quarti della loro lunghezza.

Una fila di putrelle potrà ulteriormente consolidare la palificata alla base a contrastare lo scivolamento in avanti e la forza di ribaltamento.

Il basamento andrà realizzato sotto il livello di magra con massi di pietra di 0,50-1 m³, intasati con ghiaia di adeguata misura, a formare un piano di posa della palificata viva spondale leggermente inclinato verso monte per evitare fenomeni di sottoerosione.

L'intera struttura verrà riempita con l'inerte ricavato dallo scavo e negli interstizi tra i tondami orizzontali verranno collocate fascinate vive di specie adatte alla riproduzione vegetativa e talee passanti le fascine. Rami e piante dovranno sporgere per 10÷25 cm dalla palificata (minimo 3÷5 gemme) ed arrivare nella parte posteriore fino al terreno naturale.

La palificata non potrà avere altezza maggiore di 2÷2,50 m, poiché la capacità consolidante delle piante si limita a 2÷3 m di profondità (rapporto B/H deve essere intorno all'unità).

Per le chiodature è opportuno preforare parzialmente i due tronchi da fissare, in modo da avere una salda presa senza il rischio di provocare rotture o fessurazioni del legno. I montanti vanno posizionati in maniera sfalsata rispetto al piano inferiore per permettere una corretta distribuzione dei pesi e delle spinte (struttura reticolare) a favore della stabilità.

Il periodo d'intervento corrisponde al riposo vegetativo.

L'effetto consolidante della struttura in legno, una volta marcita, sarà sostituito nel tempo dallo sviluppo dell'apparato radicale.

In caso di impiego di legname con corteccia spessa questa va asportata.

10.6.6 Palificata viva spondale con palo verticale frontale

Il consolidamento di sponde subverticali può essere realizzato mediante tondami di resinosa o di castagno con punta e di diametro 20-25/30 cm e lunghezza di 3-5 m, infissi verticalmente per almeno due terzi, con interasse massimo di 2 m e addossati alla sponda stessa, dietro i quali vengono collocati tondami orizzontali, paralleli alla sponda alternati ad altri tronchi di minimo 2 m di lunghezza inseriti perpendicolarmente alla sponda al di sopra dei pali orizzontali. Come rinforzo dei pali verticali è consigliabile il rivestimento con un puntale in ferro.

I singoli tondami vengono fissati l'uno all'altro, previa foratura, con barre filettate in tondini zincati di ferro acciaioso ad aderenza migliorata di diametro 12-14 mm.

Gli interstizi tra i tondami longitudinali vengono riempiti con massi o con gabbioni cilindrici sino al livello di magra dell'acqua. Negli interstizi sovrastanti vengono inserite fascine vive di salice (tamerici in acque salmastre), intasate di terreno sul retro per assicurare la radicazione dei rami. Dalle fascine si sviluppa una vegetazione arbustiva riparia con funzione naturalistica e nel tempo anche statica mediante la radicazione che va a sostituirsi al tondame destinato a marcire. La struttura si presta anche alla creazione di tane per ittiofauna ricavando delle nicchie nella parte sommersa sostenute da legname (al posto del pietrame di riempimento) e nelle quali si possono collocare delle fascine morte.

L'opera termina con il riporto di materiale inerte fino a completa copertura dell'opera e riprofilatura di raccordo con la scarpata di sponda.

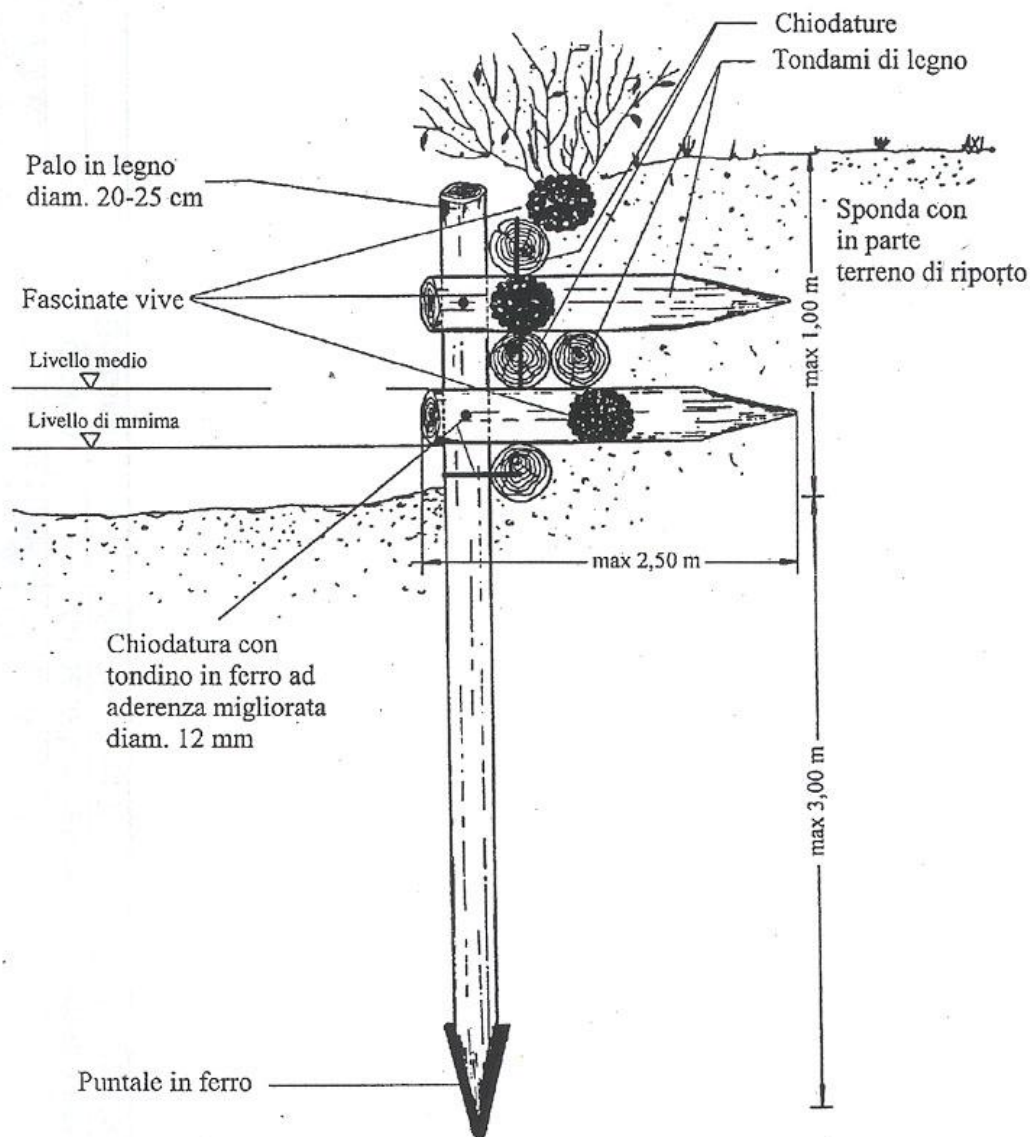


Figura 106 - Sezione tipo di una palificata viva di sponda.

10.6.7 Briglia in legname o in legname e pietrame

Briglia viva in legname e pietrame di consolidamento in corsi d'acqua a carattere torrentizio, di modeste dimensioni trasversali, a struttura piena, realizzata mediante:

- incastellatura di legname a parete doppia (struttura a cassone o reticolare) in tondame di larice, di abete, di castagno o di pino (scortecciato ed eventualmente trattato), unito da chiodi e graffe metalliche zincate in ferro acciaioso ad aderenza migliorata tipo Feb44K (diametro 12÷14 mm). La soglia sarà realizzata da tronchi di diametro minimo pari a 15÷20 cm e di lunghezza 200÷400 cm, opportunamente incastrate nelle spalle, ancorate ai pali di sostegno mediante tacche di ancoraggio e chiodi di ferro zincati in ferro acciaioso ad aderenza migliorata tipo Feb44K. I pali trasversali vengono sistemati con interasse di circa 100÷150 cm. Se necessario, la fondazione dovrà essere consolidata da pali. Il rivestimento della vasca tra il corpo briglia e la controbriglia verrà realizzato con pietrame reperito in loco;

- se la briglia viene realizzata in solo legname, i pali trasversali (montanti) vengono sistemati accostandoli l'uno all'altro, mentre se la briglia viene realizzata in legname e pietrame i pali trasversali (montanti) vengono sistemati in modo sfalsato rispetto ai piani e quindi con interasse di circa 100÷150 cm;
- riempimento della briglia con materiale drenante di ciottoli o ghiaia e terreno drenante costipabile o pareggiato con dei sassi;
- eventuale posizionamento di geotessile sotto lo scivolo di invito della briglia per evitare sifonamenti;
- completamento della soglia durante il riempimento con deposizione fra i correnti delle ali laterali di rami lunghi 1,50÷2,0 m, con capacità di propagazione vegetativa, e/o con talee di salice (1÷5 pezzi/m), e/o con piante di latifoglie radicate.

Il periodo di intervento corrisponde ai periodi di magra o di secca del corso d'acqua, mentre la durata può raggiungere i 20÷30 anni, se il corso d'acqua è caratterizzato da un deflusso minimo costante che possa evitare i cicli di disseccamento/imbibizione.

10.7 materiali impiegati

10.7.1 Palificata viva di sostegno a parete semplice o doppia

- Tondame scortecciato, avente diametro 20÷30 cm e lunghezza 2÷4 m;
- chiodi e cambre/graffe di ferro acciaioso ad aderenza migliorata FeB44K zincati con diametro 12÷14 mm di lunghezza pari al doppio del diametro dei pali impiegati;
- picchetti di tondino di ferro acciaioso ad aderenza migliorata zincati FeB44k diametro 32 mm L=1,50÷3 m, da mettere davanti al primo corrente a contrastare lo scivolamento in avanti o travi a doppio "T" sempre di adeguata lunghezza;
- talee o piantine di specie legnose, dotate di buona capacità vegetativa, con lunghezza di 25 cm maggiore rispetto alla profondità della palificata, fino ad arrivare al terreno naturale;
- stuoie e georeti in materiale biodegradabile (paglia-legno, juta, fibra di cocco, ecc.);
- geotessuto in materiale sintetico per avvolgere eventuali tubi drenanti micro fessurati;
- tubo micro fessurato per drenaggio;
- materiale per la fondazione.

10.7.2 Palificata viva di sostegno tipo Vesuvio

- Tondame di castagno scortecciato avente diametro 14÷16 cm;
- chiodi zincati in tondino di ferro acciaioso ad aderenza migliorata FeB44k con diametro 12÷14 mm e lunghezza pari al doppio del diametro dei pali impiegati;
- talee legnose di specie a capacità di riproduzione vegetativa di specie autoctone idonee;
- piantine radicate in fitocella, in numero di 5÷6 al m², di specie arbustive pioniere ed autoctone.

10.7.3 Palificata viva di sostegno tipo Roma

- Materiale vegetale vivo autoctono (specie adatte alla riproduzione vegetativa, specie arbustive a radice nuda o in fitocella);
- tondame scortecciato (castagno, larice) avente diametro 18÷22 cm e lunghezza 4÷5 m;

- chiodi zincati in tondino di ferro acciaioso ad aderenza migliorata (FeB44k) con diametro 12÷14 mm e lunghezza 40÷60 cm;
- barre filettate in acciaio zincato (diametro 12 mm, lunghezza 40÷70 mm) con relativi dadi e rondelle;
- rete zincata (generalmente a doppia torsione e plastificata, maglia 6x8 cm)
- materiale inerte di riporto derivato da scavo in terra (con caratteristiche compatibili per lo sviluppo della componente vegetale);
- eventuale materiale inerte litoide costituito da pietrame (diametro max 30 cm);
- eventuale biostuoia o biorete.

10.7.4 Palificata viva di sostegno tipo loricata

La palificata viva di sostegno loricata presenta una componente prefabbricata (croce ad “X” e tirante) che naturalmente costituisce la base della tecnica. I paramenti anteriori metallici hanno dimensioni varie da circa 2 m di larghezza per 2,50 di altezza a circa 3 m di larghezza per 3,50 m di altezza.

La croce di S. Andrea è collegata verticalmente da travi in acciaio, sulle quali vanno appoggiati i tronchi; dal centro della X si diparte un gambo centrale metallico con funzione di tirante rigido, collegato alla base posteriore ad un ancoraggio a piastra, realizzato con tronchi o materiale inerte. Quattro funi controvento di diametro 16 mm possono, nei casi richiesti, rinforzare ulteriormente la struttura e conferirle una caratteristica forma piramidale.

Gli altri materiali sono:

- tronchi lunghi 4 e 5 m e con diametro 20÷25 cm (correnti L= 4÷5 m), a seconda dell'altezza della struttura;
- inerte ricavato dallo scavo eventualmente ammendato e concimato;
- talee legnose di salici, tamerici od altre specie adatte alla riproduzione vegetativa, nonché piante radicate di specie arbustive pioniere;
- massi, a contatto con l'acqua, legati con una fune di acciaio di diametro 16 mm e ulteriormente fissati con picchetti in profilato metallico di lunghezza di 2 m, infissi nel fondo per almeno tre quarti della loro lunghezza.

10.7.5 Palificata viva spondale a parete semplice o doppia

- Materiale vegetale vivo autoctono di specie adatte alla riproduzione vegetativa (talee, verghe, astoni);
- fascinate vive ben legate di materiale vegetale vivo con capacità di riproduzione vegetativa;
- picchetti di tondino di ferro acciaioso ad aderenza migliorata zincati FeB44k con diametro 32 mm e L=1,50÷3 m da mettere davanti al primo corrente a contrastare lo scivolamento in avanti o travi a doppio “T” sempre di adeguata lunghezza;
- tondame scortecciato (castagno, larice, pino nero) avente diametro 20÷40 cm e lunghezza 4÷5 m;
- chiodi zincati e cambre/graffe in tondino di ferro acciaioso ad aderenza migliorata (FeB44k) con diametro 12÷14 mm e lunghezza 40÷60 cm;

- materiale inerte di riporto derivato da scavo in terra (con caratteristiche compatibili per lo sviluppo della componente vegetale);
- eventuale materiale inerte litoide costituito da pietrame (diametro max 30 cm);
- materiali per la fondazione.

10.7.6 Palificata viva spondale con palo verticale frontale

Rispetto al materiale necessario riportato nel capitolo precedente (palificata viva spondale a parete semplice o doppia), devono essere aggiunti i seguenti materiali:

- copripunte in ferro per i pali verticali;
- chiodi di carpenteria.

10.7.7 Briglia in legname e pietrame

I materiali da impiegare sono quelli della palificata viva di sostegno o spondale a doppia parete.

10.8 Schema costruttivo - palificata viva di sostegno ad una parete ed a due pareti - palificata viva spondale ad una e doppia parete - briglia in legname - briglia in legname e pietrame

10.8.1 Scavo iniziale e fondazione

La fondazione è molto spesso necessaria per garantire stabilità all'opera; questa viene realizzata, in genere, con una gettata di sassi, con dei materassi tipo reno o altro strato idoneo a fare da fondazione. È possibile impiegare anche geotessuti atti a distribuire i pesi.

Lo schema è il seguente:

- scavo del terreno fino al materiale stabile;
- scavo al di sotto delle eventuali infiltrazioni d'acqua;
- la base di fondazione deve essere leggermente inclinata verso monte e deve essere il più possibile perpendicolare alla componente della forza peso lungo il versante;
- se il materiale di risulta dello scavo non viene usato per il riempimento, lo si deve depositare a valle; in caso contrario, è meglio depositarlo lateralmente o a monte in modo che la costruzione ed il riempimento possano svolgersi contemporaneamente.



Figura 107 - Scavo delle fondamenta.

10.8.2 Inclinazione verso monte

Disponendo la base della palificata con inclinazioni verso monte fino a 15° rispetto all'orizzontale, si ottengono benefici sia per la stabilità esterna dell'opera (si riduce, infatti, la componente destabilizzante della spinta esercitata dal terreno a monte dell'opera) sia per la resistenza delle giunture (si riduce la sollecitazione applicata a legname e chiodatura).

In alternativa all'inclinazione del piano basale verso monte, anche se non è la stessa cosa, è possibile non mettere in opera la prima fila di correnti interni.

Si deve comunque cominciare con una fila di correnti, poggiante sul piano di posa, che deve risultare, ad opera conclusa, completamente interrata e non visibile. La palificata viva di sostegno viene terminata, ugualmente, con una doppia fila di correnti da cui comincerà l'eventuale riprofilatura del versante, fungendo il corrente esterno da linea di contenimento del terreno.

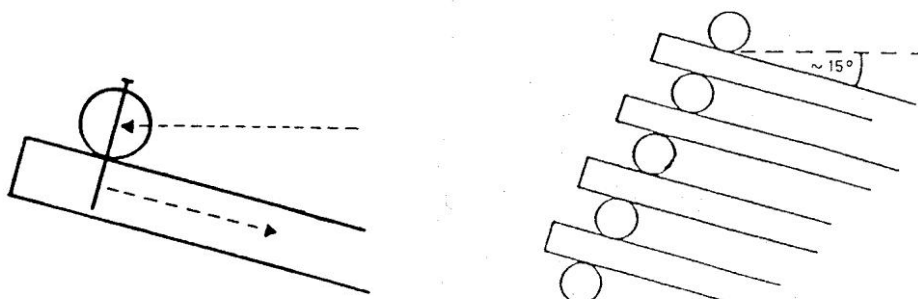


Figura 108 - Inclinazione verso monte - sezione.

10.8.3 Appesantimento della base

Un ulteriore accorgimento che può essere messo in campo per contrastare la spinta al ribaltamento è l'appesantimento della base della palificata viva. In genere si opera riempiendo il primo piano della palificata viva (prima linea di correnti e montanti) con massi e terreno. Tale accorgimento è peraltro indifferente rispetto alla crescita delle piante, perché, in genere, il primo piano (corrente + montante) dovrebbe risultare quasi completamente interrato.

Particolarmente utile risulta tale accorgimento nel caso di palificate vive spondali ad una o doppia parete, anche per contrastare la spinta di Archimede che si può verificare in caso di brusco innalzamento del livello dell'acqua.

10.8.4 Dimensionamento della struttura

Nell'impiego pratico, si può ribadire la validità della regola $B \geq H/2$ per un predimensionamento speditivo, dove B corrisponde alla larghezza della base dell'opera e H alla sua altezza. Bisogna tuttavia evidenziare che non è consigliabile basarsi solamente su tale rapporto seppur nella fase di predimensionamento. L'esperienza maturata negli anni, infatti, porta a sostenere la necessità di un predimensionamento più preciso (si veda al riguardo il capitolo sui calcoli della tipologia palificata viva di sostegno).

Tenendo in considerazione la capacità di sviluppo dell'apparato radicale delle piante inserite al suo interno (in condizioni di terreno sufficientemente areato), la base non dovrà superare i $2,0 \div 2,5$ m; pertanto, l'altezza massima realizzabile possibile è di 5 m.

Nell'ambito delle dimensioni indicate, la palificata viva di sostegno in legno offre delle soddisfacenti garanzie di stabilità globale, anche in terreni con capacità portante ridotta.

A tal riguardo, si veda comunque l'apposito capitolo.

10.8.5 Fissaggio al piede

- La costruzione della palificata viva di sostegno inizia sempre con la posa in opera dei tronchi longitudinali (correnti): da controllare accuratamente la direzione e la distanza;
- i primi tronchi posizionati devono poggiare sul terreno per tutta la loro lunghezza; il posizionamento deve avvenire su terreno stabile o sulla fondazione realizzata;
- in caso di fondazione difficile, assicurare i tronchi con ferri d'armatura, tondini di ferro acciaioso ad aderenza migliorata (FeB44K) diametro di 32 mm oppure con travi a "doppio T" infissi comunque fino a rifiuto. Il fissaggio può essere eseguito anteriormente alla prima fila di correnti e reso solidale con questi tramite filo di ferro di adeguate dimensioni o fune d'acciaio. Solo per la palificata viva di sostegno a doppia parete o per le briglie in legname e pietrame è possibile effettuare il fissaggio al piede anche della fila interna di correnti, sempre sul lato interno, onde contrastare la spinta allo scivolamento in avanti;
- nel caso di palificata viva spondale con palo frontale, questo deve essere conficcato adeguatamente nella sponda (per esempio, su una lunghezza di 3,5 m deve essere conficcato per almeno 2 m) per una buona profondità e fino a rifiuto; è opportuno a volte mettere in opera una punta in ferro sul palo, prima che venga conficcato onde evitare che la punta possa fendersi o rompersi;
- è opportuno, nel caso in cui si tratti di briglie in legname e pietrame, che le stesse vengano bene intestate nelle sponde; l'opera deve risultare ancorata al terreno lateralmente (ali) fino a raggiungere il terreno stabile;

- è infine opportuno, nel caso di briglie in legname e pietrame, un consolidamento a valle con massi e terra; si realizza, in genere, una protezione capace di limitare lo scavo prodotto dalla lama stramazzone. L'asportazione di parte del piano di fondazione provoca un aumento delle sollecitazioni a carico degli elementi trasversali.

10.8.6 Drenaggi a tergo dell'opera

Può risultare necessario mettere in opera dei drenaggi per le eventuali venute d'acqua a tergo della palificata viva di sostegno. Tale drenaggio non va realizzato in modo continuo lungo tutto il versante a tergo della palificata viva, onde non impedire alle radici delle piante messe in opera di raggiungere e superare il terreno retrostante.

Più utile risulta posare in opera un tubo micro fessurato di adeguate dimensioni e caratteristiche alla base della palificata viva di sostegno sul lato interno.

10.8.7 Dimensione del legname e corretto posizionamento

- Si consiglia di utilizzare tronchi con diametro non inferiore ai 20 cm, per evitare la rottura del legno in corrispondenza delle giunture (fori e chiodature - al riguardo si veda il capitolo dedicato alle giunture), e non superiore ai 30÷35 cm, a causa delle eventuali difficoltà di maneggiamento e dei limiti di legge imposti per la movimentazione manuale dei carichi;
- per ogni strato, sia longitudinale che trasversale, occorre usare tronchi di diametro circa uguale, affinché l'opera risulti alla fine regolare. L'impiego di tronchi rastremati provoca problemi e necessità di riduzioni o inserimento di cunei; va sempre valutata l'opportunità di scartare il materiale molto rastremato o di tagliare la parte in questione;
- nel caso di legname con corteccia spessa è opportuno che il legname venga scortecciato, onde evitare che nei punti di contatto, alla perdita della corteccia per marcescenza di creino si formino delle distanze e dei punti di non contatto tra il legname;
- i correnti esterni ed interni devono essere messi in opera in modo tale da risultare sfalsati, così come sfalsati devono risultare i correnti sui diversi piani; anche i montanti dovranno essere messi in opera in modo sfalsato nei diversi piani, onde avere una ottimale distribuzione dei pesi e delle eventuali spinte;
- nella figura che segue sono illustrate due opere caratterizzate dalla medesima altezza (3,30 m), larghezza (7,50 m) ed interasse fra i tronchi longitudinali (1,50 m), ma contraddistinte da una differente disposizione di questi ultimi: quella a sinistra è definita **disposizione alternata** mentre l'altra **disposizione continua**;
- la disposizione alternata dei tronchi trasversali montanti, a parità di carichi applicati, consente all'opera deformazioni orizzontali e verticali mediamente maggiori del 35% rispetto alla disposizione continua. Data quindi la maggiore capacità di deformarsi in caso di eventuali movimenti del terreno, tale schema costruttivo è consigliabile, in tutte quelle situazioni caratterizzate da versanti poco stabili.

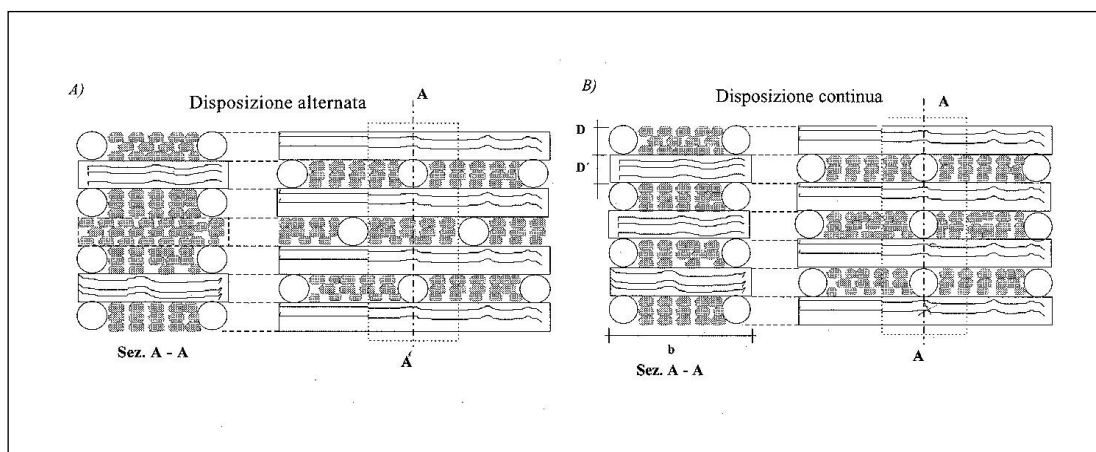


Figura 109 - Disposizione alternata e continua degli elementi trasversali della briglia in legname e pietrame.

- è opportuno effettuare meno incastri, tagli e riduzioni possibili; in particolare la creazione di incastri tra correnti e montanti risulta dispendiosa in termini di tempo/uomo e pericolosa in quanto questi risulteranno essere punti in cui la marcescenza del legname procederà con maggiore velocità. Se necessario ed inevitabile realizzare gli incastri, è bene farli sempre sul palo superiore per evitare ristagni d'acqua negli incavi;
- l'opera va sempre conclusa con una fila di correnti onde contenere al meglio il terreno sovrastante;
- anche nel caso della palificata viva spondale con palo frontale è opportuno mettere dei montanti aggiuntivi sfalsati.

10.8.8 Tronchi trasversali

- Affinché l'opera possa svolgere efficacemente la propria funzione stabilizzante, è possibile che i tronchi trasversali (montanti) siano infissi nel versante. Tale operazione risulta particolarmente utile nel caso di palificate vive spondali a parete semplice o doppia;
- a lavori ultimati, i tronchi trasversali che fuoriescono dalla facciata durante la costruzione devono essere tagliati seguendo la linea di pendenza;
- nel caso in cui l'opera venga impiegata quale base per sedime stradale, l'ultima fila di montanti è opportuno che abbia una densità (distanza) tale per cui non venga superata la misura di quattro volte il diametro del palo per garantire la portata dell'opera stessa.

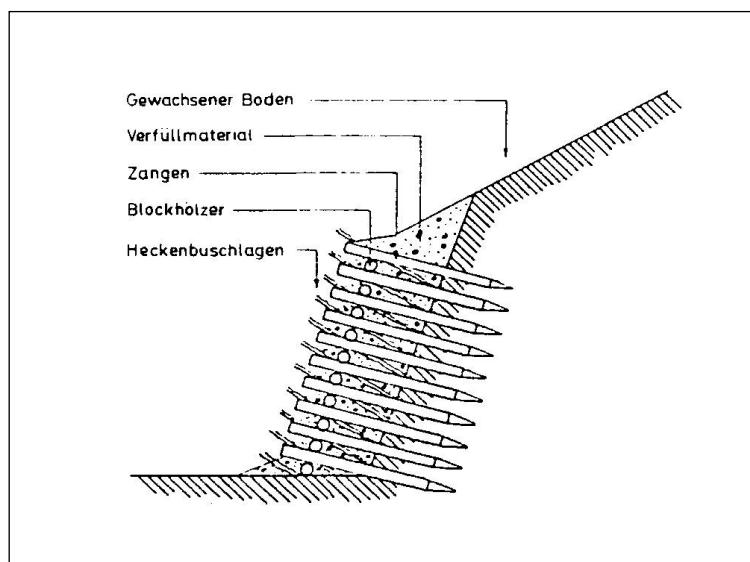


Figura 110 - Tronchi trasversali.

10.8.9 Punti di giunzioni

- Ogni incrocio deve essere chiodato (giunture tra elementi trasversali - montanti - ed elementi longitudinali - correnti -, giunture tra elementi longitudinali - in questo caso si impiegano graffe);
- si utilizzino chiodi zincati, in relazione al fatto che la ruggine crea ambienti idonei ai microrganismi demolitori del legno. I materiali impiegabili sono tondini in ferro acciaioso ad aderenza migliorata FeB44k, graffe (stesso materiale) per le congiunzioni longitudinali sui correnti, oppure bulloni da legno;
- utilizzare tondini di ferro acciaioso di diametro $12 \div 14$ mm e di lunghezza pari al doppio rispetto alla somma dei diametri dei tronchi;
- per evitare spaccature del legno, è consigliabile procedere alla preforatura per l'inserimento del tondino. In questo caso la presenza o assenza di punta è indifferente; nel caso invece di assenza di preforatura o preforatura non completa, per pericolo di fenditura del tronco, i chiodi non vanno appuntiti;
- per evitare il pericolo di slabbrature o rotture, il chiodo deve essere segato perpendicolarmente, meglio se viene elettrosaldato in testa una superficie quadrata o tonda per facilitarne la battitura;
- in caso di battitura a mano, è opportuno insaponare i tondini prima di metterli in opera;
- le giunzioni tra i correnti devono essere preferibilmente eseguite in vicinanza di un traverso (montante) inferiore, fra di loro sfalsate in altezza per non creare una continuità di punti deboli nella struttura; non vanno effettuate esattamente in corrispondenza di un montante inferiore con incastro (vedi figura) in quanto questo metodo indebolisce la chiodatura;
- per le relative verifiche, vedi la trattazione sulle giunture riportata nel capitolo sulle chiodature.

10.8.10 Riempimento progressivo

- Effettuare il riempimento sempre progressivamente, mano a mano che vengono poste in opera le linee di correnti e montanti; questo permette il corretto costipamento del terreno tramite il mezzo meccanico ed a mano ad opera degli operai;

- è opportuno che anche le piantine e le talee vengano messe in opera al procedere in altezza, facendo bene attenzione a non danneggiarle con le operazioni successive;
- in caso di pericolo di dilavamento, si possono utilizzare anche sassi e legname; nel caso delle palificate vive spondali è necessario chiudere le camere verso l'esterno con la posa in opera di fascinate vive, onde evitare il rischio di svuotamento.

10.9 Verifiche preliminari per i versanti

10.9.1 Verifiche preliminari per la sistemazione di un versante

Per la sistemazione di un versante con una serie di palificate vive di sostegno è necessario eseguire alcune verifiche preliminari.

10.9.1.1 Prima verifica - Tipo di terreno

A. Terreni coerenti:

- limiti di Atterberg: valore limite del contenuto di acqua per il quale si registra una transizione dello stato fisico del terreno;
- altezza critica: rappresenta l'altezza massima, superata la quale, la parete verticale di uno scavo non è più in grado di autosostenersi.



Foto 28 - Terreno coerente.

B. Terreni incoerenti:

- angolo di attrito interno del terreno (tra 34° e 45°), per esempio un terreno composto per il 20% da limo, per il 30% di argilla, per il 10% da sabbia e per il 40% da ghiaia ha un angolo di attrito interno tra 28° e 45° .



Foto 29 - Terreno incoerente.

10.9.1.2 Verifica della profondità del piano di scivolamento rispetto al piano campagna

- A. Stima della profondità da dati lectici o sulla base dell'esperienza;
- B. prove penetrometriche strumentali.

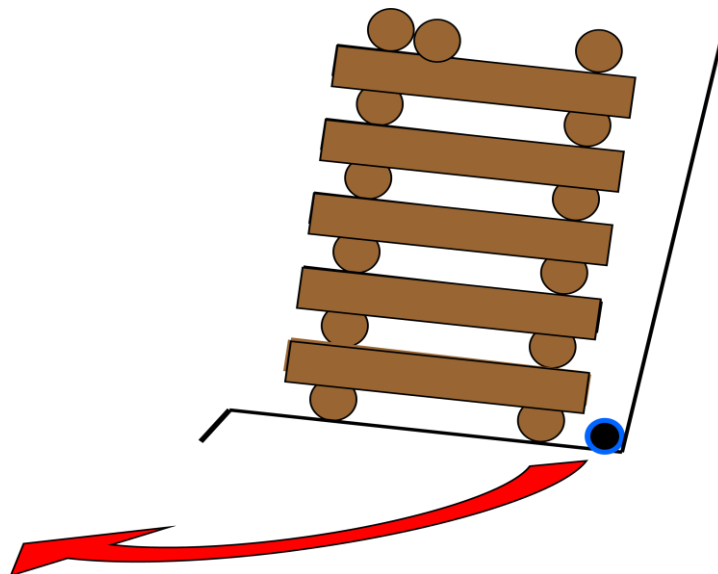


Figura 111 - Piano di scivolamento.

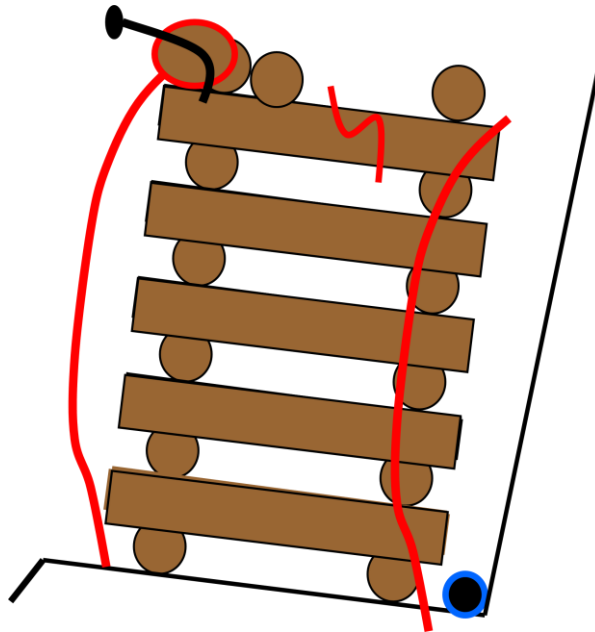
10.9.1.3 Valutazione della stabilità complessiva del versante

Esistono diversi metodi per valutare la stabilità del versante; infatti nel caso in cui il piano di campagna non sia orizzontale, le tensioni di taglio indotte dalle forze gravitazionali tendono ad innescare il movimento del terreno stesso lungo potenziali superfici di scorrimento. A tal riguardo si veda la trattazione dell'argomento fatta in "Analisi di stabilità dei pendii" del presente capitolo. I metodi analizzanti sono il metodo del pendio indefinito e il metodo di Bishop semplificato.

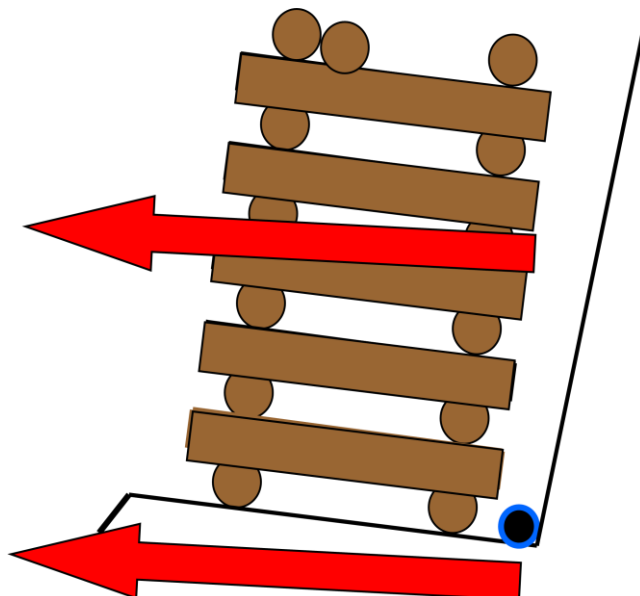
10.9.1.4 Verifica della stabilità dimensionale interna dell'opera

Verifica della resistenza a:

- **schacciamento;**



- **scivolamento;**



– ribaltamento.

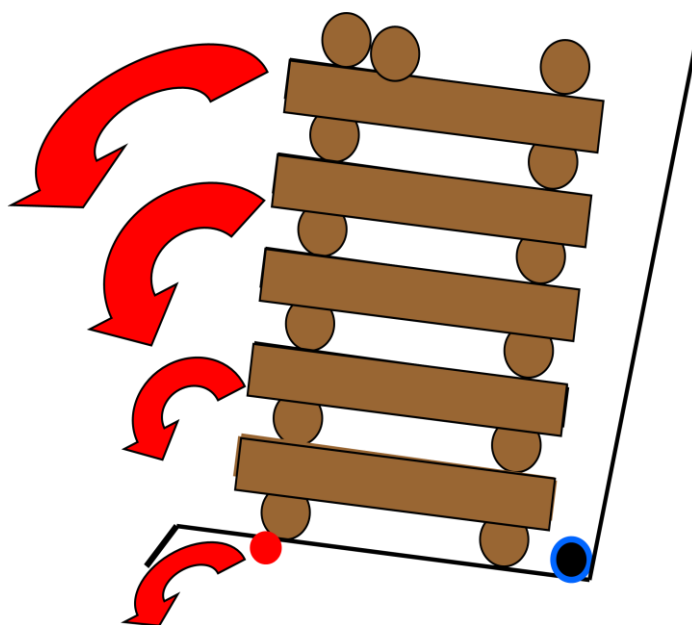


Figura 112 - Schiacciamento, scivolamento, ribaltamento.

Nell'uso pratico del dimensionamento preliminare vale la seguente regola generale che deve essere verificata caso per caso:

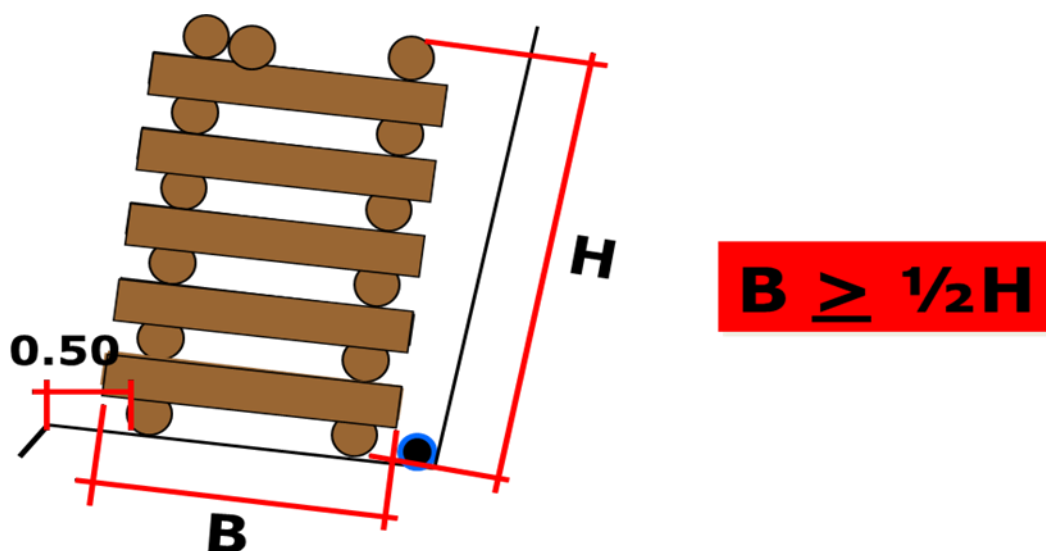


Figura 113 - Regola pratica del rapporto B/H

B: base dell'opera

H: altezza dell'opera

Pertanto vista la massima profondità ammessa per le palificate vive di sostegno pari a 2,50 m (=B) a causa dell'impossibilità delle radici delle piante ad arrivare a profondità maggiori, resta automaticamente determinata la massima altezza ammissibile pari a 5 m (=H).

Comunque si vuole ribadire che il calcolo del rapporto B/H deve essere considerato garante della stabilità solo in prima approssimazione, poiché l'opera così dimensionata, deve essere poi sottoposta sia alla verifica del carico limite sia alla verifica della stabilità globale.

Nella progettazione della palificata viva di sostegno molto spesso ci si basa sull'esperienza, sulle tradizioni locali e su regole empiriche ormai radicate tra gli operatori del settore, piuttosto che sulle necessarie verifiche statiche. Le palificate in genere vengono costruite con una base (B) di larghezza superiore alla metà dell'altezza (H), anche se in letteratura vengono riportati casi in cui è preferibile che la base sia pari all'altezza ($B/H=1$). Queste regole valgono, come detto, solo in prima approssimazione, in quanto, essendo le palificate opere di sostegno a gravità a tutti gli effetti, per il loro dimensionamento occorre far riferimento al D.M. 10 marzo 1988. Per la stabilità esterna prevede il soddisfacimento delle condizioni di stabilità allo scivolamento, al ribaltamento e al carico limite dell'insieme opera-fondazione. Inoltre tale normativa prevede la verifica alla stabilità globale.

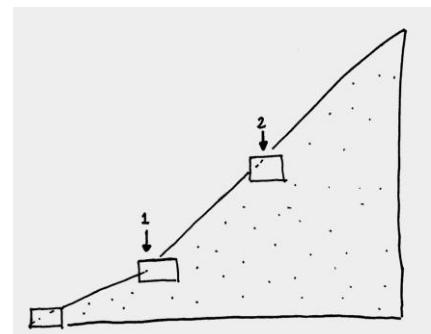
Per le briglie in legname e pietrame, la larghezza (B) da assegnare al cassone, per una prefissata altezza verticale (H) dell'opera, deve essere scelta in modo da soddisfare sia la condizione ottenuta imponendo un opportuno coefficiente di sicurezza nella verifica al ribaltamento condotta rispetto allo spigolo inferiore di valle, sia la condizione ottenuta imponendo un opportuno coefficiente di sicurezza nella verifica allo scorrimento (D'Agostino V., 2001).

10.9.2 Verifiche successive

La palificata viva di sostegno alla base del versante:

CASO A: Riesce a sostenere il versante da sola

Sul versante sovrastante la palificata viva di sostegno, partendo dalla base, si realizzano successivi ordini di palificate vive, collocati dove il nuovo profilo di risulta, ovviamente meno pendente grazie all'alzata della palificata, intercetta il profilo originale del versante.



Si possono, inoltre, prevedere ulteriori azioni:

1. tra gli ordini si realizzano gradonate vive e idrosemine per il controllo dell'erosione superficiale e poco profonda. Le gradonate vive contribuiscono alla stabilità del versante (solo se intercettano il piano di scivolamento);

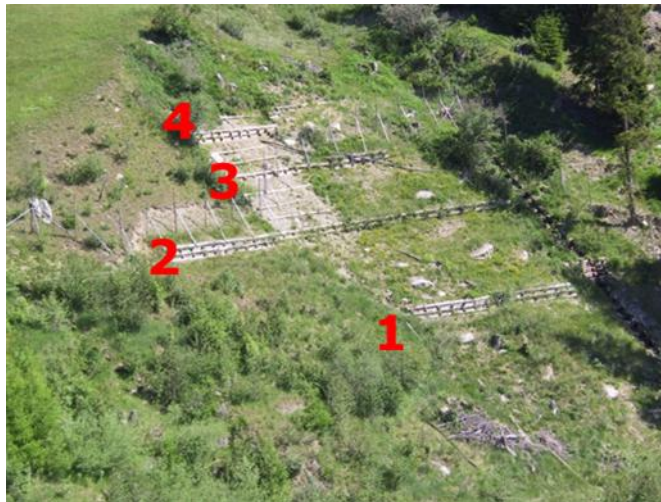
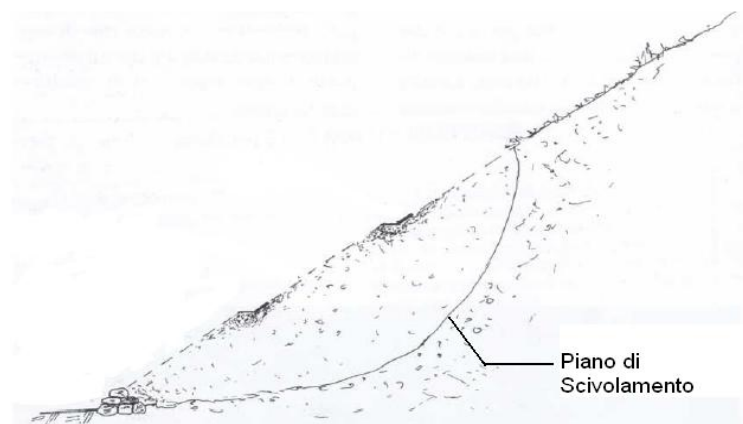


Foto 30 - Ordini di palificate vive di sostegno in Cantone dei Grigioni (CH) - 2010, foto C. Pagnoncini.

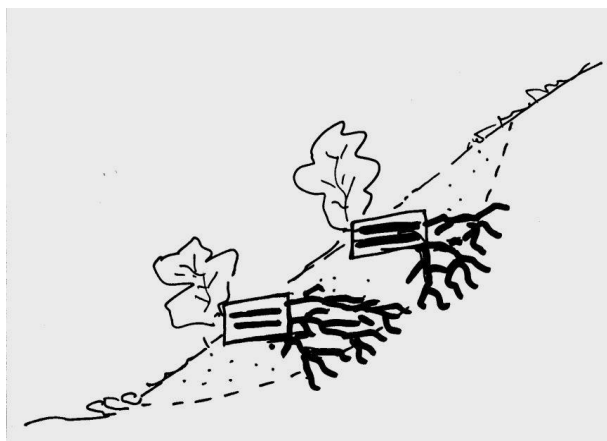
2. ordini di palificate vive più a monte: generalmente si collocano dove c'è un brusco cambio di pendenza del versante.

Se la palificata viva di sostegno, ad una prima analisi, sembra non riuscire a sostenere da sola il versante vanno effettuate le seguenti verifiche:

- profondità del piano di scivolamento;



- possibilità da parte delle radici di intercettare il piano di scivolamento (anche considerando lo sviluppo in profondità dell'apparato radicale col tempo).



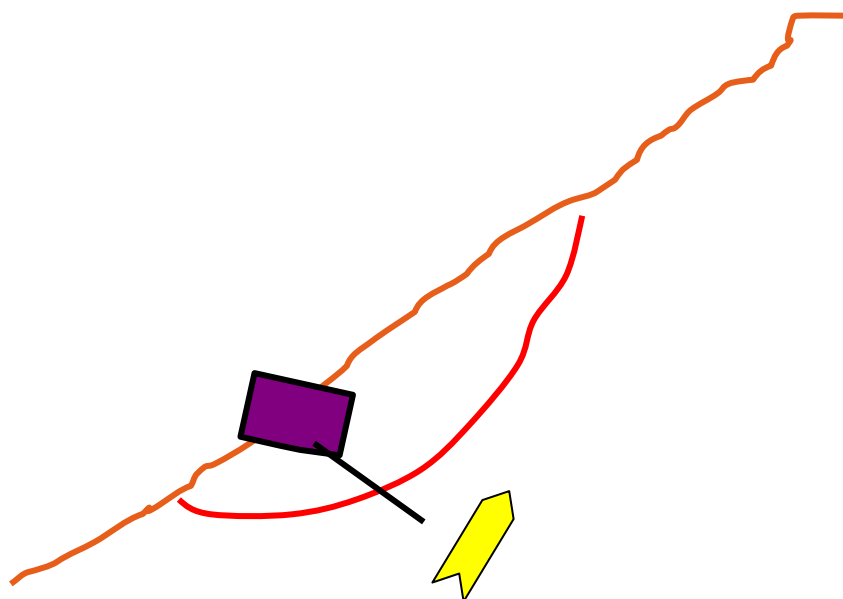
Nel caso in cui la verifica sia positiva, si veda il Caso B.

Nel caso in cui la verifica sia negativa, si veda il Caso C.

CASO B: Non riesce a sostenere il versante da sola

La palificata che non riesce a sostenere il versante da sola, ma le cui opere complementari (ordini di palificate vive più a monte e gradonate vive tra gli ordini) intercettano, con le radici, il piano di scivolamento della frana e la rendono comunque stabile, quindi verificata grazie all'apporto alla stabilità delle altre opere.

In alternativa è necessario ancorare la palificata viva di sostegno con dei tiranti.



CASO C: Non riesce a sostenere il versante

In questo caso è necessario provvedere a:

- realizzare un sostegno alla base che riesca a resistere alla spinta del versante (per esempio scogliera, muro in CLS, altro);

- il controllo sul versante dell'erosione superficiale e poco profonda con opere accessorie quali, ad esempio, palificate vive, cordonate vive, gradonate vive, fascinate vive, viminate vive.

10.10 Verifiche preliminari per i corsi d'acqua

10.10.1 Trasporto solido

È indubbio che il trasporto solido, se supera un certo valore e soprattutto se il materiale trasportato supera certe dimensioni, potrebbe rappresentare un problema per le palificate vive spondali.

Si possono annoverare cinque differenti modalità di trasporto solido:

- **flottazione** (o galleggiamento): consiste nel trasporto del materiale caratterizzato da una densità inferiore rispetto a quella dell'acqua (per esempio, tronchi, lastre di ghiaccio, pomici), oppure di corpi in grado di galleggiare per via della forma caratteristica (miche);
- **sospensione** (o trasporto torbido): si tratta del trasporto di materiale dalla granulometria particolarmente fine (limi, argille, sabbie) che, nel loro insieme, formano la torbida, che sedimenta solo quando l'energia cinetica delle acque raggiunge valori estremamente bassi (nei pressi della foce);
- **saltazione**: coinvolge sabbie grossolane e ciottoli di piccole dimensioni. È caratteristico dei letti fluviali ad alta rugosità, che ingenerano una maggior turbolenza nella corrente. In questo caso, il materiale alterna breve rotolamento a brevi tratti di trasporto in sospensione;
- **rotolamento**: coinvolge i ciottoli di dimensioni più rilevanti, che la corrente non riesce a sollevare dal fondale. Gli attriti prolungati smussano progressivamente la forma del corpo litico, che finisce con l'assumere la tipica forma arrotondata dei ciottoli di fiume;
- **trasporto di fondo**: coinvolge intere porzioni di sedimenti fluviali che, nei periodi di piena, vengono trasportati verso valle, coprendo anche distanze considerevoli.

Ovviamente quello che ci interessa è quello che coinvolge il materiale di maggiori dimensioni, quindi quello di saltazione (un poco) e quello di rotolamento e di trasporto di fondo (solo in parte).

Per quanto riguarda la stima della capacità di trasporto solido delle aste fluviali, oltre che l'entità e la durata delle portate del corso d'acqua, occorre considerare anche le caratteristiche fisiche del suo alveo (pendenza, larghezza, scabrezza, tortuosità, granulometria dei materiali).

Esistono diversi metodi di stima e calcolo del trasporto solido:

- basati sulla portata liquida;
- basati sulla forza di trascinamento agente sul letto del corso d'acqua;
- basati sull'energia spesa nel trasporto.

Le cose si complicano se si devono considerare la sommergezza relativa, la pendenza dell'alveo, l'eterogeneità granulometrica, le dissipazioni energetiche dovute a forme di fondo particolari, ecc.

Bisogna poi fare attenzione perché, generalmente, le formule che calcolano il trasporto solido per via teorica tendono a sovrastimare il trasporto reale di 1 o 2 ordini di grandezza a causa delle limitate capacità predittive delle stesse.

Da tenere presente infine che il 90% del materiale trasportato avviene in sospensione e solo il 5÷10 % sul fondo.

Semplificando al massimo la questione, poiché ci interessano i materiali più grossolani che si muovono per rotolamento, possiamo prendere a riferimento la formula di Sternberg (1875) che assume:

$$Vf = C \sqrt{D}$$

dove:

- Vf (m/sec) = velocità della corrente sul fondo = 0,75 circa della Vm (velocità media);
- D (m) = diametro caratteristico del materiale sul fondo;
- $C = 5 \div 7$ (se $K=0,70$, $f=0,60$ e $\gamma_s=2.600$ kg/m³ dove K è il coefficiente di forma che varia da 0,50 ad 1, f è il coefficiente di attrito che varia da 0,60 a 0,80 e γ_s è il peso specifico del materiale).

In pratica si tratta di confrontare la velocità critica sul fondo Vf , come sopra descritto, con la velocità della corrente sul fondo pari a 0,75 della Vm (velocità media).

Note le dimensioni del materiale in movimento, si possono ovviamente valutare le resistenze agli urti delle palificate vive spondali, andando a calcolare la spinta esercitata dal materiale in rotolamento.

La pressione esercitata sarà, nella peggiore condizione (ovvero ortogonalmente al palo di legno) pari a:

$$\rho * V^2$$

dove:

- per ρ si intende γ_s e cioè il peso specifico espresso in kg/m³;
- per V si intende la velocità espressa in m/sec.

10.10.2 Calcolo delle tensioni di trascinamento

A tal riguardo si veda la trattazione dell'argomento fatta nel capitolo relativo alla palizzata viva.

10.11 Verifiche di stabilità della palificata viva di sostegno

10.11.1 Introduzione

Il dimensionamento delle palificate vive segue le regole di tutte le altre verifiche di dimensionamento e consiste quindi nella verifica della stabilità esterna e interna della struttura stessa: questo significa che la struttura deve assicurare una resistenza superiore a determinati parametri di riferimento, espressi in termini di Fattore di Sicurezza (FS), nei riguardi delle sollecitazioni gravanti su di essa.

Analogamente i materiali della struttura devono risultare sollecitati in modo compatibile con i valori massimi ammissibili stabiliti.

Nella trattazione che segue si farà riferimento solamente alla palificata viva di sostegno a doppia parete, in quanto questa rappresenta l'esempio generale, da cui si possono far derivare tutti gli altri casi specifici.

Una palificata viva di sostegno a doppia parete è sostanzialmente assimilabile a un muro a gravità, con specifici parametri di valutazione.

Il loro dimensionamento statico può quindi ottenersi attraverso le teorie classiche della geotecnica.

Le forze agenti su una generica struttura di contenimento del terreno che agisce a gravità sono essenzialmente:

- la risultante delle sollecitazioni esercitate sul paramento interno della palificata viva di sostegno dal terreno retrostante;
- il peso proprio/complessivo ($P_{complessivo}$) della struttura legno-terreno;
- il peso ($P_{terreno\ sormontante}$) del terreno sormontante la struttura;
- la risultante delle spinte esercitate dal terreno sulla struttura di contenimento.

Per quanto riguarda la determinazione delle forze peso (P_{ts} e P_c), queste saranno note una volta determinata la geometria e le dimensioni dell'opera stessa, nonché quando siano note le caratteristiche del legname e del terreno.

La determinazione dell'intensità e della retta di applicazione della spinta (S_o) viene effettuata invece attraverso i classici metodi della geotecnica.

Com'è noto non è possibile ed utile, in via preliminare, effettuare nei minimi dettagli le verifiche per questo tipo di opere.

Sono infatti molti i parametri incogniti che intervengono e può accadere che i valori di un primo tentativo di predimensionamento non soddisfino tutte le verifiche; a tal punto si rendono necessari ulteriori tentativi ed approfondimenti.

Le dimensioni della palificata scaturenti dai calcoli di predimensionamento risponderanno pertanto alle condizioni di stabilità, ma quelle definitive sono lasciate all'esperienza del progettista.

Per una migliore lettura e comprensione del testo che segue, si riporta l'elenco dei principali simboli impiegati nelle formule di calcolo, che sono state uniformate rispetto a quanto presente in letteratura per facilitarne la comprensione.

Legenda:

φ = angolo attrito interno;

c = coesione;

u = pressione idrica;

P = il peso proprio dell'opera;

S_o = spinta attiva del terreno;

S_p = spinta passiva del terreno;

Q = sovraccarico;

s = resistenza a rottura;

φ' = angolo di resistenza al taglio del terreno;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

K_p = coefficiente di spinta passiva;

S_w = spinta dell'acqua;

γ_t = peso specifico del terreno;

γ_w = peso specifico acqua;

γ' = peso specifico efficace;

h_c = altezza critica;

H_{eq} = altezza di terra equivalente;

H = altezza verticale del terreno;
 z = profondità;
 β = inclinazione del terreno a monte dell'opera di sostegno;
 δ = angolo di attrito opera-terreno;
 α = inclinazione della palificata rispetto all'orizzontale;
 σ = tensione;
 τ = resistenza del terreno allo sforzo di taglio;
 FS = fattore di sicurezza;
 u = sottospinta idraulica;
 h_f = altezza fittizia;
 Sq = spinta da sovraccarico;
 f = coefficiente di attrito;
 γ_{op} = peso proprio dell'opera;
 M_s = momento delle forze stabilizzanti;
 M_r = momento delle forze ribaltanti;
 e = eccentricità;
 u = distanza della risultante dallo spigolo di valle della sezione;
 V = componente normale della risultante delle forze agenti sulla struttura;
 Q_{lim} = carico limite;
 q_{lim} = pressione limite;
 σ_{max} = sollecitazione massima;
 σ_{min} = sollecitazione minima;
 H_i = profondità dell'ancoraggio;
 σ_{amm} = sollecitazione ammissibile;
 M_{max} = momento flettente massimo;
 W = modulo resistente (cm^3);
 τ_{max} = sollecitazione massima a flessione (N/cm^2);
 τ_{amm} = sollecitazione ammissibile a flessione (N/cm^2);
 p_{fz} = pressione verticale del materiale di riempimento agente sulla base;
 p_{hz} = pressione orizzontale del materiale di riempimento agente sulle pareti;
 p_{vz} = pressione verticale che si esercita lungo le pareti;
 H = altezza dell'opera;
 B = larghezza dell'opera.

Sismica

a_h = accelerazione orizzontale;

a_v = accelerazione verticale;

k_h = coefficienti d'intensità sismica orizzontale;

k_v = coefficienti d'intensità sismica verticale;

g = accelerazione di gravità;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa dal sito;

β_m = valore tabellare;

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

$S_{a,E}$ = spinta attiva totale (statica + dinamica);

$K_{a,E}$ = coefficiente di spinta secondo Mononobe-Okabe;

γ^* = peso specifico del terreno in assenza di falda;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico;

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

10.11.2 La spinta delle terre

10.11.2.1 Calcolo della spinta delle terre nel caso di opere di sostegno

Uno dei primi problemi da affrontare per il predimensionamento è il calcolo della spinta esercitata dal terreno sul manufatto (S_o), che dipende da molti fattori, tra quali i principali risultano essere:

- la geometria della palificata viva di sostegno;
- le caratteristiche del terreno retrostante e del terreno di fondazione;
- le condizioni di drenaggio.

Nel considerare le caratteristiche di un ammasso terroso, dobbiamo fare riferimento a tre fondamentali parametri geotecnici:

- **l'angolo d'attrito interno (φ);**
- **la coesione (c);**
- **il contenuto idrico o pressioni neutre (u).**

Nel caso per esempio di un cumulo di sabbia, i grani di sabbia sono influenzati, oltre che dalla gravità, dalla forza di **attrito interno** (φ).

Nel caso invece di materiali come le argille, oltre che dall'attrito interno, queste sono unite da forze intermolecolari che generano quella che viene definita **coesione** (c). Tali forze permettono la formazione di ammassi, i cui elementi costituenti non sono indipendenti tra loro ma più o meno intimamente legati. Questa caratteristica fa sì che la pendenza di un cumulo in argilla non coincida con l'angolo di attrito, ma dipenda anche dalla coesione.

Si distinguono **due diversi tipi di spinta**:

- **spinta attiva**, quando la terra spinge contro un muro o una struttura (opere di sostegno);
- se è l'opera che spinge sulla terra (come in tutti quei casi in cui l'oggetto in esame spinge sulla terra), siamo in presenza di **spinta passiva**.

I problemi riguardanti la meccanica dei terreni vengono in genere suddivisi in due tipologie.

- di stabilità (condizioni di equilibrio limite);

- di deformazione (condizioni in esercizio).

Per quanto riguarda le opere di sostegno, le forze agenti sul manufatto dovranno essere calcolate ponendosi nella condizione più sfavorevole nei confronti delle diverse verifiche da effettuare (scivolamento, ribaltamento, schiacciamento, ecc.).

In particolare, tutte le ipotesi di calcolo delle spinte sulle opere di sostegno devono essere giustificate con considerazioni sui prevedibili spostamenti relativi del manufatto rispetto al terreno (come previsto dal D.M. 11/03/1988).

Di conseguenza, per dimensionare correttamente un'opera di sostegno (come per esempio una palificata), si devono considerare le principali forze che entrano in gioco, assicurandosi che le semplificazioni introdotte nello schema di calcolo siano sempre a favore di sicurezza, quindi conservative.

È evidente come le forze agenti sull'opera siano:

- **il peso proprio dell'opera (P)**, di facile determinazione se sono noti il volume del manufatto ed il peso dell'unità di volume del materiale;
- **la spinta attiva del terreno (S_a)**, che dipende dall'altezza della palificata viva di sostegno e dalle caratteristiche del terreno;
- **la spinta passiva del terreno (S_p)**, rappresenta la resistenza (forza stabilizzante) del terreno alla pressione esercitata dal manufatto, poiché ne ostacola il ribaltamento e lo scivolamento lungo il piano di posa dell'opera stessa (in genere risulta modesta rispetto alle altre azioni sollecitanti e, a favore di sicurezza, si preferisce trascurarla nei calcoli);
- **l'eventuale sovraccarico (Q)**, esistente a tergo dell'opera, assunto uniformemente distribuito.

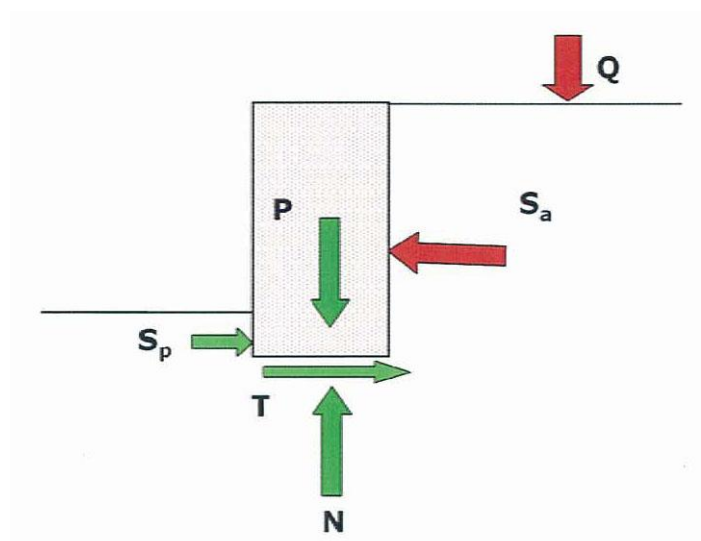


Figura 114 - Schema delle forze agenti su un'opera di sostegno.

Per la determinazione della **spinta attiva** può essere adottato il **metodo dell'equilibrio limite**, che ipotizza che la superficie di rottura abbia in generale forma cilindrica, che su di essa si mobiliti tutta la resistenza a taglio del terreno e che per l'equilibrio del concio di spinta si considerino solo spostamenti di tipo rigido.

Il **metodo dell'equilibrio limite** (stabilità) ricerca le condizioni limite dell'equilibrio plastico, ossia associa un criterio di rottura alle forze in gioco. Il concetto verrà spiegato più dettagliatamente nelle pagine seguenti; per ora è importante solamente definire preliminarmente il principio di Mohr-Coulomb.

La resistenza al taglio mobilitata su un eventuale piano di scorrimento varia linearmente con lo sforzo normale agente sul medesimo piano.

La resistenza a rottura sulla base del principio di Mohr-Coulomb sarà pertanto:

$$s = c + \sigma * \tan \varphi'(l)$$

In seguito alla formulazione del **principio degli sforzi efficaci** (Terzaghi, 1923), il criterio assume la forma:

$$s = c + \sigma - u * \tan \varphi' \quad (1 \text{ bis})$$

dove:

- σ è la tensione normale agente sul piano di scorrimento;
- u è la pressione interstiziale, detta “neutra” per l'impossibilità dell'acqua di resistere a sollecitazioni di taglio e quindi di essere “direttamente” responsabile della rottura del terreno;
- c e φ' sono definiti coesione e angolo di resistenza al taglio e non costituiscono caratteristiche fisiche del terreno, ma sono parametri atti ad individuarne il comportamento.

Il calcolo della spinta esercitata dal terreno contro un'opera di sostegno viene affrontato utilizzando principalmente due teorie: la teoria di Rankine (1857) e la teoria di Coulomb (1776).

Per la condizione della palificata viva di sostegno è preferibile impiegare la teoria di Coulomb, in quanto più generale rispetto alla teoria di Rankine e applicabile a svariate condizioni geometriche.

A differenza poi di quella di Rankine, quella di Coulomb considera una condizione di equilibrio limite globale e non puntuale.

La teoria di Rankine, di contro, sarebbe da preferire in quanto, nel caso delle palificate vive di sostegno in legno, grazie all'azione dell'acqua percolante e delle radici delle piante, la superficie di separazione tra terreno retrostante e opera di contenimento può essere considerata solo come una superficie di riferimento e non una vera e propria superficie di separazione, come invece viene considerata nella teoria di Coulomb (angolo di attrito terra-muro).

Rimane da osservare che l'angolo di attrito terra-muro, che in genere si assume pari a uno o due terzi dell'angolo di attrito interno del terreno considerato, non influenza sostanzialmente la determinazione del coefficiente di spinta attiva; inoltre, durante l'esecuzione dell'opera e nel periodo immediatamente successivo, cioè prima che le piante possano svolgere il compito di resistenza loro assegnato, la separazione tra opera di sostegno e terreno retrostante è abbastanza marcata.

Come già detto, per il calcolo della spinta delle terre si può quindi far riferimento alla teoria degli stati di equilibrio limite di **Rankine** (1857), della quale si richiamano brevemente le ipotesi:

- il terreno è assunto privo di coesione ($c = 0$) $\varphi \neq 0$;
- la superficie di rottura è piana così come la superficie del terrapieno (che però può anche essere inclinato);
- il cuneo di terreno contro il muro si comporta come un corpo rigido che subisce lo spostamento senza deformarsi;
- non viene considerato l'attrito terreno-opera;
- la parete interna del muro è considerata verticale;
- il problema si riferisce ad una unità di opera (o terreno).

Come è noto, tali ipotesi portano a valori di spinta superiori e, quindi, a favore di sicurezza rispetto a quelli calcolati secondo la teoria di Coulomb (1773), che tiene conto anche dell'attrito che si genera tra l'opera di sostegno e il terreno.

Secondo la teoria di Rankine, in condizione di equilibrio limite attivo, lo sforzo che agisce su un piano verticale posto alla generica profondità z sotto il piano campagna è perpendicolare al piano stesso e vale:

$$\sigma_a = \gamma_t * z * K_a \quad (2)$$

dove:

γ_t è il peso specifico del terreno;

z è la profondità;

K_a è il coefficiente di spinta attiva del terreno.

Secondo Rankine quest'ultimo, può essere calcolato come:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3)$$

con φ indicante l'angolo di attrito interno.

Il diagramma delle pressioni che ne risulta è di forma triangolare (lo sforzo attivo aumenta infatti linearmente con la profondità) e, per unità di opera, vale la seguente formula:

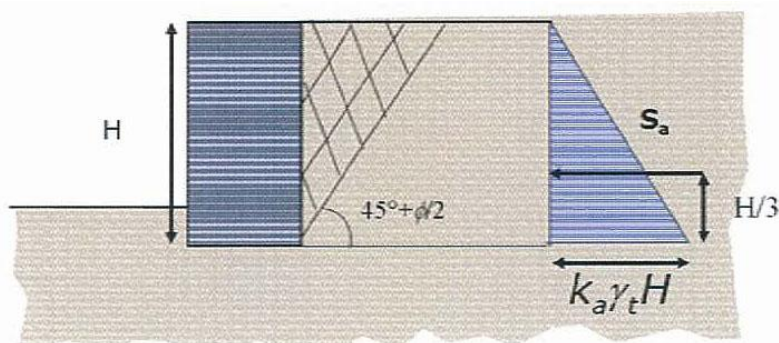


Figura 115 - Diagramma della spinta di un terreno non coesivo su una parete verticale liscia.

$$S_a = \int_0^H \sigma_a * dz = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a \quad (4)$$

dove H è l'altezza del terreno considerato (che coincide con l'altezza dell'opera di sostegno), misurata dal piano di fondazione.

La spinta attiva così calcolata è applicata ad una distanza pari a un terzo dell'altezza (H) dal piano di posa.

Nel caso di terreno completamente saturo d'acqua ed in assenza di moti di filtrazione dietro l'opera, il valore della spinta attiva del terreno (spinta efficace) diviene:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a \quad (5)$$

dove γ_t è il peso specifico del terreno immerso in acqua, calcolato come $\gamma_{sat} - \gamma_w$ con γ_{sat} peso dell'unità di volume di terreno saturo e γ_w peso specifico dell'acqua.

Anche in questo caso la spinta è applicata ad un terzo dell' altezza dell'opera a partire dal piano di fondazione.

Per ottenere la spinta attiva totale agente a tergo dell'opera, occorre aggiungere la pressione idrostatica totale:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w * H^2 \quad (6)$$

Per cui la spinta attiva totale varrà:

$$S_{tot} = \frac{1}{2} \gamma_w * H^2 + \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a \quad (7)$$

Anche in questo caso il diagramma delle pressioni che ne deriva è di tipo triangolare e la presenza dell'acqua non altera il coefficiente di spinta K_a del terreno, né la posizione della superficie di rottura, mentre si modifica sensibilmente il valore della spinta totale agente sul manufatto.

Nel caso in cui il terrapieno sia soggetto ad un sovraccarico (Q) uniformemente distribuito, applicato su un'area infinitamente estesa, il problema può essere risolto notando che la pressione che agisce alla generica profondità z sotto il piano campagna è perpendicolare al piano stesso e la formula di riferimento diventa la seguente:

$$\sigma_a = \gamma_t * z * K_a + Q * K_a \quad (8)$$

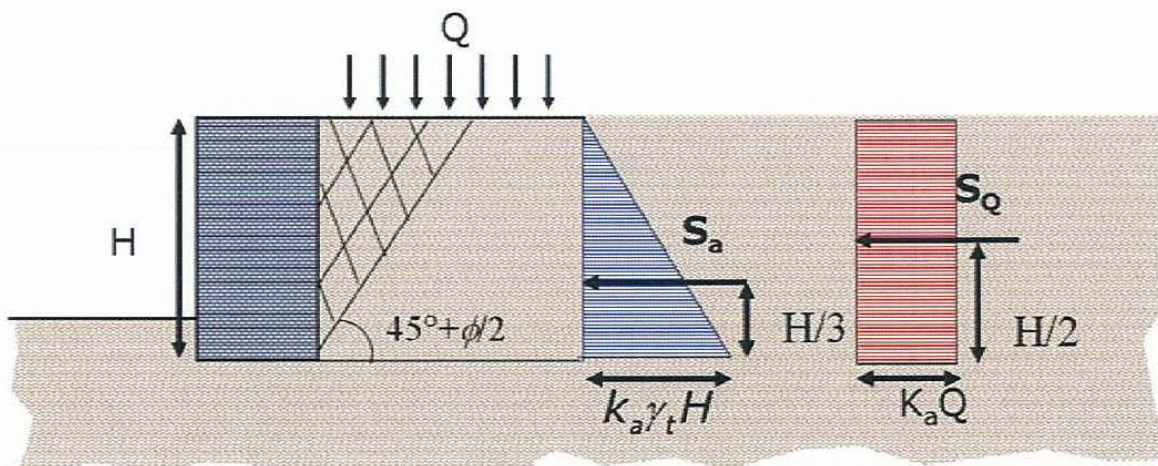


Figura 116 - Diagramma della spinta attiva di un terreno non coesivo sottoposto a un sovraccarico uniformemente distribuito.

Il diagramma delle pressioni che ne risulta è di forma trapezoidale (aree del triangolo e del rettangolo nella figura precedente) e l'espressione della spinta attiva diviene:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a + Q * H * K_a \quad (9)$$

In maniera analoga, nel caso di terreno completamente saturo, il carico Q viene inserito nel calcolo della spinta attiva totale.

Per identificare il punto d'applicazione della spinta, il carico può essere opportunamente trasformato in altezza di terra equivalente:

$$H_{eq} = \frac{Q}{\gamma_t} \quad (10)$$

a partire dal piano di fondazione dell'opera e può essere calcolata come:

$$H_{eq} = \frac{H}{3} * \frac{H + 3H_{eq}}{H + 2H_{eq}} \quad (11)$$

In presenza del sovraccarico, quindi, la spinta attiva totale è applicata ad una distanza che varia da un terzo H sino a metà H .

Per tutte le situazioni considerate in precedenza, i parametri del terreno (γ_t e φ) necessari per determinare la spinta delle terre dovrebbero essere ricavati ogni qual volta ve ne sia la possibilità, mediante apposite indagini geognostiche e prove di laboratorio.

In alternativa, i valori dei parametri del terreno possono essere stimati in funzione della granulometria del terrapieno, avvalendosi eventualmente dell'esperienza acquisita dal progettista e/o di dati già reperiti in situazioni analoghe.

Nella tabella che segue sono riportati, ad esempio, in relazione alla composizione granulometrica del terreno, alcuni valori dell'angolo di resistenza al taglio del terreno.

TERRENO	SCIOLTO	COMPATTO
Sabbia a granuli arrotondati	27	34
Sabbia a spigoli vivi	33	45
Ghiaia sabbiosa	35	50
Sabbia limosa	27-33	30-35
Limo inorganico	27-30	30-35

Tabella 52 - Valori di resistenza al taglio del terreno in relazione alla granulometria del terreno (da Terzaghi e Peck, 1967).

Secondo la teoria degli stati di equilibrio limite di Rankine (1857), il paramento interno dell'opera dovrebbe essere verticale, cioè l'angolo d'inclinazione della base (α) pressoché nullo.

Il calcolo della spinta delle terre con tale teoria può però essere esteso anche al caso di opere realizzate in lieve contropendenza (massimo 10÷15%, che, ad esempio, per le palificate vive di sostegno costituisce tra l'altro la prassi costruttiva), introducendo nelle verifiche di stabilità, la scomposizione della spinta attiva in due componenti, una normale e l'altra parallela al piano di appoggio del manufatto.

La **teoria di Coulomb** consente il calcolo della spinta esercitata da un prisma di terreno di lunghezza indefinita su una parete di sostegno (palificata viva di sostegno al piede di un versante) nelle seguenti ipotesi:

- 1) superficie di scorrimento del prisma di terra staccatosi dal terrapieno retrostante, piana e passante per il piede della stessa (in realtà la superficie di scorrimento è curvilinea, ma l'approssimazione è accettabile);
- 2) distribuzione delle pressioni di tipo lineare;
- 3) inclinazione della spinta rispetto alla normale alla parete, pari all'angolo di attrito interno o angolo di attrito terreno-struttura;
- 4) terreno considerato privo di coesione (terreni incoerenti);
- 5) assenza di pressioni neutre (idrostatiche).

In queste condizioni, la teoria definisce la spinta attiva come il valore massimo ricavabile dal poligono di equilibrio delle forze in gioco al variare della superficie di scorrimento.

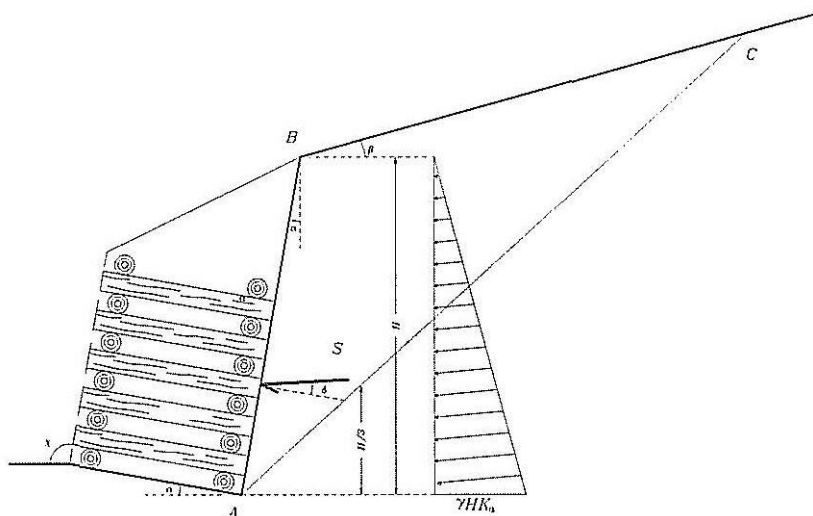


Figura 117 - Schema di calcolo della spinta.

Le forze di spinta attiva (S_0) e la reazione del terreno rispetto alla superficie di rottura (R) sono note solamente riguardo alla direzione d'azione ed, in particolare, la S_0 risulta inclinata di un angolo δ rispetto alla normale della parete a monte (muro o palificata viva che sia). La reazione del terreno rispetto alla superficie di rottura (R) agisce su una retta formante un angolo σ rispetto alla normale al piano di rottura.

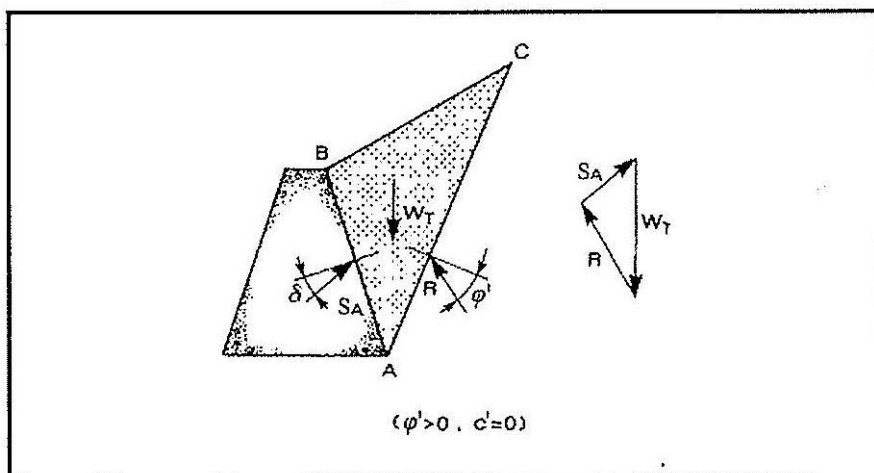


Figura 118 - Forze in gioco e relative rette d'azione.

Coulomb ha ricavato analiticamente la spinta attiva massima esercitata da un prisma di terreno di:

1. lunghezza indefinita;
2. per una superficie limite del terrapieno retrostante orizzontale;
3. per la condizione di parete di contenimento verticale.

Essa è data dalla seguente formula:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a \quad (12)$$

dove:

γ_t = peso specifico del terreno;

H = altezza verticale del versante di scavo;

K_a = coefficiente di spinta attiva.

È possibile legare la pressione attiva orizzontale limite σ_a (che rappresenta la sollecitazione unitaria della spinta totale - S_a) a quella verticale, mediante il coefficiente K_a .

Nel caso di parete di contenimento verticale e senza attrito tra terra e muro, con inclinazione del pendio retrostante pari a zero (orizzontale) ed il paramento a monte verticale, K_a (**coefficiente di spinta attiva**) vale la seguente:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (13)$$

che più in generale può assumersi pari alla seguente (formula di Muller-Breslau):

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha * \cos \alpha + \delta * 1 - \frac{\sin \delta + \varphi * \sin(\varphi - \beta)}{\cos \alpha + \delta * \cos(\alpha - \beta)}} \quad (14)$$

con:

φ = angolo di attrito interno;

β = inclinazione del piano di campagna rispetto all'orizzontale;

δ = angolo di attrito opera-terreno;

α = inclinazione del paramento del muro rispetto alla verticale.

In questo caso si ipotizza la pressione massima alla base, pari a $\gamma H K_a$, e punto di applicazione della spinta nel baricentro del triangolo, posto ad un terzo dalla base di appoggio dell'opera.

Circa l'angolo di attrito terra-opera di contenimento, molte sono le esperienze al riguardo, ma in genere si assume questo rapporto oscillante tra un terzo di φ e due terzi di φ .

Bisogna fare presente che, nel caso delle palificate vive di sostegno, lo scorrimento può verificarsi solo su una superficie parallela al paramento interno della stessa, situata nella parte interna del versante, per cui l'angolo di attrito opera-terreno δ può assumersi pari all'angolo di attrito interno φ del terreno.

Prudenzialmente si sconsiglia di impiegare valori superiori all'80% di φ . Per tali valori la formula indicata per K_a in forma estesa non è più affidabile, in quanto ipotizza superfici di scorrimento piane che, per valori elevati di φ , si discosta troppo dalla realtà.

La formula di Muller-Breslau del K_a diminuisce in affidabilità anche quando il rapporto tra l'altezza del paramento anteriore della palificata (L) e l'altezza (H) della stessa è minore di 3 ($L/H < 3$), in quanto, in questo caso, vengono a mancare le ipotesi su cui si fonda il calcolo.

Analogamente è possibile legare la pressione orizzontale passiva σ_p a quella verticale, mediante il coefficiente K_p . Di seguito le formule della pressione orizzontale passiva σ_p e del coefficiente di spinta passiva K_p :

$$\sigma_p = \gamma_t * z * K_p \quad (15)$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha * \cos \alpha - \delta * 1 - \frac{\sin \delta + \varphi * \sin(\varphi + \beta)}{\cos \alpha - \delta * \cos(\alpha - \beta)}} \quad (16)$$

Mentre l'ipotesi di Coulomb di superficie piana è accettabile per il calcolo del K_a , può generare errori per quello del K_p . Per il calcolo di questo coefficiente sono quindi disponibili diagrammi ricavati per superfici di rottura non piane ma a spirale logaritmica, condizione questa più attinente alla realtà fisica del fenomeno. Considerando il diagramma delle pressioni lineare, l'intensità della risultante è pari all'area del diagramma delle pressioni ed è applicata nel baricentro di tale diagramma.

Spinta attiva per terre incoerenti ($c = 0 - \varphi > 0$)

Il coefficiente di spinta attiva K_a , sempre nel caso di superficie superiore a monte in piano (inclinazione pari a 0°), può essere scritta in questa forma:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (17)$$

Secondo la teoria di Coulomb, tale valore si ricava dal considerare l'equilibrio dell'ammasso terroso incoerente a tergo di un muro o palificata, sotto l'azione del peso proprio, dell'attrito e della spinta del muro, ipotizzando delle superfici piane.

Il problema si riduce, quindi, nell'individuare il prisma di massima spinta, quello cioè che, tra le infinite possibili superfici di scorrimento, determina la massima spinta e quindi la situazione più sfavorevole.

Si dimostra che tale piano di rottura corrisponde alla bisettrice di 90° , formante cioè un angolo di $45^\circ - \varphi/2$ con la verticale.

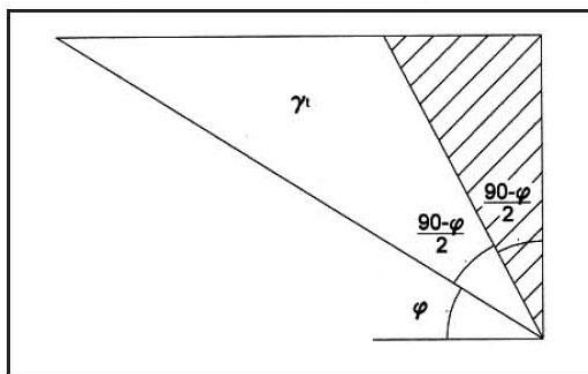


Figura 119 - Prisma di massima spinta secondo la teoria di Coulomb.

Il valore è pari all'area del diagramma medesimo, applicato nel baricentro del triangolo, ad un terzo dalla base; avendo utilizzato la schematizzazione di Coulomb, la spinta risulta solo orizzontale. Si avrà pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a \quad (18)$$

Oltre che dalla (14), K_a può essere sostituita anche dalla (15) e quindi si avrà:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (19)$$

Si riportano a titolo di esempio i valori di K_a in funzione dell'angolo di attrito interno:

angolo di attrito interno - φ	20°	25°	30°	35°
K_a	0,49	0,41	0,33	0,27

Nel caso più generale di presenza di una scarpata con inclinazione (β) a monte dell'opera di sostegno e con α e δ pari a zero, si avrà:

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{1 + \frac{\sin \varphi * \sin \varphi - \beta}{\cos \beta}} \quad (20)$$

Esempio:

Si voglia calcolare la spinta attiva S_a esercitata da un terrapieno con superficie superiore orizzontale (inclinazione pari a zero), alto 3 m, con φ pari a 30° e con γ_t pari a 1.800 kg/m³ su una palificata viva di sostegno.

Si avrà:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Pertanto:

$$0,5 * 1.800 * 9 * 0,33 = 2.673 \text{ kg/m}$$

Tale forza viene applicata ad un terzo dell'altezza e cioè a 1 m da terra.

Nel caso si voglia calcolare la S_w , cioè la spinta dell'acqua, si avrà:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w * H^2$$

Pertanto:

$$0,5 * 1.000 * 9 = 4.500 \text{ kg/m}$$

È quindi molto superiore alla precedente, da cui deriva l'importanza dei drenaggi nelle opere di sostegno.

Nel caso di una scarpata a monte con inclinazione (β) pari a 25°, si avrà:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a$$

Calcolo di K_a :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi)}{1 + \frac{\sin \varphi * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\beta)}}$$

Pertanto si avrà:

$$K_a = \frac{0,75}{1 + \frac{0,5 * 0,087}{0,906}}$$

$$K_a = \frac{0,75}{1 + \frac{0,048}{0,906}}$$

$$K_a = \frac{0,75}{1,219}$$

$$K_a = \frac{0,75}{1,49}$$

$$K_a = 0,50$$

In conclusione, si avrà:

$$S_a = 0,5 * 1.800 * 9 * 0,50$$

quindi:

$$4.050 \text{ kg/m}$$

Spinta attiva per terre coesive ($c > 0 - \varphi > 0$)

In presenza di terreni dotati di attrito e coesione (argille, per esempio), la pressione sul granulo posto a profondità H è pari a:

$$\sigma = \gamma_t * H * K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (21)$$

dove:

σ = pressione sul granulo posto a profondità H ;

γ_t = peso specifico del terreno;

H = altezza verticale del versante di scavo;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

c = coesione (in kg/m^2).

La profondità in cui $\sigma = 0$ si ottiene uguagliando i due termini della precedente formula.

Si avrà quindi:

$$\gamma_t * H * K_a = 2c \sqrt{K_a} \quad (22)$$

Pertanto:

$$h_o = \frac{2c^2 \overline{K_a}}{\gamma_t * K_a} \quad (23)$$

e, semplificando:

$$h_o = \frac{2c}{\gamma_t * \sqrt{K_a}} \quad (24)$$

In presenza di coesione quindi la spinta delle terre è inferiore rispetto alle terre incoerenti ed il fronte di scavo può restare verticale fino ad un'altezza critica h_c senza franare; in prima approssimazione si può dire che h_c risulta pari a 2 volte h_o , ovvero all'altezza per la quale il triangolo positivo uguaglia quello negativo (si veda figura che segue).

Naturalmente, in presenza di discontinuità o di acqua nel terreno, l'effetto stabilizzante della coesione tende a diminuire fino ad annullarsi, per cui in certe condizioni, a favore della stabilità, si preferisce ridurre il valore di h_c (della metà o annullarlo del tutto).

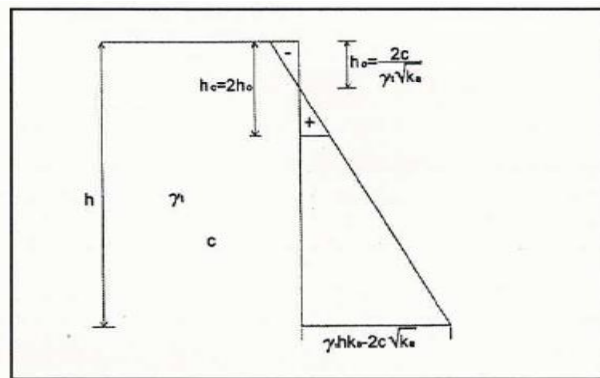


Figura 120 - Diagramma di spinta in terre coesive.

La presenza di acqua nel terreno aumenta la spinta sull'opera di sostegno, a meno di non realizzare opere di drenaggio; tra le opere di ingegneria naturalistica, la palificata viva di sostegno in particolare è nel complesso un'opera drenante ed è quindi soggetta a spinte inferiori rispetto ad una struttura tradizionale.

La spinta totale è dovuta alla sovrapposizione degli effetti della spinta idrostatica e della terra immersa in acqua, a cui corrisponde un peso specifico di volume immerso a_{wi} .

Nel caso di un terreno completamente sotto falda, la spinta per metro di fuga vale:

$$S = K_a * \frac{1}{2} a - a_{wi} * H^2 + \frac{1}{2} a * H^2 \quad (25)$$

Esempio:

Riprendendo i dati dell'esempio trattato in precedenza, si procede al calcolo dell' h_c , in quanto, nel caso di terre coesive, il fronte di scavo può restare verticale fino ad un'altezza critica h_c senza franare.

I dati sono:

$$\gamma_t = 1.800 \text{ kg/m}^3;$$

$$c = 150 \text{ kg/m}^2;$$

$$K_a = 0,50.$$

$$h_o = \frac{2c}{\gamma_t *^2 K_a}$$

$$h_o = \frac{2 * 150}{1.800^2 * 0,50} = \frac{300}{1.272,8} = 0,24 \text{ m}$$

Essendo h_c pari a due volte il valore h_o , il fronte di scavo può restare verticale fino ad un'altezza critica di 0,48 m senza franare.

10.11.3 Sismica

Il 14 gennaio 2008 il Ministro per le Infrastrutture ha firmato il decreto che contiene le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC 2008, pubblicato sulla G.U. n.29 del 4 febbraio 2008. Una delle novità più importanti di questa norma riguarda l'azione sismica, che non viene più definita sulla base delle quattro zone sismiche indicate nell'OPCM 3274/2003 e s.m.i., ma si determina puntualmente per ogni sito.

La filosofia progettuale di una struttura in zona sismica contemplata dalla nuova normativa italiana (NTC 2008), ampliando quanto previsto dall'Eurocodice 8, sceglie convenzionalmente quattro Stati Limite:

- due **Stati Limite Ultimi**, considerando eventi sismici con bassa probabilità di accadimento (quindi elevato periodo di ritorno): uno Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), per l'evento che ha probabilità di accadimento durante la vita di riferimento della struttura VR pari al 10% o uno Stato Limite di Collasso (SLC), con probabilità di accadimento 5%.
Per tali eventi si accetta che la struttura possa sostenere danni di grave entità, anche dal punto di vista strutturale, conservando però la capacità di sopportare i carichi verticali senza collassare. Mentre nel caso SLV alla struttura viene anche richiesta una residua capacità di resistere alle azioni orizzontali, cioè a repliche sismiche di intensità inferiore, nel caso SLC viene richiesta solo la capacità di sostenere i carichi verticali nella fase post-sismica, senza ulteriori riserve;
- due **Stati Limite di Esercizio**, quindi eventi sismici con alta probabilità di accadimento (basso periodo di ritorno): uno Stato Limite di Danno (SLD), per l'evento che ha probabilità di accadimento durante la vita di riferimento della struttura VR pari al 63% o uno Stato Limite di Operatività (SLO), con probabilità di accadimento 81%.
Nel caso SLD, pur subendo limitati danni, la struttura deve rimanere agibile dopo il sisma e ciò convenzionalmente si controlla limitando gli spostamenti relativi di piano (in certi casi, per strutture di particolare rilevanza, può essere richiesta la verifica di resistenza degli elementi), nel caso SLO la struttura deve rimanere del tutto operativa, anche in termini di impianti e apparecchiature (la verifica avviene controllando spostamenti e accelerazioni subiti dalle apparecchiature).

Nell'effettuare la verifica sismica, al calcolo della spinta statica, così come descritto in precedenza, bisogna sommare due contributi aggiuntivi di spinta (metodo Mononobe-Okabe).

Il metodo di Mononobe-Okabe (1929) è utilizzato nella verifica sismica per calcolare la spinta attiva totale, quindi considerando sia la parte statica che quella dinamica.

Questo metodo può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb precedentemente illustrato, quindi ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più si

considera che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro si comporta come un corpo rigido soggetto all'accelerazione orizzontale a_h e verticale a_v uniformi all'interno del cuneo, così espresse:

$$a_h = k_h g \quad (26)$$

$$a_v = k_v g \quad (27)$$

in cui:

k_h è il coefficiente di intensità sismica orizzontale;

k_v è il coefficiente di intensità sismica verticale;

g è l'accelerazione di gravità.

La normativa vigente impone che, in assenza di studi specifici, i coefficienti d'intensità sismica orizzontale (k_h) e verticale (k_v) siano i seguenti:

$$k_h = \beta_m * \frac{a_{max}}{g} \quad (28)$$

$$k_v = 0,5 k_h \quad (29)$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa dal sito;

β_m = valore tabellare;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a_g = S_s * S_T * a_g \quad (30)$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore β_m assume i valori riportati nella tabella sottostante:

	Categorie di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella 53 - Valori di β_m .

Se non sono tollerabili spostamenti del muro, oppure se il muro non può subire spostamenti a causa delle sue condizioni di vincolo, va assunto $\beta_m = 1$. Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

La spinta attiva totale (statica + dinamica) corrisponde alla seguente formula:

$$S_{a,E} = \frac{1}{2} \gamma^* * (1 \pm k_v) * H^2 * K_{a,E} \quad (31)$$

dove:

γ^* = peso specifico del terreno in assenza di falda;

k_v = coefficiente di intensità sismica verticale;

H = altezza del terreno;

$K_{a,E}$ = coefficiente di spinta secondo Mononobe-Okabe.

Il coefficiente di spinta secondo Mononobe-Okabe, nel caso di $\beta \leq \varphi - \theta$, si calcola con la seguente formula:

$$k_{a,E} = \frac{\sin^2 \alpha + \varphi - \theta}{\cos \theta * \sin^2 \alpha * \sin \alpha - \delta - \theta} \left(1 + \frac{\sin \varphi + \delta * \sin \varphi - \beta - \theta}{\sin \alpha - \delta - \theta * \sin \alpha + \beta} \right) \quad (32)$$

dove:

α = inclinazione del paramento interno del muro rispetto all'orizzontale;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del terreno a monte del muro;

φ = angolo di attrito del terreno;

δ = angolo di attrito muro-terreno.

θ può essere calcolato utilizzando la seguente formula:

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (33)$$

Nel caso in cui $\beta > \varphi - \theta$, allora $k_{a,E}$ può essere calcolato utilizzando la seguente formula:

$$k_{a,E} = \frac{\sin^2 \alpha + \varphi - \theta}{\cos \theta * \sin^2 \alpha * \sin \alpha - \delta - \theta} \quad (34)$$

Nel caso di verifica di stabilità di un muro di sostegno, quindi anche di una palificata viva, in zona sismica, vengono richieste dalla Normativa Vigente (D.M. - infrastrutture 14 gennaio 2008) le verifiche di stabilità del muro di sostegno, quindi la verifica a scorrimento, la verifica al ribaltamento e la verifica di stabilità della fondazione, secondo le indicazioni prescritte dalla Normativa.

La verifica della capacità portante con il D.M. 14 gennaio 2008 prevede le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU). Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo

sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per ogni strato limite ultimo deve essere rispettata la seguente condizione:

$$R_d \geq E_d \quad (35)$$

dove:

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico;

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

$$E_d = E \gamma_{F; F_K}; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \quad (36)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \gamma_{F; F_K}; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \quad (37)$$

Questo significa che il valore E_d è in funzione delle azioni di progetto $\gamma_{F; F_K}$, dei parametri geotecnici di progetto $X_K \gamma_M$ e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione del valore di R_d compare inoltre γ_R , valore che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Le verifiche da effettuare nei confronti degli stati limite ultimi, di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU), nel caso di un'opera di sostegno, sono le seguenti:

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio I:

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

I valori dei coefficienti parziali sono riportati nelle tabelle sottostanti per le azioni e i parametri geotecnici.

		γ_f		
		EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanente favorevole	γ_G	0,9	1,0	1,0
Permanente sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti portanti favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
Permanenti portanti sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Variabile favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
Variabile sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 54 - Coefficienti parziali relativi alle azioni per le verifiche D.M. 14 gennaio 2008.

		γ_m	
		M1	M2
Granulare	$\tan \varphi'_k$	1,0	1,25
	c'_k	1,0	1,25
	γ	1,0	1,0
Coesivo	$c u_k$	1,0	1,4
	γ	1,0	1,0

Tabella 55 - Coefficienti parziali per i parametri del terreno.

Verifica	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 56 - Coefficienti parziali relativi alle azioni per verifiche D.M. 14 gennaio 2008.

La verifica a scorrimento, ribaltamento e capacità portante devono essere effettuate seguendo uno dei seguenti approcci:

Approccio 1: Combinazione 1: (A1 + M1 + R1)

Combinazione 2: (A2 + M2 + R2)

Approccio 2: Combinazione 1: (A1 + M1 + R3)

Nell'approccio 1 devono essere verificate due combinazioni di carico. Nella prima combinazione (A1+M1+R1) vengono applicati coefficienti di amplificazione alle sole azioni (permanenti o variabili, strutturali o geotecniche), mentre nella (A2+M2+R2) si applicano coefficienti di amplificazione alle azioni strutturali variabili e coefficienti di riduzione ai parametri che esprimono le proprietà meccaniche del terreno.

L'approccio 2 prevede una sola combinazione di carico (A1+M1+R3), in cui sono amplificate le azioni e imposto un coefficiente di sicurezza globale γ_R maggiore (il coefficiente di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema).

In questo modo è possibile ottenere il valore dell'azione di progetto E_d e la resistenza di progetto R_d e verificare il soddisfacimento della disuguaglianza $R_d \geq E_d$.

Il valore di E_d nei due approcci considerando i coefficienti parziali γ_f riportati in tabella 1:

$$E_d = \gamma_G * G + \gamma_Q * Q \quad (38)$$

Questi coefficienti parziali interessano i carichi permanenti (strutturali), i carichi permanenti portati (non strutturali, terreno e acqua, per i quali, se compiutamente definiti e non variabili nel tempo, si possono adottare i medesimi coefficienti dei carichi permanenti strutturali), e i carichi variabili, definiti favorevoli e sfavorevoli ai fini della verifica di stabilità da eseguire.

Per il calcolo di R_d , invece, i corrispondenti valori di progetto delle proprietà del terreno X_d devono essere ricavati dai "valori caratteristici X_k " mediante la seguente formula:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (39)$$

dove γ_m è il coefficiente parziale riportato in tabella 2.

10.11.4 Analisi di stabilità dei pendii

Quando il piano campagna non è orizzontale, come nel caso dei pendii naturali e delle scarpate artificiali, le tensioni di taglio indotte dalle forze gravitazionali tendono ad innescare il movimento del terreno stesso (o della roccia) lungo potenziali **superfici di scorrimento**.

Quando le tensioni tangenziali superano le resistenze al taglio, vengono a mancare le condizioni di equilibrio globale per cui la massa di terreno scivola verso valle fino al raggiungimento di un nuovo stato di equilibrio.

La complessità del sistema versante, la variabilità delle condizioni climatico-ambientali ed i diversi scopi di analisi fanno sì che i fattori da considerare nel corso di un'analisi di stabilità siano differenti, tra questi ricordiamo:

- la geometria del pendio;
- il tipo di pendio (naturale, artificiale, in rilevato, in scavo);
- la struttura geologica dell'area in esame;
- il materiale geologico coinvolto (roccia, terreno, ecc.);
- le condizioni idrogeologiche (e loro variazioni);
- le forze esterne (sovraccarichi, sismicità, ecc.);
- le conseguenze di una ipotetica rottura.

Tra i diversi metodi a disposizione, quelli maggiormente utilizzati fanno riferimento al principio dell'equilibrio limite; nel caso dei movimenti che caratterizzano l'ambiente agrosilvopastorale particolarmente utili, sebbene drasticamente semplificati, sono i metodi lineari del pendio indefinito, degli scivolamenti planari e quello non lineare di Bishop.

10.11.4.1 Metodo del pendio indefinito

Il metodo del pendio indefinito è stato sviluppato da Skempton e Delory (1957), per l'analisi di tutti quei versanti in cui la lunghezza del fenomeno di instabilità è di gran lunga più grande rispetto alla profondità e in cui non esistono forti effetti dovuti al controllo laterale. Il caso tipico è quello dell'instabilità delle coperture detritiche o di terreni sciolti in genere (di spessore contenuto), posti al di sopra di un substrato resistente. La superficie di scivolamento è quindi assunta coincidente con il piano di contatto roccia-terreno e tale piano è assunto essere parallelo alla superficie topografica e, se esiste, alla superficie della falda. Tutte queste ipotesi facilitano la risoluzione e consentono di analizzare la stabilità del pendio analizzando quella di un singolo

elemento di lunghezza unitaria, poiché l'estensione longitudinale della schematizzazione consente di trascurare l'azione delle forze di interconcio.

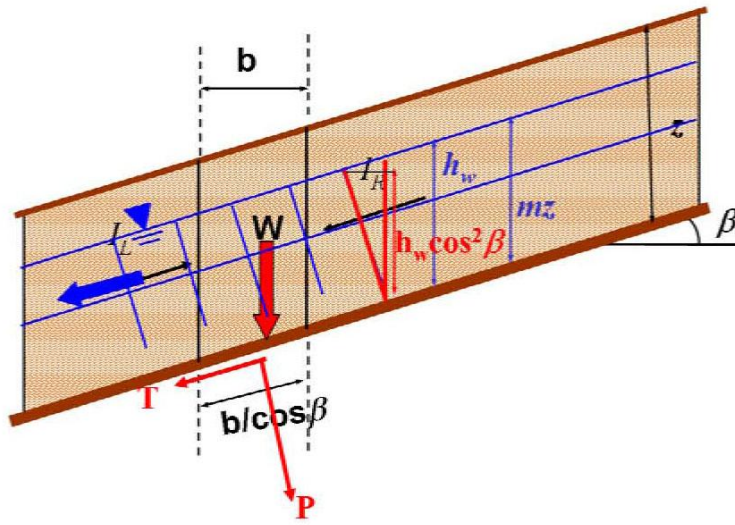


Figura 121 - Schema del pendio infinito.

Le variabili necessarie per l'analisi comprendono:

β = angolo di inclinazione del versante;

c = coesione efficace del terreno;

φ' = angolo di resistenza al taglio efficace del terreno;

γ_t = peso specifico del terreno;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

u = pressione idrica;

z = altezza strato di terreno;

h_w = altezza strato con pressione idrica;

r_u = pressione neutra alla base del piano di scivolamento;

b = lunghezza del segmento dello strato di terreno.

Pertanto avremo:

$$W = \gamma_t * z * b \quad (40)$$

pari al peso dell'elemento terreno - vedi figura precedente.

$$u = \gamma_w * h_w \quad \text{e} \quad r_u = \frac{u}{\gamma_t * z} \quad (41)$$

pari alla pressione neutra alla base del piano di scivolamento.

Poiché il versante è infinitamente esteso, le risultanti interconcio sono pari sui due lati e pertanto avremo (vedasi figura precedente):

$$I_L = I_R$$

Le forze agenti alla base del concio saranno le due componenti ($P_{normale}$ e $T_{tangenziale}$ - si veda figura precedente), dovute al peso del concio stesso:

$$P = W * \cos\beta \quad (42)$$

$$T = W * \sin\beta \quad (43)$$

ed i relativi sforzi (pari a forza/area) alla base del concio, che saranno pertanto pari a:

$$\sigma = \frac{W}{b} * \cos^2\beta \quad (44)$$

$$\tau = \frac{W}{b} * \sin\beta * \cos\beta \quad (45)$$

Con σ indicante la tensione e τ la resistenza del terreno allo sforzo di taglio.

La resistenza a rottura sulla base del principio di Mohr-Coulomb sarà pertanto:

$$s = c + \sigma * \tan\varphi' \quad (46)$$

che diventa:

$$s = c + \sigma - u - \tan\varphi' \quad (47)$$

dove:

s = resistenza a rottura;

c = coesione del terreno;

σ = tensione;

φ' = angolo di resistenza al taglio;

u = pressione idrica.

Con τ indicante la resistenza del terreno allo sforzo di taglio ed FS indicante il fattore di sicurezza, all'equilibrio la precedente dovrà risultare pari a:

$$\tau = \frac{s}{FS} \quad (48)$$

per cui utilizzando le espressioni sopra riportate, si ottiene:

$$FS = \frac{c + \gamma * z * \cos^2\beta - u * \tan\varphi'}{\gamma_t * z * \sin\beta * \cos\beta} \quad (49)$$

La precedente si può anche esprimere in altra forma, cioè:

$$FS = \frac{\frac{c}{\gamma_t * z} * \cos^2\beta - r_u * \tan\varphi'}{\sin\beta * \cos\beta} \quad (50)$$

dove r_u avrà valore relazionato alla pendenza del versante, nel caso di filtrazione parallela allo stesso, esprimendo l'altezza della superficie piezometrica in termini di frazione (m) dell'altezza dello strato di terreno e quindi della profondità (z):

$$FS = \frac{c + z \gamma_t - m\gamma_w * \cos^2\beta * \tan\varphi'}{\gamma_t * z * \sin\beta * \cos\beta} \quad (51)$$

Un caso particolare è rappresentato dalla presenza di terreni incoerenti ($c = 0$) con falda a piano campagna ($m = 1$), per i quali si avrà:

$$FS = \frac{\gamma_t - \gamma_w * \text{tang}\varphi'}{\gamma_t * \text{tang}\beta} \quad (52)$$

In assenza di acqua nel versante (sempre per terreni non coesivi), il fattore di sicurezza si riduce a:

$$FS = \frac{\text{tang}\varphi'}{\text{tang}\beta} \quad (53)$$

La realtà in genere è naturalmente più complessa e le linee di flusso sono in genere non parallele all'inclinazione del versante.

La soluzione generalizzata della stabilità di un pendio indefinito in caso di filtrazione variabile è decisamente più complessa da valutare e si rimanda a pubblicazioni specifiche che trattano della stabilità dei versanti e di idrologia dei versanti.

10.11.4.2 Scivolamenti planari

Come già accennato, questo tipo di analisi si utilizza in genere per frane in roccia, anche se la procedura può essere applicata anche agli scivolamenti nei terreni.

Indipendentemente dal materiale coinvolto, le analisi per gli scivolamenti planari possono essere condotte in diverso modo in funzione della geometria del blocco interessato. Tali verifiche possono essere effettuate con il metodo dell'equilibrio limite, verificando in diverse condizioni il grado di stabilità del blocco stesso.

Indipendentemente dalla geometria, lo schema implica alcune condizioni:

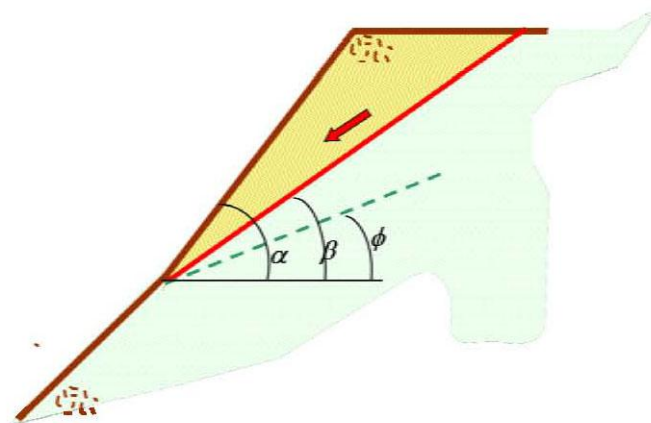


Figura 122 - Schema dello scivolamento planare di un cuneo di riporto.

- venuta a giorno del piano di scivolamento con $\alpha > \beta$;
- inclinazione del piano di scivolamento superiore all'angolo di attrito del materiale con $\beta > \varphi$;
- immersione del piano di scivolamento entro l'intervallo $\pm 20^\circ$ dall'immersione della scarpata esterna del blocco;
- presenza di due piani laterali e ortogonali al piano di scivolamento, tali da isolare un blocco, e che non sviluppino resistenza ai lati della massa in movimento, oppure profilo trasversale del pendio convesso (sperone).

In termini generali lo scivolamento di un cuneo (e di blocchi di forma complessa) può essere schematizzato nell'ambito dell'equilibrio alla traslazione lungo il piano inclinato, ottenendo per le condizioni asciutte la seguente espressione generale per il calcolo del fattore di sicurezza:

$$FS = \frac{c * A + W * \cos \beta * \text{tang} \varphi'}{W * \sin \beta} \quad (54)$$

dove:

c = coesione totale (dovuta cioè alla coesione del terreno e al contributo della vegetazione);

A = area del tratto di superficie di scivolamento considerato (che considerando una larghezza unitaria coincide con la sua lunghezza L);

β = angolo di inclinazione della superficie di scivolamento;

W = peso del blocco di terreno;

φ' = angolo di resistenza al taglio del materiale.

10.11.4.3 Presenza di acqua lungo il pendio

Per tener conto della presenza dell'acqua nei calcoli del fattore di sicurezza con i metodi dell'equilibrio limite, è possibile introdurre la **sottospinta idraulica** (u) dovuta alle pressioni neutre distribuite lungo la superficie di scivolamento. La definizione delle condizioni idrauliche realmente esistenti è però problematica; in assenza di fratture e supponendo che il pendio sia completamente saturo, è ragionevole ipotizzare che la pressione massima si abbia in corrispondenza di metà dell'altezza del blocco (RocPlane -Theory Manual, 2001).

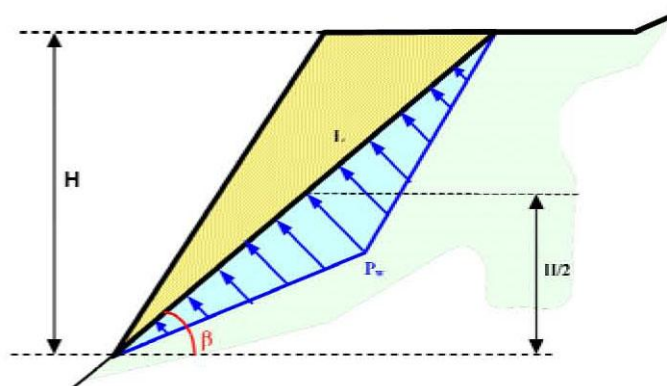


Figura 123 - Distribuzione delle pressioni con valore massimo a metà altezza.

Di conseguenza, la pressione massima dell'acqua nei pori (condizione idrostatica) è pari a:

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w * H \quad (55)$$

la relativa sottospinta idraulica sarà pari a:

$$u = \frac{1}{2} P_w * L = \frac{1}{4} \gamma_w * H * L \quad (56)$$

dove:

P_w è stato sostituito con la formula di P indicante la pressione massima dell'acqua nei pori;

L è pari alla lunghezza del piano di scivolamento;

H è pari all'altezza del cuneo.

Il questo caso il Fattore di Sicurezza può quindi essere scritto nella seguente forma:

$$FS = \frac{c * A + (W * \cos \beta - u) * \text{tang} \varphi'}{W * \sin \beta} \quad (57)$$

dove:

β = angolo di inclinazione del versante;

c = coesione efficace del terreno;

A = area del tratto di superficie di scivolamento considerato (che considerando una larghezza unitaria coincide con la sua lunghezza L);

W = peso del blocco di terreno;

φ' = angolo di resistenza al taglio efficace del terreno;

u = pressione idrica;

Un'ulteriore opzione, meno rigorosa, è quella di trascurare le forze esterne e utilizzare nelle verifiche il peso di volume sommerso del terreno γ' , dato dalla differenza tra il peso di volume saturo del terreno e il peso di volume dell'acqua. Tale soluzione può essere utilizzata in prima approssimazione nei casi in cui non si riesca a tener conto della reale distribuzione delle pressioni neutre.

10.11.4.4 Presenza di fratture di trazione sature d'acqua

In presenza di movimenti franosi incipienti o in evoluzione è frequente che in superficie si formino fratture di trazione. Oltre a rappresentare vie preferenziali per l'infiltrazione e lo scorrimento delle acque superficiali nel corpo di frana, a lungo termine queste possono portare alla formazione di ristagni superficiali agenti come sovraccarichi sul pendio.

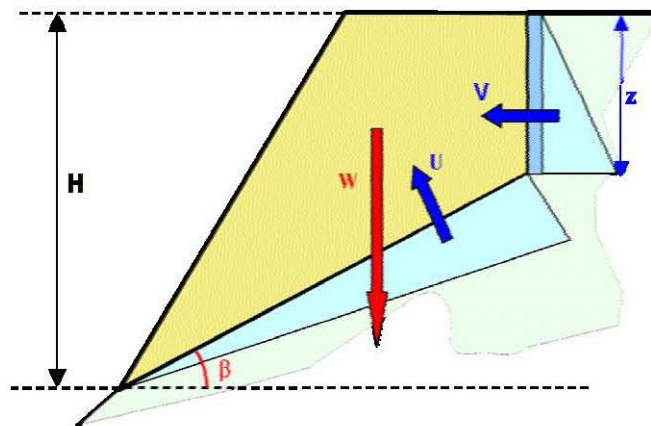


Figura 124 - Scivolamento del blocco in presenza di una frattura di trazione.

In questi casi è possibile rifarsi al meccanismo di rottura per scivolamento planare, senza scorrimento o resistenza mobilitata lungo la frattura di trazione.

Per il calcolo di FS , in questo caso, si deve tenere conto anche della **spinta idrostatica** V (si veda figura precedente) esercitata dall'acqua presente nell'eventuale frattura di trazione posta a monte del blocco instabile:

$$FS = \frac{c * A + (W * \cos \beta - u - V * \sin \beta) * \text{tang} \varphi'}{W * \sin \beta + V * \cos \beta} \quad (58)$$

dove:

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w * z^2 \quad (59)$$

$$u = \frac{1}{2} \gamma_w * z * L \quad (60)$$

con:

β = angolo di inclinazione del versante;

c = coesione efficace del terreno;

A = area del tratto di superficie di scivolamento considerato (che considerando una larghezza unitaria coincide con la sua lunghezza L);

W = peso del blocco di terreno;

φ' = angolo di resistenza al taglio efficace del terreno;

u = pressione idrica;

V = spinta idrostatica;

z = altezza dell'acqua nella frattura di trazione;

L = lunghezza della superficie di scivolamento.

10.11.4.5 Presenza di un sovraccarico (come carico uniformemente distribuito)

Un ulteriore caso, frequente nell'ambito delle sistemazioni di versante è quello della presenza di un sovraccarico in prossimità del cuneo di spinta, fatto che influenza notevolmente l'entità della spinta stessa.

Questo sovraccarico può agire come un carico uniformemente distribuito p (kg/m²) che produce una pressione verticale sull'opera di contenimento, tradotta in spinta orizzontale dal coefficiente K_o , che va a sommarsi a quella prodotta dal terreno.

Tipico caso è quello generato dalla presenza di un fabbricato a monte dell'opera su un piano orizzontale o il caso della viabilità agro-silvo-pastorale;

Il caso pertanto è quello in cui, sulla superficie del blocco considerato, viene posizionato un sovraccarico, come ad esempio, un mezzo meccanico.

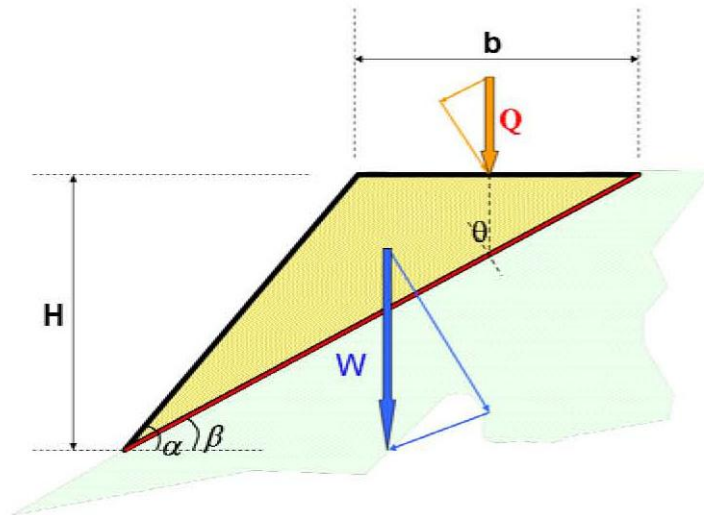


Figura 125 - Schema delle forze nel caso di un sovraccarico a monte.

Con l'applicazione di un carico generico Q assunto uniformemente distribuito, si ha una variazione positiva o negativa (a seconda dell'inclinazione ϑ del sovraccarico rispetto alla superficie potenziale di rottura), sia delle forze normali, sia di quelle tangenziali, con conseguente modifica dei valori di resistenza al taglio massima e di quella mobilitata.

Il fattore di sicurezza in questo caso diventa:

$$FS = \frac{c * A + (W \cos \beta + Q \cos \vartheta) * \tan \varphi'}{W \sin \beta + Q \sin \vartheta} \quad (61)$$

con:

β = angolo di inclinazione del versante;

c = coesione efficace del terreno;

A = area del tratto di superficie di scivolamento considerato (dove una larghezza unitaria coincide con la sua lunghezza L);

W = peso del blocco di terreno;

φ' = angolo di resistenza al taglio efficace del terreno;

ϑ = inclinazione del sovraccarico rispetto alla superficie potenziale di rottura.

Nel caso in cui la strada sia realizzata con materiali scadenti, per nulla o poco costipati, priva di un adeguato strato protettivo in superficie, il passaggio di mezzi eccessivamente pesanti può contribuire alla formazione di fratture di trazione (vedi paragrafo precedente).

Queste, approfondendosi e saturandosi (caso frequente in aree particolarmente umide e piovose), possono portare alla rottura del solido stradale secondo il meccanismo sopra descritto.

Nella letteratura scientifica statunitense, questi meccanismi di rottura, che associano il transito di mezzi pesanti alla formazione di fratture di trazione sul piano viario e alla neoformazione di frane che finiscono per coinvolgere la scarpata di valle, sono ben documentati (Bartle, 1999; Higman e Patrick, 2001).

Le spinte in gioco sono rappresentabili con una legge di distribuzione di tipo trapezoidale, con punto di applicazione della risultante nel baricentro del trapezio.

In questo caso, per risolvere il problema, può essere utile trasformare il sovraccarico in altezza fittizia (h_f) di terreno con peso equivalente al sovraccarico (Q).

Si avrà:

$$Q = \frac{H}{\gamma_t} \quad (62)$$

che diventa:

$$h_f = \frac{Q}{\gamma_t} \quad (63)$$

dove:

H = altezza del terreno (si veda figura precedente);

γ_t = peso specifico del terreno;

Q = sovraccarico;

h_f = altezza fittizia.

La spinta complessiva data dall'area del diagramma delle pressioni vale in questo caso:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a \left(1 + \frac{2 h_f}{H} \right) \quad (64)$$

che, **nel caso di h_f nullo**, cioè quando non è presente alcun sovraccarico, torna ad essere la

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a \quad (65)$$

Il punto di applicazione della spinta è dato da:

$$P_a = \frac{H}{3} \frac{H + 3h_f}{H + 2h_f} \quad (66)$$

che si trasforma in $H/3$ nel caso di sovraccarico nullo.

Questo incremento di spinta può invece valutarsi, nel caso più generale di paramento in contro pendenza e superficie di terreno retrostante inclinato, come pari a:

$$S_q = Q * K_a * H \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \alpha + \beta} \quad (67)$$

dove:

S_q = spinta da sovraccarico;

Q = sovraccarico in kg/m^2 ;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

H = altezza del terreno;

α = inclinazione del versante;

β = angolo di inclinazione del piano di scivolamento.

Il diagramma di tale incremento è rettangolare con punto di applicazione (P_a) in $H/2$.

10.11.4.6 Metodo di Bishop semplificato

Poiché il pendio non sempre è omogeneo e possono sussistere condizioni di flusso non facilmente schematizzabili, per un'analisi in termini di sforzi efficaci è indispensabile far ricorso a metodi che suddividono la massa interessata da un movimento in un numero conveniente di conci.

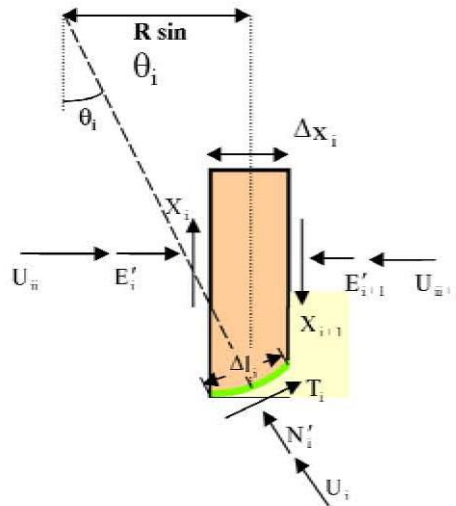


Figura 126 - Schema delle forze sul concio nel modello di Bishop.

Se si hanno n conci (vedi figura precedente), il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali \mathbf{N}_i agenti alla base di ciascun concio;
- n valori della coordinata del punto di applicazione delle \mathbf{N}_i ;
- $(n - 1)$ forze normali e $(n - 1)$ forze tangenziali agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n - 1)$ valori della coordinata del punto di applicazione delle forze normali agenti sull'interfaccia.

Sommate all'ulteriore incognita costituita dal coefficiente di stabilità (\mathbf{FS}), sono richieste $(5n - 2)$ condizioni per rendere staticamente determinato il problema, mentre si dispone solamente di $3n$ equazioni di equilibrio.

Occorre pertanto introdurre alcune ipotesi di base aggiuntiva, per ridurre le incognite.

Quelle più comunemente adottate sono:

- n punti di applicazione delle forze N_i al centro della base del concio;
- $(n - 1)$ inclinazioni θ delle forze interconco o posizione e altezza H , della linea di spinta.

In questo modo il numero totale delle assunzioni $(2n-1)$ è maggiore di quelle richieste, rendendo di conseguenza il problema più facilmente risolvibile.

Si valutano, pertanto, due fattori di sicurezza, rispettivamente per i momenti e per le forze. I valori di \mathbf{FS}_M e \mathbf{FS}_F sono uguali per un certo valore di θ , ossia di inclinazione delle forze interconco.

I diversi metodi reperibili in letteratura si differenziano tra loro nell'introduzione delle condizioni relative alle forze interconco.

Il metodo di Bishop semplificato si basa sulle seguenti ipotesi:

- la rottura avviene per scorrimento della massa di terreno lungo una superficie cilindrica centrata in O ;

- le forze interconco sono orizzontali, quelle di taglio verticale sono trascurate (X_R e $X_L = 0$);
- si esamina l'equilibrio dei momenti;
- il criterio di rottura è quello di Mohr-Coloumb;

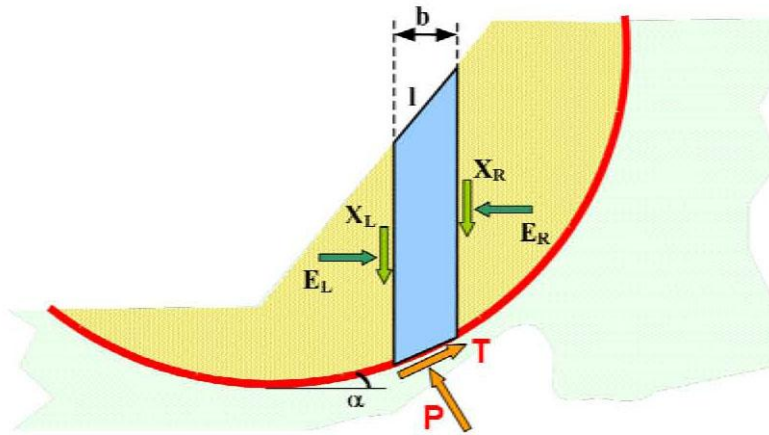


Figura 127 - Schema delle forze nel metodo di Bishop semplificato.

Sulla base di tale schema, le forze agenti alla base del conco sono:

$$P = \sigma * l \quad (68)$$

$$T = \tau * l \quad (69)$$

da cui si ricava:

$$T = \frac{1}{FS} c * l + P - u * l * \tan \varphi' \quad (70)$$

risolvendo verticalmente si avrà:

$$P \cos \alpha + T \sin \alpha = W - X_R - X_L * \sin \beta \quad (71)$$

e, assumendo che $X_R = X_L = 0$ (ossia nel caso di forze interconco orizzontali):

$$P = \frac{W * \frac{1}{FS} c * l * \sin \alpha + u * l * \tan \varphi' * \sin \alpha}{m_a} \quad (72)$$

dove:

$$m_a = \cos \alpha \left(1 + \tan \alpha * \frac{\tan \varphi'}{FS} \right) \quad (73)$$

con:

P = componente normale della forza peso del conco;

T = componente tangenziale della forza peso del conco;

σ = tensione;

τ = la resistenza del terreno allo sforzo di taglio;

l = lunghezza del conco;

FS = fattore di sicurezza;

c = coesione;

φ' = angolo di resistenza al taglio del terreno;

α = angolo di inclinazione del piano di scivolamento.

Per l'equilibrio dei momenti rispetto al centro, si ha:

$$WR * \sin \alpha \quad (74)$$

che diventa:

$$TR \quad (75)$$

e sostituendo per T si otterrà:

$$FS = \frac{c * l + P - u * l * \tan \varphi'}{W * \sin \alpha} \quad (76)$$

Questa ultima equazione contiene FS nel termine di destra, pertanto la soluzione è ottenuta in modo iterativo con convergenza rapida; il metodo è accurato salvo nel caso di problemi numerici.

L'errore insito nel metodo, infatti, è modesto ed in genere porta ad errori minori del 5%, ma tende a crescere per cerchi profondi (10÷15%).

In ogni caso, al fine di ridurre al minimo le incertezze sui risultati ottenuti, è opportuno confrontare tali valori con quelli ottenuti da analisi in condizioni simili, eseguire le verifiche con altri metodi semplici o più complessi ed, infine, effettuare un'analisi di sensitività, in modo da verificare se i risultati delle analisi condotte con parametri differenti, mantengono una loro ragionevolezza.

Il metodo semplificato di Bishop è impiegato anche per superfici di scivolamento non circolari, adottando un centro di rotazione fittizio.

Esempio:

Si procede ora all'analisi di stabilità di un pendio, ipotizzando come caso studio di avere un pendio costante di estensione illimitata con una superficie di rottura planare e con profondità modesta, se paragonata alla lunghezza della superficie di rottura. Tra i diversi metodi proposti quello più adatto risulta essere pertanto il metodo del pendio indefinito.

Pertanto il fattore di sicurezza è dato dal rapporto:

$$FS = \frac{c + \gamma_t * z * \cos^2 \beta - u * \tan \varphi'}{\gamma_t * z * \sin \beta * \cos \beta}$$

dove:

Coesione del terreno (c) = 150 kg/m²;

Angolo di resistenza al taglio (φ') = 33°;

Inclinazione del terreno (β) = 28°;

Altezza strato di terreno (z) = 1,50 m;

Peso specifico del terreno (γ) = 1.900 kg/m³.

La pressione idrica (u) è stata calcolata con la seguente formula:

$$u = \gamma_w * h_w$$

Dove γ_w , peso specifico dell'acqua, vale 1.000 kg/m³ e h_w , altezza strato con pressione idrica, è pari a 0,25 m.

$$u = 1.000 * 0,25 = 250 \text{ kg/m}^2$$

Pertanto il fattore di sicurezza (FS) equivale a:

$$FS = \frac{150 + 1.900 * 1,5 * \cos^2 28^\circ - 250 * \tan 33^\circ}{1.900 * 1,5 * \sin 28^\circ * \cos 28^\circ}$$

$$FS = \frac{150 + 1.971,85 * 0,649}{1.181,38}$$

$$FS = 1,21$$

10.11.4.7 Verifiche di stabilità globale

Questo tipo di verifica è prevista dal D.M. 10 marzo 1988 in quanto le palificate vive di sostegno sono considerate, a tutti gli effetti, opere di sostegno a gravità. Per il loro dimensionamento, quindi, è prevista non solo una verifica di stabilità esterna, ma anche la verifica alla stabilità globale.

Questa viene effettuata basandosi, sull'analisi e relativo confronto, fra la situazione iniziale e la situazione finale rispetto alle condizioni di equilibrio limite, e serve per valutare l'efficacia dell'intervento di sistemazione del versante, nei confronti della **stabilità globale del pendio**.

L'analisi viene condotta su una rappresentazione bidimensionale di ciascuna configurazione e interpreta la stabilità in termini di incremento o decremento del fattore di sicurezza (rapporto tra forze stabilizzanti e destabilizzanti). Il valore minimo di riferimento stabilito dal D.M. 11 marzo 1988 è di 1,3.

Nell'analisi di stabilità si ipotizza che la linea di potenziale instabilità sia identificata da un arco di cerchio. L'arco di cerchio di potenziale instabilità viene suddiviso in conci regolari; a ciascun concio, assimilabile ad una porzione prismatica di terreno di spessore indefinito, possono essere associati diversi valori dei parametri geomeccanici che lo contraddistinguono: densità, angolo di attrito, coesione. La correlazione di analisi consiste essenzialmente nel rapporto fra le sommatorie dei contributi stabilizzanti e destabilizzanti, valutati per ciascun concio di terreno.

Tabella delle proprietà caratteristiche di roccia e suolo (da Hoek e Bray)						
	Massa volumica (kN/m ³)		Angolo di attrito (°)		Coesione (min-max) (kPa)	
	saturo	secco				
non coesivi sabbia addensata a granulometria uniforme	19	14	28	34		
non coesivi sabbia non addensata a granulometria uniforme	21	17	32	40		
non coesivi sabbia non addensata a	20	16	34	40		

granulometria distribuita						
non coesivi sabbia addensata a granulometria distribuita	21	18	38	46		
non coesivi ciottoli con distribuzione granulometria uniforme	22	20	34	37		
non coesivi sabbia e ciottoli con distribuzione granulometria distribuita	19	17	48	45		
non coesivi blocchi di cava di basalto	22	17	40	50		
non coesivi blocchi di cava di calcare	13	10	30	40		
non coesivi blocchi di cava di granito	20	17	45	50		
non coesivi blocchi di cava di marna	19	16	35	40		
non coesivi blocchi di cava di arenaria	17	13	35	45		
non coesivi blocchi di cava di argillite	20	16	30	35		
coesivi bentonite soffice	7	13	7	13	10	20
coesivi argilla organica molto soffice	12	16	12	16	10	30
coesivi argilla debolmente organica soffice	22	27	22	27	20	50
coesivi argilla glaciale soffice	27	32	27	32	30	70
coesivi argilla glaciale consolidata	30	32	30	32	70	150
coesivi misto glaciale a granulometria distribuita	32	35	32	35	150	250
coesivi roccia ignea dura (granito, basalto, porfidi)	35	45	35	45	35.000	55.000
coesivi roccia metamorfica (quarzite, gneiss, filladi)	30	40	30	40	20.000	40.000
coesivi roccia sedimentaria dura (marna, dolomite, arenaria))	35	45	35	45	10.000	30.000
coesivi roccia sedimentaria debole (arenaria, carbone, calca)	25	35	25	35	1.000	20.000

Tabella 57 - Proprietà caratteristiche di roccia e suolo (Hoek e Bray).

10.11.5 Verifiche dei muri di sostegno - Verifiche di stabilità esterna

In quanto opere di sostegno, oltre che di consolidamento, le palificate vive di sostegno in legname a doppia parete devono assolvere a funzioni statiche fintanto che non si afferma in maniera adeguata la vegetazione, attraverso lo sviluppo adeguato degli apparati radicali del materiale vivo messo a dimora all'atto della costruzione della struttura.

La progettazione di questo tipo di intervento di ingegneria naturalistica non può prescindere da una adeguata verifica del comportamento statico dell'opera, riferito alla spinta del terreno retrostante a cui essa è sottoposta.

Le verifiche statiche necessarie sono in genere:

- la verifica a ribaltamento;
- la verifica a scorrimento.

Non si ritiene sempre necessaria la verifica allo schiacciamento, in quanto i materiali impiegati nella realizzazione sono prevalentemente naturali ed il più delle volte non dissimili da quelli costituenti il terreno su cui la palificata viva di sostegno viene realizzata.

Per semplificazione dei calcoli, ai fini della verifica si ammette che:

- il paramento posteriore della struttura sia verticale. In realtà le modalità realizzative conducono ad una inclinazione superiore, da cui l'ipotesi risulta essere a favore di stabilità e quindi cautelativa per quanto riguarda il comportamento statico a ribaltamento;
- la struttura viene considerata come un corpo rigido (ipotesi cautelativa), anche se in realtà è in grado di deformarsi parzialmente, assorbendo cedimenti differenziali del terreno retrostante e di fondazione;
- nella verifica a ribaltamento non si tiene conto dell'inclinazione del piano di appoggio dell'opera (sempre in contropendenza, con angolo di $10^\circ \div 15^\circ$), ipotesi anch'essa cautelativa;

per completezza di trattazione verranno trattati tutti i casi.

Come previsto dal D.M. 11 marzo 1988, per quanto riguarda la verifica della stabilità esterna, le opere a gravità devono soddisfare le seguenti condizioni, dettate dai consueti criteri di equilibrio:

- stabilità alla traslazione sul piano di posa;
- stabilità al ribaltamento;
- stabilità al carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- stabilità globale dell'insieme opera-terreno.

Prima di esaminare nel dettaglio le relazioni per il dimensionamento e le verifiche delle opere di sostegno, vale la pena ricordare che normalmente i calcoli statici sviluppati si riferiscono ad una schematizzazione del problema in termini bidimensionali, ovvero tali calcoli si riferiscono sempre ad una unità di struttura.

10.11.5.1 Verifica alla traslazione o scorrimento

La stabilità a scorrimento è determinata dal rapporto tra le forze che tendono a produrre una traslazione orizzontale in avanti della struttura e quelle che si oppongono a tale movimento.

Le prime sono riconducibili all'azione della componente orizzontale della spinta del terreno (tenuto conto dell'angolo di inclinazione del piano basale d'appoggio della palificata), che tende a traslare la struttura nel verso della componente orizzontale della spinta del terreno, e all'azione del peso della palificata che tende a produrre, nel verso opposto, una traslazione della struttura lungo il piano d'appoggio. Le seconde coincidono con le azioni di attrito che si sviluppano lungo il piano di appoggio.

Si ha **equilibrio a scorrimento** quando il rapporto tra le forze stabilizzanti e quelle destabilizzanti è pari ad uno, ma, per sicurezza, si assume un coefficiente pari a 1,5, come per la verifica a ribaltamento.

È frequente il caso che la struttura, data la natura dei materiali impiegati, soddisfi le condizioni di verifica a ribaltamento e non quelle a scorrimento.

In tal caso è opportuno vincolare al piano di appoggio la palificata viva di sostegno con elementi verticali (in legno, ma preferibilmente in ferro o acciaio) quali putrelle, rotaie, travi a doppio "T" per garantire la tenuta anche a scorrimento.

Si consiglia comunque, in casi che richiedano un'ulteriore sicurezza, l'impiego di un coefficiente di sicurezza pari a 1,8, tanto per la verifica a ribaltamento che per quella a scorrimento.

Per la verifica allo scorrimento si ipotizza che l'opera di sostegno possa scorrere, senza alcuna deformazione propria, lungo il piano di posa, sotto l'azione della componente tangenziale della risultante delle forze agenti (T). A questa azione si oppone la resistenza di attrito ($f \cdot N$), che si ha sempre lungo il piano di posa dell'opera, dove (f) è il coefficiente di attrito tra la fondazione e il terreno.

Secondo Terzaghi e Peck (1967), il coefficiente di attrito può essere calcolato, prudenzialmente, come:

$$f = \tan \delta \quad (77)$$

ponendo usualmente:

$$\delta = \frac{1}{2} + \frac{2}{3} \varphi' \quad (78)$$

con φ' angolo di resistenza al taglio del terreno e δ angolo di attrito tra opera e terreno.

Traducendo tutto questo in termini di Fattore di Sicurezza (FS), si può quindi scrivere:

$$FS = \frac{f \cdot N}{T} \quad (79)$$

per cui all'equilibrio risulta:

$$f \cdot N = FS \cdot T \quad (80)$$

Facendo riferimento alla figura che segue, lungo la base dell'opera si ricava:

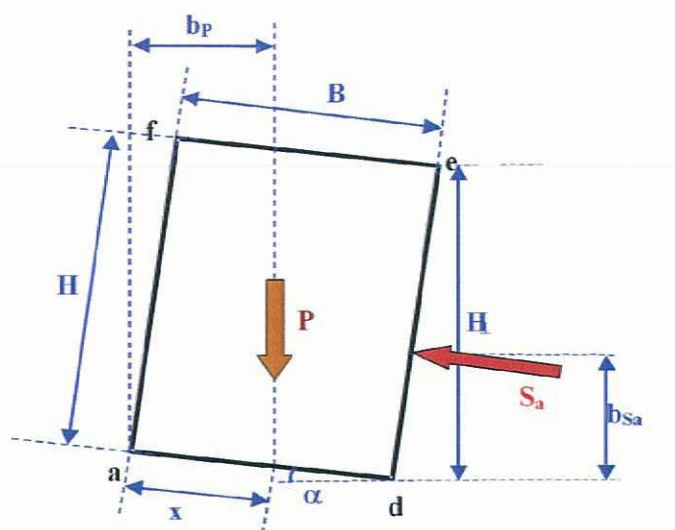


Figura 128 - Schema statico di una palificata inclinata rispetto all'orizzontale (sezione).

$$f * P \cos \alpha = FS * (S_a - P \sin \alpha) \quad (81)$$

dove:

f = coefficiente di attrito;

P = peso proprio dell'opera;

α = angolo di inclinazione del piano di fondazione dell'opera;

FS = fattore di sicurezza;

S_o = spinta attiva del terreno.

$$P = \gamma_{op} * H * B \quad (82)$$

con:

P = peso proprio dell'opera;

γ_{op} = peso complessivo di volume dell'opera (terreno, acqua, legname, pietrame, ecc.);

H = altezza dell'opera;

B = larghezza dell'opera.

La spinta attiva totale, a tergo dell'opera, che agisce perpendicolarmente alla parete di monte del manufatto, sarà pertanto pari a:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_w * H_{\perp}^2 + \frac{1}{2} \gamma' * H_{\perp}^2 * K_a + Q * H_{\perp} * K_a \quad (83)$$

La precedente equazione (83) comprende tre termini:

- la spinta esercitata dall'acqua interstiziale presente in caso di terreno completamente saturo. La sua intensità coincide con quella che l'acqua eserciterebbe sull'opera in assenza del terreno (spinta idrostatica) e con peso pari a γ_w ;
- la spinta esercitata dallo scheletro solido (grani) del terreno per effetto del peso proprio; si noti che in questo caso compare il peso specifico efficace (impiegato per calcolare le tensioni efficaci in un terreno) ed è dato dalla differenza del peso specifico saturo meno il peso specifico dell'acqua ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$);
- la spinta esercitata sul muro dal terreno per effetto di un eventuale carico sovrastante Q (uniformemente distribuito) presente a tergo dell'opera;

con:

$H_{\perp} = H * \cos \alpha$ è l'altezza verticale dell'opera;

H = altezza dell'opera;

α = angolo di inclinazione del piano di fondazione dell'opera;

K_o = coefficiente di spinta attiva;

Q = carico sovrastante uniformemente distribuito;

γ_{sat} = peso specifico del terreno saturo;

γ' = peso specifico efficace;

γ_w = peso specifico dell'acqua.

Nel caso di terreno a tergo saturo d'acqua, con la precedente formula (83), si suppone che esso sia a grana grossolana in modo da poter considerare il problema in condizioni drenate e trascurare il contributo della coesione; il fondo su cui poggia l'opera e l'opera stessa sono considerate impermeabili; le pressioni neutre a tergo sono idrostatiche in modo da non avere un moto di filtrazione.

Ovviamente, nel caso di terreno asciutto e in assenza di carichi sulla superficie, il primo e il terzo termine della formula precedente si elidono e nel secondo compare in luogo di γ' , il peso di volume del terreno (γ_t).

Facendo le dovute sostituzioni nella precedente si ottiene:

$$f * \gamma_{op} * H * B * \cos \alpha = FS_s * \frac{1}{2} \gamma_w * H^2 * \cos^2 \alpha + \frac{1}{2} \gamma' * K_a * H^2 * \cos^2 \alpha + Q * K_a * H * \cos \alpha - \gamma_{op} * B * H * \sin \alpha \quad (84)$$

e con opportuni passaggi si ricava:

$$B * f + FS_s * \tan \alpha = FS_s * \frac{\gamma_w}{2\gamma_{op}} H * \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2\gamma_{op}} H * K_a * \cos \alpha + \frac{Q}{\gamma_{op}} K_a \quad (85)$$

infine, si arriva alla condizione:

$$B = \frac{FS_s * \frac{\gamma_w}{2\gamma_{op}} H * \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2\gamma_{op}} H * K_a * \cos \alpha + \frac{Q}{\gamma_{op}} K_a}{f + FS_s * \tan \alpha} \quad (86)$$

Adottando per FS il valore di 1,30, come previsto dal D.M. 11 marzo 1988, si ottiene:

$$B \geq \frac{1,3}{f + 1,3 \tan \alpha} * \frac{\gamma_w}{2\gamma_{op}} H * \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2\gamma_{op}} H * K_a * \cos \alpha + \frac{Q}{\gamma_{op}} K_a \quad (87)$$

Nel caso di **terreno asciutto**, sempre con carico esterno uniformemente distribuito, la precedente si semplifica:

$$B \geq \frac{1,3}{f + 1,3 \tan \alpha} * \frac{\gamma_t}{2\gamma_{op}} H * K_a * \cos \alpha + \frac{Q}{\gamma_{op}} K_a \quad (88)$$

dove γ_t è il peso dell'unità di volume del terreno allo stato naturale asciutto.

Se si volesse prendere in considerazione **tutte le semplificazioni ammissibili** e ponendo il coefficiente di sicurezza a 1,5 per motivi conservativi, la condizione di verifica potrebbe essere anche la seguente:

$$\frac{\varphi * B * H * \gamma_{op} * \cos \alpha}{S_a * \cos \alpha - B * H * \gamma_{op} * \sin \alpha} \geq 1,5 \quad (89)$$

dove:

α = angolo di inclinazione del piano di fondazione della briglia;

γ_{op} = peso di volume dell'opera;

B = base dell'opera;

H = altezza dell'opera;

S_o = spinta attiva;

φ = angolo di attrito interno del terreno.

10.11.5.2 Verifica al ribaltamento

Le forze che intervengono in detta verifica sono quelle orizzontali, che agiscono sulla struttura originando un momento ribaltante, e quelle verticali, che producono un momento stabilizzante, di segno opposto, che si contrappone al precedente.

Le prime sono riconducibili essenzialmente alla componente orizzontale della spinta del terreno, convenzionalmente considerata applicata ad una altezza pari ad un terzo dell'altezza della palificata viva di sostegno (proiezione del paramento posteriore sull'asse verticale). Le seconde, attribuibili al peso proprio della struttura, con braccio dell'asse di applicazione pari a metà della dimensione di base della palificata.

Si ha equilibrio al ribaltamento quando il rapporto tra il momento stabilizzante e quello ribaltante è pari a 1, ma per ragioni di maggior sicurezza si impone che la condizione minima di verifica a ribaltamento sia pari a 1,5.

Per assicurarne la stabilità, il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti (M_s) e quello delle forze ribaltanti (M_r) calcolati rispetto allo spigolo di valle, dovrà essere $\geq 1,5$.

Tradotto in termini di Fattore di Sicurezza al ribaltamento (FS_r), si può scrivere:

$$FS_r = \frac{M_s}{M_r} \quad (90)$$

quindi:

$$FS_r = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \quad (91)$$

Lavorando nell'ambito della statica dei sistemi rigidi, con riferimento alla figura sopra riportata, risulta:

$$FS_r = \frac{P * b_p}{S_o * b_s} \quad (92)$$

con:

FS_r = Fattore di Sicurezza al ribaltamento;

P = peso proprio dell'opera (forza-peso);

b_p = braccio della forza peso;

S_o = spinta attiva;

b_s = braccio della spinta attiva.

Il braccio della forza peso b_p viene calcolato utilizzando la seguente formula:

$$b_p = x * \cos \alpha = \frac{1}{2} B + H * \tan \alpha * \cos \alpha \quad (93)$$

dove:

x = distanza tra il punto e l'applicazione della forza peso (vedi figura 128);

α = angolo di inclinazione del piano di fondazione dell'opera in contropendenza;

B = base dell'opera;

H = altezza dell'opera.

Sebbene il punto di applicazione della spinta attiva cada tra un terzo e metà dell'altezza dell'opera, in genere, in assenza di carichi, la spinta è applicata ad un terzo dell'altezza dell'opera misurata verticalmente (come precedentemente indicato ed in accordo con quanto riportato da D'Agostino e Mantovani, 2000):

$$b_s \cong \frac{1}{3} H_{\perp} = \frac{1}{3} H * \cos \alpha \quad (94)$$

Nel caso sia presente un sovraccarico, invece, il punto di applicazione della spinta totale viene assunto, a favore di sicurezza, pari a $\frac{1}{2}H$, quindi si avrà:

$$b_s \cong \frac{1}{2} H_{\perp} = \frac{1}{2} H * \cos \alpha \quad (95)$$

Quindi la formula sotto riportata:

$$b_p = x * \cos \alpha = \frac{1}{2} B + H * \tan \alpha * \cos \alpha \quad (96)$$

diviene:

$$FS_r = \frac{\frac{1}{2} \gamma_{op} * H * B * \cos \alpha * B + H * \tan \alpha}{\frac{1}{2} \gamma_w * H_{\perp}^2 + \frac{1}{2} \gamma' * H_{\perp}^2 * K_a + Q * H_{\perp} * K_a * \frac{H_{\perp}}{2}} \quad (97)$$

da cui, risolvendo per B , si ricava:

$$B^2 + B * H * \tan \alpha - \frac{FS_r}{\gamma_{op}} * H * \cos \alpha * \frac{\gamma_w}{2} H * \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2} H * K_a * \cos \alpha + Q * K_a \quad (98)$$

dove:

B = base dell'opera;

H = altezza dell'opera;

α = angolo di inclinazione del piano di fondazione dell'opera in contropendenza;

FS_r = fattore di sicurezza al ribaltamento;

γ_{op} = peso di volume dell'opera;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

γ' = peso specifico efficace;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

Q = carico uniformemente distribuito.

Considerando la sola radice positiva in B , si arriva alla condizione:

$$B = \frac{H * \tan \alpha^2}{4} + \frac{FS_r}{\gamma_{op}} * H * \cos \alpha * \frac{\gamma_w}{2} * H * \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2} * H * K_a * \cos \alpha + Q * K_a - \frac{\tan \alpha}{2} * B \quad (99)$$

Assumendo come valore di FS quello di 1,5, come previsto dal D.M. 11/03/1988, si ottiene la condizione per la verifica al ribaltamento:

$$B > \frac{H * \tan \alpha^2}{4} + \frac{1,5}{\gamma_{op}} * H * \cos \alpha * \frac{\gamma_w}{2} * H * \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2} * H * K_a * \cos \alpha + Q * K_a - \frac{\tan \alpha}{2} \quad (100)$$

Nel caso di **terreno asciutto**, la precedente diviene:

$$B > \frac{H * \tan \alpha^2}{4} + \frac{1,5}{\gamma_{op}} * H * \cos \alpha * \frac{\gamma_t}{2} * H * K_a * \cos \alpha + Q * K_a - \frac{\tan \alpha}{2} \quad (101)$$

Se si volesse prendere in considerazione **tutte le semplificazioni ammissibili**, la condizione di verifica potrebbe essere anche la seguente:

$$\frac{B * H * \gamma_{op} * \frac{B}{2}}{S_a * \frac{H}{3}} \geq 1,5 \quad (102)$$

10.11.5.3 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno (schiacciamento)

La stabilità allo schiacciamento è verificata quando la tensione di compressione massima (σ_{max}), cui è sottoposta l'opera di sostegno, è minore del carico di sicurezza a compressione (C_s) del terreno di fondazione.

Traducendo tutto questo in termini di Fattore di Sicurezza allo schiacciamento (FS_s), si può scrivere:

$$FS_s = \frac{C_s}{\sigma_{max}} \quad (103)$$

I carichi di sicurezza del terreno sono reperibili nella letteratura relativa alla meccanica delle terre; nella tabella che segue se ne riporta un esempio.

Tabella XVII: Valori del carico di sicurezza del terreno in relazione alla caratteristiche del terreno di fondazione (modificato da Colombo, 1977).

Tipi di terreno	Carico di sicurezza C_s (kPa)
Terreni smossi, non compattati, di riporto	0÷98
Terreni incoerenti compatti	
<i>sabbia con particelle di dimensione inferiore a 1 mm</i>	196
<i>sabbia con particelle tra 1 e 3 mm</i>	294
<i>sabbia e ghiaia (almeno 1/3 di ghiaia)</i>	392
Terreni coerenti (classificabili in base al contenuto d'acqua presente allo stato naturale)	
<i>fluido, fluido-plastico</i>	0
<i>molle-plastico</i>	39
<i>solido-plastico</i>	78
<i>semisolido</i>	147
<i>solido</i>	294
Rocce in buone condizioni (se fessurate o disgregabili i carichi di sicurezza indicati vanno ridotti almeno della metà)	
<i>arenarie, calcari, rocce vulcaniche, ecc.</i>	980÷1470

Tabella 58 - Valori del carico di sicurezza del terreno in relazione alla caratteristiche del terreno di fondazione (modificato da Colombo, 1977).

Fissate le dimensioni dell'opera di sostegno, la risultante (R) delle forze agenti sulla struttura (peso proprio dell'opera, P , e spinta attiva delle terre, S_a) può essere scomposta in una componente normale ed una tangenziale alla base del manufatto, V e O ; il punto in cui la retta di azione di (R) incontra la base dell' opera rappresenta il centro di sollecitazione (C).

Con riferimento alla figura seguente si possono distinguere **tre casi** (Benini, 1990).

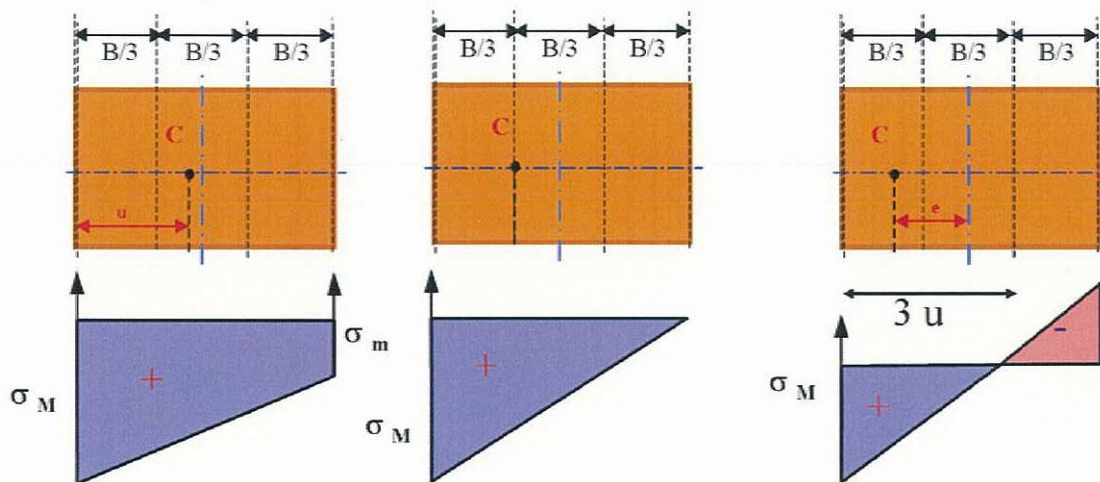


Figura 129 - Sezione basale della palificata. Centro di sollecitazione (a) interno al nocciolo centrale della sezione di base; (b) coincidente con l'estremo del nocciolo centrale; (c) interno al terzo medio di valle.

1° caso: Il centro di sollecitazione è interno al nocciolo centrale di inerzia della sezione di base

Se definiamo **eccentricità (e)** la distanza del centro di sollecitazione C dal baricentro della sezione, per un'opera con sezione rettangolare e base **B**, varrà la seguente formula:

$$e = \frac{B}{2} - u \quad (104)$$

dove **u** è la distanza della risultante dallo spigolo di valle della sezione:

$$u = \frac{M_{stab} - M_{rib}}{V} \quad (105)$$

Quando **C** è **interno al nocciolo centrale**, la condizione può essere così rappresentata:

$$e < \frac{B}{6} \quad (106)$$

oppure:

$$u > \frac{B}{3} \quad (107)$$

La tensione di pressoflessione massima σ_{max} viene esplicitata dalla reazione del terreno in corrispondenza dello spigolo di valle del piano di appoggio e vale:

$$\sigma_{max} = \frac{V}{B} * 1 + \frac{6e}{B} \quad (108)$$

mentre la sollecitazione minima σ_{min} vale:

$$\sigma_{min} = \frac{V}{B} * 1 - \frac{6e}{B} \quad (109)$$

In questo caso tutta la sezione di base è sollecitata a compressione e il diagramma delle sollecitazioni è di tipo trapezoidale (confronta figura precedente).

2° caso: Il centro di sollecitazione coincide con uno degli estremi del nocciolo centrale di inerzia.

Se il centro di sollecitazione coincide con uno degli estremi del nocciolo centrale dell'opera, risulta che:

$$e = \frac{B}{6} \quad (110)$$

oppure:

$$u = \frac{B}{3} \quad (111)$$

il diagramma delle sollecitazioni diventa triangolare, poiché $\sigma_m = 0$ nello spigolo di monte, la sollecitazione massima sul lembo di valle si ricava facilmente come:

$$\sigma_{max} = \frac{2V}{B} \quad (112)$$

3° caso: Il centro di sollecitazione è interno al terzo medio di valle

Nel caso di opere di sostegno realizzate con materiali che sopportano male gli sforzi di trazione (ad esempio, muratura in pietrame; Benini, 1990), le formule viste in precedenza non valgono più. Per determinare il diagramma delle tensioni si deve considerare solo la porzione di sezione reagente.

Perciò, quando il centro di sollecitazione C cade nel terzo medio di valle della sezione in cui:

$$e > \frac{B}{6} \quad (113)$$

oppure:

$$u < \frac{B}{3} \quad (114)$$

La:

$$u = \frac{M_{stab} - M_{rib}}{V} \quad (115)$$

deve essere sostituita con l'espressione che considera come reagente la sola zona dell'opera sollecitata a compressione; questa può essere valutata come:

$$\sigma_{max} = \frac{2V}{3u} \quad (116)$$

mentre la σ_{min} è nulla ad una distanza dallo spigolo di valle pari a $3u$.

La **verifica allo schiacciamento può anche essere effettuata considerando il carico limite (Q_{lim})** dell'insieme fondazione-terreno, un parametro che dipende sia dalle caratteristiche fisico-meccaniche del terreno, sia dalla geometria dell'opera di sostegno, anziché basandosi sul carico di sicurezza del terreno.

La verifica dovrà inoltre essere effettuata tenendo conto dell'inclinazione e dell'eccentricità della risultante delle forze trasmesse dal manufatto al terreno di fondazione e del fattore di sicurezza che dovrà essere ≥ 2 (D.M. 11/03/88, Sezione D).

Tale verifica prevede il calcolo della capacità portante del complesso terreno-fondazione (D.M. 11/03/88, Sezione C).

In termini di Fattore di Sicurezza, il carico limite (FS_{cl}) deve quindi risultare pari a:

$$FS_{cl} = \frac{Q_{lim}}{V} \quad (117)$$

dove V è la componente normale della forza risultante delle azioni agenti sul piano di posa della palificata.

Il carico limite è valutato sulla base della pressione limite, q_{lim} :

$$Q_{lim} = q_{lim} * B * L \quad (118)$$

dove:

Q_{lim} = carico limite;

q_{lim} = pressione limite;

B = base della fondazione;

L = lunghezza della fondazione.

Una volta ricavata la pressione limite del terreno di fondazione q_{lim} , si può calcolare il carico limite Q_{lim} e successivamente il Fattore di Sicurezza al carico limite (FS_{cl}) dell'insieme terreno-fondazione secondo la precedente.

Per calcolare il valore di q_{lim} occorre conoscere l'esatta forma della superficie di rottura del terreno; poiché solitamente questa non è nota, in genere viene ipotizzato che il terreno si rompa in seguito al cedimento verticale della fondazione in maniera solidale con un cuneo di terra sottostante, che provoca la rottura laterale del terreno lungo una superficie arcuata (vedi figura seguente).

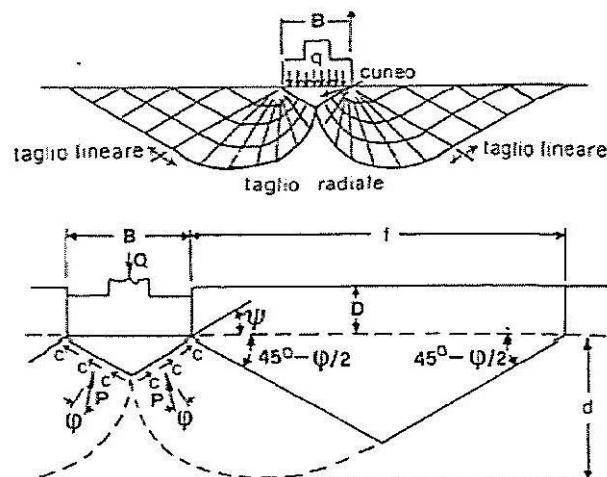


Figura 130 - Schema di rottura del terreno per il calcolo di Q_{lim} .

In letteratura è possibile reperire diverse equazioni per calcolare la pressione limite, tuttavia le più diffuse sono tutte composte da tre termini che tengono conto:

- delle forze di attrito dovute al peso proprio del terreno;
- della coesione del terreno agente lungo la superficie di rottura;
- del sovraccarico dello strato di terreno ai lati della fondazione.

Tali caratteristiche sono riflesse in coefficienti adimensionali, detti **coefficienti di capacità portante**, variabili in funzione dell'angolo di resistenza al taglio, indicati in genere come N_γ , N_c e N_q .

La relazione più diffusa e verificata per il calcolo di q_{lim} è senza dubbio quella di Terzaghi (1943), valida per risultante dei carichi (R) verticale e centrata sulla fondazione. Essa è affidabile per fondazioni superficiali, cioè per profondità d'incastro della fondazione (D) minori della larghezza della fondazione (B):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_t * B * N_\gamma * s_\gamma + c * N_c * s_c + Q * N_q \quad (119)$$

in cui:

c = coesione;

γ_t = peso di volume del terreno di fondazione;

B = base della fondazione;

D = profondità del piano di posa del manufatto (di incastro) a partire dal piano campagna (deve essere minore di B);

Q = sovraccarico agente ai lati della fondazione (pari a $\gamma_t * D$);

N_γ , N_c e N_q = fattori di capacità portante (vedi tabella seguente);

s_γ, s_c = fattori di forma della fondazione (per esempio, $s_\gamma = 1,0$ per fondazioni nastriformi, cioè con una lunghezza $L >$ della sua larghezza B - $s_\gamma = 0,8$ per fondazioni quadrate - $s_c = 1,0$ per fondazioni nastriformi - $s_c = 1,3$ per fondazioni quadrate).

Poiché la formula di Terzaghi ipotizza un terreno molto addensato, nel caso di terreni poco addensati si consiglia di ridurre i fattori di capacità portante, effettuando i calcoli con valori di ϕ (angolo di attrito interno del terreno) e di c (coesione) ridotti a **due terzi** del loro valore effettivo.

ϕ (°)	N_γ (-)	N_c (-)	N_q (-)
0	0	5.7	1
5	0.5	7.3	1.6
10	1.2	9.6	2.7
15	2.5	13	4.4
20	5.0	18	7.5
25	10	25	13
30	20	37	22
35	42	53	41
40	100	95	81

Tabella 59 - Valori dei fattori di capacità portante secondo Terzaghi (da Lancellotta, 1993).

Nel caso in cui ci si trovi nella condizione di eccentricità della risultante (R), con deviazione rispetto alla verticale sul piano di base della fondazione, la precedente non è più valida e deve essere modificata per tenere conto correttamente degli effetti:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_t * B' * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma + c * N_c * s_c * i_c + Q * N_q * i_q \quad (120)$$

dove:

q_{lim} = pressione limite;

c = coesione;

γ_t = il peso di volume del terreno di fondazione;

B' = larghezza ridotta della fondazione, introdotta per tenere conto dell'eccentricità “ e ” della risultante (pari a $B' = B - 2e$);

D = profondità del piano di posa del manufatto (di incastro) a partire dal piano campagna (deve essere minore di B);

Q = sovraccarico agente ai lati della fondazione (pari a $\gamma_t D$);

N_γ , N_c e N_q = fattori di capacità portante;

s_γ, s_c = fattori di forma della fondazione (per esempio, $s_\gamma = 1,0$ per fondazioni nastriformi, cioè con una lunghezza $L \gg$ della sua larghezza B - $s_\gamma = 0,8$ per fondazioni quadrate - $s_c = 1,0$ per fondazioni nastriformi - $s_c = 1,3$ per fondazioni quadrate);

i_γ, i_c e i_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico rispetto alla verticale.

Per i fattori correttivi sopra riportati, si faccia riferimento a Vesic (1970).

Per i valori di N_c e N_q in letteratura, normalmente si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl (1921) e Reissner (1924), mentre per N_γ la soluzione più accreditata risulta quella proposta da Caquot e Kérisel (1953), approssimabile con l'espressione di Vesic (1970).

In letteratura, infine, si possono trovare molte altre relazioni analitiche per valutare la capacità portante di una fondazione di tipo superficiale, tra cui le più utilizzate e attendibili sono quelle di Meyerhof (1951), Brinch Hansen (1970) e Vesic (1973), che introducono una serie di fattori correttivi rispetto alla formulazione originale di Terzaghi (1943), per tener conto, ad esempio, della profondità di posa e inclinazione della base della fondazione e/o della topografia originaria (ad esempio, fondazioni su pendio) (vedi tabella seguente).

θ gradi	N_c Prandtl	N_q Reissner	N_γ Hansen
0	5,14	0,00	0,00
2	5,63	1,20	0,01
4	6,18	1,43	0,05
6	6,81	1,72	0,13

8	7,52	2,06	0,27
10	8,34	2,47	0,47
12	9,28	2,97	0,75
14	10,37	3,59	1,16
16	11,63	4,33	1,72
18	13,10	5,26	2,49
20	14,83	6,40	3,54
22	16,88	7,82	4,96
24	19,32	9,60	6,89
26	22,25	11,85	9,35
28	25,80	14,72	13,13
30	30,14	18,40	18,08
32	35,49	23,18	24,94
34	42,16	29,44	34,53
36	50,58	37,75	48,06
38	61,35	48,93	67,41
40	75,31	64,19	95,45

Tabella 60 - Valori dei fattori di capacità portante secondo Prandtl (1921), Reissner (1924), Hansen (1970).

10.11.5.4 ESEMPI DI CALCOLO

Di seguito, per maggiore comprensione, vengono riportati dei calcoli diversi, di diverso grado di approfondimento (nel caso del predimensionamento infatti non è sempre necessario arrivare ad effettuare verifiche spinte della situazione).

Sono riportati inoltre alcuni approfondimenti, come per esempio il calcolo del rapporto B/H che risulta un approccio preliminare e non completo.

Vogliamo qui ribadire che il calcolo del rapporto B/H deve essere considerato garante della stabilità solo in prima approssimazione, poiché l'opera così dimensionata deve essere poi sottoposta sia alla verifica del carico limite sia alla verifica della stabilità globale.

CALCOLO DI STABILITA'

Si effettua, a titolo di esempio, il calcolo di verifica di una palificata viva di sostegno alta 2 m e con una profondità di 2 m, funzionante come opera viva di sostegno al piede di una scarpata e come opera a gravità, di lunghezza complessiva di 12 m.

Si adotta un'ipotesi semplificativa, comunque a favore della stabilità, di una palificata viva di sostegno a paramento verticale e fondata orizzontalmente sul terreno, mentre in realtà l'opera, come detto più volte, deve essere realizzata:

- con una retro inclinazione verso monte della base;
- con il paramento anteriore inclinato verso monte;
- disponendo come primo ordine una fila di correnti che deve risultare infossato nel terreno.

Verrà inoltre trascurata, sempre a favore della stabilità, la spinta passiva a cui è sottoposto il primo corrente della fondazione; si considererà inoltre come altezza per il calcolo della spinta, quella dello scavo a partire dal piano di campagna.

Analisi dei carichi

$\gamma_t = 1.900 \text{ kg/m}^3$ (peso del terreno considerato)

$\gamma_l = 700 \text{ kg/m}^3$ (peso specifico del legno di larice)

Calcolo del volume di legname:

altezza palificata viva di sostegno = 200 cm;

profondità palificata viva di sostegno = 200 cm (+ prolungamenti = 250 cm).

Considerando un'altezza della palificata viva di sostegno di 200 cm, per la realizzazione dell'opera, saranno necessari quattro piani più uno interrato, in quanto per motivi costruttivi la palificata viva deve sempre iniziare e finire con un corrente. Dividendo l'altezza della palificata di 200 cm per 25 cm, ovvero la lunghezza del diametro dei pali, otterremo otto, che rappresenta il numero di montanti e di correnti necessari per la realizzazione della struttura, dividendo otto per due avremmo il numero dei piani, quindi quattro più un corrente che risulta interrato. I montanti saranno messi sfalsati sui piani.

Il numero dei tronchi da 4 m, necessari per la realizzazione dei correnti della palificata di lunghezza complessiva di 12 m, è pari a:

- numero pali da 4 m con diametro 0,25 m = $(4 + 1) * 3 * 2$
- 4+1 ordini di pali correnti in verticale + il primo interrato
- 3 in quanto 12 m (e quindi $3 * 4$ m)
- 2 in quanto c'è il paramento esterno ed interno

Avremo pertanto 30 pali da 4 m, di diametro 0,25 m, cioè 120 m di palo.

Il numero dei tronchi da 5 m necessari per la realizzazione dei montanti della palificata è pari a:

- numero pali da 2,50 m con diametro 0,25 m = $(2*7 \text{ pali}) + (2*8 \text{ pali})$
- $2*7$ pali per gli ordini di montanti dispari e $2*8$ pali per ordini di montanti pari - il numero degli ordini dei montanti complessivo è pari a 4.

Pertanto sono necessari $(14+16 = 30)$ 30 pali da 2,50 m, cioè 75 m di palo da cui ricavare però spezzoni di 2,50 m, pertanto i pali dovranno avere lunghezza standard di 5 m.

Impiegando come detto tronchi del diametro di 0,25 m si ha che il volume totale del legno è pari a:

$$V_{\text{legno}} = \frac{\pi}{4} * \text{diam}^2 * \text{altezza} = 0,79 * 0,25^2 * (120 + 75 = 195) = \\ 0,79 * 0,125 * 195 = 19,26 \text{ m}^3$$

Il volume di legname per metro di palificata viva di sostegno è in prima approssimazione pari

$$\frac{19,26}{12} = 1,61 \text{ m}^3/\text{m}$$

Il peso del legname sarà pertanto pari a:

$$P_{\text{legno}} = \gamma_{\text{legno}} * Vol_{\text{legno}}$$

quindi, per un metro di palificata viva di sostegno, si avrà:

$$P_{\text{legno}} = 700 * 1,61 = 1.127 \text{ kg/m}$$

Il peso del terreno di riempimento, considerando a favore della stabilità, la palificata viva di sostegno con un paramento verticale è dato da:

$$P_{\text{terreno}} = \gamma_{\text{terreno}} * V_{\text{terreno}}$$

Per un metro di sviluppo di palificata viva di sostegno si avrà pertanto:

$$V_{\text{terreno}} = (2 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1 \text{ m}) - 1,61 \text{ m}^3 = 2,39 \text{ m}^3$$

Conseguentemente il peso di un metro di sviluppo di palificata viva di sostegno per il terreno sarà pari a:

$$P_{\text{terreno}} = 1.900 \text{ kg} * 2,39 = 4.541 \text{ kg}$$

Il peso complessivo di un metro di sviluppo di palificata viva di sostegno sarà pari a:

$$P_{\text{complessivo}} = P_{\text{legno}} + P_{\text{terreno}} = 1.127 + 4.541 = 5.668 \text{ kg}$$

Tabella riassuntiva dei simboli e valori per il calcolo della spinta del terreno

Indice	Descrizione	Valore
γ_t	peso specifico del terreno	1.900 kg/m ³
γ	Peso specifico del legno di larice	700 kg/m ³
γ_w	Peso specifico dell'acqua	1.000 kg/m ³
B	Profondità dell'opera	2,00 m
H	Altezza dell'opera	2,00 m
φ	angolo d'attrito interno del terreno	33°
β	inclinazione del terreno a monte dell'opera di sostegno	30°
α	Inclinazione della palificata rispetto all'orizzontale	10°
C	coesione del terreno	150 kg/m ²
$\pi/4 \cdot \text{diam}^2$	Calcolo volume legnoso	0,79* 0,25 ²

Tabella 61 - Indici caratteristici del terreno e geometria della struttura.

La spinta del terreno, considerando il caso di terre coerenti con angolo di attrito interno φ e coesione c , con una inclinazione β della scarpata a monte di 30°, un'altezza del fronte pari a 2 m e trascurando, a favore della stabilità, la componente verticale della spinta, è data da:

$\varphi = 33^\circ$ angolo di attrito interno;

$\beta = 30^\circ$ inclinazione a monte dell'opera di sostegno;

$c = 150 \text{ kg/m}^2$ coesione.

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi)}{1 + \frac{\sin \varphi * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\beta)}}^2$$

$$K_a = \frac{\cos^2(33)}{1 + \frac{\sin 33 * \sin(33 - 30)}{\cos(30)}}^2$$

$$K_a = \frac{0,703}{1 + \frac{0,545 * 0,052}{0,866}}$$

$$= 0,54$$

Avremo pertanto per ogni metro di sviluppo della palificata viva di sostegno:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a - 2C * H * \bar{K}_a$$

$$S_a = 0,5 * 1.900 * 2,00 * 2,00 * 0,54 - 2 * 150 * 2,00 * 0,73$$

$$S_a = 2.052 - 438$$

$$= 1.614 \text{ kg}$$

Peso che dovrà essere applicato ad un terzo dell'altezza H complessiva e cioè a 0,67 m da terra.

Verifica statica

La verifica viene effettuata secondo le norme tecniche contenute nel D.M. 11 marzo 1988, riguardanti le prescrizioni per la progettazione delle opere di sostegno.

Calcolo dei momenti:

$$M_{stabilizzante} = P_{complessivo} * \frac{B}{2}$$

$$= \frac{5.668 * 2,0}{2} = 5.668 \text{ kgm}$$

dove:

5.668 = peso complessivo

2,0 = profondità dell'opera indicata come B (base)

$$M_{ribaltante} = S_a * \frac{1}{3} H$$

$$1.614 * 0,67 = 1.081,38 \text{ kgm}$$

Si eseguono le seguenti verifiche statiche, trascurando la stabilità globale opera-terreno e, per il momento, le verifiche interne della struttura.

Verifica alla traslazione sul piano di posa (art. D.4.2.)

Il rapporto fra la somma delle forze resistenti nella direzione dello slittamento costituite dalle forze di attrito e la somma delle componenti nella stessa direzione delle azioni sull'opera, costituite dalla spinta del terreno, non deve essere, per la sicurezza, inferiore a 1,3.

$$f = \operatorname{tg} \varphi = 0,65$$

con f = coefficiente di attrito tra la base della palificata e la fondazione.

$$\frac{f * P}{S_a}$$

$$= \frac{0,65 * 5.668}{1.614} = 2,28 > 1,3$$

Verifica al ribaltamento intorno allo spigolo di base (art D.4.3.)

Il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti non deve essere, per la sicurezza, inferiore a 1,5.

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{5.668}{1.081,38} = 5,2 > 1,5$$

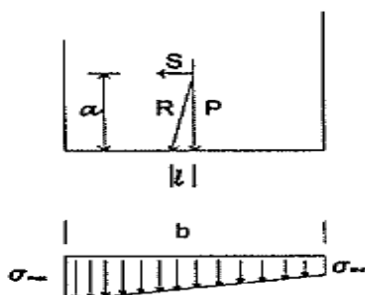
Verifica allo schiacciamento (art. D.4.4.)

Fissate le dimensioni dell'opera di sostegno, la risultante (R) delle forze agenti sulla struttura (peso proprio dell'opera, P , e spinta attiva delle terre, S_a) può essere scomposta in una componente normale ed una tangente alla base del manufatto, V e O ; il punto in cui la retta di azione di (R) incontra la base dell' opera, rappresenta il centro di sollecitazione (C).

La risultante del peso e della spinta del terreno non passa per il baricentro della base e siamo in presenza di pressione eccentrica; ne risulta che l'andamento delle pressioni sulla fondazione non è costante, quindi il diagramma non è un rettangolo, bensì un trapezio o un triangolo, finché tale risultante passa entro il terzo medio della base; se la risultante è esterna al terzo medio, il diagramma è intrecciato con tensioni negative di trazione.

Suddividendo la base in tre segmenti isometrici e contandoli a partire da monte l'ultimo terzo (quello di valle) è detto terzo medio. A seconda del punto di applicazione della risultante si distinguono tre situazioni:

- la risultante passa entro il terzo medio della base; il diagramma di spinta è trapezio con valori negativi (compressione su tutta la sezione);
- la risultante cade al limite del terzo medio: il diagramma è triangolare con sollecitazioni di compressione;
- risultante esterna al terzo medio; il diagramma è intrecciato con tensioni di trazione a monte (segno positivo).



Si individua per prima cosa il centro di pressione della risultante sulla fondazione, applicando il teorema di Varignon, per cui il momento della risultante rispetto ad un punto è uguale alla somma algebrica dei momenti delle componenti. Scegliendo come polo il centro di pressione si ha:

$$R * O = S * a - P * e$$

$$e = S * \frac{a}{P}$$

con e = eccentricità, cioè distanza tra il baricentro ed il centro di pressione:

$$e = \frac{1.081,38}{5.668} = 0,19 \text{ m}$$

Il valore è entro il terzo medio in quanto $0,24 < 2,00 / 6 * e$, in tal caso, vale la formula:

$$\sigma \text{ max} = \frac{P}{100 B} * 1 + \frac{6 e}{B}$$

dove B è la larghezza della palificata pari a 200 cm.

$$\sigma \text{ max} = \frac{5.668}{100 * 200} * 1 + \frac{6 * 19}{200} = 0,2834 * 1,57 = 0,44 \text{ kg /cm}^2$$

Ipotizzando che il terreno di fondazione abbia un carico tollerabile di 1,5 kg/cm², il rapporto tra questo e il carico agente è:

$$\frac{1,5}{0,44} = 3,4 > 2$$

Coefficiente di sicurezza richiesto dal D.M. 11 marzo 1988.

In conclusione, dai calcoli effettuati, una palificata viva di sostegno risulta, in genere, una struttura che soddisfa ampiamente le condizioni di stabilità al pari delle tradizionali opere di sostegno, alle quali si pone in alternativa.

Vengono eseguiti, a titolo di esempio, ulteriori calcoli statici di una palificata viva di sostegno, di sottoscarpa di un rilevato, nell'ipotesi di **terreno sovrastante all'opera**.

Per il calcolo del volume del terreno sovrastante, la struttura viene considerata con una base di 2 m a vantaggio della sicurezza. In realtà dalla lunghezza di 2 m si dovrebbe togliere 0,20 m di sporgenza del montante verso l'esterno e 0,125 m, ovvero il raggio dell'ultimo corrente in alto, in quanto sono superfici che non vengono, in effetti, coperte dal terreno messo in opera a monte dell'opera di sostegno, molto spesso per raccordarsi al versante preesistente.

I dati per il calcolo del volume di terreno sovrastante la struttura risultano essere i seguenti:

base del volume di terreno sovrastante la palificata = 2,0 m;

α = inclinazione della palificata rispetto all'orizzontale = 10° ;

altezza del volume di terreno sovrastante la palificata = 1,15 m (calcolato usando le formule trigonometriche per cui $h = b \cdot \tan \beta$).

V_t = volume del terreno sovrastante =

$$\frac{B * H * \cos \alpha}{2} =$$
$$\frac{2,0 * 1,15 * \cos 10^\circ}{2} =$$
$$1,13 \text{ m}^3$$

P_t = peso del terreno sovrastante =

$$V_t * \gamma_t = 1,13 * 1.900 = 2.147 \text{ kg}$$

Pertanto il peso complessivo di un metro di sviluppo di palificata viva di sostegno sarà pari a:

$$P_{\text{complessivo}} = P_{\text{legno}} + P_{\text{terreno}} + P_{\text{terreno sovrastante}} = 1.127 + 4.541 + 2.147 = 7.815 \text{ kg}$$

Considerando che la spinta attiva del terreno rimane sempre di 1.614 kg, procediamo con la verifica statica dell'opera considerando anche il peso del terreno sovrastante.

Calcolo dei momenti:

$$M_{\text{stabilizzante}} = P_{\text{complessivo}} * \frac{B}{2}$$

$$= \frac{7.815 * 2,0}{2} = 7.815 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{ribaltante}} = S_a * \frac{1}{3} H$$

$$1.614 * 0,67 = 1.081,38 \text{ kgm}$$

Verifica alla traslazione sul piano di posa (art. D.4.2.)

Il rapporto fra la somma delle forze resistenti nella direzione dello slittamento costituite dalle forze di attrito e la somma delle componenti nella stessa direzione delle azioni sull'opera, costituite dalla spinta del terreno, non deve essere, per la sicurezza, inferiore a 1,3.

$$f = \tan \varphi = 0,65$$

con f = coefficiente di attrito tra la base della palificata e la fondazione.

$$\frac{f * P}{S_a}$$

$$= \frac{0,65 * 7.815}{1.081,38} = 4,7 > 1,3$$

Se si volesse invece impiegare la formula indicata per la traslazione al capitolo 10.11.5.1. con il numero (87) avremmo:

$$B \geq \frac{1,3}{f + 1,3 \tan \alpha} \cdot \frac{\gamma_w}{2\gamma_{op}} H * \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2\gamma_{op}} H * K_a * \cos \alpha + \frac{Q}{\gamma_{op}} K_a$$

andando a sostituire i termini:

$$B \geq \frac{1,3}{0,65 + 1,3 \tan 10^\circ} \cdot \frac{1.000}{2 * 1.417} 2,0 * \cos 10^\circ + \frac{900}{2 * 1.417} 2,0 * 0,54 * \cos 10^\circ + \frac{2.147}{1.417} 0,54$$

quindi:

$$B \geq 1,479 \cdot 0,695 + 0,338 + 0,818$$

$$B \geq 1,479 \cdot 0,695 + 0,3 + 0,818$$

$$B \geq 2,68$$

dove:

γ' è stato calcolato come differenza tra il peso specifico del terreno e il peso specifico dell'acqua;

γ_{op} è stato calcolato utilizzando la seguente formula: $P = \gamma_{op} * H * B$.

Pertanto, prendendo in considerazione anche il terreno sovrastante la struttura e andando a calcolare la verifica alla traslazione con la formula estesa, risulta che la base dell'opera deve essere maggiore o uguale di 2,68 m.

Verifica al ribaltamento intorno allo spigolo di base (art D.4.3.)

Il rapporto tra il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti non deve essere, per la sicurezza, inferiore a 1,5.

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{7.815}{1.081,38} = 7,2 > 1,5$$

Se si volesse invece impiegare la formula indicata per il ribaltamento al capitolo 10.11.5.2 con il numero (100) avremmo:

$$B > \frac{H * \tan \alpha^2}{4} + \frac{1,5}{\gamma_{op}} * H * \cos \alpha * \frac{\gamma_w}{2} * H * \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2} * H * K_a * \cos \alpha + Q * K_a - \frac{\tan \alpha}{2}$$

andando a sostituire i termini:

$$B > \frac{2,0 * \tan 10^\circ^2}{4} + \frac{1,5}{1.417} * 2,0 * \cos 10^\circ * \frac{1.000}{2} * 2,0 * \cos 10^\circ + \frac{900}{2} * 2,0 * 0,54 * \cos 10^\circ + 2.147 * 0,54 - \frac{\tan 10^\circ}{2}$$

quindi:

$$B > \frac{0,0078 + 0,002 * 984,8 + 478,6 + 1.159,38}{2} - 0,088$$

$$B > \frac{1.622,78}{2} - 0,088$$

$$B > 2,20$$

Pertanto, prendendo in considerazione anche il terreno sovrastante la struttura e andando a calcolare la verifica al ribaltamento con la formula estesa, risulta che la base dell'opera deve essere maggiore o uguale di 2,20 m.

Verifica allo schiacciamento (art. D.4.4.)

Come già visto si procede all'individuazione del centro di pressione della risultante sulla fondazione e si applica il teorema di Varignon, per cui il momento della risultante rispetto ad un punto, è uguale alla somma algebrica dei momenti delle componenti. Scegliendo come polo il centro di pressione, si ha:

$$R * O = S * a - P * e$$

$$e = S * \frac{a}{P}$$

con e = eccentricità, cioè distanza tra il baricentro ed il centro di pressione.

$$e = \frac{1.081,38}{7.815} = 0,14 \text{ m}$$

Il valore è entro il terzo medio in quanto $0,16 < 2,00 / 6 * e$, in tal caso, vale la formula:

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{100 B} * 1 + \frac{6 e}{B}$$

dove B è la larghezza della palificata pari a 200 cm.

$$\sigma_{\max} = \frac{7.815}{100 * 200} * 1 + \frac{6 * 14}{200} = 0,39075 * 1,42 = 0,55 \text{ kg / cm}^2$$

Ipotesizzando che il terreno di fondazione abbia un carico tollerabile di 1,5 kg/cm², il rapporto tra questo e il carico agente è:

$$\frac{1,5}{0,55} = 2,73 > 2$$

Se si volesse invece impiegare la formula indicata per lo schiacciamento al capitolo 10.11.5.3 con il numero (119) avremmo:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_t * B * N_\gamma * s_\gamma + c * N_c * s_c + Q * N_q$$

andando a sostituire i termini:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} 1.900 * 2,0 * 0,47 * 1,0 + 150 * 8,34 * 1,0 + 2.147 * 2,47$$

quindi:

$$q_{lim} = 893 + 1.251 + 5.303,09 = 7.447,09 \text{ kg/m}^2$$

Per il termine N_y è stato preso in considerazione il valore di Hansen, per il termine N_c il valore di Prandtl, mentre per il valore di N_q il valore di Reissner. La fondazione è stata considerata nastriforme, quindi con una lunghezza maggiore della larghezza.

In conclusione, dal calcolo effettuato, la palificata in questione soddisfa ampiamente le condizioni di stabilità anche nell'ipotesi di terreno sovrastante all'opera.

10.11.6 ANCORAGGI DELLE PALIFICATE VIVE DI SOSTEGNO

Per il bloccaggio di pali di sostegno e di palificate vive di sostegno, è possibile utilizzare dei sistemi di ancoraggio al suolo costituiti da ancore cablate, ancore non cablate e morsetti. In particolare l'ancoraggio funziona mediante la combinazione di un'ancora installata, del suolo in cui si lavora e degli organi di collegamento. Un ancoraggio può consistere in un'ancora singola o di due o più ancoraggi singoli collegati tra loro. La posa in opera consiste nell'infissione di un'ancora cablata utilizzando un'asta di guida; successivamente l'ancora deve essere tensionata e fatta ruotare utilizzando un tensiometro a 2/4 mani o stratonando con forza il cavetto dopo averlo arrotolato su un palo. Si infila nel cavetto la seconda ancora e si effettua la posa con lo stesso procedimento. Alla fine si blocca il cavetto libero su quello di andata con alcuni morsetti blocca cavo e si taglia la parte in eccedenza.

Nella scelta di un ancoraggio deve essere considerato il carico di progetto, ovvero la capacità di tenuta richiesta, in condizioni normali, all'ancoraggio. Questo valore solitamente non contiene alcun fattore di sicurezza, che invece è un coefficiente da applicare al carico di progetto per calcolare la capacità effettiva dell'ancoraggio. Il fattore di sicurezza è valutato in funzione della variabilità del suolo. La capacità di tenuta effettiva dell'ancoraggio è risultante dal test con il martinetto dopo l'installazione e la stabilizzazione dell'ancora.

Esempio:

Carico di progetto: 5.668 kg

Fattore di sicurezza: 2,1

Capacità di tenuta dell'ancoraggio prescelto: 9.000 kg

Per questo tipo di ancoraggio, la corrosione può risultare un problema; la perdita di forza strutturale di un componente in acciaio galvanizzato, posizionato sotto il suolo, dipende dalla quota di perdite d'acciaio dovute alla corrosione. L'acciaio che può essere perso a causa della corrosione, a fronte della capacità strutturale dell'ancora, diventa minore della capacità di tenuta dell'ancora e del suolo che la circonda.

La scelta dell'ancora idonea viene effettuata considerando il tipo di terreno in cui si opera e la capacità di tenuta e la richiesta di carico del progetto.

È molto importante predeterminare la profondità ottimale in cui dovrà stazionare l'ancora per conferire la massima stabilità all'ancoraggio. Per questo motivo si ritiene necessario conoscere la stratificazione del suolo in prossimità dei punti di ancoraggio effettuando degli appositi sondaggi. Tali misurazioni sono indispensabili per determinare la profondità di infissione o anche per stabilire la necessità di effettuare un preforo per meglio raggiungere quella profondità. La profondità di ancoraggio cambia in base alla coesione e al tipo di suolo su cui ci si trova ad operare.

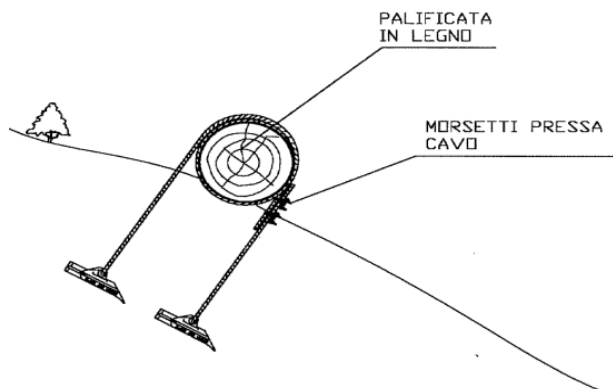


Figura 130 - Sistema di ancoraggio - vista: elementi.

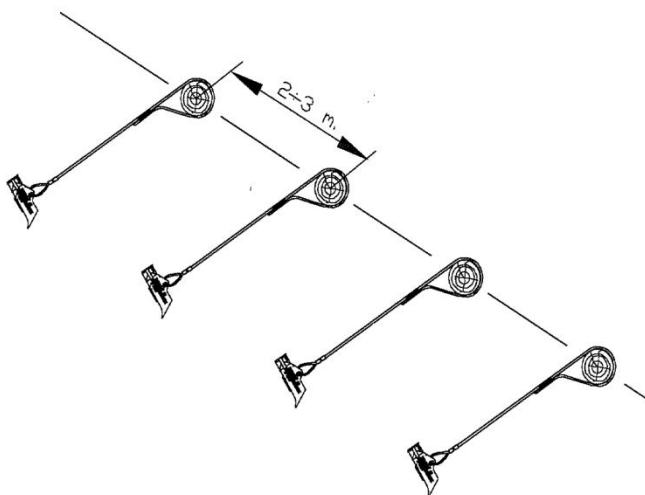


Figura 131 - Rappresentazione di un sistema di ancoraggio.

10.11.7 Calcolo B/H

Per prima cosa vogliamo ancora ribadire che il calcolo del rapporto B/H deve essere considerato garante della stabilità solo in prima approssimazione, poiché l'opera così dimensionata deve essere poi sottoposta sia alla verifica del carico limite sia alla verifica della stabilità globale.

10.11.7.1 Palificata viva di sostegno

Nella progettazione della palificata viva di sostegno molto spesso ci si basa sull'esperienza, sulle tradizioni locali e su regole empiriche ormai radicate tra gli operatori del settore, piuttosto che sulle necessarie verifiche statiche. Le palificate in genere vengono costruite con una base (B) di larghezza superiore alla metà dell'altezza (H), anche se in letteratura vengono riportati casi in cui è preferibile che la base sia pari all'altezza ($B/H = 1$). Considerando il crescente diffondersi dell'utilizzo di queste opere è opportuno definire dei criteri di dimensionamento, rimanendo

comunque nell'ambito di una trattazione semplificata dell'argomento. Essendo le palificate opere di sostegno a gravità a tutti gli effetti, per il loro dimensionamento occorre far riferimento al D.M. 10/03/88; per la stabilità esterna prevede il soddisfacimento delle condizioni di stabilità allo scivolamento, al ribaltamento e al carico limite dell'insieme opera-fondazione. Tale normativa prevede la verifica alla stabilità globale.

Si procede ora a sviluppare le verifiche di stabilità esterna dell'opera, in quanto la stabilità globale del complesso opera-versante non si presta a generalizzazioni e il carico limite terreno-fondazione può considerarsi rispettato, dato che la palificata viva è considerata un'opera "leggera".

Il problema della stabilità esterna della palificata viene affrontato attraverso l'analisi statica del manufatto considerato corpo rigido indeformabile; i calcoli si riferiscono ad una schematizzazione del problema in termini bidimensionali, ovvero ad un metro lineare di struttura.

Le formule utilizzabili per il calcolo della base B della palificata, ricavate in condizioni di terreno asciutto e saturo d'acqua, sono le seguenti.

In caso di terreno asciutto per la verifica allo scivolamento:

$$B \geq \frac{FS_{sc}}{f + FS_{sc} * \tan\alpha} * \frac{\gamma_{ter}}{2\gamma_{op}} K_a * H \cos\alpha + \frac{Q}{\gamma_{op}} K_a \quad (127)$$

1) In caso di terreno asciutto per la verifica al ribaltamento:

$$B \geq \frac{\frac{H \tan\alpha}{2}^2 + \frac{FS_{rib}}{\gamma_{op}} H \cos\alpha * \frac{\gamma_{ter}}{2} K_a * H * \cos\alpha + Q * K_a}{\frac{H \tan\alpha}{2}} \quad (128)$$

2) In caso di terreno saturo d'acqua per la verifica allo scivolamento:

$$B \geq \frac{FS_{sc}}{f + FS_{sc} \tan\alpha} * \frac{\gamma_w}{2\gamma_{op}} H \cos\alpha + \frac{\gamma'}{2\gamma_{op}} K_a * H * \cos\alpha + \frac{Q}{\gamma_{op}} K_a \quad (129)$$

3) In caso di terreno saturo d'acqua per la verifica al ribaltamento:

$$B \geq \frac{\frac{H \tan\alpha}{2}^2 + \frac{FS_{rib}}{\gamma_{op}} H \cos\alpha * \frac{\gamma_w}{2} H \cos\alpha + \frac{\gamma'}{2} K_a * H \cos\alpha + Q * K_a}{\frac{H \tan\alpha}{2}} \quad (130)$$

dove:

B = base dell'opera;

H = altezze dell'opera;

α = angolo di inclinazione del piano di fondazione dell'opera;

FS_{rib} = fattore di sicurezza al ribaltamento;

γ_{op} = peso di volume dell'opera;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

γ' = peso specifico efficace;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

Q = carico uniformemente distribuito.

Grazie alle precedenti formule, una volta assegnate le caratteristiche dell'opera è possibile determinare il valore del rapporto B/H corrispondente a differenti condizioni di pendenza e

caratteristiche del terreno, in ogni modo sempre tale da garantire coefficienti di sicurezza al ribaltamento e allo scivolamento (vedi tabella seguente).

altezza h dell'opera (m)	inclinazione α della base ($^{\circ}$)	inclinazione i del pendio ($^{\circ}$)	angolo φ di resistenza al taglio ($^{\circ}$)
1,0	0	27° (1 a 2)	27
1,5	5	34° (2 a 3)	30
2,0	10	45° (1 a 1)	35
2,5	20	56° (3 a 2)	40

Tabella 62 - Parametri utilizzati nel calcolo del rapporto B/H.

Anche per quanto riguarda la spinta della terra, sono state analizzate le condizioni in caso di terreno asciutto e saturo d'acqua. Per maggiore sicurezza, si è ipotizzato che, nel caso di terreno saturo d'acqua, il materiale di riempimento della palificata si intasi con il passare del tempo, impedendo la filtrazione dell'acqua e che, quindi, a monte dell'opera si vadano a creare situazioni idrostatiche. La procedura di calcolo è stata implementata per ricercare quei rapporti di B/H che garantiscono i coefficienti di sicurezza al ribaltamento e allo scivolamento. Le formule ricavate sono state applicate per ogni valore dell'angolo Φ in modo da ottenere i valori della base B in funzione delle diverse altezze H considerate, degli angoli di inclinazione della base della palificata e del pendio a monte.

Per quanto riguarda il terreno naturale a tergo dell'opera, si sono ipotizzati valori del peso dell'unità di volume; precisamente 18 kN/m³ in caso di materiale asciutto e 21 kN/m³ nel caso di condizioni sature con porosità pari al 30%. Per quanto riguarda invece il peso proprio dell'opera, come già è stato detto, la palificata viva è considerata una costruzione "leggera". Dall'analisi dei dati esistenti si è assunto un valore di peso dell'unità di volume dell'opera di 15 kN/m³ in caso di riempimento asciutto e di 18 kN/m³ in caso di riempimento saturo con porosità del 30%.

In tabella sono riportati i risultati ottenuti. I valori con un rapporto B/H > 1 sono stati scartati perché rappresentano soluzioni costruttive a favore di sicurezza, ma troppo onerose. È stato invece riportato il valore di B/H più alto e che, sempre a favore di sicurezza, rispetta sia la verifica allo scivolamento che quella al ribaltamento.

Pendenza a monte		Inclinazione α della base							
		0°		5°		10°		20°	
$\varphi = 27^{\circ}$	27° (2 a 1)	-	-	1 ⁽¹⁾	-	0,9	1 ⁽³⁾	0,6	0,8
	34° (2 a 3)	-	-	1 ⁽³⁾	-	1 ⁽¹⁾	-	0,7	1
	45° (1 a 1)	-	-	-	-	1 ⁽³⁾	-	0,9 ⁽²⁾	0,9 ⁽³⁾
	56° (3 a 2)	-	-	-	-	-	-	-	-
$\varphi = 30^{\circ}$	27° (2 a 1)	1 ⁽²⁾	-	0,9	-	0,7	1 ⁽²⁾	0,5	0,7
	34° (2 a 3)	1 ⁽³⁾	-	1 ⁽¹⁾	-	0,9	1 ⁽²⁾	0,6	0,8
	45° (1 a 1)	-	-	-	-	0,9 ⁽³⁾	-	1	1 ⁽¹⁾
	56° (3 a 2)	-	-	-	-	-	-	-	-

$\phi = 35^\circ$	27° (2 a 1)	0,7	-	0,6	1	0,5	0,8	0,4	0,6
	34° (2 a 3)	0,8	-	0,7	1 ⁽²⁾	0,5	0,9	0,5	0,6
	45° (1 a 1)	1 ⁽¹⁾	-	0,9	-	0,8	1 ⁽¹⁾	0,5	0,8
	56° (3 a 2)	-	-	-	-	0,9 ⁽³⁾	-	1 ⁽¹⁾	0,9 ⁽³⁾
$\phi = 45^\circ$	27° (2 a 1)	0,5	1	0,5	0,8	0,4	0,7	0,3	0,6
	34° (2 a 3)	0,5	1 ⁽¹⁾	0,5	0,9	0,5	0,7	0,4	0,6
	45° (1 a 1)	0,7	1 ⁽³⁾	0,6	1	0,5	0,8	0,4	0,6
	56° (3 a 2)	1 ⁽¹⁾	-	1 ⁽³⁾	1	0,8	0,9 ⁽²⁾	0,6	0,9

Legenda: condizioni asciutte
 condizioni sature

Note: (1) per $h < 2,5$ m; (2) per $h < 2$ m; (3) per $h < 1,5$ m.

Tabella 63 - Valori del rapporto B/H delle palificate vive di sostegno in condizioni di terreno asciutto e saturo.

Dall'analisi di stabilità condotta si evince come la regola empirica per cui la base dell'opera deve essere pari a 0,5 volte l'altezza dell'opera stessa non è sempre dimostrata e che inoltre non garantisce sempre il raggiungimento dei coefficienti di sicurezza voluti indicati dalla normativa vigente, eccezion fatta per i terreni con buone proprietà meccaniche in condizioni asciutte e/o con contropendenze elevate.

Si avvicina maggiormente alle condizioni che assicurano la sicurezza al ribaltamento e allo scivolamento il criterio empirico per cui la base deve essere pari all'altezza, in caso di terre in condizioni sature.

Considerando che la palificata viva è un'opera di sostegno drenante, i valori relativi alle condizioni sature possono sembrare estremamente cautelativi. In ogni caso è compito di chi progetta l'opera effettuare il giusto dimensionamento, in base alle condizioni e alla località in cui si trova ad operare e soprattutto al rischio che si potrebbe generare in seguito ad un eventuale cedimento.

Per quanto riguarda la terza verifica di stabilità richiesta dalla normativa vigente, ovvero la stabilità al carico limite dell'insieme terreno-fondazione, questa si rende necessaria nel caso in cui l'opera raggiunga un'altezza maggiore o uguale a 1,5 m e quando venga fondata su terreni con scadenti caratteristiche geotecniche.

Esempio:

Si procede ora al calcolo del rapporto B/H di una palificata viva di sostegno con inclinazione verso monte della base dell'opera rispetto all'orizzontale (α) pari a 10° e altezza pari a 2 m. Si consideri inoltre un sovraccarico agente sull'opera di 21,50 kN.

Per il calcolo del rapporto B/H della palificata viva di sostegno si tengono in considerazione i seguenti fattori:

fattore di stabilità al ribaltamento (FS_{rib}) = 1,50;

fattore di stabilità allo scorrimento (FS_{sc}) = 1,30;

peso specifico del terreno (γ_t) = 19 kN/m³;

peso specifico dell'opera (γ_{op}) = 14 kN/m³;

peso specifico dell'acqua (γ_w) = 10 kN/m³;

peso specifico efficace (γ') = 9 kN/m³;

coefficiente di attrito briglia e fondazione (f) = 0,75;

angolo di attrito interno (φ) = 30°.

Il coefficiente di spinta attiva K_a viene calcolato con la formula di Rankine:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$$K_a = \tan^2 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} = 0,33$$

Le formule utilizzabili per il calcolo della base B della palificata viva di sostegno, in rapporto ad una prefissata altezza H , ricavate in condizioni di terreno asciutto e saturo:

Verifica allo scivolamento in caso di terreno asciutto:

$$B \geq \frac{FS_{sc}}{f + FS_{sc} \cdot \tan \alpha} * \frac{\gamma_{ter}}{2\gamma_{op}} K_a * H \cos \alpha + \frac{Q}{\gamma_{op}} K_a$$

quindi:

$$B \geq \frac{1,3}{0,75 + 1,3 * \tan 10^\circ} * \frac{19}{2 * 14} 0,33 * 2 \cos 10^\circ + \frac{21,5}{14} 0,33$$

$$B \geq 1,328 * 0,441 + 0,507$$

$$B \geq 1,09 \text{ m}$$

Verifica allo scivolamento in caso di terreno saturo d'acqua:

$$B \geq \frac{FS_{sc}}{f + FS_{sc} \tan \alpha} * \frac{\gamma_w}{2 \gamma_{op}} H \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2\gamma_{op}} K_a * H * \cos \alpha + \frac{Q}{\gamma_{op}} K_a$$

andando a sostituire:

$$B \geq \frac{1,3}{0,75 + 1,3 \tan 10^\circ} * \frac{10}{2 * 14} 2 \cos 10^\circ + \frac{9}{2 * 14} 0,33 * 2 * \cos 10^\circ + \frac{21,5}{14} 0,33$$

$$B \geq 1,328 * 0,703 + 0,209 + 0,507$$

$$B \geq 1,88 \text{ m}$$

Verifica al ribaltamento in caso di terreno asciutto:

$$B \geq \frac{H \tan \alpha^2}{2} + \frac{FS_{rib}}{\gamma_{op}} H \cos \alpha * \frac{\gamma_{ter}}{2} K_a * H * \cos \alpha + Q * K_a - \frac{H \tan \alpha}{2}$$

andando a sostituire:

$$B \geq \frac{2 \tan 10^\circ^2}{2} + \frac{1,5}{14} 2 \cos 10^\circ * \frac{19}{2} 0,33 * 2 * \cos 10^\circ + 21,5 * 0,33 - \frac{2 \tan 10^\circ}{2}$$

$$B \geq \frac{0,031 + 0,211 * 13,27}{1} - 0,176$$

$$B \geq 1,51 \text{ m}$$

Verifica al ribaltamento in caso di terreno saturo d'acqua:

$$B \geq \frac{H \tan \alpha^2}{2} + \frac{FS_{rib}}{\gamma_{op}} H \cos \alpha * \frac{\gamma_w}{2} H \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2} K_a * H \cos \alpha + Q * K_a - \frac{H \tan \alpha}{2}$$

quindi:

$$B \geq \frac{2 \tan 10^\circ^2}{2} + \frac{1,5}{14} 2 \cos 10^\circ * \frac{10}{2} 2 \cos 10^\circ + \frac{9}{2} 0,33 * 2 \cos 10^\circ + 21,5 * 0,33 - \frac{2 \tan 10^\circ}{2}$$

$$B \geq \frac{0,031 + 0,211 * 9,848 + 2,925 + 7,095}{1} - 0,176$$

$$B \geq 1,88 \text{ m}$$

10.11.7.2 Briglie in legname e pietrame

Le briglie a cassone sono opere miste in legno particolare e pietrame o terra. Sono costituite da una gabbia di legno che viene progressivamente riempita con pietrame e terra.

Queste opere vengono scelte a quelle ad un'unica parete perché consentono di raggiungere altezze di sbarramento non trascurabili (6÷7 m) e devono essere progettate come se fossero opere a gravità, quindi per il loro dimensionamento occorre far riferimento al D.M. 10 marzo 1988.

Considerando un metro corrente di opera, scelto su di una sezione verticale in corrispondenza all'ala della briglia, **la larghezza (B) da assegnare al cassone, per una prefissata altezza verticale (H) dell'opera**, deve essere scelta in modo da soddisfare sia la condizione ottenuta imponendo un opportuno coefficiente di sicurezza nella **verifica al ribaltamento** condotta rispetto allo spigolo inferiore di valle (il valore minimo di FS_{rib} è di norma assunto pari a 1,5), sia la condizione ottenuta imponendo un opportuno coefficiente di sicurezza nella **verifica allo scorrimento** (il valore minimo di FS_{sciv} è di norma assunto pari a 1,3) (D'Agostino V., 2001).

Lo sviluppo analitico della condizione di **stabilità al ribaltamento**, condotta per un'opera soggetta alla spinta attiva del terreno (con peso specifico γ_t e coefficiente di spinta attiva K_a) e con un piano di giacitura della fondazione inclinato verso monte di un certo angolo (α) rispetto all'orizzontale (in genere $\alpha = 5^\circ \div 15^\circ$), porta alla realizzazione (Pedrini, 1993):

$$B \geq H \cdot \left(-\frac{\tan \alpha}{2} + \sqrt{\frac{\tan^2 \alpha}{4} + FS_{rib} \cdot \frac{\gamma_t}{3\gamma_c} \cdot \cos^2 \alpha \cdot K_a} \right) \quad (131)$$

essendo γ_c il peso specifico "equivalente" del cassone, che tiene conto del peso specifico del telaio in legname e di quello del materiale di riempimento, oltre che della porosità.

Nel caso di spinta idrostatica (S_w) agente a monte della struttura, si pone $K_a=1$, $\gamma_t = \gamma_w$ e $\gamma_c = 2\gamma_w$.

Si ottiene la relazione semplificata:

$$B \geq H \left(-\frac{\tan \alpha}{2} + \sqrt{\frac{\tan^2 \alpha}{4} + \frac{1}{6} FS_{rib} \cos^2 \alpha} \right) \quad (132)$$

Lo sviluppo analitico della condizione di **stabilità allo scivolamento**, secondo la quale la sommatoria di tutte le forze verticali, moltiplicata per il coefficiente d'attrito (f) tra cassone e terreno, deve essere maggiore o uguale al prodotto tra la sommatoria di tutte le forze orizzontali e un opportuno coefficiente di sicurezza FS_{sciv} , porta alla condizione (D'Agostino V., 2001):

$$B \geq H \cos \alpha \left(\frac{FS_{sciv} \cdot \frac{\gamma_t}{2\gamma_c} \cdot K_a \cdot \cos \alpha}{f + FS_{sciv} \cdot \tan \alpha} \right) \quad (133)$$

Nel caso di spinta idrostatica (S_w) agente a monte della struttura, nelle ipotesi semplificative già introdotte per la verifica al ribaltamento, la relazione diventa:

$$B \geq H \cos \alpha \left(\frac{1}{4} \cdot \frac{FS_{sciv} \cdot \cos \alpha}{f + FS_{sciv} \cdot \tan \alpha} \right) \quad (134)$$

dove:

B = base dell'opera;

H = altezza dell'opera;

α = angolo di inclinazione del piano di fondazione della briglia in legname e pietrame;

FS_{sciv} = fattore di sicurezza allo scivolamento;

FS_{rib} = fattore di sicurezza al ribaltamento;

f = coefficiente d'attrito tra briglia in legname e pietrame e terreno;

γ_t = peso di volume del terreno di fondazione;

γ_c = peso specifico "equivalente" della briglia in legname e pietrame;

K_a = coefficiente di spinta attiva.

Le sollecitazioni indotte dalle opere in legno sul terreno di fondazione non determinano, nella norma, particolari problemi di schiacciamento fino ad un'altezza delle briglie di 5 m. Per altezze superiori invece, deve essere posta maggiore cautela dato che, seguendo le equazioni di

dimensionamento suggerite, si raggiungono tensioni massime trasmesse al terreno dell'ordine dei 0,30 MPa.

Esempio:

Si procede ora al calcolo del rapporto B/H di una briglia in legname e pietrame, considerando un'inclinazione verso monte della base dell'opera rispetto all'orizzontale pari a 10°. Si assume un coefficiente di sicurezza al ribaltamento (FS_{rib}) pari a 1,5 e un coefficiente di sicurezza allo scivolamento pari a 1,3.

Gli altri dati utili al calcolo del rapporto B/H sono:

- peso specifico del terreno $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$;
- peso specifico della briglia (γ_c) = 19 kN/m³;
- coefficiente di attrito briglia e fondazione (f) = 0,75;
- angolo di attrito interno (φ) = 30°.

Il coefficiente di spinta attiva K_a viene calcolato con la formula di Rankine, per cui:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

pertanto:

$$K_a = \tan^2 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} = 0,33$$

La verifica al ribaltamento sarà soddisfatta dalle seguenti equazioni:

- B/H (spinta del terreno):

$$\frac{B}{H} = \left(\sqrt{\frac{\tan^2 \alpha}{4} + FS_{rib} \cdot \frac{\gamma_t}{3\gamma_c} \cdot \cos^2 \alpha \cdot K_a} - \frac{\tan \alpha}{2} \right)$$

andando a sostituire:

$$\frac{B}{H} = \left(\sqrt{\frac{\tan^2 10^\circ}{4} + 1,5 \cdot \frac{20}{3 \cdot 19} \cdot \cos^2 10^\circ \cdot 0,33} - \frac{\tan 10^\circ}{2} \right)$$

$$\frac{B}{H} = 0,342$$

- B/H (spinta idrostatica):

$$\frac{B}{H} = \left(\sqrt{\frac{\tan^2 \alpha}{4} + \frac{1}{6} \cdot FS_{rib} \cdot \cos^2 \alpha} - \frac{\tan \alpha}{2} \right)$$

andando a sostituire:

$$\frac{B}{H} = \left(\sqrt{\frac{\tan^2 10^\circ}{4} + \frac{1}{6} \cdot 1,5 \cdot \cos^2 10^\circ} - \frac{\tan 10^\circ}{2} \right)$$

$$\frac{B}{H} = 0,412$$

La verifica allo scorrimento sarà invece soddisfatta dalle seguenti equazioni:

- B/H (spinta del terreno):

$$\frac{B}{H} = \cos\alpha \left(\frac{FS_{sciv} \cdot \frac{\gamma_t}{2\gamma_c} \cdot K_a \cdot \cos\alpha}{f + FS_{sciv} \cdot \tan\alpha} \right)$$

andando a sostituire:

$$\frac{B}{H} = \cos 10^\circ \left(\frac{1,3 \cdot \frac{20}{2 \cdot 19} \cdot 0,33 \cdot \cos 10^\circ}{0,75 + 1,3 \cdot \tan 10^\circ} \right)$$

$$\frac{B}{H} = 0,223$$

- B/H (spinta idrostatica)

$$\frac{B}{H} = \cos\alpha \left(\frac{1}{4} \frac{FS_{sciv} \cdot \cos\alpha}{f + FS_{sciv} \tan\alpha} \right)$$

andando a sostituire:

$$\frac{B}{H} = \cos 10^\circ \left(\frac{1}{4} \frac{1,3 \cdot \cos 10^\circ}{0,75 + 1,3 \cdot \tan 10^\circ} \right)$$

$$\frac{B}{H} = 0,32$$

10.11.7.3 Valore minimo di B/H per le briglie in legname e pietrame

Il valore minimo B/H deve essere tale da garantire alle opere un sufficiente livello di stabilità, tradotto nel raggiungimento di un coefficiente di sicurezza al ribaltamento di 1,50 e di un coefficiente di sicurezza allo scivolamento di 1,30.

Prima di esaminare in dettaglio le configurazioni di carico che possono sollecitare le briglie, risulta indispensabile esporre le **ipotesi** che stanno alla base dei calcoli effettuati:

1. consideriamo innanzitutto la questione della **valutazione del peso proprio delle briglie**, che sono opere costruite in materiale misto, ovvero legname e pietra. Il diametro degli elementi lignei che formano la briglia è generalmente compreso fra diametro 20 e diametro 30 cm, mentre l'interasse fra i tronchi longitudinali (ovvero quelli disposti nella direzione della corrente) può variare da 1,50 m a 2,50 m. Di conseguenza risulta che, fissate le dimensioni di una briglia, il peso proprio della struttura cambia secondo il diametro e l'interasse adoperati, visto che, al variare di questi parametri, muta il rapporto fra il volume del materiale lapideo di riempimento ed il volume del legno. Per affrancarsi dall'influenza di questi fattori nel calcolo del peso proprio delle briglie, **nella nostra analisi sono state prese in considerazione solo opere realizzate con elementi lignei del maggiore diametro impiegato di norma, pari a 30 cm, e con il minore interasse fra gli elementi longitudinali, pari a 1 m**: a parità di dimensioni, tali manufatti risultano i più leggeri, in quanto viene massimizzato il volume del legno rispetto a

quello del riempimento. **Questa scelta risulta evidentemente a favore della sicurezza, in quanto viene ridotta al minimo la capacità delle briglie di resistere per gravità alle sollecitazioni esterne;**

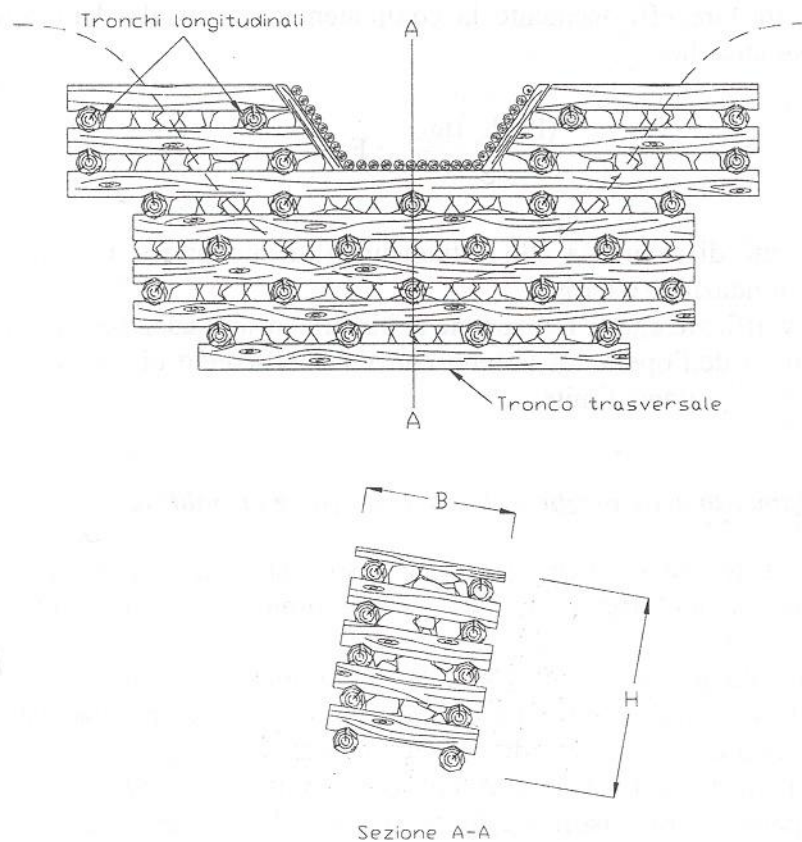


Figura 132 - Prospetto e sezione di una briglia in legno e pietra.

2. sono state analizzate opere di altezze comprese fra 2 e 5 m;
3. pur dipendendo anche dal valore dello spessore di base B e dal tipo di materiale immesso all'interno del cassone (v. le considerazioni successive), **si può affermare che il peso per unità di volume delle briglie in legno γ_m (il pedice m sta per "misto") risulta orientativamente pari a 19 kN/m^3 quando il riempimento è asciutto, mentre vale $20,50 \text{ kN/m}^3$ quando il riempimento è saturo d'acqua.** Il valore del peso specifico del legno, adottato nel calcolo di γ_m , è quello relativo al castagno, mediamente pari a $7,0 \text{ kN/m}^3$ (valore rappresentativo sia per legname fresco che ad umidità normale). Per quanto riguarda il peso specifico del riempimento occorre distinguere due situazioni particolari. Le briglie possono essere riempite sia con materiale grossolano (ciottoli di dimensioni tali da non fuoriuscire dalle feritoie delle pareti), sia con materiale fine (previa occlusione della parete di valle mediante, ad esempio, tavole di legno o fascinate). Nella nostra analisi, è stato preso in considerazione un riempimento fine, di tipo ghiaioso-sabbioso, con una porosità del 25%, il cui peso specifico è di 20 kN/m^3 (il peso per unità di volume in condizioni di saturazione è pari a $22,5 \text{ kN/m}^3$);
4. per il **terreno in cui si trovano ammassate le briglie**, assumeremo, oltre al succitato **peso specifico (γ_t) pari a 20 kN/m^3** , un **angolo d'attrito interno (ϕ_t) pari a 30°** , valore compatibile con il terreno ghiaioso - sabbioso di cui sopra;

5. l'angolo di attrito (δ) fra le pareti di monte e di valle ed il terreno che grava su di esse è stato valutato facendo ricorso ad una regola usata per i gabbioni (Pedrini, 1993), ovvero:

$$\delta = 0,9 \varphi_t$$

Nei casi che analizzeremo δ vale dunque 27° ;

6. il coefficiente di attrito fra base delle briglie e terreno di fondazione (f) è assunto pari a **0,75**, che corrisponde ad un angolo di attrito δ_f di circa $36,8^\circ$, valore definibile come cautelativo nel caso di materiale del letto del torrente di tipo ghiaioso-sabbioso;
7. a favore della sicurezza, nella valutazione dei carichi applicati alle briglie, sono state **trascurate le spinte del terreno posto a valle dell'opera**, con funzione di fissaggio al piede, e l'**eventuale presenza di ancoraggi**;
8. a favore della sicurezza, **non si considera l'eventuale appesantimento della base dell'opera**, realizzato con l'impiego di massi come riempimento.

Ipotesi	Descrizione	
1	A favore della sicurezza, sono state prese in considerazione solo opere realizzate con elementi lignei del più grande diametro usato di solito (30 cm) e con il più piccolo interasse (1 m) fra gli elementi longitudinali, pertanto, riducendo al minimo la capacità delle briglie di resistere per gravità alle sollecitazioni esterne.	
2	Altezza briglie	2 m ÷ 5 m
3	Peso specifico della briglia	$\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$ (se il riempimento è asciutto).
		$\gamma_m = 20,5 \text{ kN/m}^3$ (se il riempimento è saturo).
4	Peso specifico del terreno	$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$.
	Angolo d'attrito interno del terreno	$\varphi_t = 30^\circ$
5	Angolo d'attrito tra pareti (di valle e di monte) e terreno	$\delta = 0,90 \varphi_t$
6	Coefficiente d'attrito tra base delle briglie e terreno di fondazione	$f = 0,75$
7	A favore della sicurezza, sono state trascurate le spinte del terreno posto a valle dell'opera, con funzione di fissaggio al piede, e l'eventuale presenza di ancoraggi.	
8	A favore della sicurezza, non si considera l'eventuale appesantimento della base dell'opera, realizzato con l'impiego di massi come riempimento.	

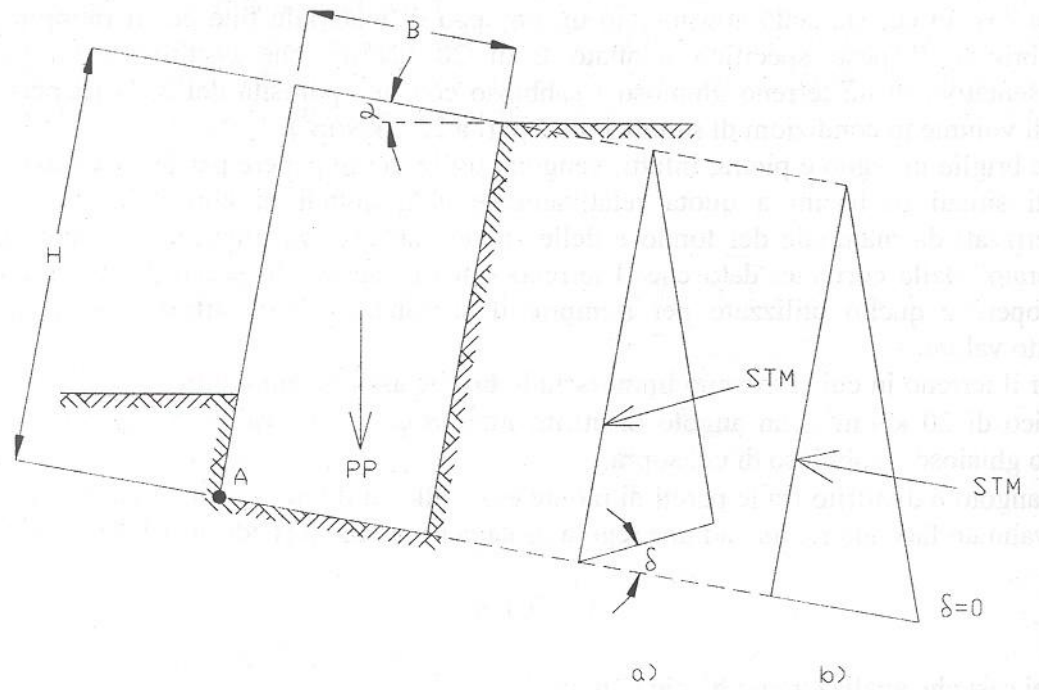
Tabella 64 - Riepilogo delle ipotesi introdotte nell'analisi del dimensionamento delle briglie.

10.11.7.4 Analisi di stabilità in situazioni di siccità

Prenderemo in esame il caso di briglie ammorsate in un terreno asciutto.

STM = risultante della spinta del terreno di monte;

PP = peso proprio della briglia.



I risultati ottenuti (mediati fra le briglie di diversa altezza) sono sintetizzati nella seguente tabella, in cui sono riportati anche i **coefficienti di sicurezza al ribaltamento (FS_{rib}) ed allo scivolamento (FS_{sciv})** che si raggiungono in relazione al minimo rapporto **B/H** da adottare nelle varie situazioni considerate.

	$\delta=27^\circ$	$\delta=0^\circ$
$\alpha=0^\circ$	Min. B/H: 0,27 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 1,9$)	Min. B/H: 0,42 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 1,8$)
$\alpha=10^\circ$	Min. B/H: 0,21 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 2,0$)	Min. B/H: 0,34 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 1,8$)

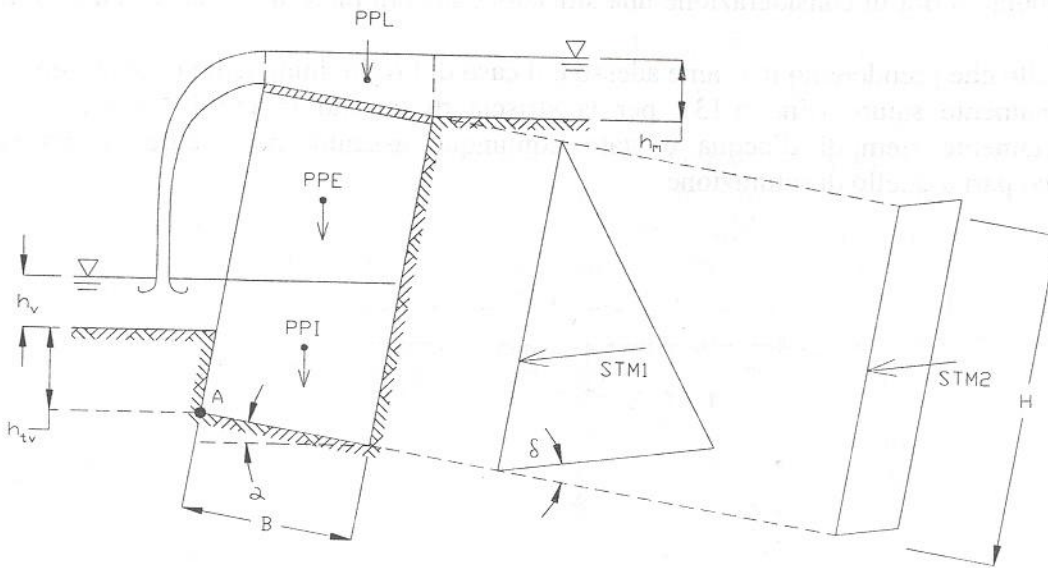
Tabella 65 - Riepilogo delle ipotesi introdotte nell'analisi del dimensionamento delle briglie e relativi valori di B/H e coefficienti di sicurezza (condizioni di siccità).

10.11.7.5 Analisi di stabilità in situazioni di portata del corso d'acqua non nulla

In questo paragrafo, prenderemo in considerazione la situazione di un corso d'acqua la cui portata è diversa da zero e **inizialmente circoscriveremo l'analisi al caso di briglie il cui riempimento è costituito da ciottoli**: questo tipo di opere ha la prerogativa di presentare

un'elevata capacità drenante che, come vedremo successivamente, comporta dei vantaggi dal punto di vista della riduzione delle sollecitazioni esterne.

1.



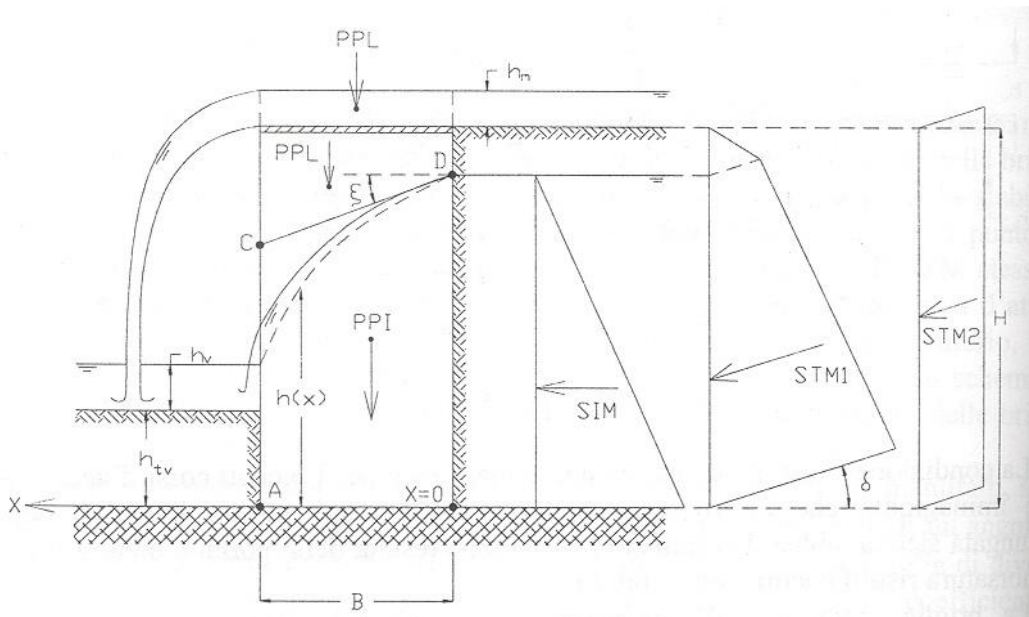
- Rapida crescita della portata, mentre il terreno di ammortatura risulta ancora non imbibito.
- La briglia è parzialmente immersa (diminuzione della capacità di resistere dell'opera per gravità alle sollecitazioni esterne per effetto della spinta di Archimede agente sul volume immerso).
- STM2 dovuta alla lama d'acqua che grava sul terreno a monte della struttura.

I minimi valori di B/H che assicurano la stabilità delle opere, calcolati considerando altezze d'acqua a monte (h_m) e a valle (h_v) fino a un metro, sono riportati nella seguente tabella (l'interramento h_v è sempre considerato pari a $H/4$):

	$\delta = 27^\circ$	$\delta = 0^\circ$
$\alpha = 0^\circ$	Min. rapporto B/H da adottare: 0,32 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 1,9$)	Min. rapporto B/H da adottare: 0,50 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 1,7$)
$\alpha = 10^\circ$	Min. rapporto B/H da adottare: 0,26 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 1,8$)	Min. rapporto B/H da adottare: 0,43 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 1,6$)

Tabella 66 - Riepilogo delle ipotesi introdotte nell'analisi del dimensionamento delle briglie e relativi valori di B/H e coefficienti di sicurezza (situazione di portata del corso d'acqua non nulla).

2.

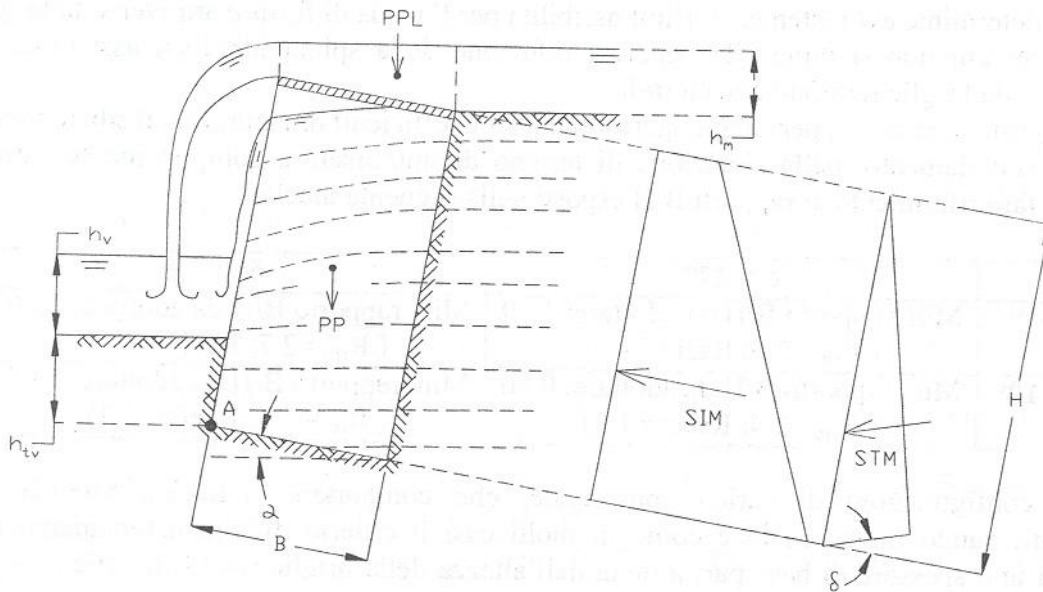


- Briglie ammorstate in un terreno non completamente saturo.
- Stima dei volumi immerso ed emerso.
- Occorre ora considerare anche la spinta dell'acqua SIM.
- SIM subisce una riduzione, rispetto al caso idrostatico, a causa del moto di filtrazione che si instaura attraverso la briglia (diminuisce mediamente la pressione idrostatica del 30%).

	$\delta=27^\circ$	$\delta=0^\circ$
$\alpha=0^\circ$	Min. rapporto B/H da adottare: 0,41 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 1,5$)	Min. rapporto B/H da adottare: 0,57 ($FS_{rib} = 1,5$; $FS_{sciv} = 1,5$)

Tabella 67 - Riepilogo delle ipotesi introdotte nell'analisi del dimensionamento delle briglie e relativi valori di B/H e coefficienti di sicurezza (situazione di portata del corso d'acqua non nulla).

3.



- Terreno di ammassatura venga a trovarsi in condizioni di completa saturazione.
- L'intero volume della briglia completamente sommerso.
- Spinta dell'acqua è stata considerata ridotta del 30%.

I valori del minimo rapporto B/H da adottare per assicurare la stabilità dei manufatti sono sintetizzati nella tabella che segue (il massimo tirante idrico di monte considerato è di un metro).

	$\delta=27^\circ$	$\delta=0^\circ$
$\alpha=0^\circ$	Min. rapporto B/H da adottare: 0,78 ($FS_{rib} = 2,0$; $FS_{sciv} = 1,3$)	Min. rapporto B/H da adottare: 0,89 ($FS_{rib} = 2,0$; $FS_{sciv} = 1,3$)
$\alpha=10^\circ$	Min. rapporto B/H da adottare: 0,67 ($FS_{rib} = 1,8$; $FS_{sciv} = 1,3$)	Min. rapporto B/H da adottare: 0,76 ($FS_{rib} = 1,8$; $FS_{sciv} = 1,3$)

Tabella 68 - Riepilogo delle ipotesi introdotte nell'analisi del dimensionamento delle briglie e relativi valori di B/H e coefficienti di sicurezza (situazione di portata del corso d'acqua non nulla).

4. Ipotesi di riduzione della pressione dell'acqua destinata a diminuire nel tempo (per effetto dell'intasamento del riempimento in ciottoli da parte di materiale fine): dall'iniziale 30% al 10%.

	$\delta=27^\circ$	$\delta=0^\circ$
$\alpha=0^\circ$	Min. rapporto B/H da adottare: 1,00 ($FS_{rib} = 2,3$; $FS_{sciv} = 1,3$)	Min. rapporto B/H da adottare: 1,04 ($FS_{rib} = 2,4$; $FS_{sciv} = 1,3$)

$\alpha=10^\circ$	Min. rapporto B/H da adottare: 0,86 ($FS_{rib} = 2,2$; $FS_{sciv} = 1,3$)	Min. rapporto B/H da adottare: 0,95 ($FS_{rib} = 2,0$; $FS_{sciv} = 1,3$)
-------------------	---	---

Tabella 69 - Riepilogo delle ipotesi introdotte nell'analisi del dimensionamento delle briglie e relativi valori di B/H e coefficienti di sicurezza (situazione di portata del corso d'acqua non nulla).

5.

- a. Briglia il cui riempimento sia costituito da materiale fine.
- b. Le feritoie della parete di valle devono essere occluse, pertanto non si ottiene la benefica riduzione della spinta idraulica.

In questa situazione, per raggiungere i richiesti coefficienti di sicurezza al ribaltamento ed allo scivolamento, occorre fare riferimento ai rapporti B/H esposti nella seguente tabella.

	$\delta=27^\circ$	$\delta=0^\circ$
$\alpha=0^\circ$	Min. rapporto B/H da adottare: 1,10 ($FS_{rib} = 2,9$; $FS_{sciv} = 1,3$)	Min. rapporto B/H da adottare: 1,20 ($FS_{rib} = 2,7$; $FS_{sciv} = 1,3$)
$\alpha=10^\circ$	Min. rapporto B/H da adottare: 0,96 ($FS_{rib} = 2,4$; $FS_{sciv} = 1,3$)	Min. rapporto B/H da adottare: 1,06 ($FS_{rib} = 2,3$; $FS_{sciv} = 1,3$)

Tabella 70 - Riepilogo delle ipotesi introdotte nell'analisi del dimensionamento delle briglie e relativi valori di B/H e coefficienti di sicurezza (situazione di portata del corso d'acqua non nulla).

10.11.7.6 Formule speditive di dimensionamento delle briglie in legname e pietrame

È possibile calcolare la larghezza B da assegnare all'opera di sostegno utilizzando delle formule di dimensionamento speditive. Tali formule permettono di calcolare la larghezza (B) da assegnare all'opera per una prefissata altezza verticale dell'opera H , in ogni modo sempre tale da garantire la verifica della condizione di equilibrio al ribaltamento e allo scivolamento.

La profondità B viene calcolata considerando le caratteristiche del terreno, terreno saturo e asciutto.

Nel caso di terreno asciutto:

$$B = 0,49 \cdot H^{0,89} + 0,65 \cdot h^{0,19} - 0,17 \cdot \alpha^{0,80} \quad (135)$$

Nel caso di terreno saturo:

$$B = 0,5 \cdot H^{0,98} + 1,22 \cdot h^{0,29} - 0,17 \cdot \alpha^{0,77} \quad (136)$$

dove:

B = profondità (base) dell'opera;

H = altezza complessiva dell'opera;

h = carico d'acqua massimo sulla gaveta (o altezza della stessa);

α = angolo di inclinazione del piano di fondazione della briglia in legname e pietrame.

- Tali formule sono state ricavate per interpolazione analitica dei valori di B , ottenuti dalle diverse combinazioni dei parametri geometrici, tali da soddisfare la condizione di equilibrio al ribaltamento con coefficiente di sicurezza pari a 1,5.
- Nel calcolo alcune grandezze sono state fissate a priori:

D (m)	γ_t (N/m ³)	γ_{pr} (N/m ³)	γ_{legno} (N/m ³)	γ_w (N/m ³)	$1-\mu$	φ
0,30	20.000	25.000	6.500	10.000	0,6	30°

Tabella 71 – Elementi di calcolo per il dimensionamento tramite formule speditive.

D = diametro medio dei tronchi costituenti la briglia;

γ_t = peso specifico del terreno a monte della briglia;

γ_{pr} = peso specifico del materiale di riempimento;

γ_{legno} = peso specifico del legno;

γ_w = peso specifico dell'acqua;

μ = porosità del materiale di riempimento;

φ = angolo d'attrito del terreno a monte dell'opera.

Le grandezze relative alla geometria dell'opera si sono fatte variare all'interno del campo di valori:

altezza dell'opera: $H \leq 9$ m;

carico d'acqua sulla gaveta: $h \leq 2.5$ m;

angolo di inclinazione del piano di fondazione della briglia: $\alpha < 20^\circ$.

Esempio:

Si voglia calcolare la larghezza B da assegnare a una palificata viva conoscendo il suo sviluppo verticale H , il carico dell'acqua sulla gaveta h e l'angolo di inclinazione del piano di fondazione della briglia α .

Pertanto:

$H = 3,8$ m;

$h = 1,7$ m;

$\alpha = 15^\circ$.

Trovandoci in condizioni di terreno asciutto, varrà la seguente formula:

$$B = 0,49 \cdot H^{0,89} + 0,65 \cdot h^{0,19} - 0,17 \cdot \alpha^{0,80}$$

$$B = 0,49 \cdot 3,8^{0,89} + 0,65 \cdot 1,7^{0,19} - 0,17 \cdot 15^{0,8} =$$

$$B = 1,61 + 0,72 - 1,48 = 0,85 \text{ m}$$

Invece in caso di terreno saturo, applicheremo la seguente formula:

$$B = 0,5 \cdot H^{0,98} + 1,22 \cdot h^{0,29} - 0,17 \cdot \alpha^{0,77}$$

$$B = 0,5 \cdot 3,8^{0,98} + 1,22 \cdot 1,7^{0,29} - 0,17 \cdot 15^{0,77} =$$

$$B = 1,85 + 1,42 - 1,37 = 1,9 \text{ m}$$

10.11.8 Verifica della stabilità dimensionale interna

La verifica dimensionale per la stabilità interna di una palificata viva prende in considerazione i materiali costituenti l'opera di sostegno.

Al fine di garantire una adeguata funzionalità, sia nel tempo, sia nel periodo immediatamente successivo la realizzazione dell'opera, è indispensabile effettuare le seguenti verifiche interne:

- verifica a flessione dei correnti;
- verifica a flessione dei montanti;
- verifica al taglio dei correnti in prossimità delle chiodature;
- resistenza a sfilamento.

Le modalità di calcolo della stabilità possono differire a seconda dell'approccio d'analisi. Di seguito vengono presi in considerazione due diversi approcci:

- il primo si basa essenzialmente sulle **forze agenti** sull'opera;
- il secondo parte dalle **pressioni esercitate dal materiale di riempimento** contenuto all'interno della palificata viva di sostegno o della briglia in legname e pietrame.

10.11.8.1 Approccio basato sulle forze agenti sull'opera

La sollecitazione a flessione permette di dimensionare correttamente il diametro dei correnti interni e l'interasse tra i montanti, in maniera che gli elementi longitudinali non cedano a causa delle sollecitazioni di flessione prodotte dalla spinta del terreno retrostante. Ovviamente la sollecitazione a flessione risulta massima sui correnti in legname costituenti il paramento di monte della palificata.

La sollecitazione a taglio agisce in direzione ortogonale alle fibre, sia sui montanti sia sui correnti, e consiste nel dimensionare correttamente la sezione dei correnti in modo tale che questi possono resistere alle sollecitazioni al taglio in prossimità delle chiodature corrente-montante ovvero dei vincoli.

Le grandezze che si prendono in considerazione in queste verifiche di stabilità interna sono:

- gli sforzi ammissibili di flessione e di taglio propri dell'essenza impiegata;

- la spinta del terreno, che genera il momento flettente e la sollecitazione al taglio;
- il diametro del corrente che caratterizza il modulo resistente e la resistenza al taglio. Il diametro del corrente si assume a sezione circolare;
- l'interasse tra i montanti, che interviene nella determinazione del momento flettente.

Nella tabella seguente vengono riportati i valori di carichi di rottura e le sollecitazioni medie ammissibili a flessione e a taglio (carichi di sicurezza) delle principali specie forestali impiegate nella realizzazione della palificata viva.

Specie forestali	Carico di rottura		Carico di sicurezza	
	Flessione	Taglio	Flessione	Taglio
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/cm ²)
larice	5.500	420	1.000	500
abete rosso	6.500	500	900	400
pini	3.400	500	900	400
castagno	6.100	420	900	350
robinia	7.000	580	800	400

Tabella 72 - Valori medi indicativi di resistenza di alcune specie legnose.

10.11.8.2 Verifica a flessione dei correnti e dei montanti

La spinta del terreno determina la sollecitazione a flessione che il terreno esercita sul corrente interno. Per questo motivo, per il dimensionamento si considera una spinta massima del terreno, considerata quale carico distribuito sull'intera lunghezza del corrente tra due montanti successivi. La spinta del terreno sul corrente genera un momento flettente il cui valore massimo è in relazione con il tipo di chiodatura che vincola correnti e montanti. Per le chiodature di tipo passante il corrente può essere assimilato ad una trave con gli estremi incastrati.

Per quanto riguarda la verifica dei correnti, è da tenere presente che quelli alla base poggiano sicuramente sul terreno, quindi la sollecitazione a flessione risulta nulla. La problematica della verifica a flessione riguarda soprattutto i correnti dei piani superiori, in modo particolare quelli esterni, mentre per quelli interni la problematica è minore, tenendo presente della difficoltà di costipazione del terreno al di sotto dei correnti in fase di costruzione.

Essendo di solito i correnti lunghi 4 m o più ed essendo l'interasse dei montanti anche minore dei 2 m, è facile che il corrente poggia su tre montanti e pertanto il suo comportamento a flessione risulta diverso. Il problema si può schematizzare come quello della trave poggiate su tre punti.

Per quanto riguarda i montanti, il comportamento è riconducibile al caso della trave appoggiata su due estremi. In genere la lunghezza dei montanti è assai minore (massimo 2,5 m) rispetto ai correnti. Nella parte sottostante sicuramente ci sarà intasamento con terreno (anche in questo

caso si deve tuttavia tenere presente della difficoltà di costipazione del terreno al di sotto dei montanti in fase di costruzione).

In entrambi i casi non si tiene in considerazione né dell'effetto combinato degli incroci e delle chiodature, né del peso del materiale sovrastante.

La sollecitazione di flessione è rappresentata dal rapporto tra momento flettente e modulo resistente. Tale sollecitazione di flessione è corrispondente ad una determinata spinta del terreno ed ad un determinato diametro e deve essere confrontata con la sollecitazione massima ammissibile.

La condizione di verifica è la seguente:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} \leq \sigma_{amm} \quad (137)$$

dove:

σ_{max} = sollecitazione massima a flessione (N/cm²);

M_{max} = momento flettente massimo;

W = modulo resistente (cm³);

σ_{amm} = sollecitazione ammissibile a flessione (N/cm²).

Nel caso di chiodatura passante:

$$M_{max} = \frac{S_a * d}{8} \quad (138)$$

dove:

d = interasse tra i montanti (cm);

S_a = spinta del terreno.

Mentre il modulo resistente si calcola con la seguente formula:

$$W = \frac{\pi * D^3}{32} \quad (139)$$

dove D è il diametro del corrente (cm).

Semplificando per le chiodature di tipo passante, la condizione in forma esplicita è la seguente:

$$\frac{32 S_a * d}{12 \pi * D^3} = \frac{8 S_a * d}{3 \pi * D^3} \leq \sigma_{amm} \quad 140$$

dove:

d = interasse tra i montanti (cm);

S_a = spinta del terreno;

D = diametro del corrente.

10.11.8.3 Verifica al taglio

Dalla spinta del terreno dipende anche la sollecitazione che il terreno esercita sul corrente interno in corrispondenza dei vincoli. Così come per la verifica a flessione, anche in questo caso viene considerata la spinta massima del terreno. La reazione al taglio è influenzata principalmente dalla sezione del corrente e, quindi, dal tipo di chiodatura che vincola correnti e montanti.

La condizione di verifica al taglio saranno pertanto le seguenti:

$$\alpha \frac{S_a}{A} = \tau_{max} \leq \tau_{amm} \quad (141)$$

dove:

S_a = spinta del terreno;

A = sezione;

α = coefficiente per le sezioni circolari;

τ_{max} = sollecitazione massima al taglio (N/cm²);

τ_{amm} = sollecitazione ammissibile al taglio (N/cm²).

Il rapporto S_a/A rappresenta la reazione al taglio media sulla sezione A ed α il coefficiente prefisso per sezioni circolari (pari a 4/3).

Esplicando ora l'area in funzione del diametro, si ottiene che per le chiodature di tipo passante:

$$\frac{4}{3} * \frac{S_a}{0,5 * \frac{\pi}{4} * D^2} \leq \tau_{amm} \quad (142)$$

Esempio:

Si voglia calcolare ora la condizione di verifica a flessione della paleria trasversale (correnti) e la condizione di verifica al taglio di un palificata viva di sostegno. Da dati reperiti in letteratura si conoscono i valori di resistenza a flessione del castagno, pari a 28 N/mm², e di resistenza al taglio, pari a 2 N/mm².

La condizione di verifica a flessione è data dalla seguente formula:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} \leq \sigma_{amm}$$

Procediamo quindi al calcolo del momento flettente massimo (M_{max}), considerando che l'interasse tra i montanti misura 2 m e la spinta attiva del terreno è pari a 16.000 N/m.

$$M_{max} = \frac{S_a * d}{8}$$

Risolvendo:

$$M_{max} = \frac{16.000 * 2}{8} = 4.000 \text{ N}$$

Mentre il modulo resistente si calcola con la seguente formula (il diametro del corrente viene assunto pari a 25 cm):

$$W = \frac{\pi * D^3}{32}$$

$$W = \frac{\pi * 0,25^3}{32} = 0,00153 \text{ m}^3$$

La verifica a flessione è soddisfatta pertanto dalla seguente equazione:

$$\sigma_{max} = \frac{4.000}{0,00153} \leq \sigma_{amm}$$

Il risultato della precedente, espresso in N/m² verrà trasformato in N/mm² per una maggiore facilità di confronto con il σ_{amm} , espresso sempre in N/mm² e pari a 28 N/mm². Pertanto:

$$2,6 \leq \sigma_{amm}$$

La condizione di verifica a flessione è quindi soddisfatta.

La reazione al taglio è calcolata, così come per la verifica a flessione, considerando la spinta massima del terreno.

La condizione di verifica al taglio è pertanto la seguente:

$$\tau_{max} \leq \tau_{amm}$$

$$\frac{4}{3} * \frac{S_a}{0,5 * \frac{\pi}{4} * D^2} \leq \tau_{amm}$$

quindi risolvendo la precedente:

$$\frac{4}{3} * \frac{16.000}{0,5 * \frac{\pi}{4} * 0,25^2} \leq \tau_{amm}$$

Anche in questo caso, il risultato della precedente relazione, espresso in N/m² verrà trasformato in N/mm² per una maggiore facilità di confronto con il τ_{amm} , espresso sempre in N/mm² e pari a 2 N/mm². Pertanto:

$$0,87 \leq \tau_{amm}$$

La condizione di verifica a taglio è quindi soddisfatta.

Si ricorda che i valori τ_{amm} e σ_{amm} dipendono dalla specie forestale impiegata.

10.11.8.4 Dimensionamento alle condizioni di minima verifica interna

Una volta che ci è nota la spinta del terreno, può risultare utile disporre di tabelle per il dimensionamento speditivo delle palificate in parete doppia, così da poter assegnare le opportune dimensioni ai correnti e all'interasse tra i montanti. In questo modo sarebbe anche possibile scegliere a priori il tipo di chiodatura da utilizzare ed effettuare delle valutazioni economiche di massima.

Per quanto riguarda le verifiche dimensionali interne è importante mettere in relazione la spinta della terra con il diametro dei correnti, in modo tale da verificare la condizione minima di verifica a flessione e a taglio dei correnti interni, questo a seconda del tipo della chiodatura e una volta determinata l'essenza da impiegare.

Considerando le relazioni già esposte riguardo la sollecitazione a flessione si ottiene che:

$$D = \sqrt[3]{\frac{32 S_a * d}{12 * \pi * \sigma_{amm}}} \quad (143)$$

dove:

d = interasse tra i montanti (cm);

S_o = spinta del terreno;

D = diametro del corrente;

σ_{amm} = sollecitazione ammissibile a flessione (N/cm²).

La formula soddisfa la relazione $\sigma_{max} = \sigma_{amm}$ per le chiodature di tipo passante. In questo modo si possono individuare quei valori di d che soddisfano la condizione minima di verifica a flessione con il diametro minimo. Rappresentando graficamente i valori ricavati del diametro in funzione della spinta della terra, si ottengono le diverse curve di espressione per i valori di d :

$$D = a * S_o^{0,3333} \quad (144)$$

Per le chiodature di tipo passante, il coefficiente $a = f(d, \sigma_{amm})$ vale:

$$a = \sqrt[3]{\frac{32 * d}{12 * \pi * \sigma_{amm}}} \quad (145)$$

I punti che si trovano al di sotto della curva rappresentano relazioni diametro-spinta non verificate a flessione, mentre i punti che si trovano al di sopra di tale curva corrispondono a relazioni verificate.

Allo stesso modo, considerando le relazioni già esposte riguardo la sollecitazione a taglio, si ottiene che:

$$D = \sqrt{\frac{32 S_o}{3 * \pi * \tau_{amm}}} \quad (146)$$

S_o = spinta del terreno.

D = diametro del corrente;

τ_{amm} = sollecitazione ammissibile al taglio (N/cm²).

La formula soddisfa la relazione $\tau_{max} = \tau_{amm}$ per le chiodature di tipo passante. In questo modo si può individuare, così come per la sollecitazione a flessione, quel luogo di punti che soddisfa la condizione minima di verifica a taglio con il diametro minimo. La differenza con la sollecitazione a flessione è che l'interasse tra i traversi non influisce sulla verifica a taglio.

Rappresentando graficamente i valori del diametro in funzione della spinta della terra, si ottiene la curva di espressione per la sollecitazione massima ammissibile:

$$D = b * S_o^{0,5} \quad (147)$$

Per le chiodature di tipo passante il coefficiente $b = f(\tau_{amm})$ vale:

$$b = \sqrt{\frac{32}{3 * \pi * \tau_{amm}}} \quad (148)$$

Anche in questo caso i punti che si trovano al di sotto della curva rappresentano relazioni diametro-spinta non verificate a taglio, mentre i punti che si trovano al di sopra di tale curva corrispondono a relazioni verificate.

Nelle figure sottostanti sono riportate le curve di minima verifica interna di alcune specie forestali maggiormente utilizzate in ingegneria naturalistica. È da tenere presente che non sono state trattate le chiodature di tipo tangenziale, in quanto mentre per le chiodature di tipo passante il corrente può essere assimilato ad una trave con gli estremi incastrati, per le chiodature di tipo tangenziale il corrente è assimilato ad una trave appoggiata agli estremi, quindi non è il caso della palificata viva.

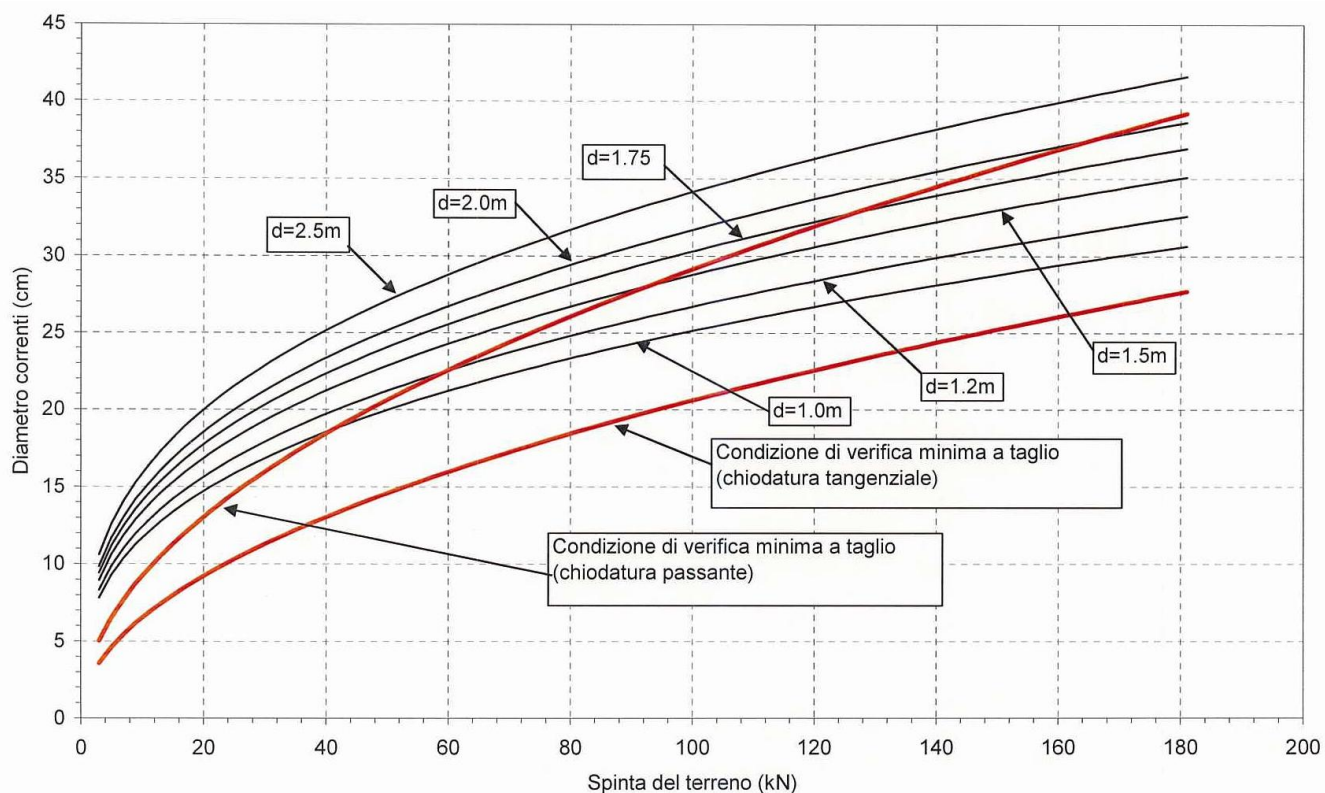


Figura 133 - Curva di minima verifica interna per la specie forestale della Robinia $\sigma_{amm} = 800 \text{ N/cm}^2$ e $\tau_{amm} = 400 \text{ N/cm}^2$.

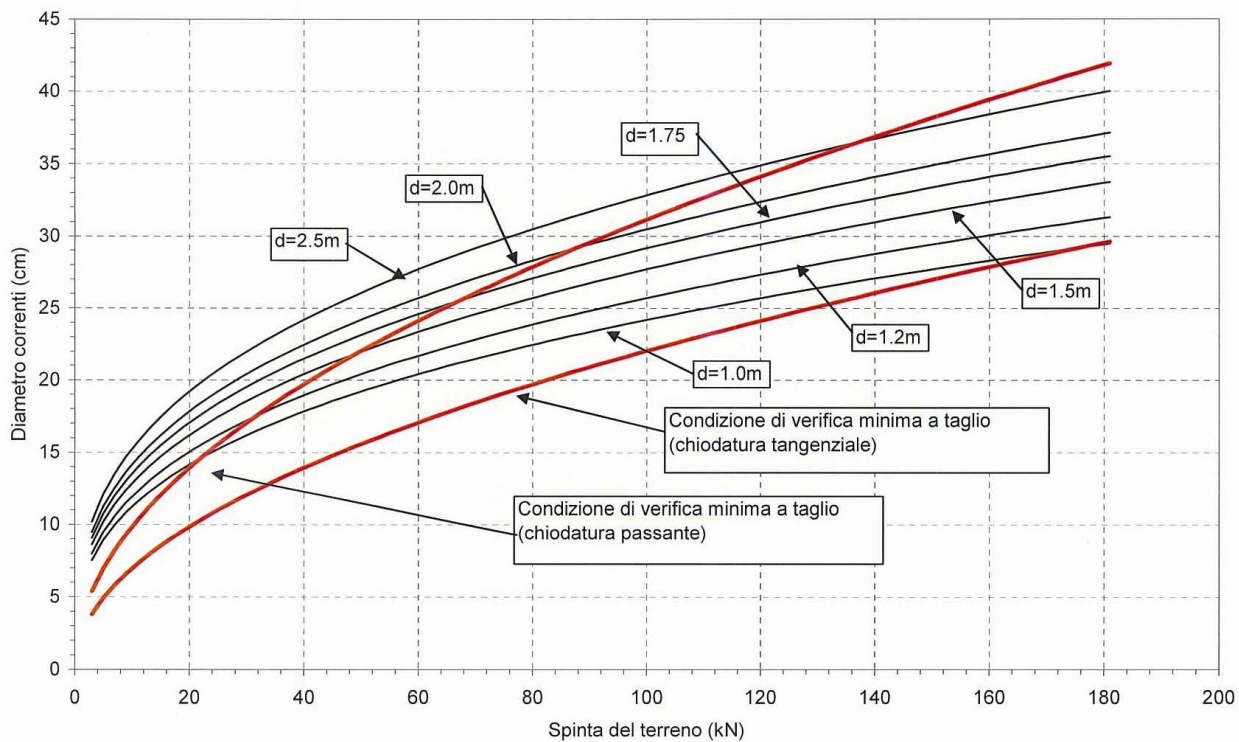


Figura 134 - Curva di minima verifica interna per la specie forestale di castagno $\sigma_{amm} = 900 \text{ N/cm}^2$ e $\tau_{amm} = 350 \text{ N/cm}^2$.

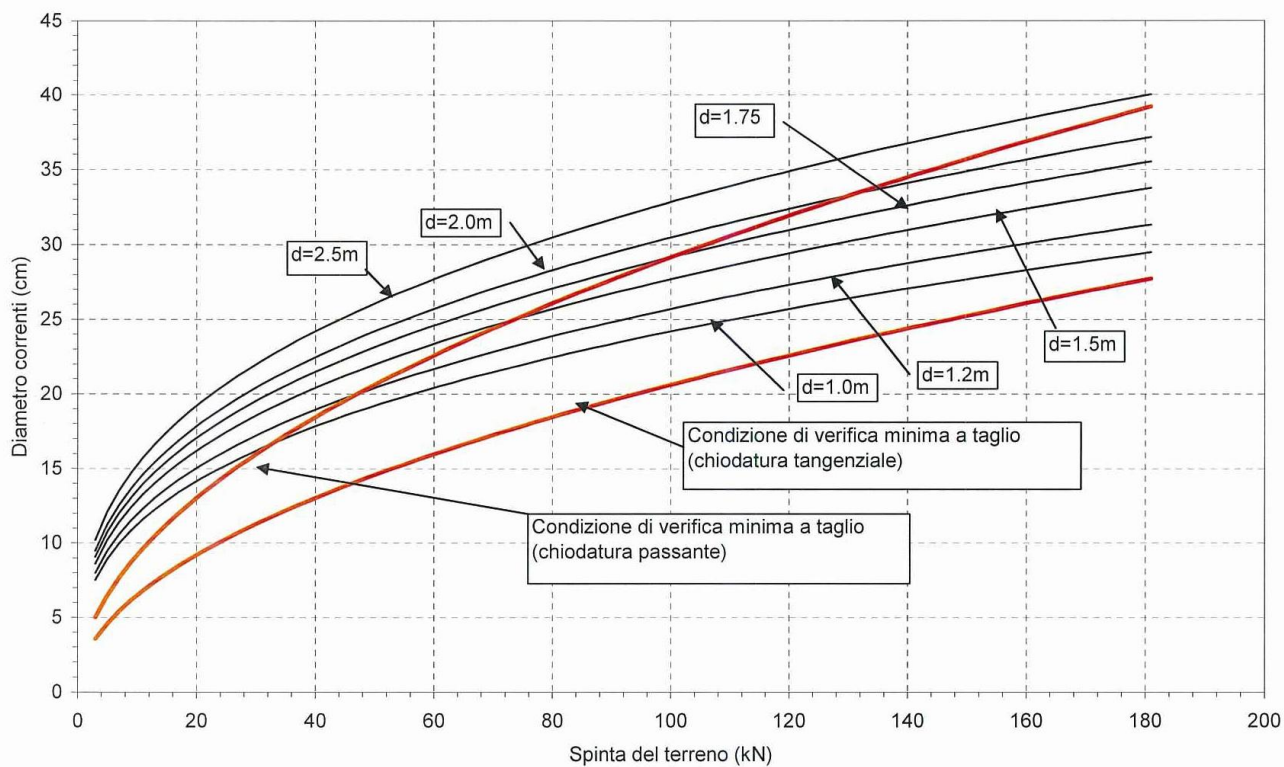


Figura 135 - Curva di minima verifica interna per le specie forestali del pino $\sigma_{amm} = 900 \text{ N/cm}^2$ e $\tau_{amm} = 400 \text{ N/cm}^2$.

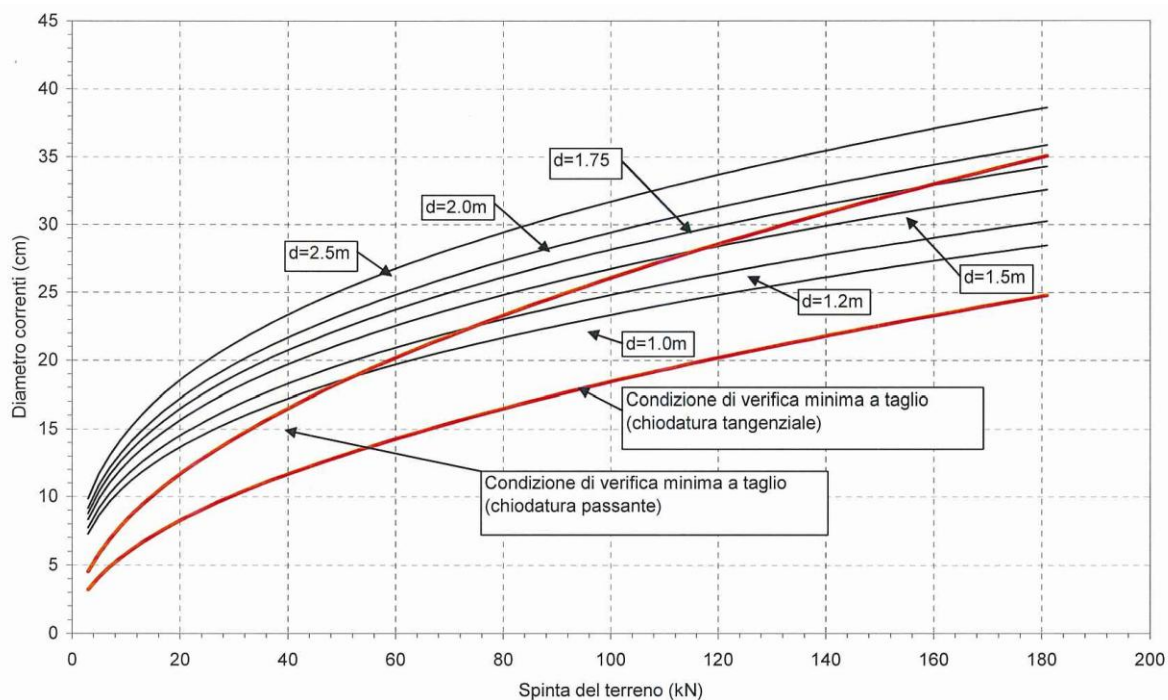


Figura 136 - Curva di minima verifica interna per la specie forestale del larice $\sigma_{amm} = 1.000 \text{ N/cm}^2$ e $\tau_{amm} = 500 \text{ N/cm}^2$.

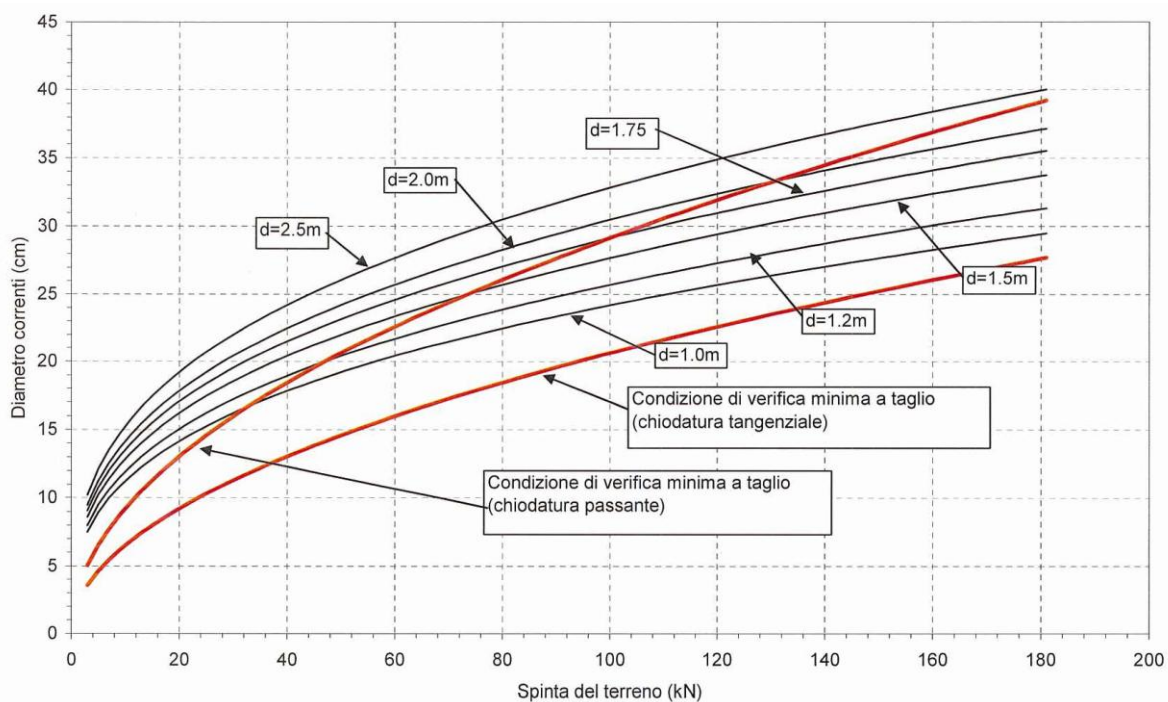


Figura 137 - Curva di minima verifica interna per la specie forestale dell'abete $\sigma_{amm} = 900 \text{ N/cm}^2$ e $\tau_{amm} = 400 \text{ N/cm}^2$.

10.11.8.5 Resistenza a sfilamento

Per quanto riguarda la trattazione alla resistenza a sfilamento, si rimanda al paragrafo delle "Verifiche dell'opera" nel capitolo che tratta delle "Grata viva" all'interno di questo manuale.

In ogni caso, trattandosi di un calcolo di predimensionamento, si esegue il calcolo analitico della resistenza allo sfilamento utilizzando i valori dei parametri di resistenza desunti dalle prove fatte (senza riduzioni) e l'equazione sotto riportata:

$$R_{ak} = \pi * D * \gamma * d_2 * L * K * \tan \varphi + c * \pi * D * L \quad (149)$$

dove:

D = diametro reso del bulbo (m);

γ = peso di volume (t/m^3);

L = lunghezza del bulbo (m);

d_2 = distanza tra piano campagna e mezzeria del bulbo (m);

$K = f(\theta, K_0)$ = coefficiente di spinta;

θ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del tirante;

φ = angolo di attrito interno del terreno ($^\circ$);

c = coesione.

10.11.8.6 Approccio basato sulle pressioni esercitate dal materiale di riempimento

L'analisi della stabilità interna può essere condotta assimilando la gabbia in legno formata dall'incrocio dei montanti e dei correnti ad una serie di silos contigui che contengono il materiale di riempimento. Ciascuno di questi silos ha pertanto una pianta rettangolare la cui lunghezza dei lati è definita dall'interasse tra i montanti posti alla stessa altezza e la distanza tra le pareti del cassone.

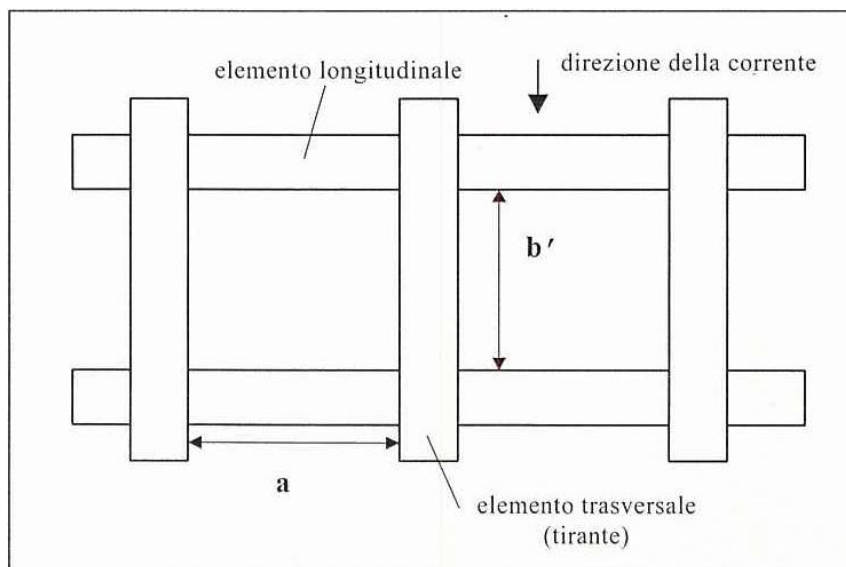


Figura 138 - Schema della struttura a celle di un cassone (pianta).

All'interno del silo sono da considerare agenti le seguenti pressioni:

- p_{fz} = pressione verticale del materiale di riempimento agente sulla base;
- p_{hz} = pressione orizzontale del materiale di riempimento agente sulle pareti;
- p_{vz} = pressione verticale che si esercita lungo le pareti.

La pressione verticale p_{fz} non ha alcuna influenza sulla stabilità interna. La pressione orizzontale p_{hz} non induce nessuna sollecitazione quando agisce sui montanti, perché ciascun montante è comune a due celle contigue e per questo le due pressioni hanno valori uguali ed opposti e quindi si annullano. Quando p_{hz} si scarica sui correnti tende invece ad infletterli. La pressione verticale p_{vz}

tende a inflettere sia i correnti sia i montanti; tale azione è addirittura raddoppiata sui montanti, in quanto elementi comuni a due celle contigue. In ogni modo la sollecitazione a flessione è di fatto inferiore a quella teorica, grazie alla presenza di materiale di riempimento che ne ostacola l'inflessione.

La pressione unitaria agente orizzontalmente contro le pareti del silo cresce con la profondità secondo un andamento esponenziale negativo e raggiunge il valore massimo alla profondità z_{max} , in corrispondenza della quale il peso proprio di uno strato di materiale uguaglia la forza di attrito che si genera sulla parete del cassone.

Il peso proprio P' dello strato di materiale considerato può essere definito con la seguente formula:

$$P' = \gamma_{pr} * A * dz \quad (150)$$

dove:

γ_{pr} = peso specifico del materiale di riempimento (N/m³);

A = sezione trasversale della cella (m²);

dz = altezza dello strato (m).

La forza resistente di attrito (R) può essere calcolata con la seguente formula:

$$R = p_{hz \ max} * \tan\delta * U * dz \quad (151)$$

dove:

U = perimetro della sezione trasversale della cella del cassone (m);

δ = coefficiente d'attrito tra le pareti e il materiale di riempimento. In genere si può porre $\delta = \frac{2}{3} \varphi'$, essendo φ' l'angolo d'attrito del materiale di riempimento;

$p_{hz \ max}$ = pressione unitaria orizzontale massima;

dz = altezza dello strato (m).

Uguagliando la formula (150) e (151), quindi il termine P' con il termine R , si ottiene la seguente espressione:

$$A * dz * \gamma_{pr} = p_{hz \ max} * \tan\delta * U * dz \quad (152)$$

risolvendo per $P_{hz \ max}$:

$$p_{hz \ max} = \frac{A * dz * \gamma_{pr}}{U * dz * \tan\delta} = \frac{A * \gamma_{pr}}{U * \tan\delta} \quad (153)$$

Nel caso di celle a sezione rettangolare, la precedente si può semplificare:

$$p_{hz \ max} = \frac{a * b' * \gamma_{pr}}{2 * a + b' * \tan\delta} \quad (154)$$

Una volta noto il valore di $P_{hz \ max}$, si può ottenere anche il valore della pressione verticale all'interno del silo ($P_{vz \ max}$) attraverso la relazione:

$$p_{vz \ max} = p_{hz \ max} * \tan\delta \quad (155)$$

Sollecitazioni flessionali sui correnti:

Di tutte le sollecitazioni che si originano per l'azione delle pressioni $P_{hz\ max}$ e $P_{vz\ max}$, quella che risulta più gravosa per l'opera è relativa allo stato flessionale su di un piano orizzontale dei correnti che costituiscono il paramento di valle della briglia. Ipotizzando ciascuno di questi elementi come solo appoggiato agli estremi, su di esso può considerarsi agente il carico uniforme (Q):

$$Q = p_{hz\ max} * D + i \quad (156)$$

dove:

$p_{hz\ max}$ = pressione unitaria orizzontale massima;

D = diametro dei correnti;

i = distanza verticale tra gli elementi longitudinali di due corsi contigui.

Se si utilizza legname dello stesso diametro sia per i correnti che per i montanti, risulta che $i = D$ e quindi l'equazione precedente si può semplificare con:

$$Q = 2 * p_{hz\ max} * D \quad (157)$$

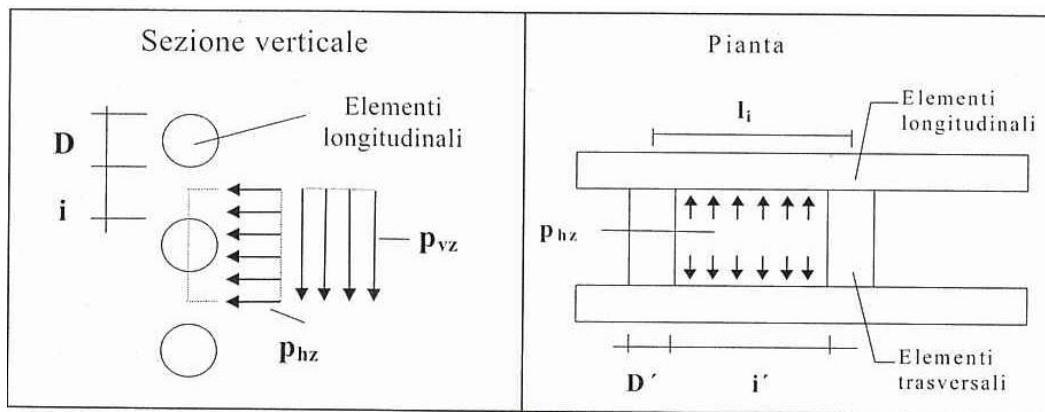


Figura 139 - Superfici d'azione delle pressioni interne del cassone.

La sollecitazione a flessione agente su una sezione omogenea si ricava utilizzando la seguente formula:

$$\sigma_{flessione} = \frac{M}{W} \quad (158)$$

dove:

M = momento flettente;

W = modulo resistente.

La tensione di flessione massima ($\sigma_{fl\ max}$) agente sul corrente deve essere confrontata con la tensione a flessione ammissibile in base al tipo di legno impiegato. Ipotizzando che all'estremità dell'elemento vi sia un vincolo di semplice appoggio, per la sezione circolare si ottiene la seguente relazione:

$$\sigma_{fl\ max} = \frac{M_{max}}{W_{min}} = \frac{Q_{max} * l_i^2}{8} * \frac{32}{D^3} = \frac{Q * l_i^2 * 4}{\pi D^3} \quad (159)$$

dove:

M_{max} = momento flettente massimo;

W_{min} = momento resistente minimo;

Q_{max} = carico massimo;

D = diametro dei correnti;

l_i = luce della trave su cui agisce il carico Q ($l_i = i' + D'$; essendo D' il diametro dei montanti e i' l'interasse tra due elementi trasversali).

Ovviamente tale tensione deve risultare minore alla tensione massima ammissibile del legname utilizzato.

È opportuno precisare che la precedente equazione deve essere applicata, in particolare, per i correnti costituenti il paramento di valle del cassone, poiché i correnti di monte vedono ridursi il valore delle tensioni massime per effetto della presenza del materiale che viene riportato a tergo dell'opera al termine della costruzione (D'Agostino, 2000).

Flessione a trazione sui montanti:

Gli elementi verticali possono essere posizionati secondo due modalità costruttive. Possono essere disposti lungo una stessa linea verticale (disposizione continua) oppure risultare alternati (disposizione alternata).

I montanti più sollecitati sono quelli appoggiati sui correnti di base dove agisce la pressione orizzontale $p_{hz\ max}$. Come già accennato, il montante si trova a dividere due silos attigui, pertanto le due pressioni orizzontali originate dal materiale di riempimento gravante sul montante hanno valori uguali ed opposti e tendono quindi ad annullarsi. Invece la pressione verticale p_{vz} è raddoppiata sui montanti, in quanto elementi comuni a due celle contigue. Il carico unitario che si sviluppa lungo le pareti del silo e agente su ogni tirante può essere definito come segue:

- Nel caso di disposizione alternata:

$$Q = 2 p_{vz} * 2D + 2 D' \quad (160)$$

- Nel caso di disposizione continua:

$$Q = 2 p_{vz} * D' + D \quad (161)$$

dove:

Q = carico unitario;

p_{vz} = pressione verticale che si esercita lungo le pareti;

D = diametro dei correnti;

D' = diametro dei montanti (vedi figura seguente).

Utilizzando nuovamente la formula di Navier viene calcolata la tensione massima di flessione, riferita ad un piano flessionale verticale:

$$l'_i = b - \frac{D}{2} - \frac{D}{2} = b - D \quad (162)$$

dove:

l'_i è la luce dell'appoggio di un montante sulla quale agisce il carico Q ;

D è il diametro dei correnti;

b è la larghezza della base dell'opera.

Questa sollecitazione a pressione si verifica nel caso in cui tra un montante e il successivo non c'è materiale di riempimento, che riducendo la luce l'_i , porta ad una riduzione delle tensioni.

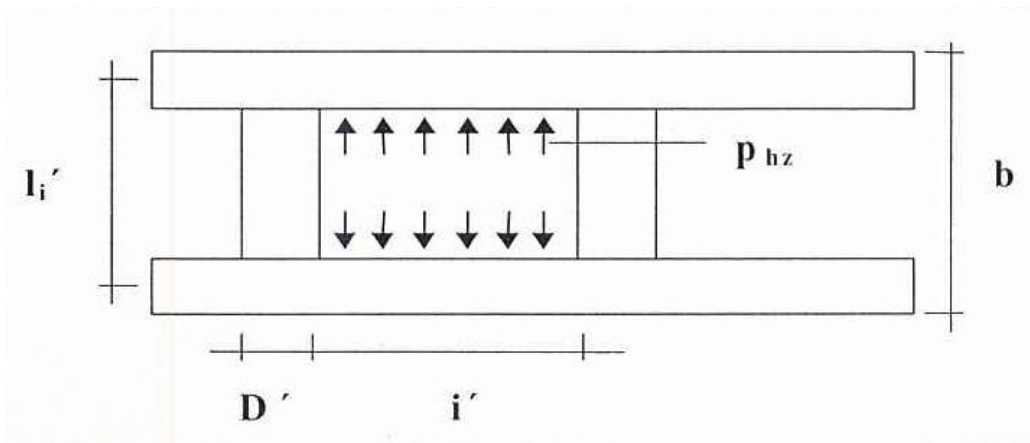


Figura 140 - Interassi tra i vari elementi strutturali.

La pressione orizzontale esercitata dal materiale di riempimento sui correnti genera la forza di trazione (N), che tende ad allontanare i due paramenti.

La forza di trazione (N) può essere determinata nel caso di disposizione alternata:

$$N = p_{hz} * 2D + 2 D' * i' \quad (163)$$

e in caso di disposizione continua:

$$N = p_{hz} * D + D' * i' \quad (164)$$

dove:

N = forza di trazione;

p_{hz} = pressione orizzontale del materiale di riempimento agente sulle pareti;

D = diametro dei correnti;

D' = diametro dei montanti;

i' = distanza tra due montanti successivi (vedi figura precedente).

La sollecitazione a trazione agente su ogni singolo montante risulta essere:

$$\sigma_{traz} = \frac{N}{A} \quad (165)$$

dove A è l'area della sezione del tondame impiegato.

Sforzo di taglio su correnti e montanti:

Sui correnti la sollecitazione al taglio di maggiore intensità è quella che agisce in direzione orizzontale sul paramento di valle del cassone. La forza al taglio è data da:

$$T = p_{hz} i' + D' D + i \quad (166)$$

Sui montanti, trascurando la presenza del materiale di riempimento tra i montanti di due silos contigui, l'azione tagliante più gravosa agisce in direzione verticale e deve tener conto delle pressioni p_{vz} che agiscono su entrambi i lati di un montante. Nel caso di disposizione alternata, la forza di taglio diviene:

$$T = 2 p_{vz} \cdot 2D + 2D' \cdot \frac{b}{2} \quad (167)$$

e nel caso di disposizione continua:

$$T = 2 p_{vz} \cdot D + D' \cdot \frac{b}{2} \quad (168)$$

Determinata la forza di taglio (T), è possibile calcolare lo sforzo tangenziale (τ):

$$\tau = \tau_{zy} = \frac{T * S_x}{J_x * B} \cdot \frac{y}{y} \quad (169)$$

dove:

T = forza di taglio in direzione y ($T = T_y$);

S_x = momento statico rispetto all'asse x (funzione di y);

J_x = momento d'inerzia baricentrico di tutta la sezione;

τ = sforzo di taglio agente sul piano zy in direzione y ($\tau = \tau_{zy}$).

Nel caso di sezione rettangolare, in seguito a considerazioni di tipo geometrico, lo sforzo massimo al taglio può essere così scritto:

$$\tau_{zy,max} = T \cdot \frac{B}{8} \cdot \frac{h^2}{B h^3} \cdot \frac{12}{B} \cdot \frac{1}{B} = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{A} \quad (170)$$

dove:

A = area della sezione considerata;

B = larghezza della sezione considerata;

h = altezza della sezione considerata;

T = forza di taglio.

Nel caso di sezione circolare del legno (utilizzato nella maggior parte dei casi nell'edificazione di una briglia in legname e pietrame), lo sforzo tangenziale massimo risulta essere il seguente:

$$\tau_{zy,max} = T \cdot \frac{2}{3} \cdot R^3 \cdot \frac{4}{\pi R^4} \cdot \frac{1}{2R} = \frac{4}{3} \cdot \frac{T}{A} \quad (171)$$

L'azione di taglio principale agisce sia sui montanti che sui correnti.

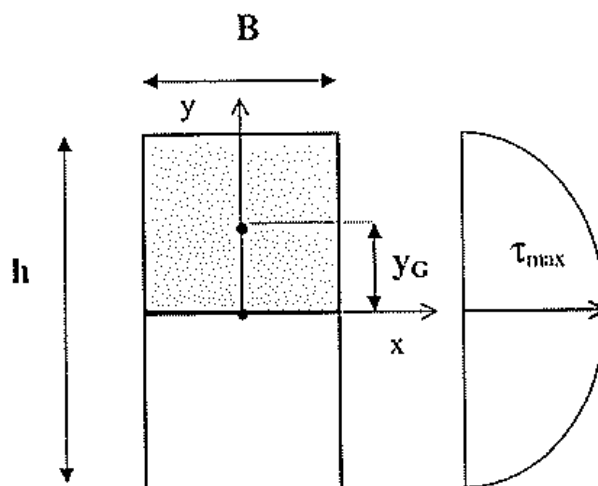


Figura 141 - Sforzo di taglio su una sezione rettangolare.

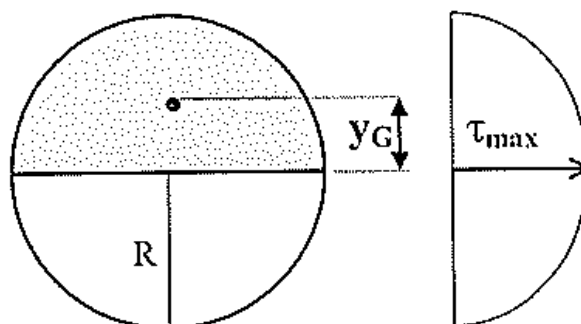


Figura 142 - Sforzo di taglio su una sezione circolare.

10.11.9 Calcolo speditivo per la determinazione dei metri di palo e del numero di chiodi

10.11.9.1 Per la costruzione di una palificata viva di sostegno a doppia parete

Nel calcolo della quantità di pali e chiodi necessari alla realizzazione della palificata abbiamo considerato:

- per **piano**, una serie di correnti e una serie di montanti, intendendo per **correnti** i pali posti ortogonalmente rispetto alla linea di massima pendenza della scarpata;
- l'**unità**, come sezione della palificata costituita da pali correnti di 4 m;
- l'ipotesi di impiego, per le chiodature, di tondini passanti in ferro acciaioso ad aderenza migliorata all'incrocio fra correnti e montanti. La lunghezza dei tondini è generalmente pari a 35 cm per pali da 20 cm di diametro e 45 cm per pali da 25 cm di diametro;
- la distribuzione sfalsata dei montanti del piano superiore rispetto al piano inferiore;
- gli elementi e le dimensioni come esposto in Tabella

DATI	LUNGHEZZA	OSSERVAZIONI
lunghezza pali correnti	4,00 m	
lunghezza pali montanti	2,50 m	alla base
con diametro pali	0,20 m	altezza massima palificata: 2 m; numero massimo piani:5
con diametro pali	0,25 m	altezza palificata: 2 m, numero massimo di piani:4
distanza tra montanti	2,0 m	interassi

Tabella 73 - Elementi e dimensioni della palificata viva di sostegno a parete doppia.

Il numero di piani indicati nella precedente tabella si basa sull'ipotesi che l'altezza massima possibile, in base alle caratteristiche biotecniche delle piante per una palificata viva di sostegno, sia pari a circa 2 m (esterni - fuori terra). Pertanto il numero massimo di piani realizzabili sono 5 esterni + 1 (interrato) nel caso in cui il diametro dei pali sia 20 cm. Questo perché dividendo 200 cm per 20 cm, ovvero il diametro del palo, si ottiene 10, che rappresenta il numero di pali correnti e montanti necessari per la realizzazione della struttura. Dividendo ulteriormente 10 per 2 si ottiene 5, ovvero il numero dei piani formati ciascuno da un palo montante e da un palo corrente. Se invece consideriamo un diametro di 25 cm, dividendo l'altezza delle struttura di 200 cm per 25 cm otteniamo 8 (numero di pali correnti e montanti necessari alla realizzazione della struttura), che corrisponde a 4 piani più uno interrato.

È da ricordare che la palificata viva di sostegno inizia sempre con una fila di correnti poggiante sul piano di posa che, ad opera conclusa, risulta completamente interrata e non visibile e termina ugualmente con una fila di correnti, fungendo il corrente esterno da linea di contenimento del terreno.



Foto 31 - Palificata viva di sostegno

PALIFICATA VIVA DI SOSTEGNO A PARETE DOPPIA:
VISTA

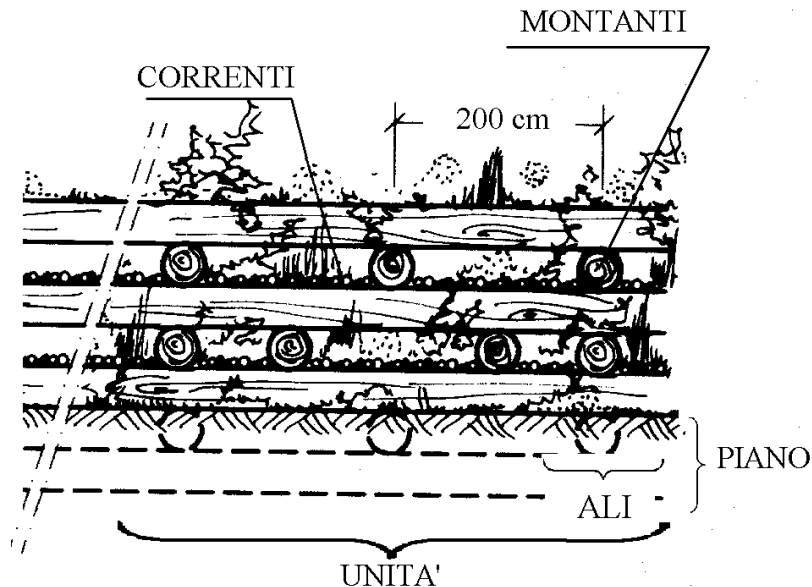


Figura 143 - Vista di una palificata viva di sostegno a parete doppia

Nel seguito vengono espone le formule che abbiamo individuato ed utilizzato per il calcolo speditivo dei metri di palo e per il numero di chiodi.

Si tenga presente che generalmente si applica una percentuale di sfrido pari al 5%, che nel calcolo non è considerato.

$$n. \text{ correnti} = n. \text{ piani} + 1 * \frac{l. \text{ palificata}}{l. \text{ pali}} * 2 \quad (172)$$

$$n. \text{ montanti piani dispari} = \frac{l. \text{ palificata}}{i} + 1 \quad (173)$$

$$n. \text{ montanti piani pari} = \frac{l. \text{ palificata}}{i} + 2 \quad (174)$$

$$m \text{ totali di pali} = l. \text{ montanti} * n. \text{ montanti} + l. \text{ correnti} * n. \text{ correnti} \quad (175)$$

$$n. \text{ chiodi} = n. \text{ montanti} * 2 \text{ nella palificata doppia} \\ * 2 \text{ n. dei correnti a cui fissare i montanti} \quad (176)$$

dove:

n = numero;

l = lunghezza;

i = interasse.

Esempio:

Si voglia ora calcolare il numero di pali e di chiodi occorrenti per la realizzazione di una palificata viva a parete doppia di lunghezza di 12 m e di altezza 200 m. Il diametro dei pali per i correnti e per i montanti è di 0,25 m, mentre la lunghezza dei correnti è di 4 m. I montanti saranno messi sfalsati sui piani, pertanto il numero necessario di piani è pari a 4 ($200 \text{ cm}/25 \text{ cm} = 8$ (pali montanti + correnti); $8/2 = 4$ piani) più una fila di correnti poggiante sul piano di posa che deve risultare, ad opera conclusa, completamente interrata e non visibile. La palificata viva di sostegno viene terminata, ugualmente, con una fila di correnti da cui comincerà l'eventuale riprofilatura del versante, fungendo il corrente esterno da linea di contenimento del terreno.

Si procede ora al calcolo del numero dei correnti:

$$n. \text{ correnti} = n. \text{ piani} + 1 * \frac{l. \text{ palificata}}{l. \text{ pali}} * 2$$

$$n. \text{ correnti} = 4 + 1 * \frac{12}{4} * 2 = 30$$

Considerando un interasse di 2 m, il numero dei montanti risulta essere di:

$$n. \text{ montanti piani dispari} = \frac{l. \text{ palificata}}{i} + 1$$

$$n. \text{ montanti piani dispari} = \frac{12}{2} + 1 = 7$$

$$n. \text{ montanti piani pari} = \frac{l. \text{ palificata}}{i} + 2$$

$$n. \text{ montanti piani pari} = \frac{12}{2} + 2 = 8$$

Dovendo considerare il paramento esterno ed interno, saranno necessari 30 montanti, in quanto ($8+7 = 15 * 2 = 30$).

Pertanto, considerando una lunghezza dei pali montanti di 2,5 m, i metri totali di palo da utilizzare risulta essere di:

$$m \text{ totali di pali} = l. \text{ montanti} * n. \text{ montanti} + l. \text{ correnti} * n. \text{ correnti}$$

$$m \text{ totali di pali} = 2,5 * (30) + 4 * 30 = 195 \text{ m}$$

Infine si procede al calcolo del numero dei chiodi:

$$n. \text{ chiodi} = n. \text{ montanti} * 2 \text{ nella palificata doppia} \\ * 2 \text{ n. dei correnti a cui fissare i montanti}$$

$$n. \text{ chiodi} = 30 * 2 * 2 = 120$$

10.11.9.2 Per la costruzione di una palificata viva spondale con palo verticale frontale



Foto 32 - Palificata spondale viva - Località Ca' Vendramin (RO).

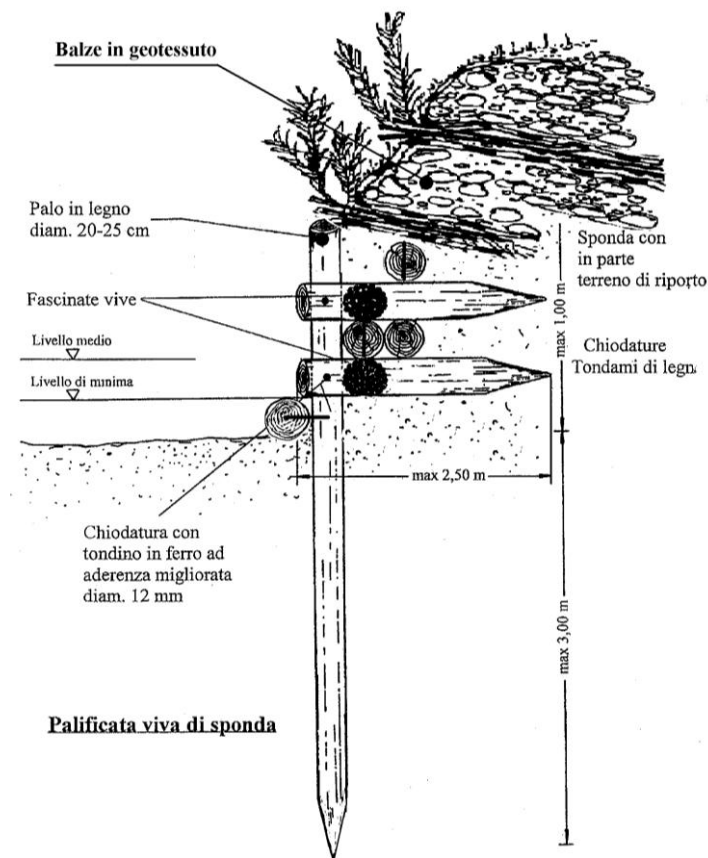


Figura 144 - Sezione tipo di palificata viva di sostegno spondale.

Nel calcolo della quantità di pali e chiodi necessari alla realizzazione dell'opera, si considera:

- il **piano**, formato da una serie di **correnti** (tronchi orizzontali paralleli alla linea di sponda) e da una serie di **montanti** (tronchi con punta perpendicolare alla sponda);
- l'**unità**, come sezione della palificata costituita da pali correnti di 4 m;
- gli elementi e le loro dimensioni come esposto nella tabella che segue:

Elemento	Dimensione	Osservazione
Palo verticale frontale	3,5 m	
Interasse dei pali verticali frontali	2 m	
Pali correnti	4 m	Con correnti e montanti di 25 cm di diametro, la palificata raggiunge un'altezza di 1,75 m con un numero di piani pari a 3.
Pali montanti	2,5 m	

Tabella 74 - Elementi di base per il calcolo della costruzione di una palificata viva spondale con palo verticale frontale.

Così come per la palificata viva di sostegno a parete doppia, si deve considerare il fatto che al numero dei piani va aggiunto un corrente che, al completamento dell'opera, deve risultare completamente interrato e non visibile e si conclude ugualmente con un corrente, che ha la funzione di contenimento del terreno e potrà servire poi per una nuova riprofilatura del versante.

Le formule utilizzate per il calcolo dei metri di palo e del numero di chiodi necessari sono le seguenti; si tenga presente che generalmente si applica una percentuale di sfrido pari al 5% che nel calcolo non è considerato:

$$n.correnti = n.piani + 1 \frac{l.palificata}{l.correnti} \quad (177)$$

$$n.incroci = \frac{l.palificata}{i} + 1 \quad (178)$$

$$n.montanti = \frac{l.palificata}{i} + 1 * n.piani \quad (179)$$

m totali di pali

$$= n.correnti * l.correnti + n.montanti * l.montanti + n.incroci * l.verticali \quad (180)$$

$$n.chiodi = n.incroci * n.piani + 1 + n.montanti * n.chiodature \quad (181)$$

dove:

n = numero;

l = lunghezza;

i = interasse.

Esempio:

Si voglia ora calcolare il numero di pali e di chiodi occorrenti per la realizzazione di una palificata viva spondale di altezza 2 m e con palo verticale frontale di lunghezza di 3,5 m.

I dati sono i seguenti:

- diametro dei pali per i montanti e per i correnti: 0,25 m;
- lunghezza dei correnti: 4 m;
- lunghezza dei montanti: 2,5 m;
- lunghezza interasse: 2 m.

I montanti saranno messi sfalsati sui piani, pertanto il numero di piani necessario è di 4. Il numero dei piani si ottiene dividendo l'altezza della palificata viva spondale 200 cm per 25 cm, ovvero la dimensione del diametro dei pali, quindi: $200 \text{ cm} / 25 \text{ cm} = 8$ (pali correnti + pali montanti necessari per la realizzazione della struttura), pertanto il numero dei piani sarà dato da $8/2 = 4$ piani. Anche in questo caso, così come per la palificata viva di sostegno a parete doppia, si deve considerare il fatto che al numero dei piani va aggiunto un corrente che, al completamento dell'opera, deve risultare completamente interrato e si conclude ugualmente con un corrente, che potrà servire poi per una nuova riprofilatura del versante.

Si procede ora al calcolo del numero dei correnti:

$$n. \text{ correnti} = n. \text{ piani} + 1 * \frac{l. \text{ palificata}}{l. \text{ pali}} * 2$$

$$n. \text{ correnti} = 4 + 1 * \frac{12}{4} * 2 = 30$$

$$n. \text{ incroci} = \frac{l. \text{ palificata}}{i} + 1$$

$$n. \text{ incroci} = \frac{12}{2} + 1 = 7$$

Considerando un interasse di 2 m, il numero dei montanti risulta essere di:

$$n. \text{ montanti} = \frac{l. \text{ palificata}}{i} + 1 * n. \text{ piani}$$

$$n. \text{ montanti} = \frac{12}{2} + 1 * 4 = 28$$

Pertanto, considerando una lunghezza dei pali montanti di 2 m e una lunghezza dei pali verticali di 3,5 m, i metri totali di palo da utilizzare risulta essere di:

m totali di pali

$$= n. \text{ correnti} * l. \text{ correnti} + n. \text{ montanti} * l. \text{ montanti} \\ + n. \text{ incroci} * l. \text{ verticali}$$

$$m \text{ totali di pali} = 30 * 4 + 28 * 2,5 + 7 * 3,5 = 214,5$$

Infine si procede al calcolo del numero dei chiodi:

$$n. \text{ chiodi} = n. \text{ incroci} * n. \text{ piani} + 1 + n. \text{ montanti} * n. \text{ chiodature}$$

$$n. \text{ chiodi} = 7 * 4 + 1 + 28 * 4 = 147$$

10.12 fogli elettronici per il predimensionamento della palificata

Per il calcolo del predimensionamento della palificata, nel file troverete dei fogli di calcolo che consentono di calcolare gli elementi dimensionali e geotecnici necessari per la realizzazione di una palificata viva di sostegno. In particolare i vari fogli di calcolo presenti nel file sono quelli riportati nella tabella successiva. I dati da inserire sono sempre limitati alle celle numeriche colorate in giallo.

	CALCOLI	RIFERIMENTO AL TESTO
1	SPINTA DELLE TERRE	<i>capitolo 10.11.2</i>
2	STABILITÀ PENDIO INDEFINITO	<i>capitolo 10.11.4</i>
3	RESISTENZA A SCIVOLAMENTO	<i>capitolo 10.11.5.1</i>
4	RESISTENZA AL RIBALTAMENTO	<i>capitolo 10.11.5.2</i>
5	RESISTENZA A SCHIACCIAMENTO	<i>capitolo 10.11.5.3</i>
6	RAPPORTO B/H BRIGLIE IN LEGNAME E PIETrame	<i>capitolo 10.11.7.2</i>
7	RAPPORTO B/H PALIFICATE VIVE DI SOSTEGNO	<i>capitolo 10.11.7.1</i>
8	FORMULE SPEDITIVE DI DIMENSIONAMENTO DELLE BRIGLIE IN LEGNAME E PIETrame	<i>capitolo 10.11.7.6</i>
9	FLESSIONE CORRENTE O MONTANTE (APPROCCIO BASATO SULLE FORZE)	<i>capitolo 10.11.8.2</i>
10	FLESSIONE CORRENTE O MONTANTE (APPROCCIO BASATO SULLE PRESSIONI)	<i>capitolo 10.11.8.6</i>
11	RESISTENZA A TAGLIO DEL CORRENTE NEL PUNTO DI CHIODATURA (APPROCCIO BASATO SULLE FORZE)	<i>capitolo 10.11.8.3</i>
12	RESISTENZA A TAGLIO DEL CORRENTE NEL PUNTO DI CHIODATURA (APPROCCIO BASATO SULLE PRESSIONI)	<i>capitolo 10.11.8.6</i>
13	SFILAMENTO CHiodo	<i>capitolo 10.11.8.5</i>
14	NUMERO PALI E CHIODI	<i>capitolo 10.11.9</i>

Analisi dei carichi

Per il calcolo dell'analisi dei carichi, riportante dati in output utili per lo sviluppo dei successivi calcoli di verifica alla stabilità esterna, si utilizza il seguente foglio elettronico:

ANALISI CARICHI								
ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO								
: valori da inserire								
				INPUT				
LARICE								OUTPUT
PESO SPECIFICO LEGNO	γ_L	700	Kg/m^3	VOLUME AL METRO DI PALO DI LEGNO	V_p	0,05		m^3
PESO SPECIFICO TERRENO	γ_t	1900	Kg/m^3	PIANI DELLA PALIFICATA COMPLETI (MONTANTE E TRAVERSO)		4		NUM
PESO SPECIFICO ACQUA	γ_w	1000	Kg/m^3	TRAVERSI		30		NUM
BASE DELLA PALIFICATA	B	2,1	m	CORRENTI		30		NUM
ALTEZZA PALIFICATA	H	2	m	METRI DI PALO DI PROGETTO		195		m
DIAMETRO PALERIA	D	0,25	m	VOLUME DI LEGNO		9,57		m^3
LUNGHEZZA DELLA PALIFICATA	L	12	m	VOLUME DI LEGNO PER METRO DI PALIFICATA	V_{legno}	0,80		m^3
ANGOLO DI ATTRITO INTERNO	φ	33	°	PESO DEL LEGNO AL METRO DI PALIFICATA	P_{legno}	558		Kg
COESIONE TERRENO	c	150	Kg/m^2	PESO DEL LEGNO DELLA PALIFICATA		6697		Kg
INCLINAZIONE DELLA PALIFICATA RISPETTO ALL'ORIZZONTALE	α	10	°	VOLUME DEL TERRENO		4		m^3
INCLINAZIONE DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA DI SOSTEGNO	β	30	°	VOLUME DEL TERRENO EFFETTIVO	$V_{terreno}$	3,40		m^3
LUNGHEZZA DEL PALO DI PROGETTO TRAVERSI	L_T	4	m	PESO DEL TERRENO AL METRO DI INTERVENTO	$P_{terreno}$	6465		Kg
LUNGHEZZA DEL PALO DI PROGETTO CORRENTI	L_c	2,5	m	PESO COMPLESSIVO DI UN METRO DI SVILUPPO DI PALIFICATA VIVA	$P_{complessivo}$	7023		Kg
INTERASSE PALI TRAVERSI	h_T	1,5	m	COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	K_a	0,503933		NUM
				SPINTA ATTIVA	S_a	1492		Kg/m
note :								
	φ	33		φ (radianti)	$\cos\varphi$	$\cos^2\varphi$		
				0,576	0,839	0,703		
	φ	33		φ (radianti)	$\sin\varphi$			
				0,576	0,545			
	$(\varphi-\beta)$	3		$\varphi-\beta$ (radianti)	$\sin\varphi-\beta$			
				0,052	0,052			
	β	30		β (radianti)	$\cos\beta$			
				0,524	0,866			

Inserendo dati in input, il software riesce a calcolare:

- volume al metro di palo di legno;
- piani della palificata completi (montante e traverso);
- numero di traversi;
- numero di correnti;
- metri di palo di progetto;
- volume di legno;
- volume di legno per metro di palificata;
- peso del legno al metro di palificata;
- peso del legno della palificata;
- volume del terreno;
- volume del terreno effettivo;
- peso del terreno al metro di intervento;
- peso complessivo di un metro di sviluppo di palificata viva;
- coefficiente di spinta attiva;
- spinta attiva.

Spinta delle terre

Per il calcolo della spinta delle terre si introducono come dati iniziali:

- inclinazione della palificata rispetto all'orizzontale;
- inclinazione del terreno a monte dell'opera di sostegno;
- angolo di attrito interno;
- angolo di attrito opera-terreno;
- peso specifico terreno;
- altezza del terrapieno;
- sovraccarico.

La tabella con i valori di input da inserire è quella riportata di seguito.

INCLINAZIONE DELLA PALIFICATA RISPETTO ALL'ORIZZONTALE	α	10	°
INCLINAZIONE DEL TERRENO A MONTE DELL'OPERA DI SOSTEGNO	β	30	°
ANGOLO DI ATTRITO INTERNO	φ	33	°
ANGOLO DI ATTRITO OPERA-TERRENO	δ	15	°
PESO SPECIFICO TERRENO	γ_t	1900	Kg/m ³
ALTEZZA DEL TERRAPIENO	H	3	m
SOVRACCARICO	Q	2100	kg

Vengono poi affrontati i diversi casi che si possono presentare nel calcolare la spinta delle terre e precisamente:

- spinta con inclinazione β pari a 0

	45	°	0,785398163	radianti
$45^\circ - \varphi / 2$	28,5	°	0,497418837	radianti
$\tan(45^\circ - \varphi / 2)$	0,5429557			
$\tan^2(45^\circ - \varphi / 2)$	0,294800892			

SPINTA ATTIVA	2520,55	kg/m
---------------	---------	------

- spinta con inclinazione β diversa da 0

CALCOLO DI K_a (COEFFICIENTE COMPLETO)
--

α	radianti	coseno	\cos^2
10	0,174532925	0,984807753	0,96984631
$\varphi - \alpha$	radianti	coseno	\cos^2
23	0,401425728	0,920504853	0,847329185
$\alpha + \delta$	radianti	coseno	
25	0,436332313	0,906307787	
$\delta + \varphi$	radianti	seno	
48	0,837758041	0,743144825	
$\varphi - \beta$	radianti	seno	
3	0,052359878	0,052335956	
$\alpha - \beta$	radianti	coseno	
-20	-0,34906585	0,939692621	

CALCOLO DI K_a (COEFFICIENTE COMPLETO)
SPINTA ATTIVA

0,668532864	
5715,96	kg/m

CALCOLO DI K_a (COEFFICIENTE SEMPLIFICATO)
--

φ	radianti	cos	\cos^2	seno
33	0,575958653	0,838670568	0,703368322	0,544639035
$\varphi - \beta$	radianti	seno		
3	0,052359878	0,052335956		
β	radianti	coseno		

30	0,523598776	0,866025404
----	-------------	-------------

CALCOLO DI K_a (COEFFICIENTE SEMPLIFICATO)
SPINTA ATTIVA

0,503933167	
4308,63	kg/m

- spinta attiva del terreno sottoposto ad un sovraccarico

SPINTA ATTIVA

3177,05	kg/m
---------	------

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_t * H^2 * K_a + Q * H * K_a$$

- calcolo del fronte di scavo

coesione	c	150	Kg/m ²
----------	---	-----	-------------------

altezza di scavo	h_o	0,22	m	sintesi : il fronte di scavo risulta essere il doppio del valore h_o
	h_c	0,44	m	

Stabilità pendio indefinito – rottura planare

Per definire la stabilità del pendio indefinito, si utilizza il seguente foglio elettronico:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	STABILITÀ PENDIO INDEFINITO - rottura planare										
2	ATTENZIONE: le caselle da impegnare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO										
3	valori da inserire										
4	Si procede ora all'analisi di stabilità di un pendio ipotizzando come caso studio di avere un pendio costante di estensione illimitata con una superficie di rottura planare e con profondità modesta se paragonata alla lunghezza della superficie di rottura. Pertanto tra i diversi metodi proposti quello più adatto risulta essere il metodo del pendio indefinito.										
11	Coesione efficace del terreno	c	150	kg/m ²							
12	Angolo di resistenza al taglio del terreno	φ'	33	°							
13	Angolo di inclinazione del terreno	β	28	°							
14	Altezza strato di terreno	Z	1,9	m							
15	Peso specifico del terreno	γ_t	1900	Kg/m ³							
16	Peso specifico acqua	γ_w	1000	Kg/m ³							
17	Altezza strato con pressione idrica	h_w	0,25	m							
18	pressione idrica	u	250	kg/m ²							
19	lunghezza del segmento di strato di terreno	b	1	m							
20	$\cos^2 \beta$			0,7796							
21	$\tan \varphi'$			0,64941							
22	$\sin \beta$			0,46947							
23	$\cos \beta$			0,88295							
24	Fattore di sicurezza	FS		1,2109							
25											
26											
27											
28											
29											
30											
31											
32											
33											

Diagramma di un pendio con una superficie di rottura planare. Le forze agenti sono: peso W , pressione idrica u , coesione c , attrito τ , e forze di resistenza R . La formula per il fattore di sicurezza è:

$$FS = \frac{c + \gamma_t \cdot z \cdot \cos^2 \beta - u \cdot \tan \varphi'}{\gamma_t \cdot z \cdot \sin \beta + \cos \beta}$$

Resistenza a scivolamento, ribaltamento e schiacciamento

Utilizzando i dati ottenuti dal foglio elettronico dell'analisi dei carichi, riportato in precedenza, è possibile verificare la stabilità esterna dell'opera e quindi la resistenza a scivolamento, a ribaltamento e a schiacciamento.

In particolare per definire la resistenza a scivolamento della palificata viva si utilizzano le seguenti tabelle a seconda del metodo di verifica che si decide di scegliere:

- verifica secondo D.M. 10/03/88

verifica secondo D.M. 10/03/88

			INPUT	
ANGOLO DI ATTRITO SUOLO	φ	33	°	
PESO COMPLESSIVO DI UN METRO DI SVILUPPO DI PALIFICATA VIVA	$P_{\text{complessivo}}$	7023	Kg	<i>dato da foglio analisi carichi</i>
SPINTA ATTIVA	S_a	1492	Kg	<i>dato da foglio analisi carichi</i>

			OUTPUT	
ANGOLO DI ATTRITO SUOLO	φ	0,57595865	RADIANTI	$f = \text{tg}\varphi = 0,65$
COEFFICIENTE DI ATTRITO TRA BASE DELLA PALIFICATA E FONDAZIONE	f	0,64940759	NUM	
VERIFICA A SCIVOLAMENTO	FS sciv	3,05728577	NUM	$\frac{f \cdot P}{S_a}$
	FS ammissibile	1,3	NUM	

- resistenza a scivolamento: formula estesa

Resistenza a scivolamento: formula estesa

				INPUT	
ANGOLO DI ATTRITO SUOLO	φ	33	°		
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	K_a	0,50393	NUM		<i>dato da foglio analisi carichi</i>
INCLINAZIONE DELLA PALIFICATA RISPETTO ALL'ORIZZONTALE	α	10	°		
PESO SPECIFICO OPERA	$\gamma_{\text{op}} L$	1400	Kg/m ³		
PESO SPECIFICO TERRENO	γ_t	1900	Kg/m ³		
PESO SPECIFICO ACQUA	γ_w	1000	Kg/m ³		
ALTEZZA PALIFICATA	H	2	m		
CARICO UNIFORME	Q	1100	kg/m ²		

α	10	°
	0,17453293	RADIANTI
	0,17632698	TANGENTE
	0,98480775	COSENO

			OUTPUT	
ANGOLO DI ATTRITO SUOLO	φ	0,57595865	RADIANTI	
COEFFICIENTE DI ATTRITO TRA BASE DELLA PALIFICATA E FONDAZIONE	f	0,64940759	RADIANTI	
PESO SPECIFICO EFFICACE	γ'	900	Kg/m ³	
VERIFICA A SCIVOLAMENTO	$B \geq$	2,10	m	Verificata

base palificata HP
2,1

Per definire la resistenza a ribaltamento della palificata viva si utilizzano le seguenti tabelle a seconda del metodo di verifica che si decide di scegliere:

- verifica secondo D.M. 10/03/88

verifica secondo D.M. 10/03/88					
				INPUT	
BASE DELLA PALIFICATA	B	2,1	m		
ALTEZZA DELLA PALIFICATA	H	2	m		
PESO COMPLESSIVO DI UN METRO DI SVILUPPO DI PALIFICATA VIVA	P _{complessivo}	7023	Kg		dato da foglio analisi carichi
SPINTA ATTIVA	S _a	1492	Kg		dato da foglio analisi carichi
					$M_{stabilizzante} = P_{complessivo} \cdot \frac{B}{2}$
					$M_{ribaltante} = S_a \cdot \frac{1}{3} H$
					$\frac{M_s}{M_r}$
					$\frac{M_s}{M_r}$
				OUTPUT	
MOMENTO STABILIZZANTE	M stabilizzante	7374	kgm		
MOMENTO RIBALTANTE	M ribaltante	994,56	kgm		
VERIFICA A RIBALTAMENTO	FS ribaltamento	7,41	NUM		
	FS ammissibile	1,50	NUM		Verificata

- resistenza a ribaltamento: formula estesa

Resistenza a ribaltamento: formula estesa					
				INPUT	
COEFFICIENTE DI SPINTA ATTIVA	K _a	0,50393	NUM		dato da foglio analisi carichi
INCLINAZIONE DELLA PALIFICATA RISPETTO ALL'ORIZZONTALE	α	10	°		
PESO SPECIFICO OPERA	γ _{op} L	1400	Kg/m ³		
PESO SPECIFICO TERRENO	γ _t	1900	Kg/m ³		
PESO SPECIFICO ACQUA	γ _w	1000	Kg/m ³		
ALTEZZA PALIFICATA	H	2	m		
CARICO UNIFORME	Q	1100	kg/m ²		
	α	10	°		
	RADIANTI	0,17453293			
	TANGENTE	0,17632698			
	COSENO	0,98480775			
				OUTPUT	
PESO SPECIFICO EFFICACE	γ'	900	Kg/m ³		
VERIFICA A RIBALTAMENTO	B	1,97	NUM		
BASE REALE DELL'OPERA	B	2,1	m		Verificata
					$B > \sqrt{\frac{(H + \tan \alpha)^2 + \frac{1,5}{\gamma_{op}} \cdot H \cdot \cos \alpha \cdot \left(\frac{\gamma_w}{2} \cdot H \cdot \cos \alpha + \frac{\gamma'}{2} \cdot H \cdot K_a \cdot \cos \alpha + Q \cdot K_a \right)}{2}} \cdot \frac{\tan \alpha}{2}$

Per definire la resistenza a schiacciamento della palificata viva si utilizzano le seguenti tabelle a seconda del metodo di verifica che si decide di scegliere:

- verifica secondo D.M. 10/03/88

verifica secondo D.M. 10/03/88

				INPUT
PESO COMPLESSIVO DI UN METRO DI SVILUPPO DI PALIFICATA VIVA	$P_{\text{complessivo}}$	6465	Kg	<i>dato da foglio analisi carichi</i> <i>dato da foglio resistenza a ribaltamento</i>
MOMENTO RIBALTANTE	$M_{\text{ribaltante}}$	995	kgm	
BASE DELLA PALIFICATA	B	210	cm	
CARICO TOLLERABILE		1,50	kg/cm ²	

$$e = \frac{M}{P}$$

				OUTPUT
ECCENTRICITÀ	e	0,15	m	

Il centro di sollecitazione è interno al terzo medio di valle, in quanto

$B/6 * e =$	0,05 m	
$(B/6 * e) * 3 =$	0,16 m	Non verificata!!!

Quindi:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{P}{100 B} * 1 + \frac{6 e}{B}$$

				OUTPUT
TENSIONE DI COMPRESSIONE MASSIMA	σ_{max}	0,31	kg/cm ²	
VERIFICA A RIBALTAMENTO	FS schiacciamento	4,85092174	NUM	Verificata
	FS ammissibile	2	NUM	

- resistenza a schiacciamento: formula estesa

Resistenza a schiacciamento: formula estesa

				INPUT
COESIONE TERRENO	c	150	Kg/m ²	
PESO SPECIFICO TERRENO	γ_t	1900	Kg/m ³	
BASE PALIFICATA	B	2	m	
CARICO UNIFORME	Q	1100	kg/m ²	
INCLINAZIONE DELLA PALIFICATA RISPETTO ALL'ORIZZONTALE	α	10	°	
FATTORE DI FORMA DELLA FONDAZIONE (NASTRIFORME)	S_y	1	NUM	
FATTORE DI FORMA DELLA FONDAZIONE (NASTRIFORME)	S_c	1	NUM	

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \gamma_t * B * N_y * s_y + c * N_c * s_c + Q * N_q$$

				OUTPUT
VERIFICA A SCHIACCIAMENTO	q_{lim}	4861,00	kg/m ²	Verificata

Il carico limite risulta essere il valore della cella E60 kg/m², quindi essendo il carico Q di E48 kg/m² scelto da noi la verifica è soddisfatta.

Rapporto B/H

Il calcolo del rapporto B/H deve essere considerato garante della stabilità solo in prima approssimazione, poiché l'opera così dimensionata deve essere poi sottoposta sia alla verifica del carico limite sia alla verifica della stabilità globale. Il calcolo del rapporto B/H rimane comunque uno strumento molto utile per avere una prima approssimazione del dimensionamento dell'opera.

Tramite l'utilizzo dei seguenti fogli di calcolo è possibile calcolare il rapporto B/H di briglie in legname e pietrame e delle palificate vive di sostegno.

RAPPORTO B/H BRIGLIE IN LEGNAME E PIETRAMI

Il coefficiente di spinta attiva (Ka) viene calcolato con la formula di Rankine
 $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

: valori da inserire

φ angolo attrito interno (gradi)	$45^\circ - \varphi/2$ (gradi)	$45^\circ - \varphi/2$ (radianti)	$\tan(45^\circ - \varphi/2)$	K_a		
28	31	0,541052068	0,600860619	0,36103348		
α inclinazione verso monte della base dell'opera rispetto all'orizzontale (gradi)	α (radianti)	cos α	cos $^2\alpha$	tan α	tan $^2\alpha$	
0	0	1	1	0	0	
FS_{rib} coefficiente di sicurezza al ribaltamento						
1,5						
γ_t peso specifico terreno (kN/m 3)						
20						
γ_c peso specifico briglia (kN/m 3)						
19	peso specifico terreno asciutto = 19 kN/m 3					
FS_{sciv} Coefficiente di sicurezza allo scivolamento						
1,8						
f Coefficiente attrito briglia e fondazione						
0,75						

$$\frac{B}{H} = \left(\sqrt{\frac{\tan^2 \alpha + FS_{rib} \cdot \frac{\gamma_t}{3\gamma_c} \cdot \cos^2 \alpha \cdot K_a - \frac{\tan \alpha}{2}}{4}} \right)$$

$$\frac{B}{H} = \left(\sqrt{\frac{\tan^2 \alpha + \frac{1}{6} \cdot FS_{rib} \cdot \cos^2 \alpha - \frac{\tan \alpha}{2}}{4}} \right)$$

1	B/H (spinta del terreno)	0,435910109	RIBALTAMENTO
2	B/H (spinta idrostatica)	0,5	
3	B/H (spinta del terreno)	0,456042295	SCORRIMENTO
4	B/H (spinta idrostatica)	0,6	

$$\frac{B}{H} = \cos \alpha \left(\frac{FS_{sciv} \cdot \frac{\gamma_t}{2\gamma_c} \cdot K_a \cdot \cos \alpha}{f + FS_{sciv} \cdot \tan \alpha} \right)$$

$$\frac{B}{H} = \cos \alpha \left(\frac{1}{4} \frac{FS_{sciv} \cdot \cos \alpha}{f + FS_{sciv} \cdot \tan \alpha} \right)$$

RAPPORTO B/H PALIFICATE VIVE DI SOSTEGNO

K_a può essere calcolato con la formula di Rankine e dipende dall'angolo d'attrito del terreno (φ)
 $K_a = \tan(45^\circ - \varphi/2)$

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

: valori da inserire

φ angolo attrito interno (gradi)	$45^\circ - \varphi/2$ (gradi)	$45^\circ - \varphi/2$ (radianti)	$\tan(45^\circ - \varphi/2)$	K_a	
30	30	0,523598776	0,577350269	0,33333333	
α inclinazione verso monte della base dell'opera rispetto all'orizzontale (gradi)	α (radianti)	$\cos\alpha$	$\cos^2\alpha$	$\tan\alpha$	$\tan^2\alpha$
10	0,174532925	0,984807753	0,96984631	0,17632698	0,0310912
FS_{rib} coefficiente di sicurezza al ribaltamento					
1,5					
γ_t peso specifico terreno (kN/m ³)					
22,5					
γ_c peso specifico briglia (kN/m ³)					
20,5					
FS_{sciv} Coefficiente di sicurezza allo scivolamento					
1,3					
f Coefficiente attrito briglia e fondazione					
0,75					

$$\frac{B}{H} = \left(\sqrt{\frac{\tan^2 \alpha}{4} + FS_{rib} \cdot \frac{\gamma_t}{3\gamma_c} \cdot \cos^2 \alpha \cdot K_a} - \frac{\tan \alpha}{2} \right)$$

$$\frac{B}{H} = \left(\sqrt{\frac{\tan^2 \alpha}{4} + \frac{1}{6} \cdot FS_{rib} \cdot \cos^2 \alpha} - \frac{\tan \alpha}{2} \right)$$

$$\frac{B}{H} = \cos \alpha \left(\frac{FS_{sciv} \cdot \frac{\gamma_t}{2\gamma_c} \cdot K_a \cdot \cos \alpha}{f + FS_{sciv} \cdot \tan \alpha} \right)$$

$$\frac{B}{H} = \cos \alpha \left(\frac{1}{4} \frac{FS_{sciv} \cdot \cos \alpha}{f + FS_{sciv} \cdot \tan \alpha} \right)$$

B/H (spinta del terreno)	0,34216628	RIBALTAMENTO
B/H (spinta idrostatica)	0,412070833	

B/H (spinta del terreno)	0,235527244	SCORRIMENTO
B/H (spinta idrostatica)	0,340268671	

Formule speditive di dimensionamento delle briglie in legname e pietrame

Per definire il dimensionamento delle briglie in legname e pietrame, si possono utilizzare delle formule speditive. Tali formule sono state ricavate per interpolazione analitica dei valori di B, ottenuti dalle diverse combinazioni dei parametri geometrici, tali da soddisfare la condizione di equilibrio al ribaltamento con coefficiente di sicurezza pari a 1,5. Le grandezze relative alla geometria dell'opera si sono fatte variare all'interno del campo di valori:

- altezza dell'opera: $H \leq 9$ m;
- carico d'acqua sulla gaveta: $h \leq 2,5$ m;
- angolo di inclinazione del piano di fondazione della briglia: $\alpha < 20^\circ$.

Per definire il dimensionamento delle briglie in legname e pietrame tramite formule speditive si utilizza il seguente foglio elettronico:

FORMULE SPEDITIVE DI DIMENSIONAMENTO DELLE BRIGLIE IN LEGNAME E PIETRAMME

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

valori da inserire

caso A terreno asciutto

$$B = 0,49 \cdot H^{0,89} + 0,65 \cdot h^{0,19} - 0,17 \cdot \alpha^{0,80}$$

m	3,80	H = altezza complessiva dell'opera.
m	1,70	h = carico d'acqua massimo sulla gaveta (o altezza della stessa).
°	15,00	α = angolo di inclinazione del piano di fondazione della briglia in legname e pietrame.
m	0,84	B = profondità (base) dell'opera

caso B terreno saturo

$$B = 0,5 \cdot H^{0,98} + 1,22 \cdot h^{0,29} - 0,17 \cdot \alpha^{0,77}$$

m	3,80	H = altezza complessiva dell'opera.
m	1,70	h = carico d'acqua massimo sulla gaveta (o altezza della stessa).
°	15,00	α = angolo di inclinazione del piano di fondazione della briglia in legname e pietrame.
m	1,91	B = profondità (base) dell'opera

Verifica a flessione e verifica a taglio

Per la verifica alla stabilità interna dell'opera, ovvero alla resistenza a flessione e alla resistenza al taglio, si utilizzano i seguenti fogli elettronici.

La verifica dimensionale per la stabilità interna di una palificata viva prende in considerazione i materiali costituenti l'opera di sostegno.

Al fine di garantire una adeguata funzionalità, sia nel tempo, sia nel periodo immediatamente successivo la realizzazione dell'opera, è indispensabile effettuare la verifica a flessione dei correnti e dei montanti e resistenza a taglio del corrente nel punto di chiodatura.

Le modalità di calcolo della stabilità possono differire a seconda dell'approccio d'analisi:

- il primo si basa essenzialmente sulle forze agenti sull'opera;
- il secondo parte dalle pressioni esercitate dal materiale di riempimento contenuto all'interno della palificata viva di sostegno o della briglia in legname e pietrame.

In particolare per definire la resistenza a flessione corrente o montante si utilizzano le seguenti tabelle a seconda dell'approccio che si decide di scegliere:

- approccio basato sulle forze:

FLESSIONE CORRENTE O MONTANTE: APPROCCIO BASATO SULLE FORZE

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

INPUT : valori da inserire

	Kg	N		
input	2200	22000		input
1 kN=1000N=100Kg				
			peso specifico (kN/m³)	22 valore tabellare
			peso specifico (N/m³)	22000
			carico applicato acc (N/m²)	5000 peso di un'autobotte
Condizione di verifica			somma peso applicato (N/m³)	27000
$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} \leq \sigma_{am}$			diametro (m):	0,2
Modulo resistente			Modulo trave W (m⁴):	0,00078500
$W = \frac{\pi * D^3}{32}$			INTERASSE TRA I MONTANTI DI IPOTESI	2
			Carico (N/m):	10800
			Modulo trave W (m⁴):	0,00078500
			Momento (N m):	5400,00
			Sigma ammissibile (N/mm²)	28,00 castagno (val tabellare)
			Sigma ammissibile (N/mm²)	18,67 coeff sic = 1,5
			Sigma risultante	6,88 Verificata

- approccio basato sulle pressioni (da D'agostino e Mantovani, 2000)

Sollecitazioni flessionali sui correnti

			INPUT	
INTERASSE CORRENTE	a	2	m	15°
INTERASSE MONTANTE	b'	1,5	m	0,261799 radianti
ANGOLO DI ATTRITO OPERA-TERRENO	δ	15	°	0,267949 tangente
PESO SPECIFICO DEL MATERIALE DI RIEMPIMENTO	γ _{pr}	18000,00	N/m³	
DIAMETRO DEI CORRENTI	D	0,14	m	
DIAMETRO MONTANTI	D'	0,14	m	
			OUTPUT	
PRESSIONE UNITARIA ORIZZONTALE MASSIMA	p _{hz max}	28790,11	N/m²	
CARICO UNIFORME	Q	8061,23	N/m²	
LUCE DELLA TRAVE SU CUI AGISCE IL CARICO Q	l _i	2,14	m	
TENSIONE DI FLESSIONE MASSIMA	σ _{fl,max}	17138589,69	N/m²	
	σ _{fl,max}	17,14	N/mm²	

confronta il valore con valori tabellari di riferimento

Flessione a trazione sui montanti

DISTANZA TRA DUE MONTANTI SUCCESSIVI	l'	2	m	INPUT
DIAMETRO DEI CORRENTI	D	0,14	m	
DIAMETRO MONTANTI	D'	0,14	m	

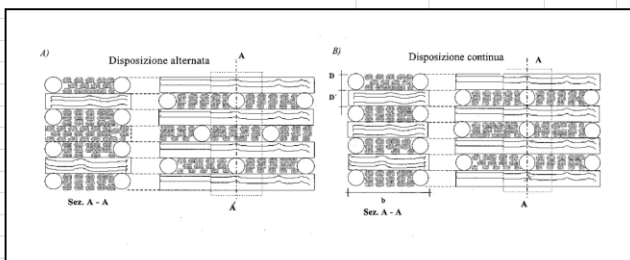
				OUTPUT
PRESSIONE UNITARIA ORIZZONTALE MASSIMA	$P_{bz,max}$	28790,11	N/m^2	
FORZA DI TRAZIONE (DISPOSIZIONE ALTERNATA)	N	32244,92	N	
FORZA DI TRAZIONE (DISPOSIZIONE CONTINUA)	N	16122,46	N	
AREA DELLA SEZIONE DEL TONDAME INPIEGATO	A	0,03	m^2	
SOLLECITAZIONE A TRAZIONE MASSIMA (DISPOSIZIONE ALTERNATA)	$\sigma_{traz,max}$	1047865,56	N/mm^2	
		1,05	N/mm^2	
SOLLECITAZIONE A TRAZIONE MASSIMA (DISPOSIZIONE CONTINUA)	$\sigma_{traz,max}$	523932,78	N/mm^2	
		0,52	N/mm^2	

disposizione alternata $N = P_{bz,max} * (2D + 2D') * l'$

disposizione continua $N = P_{bz,max} * (D + D') * l'$

$$\sigma_{traz,max} = \frac{N}{A}$$

confronta il valore con valori tabellari di riferimento



PROPRIETA'	Douglas		Castagno	Querce caducifoglie	Pioppo e Ontano	Altre Latifoglie	
	S1	S2/S3	S	S	S	S	
Res. a flessione (5-perc.) N/mm^2	f_{bA}	40	23	28	42	26	27
Res. a trazione parallela alla fibrat. (5-perc.) N/mm^2	f_{tA}	24	14	17	25	16	16
Res. a trazione perpend. alla fibrat. (5-perc.) N/mm^2	f_{tB}	0,4	0,4	0,5	0,8	0,4	0,5
Res. a compressione parallela alla fibrat. (5-perc.) N/mm^2	f_{cA}	26	20	22	27	22	22
Res. a compressione perpend. alla fibrat. (5-perc.) N/mm^2	f_{cB}	2,6	2,6	3,8	5,7	3,2	3,9
Res. a taglio (5-perc.) N/mm^2	f_{vA}	4,0	3,4	2,0	4,0	2,7	2,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (medio) N/mm^2	$E_{L,par}$	14000	12500	11000	12000	8000	11500
Modulo di elasticità perpendic. alla fibrat. (5-perc.) N/mm^2	$E_{L,perp}$	9400	9400	8000	10100	6700	8400
Modulo di taglio (medio) N/mm^2	G_{med}	470	420	730	800	530	770
Modulo di taglio (medio) N/mm^2	G_{max}	880	780	950	750	500	720
Massa volumica (5-perc.) kg/m^3	ρ_A	400	420	465	760	420	515
Massa volumica (media) kg/m^3	ρ_{med}	435	455	550	825	460	560

Per definire la resistenza a taglio del corrente nel punto di chiodatura si utilizzano le seguenti tabelle a seconda dell'approccio che si decide di scegliere:

- approccio basato sulle forze:

RESISTENZA A TAGLIO DEL CORRENTE NEL PUNTO DI CHIODATURA: APPROCCIO BASATO SULLE FORZE

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

			: valori da inserire
	input		
peso specifico (kN/m^3)	22	valore tabellare	
peso specifico (N/m^3)	22000		
carico applicato acc (N/m^2)	5000	peso di un'autobotte	
somma peso applicato (N/m^2)	27000		
diámetro (m):	0,14		
interasse tra i montanti	2		
Carico (N/m):	7560		
Sigma ammissibile (N/mm^2)	2,00	castagno	
Sigma ammissibile (N/mm^2)	1,33	coeff sic = 1,5	
Sigma risultante	1,31	Verificata	

	Kg	N
input	2200	22000
	1 kN=1000N=100Kg	

$$\sigma = \frac{S}{A} = \frac{F_{app}}{A} \leq \sigma_{amm}$$

$$\frac{4}{3} * \frac{S}{0,5 * \frac{\pi}{4} * D^2} \leq \sigma_{amm}$$

- approccio basato sulle pressioni (da D'agostino e Mantovani, 2000):

Sforzo di taglio su correnti e montanti

INPUT			
BASE DELL'OPERA	b	2	m
DIAMETRO DEI CORRENTI	D	0,14	m
DIAMETRO MONTANTI	D'	0,14	m
ANGOLO DI ATTRITO OPERA-TERRENO	δ	15	°

15	°
0,261799	radianti
0,267949	tangente

OUTPUT			
PRESSIONE UNITARIA ORIZZONTALE MASSIMA	$p_{hz,max}$	28790,11	N/m ²
PRESSIONE VERTICALE MASSIMA	$p_{vz,max}$	7714,29	N/m ²
FORZA DI TAGLIO (DISPOSIZIONE ALTERNATA)	T	8640,00	N
FORZA DI TAGLIO (DISPOSIZIONE CONTINUA)	T	4320,00	N
AREA DELLA SEZIONE CONSIDERATA	A	0,03	m ²
SFORZO TANGENZIALE (SEZIONE CIRCOLARE, DISPOSIZIONE ALTERNATA)	$\tau_{zy,max}$	374366,3	N/m ²
	$\tau_{zy,max}$	0,37	N/mm ²
SFORZO TANGENZIALE (SEZIONE CIRCOLARE, DISPOSIZIONE CONTINUA)	$\tau_{zy,max}$	187183,2	N/m ²
	$\tau_{zy,max}$	0,19	N/mm ²

dato da foglio verifica a flessione(2)

confronta il valore con valori tabellari di riferimento

PROPRIETA'		Douglasia		Castagno	Querce caducifoglie	Pioppo e Ontano	Altre Latifoglie
		S1	S2/S3	S	S	S	S
Res. a flessione (5-perc.), N/mm ²	$f_{m,k}$	40	23	28	42	26	27
Res. a trazione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{t,0,k}$	24	14	17	25	16	16
Res. a trazione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,5	0,8	0,4	0,5
Res. a compressione parallela alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c,0,k}$	26	20	22	27	22	22
Res. a compressione perpend. alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$f_{c,90,k}$	2,6	2,6	3,8	5,7	3,2	3,9
Res. a taglio (5-perc.), N/mm ²	$f_{v,k}$	4,0	3,4	2,0	4,0	2,7	2,0
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{0,mean}$	14000	12500	11000	12000	8000	11500
Modulo di elasticità parallelo alla fibrat. (5-perc.), N/mm ²	$E_{0,05}$	9400	8400	8000	10100	6700	8400
Modulo di elasticità perpend. alla fibrat. (medio), N/mm ²	$E_{90,mean}$	470	420	730	800	530	770
Modulo di taglio (medio), N/mm ²	G_{mean}	880	780	950	750	500	720
Massa volumica (5-perc.), kg/m ³	ρ_k	400	420	465	760	420	515
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	435	455	550	825	460	560

Sfilamento chiodo

Per la verifica a sfilamento di un picchetto, si utilizza il seguente foglio elettronico:

SFILAMENTO CHIODO

ATTENZIONE: le caselle da impiegare per inserire i dati di input sono quelle con sfondo in colore GIALLO

valori da inserire

verifica a sfilamento di un picchetto

La valutazione teorica con metodo analitico, ai sensi del D.M. 14.01.2008, della lunghezza del tratto attivo (L) è ottenuta imponendo la seguente condizione di equilibrio:

$$Rak = \pi \cdot D \cdot \gamma \cdot d2 \cdot L \cdot K \cdot \tan \phi + c \cdot \pi \cdot D \cdot L$$

dove:

- d2 = distanza dal piano di campagna e mezzera del tratto attivo del picchetto (m)
- D = D di perforazione del foro nel terreno più resistente (m)
- γ = peso per unità di volume (N/m³)
- c = coesione non drenata (N/m²)
- Rac = resistenza caratteristica a sfilamento, carico d'esercizio gravante sul singolo picchetto (N)
- ϕ = angolo di attrito del materiale *in situ*
- $\tan \phi$
- K = coefficiente di spirita attiva
- L = lunghezza del tratto attivo (m) intesa come la quota parte di picchetto infisso oltre il piano di scivolamento

Quindi:

ANALISI DEI PESI	L2	L1	S	peso terreno	carico gravante
AREA DI INFLUENZA	0,6	0,6	0,36	1700	290,36

verifica flessione(1) verifica flessione(2) verifica taglio (1) verifica taglio (2) sfilamento chiodo numero pali e chiodi allegato al num. pali e chiodi

Calcolo della lunghezza dei pali e del numero di chiodi

Per definire queste variabili, si utilizza il seguente foglio elettronico:

PALIFICATA VIVA DI SOSTEGNO

Lunghezza palificata	lunghezza correnti	lunghezza montanti	interasse montanti	numero piani	numero correnti	numero montanti	metri palo	numero chiodi
12	4	2	2	1	12	7	62	28
				2	18	15	102	60
				3	24	22	140	88
				4	30	30	180	120
				5	36	37	218	148
				6	42	45	258	180

PALIFICATA SPONDALE FLORINETH

Lunghezza palificata	lunghezza correnti	lunghezza montanti	interasse pali verticali	lunghezza pali verticali	numero piani	numero montanti	numero correnti	numero incroci	metri palo	numero chiodi
4	4	2	2	3,5	3	9	4	3	45	39

Si introducono semplicemente come dati iniziali:

- la lunghezza della palificata (12 m nell'esempio);
- la lunghezza in metri dei pali correnti (4 m nell'esempio);
- la lunghezza in metri dei pali montanti (2 m nell'esempio);
- la distanza d'interasse fra i montanti (2 m nell'esempio);
- il numero di piani che formano la palificata.

Attraverso questi valori, il software riesce a calcolare:

- il numero di correnti necessario per la costruzione della palificata;
- il numero di montanti necessario per la costruzione della palificata;
- la lunghezza complessiva in metri dei pali;
- il numero di chiodi necessario;
- il numero di incroci che si vengono a formare.

II ANALISI DEI PREZZI

II.1 Elenco prezzi unitari

ELENCO PREZZI UNITARI			
DESCRIZIONE	u.m.	PREZZO ELEMENTARE	RIF. PREZZIARI
A) Manodopera			
Operaio specializzato - agricolo	ora	€ 13,78	bolzano - STRA 2012
Operaio qualificato - agricolo	ora	€ 12,62	bolzano - STRA 2012
Operaio comune - agricolo	ora	€ 11,57	bolzano - STRA 2012
Operaio specializzato	ora	€ 13,35	R_puglia_for_2009
Operaio qualificato	ora	€ 12,47	R_puglia_for_2009
Operaio comune	ora	€ 11,51	R_puglia_for_2009
Operaio specializzato - settore edile	ora	€ 36,16	bolzano - STRA 2012
Operaio qualificato - settore edile	ora	€ 33,39	bolzano - STRA 2012
Operaio comune - settore edile	ora	€ 29,67	bolzano - STRA 2012
B) Noli a caldo (se a freddo è specificato nella voce)			
Argano di potenza fino a 3 kW munito di funi e ogni altro accessorio per il corretto funzionamento, escluso operatore. H.10	ora	€ 7,93	veneto_agrofor_2009
Autocarro leggero da 3,5 a 7 t di portata utile, con operatore	ora	€ 32,64	R_puglia_for_2009
Autobotte funzionante della portata di 5-8 t, con operatore	ora	€ 40,80	R_puglia_for_2009
Autobotte per innaffiamento, capacità 2,50 - 3,50 m ³	ora	€ 38,48	bolzano - STRA 2012
Autocarro a cassa ribaltabile P.T.T. fino a 3,50 t	ora	€ 54,81	trento 2012
Autocarro a cassa ribaltabile P.T.T. oltre 3,50 t fino a 7,50 t	ora	€ 60,37	trento 2012
Autocarro con cassa per trasporto materiale di scavo, massi, inerti ecc. con cassa ribaltabile a 3 lati. Portata oltre 4,0 fino a 8,00 t	ora	€ 48,86	bolzano - STRA 2012
Cippatrice, compreso carburante ed ogni altro onere per il suo funzionamento, esclusi operatori. Parametri di riferimento: cippatrice fino alla misura diametro 25 cm del materiale da cippare. H.5.2.	ora	€ 73,20	veneto_agrofor_2009
Compressore con pistola	ora	€ 10,00	
Compressore d'aria, gommato, di tipo silenziato, con motore Diesel, pressione d'esercizio da 6 a 8 bar. Oltre 6,00 fino a 10,00 m ³ /min	ora	€ 17,32	bolzano - STRA 2012
Decespugliatore oltre a 2 kW. H.26	ora	€ 31,72	veneto_agrofor_2009
Elicottero per il trasporto di materiali, compreso l'operatore addetto continuativamente alla manovra e le autorizzazioni al volo. Esempio: AS 350 ECUREIL B3 con portata massima al gancio fino a 1400 Kg (escluso il trasferimento). H.47	min	€ 34,77	veneto_agrofor_2009

Elicottero a) carico utile 800 kg / H=2500 m	min	€	26,60	bolzano - STRA 2012
Escavatore cingolato potenza fino a 60 kW	ora	€	66,01	trento 2012
Escavatore cingolato potenza oltre 110 kW fino a 155 kW	ora	€	114,90	trento 2012
Escavatore cingolato potenza oltre 60 kW fino a 80 kW	ora	€	84,16	trento 2012
Escavatore cingolato potenza oltre 80 kW fino a 110 kW	ora	€	98,23	trento 2012
Escavatore semovente con operatore da 45-90 Kw con martello demolitore	ora	€	65,00	R_puglia_for_2009
Escavatore tipo "ragno" a due ruote e due piedi telescopici potenza ca. 55 kW	ora	€	73,16	bolzano - STRA 2012
Generatore con trapano	ora	€	10,00	
Gru a cavo "blonden" comprensivo di un operatore. H.18	ora	€	48,80	veneto_agrofor_2009
Idroseminatrice, con cisterna >1m ³ . H.78	ora	€	103,70	veneto_agrofor_2009
Impianto a fune a stazione motrice mobile medio/pesanti. H.20	ora	€	85,40	veneto_agrofor_2009
Martello demolitore pneumatico, manuale, con tubo flessibile e fioretto (escluso l'operatore). Peso oltre 10,00 fino a 20,00 kg	ora	€	7,83	bolzano - STRA 2012
Martello perforatore ad aria modificato per chiodature peso fino a 15 kg	ora	€	3,81	trento 2012
Miniescavatore meccanico cingolato in condizioni di piena efficienza, provvisto di benna, cucchiaio o lama, compreso l'operatore addetto continuamente alla manovra e le spese annesse per il perfetto funzionamento del mezzo. Potenza oltre 15 kW fino a 20 kW. H.69	ora	€	51,24	veneto_agrofor_2009
Motocariola cingolata larghezza 60-70 cm. H. 42	ora	€	34,16	veneto_agrofor_2009
Motocompressore con martello demolitore e perforatore da lt 2000, con operatore	ora	€	37,50	R_puglia_for_2009
Motocompressore produzione aria oltre 11 m ³ /min fino a 14 m ³ /min e pressione 7 bar	ora	€	59,78	trento 2012
Motocompressore produzione aria oltre 6 m ³ /min fino a 8 m ³ /min e pressione 7 bar	ora	€	32,48	trento 2012
Motocompressore produzione aria oltre 8 m ³ /min fino a 11 m ³ /min e pressione 7 bar	ora	€	47,69	trento 2012
Motodecespugliatore portatile, escluso operatore	ora	€	5,00	R_puglia_for_2009
Motoscorcecciato (montato su motosega), escluso operatore. H.6.	ora	€	6,10	veneto_agrofor_2009
Motosega a scoppio cilindrata fino a 51 cm ³	ora	€	6,02	trento 2012
Motosega a scoppio cilindrata oltre 61 cm ³	ora	€	7,48	trento 2012
Motosega a scoppio cilindrata oltre 51 cm ³ fino a 61 cm ³	ora	€	6,76	trento 2012
Motosega portatile, escluso operatore	ora	€	5,00	R_puglia_for_2009
Motosega trasportabile con motore a scoppio, barra 40 cm (escluso l'operatore)	ora	€	4,42	bolzano - STRA 2012

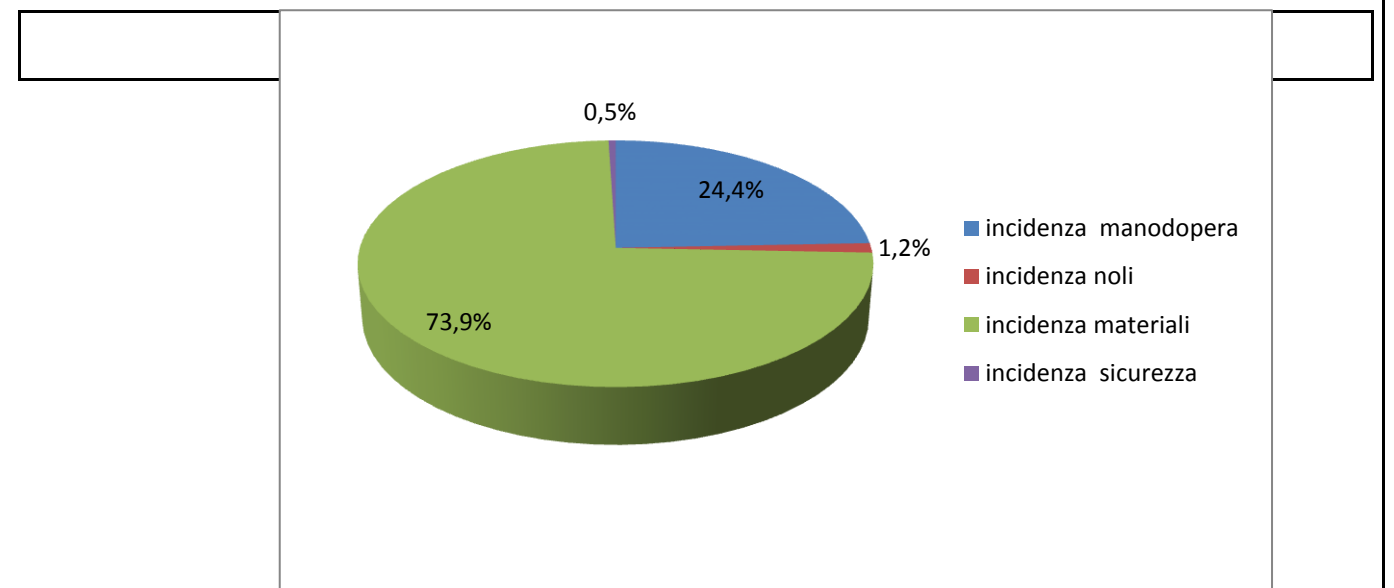
Nolo di gruppo elettrogeno completo di tutti gli accessori, comprese installazioni, spostamenti, esercizio, sorveglianza ecc. escluso operatore, per produzione di energia indicata nei tipi. Fino a 10 kW	ora	€	10,21	trento 2013
Pompa completa di motore, tubazioni ed accessori, comprese installazioni, spostamenti, esercizio, sorveglianza ecc. escluso operatore, della potenza adeguata per una bocca aspirante indicata nei tipi. Oltre mm 100 fino a mm 150. H.14	ora	€	6,10	veneto_agrofor_2009
Pompa irroratrice a zaino per trattamenti antiparassitari, escluso operatore. H.9	ora	€	9,15	veneto_agrofor_2009
Ragno meccanico potenza fino a kW 50	ora	€	60,40	trento 2012
Trapano elettrico per calcestruzzo e muratura (0,75 kW) (escluso l'operatore)		€	2,41	bolzano - STRA 2012
Verricello idraulico con motore autonomo. H. 44	ora	€	30,50	veneto_agrofor_2009
Terna semovente gommata, attrezzata per scavi con pala caricatrice anteriore, escavatore decentrabile posteriore, con appoggi posteriori retrattili, con 4 ruote sterzanti da 75 Kw. H. 61	ora	€	61,00	veneto_agrofor_2009
Trattore/trattrice forestale munito di scudo e verricello con potenza minima di 59 kW compreso operatore ed ogni altro onere. H.50	ora	€	54,90	veneto_agrofor_2009
Trattore/trattrice forestale munito di trivella idraulica con potenza minima di 59 kW compreso operatore ed ogni altro onere. H.52	ora	€	48,80	veneto_agrofor_2009
C) Materiali				
Arbusti in vaso	cad	€	5,50	
Astoni (ø cm 2-5, lunghezza m 1,5-3)	cad	€	0,62	R_puglia_for_2009
Astoni per produzione di biomassa. I.2.3.10	cad	€	0,80	veneto_agrofor_2009
Barra di acciaio munita di asola diametro mm 16, lunghezza cm 60	cad	€	2,00	R_puglia_for_2009
Dischi in fibra naturale (cocco e similari) per pacciamatura, diametro minimo cm 40	cad	€	0,90	R_puglia_for_2009
Fune di fili di acciaio zincato e anima in acciaio (ø mm 16-18)	m	€	5,00	Manuale_R_Lazio III
Ferro tondo FeB44K ad aderenza migliorata per struttura in cemento armato (esclusa lavorazione)	kg	€	1,20	R_puglia_for_2009
Filo di ferro diametro 3 mm	kg	€	0,80	Manuale_R_Lazio III
Geotessuto (tessuto non tessuto) per rivestimento vespai drenanti (g 250/m ²)	m ²	€	2,00	R_puglia_for_2009
Ghiaia o pietrisco per drenaggi mm 3-30 (1,6 t/m ³)	t	€	23,00	R_puglia_for_2009
Legname scortecciato di castagno	m ³	€	300,00	R_puglia_for_2009
Miscuglio bilanciato di leguminose e graminacee per inerbimento e consolidamento terreno nudo	kg	€	3,70	R_puglia_for_2009
Palo zincato ø mm 50, altezza m 3, spessore mm 2, compresi attacchi e bulloniera	cad	€	20,00	R_puglia_for_2009
Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 12, lunghezza 1,8 m	cad	€	5,10	R_puglia_for_2009

Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15-20, lunghezza 3 m	cad	€	12,96	R_puglia_for_2009
Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15-20, lunghezza 4 m	cad	€	17,07	R_puglia_for_2009
Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15, lunghezza 2 m	cad	€	5,60	R_puglia_for_2009
Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 8-10, lunghezza m 1,80	cad	€	3,68	R_puglia_for_2009
Putrelle HEB 180	kg	€	0,80	Manuale_R_Lazio III
Rete elettrosaldata in acciaio ad aderenza migliorata FeB44K	kg	€	2,00	Manuale_R_Lazio III
Sostanza vegetale secca composta da miscuglio variamente bilanciato di paglia, fieno, segatura	100 kg	€	12,00	R_puglia_for_2009
Talee per produzione di biomassa. I.2.3.11	cad	€	0,33	veneto_agrofor_2009
Talee salice o tamerice diametro non inferiore a 1 cm e lunghezza maggiore di 100 cm	cad	€	0,20	R_puglia_for_2009
Tondame di larice	m ³	€	82,00	ASTAT 2010
Zanche o graffe in FeB44K	kg	€	5,00	Manuale_R_Lazio III
Tabelle monitorie per intervento in corso divieto di transito cm 20x30 (bianco e nero)	cad	€	3,50	R_puglia_for_2009

11.2 Palizzata viva

ANALISI PREZZI					
PALIZZATA					
<p><u>Descrizione tipologia:</u> Stabilizzazione di pendii con palizzata costituita da tondame di castagno scortecciato di categoria dimensionale R1a/D1a e classificazione di qualità D/C di 12 cm minimo e lunghezza 2,5 m o superiore, appoggiata in orizzontale sul pendio, su file con disposizione alterna e distanti 1,2 m, fissati a pali di legno di castagno scortecciato di categoria dimensionale R1b/D1b e classificazione di qualità D/C/B aventi 14 cm di diametro minimo, infissi nel pendio per minimo 1,35 m e sporgenti dal piano di campagna per 50 cm massimo. La palizzata è stata predimensionata per sopportare un sovraccarico di 1 kN/m². Sul tondame verranno inserite "a pettine" n°10 talee di specie con capacità di propagazione vegetativa aventi diametro minimo 3 cm coperte in seguito da terreno; l'intervento dovrà essere completato con la piantagione di piantine in zolla o a radice nuda in piccoli solchi ricavati a tergo dei tondami.</p> <p>Tale struttura risulta dimensionata per una condizione teorica di suolo quale Terra umida con peso specifico di circa 20 kN/m³ e angolo di attrito di 30°. Il coefficiente di sicurezza imposto risulta maggiore di 1,5.</p> <p>Noto ciò il volume del legno al metro lineare di intervento risulta essere 0,074 m³.</p> <p>Parte viva: 10 talee e 5 piantine.</p>					
	OGGETTO	u.m.	QUANTITA'	PREZZO ELEMENTARE	IMPORTO
A) Manodopera					
	Operaio specializzato	ora	0,3	€ 36,16	€ 10,85
	Operaio qualificato	ora	0,3	€ 33,39	€ 10,02
	Operaio comune	ora	0	€ 29,67	€ 0,00
		ora	0	€ 0,00	€ 0,00
SOMMANO					€ 20,87
B) Noli a caldo					
	Autocarro leggero da 3,5 a 7 t di portata utile, con operatore	ora	0,002	€ 32,64	€ 0,07
	Motosega portatile, escluso operatore	ora	0,1	€ 5,00	€ 0,50
	Generatore con trapano /mototrivella	ora	0,05	€ 10,00	€ 0,50
SOMMANO					€ 1,07
C) Materiali					
	Arbusti in vaso	cad	3	€ 5,50	€ 16,50
	Astoni (ø cm 2÷5, lunghezza m 1,5÷3)	cad	10	€ 0,62	€ 6,20
	Dischi in fibra naturale (cocco e similari) per pacciamatura, diametro minimo cm 40	cad	3	€ 0,90	€ 2,70
	Ferro tondo FeB44k ad aderenza migliorata per struttura in cemento armato (diametro 12 lunghezza 25 con punta)	kg	1,33	€ 1,20	€ 1,60
	Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15÷20, lunghezza 3 m	cad	1,5	€ 12,96	€ 19,44
	Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15÷20, lunghezza 4 m	cad	0	€ 17,07	€ 0,00
	Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15, lunghezza 2 m	cad	3	€ 5,60	€ 16,80
SOMMANO					€ 63,24
D) Sicurezza					
SOMMANO 2% di (A(MO)+B(noli))			€ 21,93	2,0%	€ 0,44
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO					€ 85,60

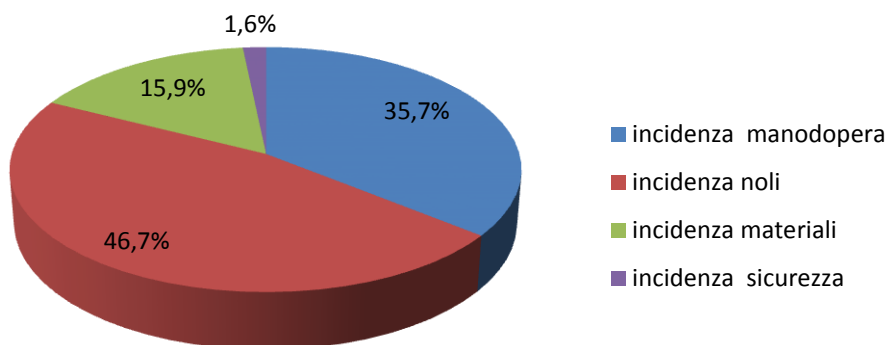
PER SPESE GENERALI IL 14 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)		€ 11,98
PER UTILE D'IMPRESA IL 10 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)		€ 8,56
		€ 0,00
TOTALE		€ 106,15
Arrotondamento		€ 0,28
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO		€ 106,43
	incidenza manodopera	24,4%
	incidenza noli	1,2%
	incidenza materiali	73,9%
	incidenza sicurezza	0,5%



11.3 Gradonata

ANALISI PREZZI						
GRADONATA MISTA SU VERSANTE A RIPOSTO						
<p><u>Descrizione tipologia:</u> Stabilizzazione di pendii mediante scavo di gradoni o terrazzamenti con profondità di 0,5 ÷ 1 m con pendenza verso l'interno di 5°-10° e del pari contropendenza trasversale di almeno 10°, per favorire il drenaggio, e realizzazione di file parallele dal basso verso l'alto con interasse 1,5 ÷ 3 m, riempiendo la gradonata inferiore con il materiale di scavo di quella superiore.</p> <p>I gradoni saranno realizzati secondo le curve di livello (orizzontali) o leggermente inclinati verso un lato, in modo da favorire il drenaggio. A tale scopo si prevedono drenaggi tecnici a tergo delle talee e delle piantine radicate. Inclinazioni del pendio compreso tra 25°÷30°, distanza tra gradoni successivi di circa 1÷1,5 m.</p> <p>I materiali vivi sono talee/astoni radicati con lunghezza > 100 cm (10÷20 cm > della profondità dello scavo) e preferibilmente di diametro minimo di 1,5-2,0 cm; le piantine radicate di latifoglie o arbusti in zolla devono avere un'altezza di 100 cm (10÷20 cm > della profondità dello scavo) e un diametro di 1÷3 cm.</p> <p>Con messa a dimora, in appoggio al gradone, di ramaglia con tutte le ramificazioni di piante legnose con capacità di riproduzione vegetativa (Salici, Tamerici, ecc. che favoriscono la diminuzione del contenuto d'acqua del terreno rendendolo più stabile) in numero di almeno 10 pz/m disposta in modo incrociato alternando le diverse specie e i diversi diametri (età) dei rami. I rami devono sporgere per almeno 15÷20 cm (in modo che sporgano 7÷8 gemme) e gli interstizi tra i rami devono essere accuratamente intasati di terreno per evitare eccessive circolazioni di aria e disseccamento. Nel caso di impiego di talee di diametro consistente, la disposizione delle talee sul gradone avviene a pettine e con messa a dimora, in appoggio al gradone, di piante radicate di latifoglie resistenti all'inghiainamento e in grado di formare radici avventizie, di 2÷3 anni, in ragione di 5÷20 piante per metro e poste una vicino all'altra (a pettine), a seconda della specie, ed aggiunta di terreno vegetale o paglia o compost verde per il miglioramento delle condizioni di crescita. Le piante dovranno sporgere per almeno 1/3 della loro lunghezza; vengono formate file alterne di gradonate con astoni e gradonate con piantine radicate o vengono formati gradoni in cui viene sistemata unitamente in modo combinato.</p>						
	OGGETTO	u.m.	QUANTITA'	PREZZO ELEMENTARE	IMPORTO	
A) Manodopera						
	Operaio specializzato	ora	0,2	€ 36,16	€ 7,23	
	Operaio qualificato	ora	0,2	€ 33,39	€ 6,68	
	Operaio comune	ora	0	€ 29,67	€ 0,00	
		ora	0	€ 0,00	€ 0,00	
SOMMANO					€ 13,91	
B) Noli a caldo						
	Autocarro leggero da 3,5 a 7 t di portata utile, con operatore	ora	0,002	€ 32,64	€ 0,07	
	Ragno meccanico potenza fino a kW 50	ora	0,3	€ 60,40	€ 18,12	
SOMMANO					€ 18,19	
C) Materiali						
	Arbusti in vaso	cad	0	€ 5,50	€ 0,00	
	Astoni (ø cm 2÷5, lunghezza m 1,0÷1,5)	cad	10	€ 0,62	€ 6,20	
	Dischi in fibra naturale (cocco e similari) per pacciamatura, diametro minimo cm 40	cad	0	€ 0,90	€ 0,00	
SOMMANO					€ 6,20	
D) Sicurezza						
SOMMANO 2% di (A(MO)+B(noli))				€ 32,10	2,0%	€ 0,64
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO					€ 38,94	
PER SPESE GENERALI IL 14 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)					€ 5,45	
PER UTILE D'IMPRESA IL 10 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)					€ 3,89	

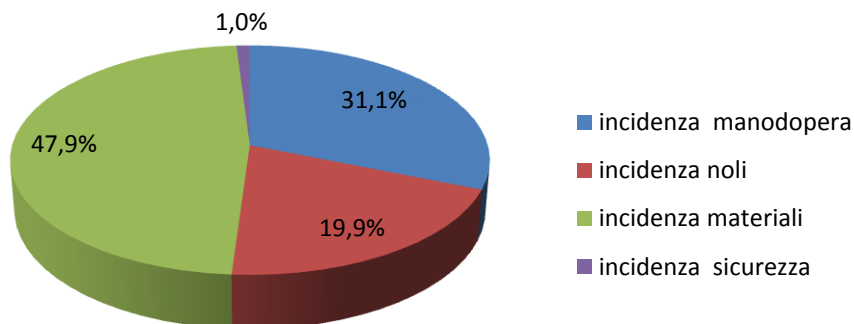
		€ 0,00
TOTALE		€ 48,28
Arrotondamento		€ 0,16
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO		€ 48,44
	incidenza manodopera	35,7%
	incidenza noli	46,7%
	incidenza materiali	15,9%
	incidenza sicurezza	1,6%



11.4 Grata viva

ANALISI PREZZI					
GRATA VIVA					
<p><u>Descrizione tipologia Grata viva:</u> grata in tondame di larice, altra resinosa o castagno scortecciati con buone caratteristiche di resistenza di \varnothing 20÷35 cm (di categoria dimensionale R1b/D1b e classificazione di qualità D/C) e lunghezza 2÷5 m, fondata su un solco in terreno stabile o previa collocazione di un tronco longitudinale di base o palificata viva di sostegno a doppia parete in legno al piede, con gli elementi verticali distanti 1÷2 m e quelli orizzontali distanti da 0,40 a 1,00 m, chiodati ai primi con tondini di ferro acciaioso ad aderenza migliorata in modo da formare delle maglie quadrate o rettangolari (a seconda degli interassi che si scelgono, indicativamente 80÷50 cm), con maggiore densità all'aumentare dell'inclinazione del pendio (in genere si lavora su pendenze di 40°÷55°). Fissaggio della grata al substrato mediante picchetti di legno di \varnothing 8÷12 cm e lunghezza ca. 1 m, o tondini di ferro acciaioso ad aderenza migliorata di dimensioni idonee per sostenere la struttura (minimo 20 mm); l'intera superficie verrà anche seminata e in genere piantata con arbusti autoctoni.</p>					
	OGGETTO	u.m.	QUANTITA'	PREZZO ELEMENTARE	IMPORTO
A) Manodopera					
	Operaio specializzato	ora	0	€ 36,16	€ 0,00
	Operaio qualificato	ora	0,5	€ 33,39	€ 16,70
	Operaio comune	ora	0,8	€ 29,67	€ 23,74
		ora	0	€ 0,00	€ 0,00
SOMMANO					€ 40,43
B) Noli a caldo					
	Autocarro leggero da 3,5 a 7 t di portata utile, con operatore	ora	0,1	€ 32,64	€ 3,26

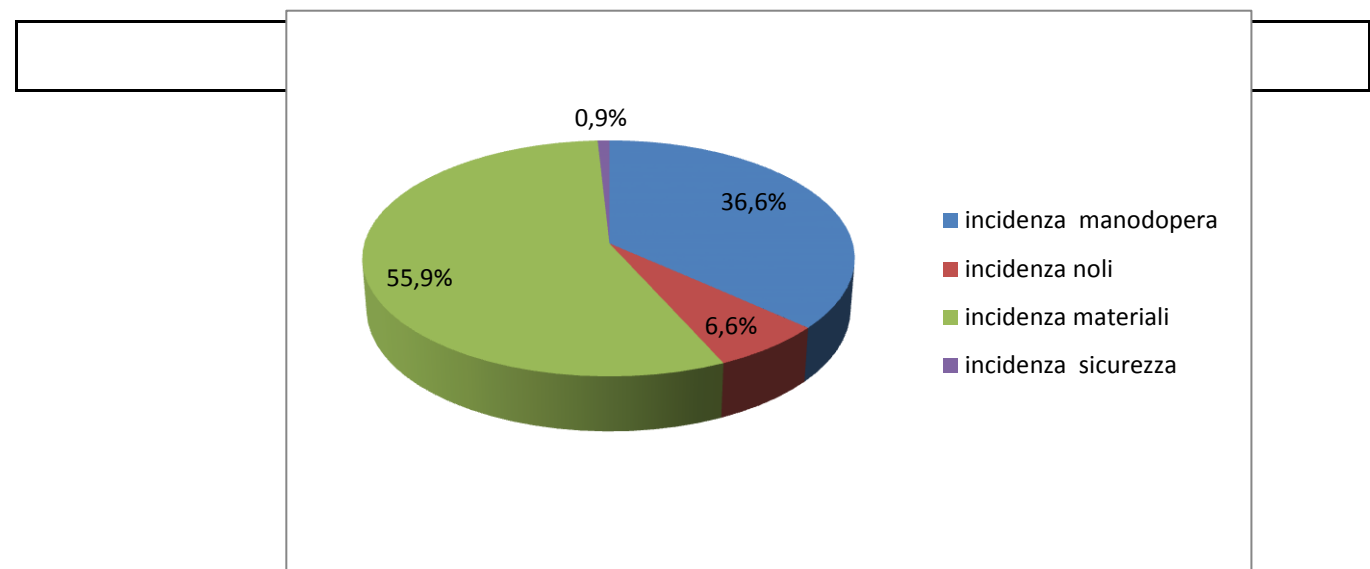
	Motosega portatile, escluso operatore	ora	0,08	€ 5,00	€ 0,40
	Motodecespugliatore portatile, escluso operatore	ora	0,1	€ 5,00	€ 0,50
	Ragno meccanico potenza fino a kW 50	ora	0,35	€ 60,40	€ 21,14
	Generatore con trapano /mototrivella	ora	0,06	€ 10,00	€ 0,60
SOMMANO				€ 25,90	
C) Materiali					
	Arbusti in vaso	cad	5	€ 5,50	€ 27,50
	Ferro tondo FeB44k ad aderenza migliorata per struttura in cemento armato (diametro 12 mm con punta lunghezza 25 cm)	kg	1,33	€ 1,20	€ 1,60
	Miscuglio bilanciato di leguminose e graminacee per inerbimento e consolidamento terreno nudo	kg	0,04	€ 3,70	€ 0,15
	Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15÷20, lunghezza 3 m	cad	2,25	€ 12,96	€ 29,16
	Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15÷20, lunghezza 4 m	cad	0,225	€ 17,07	€ 3,84
SOMMANO				€ 62,24	
D) Sicurezza					
SOMMANO 2% di (A(MO)+B(noli))			€ 66,34	2,0%	€ 1,33
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO CUBO					€ 129,91
PER SPESE GENERALI IL 14 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)					€ 18,19
PER UTILE D'IMPRESA IL 10 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)					€ 12,99
					€ 0,00
TOTALE					€ 161,08
Arrotondamento					€ 0,29
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO CUBO					€ 161,37
			incidenza manodopera	31,1%	
			incidenza noli	19,9%	
			incidenza materiali	47,9%	
			incidenza sicurezza	1,0%	



11.5 Grata viva Vesuvio

ANALISI PREZZI					
GRATA VESUVIO					
<p>Descrizione tipologia Grata Viva Vesuvio: realizzata per il sostegno di scarpate e versanti in erosione molto ripidi, in terreni piroclastici con angolo di attrito di 30°, con acclività comprese tra i 45° e i 55° gradi ed altezze non superiori ai 15 metri. Nel terreno stabile si realizzano più palizzate, con due o tre pali longitudinali di diametro minimo 15 cm (di categoria dimensionale R1b/D1b e classificazione di qualità D/C) e di lunghezza minima 3 m, posti tra loro secondo la linea di massima pendenza a distanza di circa 1,2 m. In un secondo momento, sul pendio vengono disposti tronchi orizzontali per la costruzione della grata. Le dimensioni dei tronchi di castagno scortecciato hanno un diametro di 15 cm e una lunghezza di 4 m. Gli elementi verticali sono disposti ad una distanza di circa 1,2 m e quelli orizzontali ad una distanza d'interasse di 1,2 m. La tecnica è stata codificata dall'ing. Gino Menegazzi e riportata nel testo "Interventi di Ingegneria Naturalistica nel Parco Nazionale del Vesuvio" (2001).</p>					
	OGGETTO	u.m.	QUANTITA'	PREZZO ELEMENTARE	IMPORTO
A) Manodopera					
	Operaio specializzato	ora	0	€ 36,16	€ 0,00
	Operaio qualificato	ora	0,5	€ 33,39	€ 16,70
	Operaio comune	ora	0,8	€ 29,67	€ 23,74
		ora	0	€ 0,00	€ 0,00
SOMMANO					€ 40,43
B) Noli a caldo					
	Autocarro leggero da 3,5 a 7 t di portata utile, con operatore	ora	0,15	€ 32,64	€ 4,90
	Motosega portatile, escluso operatore	ora	0,15	€ 5,00	€ 0,75
	Motodecespugliatore portatile, escluso operatore	ora	0,1	€ 5,00	€ 0,50
	Generatore con trapano /mototrivella	ora	0,12	€ 10,00	€ 1,20
SOMMANO					€ 7,35
C) Materiali					
	Arbusti in vaso	cad	5	€ 5,50	€ 27,50
	Ferro tondo FeB44k ad aderenza migliorata per struttura in cemento armato (diametro 10 mm con punta lunghezza 25 cm)	kg	0,93	€ 1,20	€ 1,12
	Miscuglio bilanciato di leguminose e graminacee per inerbimento e consolidamento terreno nudo	kg	0,04	€ 3,70	€ 0,15
	Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15÷20, lunghezza 3 m	cad	2,25	€ 12,96	€ 29,16
	Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15÷20, lunghezza 4 m	cad	0,225	€ 17,07	€ 3,84
SOMMANO					€ 61,76
D) Sicurezza					
SOMMANO 2% di (A(MO)+B(noli))			€ 47,78	2,0%	€ 0,96
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO CUBO					€ 110,50
PER SPESE GENERALI IL 14 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)					€ 15,47
PER UTILE D'IMPRESA IL 10 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)					€ 11,05
					€ 0,00
TOTALE					€ 137,02

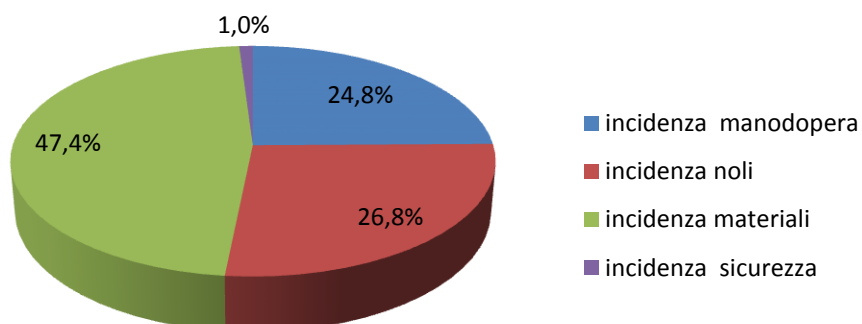
Arrotondamento		€ 0,26
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO CUBO		€ 137,28
	incidenza manodopera	36,6%
	incidenza noli	6,6%
	incidenza materiali	55,9%
	incidenza sicurezza	0,9%



11.6 Palificata

ANALISI PREZZI					
PALIFICATA A DOPPIA PARETE					
<p>Descrizione <u>tipologia Palificata in legname con tallee a due pareti</u>: Realizzazione di una palificata in legname a due pareti in tonname scortecciato di legname di castagno (diametro 15-20 cm) di categoria dimensionale R1b/D1b e classificazione di qualità D/C, fornita e posta in opera. Sono compresi: la foratura di idoneo diametro; i chiodi (tondini di ferro acciaioso tipo FeBK44 del diametro 10 mm , la lunghezza sarà minimo la somma dei diametri dei pali adoperati); l'inserimento negli interstizi, durante la fase costruttiva, di parti vive certificate fornite e poste in opera, di specie arbustive ed arboree ad elevata capacità vegetativa (diametro fusto 3 cm) in numero di almeno 9 per metro quadro di fronte della palificata; il riempimento con il materiale dello scavo. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare il lavoro finito.</p>					
	OGGETTO	u.m.	QUANTITA'	PREZZO ELEMENTARE	IMPORTO
A) Manodopera					
	Operaio specializzato	ora	0	€ 36,16	€ 0,00
	Operaio qualificato	ora	0,7	€ 33,39	€ 23,37
	Operaio comune	ora	0,8	€ 29,67	€ 23,74
		ora	0	€ 0,00	€ 0,00
SOMMANO					€ 47,11
B) Noli a caldo					
	Autocarro leggero da 3,5 a 7 t di portata utile, con operatore	ora	0,1	€ 32,64	€ 3,26
	Ragno meccanico potenza fino a kW 50	ora	0,7	€ 60,40	€ 42,28
	Motosega portatile, escluso operatore	ora	0,3	€ 5,00	€ 1,50
	Motodecespugliatore portatile, escluso operatore	ora	0,05	€ 5,00	€ 0,25

Generatore con trapano / mototrivella	ora	0,06	€ 10,00	€ 0,60
Compressore con pistola	ora	0,3	€ 10,00	€ 3,00
SOMMANO				€ 50,89
C) Materiali				
Astoni (ø cm 2-5, lunghezza m 1,5-3)	cad	0	€ 0,62	€ 0,00
Barra di acciaio munita di asola diametro mm 16, lunghezza cm 60	cad	0	€ 2,00	€ 0,00
Arbusti in vaso H 150 cm	cad	9	€ 5,50	€ 49,50
Ferro tondo Feb44k ad aderenza migliorata per struttura in cemento armato (diametro 12 lunghezza 33 con punta)	kg	1,2	€ 1,20	€ 1,44
Miscuglio bilanciato di leguminose e graminacee per inerbimento e consolidamento terreno nudo	kg	0,035	€ 3,70	€ 0,13
Pertiche di castagno scortecciato diametro cm 15÷20, lunghezza 3 m	cad	3	€ 12,96	€ 38,88
Talee salice o tamerice diametro non inferiore a 1 cm e lunghezza maggiore di 100 cm	cad	0	€ 0,20	€ 0,00
SOMMANO				€ 89,95
D) Sicurezza				
SOMMANO 2% di (A(MO)+B(noli))		€ 98,00	2,0%	€ 1,96
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO CUBO				€ 189,91
PER SPESE GENERALI IL 14 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)				€ 26,59
PER UTILE D'IMPRESA IL 10 % (ex delibera 37/2000 autorità vigilanza LLPP)				€ 18,99
				€ 0,00
TOTALE				€ 235,49
Arrotondamento				€ 0,16
PREZZO DI APPLICAZIONE PER METRO CUBO				€ 235,65
		incidenza manodopera	24,8%	
		incidenza noli	26,8%	
		incidenza materiali	47,4%	
		incidenza sicurezza	1,0%	



12 BIBLIOGRAFIA

12.1 Bibliografia generale

AGW - Amt für Gewässerschutz und Wasserbau des Kantons Zürich - *Leitfaden für den Gewässerunterhalt*

AA.VV., (1996) - *Dictionar of Soil Bioengineering* - Verein für Ingenieurbiologie vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich B.G. Teubner Stuttgart

AA.VV., (1998) - *Empfehlungen zur Begrünung von Problemflächen* - FLL - Bonn

ANPA (2001) - *Atlante delle opere di sistemazione dei versanti*.

APAT Dipartimento Difesa del suolo - Progetto IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia) - www.sinanet.apat.it/progettoiffi

ARPAV (2000) - Atti del corso: “*Aspetti progettuali ed esecutivi nei cantieri di ingegneria naturalistica*” – Vivaio Forestale Regionale di Sospirolo (BL) – settembre/ottobre 1996.

ARSIA (2000) - *Monitoraggio di interventi sperimentali di Ingegneria Naturalistica realizzati in Toscana. Rapporto finale della commissione Tecnica di Coordinamento*. ARSIA, Firenze.

Atti del convegno: “*Ingegneria naturalistica: ripristino della vegetazione e materiali vegetali idonei al sito*” - 5-9 settembre 2006 - Raumberg - Gumpenstein (A)

Begemann W., Schiechl H.M. (1986) - *Ingenieur Biologie. Handbuch zum ökologischen Wasser - und Erdbau*. Bauverlag GMBH. Wiesbaden und Berlin

Boccalaro F., (2004) - *Chiodi d'ancoraggio e radici delle piante per il consolidamento dei versanti in frana*, Rivista Geologia dell'Ambiente. Società Italiana di Geologia Ambientale.

Carbonari A., Mezzanotte M., (1996) - *Tecniche naturalistiche nella sistemazione del territorio*, Prov. Autonoma di Trento, Servizio ripristino e valorizzazione ambientale, Litotipografia Alcione, Trento.

Comedini M., (2000) - *Verifiche di stabilità di versanti stabilizzati con tecniche di ingegneria naturalistica*, Atti Convegno Opere in grigio, opere in verde, Provincia di Teramo

Cornelini P., Federico C., Pirrera G., (2008) - *Arbusti autoctoni mediterranei per l'ingegneria naturalistica - Primo contributo alla morfometria degli apparati radicali* - Azienda Regionale Foreste Demaniali Regione Siciliana - Collana Sicilia Foreste, n° 40

De Antonis L., Molinari V.M, (2007) - *Manuale di Ingegneria Naturalistica - Nozioni e tecniche di base* - Regione Piemonte - Direzione economia montana e foreste

Ente Parco nazionale del Vesuvio (2001) - *Interventi di Ingegneria Naturalistica nel Parco Nazionale del Vesuvio*; Fondo Europeo di Sviluppo Regionale.

Fani C., (1997) - *Manutenzione idraulico-forestale di fossi e torrenti Casentinesi* - Fiumi Puliti 1997, progetto Ufficio Bonifica Montana, Comunità Montana del Casentino, Poppi, pp. 1-20.

Fani C., (2000) - *Manutenzione idraulico-forestale di fossi e torrenti Casentinesi Fiumi Puliti 2000*, progetto Ufficio Bonifica Montana, Comunità Montana del Casentino, Poppi, pp. 1-5.

Fani C., Mazzanti L., (2000) - *Principi e linee guida per l'Ingegneria Naturalistica volume I. Processi territoriali e criteri metodologici*, Edizioni Regione Toscana, Firenze, pp. 365-378;

Florineth F., (2007) – *Piante al posto del cemento – Manuale di ingegneria naturalistica e verde tecnico* – Il Verde Editoriale S.r.l., Milano

- Florineth F., Rauch H.P., *Studienblätter zur Vorlesung. Studienjahr 2003/2004* – Universität für Bodenkultur - Wien
- Freschi A.L, Nocentini G, Dinardo F. (2003) – *Interventi di ingegneria naturalistica in Toscana. Prime esperienze di monitoraggio* – ARSIA – Agenzia Regionale per lo Sviluppo e l'Innovazione nel settore Agricolo-forestale
- Geitz P., (1995) – *Naturnaher Wasserbau – Hefte zur Ausbildung 3* – AuGaLa, Bad Honnef
- Gibelli M.G., D. Meucci, F. Oggioni, F. Palmeri, F. Vallone, (1995) - *Quaderni di Ingegneria Naturalistica. Sistemazioni in ambito fluviale*, Ed. Il Verde Editoriale.
- Hörandl E., Florineth F., Hadacek F., (2002) – *Weiden in Österreich und angrenzenden Gebieten* – Universität für Bodenkultur - Wien
- Kirmer A., Tischew S., (2006) – *Handbuch naturnahe Begrünung von Rohböden* – B.G. Teubner Verlag/GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden
- Krautzer B., Peratoner G., Bozzo F., (2004) – *Specie erbacee idonee al sito – produzione del seme ed utilizzo per l'inerbimento in ambiente montano* – Provincia di Pordenone
- Kutschera L., (1960) - *Wurzelatlas mitteleuropäischer Ackerunkräuter und Kulturpflanzen* - DLG, Frankfurt am Main.
- Kutschera L., Lichtenegger E., (1982) - *Wurzelatlas mitteleuropäischer Grünlandpflanzen. Bd. I: Monocotyledoneae*. G. Fischer, Stuttgart, New York.
- Kutschera L., Lichtenegger E., (1992) - *Wurzelatlas mitteleuropäischer Grünlandpflanzen - Bd. 2. : Pteridophyta und Dicotyledonae (Magnoliopsida). Teil I: Morphologie, Anatomie, Ökologie, Verbreitung, Soziologie, Wirtschaft* . G. Fischer, Stuttgart, Jena, New York.
- Kutschera L., Lichtenegger E., (1997) - *Bewurzelung von Pflanzen in verschiedenen Lebensräumen* - Stapfia 49, OÖ. Landesmuseum, Linz.
- Kutschera L., Lichtenegger E., (2002) - *Wurzelatlas mitteleuropäischer Waldbäume und Sträucher* – 6. Band der Wurzelatlas – Reihe – Leopold Stocker Verlag, Graz, Stuttgart
- Kutschera L., Sobotik M., (1992) - *Wurzelatlas mitteleuropäischer Grünlandpflanzen - Bd. 2: Pteridophyta und Dicotyledoneae (Magnoliopsida), Teil 2: Anatomie*. G. Fischer, Stuttgart, Jena, New York.
- Kutschera L., Sobotik M., (1992) - *Wurzelatlas mitteleuropäischer Grünlandpflanzen - Bd. 2. : Pteridophyta und Dicotyledonae (Magnoliopsida). Teil 2: Anatomie* - G. Fischer, Stuttgart, Jena, New York.
- Lacava P. (1914) - *La sistemazione idraulica forestale dei monti Somma dal 1° Luglio 1906 al 30 Giugno 1913* – ed. Turi
- Lancellotta R., (2001) - *Geotecnica*, Zanichelli
- Mantovani D., (1996) – *Costruzione, impiego e durabilità delle briglie in legno* - Tesi di laurea in Scienze Forestali – Università degli Studi di Padova – Facoltà di Agraria – a.a. 1995/1996
- Mazzanti L., Guarnieri L., (2003) - *Programma di manutenzione ordinaria alle opere di Ingegneria Naturalistica nel Comprensorio del Casentino*, progetto Ufficio Bonifica Montana e Difesa del Suolo, Comunità Montana del Casentino, Poppi, pp. 1-13;
- Mazzanti L., Casasole M., Guarnieri L., Canaccini M., (2004) - *Lavori di manutenzione idraulico-forestale di Fossi e Torrenti Casentinesi Fiumi Puliti 2004*, progetto Ufficio Bonifica Montana e Difesa del Suolo, Comunità Montana del Casentino, Poppi, pp. 1-6;

- Ministero dell'ambiente e della tutela del Territorio – PODIS Progetto Operativo Difesa del Suolo - (2005) - *Manuale di indirizzo delle scelte progettuali per interventi di ingegneria naturalistica*
- Ministero dell'Ambiente (1997) - *Linee guida per capitolati speciali per interventi di ingegneria naturalistica e lavori di opere a verde.*
- Muzzi E., Rossi G., (2003) – *Il Recupero e la riqualificazione ambientale delle cave in Emilia-Romagna – Manuale teorico-pratico – Regione Emilia-Romagna – Assessorato Difesa del Suolo e della Costa*
- Niederschick M.A., (2007) – *Erkennen und Beurteilen von Hangbewegungen – Universität für Bodenkultur - Wien*
- Paiero P., Semenzato P., Urso T., (1996) - *Biologia vegetale applicata alla tutela del territorio*, Dipartimento Territorio e sistemi agro-forestali Università di Padova, Edizioni Progetto Padova, pp. 99-103;
- Parco Nazionale del Vesuvio, (2001) - *Interventi di Ingegneria Naturalistica nel Parco Nazionale del Vesuvio*, a cura di Carlo Bifulco, Studi e Ricerche del Parco Nazionale del Vesuvio Pareto R., 1886, Memoria sui torrenti,
- Provincia di Terni (2003) - *Manuale tecnico di Ingegneria Naturalistica della Provincia di Terni. Applicabilità delle tecniche, limiti e soluzioni.*
- Puglisi S., (2000) - *Il controllo dell'erosione di versante con le tecniche dell'ingegneria naturalistica*, L'Acqua, (2000), 3, 11-20.
- Puglisi S., (2002) - *L'Ingegneria Naturalistica nella sistemazione dei bacini montani*, Quaderni di Idronomia Montana, n. 18, Ed. Bios, Cosenza
- Puglisi S., (2003) - *Attualità delle Sistemazioni Idraulico Forestali in un mondo che cambia*, L'Italia forestale e montana, Settembre-Ottobre 2003, anno LVIII, n. 5, Firenze, pp. 331÷352
- Regione Emilia Romagna, Regione Veneto (1993) - *Manuale tecnico di ingegneria naturalistica - Litografia Amorth, Trento,*
- Regione Lazio (2002) - *Manuale di Ingegneria Naturalistica Applicabile al settore idraulico - Assessorato per l'Ambiente Dipartimento Ambiente e Protezione Civile.*
- Regione Lazio (2003) - *Manuale di Ingegneria Naturalistica Applicabile ai settori delle strade, cave, discariche e coste sabbiose - Assessorato per l'Ambiente Dipartimento Ambiente e Protezione Civile.*
- Regione Lazio (2006) - *Manuale di Ingegneria Naturalistica – sistemazione dei versanti –Assessorato Ambiente e Cooperazione tra i Popoli.*
- Regione Liguria (1995) - *Opere e tecniche di ingegneria naturalistica e recupero ambientale.*, Ass. edilizia, Energia e Difesa del suolo.
- Regione Lombardia, (2000) - *Quaderno opere tipo di Ingegneria Naturalistica*, in: Bollettino ufficiale della Regione Lombardia, 9 maggio 2000
- Regione Piemonte (2003) *Interventi di sistemazione del territorio con tecniche di Ingegneria Naturalistica.* Direzione tutela e risanamento ambientale.
- Regione Toscana, (2000) - *Principi e linee guida per l'Ingegneria Naturalistica. Volume 1 - Processi territoriali e criteri metodologici*, Collana Fiumi e Territorio
- Regione Toscana, (2001) - *Principi e linee guida per l'Ingegneria Naturalistica - Vol. 2: Sviluppo e applicazioni in Toscana*, Collana Fiumi e Territorio.
- Sanna, S., (2003) - *Sistemazioni Idraulico Forestali nella difesa del suolo, Approcci metodologici di studio per ottimizzare il rapporto uomo-territorio*, Flaccovio

- Sauli G., Siben S. (a cura di), (1995) - *Tecniche di rinaturazione e di Ingegneria Naturalistica - Esperienze europee*, Patron Editore.
- Schiechtl H. M. (1991) - *Bioingegneria forestale. Basi - Materiali da costruzione vivi - Metodi*. Ed Castaldi (Feltre).
- Schiechtl H. M. (1996) - *I salici nell'uso pratico*. Ed. Arca, Trento
- Schiechtl H. M., Stern R. (1992) - *Ingegneria naturalistica. Manuale delle opere in terra*. Ed Castaldi (Feltre).
- Schiechtl H.M., Stern R. (1994) - *Ingegneria Naturalistica. Manuale delle costruzioni idrauliche*, Ed. Arca, Trento.
- Schiechtl H.M., Stern R. (2002) – *Natunaher Wasserbau – Anleitung für ingenieurbiologische Bauweisen – Ernst & Sohn Verlag, Berlin*
- Schlüter U., (1991) – *Laubgehölze: Eigenschaften, standörtliche und bautechnische Verwendbarkeit von Laubgehölzen – Patzer Verlag, Berlin, Hannover*
- Schuppener B., *Design of slopes stabilised by plants, Living reinforced earth - Stabilization of slopes by plants*.
- Simonetti R. (1912) - *La bonifica e la sistemazione idraulica dei torrenti del Somma e Vesuvio* - Giornale del Genio Civile anno L, 1912
- Tobias F., (1991) - *Bautechnisch nutzbare Verbundfestigkeit von Boden und Wurzel*. Diss. ETH – Zürich Nr. 9483.
- Veltri P., *Appunti delle lezioni relative a: Idraulica e sistemazioni fluviali – Corso di costruzioni idrauliche – Università degli studi della Calabria – Dip. di Difesa del suolo “V. Marone”*.
- Weitzer CH., Doppler F., Florineth F., (1999) - *Untersuchungen über die Wirksamkeit von Pflanzen in Einzugsgebieten des Forsttechnischen Dienstes der Wildbach- und Lawinverbauung*. 2. überarb. Aufl., Arbeitsb. Ingenieurbiologie u. Landschaftsbau, Univ. F. Bodenkultur Wien, Hrsg. BMLF, Gruppe V/C, Wien.
- Zeh H., (1997) – *Tecniche di Ingegneria Naturalistica – Ed. Il Verde Editoriale*
- Zeh H., (2004) – *Ingenieurbiologische Bauweisen – Studienbericht nr.4, 2. Überarbeitete Auflage – Bundesamtes für Wasser und Geologie (BWG)*
- Zeh H., (2007) – *Ingegneria naturalistica - Quaderno delle opere tipo – vdf Hochschulverlag AG an der ETH Zürich*

12.2 Capitolo 3 – Apporto della vegetazione alla stabilità dei versanti

- Bischetti G.B., Bonfanti F., Greppi M., (2000) - *Misura della resistenza a trazione delle radici: apparato sperimentale e metodologia d'analisi*, Atti del seminario "Monitoraggio dei processi idrometeorologici", 30-31 ott. 2000, AGRIPOLIS, Padova, Quaderni di Idronomia Montana.
- Bischetti G.B., Bonfanti F., Greppi M., (2001) - *On root strenght measuring and its role in slopes stability problems*, Proceedings of International Conference on Sustainable Soil Management for Environmental Protection - Soil Physical Aspects, Florence, Italy, 2-7 July 2001
- Bischetti G.B., (2000), *Quantificazione dell'effetto dell'apparato radicale sulla stabilità dei versanti*- Rivista di Ingegneria Agraria, n°2/2000, pp. 70-81, 2000.

Bischetti G.B., (2001) - *Effetto stabilizzante della vegetazione sui versanti: caso di studio di due specie alpine ai versanti della Val Dorena (Val Camonica)*, AIIA 2001: Ing. Agraria per lo sviluppo dei paesi del Mediterraneo, Vieste (FG), 11-14 sett. 2001.

Bischetti, G., Chiaradia E.A., (2004), *Evaluation of the effect of root cohesion on slope failures in St. Giulio creek catchment*, International Conference on Eco-Engineering: The use of vegetation to improve slope stability, Thessaloniki, 13-17 Sep. 2004.

Bischetti, G., Chiaradia, E., Simonato, T. (2002) - *Il ruolo della vegetazione nell'analisi di stabilità dei fenomeni franosi superficiali. L'esempio di Vararo*, in Proceedings of National Conference "Conservazione dell'Ambiente e rischio Idrogeologico", Italy, Assisi, 376-384.

Bischetti, G., Greppi, M., Apuani, T., Cancelli, A., (2000) - *Sperimentazioni sulla valutazione dell'incremento di resistenza al taglio indotta dalla presenza di apparati radicali*, in Idra2000-XXVII Convegno di Idraulica e Costruzioni idrauliche.

Bischetti, G., Simonato T., Chiaradia E.A., (2004) - *Valutazione del contributo degli apparati radicali nell'analisi di stabilità dei movimenti franosi superficiali*, Riv. di Ing. Agr. (2004), 3, 25-32.

Bischetti, G., Speziali, B., Zocco, A., (2002) - *Effetto di un bosco di faggio sulla stabilità dei versanti*, in Proceedings of National Conference "Conservazione dell'Ambiente e rischio Idrogeologico", Italy, Assisi, 384-393.

Bischetti G.B., E.A. Chiaradia, T. Simonato, B. Speziali, B. Vitali, P. Vullo, A. Zocco, (2005) - *Root strength and root area ratio of forest species in Lombardy (Northern Italy)*, Plant and Soil

Bischetti G.B., D'Agostino V., Simonato T., (2005b) – *Dimensionamento delle gradonate e loro effetto sulla stabilità dei versanti* – Quaderni di idronomia montana, 22.

Florineth, F, (2005) - *Stato dell'arte dell'I.N. per il consolidamento dei versanti franosi*, Convegno Applicazioni delle tecniche di ingegneria naturalistica nei settori infrastrutturali e del territorio, Bologna, 23-24 giugno, 2005.

Mattia C., G.B. Bischetti, F. Gentile, (2005) - *Biotechnical characteristics of root systems of typical Mediterranean species*, Plant and Soil

12.3 Capitolo 4 – Aspetti della tecnologia del legno e tipi di legname.

Andrich A., D'Agostino V., (2000) - *Le opere in legno nella sistemazione dei torrenti*, A.R.P.A.V. Centro Valanghe di Arabba, 2000

Arie G., (a cura di), (2008) – *I materiali tradizionali* – “Quaderni del manuale di progettazione edilizia” – ed. Hoepli - Milano

AA.VV. – Progetto Inter-Bois (2009) – *Manuale Tecnico – La pratica del commercio del legname nello spazio transalpino tra Italia e Francia* – Regione Piemonte. Torino, pp. 270

AA.VV. CNR (2007) – *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in legno* – CNR-DT 206/2007

Brigante M., Chirico G.B., Romano N, Toraldo F., (2009) – *Stima della vita residua di strutture lignee in opere degradate di ingegneria naturalistica* - IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Ingegneria Agraria - Ischia Porto, 12-16 settembre 2009 - memoria n 3-11

Chirico G.B., Menegazzi G, Oscurato R., Brigante M., Romano N., (2009) – *Decadimento delle caratteristiche elasto-meccaniche di pali in legno in opere per il consolidamento dei versanti* - IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Ingegneria Agraria - Ischia Porto, 12-16 settembre 2009 - memoria n 3-29

De Natale A., (2008) - *Analisi dello stato di conservazione e criteri di valutazione degli attacchi biodegradatori del legno delle opere di Ingegneria Naturalistica del Parco Nazionale del Vesuvio*. Progetto Integrato Vesevo - Azione S26.(www.herbariumporticense.unina.it/it/doc/pdf/Risorse_naturali/S26-Relazione_BOTANICA.pdf)

Gallozzi M.R., (2009) – *La certificazione forestale come strumento per una gestione sostenibile* – in atti del III Convegno Nazionale di Selvicoltura per il miglioramento e la conservazione dei boschi italiano – Vol. 2 - 16-19 ottobre 2008 Taormina (MS) - Accademia Italiana di Scienze Forestali Firenze – 2009

Giordano G., (1980) – *I legnami del mondo – Dizionario enciclopedico – II edizione – Il Cerilio editrice - Roma*

Giordano G., (2003) – *Tecnica delle costruzioni in legno – Quinta edizione – ed. Hoepli – Milano*

Mori P., Casini I., De Meo I., Nocentini G., (2002) – *Valorizzazione commerciale del legname tondo – arsia – Regione Toscana – ed. Compagnia delle Foreste 2002.*

Regione veneto, (2007) - *Durabilità delle opere in legname nelle sistemazioni idraulico-forestali.*

Regione Toscana (2009) – *Linee guida per l'edilizia del legno in toscana – fonte: (www.ivalsa.cnr.it/fileadmin/ivalsa/files/documenti/volumi/1248700224669_Edilizia_in_Legno.pdf)*

Urso T., Paiero P., (2009) - *Il legno di salice: utilizzazioni tradizionali e prospettive future*. Atti del Terzo Congresso Nazionale di Selvicoltura. Taormina (ME), 16-19 ottobre 2008. Accademia Italiana di Scienze Forestali, Firenze, p. 1555-1559.

12.4 Capitolo 7 – Palizzata viva

Brigante M., Chirico G.B., Romano N, Toraldo F., (2009) – *Stima della vita residua di strutture lignee in opere degradate di ingegneria naturalistica - IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Ingegneria Agraria - Ischia Porto, 12-16 settembre 2009 - memoria n 3-11*

Chirico G.B., Menegazzi G, Oscurato R., Brigante M., Romano N., (2009) – *Decadimento delle caratteristiche elasto-meccaniche di pali in legno in opere per il consolidamento dei versanti - IX Convegno Nazionale dell'Associazione Italiana di Ingegneria Agraria - Ischia Porto, 12-16 settembre 2009 - memoria n 3-29*

Tanzini, M., Preti, F., *Sul dimensionamento di opere di ingegneria naturalistica: la fascinata viva drenante*, IX Convegno Nazionale di Ingegneria Agraria, Ischia Porto, 12-16 settembre 2009.

12.5 Capitolo 8 – Gradonata viva

Florineth F., 2000. “Opere d’Ingegneria Naturalistica per la sistemazione dei versanti”, in “Sistemazione dei corsi d’acqua – Metodi avanzati nella progettazione di interventi di Ingegneria Naturalistica” a cura di Maione U., Brath A., Mignosa P., Atti del corso d’aggiornamento 4 – 8 ottobre 1999, politecnico di Milano. Ed. Bios, 2000.

Florineth F., Gerstgraser, 1998-1999. “Ingenieurbiologie”, Vienna.

Puglisi S., 2000. “Il controllo dell’erosione di versante con le tecniche d’Ingegneria Naturalistica”. In “Sistemazione dei corsi d’acqua – Metodi avanzati nella progettazione di interventi di Ingegneria Naturalistica” a cura di Maione U., Brath A., Mignosa P., Atti del corso d’aggiornamento 4 – 8 ottobre 1999, politecnico di Milano. Ed. Bios, 2000.

Stangl R., Zenz W, (2005) – *Wirksamkeit von Heckenbuschlagen als ingenieurbio-logische Hangsicherungsmassnahmen* – Universität für Bodenkultur – Wien

12.6 Capitolo 9 Grata viva

Stangl R., Scarpatetti M., (2004) - *Wirksamkeit von bepflanzten Hangrosten als ingenieurbio-logische Hangsicherungsmassnahmen* – Universität für Bodenkultur – Wien

12.7 Capitolo 10 Palificata viva

Bischetti G.B, D'Agostino V., (2005) – *Il dimensionamento degli interventi d'ingegneria naturalistica con rinforzi vivi* – Seminario internazionale del gruppo di ricerca IUFRO 8.04, disastri naturali - Ingegneria naturalistica nella sistemazione di torrenti e protezione dall'erosione.

Bischetti G.B, Simonato T. (2005) – *Linee guida per la progettazione della viabilità forestale in Lombardia: stabilità delle scarpate e opere di stabilizzazione* - Istituto di Idraulica Agraria dell'Università degli Studi di Milano

Cornelini P., G. Zoccoli, (1995) - *Schema di calcolo di una palificata viva - Interventi di ingegneria naturalistica nei lavori ferroviari*, in "Tecniche di rinaturazione e di ingegneria naturalistica " a cura di Sauli e Siben Patron, Bologna: 227 - 236

Cornelini P., Ferrari R., (2008) – *Manuale di Ingegneria Naturalistica per le scuole secondarie* – Regione Lazio Assessorato Ambiente e Cooperazione tra i Popoli

Ecocrib v.2.0 – Palificate vive in legno e muri cellulari – Manuale operativo.

Morra di Cella M. (2005) - *Il dimensionamento speditivo delle palificate in parete doppia* – in Quaderni di idronomia montana 19/2 – Sistemazioni idraulico-forestali nelle Alpi Occidentali a cura di Anselmo V. – Ed. Bios

Pugi F., Paris E., Ceccotti A., (2000) - *Sui criteri progettuali delle briglie in legno*, Atti del XXVIII Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Genova

Stangl R., Tesarz M., (2003) - *Wirksamkeit von bepflanzten Holzkrainerwänden als ingenieurbio-logische Hangsicherungsmassnahmen* – Universität für Bodenkultur – Wien

12.8 Prezziari

Regione Veneto, (2009) – *Prezziario regionale agroforestale*

Provincia Autonoma di Bolzano, (2012) - *Prezziario della Ripartizione Foreste per noleggio a caldo di macchine movimento terra e mezzi da trasporto.*

Provincia Autonoma di Bolzano, (2012) - *Elenco prezzi informativi per opere civili non edili*

Provincia Autonoma di Trento, (2012) – *Elenco prezzi provinciale*

Regione Puglia, (2009) – *Analisi per prezziario dei lavori ed opere forestali ed arboricoltura da legno* – BURP – n. 84 dell'11/06/2009

Regione Lazio (2006) – *Manuale di Ingegneria Naturalistica - sistemazione dei versanti* – Elenco prezzi (pagg. 760 – 765)

13 APPENDICE

Questo libro è dedicato a Josef (detto Bepi dagli amici) Mayr Nusser, nato a Bolzano il 27 dicembre 1910 da una famiglia di contadini viticoltori, profondamente credenti. Il loro maso è ancora esistente nelle vicinanze di Bolzano, lungo il fiume Isarco in direzione nord-est nella zona detta "piani".



Josef Mayr-Nusser era il quarto di sette figli. Durante la guerra del 1915-18 perse il padre che, arruolato nell'esercito austro-ungarico, morì di colera. La situazione familiare lo costrinse a lasciare presto gli studi e a cercare un lavoro. Dopo varie esperienze, nel 1928 divenne cassiere presso l'impresa tessile Eccel - una delle più grandi ditte di Bolzano.

Richiamato alle armi dall'esercito italiano nel 1931, trascorse diciotto mesi nell'artiglieria di montagna, prima in Piemonte e poi in Sardegna. Congedato, riprese subito il lavoro alla ditta Eccel, dove conobbe Hildegard Straub, una segretaria con qualche anno più di lui, con la quale frequentava i gruppi dell'Azione Cattolica di Bolzano ed infine si sposò.

Negli anni in cui è stato redatto questo libro, ho avuto modo di approfondire gli aspetti della vita di Josef Mayr-Nusser ed ho trovato casualmente un nesso tra la sua vita e Roma, che mi ha profondamente colpito.

Dirigente dell'Azione Cattolica tedesca della diocesi di Trento fin dal 1934 (la zona di Bolzano al tempo faceva parte della Diocesi di Trento), si schierò negli anni quaranta con i Sudtirolesi che non optarono per migrare in Germania, ma decise, tra i pochi, di restare nella sua terra natale, come non optante.

Vi erano infatti gli optanti, cioè quelli che avevano deciso di migrare in Germania, ed i cosiddetti "Dableiber", cioè quelli che avevano scelto di restare in Sudtirolo, osteggiati, insieme ai non optanti, dalle autorità italiane, che volevano che i Sudtirolesi migrassero in Germania sulla base dell'accordo che avevano fatto Mussolini e Hitler nel 1939 - le cosiddette opzioni - per sbarazzarsi dei non italiani, così come dai loro conterranei, in quanto si rifiutavano di aderire al "progetto" di trasferimento definitivo in una terra dove si sarebbe potuto continuare a parlare il tedesco e a mantenere le proprie tradizioni.

L'accordo prevedeva che i cittadini tedeschi ed ex-austriaci, considerati tedeschi etnici (Volksdeutsche), che abitavano nel Sudtirolo, potevano rientrare nel Reich entro il 31 dicembre 1942 o scegliere di rimanere nelle proprie terre e diventare a tutti gli effetti italiani con l'impossibilità di parlare la propria lingua e di mantenere la propria cultura.

Aderì poi segretamente al movimento antinazista "Andreas Hofer Bund", che, con pochi aderenti, si era sviluppato soprattutto tra i Dableiber ed i non optanti.

Durante la Pentecoste del 1936, sicuro che il mito hitleriano nascondesse, dietro la cultura dell'unità, una fatale violenza, Josef tenne un discorso al convegno di formazione per i giovani dirigenti dell'azione cattolica, nel quale, dopo aver esaminato il tema della leadership, denunciava, con evidenti riferimenti a Hitler, la dedizione cieca e assoluta verso un leader e sollecitava tutti a lasciarsi guidare unicamente da Cristo, nell'ascolto orante del Vangelo.

Sposato e con un figlio piccolo (Albert) nato in piena guerra il 1° agosto 1943, il 5 settembre 1944, in aperta violazione alla convenzione di Ginevra che vieta espressamente l'arruolamento di militari nei territori occupati militarmente, i nazisti disposero l'arruolamento forzato di tutti i residenti in Sudtirolo che, in precedenza, non avevano optato per il trasferimento in Germania.

La provincia del Sudtirolo assieme a quella di Trento e Belluno, dopo l'8 settembre del 1943, erano state occupate militarmente dai nazisti e sottratte di fatto al controllo della RSI, andando a formare la Operationszone Alpenvorland (OAV) - Zona di operazioni Prealpi.

Josef fu arruolato nel SS - Polizei - Regiment "Bozen" (Reggimento di Polizia SS - Bolzano), in quanto, a quel tempo, tutta la polizia era inquadrata nelle SS.

Il battaglione "Bozen", in origine era diviso in tre battaglioni, formato completamente da Sudtirolesi di madrelingua tedesca, con una consistenza di circa 2.000 uomini; all'inizio non aveva il suffisso SS, che ricevette solo il 16 aprile del 1944 su disposizione diretta di Himmler dopo la riorganizzazione di tutti i reparti.

Il terzo battaglione fu inviato a Roma il 12 febbraio 1944 e subì l'attentato di Via Rasella il 23 marzo del 1944.

Nessuno dei sopravvissuti Sudtirolesi accettò di prendere parte alla rappresaglia per vendicare la sorte dei compagni caduti, adducendo, come giustificazione, motivi religiosi.

I resti dei soldati uccisi durante l'attentato sono ancora conservati nel cimitero militare di San Giacomo, a qualche chilometro a sud di Bolzano.

Paradossalmente, l'attentato di Via Rasella fu dunque compiuto verso persone che, almeno formalmente, erano italiane e non tedesche e che erano state, per la maggior parte, arruolate coercitivamente.

Josef fu mandato con un treno, in partenza da Bolzano il 7 settembre 1944 e formato da carri bestiame, a Könitz in Prussia orientale (oggi Chojnice), presso una caserma (un ex manicomio) per il previsto addestramento di 3 settimane.

Il 4 ottobre, al termine dell'addestramento, quando il maresciallo delle SS spiegava alle reclute il significato del giuramento di fedeltà al regime nazista "Giuro a te, Adolf Hitler, Führer e Cancelliere del Reich, fedeltà e coraggio. Prometto solennemente a te e ai superiori designati da te l'obbedienza fino alla morte. Che Dio mi assista", Josef alzò la mano e dichiarò ad alta voce: "Signor maresciallo, io non posso giurare fedeltà a Hitler" e ciò accadde nonostante i consigli contrari dei suoi commilitoni e superiori.

Posta per iscritto tale decisione, confessava ai compagni, spaventati per quel gesto: "Se mai nessuno trova il coraggio di dire loro che non è d'accordo con la loro ideologia nazista, allora le cose non cambieranno mai".

Il 14 novembre 1944 veniva trasferito nel carcere di Danzica in attesa del processo, qui le condizioni di vita si presentarono ancora più dure sia per il poco cibo che trovava nelle razioni giornaliere, sia per il freddo pungente dal quale non riusciva a difendersi.

Infine, nel gennaio 1945, giunse la sentenza del tribunale: condanna a morte per disfattismo militare, avendo tentato di sovvertire l'ordine imposto dal regime.

Per un tale reato era prevista solo la condanna a morte per fucilazione, ma le autorità competenti optarono per il trasferimento nel campo di Dachau (D) - nelle vicinanze di Monaco di Baviera.

All'inizio di febbraio Josef si ritrovò con altre 40 persone, accusate dello stesso crimine, sul carro bestiame di un treno che, prima di raggiungere definitivamente Dachau, fece sosta nel campo di concentramento di Buchenwald.

Rinchiuso per dieci giorni nel cosiddetto campo grande, insieme ai prigionieri di guerra russi e ai prigionieri politici, vide l'orrore degli ebrei spinti nelle camere a gas, confermandosi nella sua decisione: l'opporsi alla crudeltà del regime nazista in nome dei principi e dei valori del cristianesimo non solo era la cosa giusta da fare, ma rappresentava l'unico modo per non tradire la propria coscienza lasciando prevalere il male.

Quando il treno ripartì per Dachau, le sue condizioni di salute erano gravissime. Debitato dalla dissenteria e febbricitante, durante il viaggio non smise di leggere il Vangelo e continuò a pregare fino a che ebbe la forza di parlare. Il 20 febbraio, poi, durante una sosta alla stazione di Erlangen (D) in Baviera, i compagni

di prigionia, preoccupati per le sue pessime condizioni, decisero di rivolgersi alle guardie che, impietosite, lo fecero ricoverare. Ci vollero tre ore di strada a piedi, sorretto dai prigionieri suoi compagni, per raggiungere il più vicino ospedale, ma, una volta arrivati, il medico nazista lo rimandò indietro affermando che non c'era pericolo di sorta.

Quella stessa notte, il 24 febbraio 1945, a causa dell'inedia, della sete, per i maltrattamenti subiti e per un probabile edema polmonare, nella stazione ferroviaria di Eralangen (D) nella Baviera centrale, in un vagone ferroviario merci, Josef Mayr-Nusser moriva, a 35 anni.

Il corpo di Josef rimase nel cimitero di Erlangen in Baviera fino al 10 febbraio 1958, quando le sue spoglie furono trasferite a Bolzano e deposte in una chiesetta dedicata a San Giuseppe che fa parte di un centro vacanze per famiglie, gestito dall'Azione Cattolica tedesca, a Stella del Renon (BZ) appena sopra Bolzano.

Nell'aprile 1980, il Consiglio comunale di Bolzano stabilì che il maso Nusser, ai Piani di Bolzano, fosse conservato a ricordo del locale testimone della fede.

Nel 1990, con l'approvazione dell'allora Vescovo di Bolzano-Bressanone, Mons. Wilhelm Egger, cominciò l'iter per la causa di beatificazione ed il 24 febbraio 2006 ne è stata ufficialmente aperta la fase diocesana.

Si tratta di un personaggio poco popolare, fino a pochi anni fa, fra i sudtirolesi, che lo consideravano per certi versi un traditore: sia come "Dableiber" o non optante, sia come nemico del nazismo, per il quale una parte non indifferente della popolazione aveva simpatizzato negli anni fra il 1935 e il 1945, soprattutto in contrapposizione al fascismo che aveva operato una italianizzazione forzata del territorio.

Verso la fine del secolo scorso, la sua figura è stata rivalutata anche nei circoli più conservatori, nell'ottica di una tardiva, ma sincera riflessione sulla compromissione di una parte dei sudtirolesi con il nazismo.

A conclusione del breve racconto della sua vita, voglio qui ricordare Josef per il suo coraggio e la sua coerenza e lo voglio ringraziare perché con il suo esempio ha detto "no" a chi voleva cancellare la coscienza umana, preconizzando che non sarebbero riusciti nel loro intento.

Ancora grazie Bepi!