



E01

ESERCITAZIONE 01 ANALISI DEI CARICHI e CALCOLO DEI PILASTRI

A. A. 2024-2025
Corso di Tecnica delle costruzioni

Esercitazione 01 – Analisi dei carichi e calcolo dei pilastri

ANALISI DEI CARICHI

NTC18 – §2.5

2.5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

b) *variabili* (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

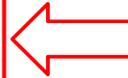
c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

Tab. 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 + 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 + 50,0
Malta di calce	
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Chisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 + 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 + 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0



ESEMPIO 1. Analisi dei carichi di un solaio in latero-cemento



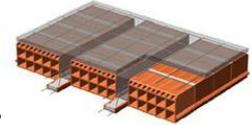
Regole di pre-dimensionamento

- Luce massima per solaio unidirezionale: $L \sim 6.5$ m
(2.5 m per sbalzi)
- Altezza max: $\sim L/20$



ESEMPIO 1. Analisi dei carichi di un solaio in latero-cemento

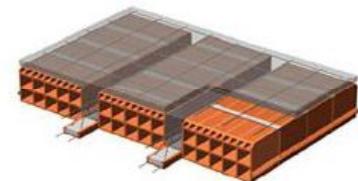
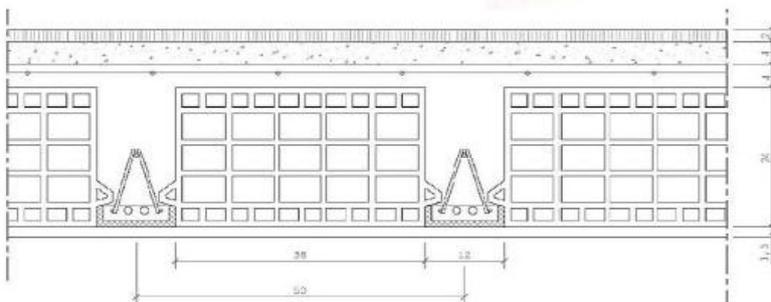
Carichi permanenti strutturali (G1)



SOLAIO TIPO BAUSTA (TRAVETTO)			
Altezza del solaio (cm)	Interasse (cm)	quantità di CLS da gettare in opera (mc/mq)	Peso del solaio finito (Kg/mq)
12+4	50	0,062	225
12+5	50	0,072	250
12+6	50	0,082	275
16+4	50	0,070	260
16+5	50	0,080	285
16+6	50	0,090	310
20+4	50	0,080	300
20+5	50	0,090	325
20+6	50	0,100	350
24+4	50	0,085	330
24+5	50	0,095	355
24+6	50	0,105	380
28+4	50	0,094	370
28+5	50	0,104	395
28+6	50	0,114	420



ESEMPIO 1. Analisi dei carichi di un solaio in latero-cemento



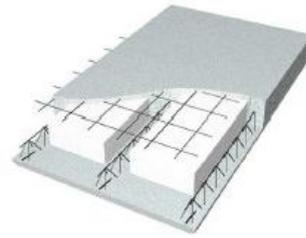
Carico permanente strutturale (G1)

	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie	
		kN/m ²	kg/m ²
Solaio in latero- cemento, tipo Omnia Bausta	24+4	3,30	330
Massetto di sottofondo in cls alleggerito (ρ= 14 kN/m ³)	4	0,56	56
Pavimento in ceramica	2	0,40	40
Intonaco all'intradosso (ρ= 20 kN/m ³)	1,5	0,30	30
Totale	36,5	4,56	456

Carichi permanenti non strutturali (G2)



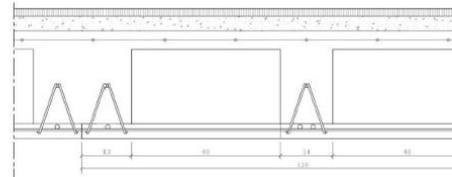
ESEMPIO 2. Analisi dei carichi di un solaio a lastre Predalles



Carico permanente strutturale (G1)

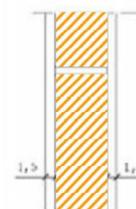
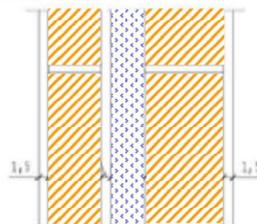
	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie	
		kN/m ²	Kg/m ²
Lastre predalles con alleggerimento in polistirene espanso (mod. 120)	24+5	3,90	390
Massetto di sottofondo in cls alleggerito (ρ= 14 kN/m³)	4	0,56	56
Pavimento in ceramica	2	0,40	40
Totale	35	4,86	486

Carichi permanenti non strutturali (G2)



ESEMPIO 3. Analisi dei carichi di pareti

Carichi permanenti non strutturali (G2)



	Spessore [cm]	Carico su unità di sup kN/m ²	Carico su unità di lungh kN/m
Intonaco (ρ= 20 kN/m ³)	1,5	0,30	0,84
Forati (ρ= 6,5 kN/m ³)	8	0,52	1,45
Intonaco (ρ= 20 kN/m ³)	1,5	0,30	0,84
Isolante (ρ= 0,7 kN/m ³)	5	0,035	0,10
Forati (ρ= 5,2 kN/m ³)	12	0,62	1,73
Intonaco (ρ= 20 kN/m ³)	1,5	0,30	0,84
Totale	29,5	2,08	5,80

x altezza di interpiano netta

	Spessore [cm]	Carico su unità di sup kN/m ²	Carico su unità di lungh kN/m
Intonaco (ρ= 20 kN/m ³)	1,5	0,30	0,84
Forati (ρ= 8 kN/m ³)	8	0,64	1,79
Intonaco (ρ= 20 kN/m ³)	1,5	0,30	0,84
Totale	11	1,24	3,47

x altezza di interpiano

ESEMPIO 3. Analisi dei carichi di pareti

NTC18 – §3.1

3.1.3. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito g_2 , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_2 potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza G_2 delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Gli elementi divisori interni con peso proprio maggiore di 5,00 kN/m devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Carichi variabili (Q_k) legati alla destinazione d'uso

NTC18 – §3.1

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
	Uffici			
B	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		$\geq 4,00$	$\geq 4,00$	$\geq 2,00$
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Carichi variabili (Q_k) da neve

3.4. AZIONI DELLA NEVE

3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Esempio: Trieste

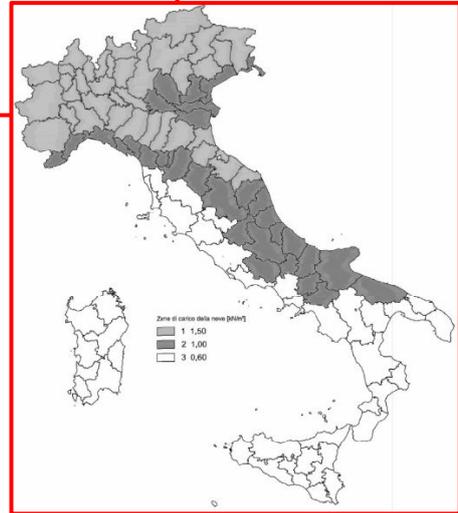
Carico neve

Zona II, altitudine $a_s < 200$ m, inclinazione falda $\alpha < 30^\circ$ con $\mu_d = 0.8$

Carico neve al suolo $q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$

$$q_s = 1.00 \cdot 0.8 = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di forma della copertura

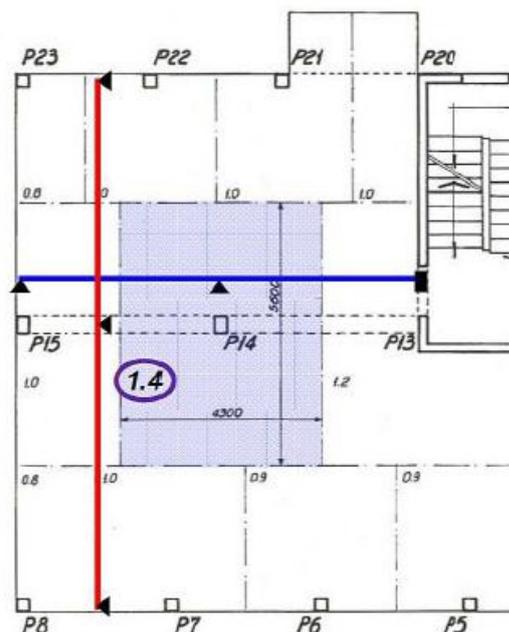
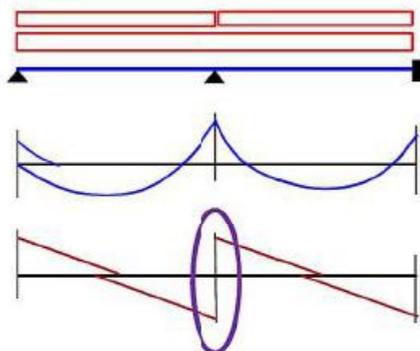


UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI TRIESTE



CALCOLO DEI PILASTRI

Per un calcolo di predimensionamento dei pilastri, con riserva di successive verifiche al seguito di più rigorose analisi dei telai, si può seguire un procedimento approssimato che si basa sulla scomposizione della pianta dell'impalcato in aree di influenza.



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI TRIESTE



Per la copertura si ipotizza una struttura di tavelle e muricci, direttamente posata sull'ultimo solaio piano, per la formazione delle falde inclinate, ed un manto superiore di comuni tegole maritate.

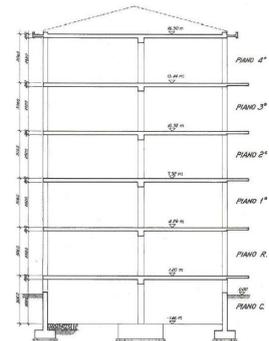
SOLAIO DI COPERTURA

tegole	1.1*	0.60	0.65	kN/m ²
cappa in calcestruzzo 4 cm	1.1*	0.96	1.05	kN/m ²
tavelloni da 6 cm	1.1*	0.35	0.40	kN/m ²
muricci ripartiti (valore medio)	1.5**	0.65	1.00	kN/m ²
peso proprio solaio laterocemento			3.30	kN/m ²
intonaco intradosso			0.30	kN/m ²
totale permanenti			6.70	kN/m²

* Per calcolare il carico su proiezione orizzontale ** per valutare l'incidenza dei muricci come car. distribuito

SOLAIO DI PIANO

peso proprio solaio laterocemento 24+4 cm	3.30	kN/m ²
massetto di sottofondo in cls alleggerito ($\rho=14$ kN/m ³)	0,56	kN/m ²
Pavimento in ceramica	0.40	kN/m ²
Intonaco intradosso ($\rho=14$ kN/m ³)	0.30	kN/m ²
quota distribuita tramezzi	1.60	kN/m ²
totale permanenti	6,16	kN/m²



Filastro P14

(area d'influenza $1,4 \times 4,30 \times 5,60 \cong 33,7$ mq)

- impalcato copertura $33,7 \text{ m}^2 \times 6,70 \text{ kN/m}^2 = 225,79 \text{ kN}$

- trave $1,2 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,30 \times 25 = 15,5$ "

- pilastro $0,40 \times 0,30 \times 2,52 \times 25 = 7,6$ "

totale permanenti copertura = 248,89 kN

(" altezza al sotto trave = 2.52 m)

- mpalcato piano tipo $33,7 \text{ m}^2 \times 6,16 \text{ kN/m}^2 = 207,59 \text{ kN}$

- trave $1,2 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,30 \times 25 = 15,5$ "

- pilastro^a $0,40 \times 0,40 \times 2,52 \times 25 = 10,1$ "

totale permanenti piano tipo = 233,19 kN

(° dimensioni medie)



Copertura			
- permanenti			= 248,89 kN
- variabili		carico neve $33,7 \times 0,80$	= 26,96 "
totale copertura			= 275,85 kN
piani inferiori			
- permanenti			= 233,19 kN
- variabili		$33,7 \text{ m}^2 \times 2,00 \text{ kN/m}^2$	= 67,4 "
totale 4° piano			= 300,59 kN

Per semplicità nei calcoli si considera un unico coefficiente di sicurezza parziale forfettizzato per le azioni

$$\gamma_F \cong 1.30 \cdot 0.35 + 1.50 \cdot 0.65 = 1.43$$

N.B. SOLO PER VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Richiamo alle caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo (inerte $d_a \leq 20 \text{ mm}$)

- classe C25/30 ordinario ($R_{cm} \cong 40 \text{ N/mm}^2$)

- resistenza caratteristica $f_{ck} = 25,0 \text{ N/mm}^2$

- resistenza di calcolo $f_{cd} = 0,85 \times 25,0 / 1,5 = 14,2 \text{ N/mm}^2$

- per compressione centrata $f'_{cd} = 0,80 \times 14,2 = 11,3 \text{ N/mm}^2$

- ammissibile in esercizio $\bar{\sigma}_c = 0,45 \times 25,0 = 11,2 \text{ N/mm}^2$

- per compressione centrata $\bar{\sigma}'_c = 0,70 \times 11,2 = 7,8 \text{ N/mm}^2$

Acciaio (barre nervate ad aderenza migliorata)

- tipo B450C ad alta duttilità

- resistenza caratteristica $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

- tensione di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

- resistenza di calcolo $f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$

4.1.6.1.2 Armatura dei pilastri

NTC18 – §4.1

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c \quad [4.1.46]$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'armatura (riferita allo snervamento)

N_{Ed} è la forza di compressione assiale di progetto

A_c è l'area di calcestruzzo.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

N.B: il diametro \emptyset della barra ad aderenza migliorata è quello della barra tonda liscia equipesante



Dimensionamento delle sezioni (pilastro P14)

	F_k	N_k	N_{Ed}	A_{co}	a×b	A_c	A_{so}	n \emptyset	A_s
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	(mm)	(cm ²)
4°	275,85	275,85	394,47	349,09	30×40	1200,	3,60	4 \emptyset 12	4,52
3°	300,59	576,44	824,31	729,48	30×40	1200,	3,60	4 \emptyset 12	4,52
2°	300,59	877,03	1254,15	1109,87	30×40	1200,	3,60	4 \emptyset 12	4,52
1°	300,59	1177,62	1684,00	1490,26	40×40	1600,	4,80	4 \emptyset 14	6,16
PR	300,59	1478,21	2113,84	1870,66	50×40	2000,	6,00	4 \emptyset 14+ 2 \emptyset 12	8,42
SI	300,59	1778,80	2543,68	2251,04	60×40	2400,	7,20	6 \emptyset 14	9,24



- Il carico F_k proveniente dall'impalcato superiore sul pilastro considerato.
- Lo sforzo assiale N_k ottenuto sommando progressivamente i carichi.
- Il valore di calcolo dell'azione assiale N_{Ed} ottenuta amplificando per $\gamma_F=1,43$ lo sforzo precedente.
- L'area teorica minima $A_{co}=N_{Ed}/f_{cd}$ di calcestruzzo necessaria per resistere da sola all'azione di calcolo.
- Le dimensioni $a \times b$ effettive scelte per il tratto di pilastro.
- L'area effettiva A_c di calcestruzzo.
- La sezione teorica minima d'armatura $A_{so}=0,10 \times N_{Ed}/f_{yd}$ pari almeno allo 0,3% della sezione effettiva A_c del calcestruzzo.
- L'armatura scelta per il tratto di pilastro indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro ϕ .
- L'area A_s della sezione effettiva dell'armatura metallica.



Verifiche SLE e SLU delle sezioni (pilastro P14)

VERIFICA SLE

	A_{ic} (cm^2)	σ_c (MPa)
4°	1268,	2,17
3°	1268,	4,55
2°	1268,	6,92
1°	1692,	6,96
PR	2008,	7,36
SI	2539,	7,00
		($\leq 7,8$)

VERIFICA SLU

	A_{ir} (cm^2)	N_{Rd} (kN)	γ_r
4°	1356,	1532,	5,55
3°	1356,	1532,	2,66
2°	1356,	1532,	1,75
1°	1813,	2049,	1,74
PR	2291,	2589,	1,75
SI	2720,	3074,	1,73
			($\geq 1,00$)



- L'area ideale $A_{ie}=A_c+\alpha_e A_s$ ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione $\alpha_e=15$ per il calcolo elastico di esercizio.
- La tensione $\sigma_c=N_k/A_{ie}$ nel calcestruzzo per la verifica della compressione in esercizio, tensione da confrontarsi con il valore 7,8 indicato in calce alla colonna.
- L'area ideale $A_{ir}=A_c+A_s f_{yd}/f_{cd}$ ragguagliata al calcestruzzo con il coefficiente f_{yd}/f_{cd} per il calcolo a rottura della sezione.
- Il valore resistente $N_{Rd}=f_{cd} A_{ir}$ dello sforzo assiale da confrontarsi con quello agente N_{Ed}
- Il rapporto $\gamma_r=N_{Rd}/N_{Ed}$ tra resistenza ed azione nella sezione per un uniforme confronto della situazione, dovendo risultare $\gamma_r \geq 1$.



Per il passo massimo delle staffe e il diametro minimo delle staffe si deve avere:

$$s \leq 12 \phi \quad \text{Diametro barre longitudinali} \quad \text{Diametro barre trasversali} \quad \phi_s \geq \frac{\phi}{4}$$

Per le riprese dei ferri ai vari piani è necessario considerare una lunghezza minima di ancoraggio pari a:

Con $l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$ Si ottiene da $A f_{yd} = S f_{bd}$

$$\frac{\pi \phi^2}{4} f_{yd} = \pi \phi l_b f_{bd}$$



Con

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 1,95 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctd} = 1,95/1,5 = 1,30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,30 = 2,92 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{aderenza acciaio-cl})$$

si ottiene

$$l_b = \frac{\phi \cdot 391}{4 \cdot 2,92} \cong 33\phi$$

comunque $l_b \geq 40\phi$



Esempio di redazione dell'elaborato grafico (sez. longit. e trasv. del P14)

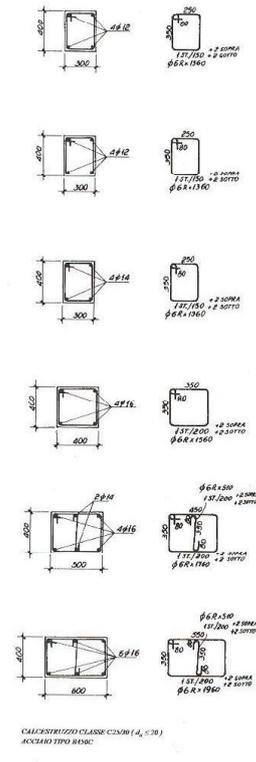
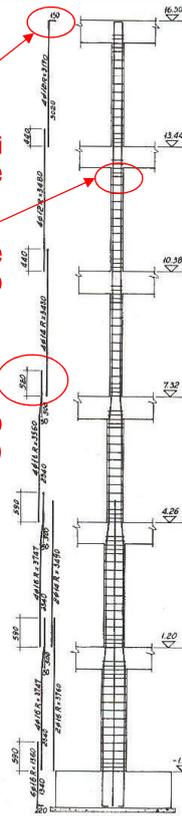
	a×b	nφ
	(cm)	(mm)
4°	30×40	4φ12
3°	30×40	4φ12
2°	30×40	4φ12
1°	40×40	4φ14
PR	50×40	4φ14+ 2φ12
SI	60×40	6φ14

Piegatura delle barre di armatura longitudinale

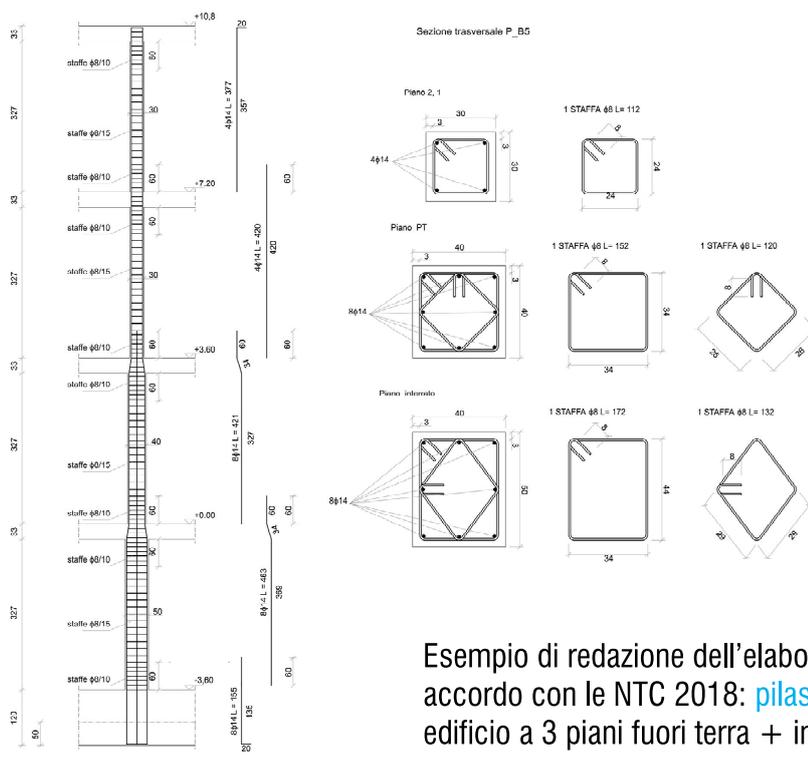
Infittimento staffe alle estremità del pilastro

Lunghezza di ancoraggio (ferri di chiamata)

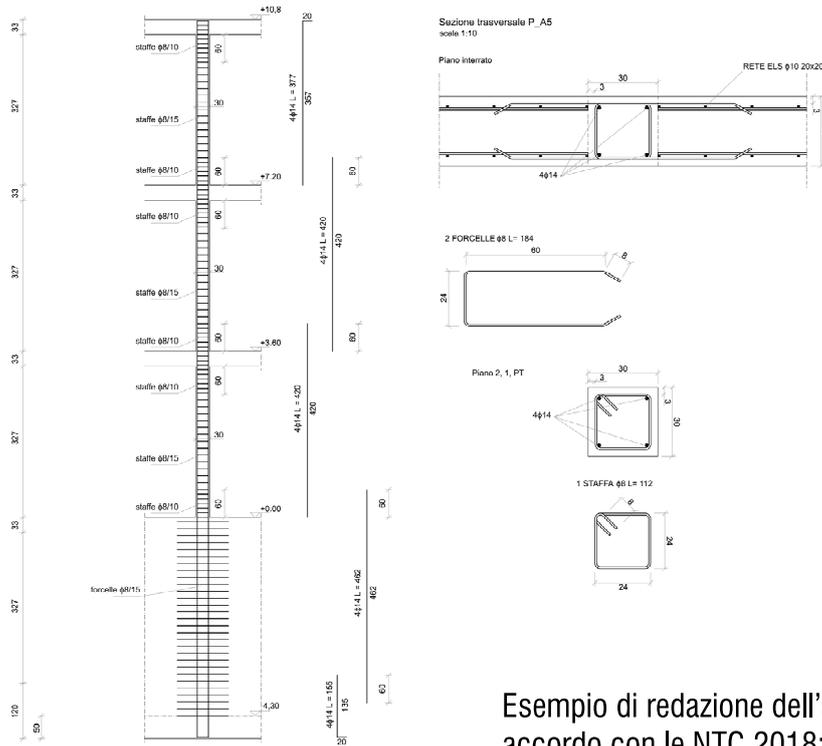
tav. 4 PIASTRO P14



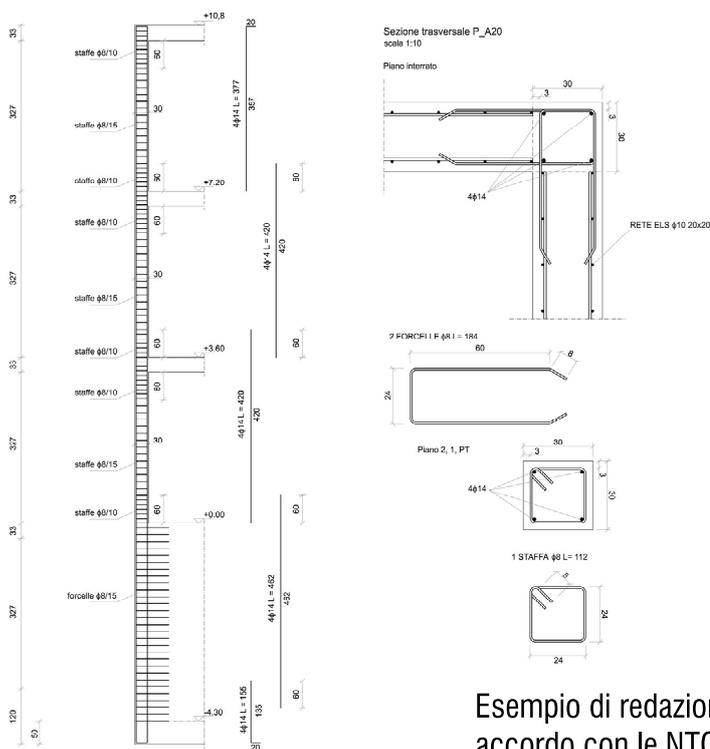
NOTA: calcolo e dettagli costruttivi soddisfano le verifiche delle normative ante NTC 2008



Esempio di redazione dell'elaborato grafico in accordo con le NTC 2018: **pilastro centrale** in un edificio a 3 piani fuori terra + interrato



Esempio di redazione dell'elaborato grafico in accordo con le NTC 2018: **pilastro di bordo**



Esempio di redazione dell'elaborato grafico in accordo con le NTC 2018: **pilastro d'angolo**