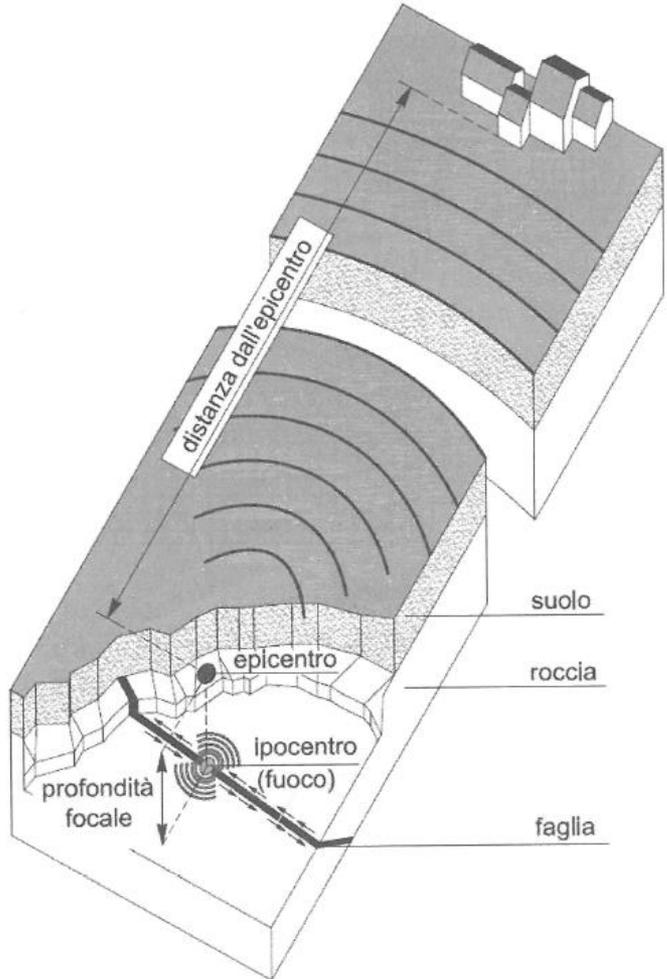
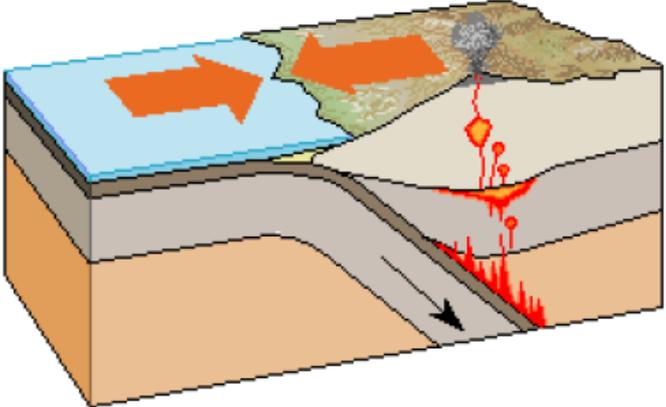


RISPOSTA SISMICA LOCALE

Prof. Ing. Geol. Eugenio Castelli

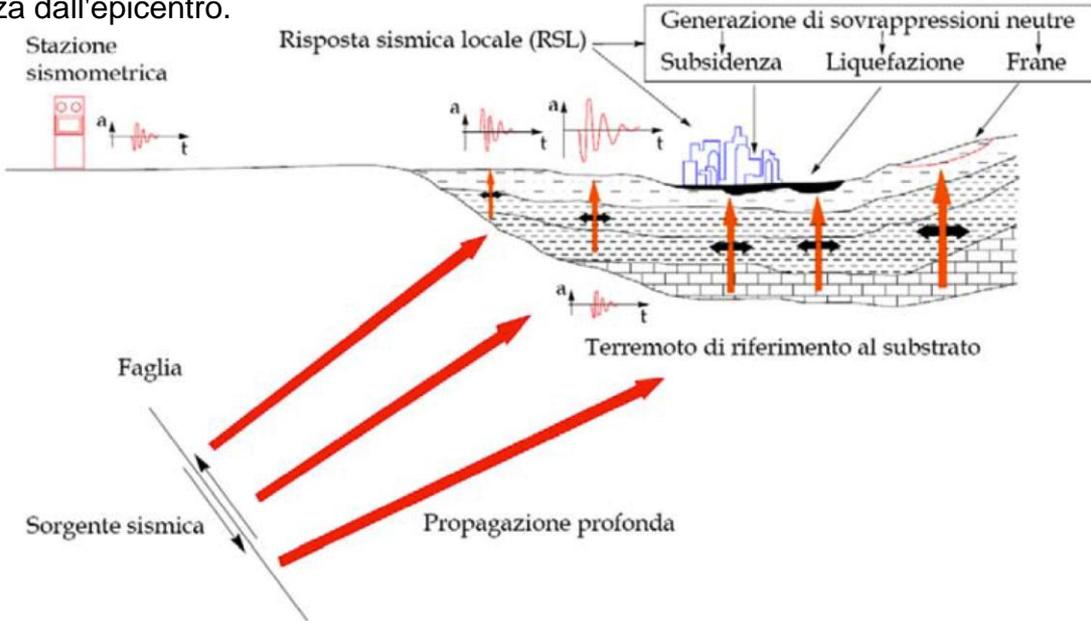
Quando due o più placche interagiscono si possono sovrapporre, generando una subduzione. Si tratta di un meccanismo sismogenetico importante, in quanto gli attriti tra le placche generano un accumulo di energia che può avere due effetti macroscopici:

- sia il riscaldamento dei materiali con formazione di lava,
- sia **il rilascio improvviso di energia meccanica immagazzinata sotto forma di scossa tellurica.**



L'**EPICENTRO** di un sisma individua un **punto situato sulla superficie terrestre** in corrispondenza del **luogo fisico di rilascio dell'energia**, che si trasmette sotto forma di onde sismiche.

In realtà lo sviluppo di energia deriva principalmente da fenomeni profondi. Il punto nel quale si registra **il maggiore rilascio di energia** prende il nome di **IPOCENTRO O FUOCO SISMICO**. L'ipocentro giace ad una determinata profondità chiamata **profondità focale**. In corrispondenza dell'ipocentro si considera virtualmente concentrata l'emissione di onde sismiche che si dipartono in tutte le direzioni e che raggiungono i vari punti della crosta terrestre posti a varia distanza dall'epicentro.



LE ONDE SISMICHE

La propagazione di onde sismiche avviene in tutte le direzioni e con contenuti di tipologie, ampiezze, forma d'onda e frequenze molto ampi.

Un tipico accelerogramma sismico contiene vari tipi di onde.

Le **onde di tipo "P", primarie e normalmente di compressione**, provocano un movimento oscillatorio **nella direzione di propagazione**. Possono essere generate utilizzando un martello che batte nella stessa direzione di propagazione delle onde.

Le **onde di tipo "S", o secondarie, normalmente di taglio**, provocano oscillazioni **perpendicolari alla loro direzione di propagazione**, e possono essere generate con un martello che batte in direzione ortogonale alla direzione considerata.

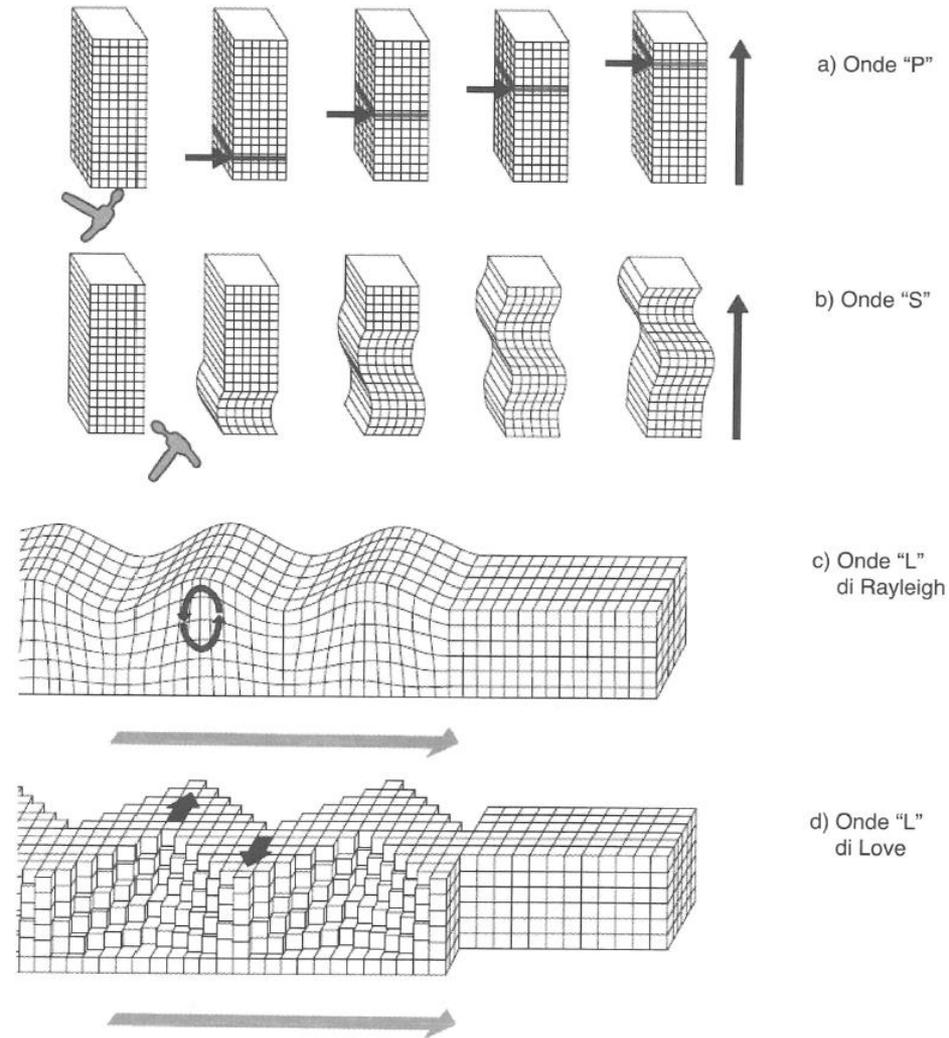
Le **onde "P" e "S"** esplicano il loro effetto a livello della massa del medium (terreno) attraversato e **sono dette onde volumetriche o onde di corpo** (body waves).

Gli altri tipi di onde sono detti di **superficie (tipo "L")** producendo effetti sensibili per l'appunto a livello **superficiale, ovvero dove la massa del medium ha termine interfacciandosi con l'atmosfera**.

Le onde di Rayleigh e le onde di Love si propagano superficialmente. In un moto ondulatorio di tipo Rayleigh le particelle vicine alla superficie libera subiscono un moto ellittico retrogrado (ovvero con rotazione opposta al moto).

L'ampiezza dell'oscillazione decresce all'aumentare della profondità.

Nella pratica sismica, la velocità di trasmissione delle onde, ed in particolare la velocità V_S , è un dato di rilevante importanza. La determinazione avviene in vari modi, mediante misurazioni dirette oppure tramite correlazioni.



SISMOGRAMMI E ACCELERAZIONI DI PICCO

Dal punto di vista ingegneristico, le **grandezze significative** attualmente misurabili con maggiore accuratezza sono le varie **componenti di accelerazione** (nelle due direzioni orizzontale e verticale) **indotte dal sisma**.

Le forze sismiche sono direttamente proporzionali alle accelerazioni impresse. Le misure dei moti sismici sono perciò effettuate con accelerometri costruiti in modo da rilevare le grandezze con continuità nel tempo. **Diagrammando i dati di accelerazione registrati in continuo nell'intervallo di tempo in cui si verificano i terremoti, si ottengono opportuni accelerogrammi.**

Le rilevazioni strumentali sono di norma condotte per tre direzioni coordinate: lungo un asse NS (Nord-Sud), un asse EW (Est-Ovest) e un asse DOWNUP (Basso-Alto). **Attraverso tecniche di integrazione numerica è possibile ottenere a partire dai diagrammi delle accelerazioni nel tempo anche i diagrammi delle velocità e degli spostamenti; viceversa mediante derivazione si parte dagli spostamenti per ottenere velocità e accelerazioni.**

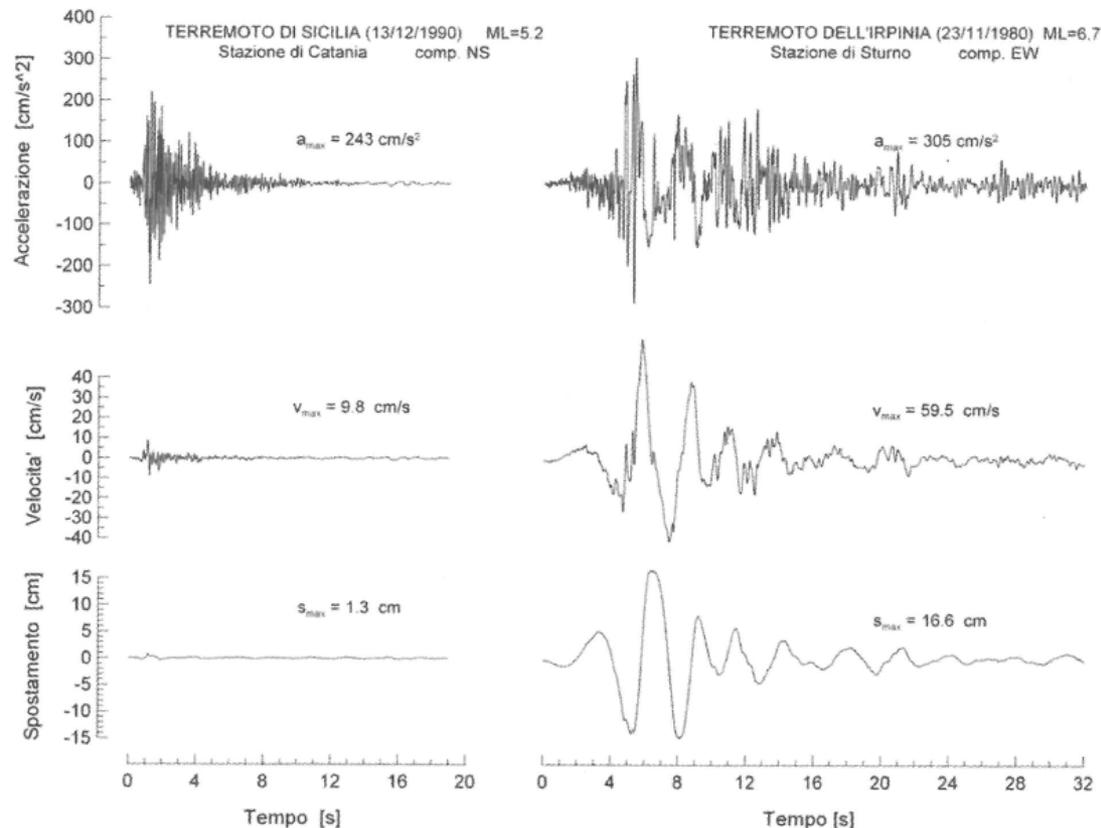
Esistono vari database di registrazioni sismiche disponibili in pubblico dominio, generalmente catalogati per ciascun Paese: in Italia dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ([INGV](#)).

Su ogni diagramma si evidenziano i valori dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento massimi nelle varie direzioni registrati durante l'evento. In questo modo si definiscono l'accelerazione, la velocità e gli spostamenti di picco, che risultano a rigore dalla combinazione dei valori nelle tre direzioni coordinate (a_{max} , v_{max} e s_{max}).

A priori non è detto che i valori di picco corrispondano alla registrazione dei valori massimi nelle varie direzioni, in quanto componendo le due accelerazioni orizzontali possono risultare valori maggiori del massimo registrato in una singola direzione.

Una grandezza di particolare significato per le interpretazioni ingegneristiche è l'accelerazione massima relativa al suolo rigido. Si tratta della grandezza misurata fisicamente durante il moto rapportata a condizioni di stratigrafia ottimali, per esempio in presenza di roccia compatta.

Il fatto di essere rapportata al suolo rigido (roccia) può risultare dalle condizioni della misurazione effettiva in campo, oppure, se non è presente roccia, da opportune elaborazioni dei dati rilevati.



La **Magnitudo** è la **grandezza strumentale** che **caratterizza in modo oggettivo l'entità del fenomeno sismico** (m. di un terremoto); **sostituisce** efficacemente le vecchie 'scale sismiche' a base soggettiva ed empirica (per es., la scala Mercalli) e fornisce al tempo stesso una misura dell'energia meccanica associata al terremoto.

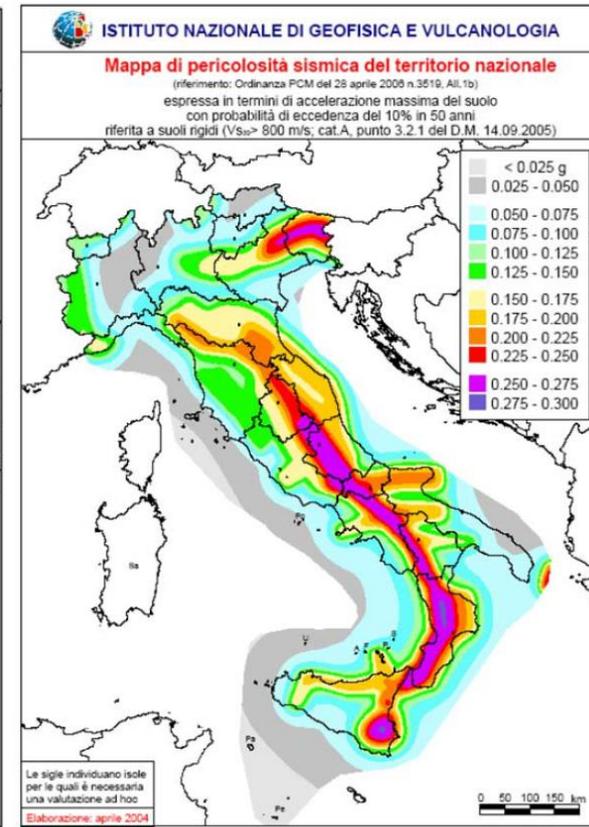
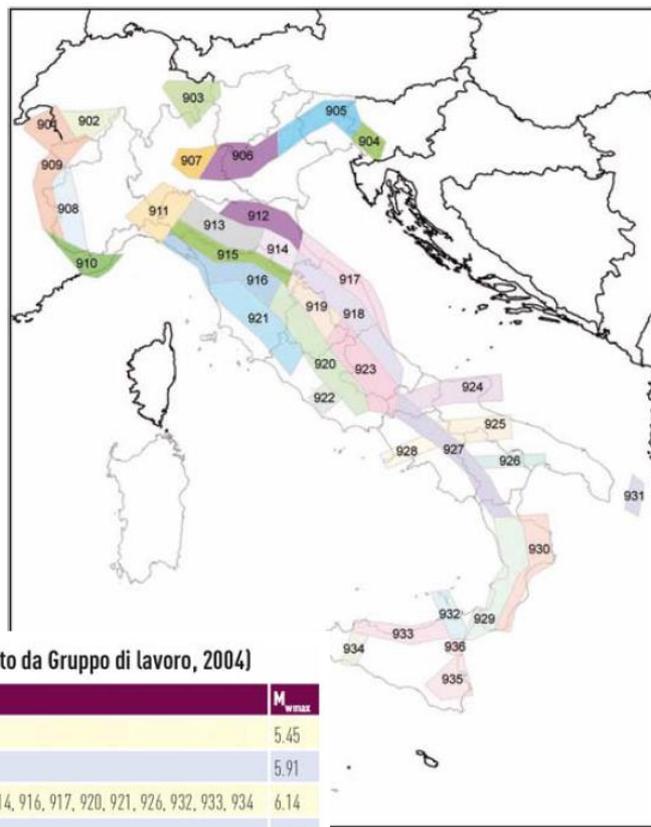


Tabella 2.8-1 - Valori di M_{wmax} per le zone sismogenetiche di ZS9 (estratto da Gruppo di lavoro, 2004)

Nome ZS	Numero ZS	M_{wmax}
Colli Albani, Etna	922, 936	5.45
Ischia-Vesuvio	928	5.91
Altre zone	901, 902, 903, 904, 907, 908, 909, 911, 912, 913, 914, 916, 917, 920, 921, 926, 932, 933, 934	6.14
Medio-Marchigiana/Abruzzese, Appennino Umbro, Nizza Sanremo	918, 919, 910	6.37
Friuli-Veneto Orientale, Garda-Veronese, Garfagnana-Mugello, Calabria Jonica	905, 906, 915, 930	6.60
Molise-Gargano, Ofanto, Canale d'Otranto	924, 925, 931	6.83
Appennino Abruzzese, Sannio - Irpinia-Basilicata	923, 927	7.06
Calabria tirrenica, Iblei	929, 935	7.29

Secondo la definizione di [C.F. Richter](#), introdotta nel 1935, **la magnitudo M di un terremoto è il logaritmo decimale della massima ampiezza, che un sismografo standard registrerebbe se si trovasse a una distanza di 100 km dall'epicentro di quel terremoto**. Lo stesso Richter compilò una tabella nella quale sono date, per le varie distanze epicentrali, le ampiezze di registrazione fornite dal predetto sismografo standard per un terremoto di magnitudo zero ('scosse standard'). Per un determinato terremoto si ha allora: $M = \log_{10}(A/B)$, dove A è l'ampiezza massima registrata in un dato luogo e B l'ampiezza massima che la 'scossa standard' produrrebbe in quel luogo (deducibile dalla tabella, a condizione che sia nota la distanza del luogo di registrazione dall'epicentro). Per tener conto della diversa natura del suolo nelle varie località, alla precedente relazione si sostituiscono altre più complesse, da essa derivate, in cui compaiono dei coefficienti che variano a seconda del luogo d'osservazione. Dalla magnitudo M si risale (secondo [B. Gutenberg](#) e Richter) all'energia E , in joule, del terremoto per mezzo della relazione: $\log_{10} E = 5 + 1,8M$.

L'ingegneria antisismica intende mitigare e, per quanto possibile, tendere ad eliminare, il rischio sismico.

Il concetto di RISCHIO SISMICO deriva dall'incrocio di tre fattori:

- a) pericolosità sismica,**
- b) vulnerabilità**
- c) grado di esposizione.**

L'INTERAZIONE TRA I TRE FATTORI È SPESSO COMPLESSA.

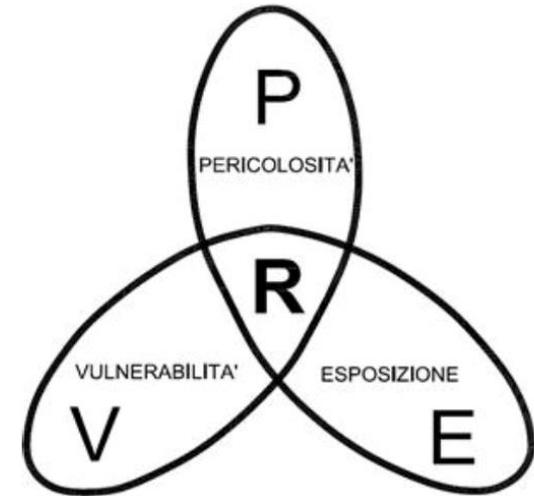
La **PERICOLOSITÀ SISMICA** rappresenta l'entità del terremoto atteso e viene definita come **LO SCUOTIMENTO ATTESO IN UN DATO SITO ASSOCIATO ALLA PROBABILITÀ CHE SI RIPETA IN UN CERTO INTERVALLO DI TEMPO.**

Una definizione alternativa è la probabilità che un certo valore di scuotimenti si verifichi entro un certo periodo di tempo in anni.

La **PERICOLOSITÀ** si esprime nella pratica ingegneristica come **ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA PER DETERMINATI TEMPI DI RITORNO**, oltre a parametri anch'essi collegabili all'azione sismica.

La **VULNERABILITÀ** è la propensione di una data struttura a subire un danno di un certo livello a fronte di un evento tellurico di una data intensità. Si tratta perciò di una caratteristica intrinseca della struttura o del contesto in esame (per esempio il tipo di ossatura, in calcestruzzo o in muratura o in acciaio di un edificio, oppure la presenza di un territorio in frana).

L'**ESPOSIZIONE** è un fattore che **assomma alcuni aspetti non contemplati dalla vulnerabilità** ma ugualmente importanti: **il numero di persone che abitano negli edifici, l'orario del terremoto in relazione all'occupazione degli edifici, le possibilità di fuga e/o di protezione, il tipo di coinvolgimento delle persone** (possibile mortalità o manifestarsi di ferite), **la probabilità di morire anche in seguito ad azioni di soccorso.**



Rischio sismico R come sovrapposizione di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione

EFFETTO DEL MOTO SISMICO SUI TERRENI E ANALISI SISMICA LOCALE

Dal punto di vista dell'azione prodotta dal sisma sulle costruzioni, occorre distinguere tra:

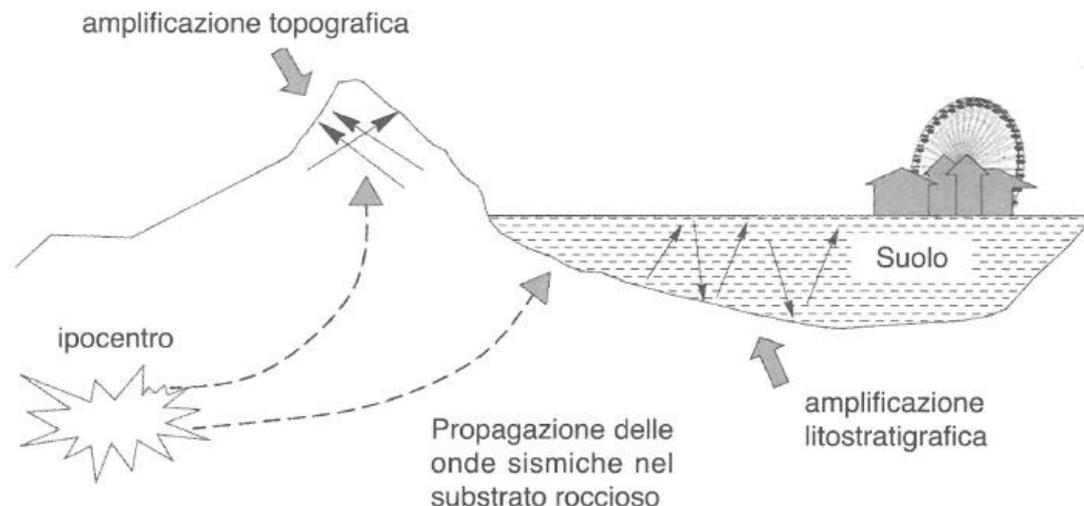
- le caratteristiche del terremoto e
- gli effetti di sito dovuti alle caratteristiche dei vari tipi di terreno a contatto con le fondazioni.

Di norma, quanto più scadenti sono le caratteristiche geotecniche dei suoli, tanto maggiore è l'effetto di amplificazione dell'azione sismica trasmessa alle costruzioni.

L'effetto di sito può essere visto come un aspetto di microscala che viene evidenziato prendendo in considerazione il contesto geologico. Si parla in generale di amplificazione o deamplificazione sismica locale.

La presenza di rilievi topografici genera fenomeni di riflessione delle onde, che provocano una focalizzazione con aumento locale del loro effetto. Inoltre, al passaggio delle onde dalla roccia ai terreni si manifestano fenomeni di impedenza meccanica che si traducono in effetti diffrattivi e in un'amplificazione delle onde di superficie.

Infine, l'acqua presente nel terreno subisce variazioni a livello di sovrappressioni neutre indotte dallo scuotimento ciclico.



Effetti di sito: influenza di topografia, stratigrafia e litologia

AZIONE SISMICA (NTC2018 § 3.2)

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la **RISPOSTA SISMICA LOCALE (RSL)**.

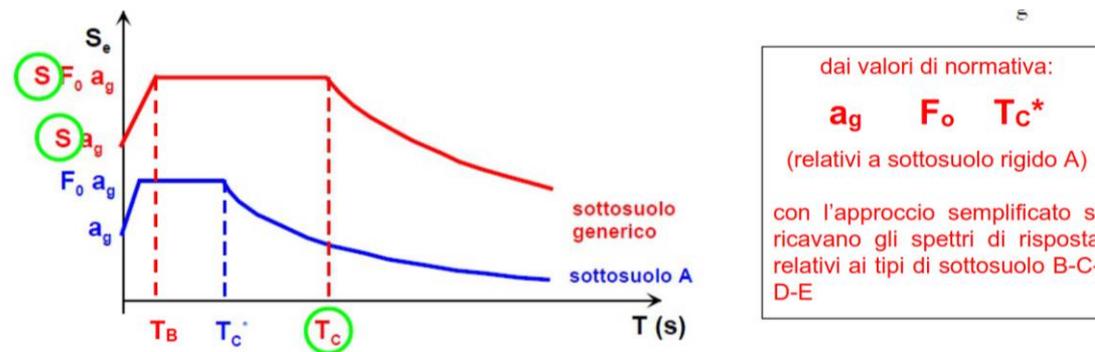
La **pericolosità sismica** è definita in termini di **accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale** (di categoria A come definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, **con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}** come definite nel § 3.2.1, **nel periodo di riferimento V_R** , come definito nel § 2.4.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Ai fini delle NTC2018 **le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:**

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per i valori di a_g , F_o e T_c^* , necessari per la determinazione delle azioni sismiche, si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, (NTC2008) ed eventuali successivi aggiornamenti.



Allo stato attuale, si fa riferimento al modello **MPS04-S1** rilasciato tra il 2004 e il 2006, i cui dati sono disponibili sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> e su cui si basa il software "**Spettri di risposta**" Vers. 1.03.



CONTRO CON I LABORATORI AUTORIZZATI ART.59 DPR 380/01

Il presidente del Consiglio Superiore dei LL.PP., Ing. Massimo Sessa, ha invitato i rappresentanti di tutti i Laboratori autorizzati dal Servizio Tecnico Centrale per l'esecuzione e certificazione delle prove sui materiali da costruzione, le terre e le rocce, di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, a partecipare agli incontri che... [leggi tutto ...](#)


[Home](#)
[Chi siamo](#)
[Cosa facciamo](#)
[Attività consultiva e normativa](#)
[Normative](#)
[Pareri](#)
[Certificazioni e qualificazioni](#)
[Contatti](#)
[Link Utili](#)

AREA RISERVATA

 Ricordami

[Password dimenticata?](#)
[Home](#) | [Attività consultiva e normativa](#) | [Pareri](#) | Costruzioni in zona sismica


Costruzioni in zona sismica

Data aggiunta

Documenti

 Ordine per : [Nome](#) | [Data](#) | [Hits](#) [[Ascendente](#)]

Spettri-NTC ver 1.03 *hot!*

Hits: 778907

20/06/2008

Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

STC. E.R Proposta di prescrizioni tecniche e parametri per riparazione edifici danneggiati sisma'96

Hits: 2365

15/11/2007

STC. Regione Emilia-Romagna . Art. 19. comma 2 del D.L. 6/98, convertito in Legge n. 16/98. -Proposta di prescrizioni tecniche e

[Spettri di risposta - Spettri-NTC ver.1.0.3 - IngegneriaMilano](#)

[Gestione Parametri Sismici - Geostru \(geoapp.eu\)](#)

La valutazione degli effetti sismici di un determinato contesto geologico e geomorfologico viene condotta utilizzando DUE STRATEGIE ALTERNATIVE: la microzonazione sismica e l'analisi sismica locale.

L'analisi con riferimento alle condizioni di topografia, stratigrafia e litologia di un sito, considerato come luogo geograficamente individuato e analizzato in campo nel suo specifico, costituisce la sua **MICROZONAZIONE SISMICA**.

In pratica consiste nella **VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE MEDIANTE L'INDIVIDUAZIONE DI ZONE DEL TERRITORIO CARATTERIZZATE DA COMPORTAMENTO OMOGENEO AI FINI SISMICI**.

All'interno di un certo ambito territoriale, la microzonazione individua e caratterizza:

- le zone stabili,
- le zone stabili suscettibili di amplificazione locale del moto sismico
- le zone suscettibili di instabilità.

In definitiva, mediante la microzonazione si definiscono e si mappano i contesti geologici e geomorfologici più soggetti a rischio di frane, deformazioni, liquefazioni, con precisi riferimenti al territorio in esame.

Lo studio viene condotto di solito su una limitata scala territoriale, tipicamente quella di un certo Comune o di un comprensorio.

In realtà la microzonazione sismica raramente viene assunta come strumento di **ANALISI STANDARD** del rischio per il territorio.

Lo strumento introdotto dalla normativa è l'ANALISI DELLA RISPOSTA SISMICA LOCALE, che può essere condotta:

a) con metodi semplificati o b) con verifiche di calcolo approfondite.

Tale analisi consiste nello **studio di dettaglio delle condizioni di amplificazione/deamplificazione dell'azione sismica riscontrabili in un certo sito, considerato di volta in volta nella sua specificità geologica, durante la scossa**.

Se non si utilizzano i metodi semplificati, si tratta di valutazioni numeriche complesse effettuate **a partire da un'azione sismica di ingresso** descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi), applicata quest'ultima su un sito di riferimento rigido e pianeggiante.

Le NTC introducono il fondamentale concetto di AZIONE SISMICA attraverso i seguenti concetti principali:

- Ogni punto del territorio è caratterizzato da un'azione sismica fondamentale (**pericolosità sismica di base**), identificata a partire dai nodi di un reticolo di 5 km di lato.
- L'azione sismica è di tipo **probabilistico** (% di superamento nell'arco di un determinato periodo di tempo).
- Il modello è stata creato a partire dalla teoria del **probabilismo sismotettonico**.

La **pericolosità sismica di base** è pertanto quella appartenente ad un determinato intervento, su sito privo di amplificazione stratigrafica e topografica (bedrock affiorante e superficie topografica orizzontale), con una determinata probabilità di eccedenza in un dato periodo di riferimento. La pericolosità sismica di base può essere individuata tramite una tabella o uno spettro, ricavati ad esempio dal foglio di calcolo ministeriale.

LA PERICOLOSITÀ SISMICA

L'analisi numerica della risposta sismica locale costituisce un approccio concettuale diretto alla definizione delle azioni sismiche in un certo sito. **A partire da uno o più accelerogrammi espressi da un terremoto precedente, conoscendo la geologia del sito, si determinano tutte le grandezze relative al comportamento del terreno e l'accelerogramma di progetto relativo alla superficie terrestre.**

Nei fatti questo tipo di analisi richiede un complesso lavoro di caratterizzazione che può comportare difficoltà di vario tipo, motivo per cui molte moderne normative, tra cui le NTC2018, consentono di evitare tale approccio.

In alternativa, è infatti possibile adottare **metodi più o meno semplificati** fondati su una metodica mappatura sismica preventiva dell'intero territorio, quasi sempre di pubblico dominio.

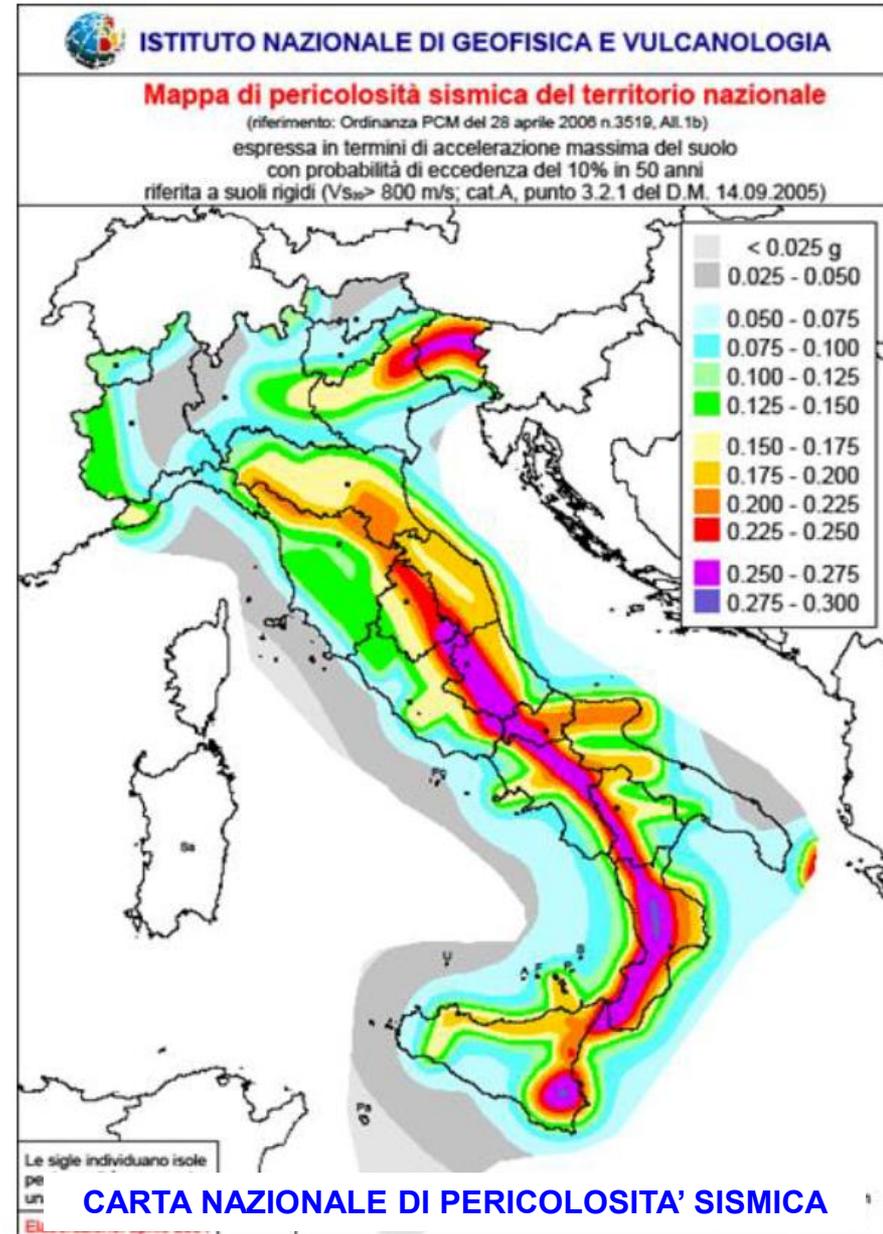
Le carte sismiche del territorio italiano sono rese pubbliche in vari formati, grafici o numerici, e sono più o meno regolarmente aggiornate.

Sul sito dell'INGV - Istituto Nazionale di Geologia e Vulcanologia sono scaricabili le mappe di pericolosità sismica in formato digitale. Nel caso Italiano tali mappe sono solo di tipo indicativo, in quanto dipingono un quadro di insieme della Sismicità globale ma non forniscono valori dettagliati per ogni specifico sito da utilizzare direttamente per i calcoli antisismici.

Nella figura è riportata una cartografia relativa alla pericolosità del territorio italiano, dove lo scuotimento è espresso in termini di accelerazione massima al suolo (supposto rigido, per esempio roccia, e pianeggiante), avente la probabilità del 10% di essere superata nell'arco di 50 anni.

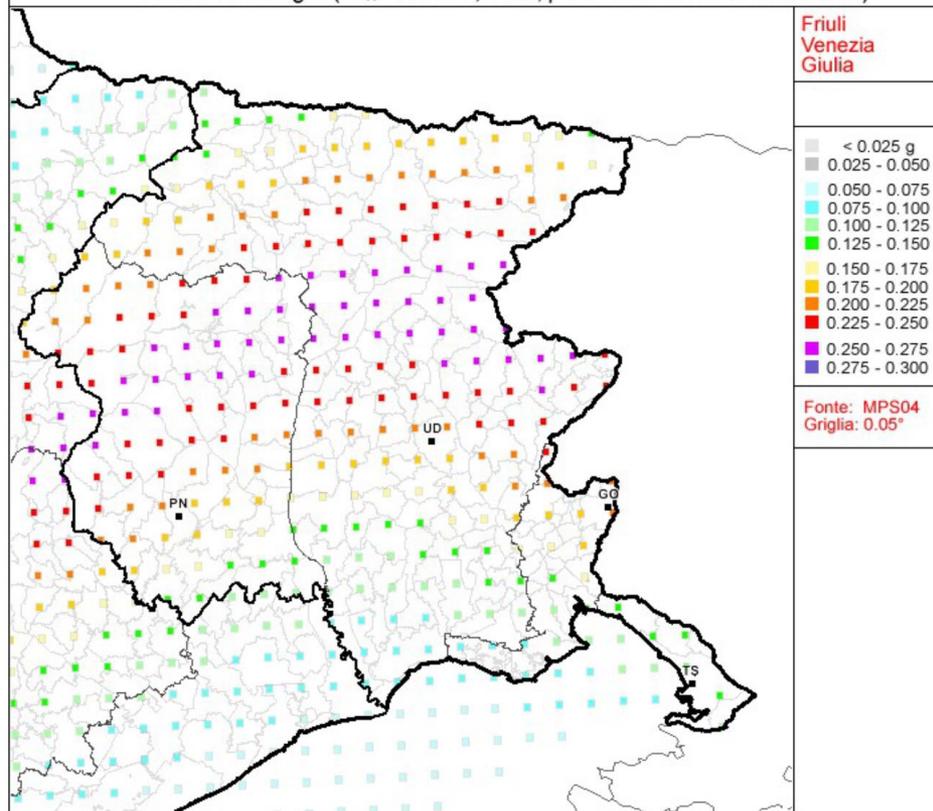
Il criterio di mappatura consiste nell'evidenziare l'accelerazione al suolo per intervalli crescenti di 0.025 g. L'intera carta è costruita integrando una mole di dati storici sui terremoti, con criteri probabilistici applicati alle accelerazioni, collegate alle magnitudo.

[Dati online della pericolosità sismica \(ingv.it\)](http://ingv.it)



**Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale**

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)

espressi in termini di accelerazione massima del suolo
con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anniriferita a suoli rigidi ($V_{S_{30}} > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)**RETICOLO DEI PUNTI SISMICI**

L'attuale normativa italiana (Norme Tecniche per le Costruzioni NTC - 2018) prevede un approccio di mappatura nel quale sono compresi 10.751 punti di un reticolo di riferimento nazionale per i quali vengono forniti individualmente i parametri sismici significativi. Per le sole isole con esclusione di Sicilia, Ischia, Procida e Capri, sono fornite indicazioni globali fuori reticolo.

Uno stralcio di cartografia corrispondente è mostrata in figura con riferimento alla Regione autonoma Friuli Venezia Giulia, dove è evidenziato il reticolo di riferimento.

La normativa considera 20 punti per ciascun grado di longitudine e latitudine, implementando una maglia quadrata avente lato pari a circa 5 km.

Per ogni punto le NTC 2018 forniscono le seguenti terne di valori riferite a determinati periodi di ritorno:

- **ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA ATTESA a_g** per suolo rigido pianeggiante;
- **valore massimo del FATTORE DI AMPLIFICAZIONE F_0** dello spettro di accelerazione orizzontale;
- **il PERIODO DI INIZIO T_c^*** del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri F_0 e T_c^* sono indispensabili per costruire lo spettro di risposta elastico delle accelerazioni, impiegato per la modellazione delle azioni sismiche nel campo nell'analisi strutturale.

I valori di a_g , F_0 e T_c^* sono tabellati nelle NTC 2018 per **periodi di ritorno del sisma** pari a 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni. Per tempi diversi e per i siti che non coincidono con i punti tabellati ma giacciono tra alcuni di essi, le norme stabiliscono come ottenere i relativi valori interpolati.

Sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici/Aree tematiche/Sicurezza delle costruzioni/ è liberamente scaricabile la procedura informatica "**Spettri-NTC**" adatta allo scopo.

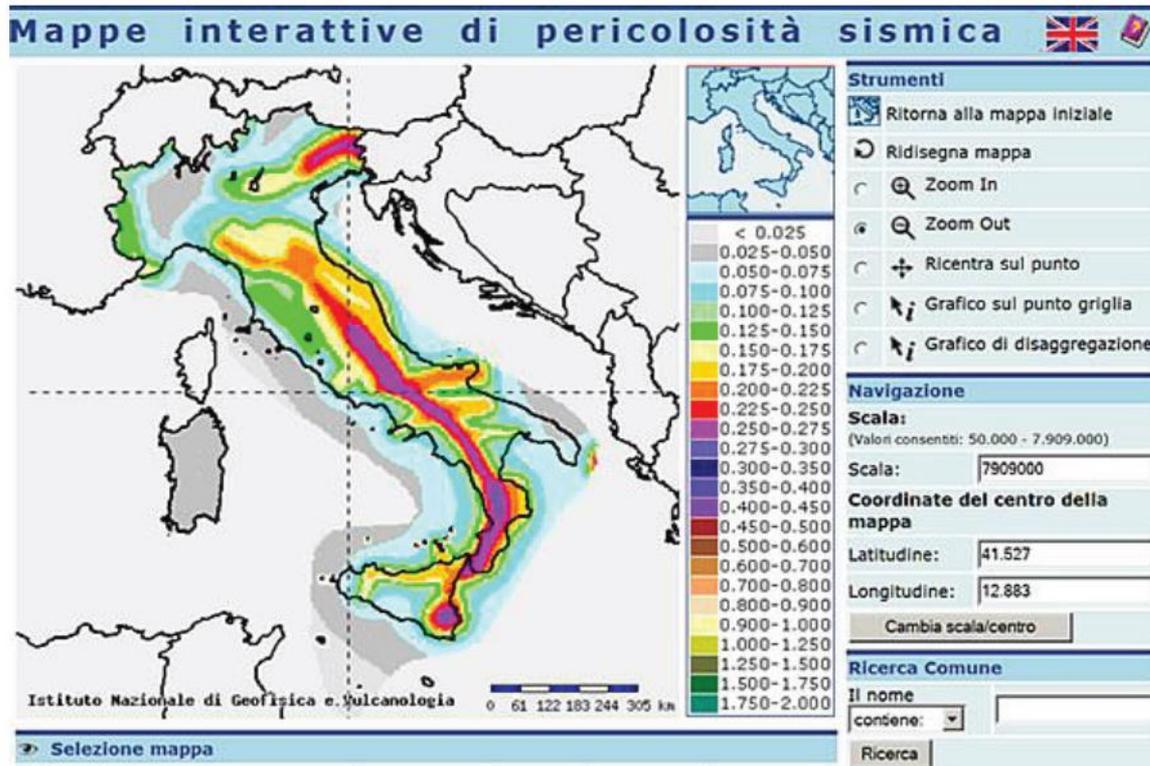


Figura 35: PSB nel territorio nazionale relativamente al terreno

<http://esse1.mi.ingv.it/>

Nella pratica, le seguenti sono alcune cautele da adottare nella definizione della PSB:

1. Le coordinate da inserire nei vari foglio di calcolo o applicativi che ricavano le azioni sono quelle relative all'ellissoide **ED50**, e non quelle relative all'ellissoide **WGS84**, usato come riferimento ad esempio in Google Earth™. È opportuno pertanto convertire le coordinate quando necessario, anche se l'errore nel quale si incorre è generalmente trascurabile (*ma questo va verificato di zona in zona*). Bisogna comunque sempre indicare in quale sistema di riferimento sono fornite le coordinate.
2. Porre attenzione che le coordinate e i parametri di input utilizzati dal progettista non differiscano significativamente da quelli da noi indicati.
3. In progetti di ampia estensione areale, utilizzare le coordinate di punti distanti tra di loro e appartenenti allo stesso sito e controllare che la PSB non sia significativamente differente. Altrimenti è necessario adottare il **parametro più cautelativo** o procedere come indicato più oltre.

2.4. VITA NOMINALE DI PROGETTO, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

2.4.1. VITA NOMINALE DI PROGETTO

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

3.2.1. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = - V_R / \ln (1- P_{V_R}) = - C_U V_N / \ln (1- P_{V_R}) \quad [3.2.0]$$

Definita la vita di riferimento della struttura, ciascuna analisi viene compiuta rispetto allo Stato Limite considerato, che può essere di esercizio (SLE) oppure ultimo (SLU).

A loro volta, sia gli SLE che gli SLU vengono distinti in base alla gravità del rischio e del danno potenziale.

Supponendo di applicare l'analisi agli SL ad una struttura edilizia avente vita di riferimento V_R , la normativa assegna i seguenti SL associati ad una certa **probabilità P_{VR} di essere superati**:

- Stato limite di danno (SLD), con probabilità di superamento $P_{VR} = 81\%$ nel corso di V_R ;
- Stato limite di operatività (SLO), con probabilità di superamento $P_{VR} = 63\%$ nel corso di V_R ;
- Stato limite di salvaguardia della vita (SLV), con probabilità di superamento $P_{VR} = 10\%$ nel corso di V_R ;
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC), con probabilità di superamento $P_{VR} = 5\%$ nel corso di V_R .

Per definizione, lo SLD e lo SLO appartengono agli Stati Limiti di Esercizio (SLE) mentre lo SLV e lo SLC appartengono agli Stati Limite Ultimi (SLU).

Si noti che le NTC 2018 (Punto 7.1) impongono di regola:

- per le costruzioni di classi d'uso I e II il rispetto dello Stato Limite Ultimo costituito dallo SLV, e dello Stato Limite d'Esercizio costituito da SLD;
- per le costruzioni di classi d'uso III e IV impongono per lo Stato Limite di Esercizio anche la verifica dello SLO.

In fase di verifica progettuale, il tipo di Stato Limite considerato è importante perché contribuisce, attraverso la sua probabilità P_{VR} alla definizione del periodo di ritorno per l'azione sismica T_R .

Tale periodo viene espresso in anni ed è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

IL PERIODO DI RITORNO È PERCIÒ IL LASSO DI TEMPO DI RIFERIMENTO PER LA VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.

Più bassa è la probabilità P_{VR} e più alto è il periodo di ritorno di un'azione particolarmente pericolosa, più intenso è il terremoto di progetto e più severe sono le condizioni di moto sismico da verificare mediante le analisi progettuali.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica per lo Stato Limite considerato viene utilizzato per la definizione dei parametri di pericolosità sismica a_g , F_0 e T_C^* forniti dalla normativa, georeferenziati rispetto al reticolo di riferimento nazionale.

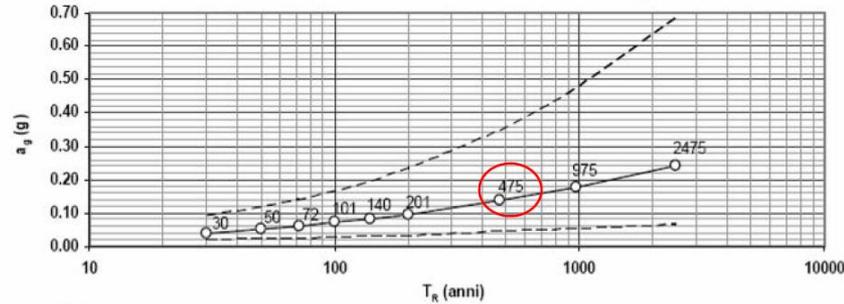
Entrando nel database nazionale, per un certo sito georeferenziato mediante latitudine e longitudine, si accede ai valori di a_g , F_0 e T_C^* tabellati per ciascun punto del reticolo a diversi periodi di ritorno standard (nel caso delle NTC 2018, come detto, i valori sono forniti per periodi di ritorno standard di 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

Spesso le coordinate del sito e il tempo di riferimento non coincidono con le coordinate e i periodi di ritorno tabellati nella normativa. Si devono quindi estrapolare i parametri sismici corretti mediante opportune operazioni di media pesata (si veda NTC 2008, Allegato A).

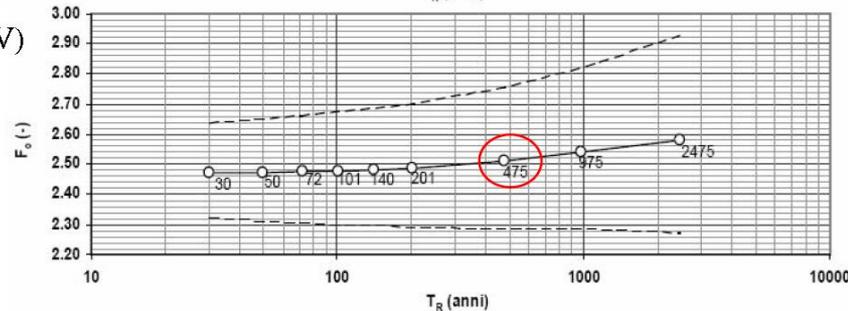
Il periodo di ritorno T_R è il periodo medio intercorrente fra un sisma ed il successivo di eguale intensità.

Tempo di Ritorno per il calcolo dell'azione sismica $a_g(g)$

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$$



$$T_R = 9,50 \times V_R \quad (\text{SLV})$$



ESEMPIO:

Edificio ordinario in Classe 2

$V_R=50$ anni

T_R (anni)

$C_U=1,0$

$V_N=50$ anni

Si considera lo stato limite ultimo SLV



$P_{VR}=10\%=0,1$

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1-0,1)} = 475 \text{ anni}$$

Esempi

126

Vita nominale: $V_N = 50$ anni
 Classe d'uso: II
 Stato limite: SLV (ultimo – salvaguardia della vita)
 Coefficiente d'uso: $C_U = 1,0$
 Periodo di riferimento: $V_R = 1,0 \times 50 = 50$ anni
 Probabilità di superamento: $P_{VR} = 0,10$ (10% nel periodo di riferimento)
 Tempo di ritorno: $T_R = -50 / \ln(1-0,10) = 475$ anni

Vita nominale: $V_N = 50$ anni
 Classe d'uso: IV
 Stato limite: SLV (ultimo – salvaguardia della vita)
 Coefficiente d'uso: $C_U = 2,0$
 Periodo di riferimento: $V_R = 2,0 \times 50 = 100$ anni
 Probabilità di superamento: $P_{VR} = 0,10$ (10% nel periodo di riferimento)
 Tempo di ritorno: $T_R = -100 / \ln(1-0,10) = 949$ anni

Vita nominale: $V_N = 50$ anni
 Classe d'uso: III
 Stato limite: SLV (ultimo – salvaguardia della vita)
 Coefficiente d'uso: $C_U = 1,5$
 Periodo di riferimento: $V_R = 1,5 \times 50 = 75$ anni
 Probabilità di superamento: $P_{VR} = 0,10$ (10% nel periodo di riferimento)
 Tempo di ritorno: $T_R = -75 / \ln(1-0,10) = 712$ anni

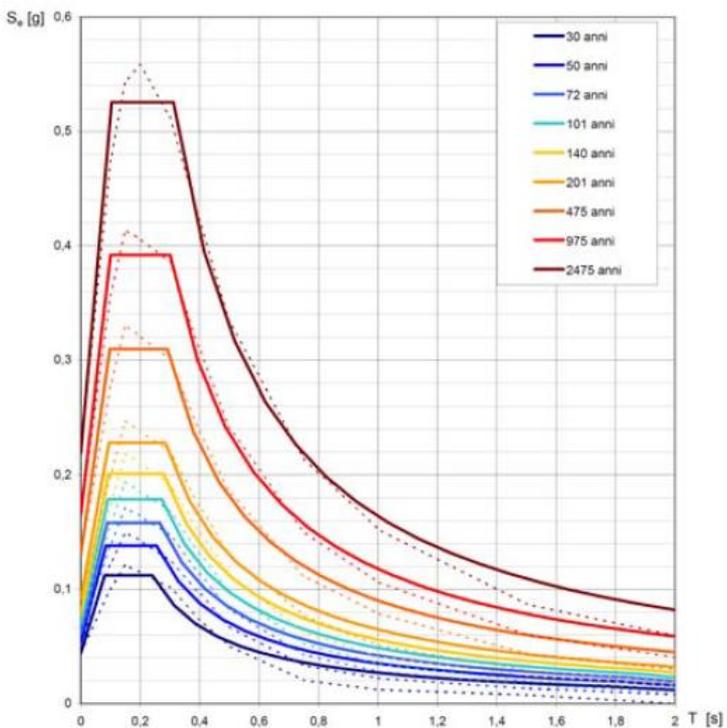
Vita nominale: $V_N = 100$ anni
 Classe d'uso: IV
 Stato limite: SLV (ultimo – salvaguardia della vita)
 Coefficiente d'uso: $C_U = 2,0$
 Periodo di riferimento: $V_R = 2,0 \times 100 = 200$ anni
 Probabilità di superamento: $P_{VR} = 0,10$ (10% nel periodo di riferimento)
 Tempo di ritorno: $T_R = -200 / \ln(1-0,10) = 1898$ anni

I valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* sono indicati per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni:

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

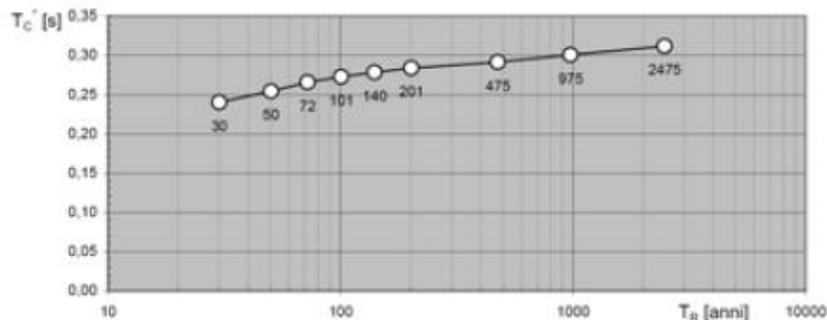
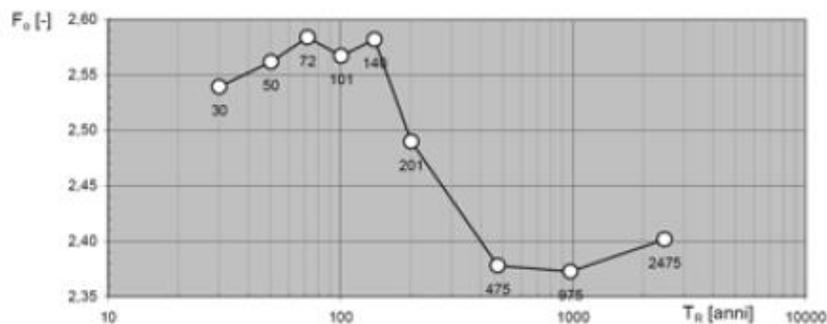
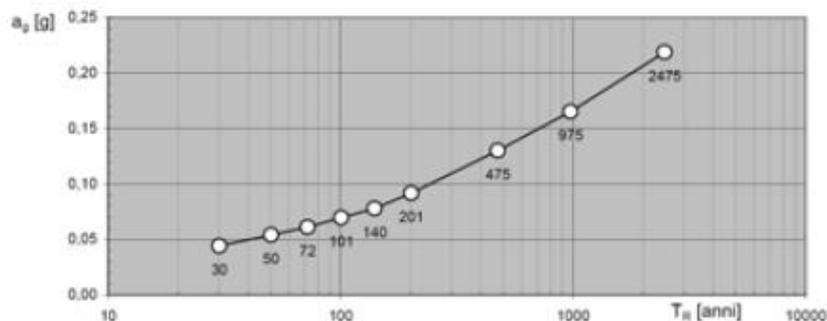
T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0,043	2,544	0,236
50	0,053	2,553	0,251
72	0,060	2,582	0,265
101	0,068	2,559	0,272
140	0,077	2,571	0,277
201	0,090	2,492	0,282
475	0,129	2,372	0,290
975	0,164	2,383	0,295
2475	0,217	2,397	0,310

Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:
Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



L'ANALISI LOCALE MEDIANTE I METODI SEMPLIFICATI DI NORMATIVA E LA DEFINIZIONE DELLA ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA a_{max}

Introducendo una catalogazione più comprensiva, ma mirata agli effetti locali, le correnti normative introducono, come detto, una valutazione o analisi sismica locale semplificata, basata su criteri molto generali applicati indifferentemente a tutti i siti che presentino date caratteristiche. Le procedure di analisi, codificate a livello nazionale ed europeo, vengono implementate secondo standard ben precisi e ripetibili per tutte le situazioni analoghe.

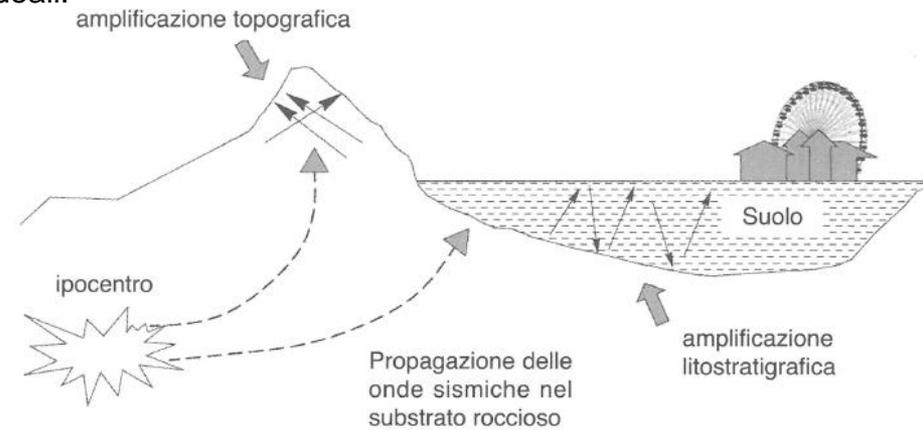
Il valore a_g fornito dalla normativa, per il tempo di ritorno necessario, deve essere contestualizzato nella situazione tipica del sito in esame, ricavando al termine delle elaborazioni l'accelerazione orizzontale massima attesa a_{max} .

Infatti il valore di a_g è riferito ad un ipotetico suolo roccioso affiorante e pianeggiante, mentre il valore a_{max} , da considerare nei calcoli antisismici, tiene conto di tutti i fattori che modificano tali condizioni ideali.

Con riferimento alla figura, anche **per l'analisi semplificata è necessario considerare gli effetti della topografia e della stratigrafia locali in relazione all'azione di scuotimento dovuta al terremoto.**

Il passaggio da a_g ad a_{max} comporta alcuni passaggi relativamente semplici.

Il primo passo nell'analisi locale è la definizione del tipo di sottosuolo ai fini sismici. **I suoli più rigidi trasmettono più facilmente le onde sismiche, mentre la diffrazione nei terreni sciolti aumenta le onde superficiali. Per tale motivo la norma prevede una catalogazione riferita alla rigidità.**



- Effetti di sito: influenza di topografia, stratigrafia e litologia

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), **ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.**

Si può ora determinare **l'accelerazione massima superficiale a_{max} da impiegare nelle analisi antisismiche** in funzione dell'accelerazione sismica di riferimento a_g : $a_{max} = a_g * S_s * S_T$

dove S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica.

Il coefficiente di stratigrafia viene definito a sua volta in funzione di a_g e F_0 , valori derivati dal reticolo nazionale di riferimento, e della categoria di sottosuolo.

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Categorie di sottosuolo (NTC2018 § 3.2.2)

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante **specifiche analisi**, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3.

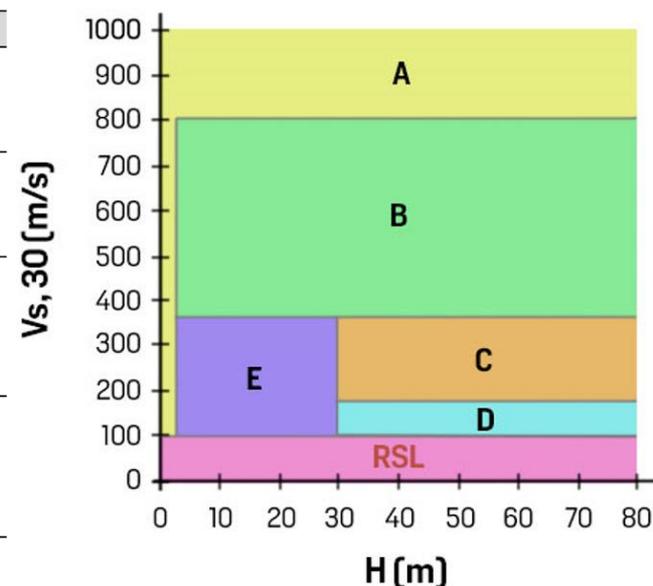
In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>



Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche **analisi di risposta locale (RSL)** per la definizione delle azioni sismiche.

Le NTC2018 confermano che l'impiego del metodo semplificato ($V_{s,eq}$) per classificare il sottosuolo a fini sismici non è la scelta prioritaria.

Le categorie di sottosuolo delle NTC2018 e le azioni sismiche corrispondenti tengono conto soltanto delle amplificazioni stratigrafiche (1D) nei primi 30 m di sottosuolo. In molti casi (ad es., **contrastati di impedenza, inversioni di velocità, depositi di elevato spessore, etc.**) la stima degli effetti di sito mediante la $V_{s,eq}$ risulta affetta da incertezze.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della **velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s)**, definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad i = 1, N$$

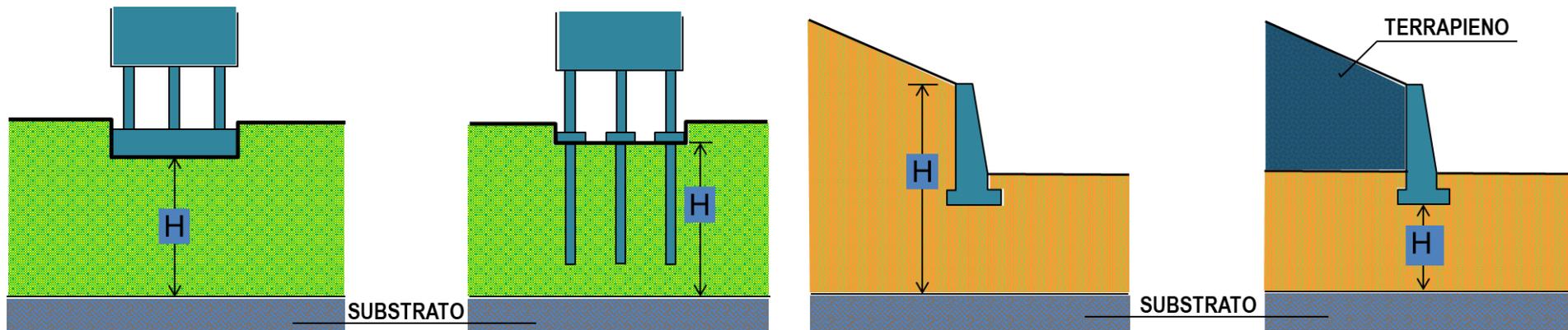
con:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
- N numero di strati;
- H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

QUOTA DI RIFERIMENTO DELLA PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO



La velocità equivalente è ottenuta imponendo l'equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente, di spessore pari a 30 m, e nel terreno stratificato in esame, di spessore complessivo ancora pari a 30 m. Essa assume quindi valori differenti da quelli ottenuti dalla media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di limitato spessore. **Lo scopo della definizione adottata è quello di privilegiare il contributo degli strati più deformabili.**

- Prove in foro
 - Prove Cross-hole
 - Prove Down-hole
 - In foro
- ➔ • SCPT-SDMT

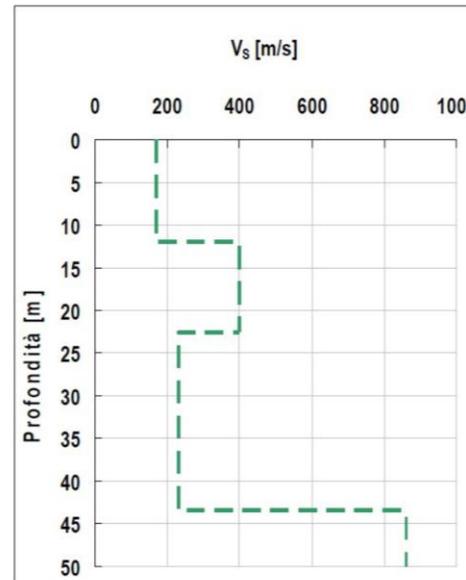
- Prove dalla superficie
 - Prove sismica a rifrazione (onde SH)
 - Analisi delle onde superficiali
 - Metodi attivi (SASW, MASW) ➔
 - Metodi passivi (fk, SPAC, ReMi, H/V)

PROVE H/V (METODI PASSIVI)

Prova HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) o H/V
 per la valutazione sperimentale dei rapporti di ampiezza spettrale fra le componenti orizzontale (H) e verticale (V) delle vibrazioni ambientali (microtremori) in superficie, misurate con apposito sismometro a tre componenti



TROMOGRAFO DIGITALE PORTATILE



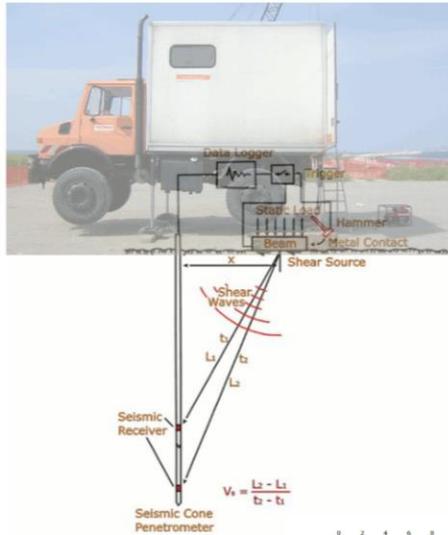
$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1..N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

$$V_{S,30} = \frac{30}{\frac{12}{170} + \frac{10.5}{400} + \frac{7.5}{230}} = 230 \text{ m/s}$$

~~Categoria C~~

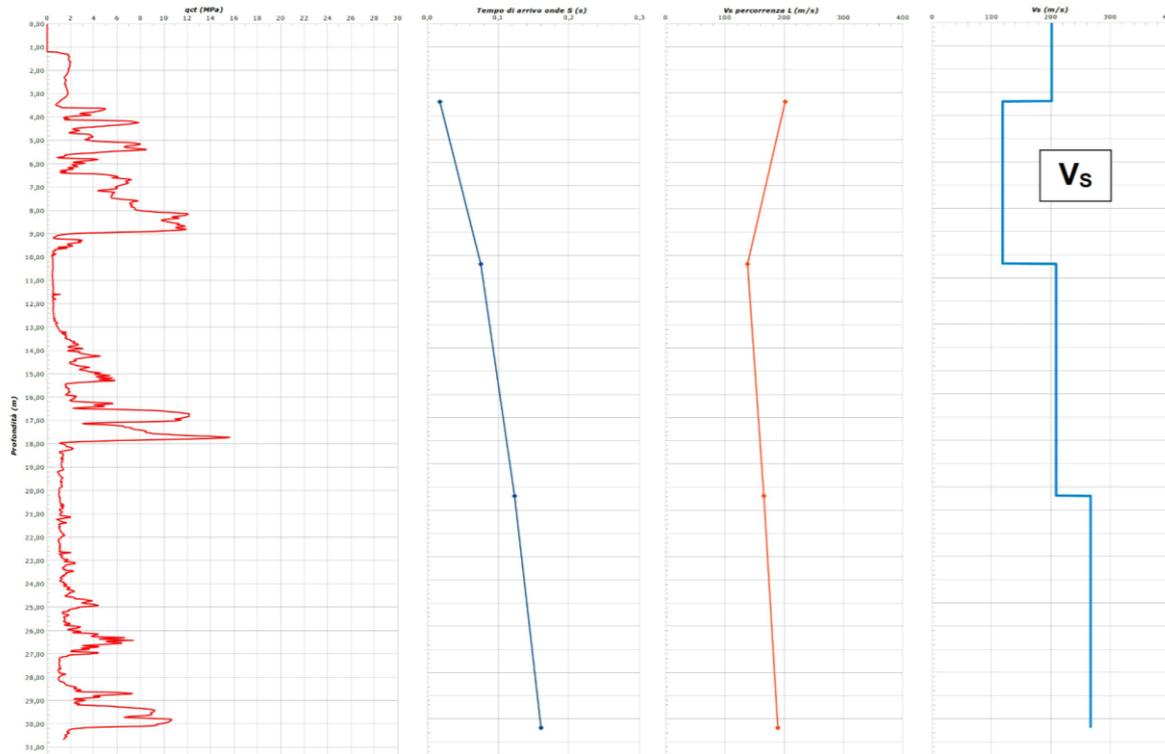
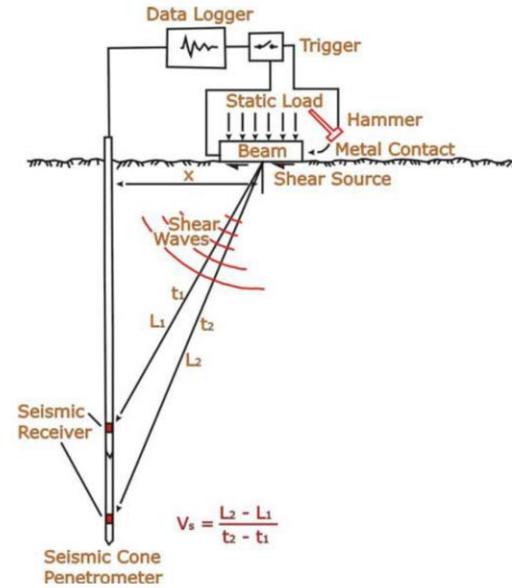
Inversione di velocità !!
NO APPROCCIO SEMPLIFICATO

PIEZOCONO SISMICO

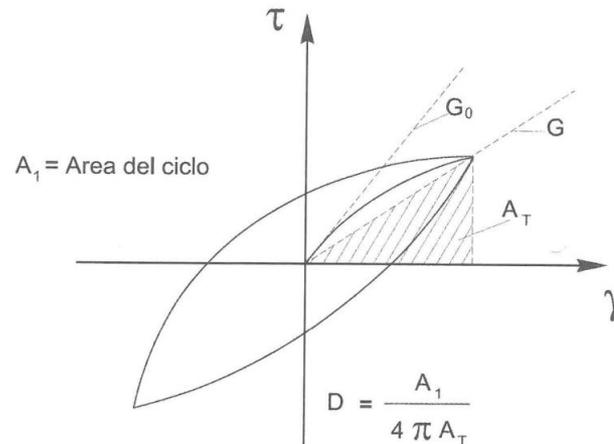
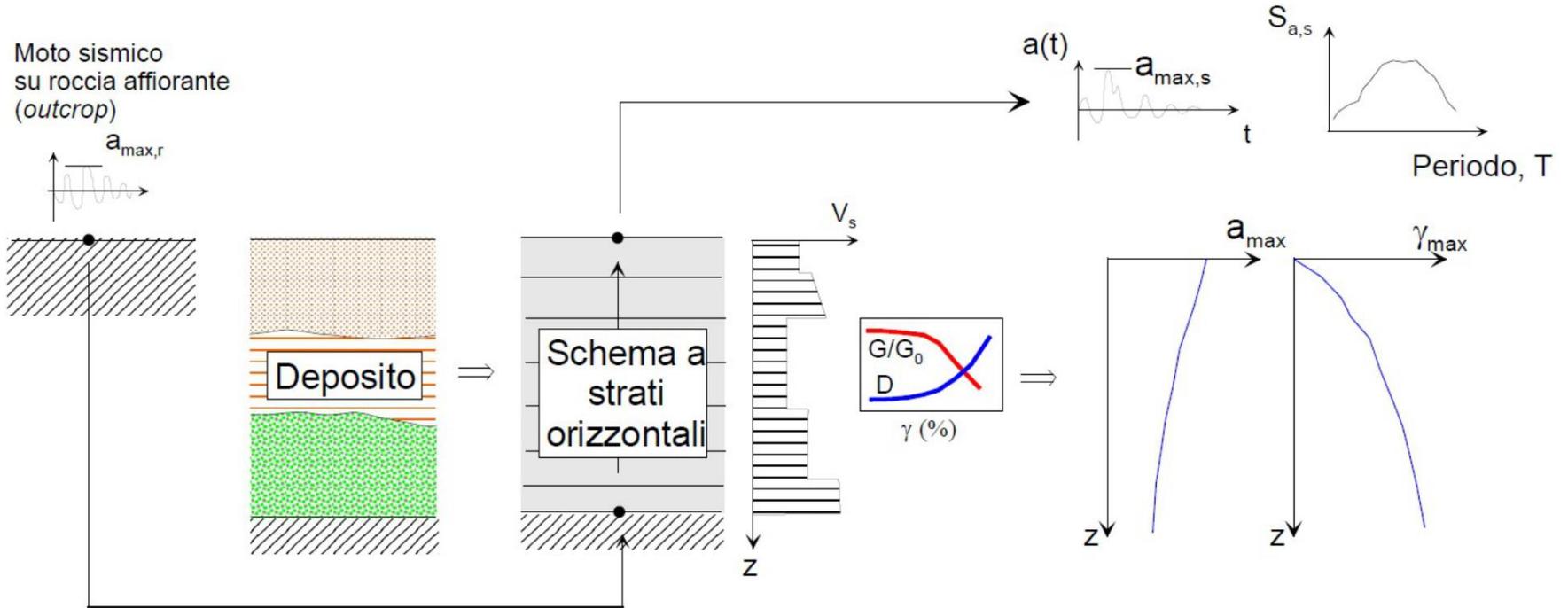


manicotto contenente geofoni per acquisizione dati

classica prova con piezocono la cui infissione viene arrestata ad intervalli regolari di 1,00 metro per effettuare l'acquisizione dei dati sismici tramite sensori e sismografo: la prima acquisizione dati viene effettuata ad una profondità non inferiore a 3,00 metri dal piano campagna (inizio prova) a causa della breve distanza e quindi del brevissimo tempo d'arrivo da misurare



RISPOSTA SISMICA LOCALE



da Lanzo 2013

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

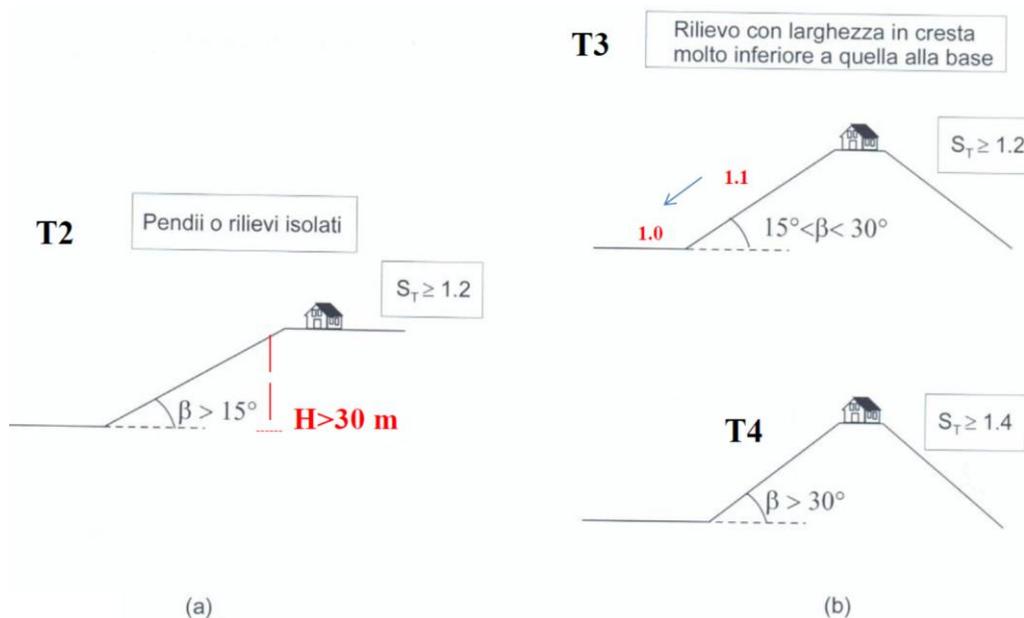
Condizioni topografiche (NTC2018 § 3.2.2)

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III).

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.



Valori del fattore di amplificazione topografica secondo l'Eurocodice 8 per: (a) pendii e rilievi isolati e (b) rilievi con larghezza in cresta molto minore di quella alla base.

RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO (NTC2018 – 7.11.3)

7.11.3.1 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del sottosuolo e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e degli ammassi rocciosi di cui è costituito. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, l'analisi della risposta sismica locale consente quindi di definire le modifiche che il segnale sismico di ingresso subisce, a causa dei suddetti fattori locali.

Le analisi di risposta sismica locale richiedono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione (accelerogrammi) su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A del § 3.2.2).

Per la scelta degli accelerogrammi di ingresso, si deve fare riferimento a quanto specificato al § 3.2.3.6 **Impiego di storie temporali del moto del terreno** che riporta come «*Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di storie temporali del moto del terreno artificiali o naturali. Ciascuna storia temporale descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali, ed una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno*».

In **assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale**, l'**accelerazione massima attesa al sito** può essere valutata con la relazione [7.11.5]: $a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g$

dove:

- S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al §3.2.3.2;
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

7.11.3.2 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA

In condizioni stratigrafiche e morfologiche schematizzabili con un modello mono-dimensionale e per profili stratigrafici riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.II, il moto sismico alla superficie di un sito è definibile mediante l'accelerazione massima (a_{\max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{\max} può essere ricavato dalla relazione: $a_{\max} = S_S \cdot a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

7.11.3.3 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA

Per condizioni topografiche riconducibili alle categorie di cui alla Tab. 3.2.III, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica S_T . Il parametro S_T deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m. Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15° , altrimenti si applicano i criteri indicati nel § 3.2.2..

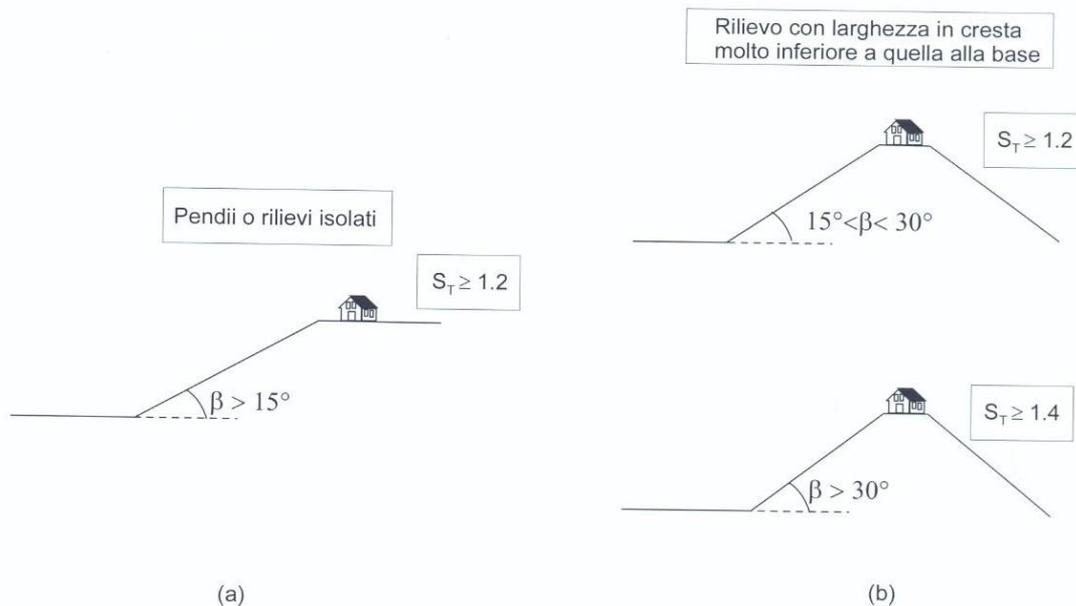
Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.



VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA (NTC2018 § 3.2.3.)

3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Ai fini delle NTC2018 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;
- storia temporale del moto del terreno.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale.

In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Quale che sia la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , la definizione degli spettri di risposta elastici, degli spettri di risposta di progetto e delle storie temporali del moto del terreno è fornita nei paragrafi 3.2.3.2. Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Per l'approccio semplificato le NTC 2018 [3.2 Azione Sismica] fanno riferimento ai valori:

$a_g - F_0$ (min 2,2) - T_C^* (sottosuolo rigido A)

forniti dalle NTC 2008 in corrispondenza dei vari punti del reticolo di riferimento.

Spettro di risposta elastico in accelerazione componenti orizzontali

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

$$\eta = 1 \quad (\xi = 5\%)$$

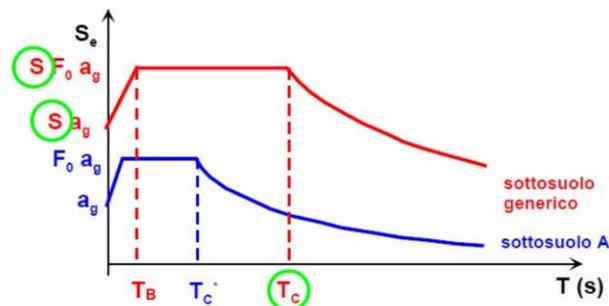
$$S = S_S \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$



dai valori di normativa:

a_g F_0 T_C^*

(relativi a sottosuolo rigido A)

con l'approccio semplificato si ricavano gli spettri di risposta relativi ai tipi di sottosuolo B-C-D-E

3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad [3.2.2]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T \quad [3.2.3]$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.IV) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.V);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55, \quad [3.2.4]$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad [3.2.5]$$

dove: T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.IV);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_B = T_C / 3 \quad [3.2.6]$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad [3.2.7]$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che modifica il valore del periodo T_C .

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_S e di C_C*

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per le componenti orizzontali dell'azione sismica il coefficiente S_S è definito nella Tabella 3.2.V delle NTC. Esso è il rapporto tra il valore dell'accelerazione massima attesa in superficie e quello su sottosuolo di categoria A ed è definito in funzione della categoria di sottosuolo e del livello di pericolosità sismica del sito (descritto dal prodotto $F_0 \cdot a_g$).

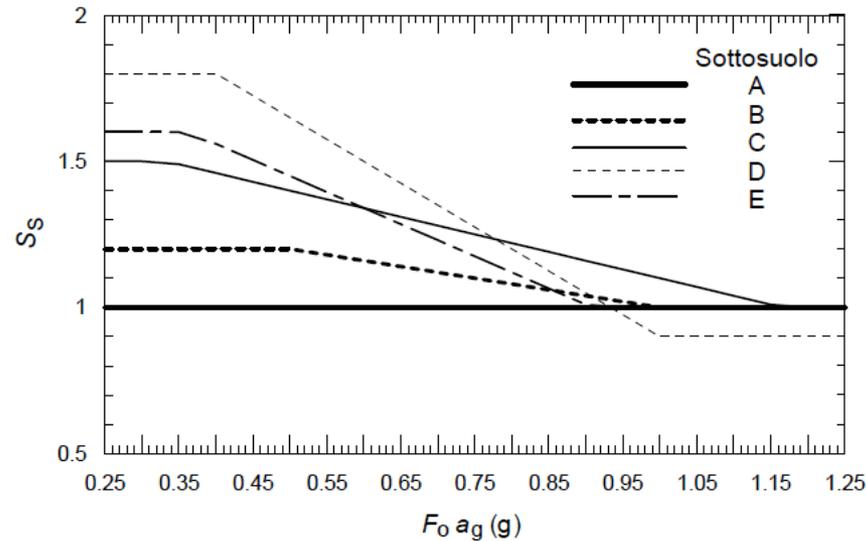


Figura C3.2.3. Andamento del coefficiente S_S per le componenti orizzontali dell'azione sismica

Nella figura C.3.2.3 è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, la variazione di S_S in funzione del prodotto $F_0 \cdot a_g$.

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di S_S con $F_0 \cdot a_g$ è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica; tali tratti sono raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di S_S con $F_0 \cdot a_g$.

Il coefficiente C_C è definito nella Tabella 3.2.V delle NTC in funzione della categoria di sottosuolo e del valore di T_C riferito a sottosuolo di categoria A, T_C^* . Nella Figura C.3.2.4, la variazione di C_C è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, in funzione di T_C^* .

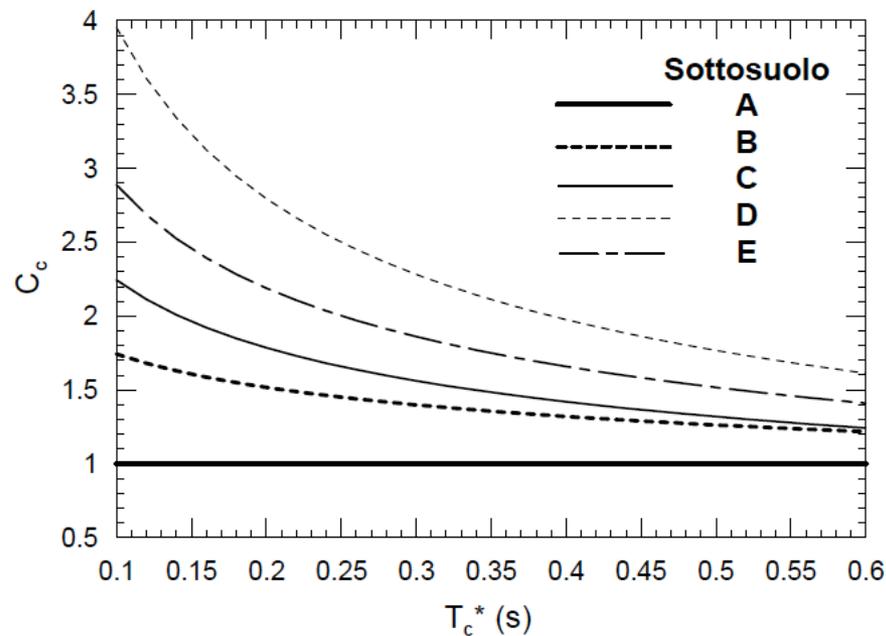


Figura C3.2.4. Andamento del coefficiente C_C

A parità della categoria di sottosuolo, il coefficiente C_C decresce al crescere di T_C^* e, conseguentemente, l'effetto di amplificazione massima si sposta verso periodi più brevi e si riduce l'estensione del tratto orizzontale caratterizzato da ordinata spettrale massima. In genere, a parità di T_C^* , i valori di C_C si incrementano al decrescere della rigidezza del sottosuolo, ovvero passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. Il sottosuolo di categoria D presenta, nell'intervallo di valori di interesse, valori di T_C maggiori di quelli relativi alle altre categorie di sottosuolo.

3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.2.8}$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5}
 \tag{3.2.9}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali del moto sismico; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono riportati nella Tab. 3.2.VI.

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati in Tab. 3.2.V.

3.2.3.2.3 Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali $S_{De}(T)$ si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione $S_e(T)$ mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad [3.2.10]$$

purché il periodo proprio di vibrazione T non ecceda i valori T_E indicati in Tab. 3.2.VII.

Tab. 3.2.VII – Valori dei parametri T_E e T_F

Categoria sottosuolo	T_E [s]	T_F [s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti T_E , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:

$$T_E < T \leq T_F \quad S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot \left[F_o \cdot \eta + (1 - F_o \cdot \eta) \cdot \frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right] \quad [3.2.11]$$

$$T > T_F \quad S_{De}(T) = d_g$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g , definito nel § 3.2.3.3.

3.2.3.3 SPOSTAMENTO ORIZZONTALE E VELOCITÀ ORIZZONTALE DEL TERRENO

I valori dello spostamento orizzontale d_g e della velocità orizzontale v_g massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} d_g &= 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \\ v_g &= 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \end{aligned} \quad [3.2.12]$$

dove a_g , S , T_C , T_D assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.

7.11. OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti che devono essere soddisfatti dai siti di costruzione e dai terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni.

In aggiunta alle prescrizioni contenute nel presente paragrafo, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel Capitolo 6, relative alle combinazioni di carico non sismico.

7.11.1. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Capitolo 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (*SLV*) di cui al § 3.2.1; quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (*SLD*) di cui allo stesso § 3.2.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7, oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

7.11.2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel § 3.2.2.

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo.

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan(\varphi') \quad [7.11.1]$$

Dove σ'_n è la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura, Δu è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri c' e φ' tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \quad [7.11.2]$$

dove $c_{u,c}$ include gli effetti di degradazione dei terreni.

7.11.3.5 STABILITÀ DEI PENDII

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma, la resistenza del sistema sia superiore alle azioni (condizione [6.2.1] di cui al § 6.2.4.1) oppure gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

7.11.3.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo con i criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ($S_T=1$).

7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi, si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4] \text{ dove}$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella Tab. 7.11.I al variare della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa $a_{\max} > 0,15g$, nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

7.11.4. FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.11.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$$\beta_s = 0.38 \text{ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_s = 0.47 \text{ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).}$$

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

In alternativa, le verifiche degli stati limite ultimi (SLV) o di esercizio (SLD) possono essere eseguite con il metodo degli spostamenti, controllando che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità dei fronti di scavo o dei rilevati e dei manufatti eventualmente interagenti con essi. Nel metodo degli spostamenti, l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo o di esercizio in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore limite o di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

7.11.6. OPERE DI SOSTEGNO

7.11.6.1 REQUISITI GENERALI

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale.

L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare quei fattori che ne influenzino significativamente il comportamento.

È comunque necessario tenere conto dei seguenti aspetti:

- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

Per opere particolari con terrapieno in falda, quali le opere marittime, occorre tener conto degli effetti, diversi in ragione della permeabilità, indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua interstiziale.

In presenza di acqua libera contro la parete esterna dell'opera, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma, valutando le escursioni (positiva e negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica.

È ammesso l'uso dei metodi pseudo-statici, come specificato nei successivi §§ 7.11.6.2.1 e 7.11.6.3.1.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi plastici determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai §§ 6.5.3.1.1, 6.5.3.1.2 e 6.6.2.

È necessario verificare che, per effetto del terremoto di progetto, il sito non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario, occorre predisporre le misure necessarie affinché non si verifichi tale fenomeno.

7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

7.11.6.2.1 Metodi di analisi

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad [7.11.6] \quad \text{dove}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).}$$

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

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.

7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni riportate al § 7.11.5.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

La verifica nei confronti dello stato limite di scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2). L'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

In aggiunta alle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi SLV, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLD. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

7.11.6.3.1 Metodi pseudo-statici

Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad [7.11.9]$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, oppure come

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.10]$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Fig. 7.11.2.

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s .

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Fig. 7.11.3, in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema. In assenza di tale verifica, il coefficiente β vale 1.

Per $u_s = 0$ è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H \quad [7.11.11]$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$ deve assumersi $k_h = 0,2 \cdot a_{\max} / g$.

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

Per valori dell'angolo di resistenza al taglio tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

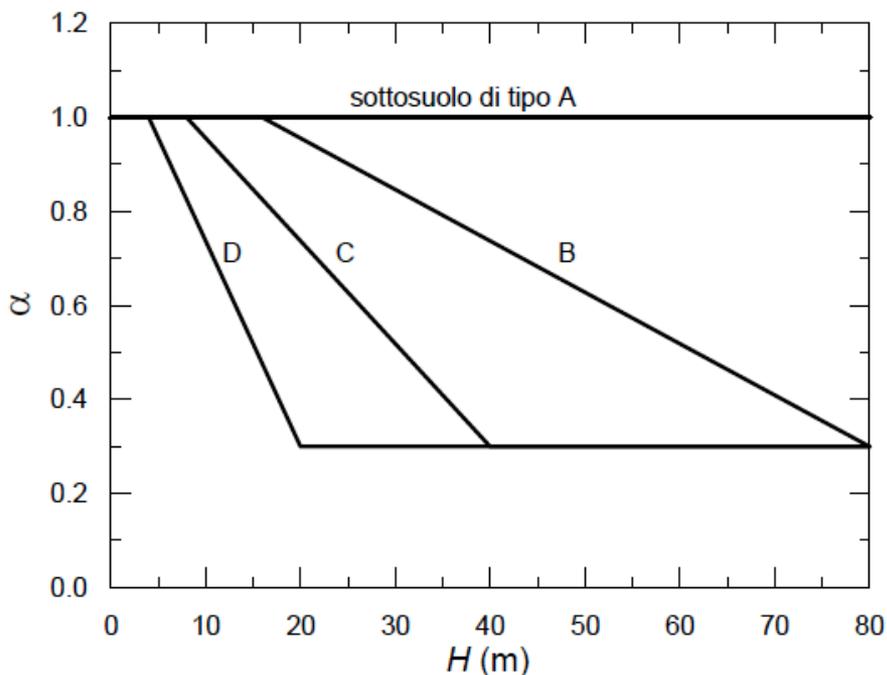


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

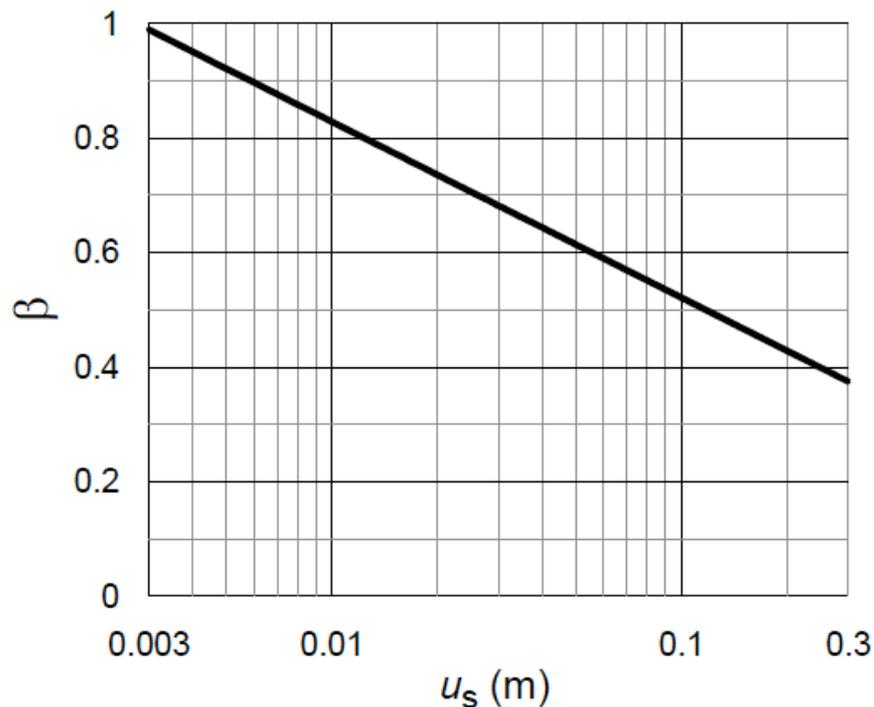


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza

Per paratie realizzate in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso paratia-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4.

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti dei possibili stati limite ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al § 7.11.1.

Nelle verifiche, per azioni s'intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze s'intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

7.11.6.4 SISTEMI DI VINCOLO

Gli elementi di contrasto sollecitati a compressione (puntoni) devono essere dimensionati in maniera che l'instabilità geometrica si produca per forze assiali maggiori di quelle che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale di cui sono composti. In caso contrario si deve porre $\beta = 1$.

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta L_s la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche L_e può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s \left(1 + 1,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \right) \quad [7.11.12]$$

dove a_{\max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza

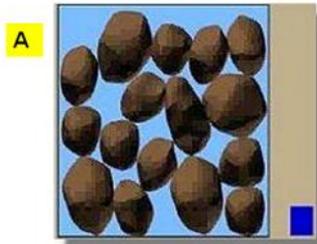
Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli o barre di acciaio armonico, nel rispetto del criterio della progettazione in capacità, si deve verificare che la resistenza di progetto allo snervamento sia sempre maggiore del valore massimo della resistenza di progetto della fondazione dell'ancoraggio.

IL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE

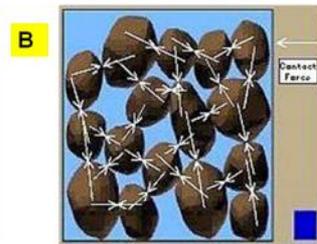
IL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE COMPORTA LA RIDUZIONE DI RESISTENZA A TAGLIO E/O DI RIGIDEZZA causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, TALE DA GENERARE DEFORMAZIONI PERMANENTI SIGNIFICATIVE O PERSINO L'ANNULLAMENTO DEGLI SFORZI EFFICACI NEL TERRENO. Lo scuotimento sismico causa un aumento della pressione al punto che le particelle di terreno possono muoversi l'una rispetto all'altra.

La PERDITA DI RESISTENZA è dovuta alla TENDENZA DEL SUOLO A CONTRARSI QUANDO SOTTOPOSTO A VIBRAZIONE ma la contrazione è contrastata dalla presenza di acqua nelle porosità interstiziali, il cui drenaggio è, nei fatti, impedito per vari motivi tra cui gli attriti e la ciclicità delle accelerazioni stesse.

Uno dei risultati dello scuotimento è costituito dall'aumento delle pressioni dell'acqua interstiziale, che può raggiungere e superare il valore di sforzo efficace geostatico nel terreno. Se lo sforzo verticale efficace viene annullato (ovvero se la pressione del fluido interstiziale lo supera), resistenza e rigidezza si annullano anch'esse ed il terreno si comporta come un fluido pesante.

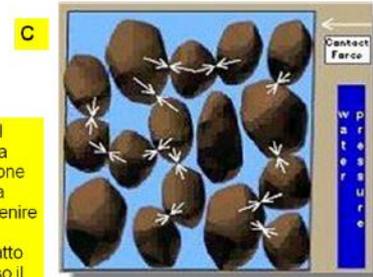


Particelle di suolo in un deposito. L'altezza della colonna blu indica il livello della pressione di poro nel suolo.



La lunghezza delle frecce rappresenta la dimensione delle forze di contatto tra i singoli grani. Le forze di contatto sono maggiori quando la pressione dell'acqua di poro è bassa.

Nella Fig. C il contatto tra i granuli si è ridotto a causa dell'aumento della pressione d'acqua. In casi estremi la pressione di poro può divenire tanto elevata che molte particelle perdono il contatto con le altre. In questo caso il suolo avrà un ridottissima resistenza e si comporterà più come un liquido che come solido da cui il nome di "liquefazione".



Anche se i terreni recuperano in seguito una certa resistenza, le caratteristiche di comportamento iniziali (statiche) subiscono drastiche variazioni.

Gli effetti dannosi della liquefazione sono perciò due:

- **Il primo è costituito dal fatto che durante il sisma i suoli liquefatti perdono ogni resistenza a taglio e si comportano a tutti gli effetti come un fluido.**
- **Il secondo effetto riguarda la resistenza residua dei terreni in seguito ai terremoti che ne hanno provocato il collasso. Si consideri che la resistenza residuale dei suoli in fase post-liquefazione può essere da 1 a 10 volte inferiore della resistenza statica iniziale.**

Il comportamento sismico dei terreni granulari può essere simulato mediante l'esecuzione di prove di laboratorio con imposizione di carichi ciclici in condizioni non drenate. In genere si eseguono prove su campioni consolidati isotropicamente in condizioni K_0 . Le prove più utilizzate sono di tipo triassiale ciclico, di taglio diretto ciclico, oppure alla colonna risonante.

Un criterio utilizzato per la definizione dell'inizio della liquefazione è dato dal raggiungimento di una certa deformazione per taglio γ considerata limite, assumendo in genere valori $\gamma = 5 - 20\%$.

Si noti che l'esecuzione di prove triassiali su campioni indisturbati di terreno granulare comporta che il campionamento in sito avvenga mediante tecniche particolari, come il congelamento.

La "liquefazione" comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che, se positive, causano una riduzione della tensione media efficace presente nel terreno e, quindi, una riduzione della resistenza a taglio.

La riduzione della resistenza può rappresentare solo una condizione temporanea, seguita da un successivo recupero, o può indurre nel terreno una condizione di collasso generalizzata e definitiva.

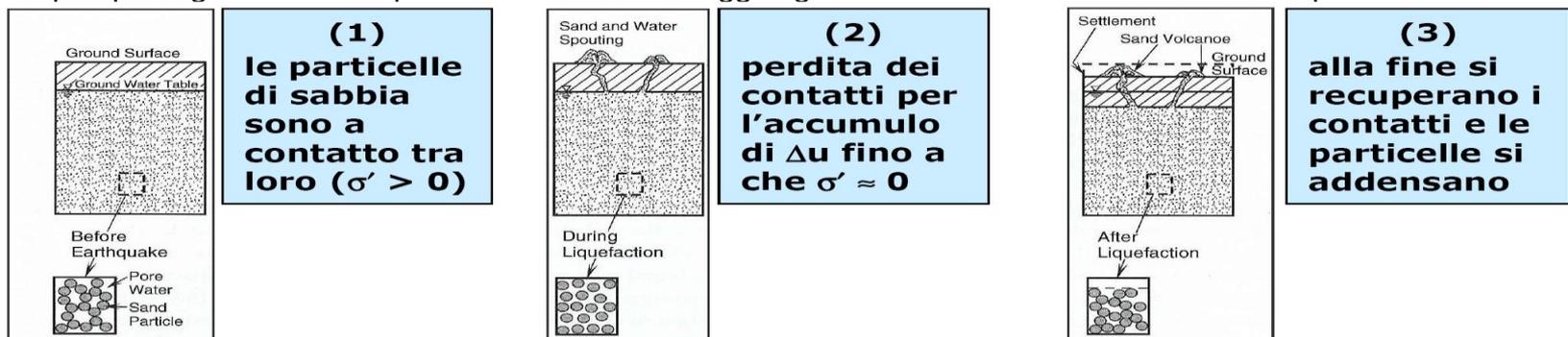
La liquefazione include tre principali tipi di fenomeni:

1. La **fluidificazione** che avviene quando le tensioni tangenziali richieste per assicurare le condizioni di equilibrio statico sono maggiori della resistenza al taglio del terreno al termine del terremoto; ne consegue che una volta avviate, **le deformazioni prodotte dalla fluidificazione possono proseguire anche dopo il terremoto.**
2. La **mobilità ciclica** che si verifica quando le tensioni di taglio necessarie all'equilibrio statico sono minori della resistenza del terreno al termine del terremoto; in tal caso **le deformazioni si sviluppano in maniera incrementale durante il terremoto.**
3. La **liquefazione ciclica** che si verifica nelle condizioni di *free-field* (cioè di assenza di manufatti sulla superficie del deposito) e piano campagna orizzontale.

L'avvenuta liquefazione si manifesta, in condizioni di *free-field*, attraverso: la formazione di vulcanelli di sabbia (l'alta pressione dell'acqua contenuta negli interstizi e causa della liquefazione, causa la rapida fuoriuscita dell'acqua interstiziale sulla superficie con un flusso che si può manifestare sia durante che dopo il terremoto; se la fuoriuscita è sufficientemente rapida può trasportare particelle di sabbia che vanno a depositarsi sotto forma di vulcanelli), **rottture o spostamenti laterali del terreno, ovvero in presenza di manufatti, attraverso la perdita di capacità portante e/o lo sviluppo di elevati cedimenti e rotazioni.**

Durante l'evento sismico, se la superficie del piano campagna è orizzontale questo può subire oscillazioni di grande ampiezza. **Al termine della sollecitazione, la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e il conseguente riassetamento dei grani possono dar luogo a fenomeni di subsidenza ("compattazione volumetrica ritardata").**

Nei pendii, per la presenza di strati liquefacibili, può manifestarsi durante il sisma uno spostamento permanente cumulato o un flusso di terreno che può proseguire anche dopo il terremoto fino al raggiungimento di una nuova condizione di equilibrio.



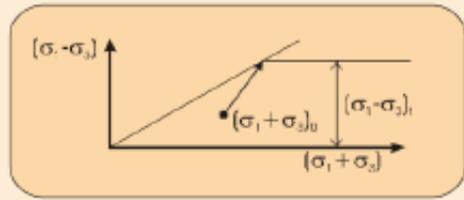
Conseguenze della liquefazione



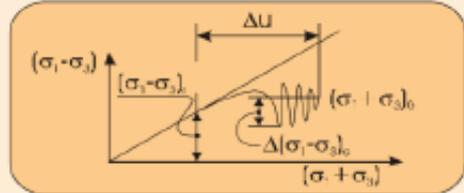
Cedimenti del terreno (3 tipologie)



Resistenza al taglio delle sabbie in assenza di terremoto



Resistenza al taglio delle sabbie in presenza di terremoto



Espansione laterale

Movimento laterale di grossi blocchi di terreno soprastanti il livello liquefatto. Si sviluppa su lievi pendenze (0°-3°). Può essere molto dannosa per condutture e tubature (acqua, gas, ecc.) e per le fondamenta dei piloni che reggono i ponti

Cedimento di flusso

Movimento di blocchi più o meno grossi di materiale, con pendenze superiori ai 3°, galleggianti su un livello liquefatto. Comporta spostamenti di metri o decine di metri, con velocità assai elevate (decine di Km/h). Molto comune in aree costiere

Perdita di forza portante

Le strutture costruite sopra livelli liquefatti possono, senza significativi spostamenti laterali di terreno, sprofondare e/o inclinarsi



**CON LA LIQUEFAZIONE LA RESISTENZA DEL SUOLO DIMINUISCE
E LA CAPACITÀ DEL SUOLO DI SOSTENERE LE COSTRUZIONI SI RIDUCE**



Niigata Earthquake, 1964





**IL SUOLO LIQUEFATTO ESERCITA MAGGIORI
PRESSIONI SUI MURI DI SOSTEGNO CON
CONSEQUENTI INCLINAZIONI E SCIVOLAMENTI:
AZIONI CHE POSSONO CAUSARE CEDIMENTI
DEL SUOLO E DISTRUZIONE DELLE STRUTTURE
SULLA SUPERFICIE.**



I FENOMENI DI LIQUEFAZIONE avvengono in ben DETERMINATI CONTESTI GEOLOGICI E IDROGEOLOGICI, innanzitutto in depositi di sabbie e limi più o meno sabbiosi interessati da livelli della falda piuttosto alti (falda superficiale). Suoli di più recente deposizione, sciolti, in presenza di falda a pochi metri di profondità o addirittura al piano campagna, sono particolarmente suscettibili di liquefazione.

I FATTORI CHE INFLUENZANO MAGGIORMENTE IL FENOMENO SONO IN SINTESI I SEGUENTI:

- a) il tipo di suolo:** i materiali granulari saturi, specialmente le sabbie fini sciolte e i **riempimenti**, in condizioni di scarso drenaggio, sono più suscettibili di liquefazione;
- b) la densità relativa:** la probabilità è più alta nei suoli meno densi, mentre per valori di $D_R > 80\%$ il rischio è praticamente nullo;
- c) la pressione di confinamento laterale in sito σ_{h0}** aumenta la resistenza alla liquefazione;
- d) l'entità dell'azione di scuotimento dovuta al terremoto**, rappresentata da uno sforzo di taglio ciclico;
- e) la durata del terremoto**, in quanto, **durate maggiori determinano l'instaurarsi di maggiori sovrappressioni interstiziali** con crescita del rischio di liquefazione;
- f) le condizioni di drenaggio della massa di terreno:** uno scarso drenaggio favorisce l'aumento delle pressioni interstiziali e quindi della probabilità di liquefazione.

In base ai fattori sopra detti si può stabilire a priori quali tipi di terreno siano particolarmente suscettibili rispetto alla liquefazione e, di conseguenza quali condizioni sismiche, stratigrafiche e idrogeologiche permettano di escludere in partenza il rischio.

7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

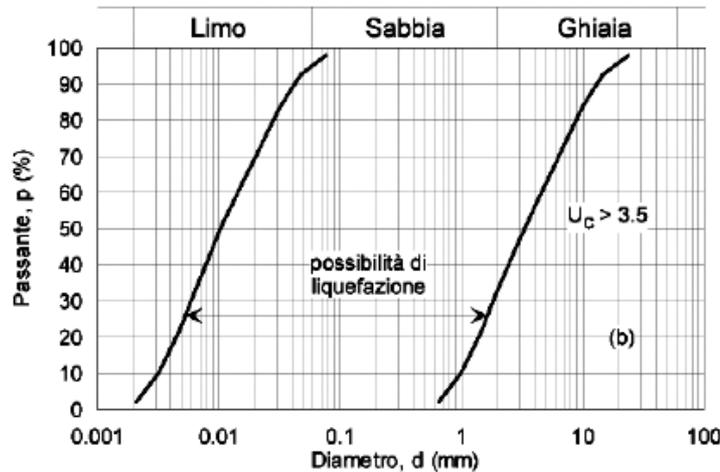
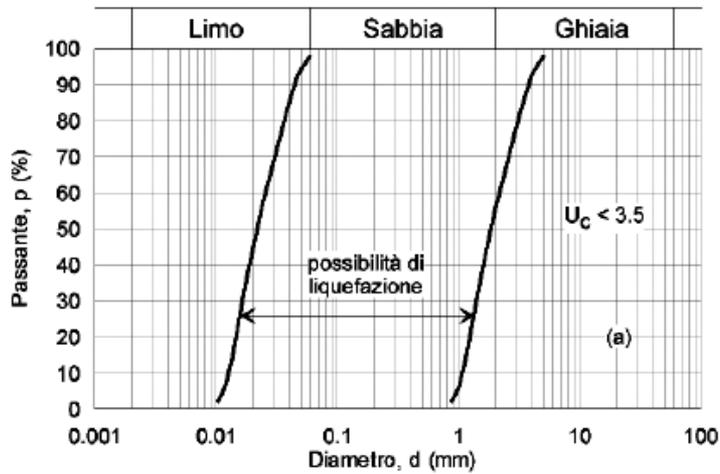
In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

Le NTC 2018 stabiliscono che **LA VERIFICA A LIQUEFAZIONE PUÒ ESSERE OMESSA** quando, per un dato sito, si riscontri **ALMENO UNA** delle seguenti condizioni:

- 1) accelerazioni massime attese al suolo e in assenza di manufatti interferenti $a_{\max} < 0.1$ g;
- 2) profondità media stagionale della falda rispetto al piano campagna maggiore di 15 m, per piano campagna sub-orizzontale in presenza di edifici con fondazioni superficiali;
- 3) depositi di terreni costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$, oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è la resistenza penetrometrica determinata per prove dinamiche SPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 KPa, e q_{c1N} è la resistenza determinata per prove statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 KPa;
- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure 7.11.1.

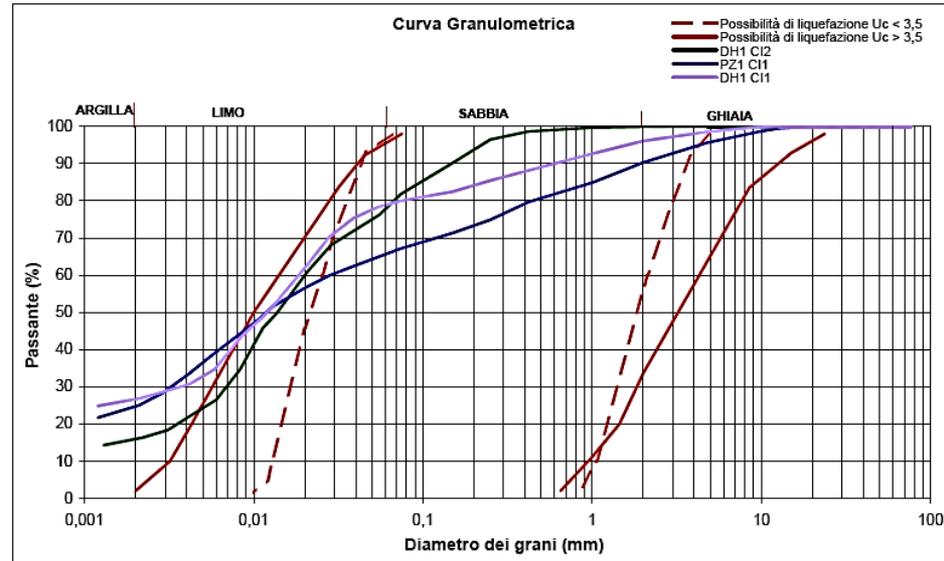
Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2, 3 e 4.



a)

b)

Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione



Le curve viola contengono oltre il 20% di argilla; il 43% circa del materiale si trova al di fuori dell'area di liquefazione. Si esclude il rischio di liquefazione.

La curva verde contiene il 16% di argilla; il 23% circa del materiale si trova al di fuori dell'area di liquefazione. Si esclude il rischio di liquefazione.

La **suscettibilità alla liquefazione** è più probabile quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie, ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine lino-argillosa.

La verifica sarà eseguita per le condizioni di superficie libera prevalenti nel corso della vita della struttura, in termini di quota del piano di campagna e della falda.

Le indagini richieste a questo scopo devono almeno comprendere prove penetrometriche normalizzate (rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 kPa) in sito di tipo dinamico (SPT), l'indice di penetrazione normalizzato è indicato con $(N_1)_{60}$, oppure statico (CPT), il valore di resistenza alla punta normalizzato è indicato con q_{c1N} , ed allo stesso tempo la determinazione di curve granulometriche in laboratorio.

Altro effetto della liquefazione è la **DENSIFICAZIONE**, questa rappresenta la **suscettibilità del terreno di fondazione all'addensamento ed ai cedimenti eccessivi causati dagli sforzi ciclici indotti dal terremoto, in presenza di strati superficiali estesi o lenti di forte spessore di materiale non coesivo (granulare) sciolto in condizioni non sature.**

Cedimenti eccessivi possono verificarsi anche in argille molto tenere, a causa del degrado ciclico della loro resistenza a taglio sotto scuotimento sismico di lunga durata.

Il potenziale di addensamento e di sviluppo di cedimenti nei terreni ora citati dovrebbe essere valutato mediante i metodi disponibili dell'ingegneria geotecnica, facendo ricorso, se necessario, ad opportune prove di laboratorio statiche o cicliche su campioni rappresentativi dei materiali studiati.

Gli effetti principali risultano essere:

- la compattazione volumetrica immediata;
- il miglioramento delle caratteristiche dinamiche del terreno (aumento del modulo di taglio e diminuzione del coefficiente di smorzamento);
- abbassamento del livello della superficie di deposito (cedimenti).

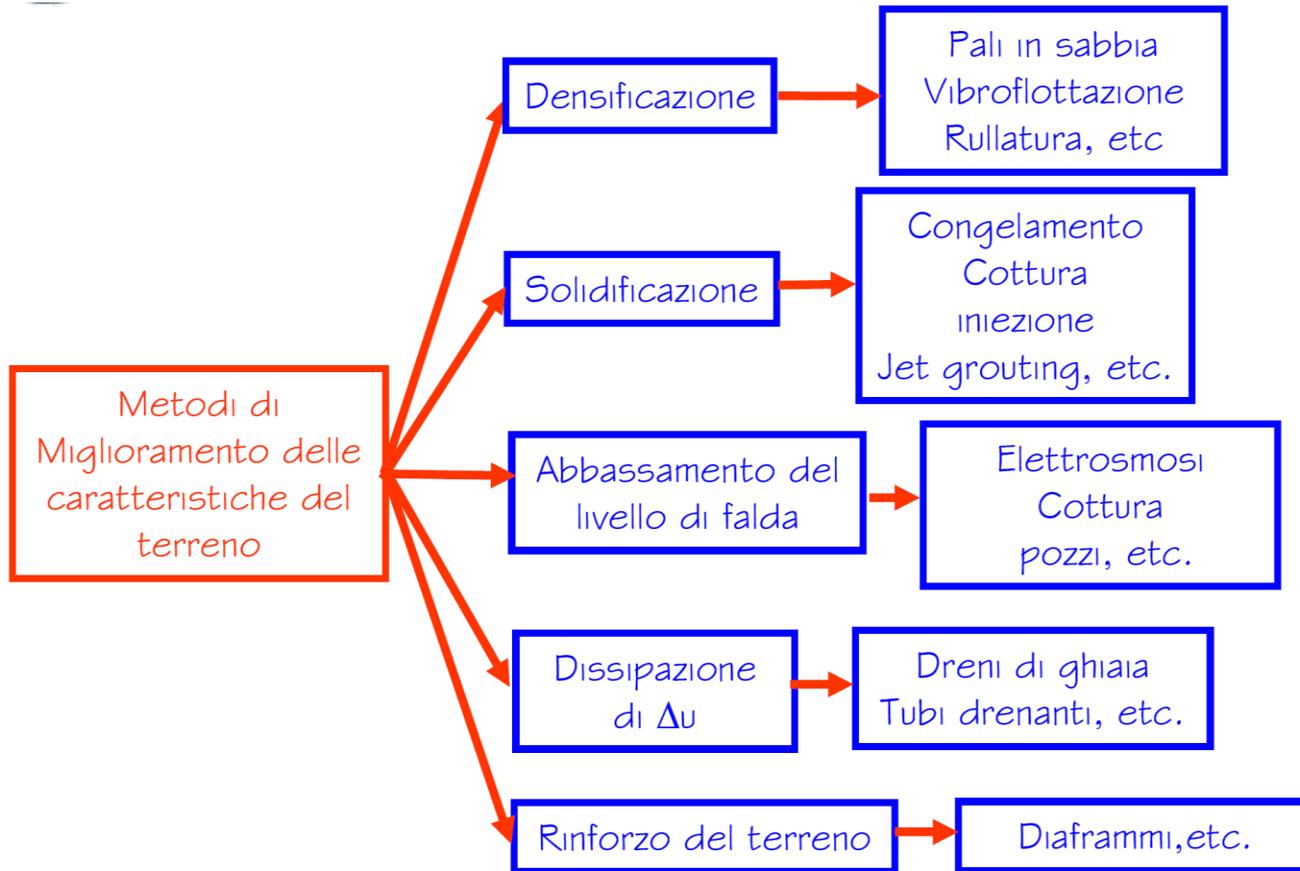
Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulla capacità portante o sulla stabilità delle fondazioni, il livello di sicurezza adeguato deve essere ottenuto con METODI APPROPRIATI DI CONSOLIDAMENTO DEL TERRENO E/O TRASFERENDO IL CARICO A STRATI DI TERRENO NON SUSCETTIBILI DI LIQUEFAZIONE TRAMITE FONDAZIONE SU PALI.

Il consolidamento del terreno contro il pericolo di liquefazione dovrebbe essere ottenuto:

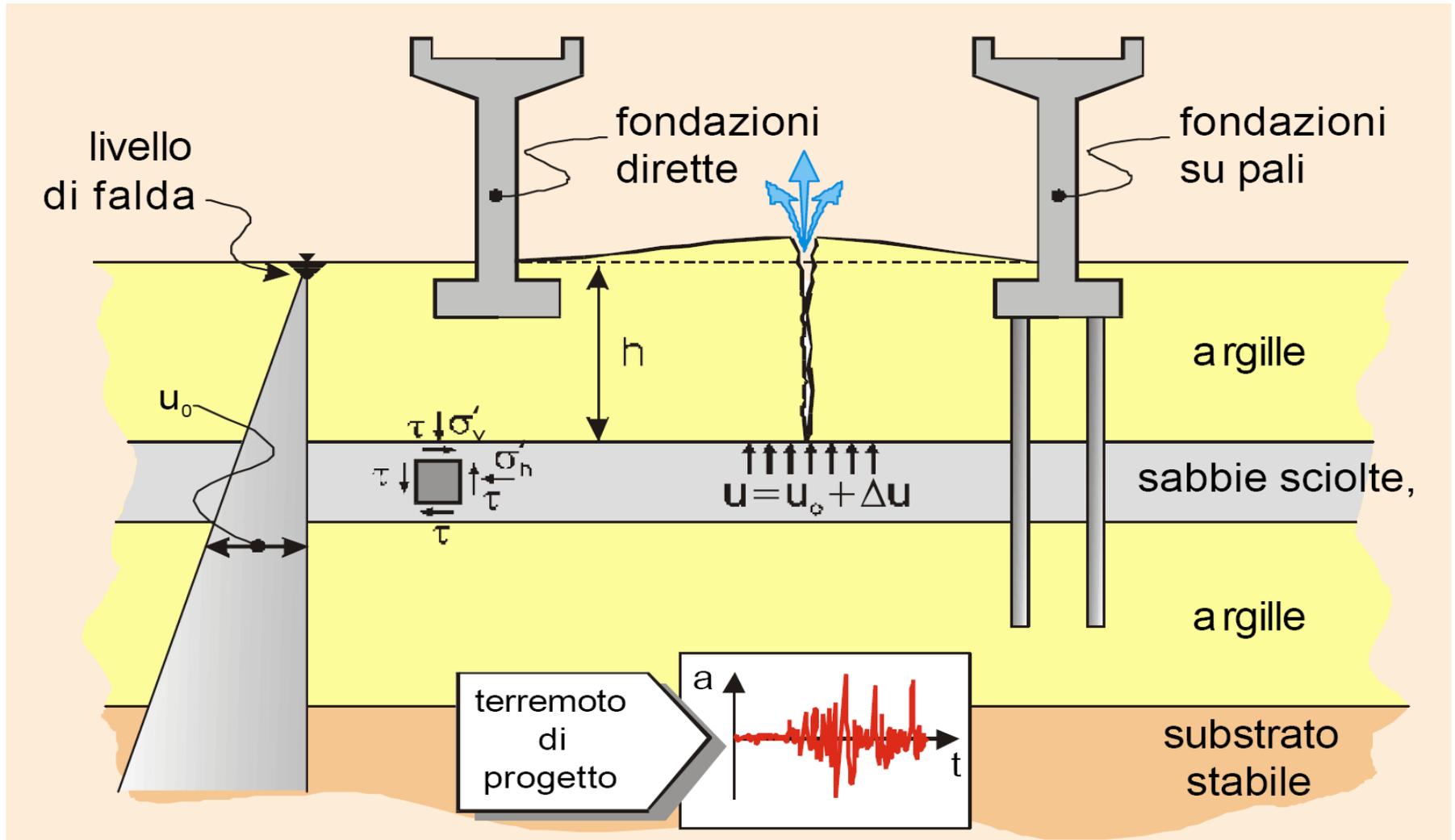
- addensando il terreno stesso con conseguente aumento della resistenza alla penetrazione oltre la soglia di pericolo, oppure
- mediante opere di drenaggio atte a ridurre la sovra-pressione interstiziale generata dallo scuotimento del terreno.

La fattibilità di un addensamento adeguato del terreno dipende principalmente dal contenuto in fini e dalla profondità.

Il solo impiego di pali di fondazione dovrebbe essere considerato con cautela, dato che la perdita di supporto del terreno negli strati soggetti a liquefazione genera nei pali stessi sollecitazioni elevate, e date le inevitabili incertezze legate alla ubicazione precisa ed allo spessore di tali strati.



SCELTE FONDAZIONALI IN CASO DI SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE DEL TERRENO



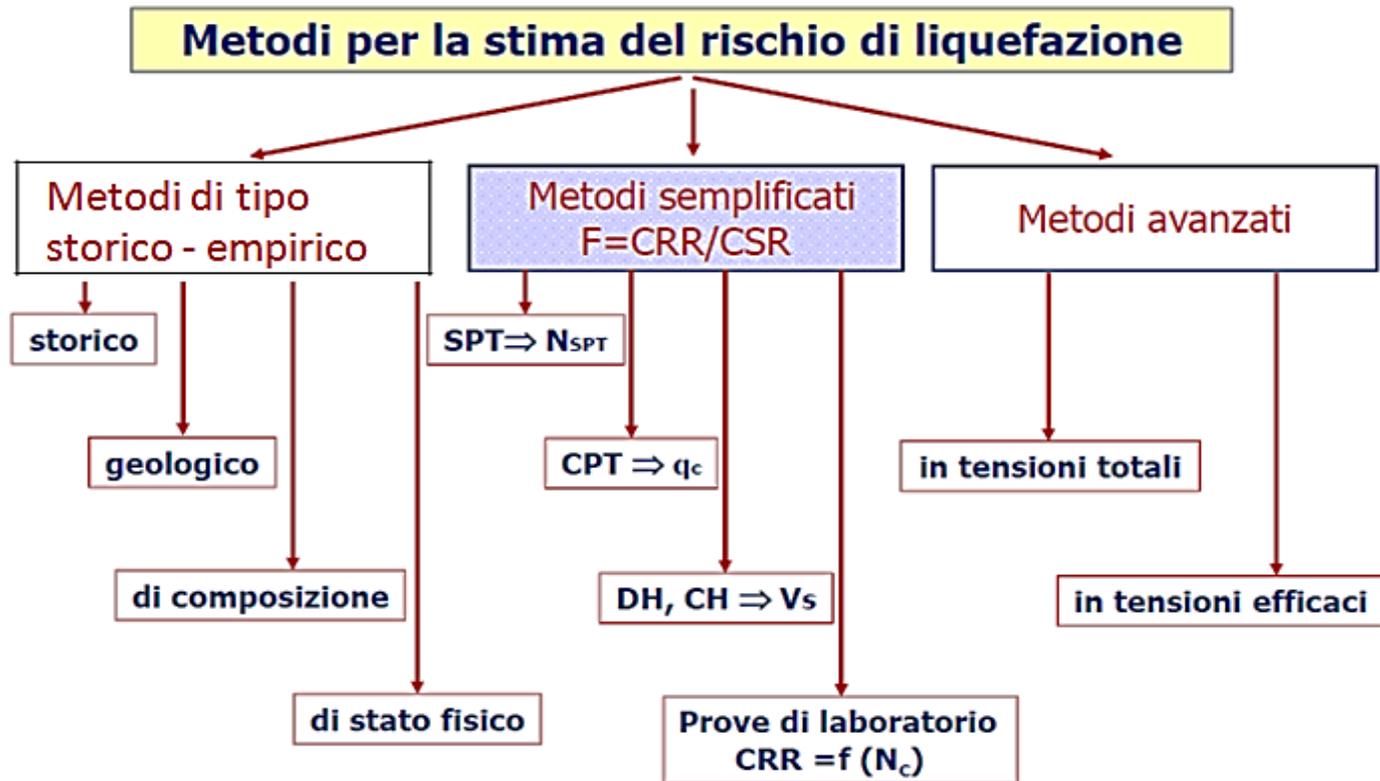
NTC2018 - 7.11.3.4.3 Metodi di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, **occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.**

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.

La **resistenza alla liquefazione** può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La **sollecitazione indotta** dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.



CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico
CSR (Cyclic Stress Ratio) indica la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma

$F_s = \text{resistenza disponibile alla liquefazione} / \text{sollecitazione indotta dal terremoto di progetto.}$

METODI SEMPLIFICATI PER VALUTARE LA SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE

In letteratura esistono numerosi metodi per valutare la possibile liquefazione dei terreni; **i metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto**; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene valutata in termini di **fattore di resistenza alla liquefazione: $FI = CRR / CSR$** con: CRR (Cyclic Resistance Ratio) la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma.

Se il fattore è $FI > 1.25$ la liquefazione è da escludere; se è $FI < 1.25$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

I metodi semplificati differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle tecniche, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o ancora meglio tramite prove di misurazione delle onde di taglio V_s .

I metodi CRR/CSR hanno come base la metodologia elaborata da Seed e Idriss (1982) in cui la grandezza CSR è la sequenza di sforzi di taglio indotti dal sisma, normalizzata rispetto alla tensione efficace verticale iniziale, viene schematizzata come una storia regolare di sollecitazioni pari al 65% del valore massimo attraverso la relazione:

$$CSR = \tau_{media} / \sigma_{vo}' = 0,65 a_g \cdot \sigma_{vo} / \sigma_{vo}' \cdot r_d / Msf$$

in cui:

a_g = accelerazione sismica campo libero su roccia riferita all'accelerazione di gravità;

σ_{vo} = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;

r_d = coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo in funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema:

$$r_d = 1 - 0.00765z \text{ per } z < 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z \text{ per } 9.15 < z < 23 \text{ m}$$

$$r_d = 0.774 - 0.008z \text{ per } 23 < z < 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0.5 \text{ per } z > 30 \text{ m}$$

Msf = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma atteso.

Le relazioni per la valutazione di CSR sono state dedotte su base empirica, dalle osservazioni del comportamento di depositi naturali durante eventi sismici con magnitudo di momento M pari a 7.5. Di conseguenza, laddove il terremoto atteso nell'area sia caratterizzato da una magnitudo diversa è necessario rivalutare la sollecitazione sismica introducendo il coeff. correttivo Msf di cui sopra.

La tabella per l'individuazione del fattore correttivo è riportata a lato.

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

CRR è la resistenza agli sforzi di taglio, normalizzata rispetto alla tensione efficace verticale iniziale $CRR = \tau_{ult} / \sigma_{vo}'$.

Può essere valutata attraverso abachi e relazioni. Gli abachi forniscono una indicazione di campo, per pervenire ad un valore del fattore di sicurezza FL è possibile utilizzare le seguenti relazioni a partire dai valori normalizzati di ogni parametro

Per prove SPT:

$$CRR_{N1,60} = \exp \left\{ \frac{N1,60}{14.1} + \left(\frac{N1,60}{126} \right)^2 - \left(\frac{N1,60}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{N1,60}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right\}$$

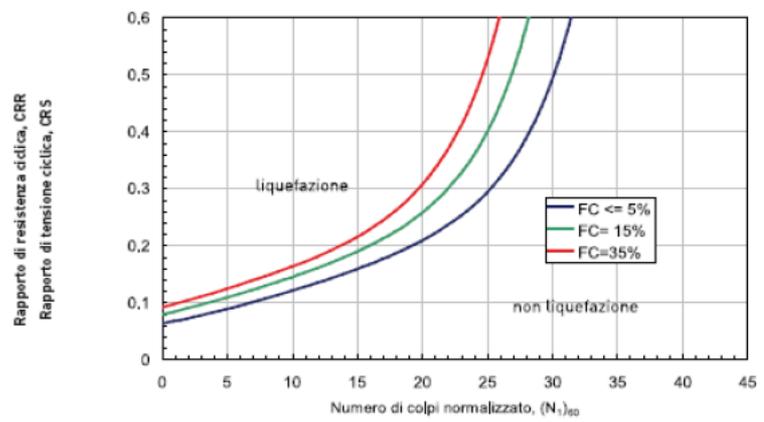
Per prove CPT:

$$CRR = \exp \left\{ \frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114} \right)^4 - 3 \right\}$$

Per misure di VS:

$$CRR_{Vs1} = \left[0.022 \right] \left(\frac{Vs1}{100} \right)^2 + \left(\frac{2.8}{215 - Vs1} \right) - \left(\frac{1}{215} \right)$$

Carte per la stima della resistenza normalizzata alla liquefazione CRR di un terreno sabbioso saturo in funzione della percentuale di fino FC e sulla base dei valori di N_{spt} , q_c e V_s corretti



$$(N_1)_{60} = N_{spt} C_N C_E C_B C_R C_S$$

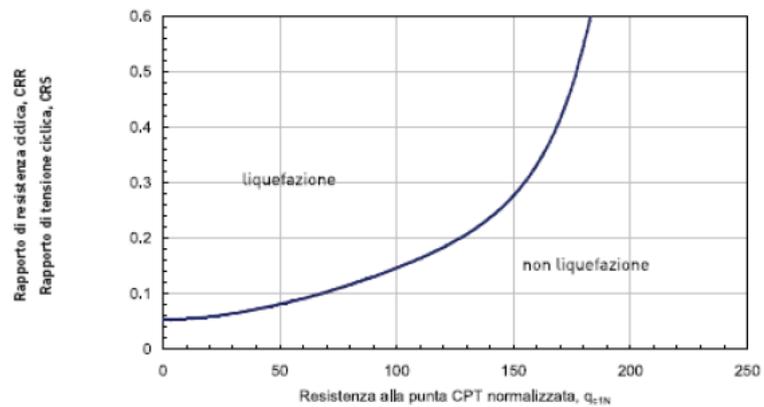
dove:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}}$$

C_N non deve superare il valore di 1,7

p_a (pressione atmosferica \cong 100 kPa) e σ'_v sono espresse nelle stesse unità di misura

$$C_E C_B C_R C_S = 1$$

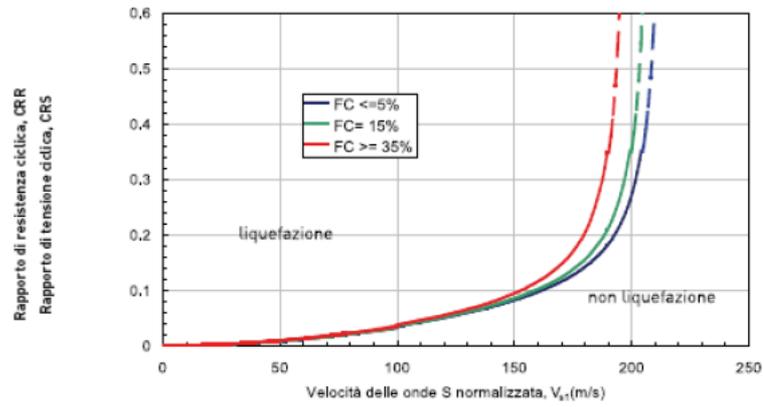


$$q_{c1W} = C_D \frac{q_c}{p_a}$$

dove:

p_a (pressione atmosferica di riferimento \cong 100 kPa) e σ'_v sono espresse nelle stesse unità di misura

$$C_D = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{1.328 - 0.294(q_{c1W})^{0.368}}$$



$$V_{s1} = C_V V_s$$

dove:

p_a (pressione atmosferica di riferimento \cong 100 kPa) e σ'_v sono espresse nelle stesse unità di misura

$$C_V = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25}$$

FC è la frazione fine definita come la frazione passante al setaccio 200 ASTM (0.074 mm) e

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI

LIQUEFAZIONE

INSERIMENTO DATI:

H_{falda} (m) = 2 a_{max}/g = 0,33 M_W = 7

R (km) = 8,5

DIAMETRO PERFORAZIONE (ϕ) = 101 (mm)

Committente: SOVRINTENDENZA ARCHEOLOGICA

Riferimento: TENUTA PRIVATA

Località: ROMA Prov.: RM

Oggetto: STUDIO GEOLOGICO

METODI EMPIRICI

Kishida (1969)

Ohsaki (1969-1970)

Durville et al. (1985)

Law et al. (1990)

METODI TABELLARI

Sherif e Ishibashi (1978)

Youd e Perkins (1978)

Iwasaki et al. (1982)

Youd et al. (1979)

METODI SEMPLIFICATI

DA PROVE SPT

ATTIVA SCELTA

DA PROVE CPT

ATTIVA SCELTA

DA PROVE SISMICHE

ATTIVA SCELTA

DA PROVE DTM/SDTM

ATTIVA SCELTA

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

METODI SEMPLIFICATI

DA PROVE PENETROMETRICHE SPT

DATI INSERITI

H_{falda} = 2 a_{max}/g = 0,33 M_W = 7,0



DIAMETRO PERFORAZIONE (ϕ) = 101 R = 8,5

Committente: SOVRINTENDENZA ARCHEOLOGICA

Riferimento: TENUTA PRIVATA

Località: ROMA Prov.: RM

Oggetto: STUDIO GEOLOGICO

STRATIGRAFIA TERRENO:

STRAT. A SINGOLO STRATO		$S_T = 19$
Spessore primo strato (m)	S_1	19
ATTIVA SCELTA		

STRATIGRAFIA A 3 STRATI		$S_T = 10$
Spessore primo strato (m)	S_1	3
Spessore secondo strato (m)	S_2	4,5
Spessore terzo strato (m)	S_3	2,5
ATTIVA SCELTA		

STRATIGRAFIA A 2 STRATI		$S_T = 6$
Spessore primo strato (m)	S_1	3
Spessore secondo strato (m)	S_2	3
ATTIVA SCELTA		

STRATIGRAFIA A 4 STRATI		$S_T = 12$
Spessore primo strato (m)	S_1	3
Spessore secondo strato (m)	S_2	3
Spessore terzo strato (m)	S_3	3
Spessore quarto strato (m)	S_4	3
ATTIVA SCELTA		

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

DATI INSERITI

R = 8,5 

H_{falda} = 2 **a_{max/g}** = 0,33 **M_W** = 7

TEORIE DI CALCOLO

- Tokimatsu and Yoshimi (1983)
- Boulanger and Idriss (2004)
- Youd e Idriss (2001)
- Seed et al. (1985)
- Yegian e Whitman (1978)
- Seed e Idriss (1982)
- Rauch (1998)
- Iwasaki et al. (1984)
- Eurocodice 8

STRATIGRAFIA TERRENO

S_{TOT.} 19,00

STRATO		H ₁	=	10
Parametri da inserire				
H ₁	=	10		
γ	=	1,8		
N _{SPT}	=	10		
d ₅₀	=	0,7		
S ₁	=	19		
FC	=	9		
Parametri calcolati				
γ _{H2O}	=	1,00		
σ _{vo}	=	1,80		
σ _{vo'}	=	1,00		
P.neutra	=	0,80		
r _d	=	0,91		
N _t	=	4,90		
N _i	=	0		

Committente: SOVRINTENDENZA ARCHEOLOGICA
Riferimento: TENUTA PRIVATA

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

(DA PROVE DINAMICHE SPT)
METODO DI SEED ET AL. (1985)

N.B.: Inserire i valori corrispondenti nelle celle colorate in giallo chiaro.

FORMULE:

$$CRR = \frac{a + c \cdot N + e \cdot N^2 + g \cdot N^3}{1 + b \cdot N + d \cdot N^2 + f \cdot N^3 + h \cdot N^4}$$

	STRATO
Spessore	19

CRR 0,103

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

M_W = 7 **CSR** 0,279

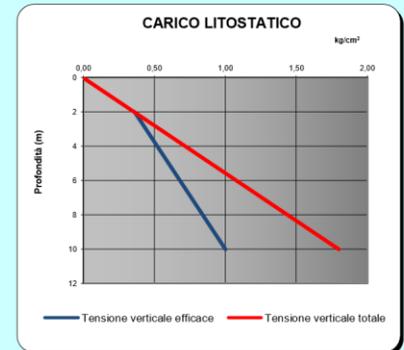
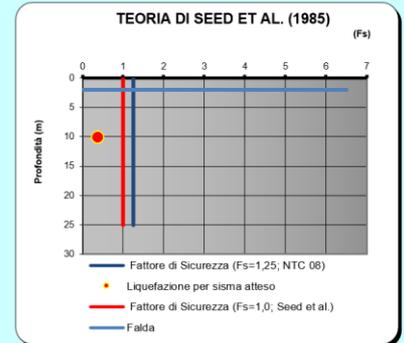
r_d 0,91

1 < F_s = CRR/CSR M_W = 7 F_s 0,368
Liquefacibile

1,25 < F_s = CRR/CSR M_W = 7 F_s (O.P.C.M.) 0,368
Liquefacibile

RISCHIO di Liquefazione (Iwasaki et al., 1978)	Alto
PROBABILITA' di Liquefazione (Juang et al., 2001) [P _L (%)]	0,91
SUSCETTIBILITA' di Liquefazione (Juang et al., 2001)	Quasi certa

Committente: SOVRINTENDENZA ARCHEOLOGICA
Riferimento: TENUTA PRIVATA
Località: ROMA **Prov.:** RM
Oggetto: STUDIO GEOLOGICO



STRATIGRAFIA 1

D.G.R. 1814 del 07/12/2020 - Atto di indirizzo recante l'individuazione degli interventi strutturali in zone sismiche — Ambiente (regione.emilia-romagna.it)

[DOWNLOAD \(liquefact.eu\)](#)