

*Progetto di un edificio in c.a.
in zona sismica*

Progetto di un edificio in c.a. in zona sismica

Lo studente esegua il dimensionamento e la verifica delle strutture in elevazione principali e della fondazione dell'edificio multipiano di cui si riportano la pianta tipo e la pianta piano terra/primo piano

L'edificio in oggetto presenta una pianta regolare e si sviluppa per quattro piani fuori terra. La distribuzione planimetrica prevede al piano terreno ed al primo piano negozi ed uffici ad essi afferenti, mentre nei piani superiori sono allocati due alloggi per piano. L'ingresso principale al piano terra conduce ad una scala realizzata a soletta rampante che porta ai piani superiori. L'edificio non presenta locali interrati, ed ha una copertura piana.

La struttura è organizzata con sei telai trasversali e quattro telai longitudinali. Lo studente organizzi tali sistemi resistenti in maniera tale che essi siano in grado di assorbire efficacemente azioni orizzontali comunque dirette nel piano.

I livelli dal secondo al quarto presentano un'altezza uniforme pari a 3.20 m calcolata tra due successivi piani di calpestio, mentre il piano terra è caratterizzato da un'altezza maggiore e pari a 4.00 m.

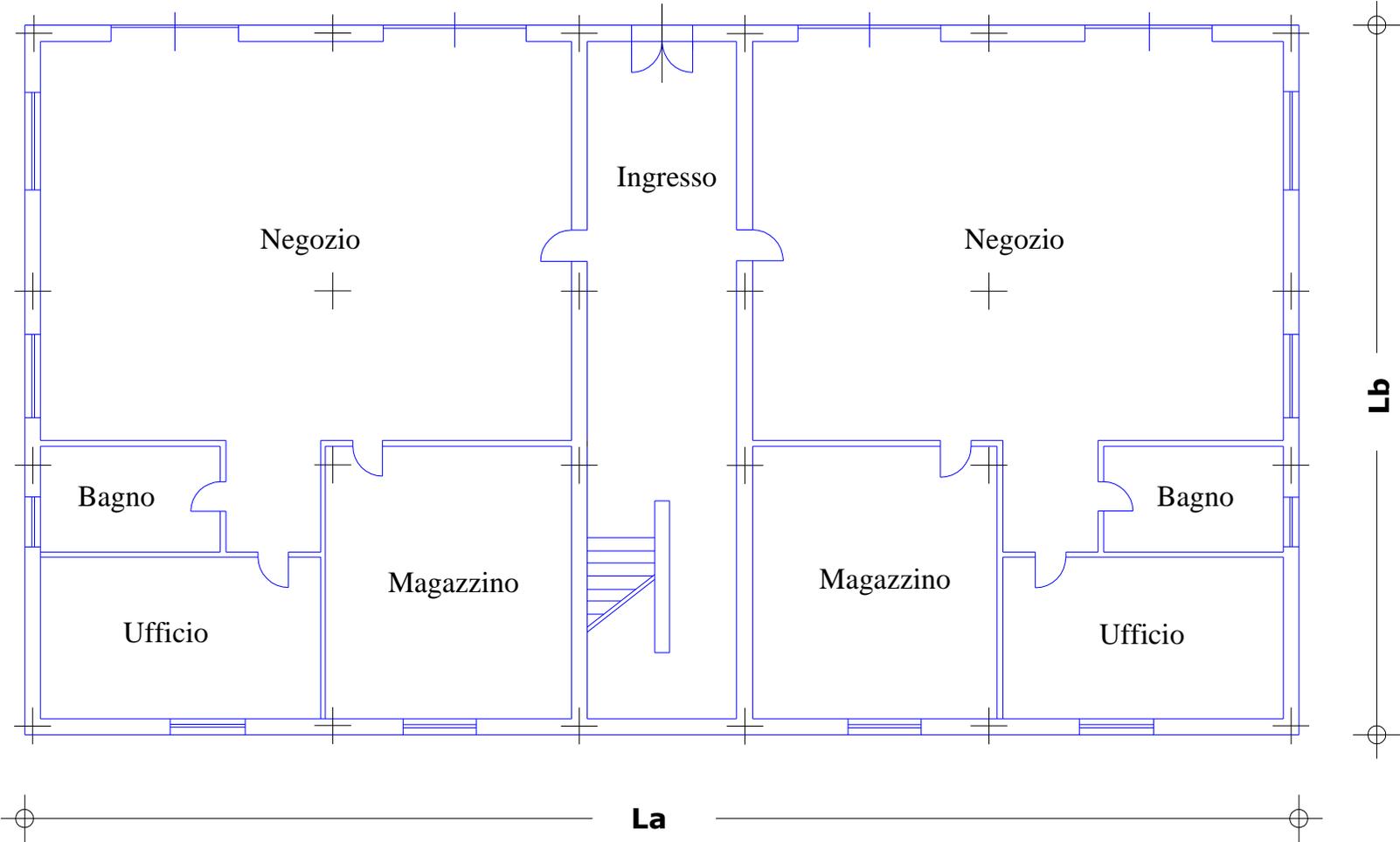
Progetto di un Edificio in C.A. in Zona Sismica

Alcune informazioni necessarie per il calcolo delle azioni sono elencate nella tabella di seguito riportata; ulteriori variabili sono lasciate alla libera scelta dello studente, così come i materiali da utilizzare.

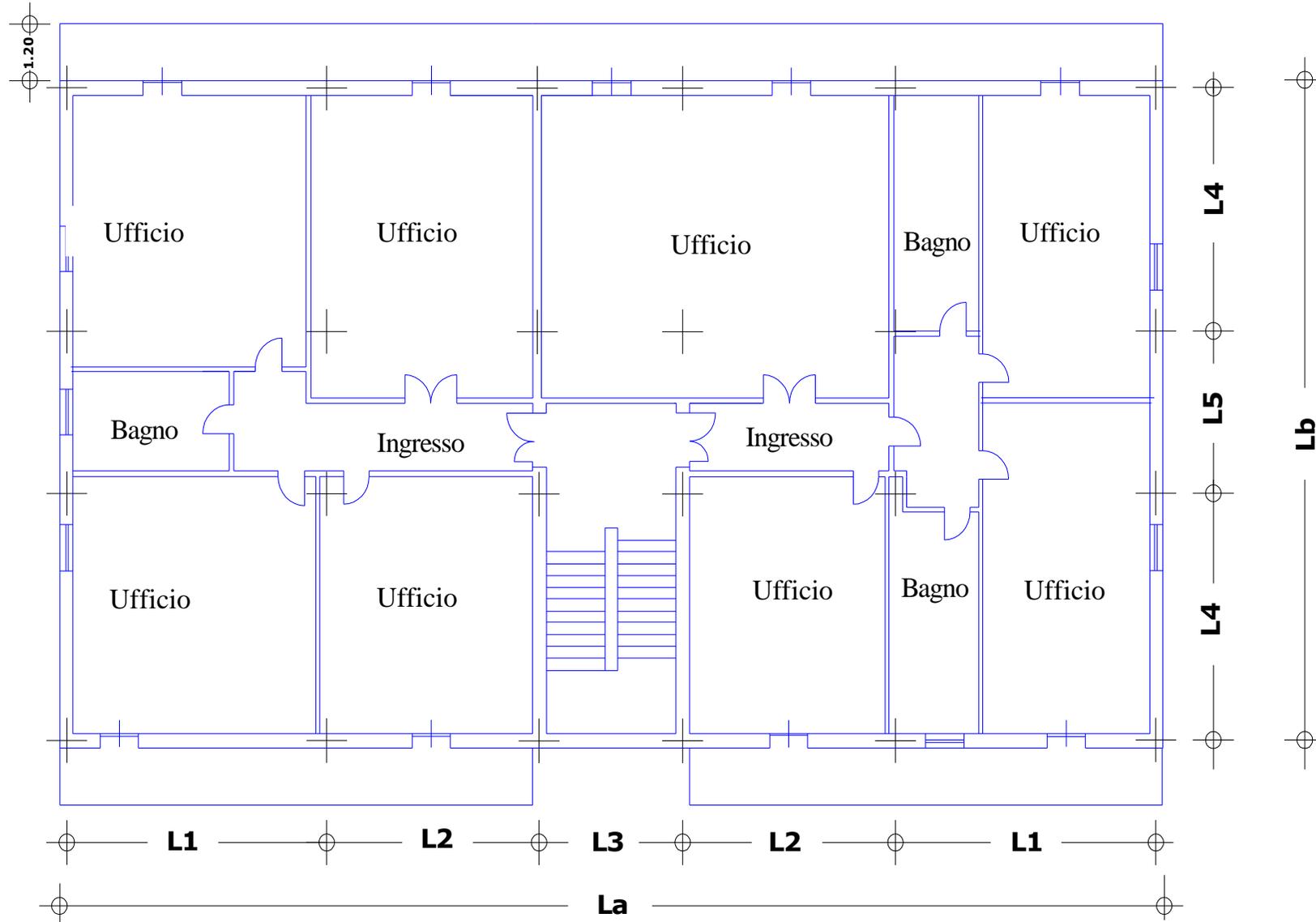
Tutti le valutazioni devono essere svolte con riferimento al metodo semiprobabilistico agli stati limite utilizzando la normativa vigente.

Ubicazione dell'edificio	L'Aquila
Categoria di sottosuolo (Tabella 3.2.II- NTC 2008)	B
Categoria Topografica (Tabella 3.2.IV- NTC 2008)	T2
Altitudine di riferimento a_s sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio	$a_s > 200$ m

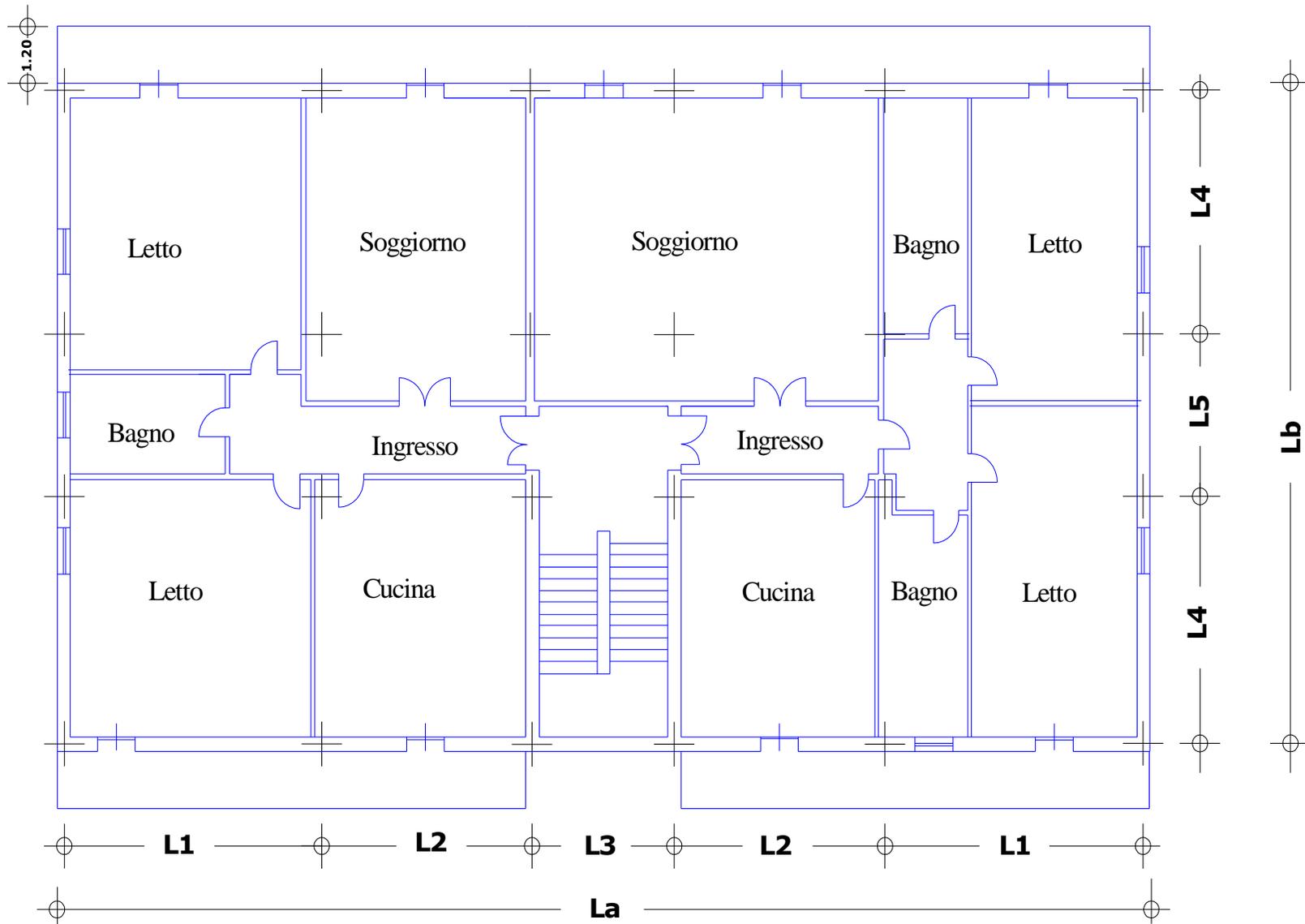
PIANTA PIANO TERRA

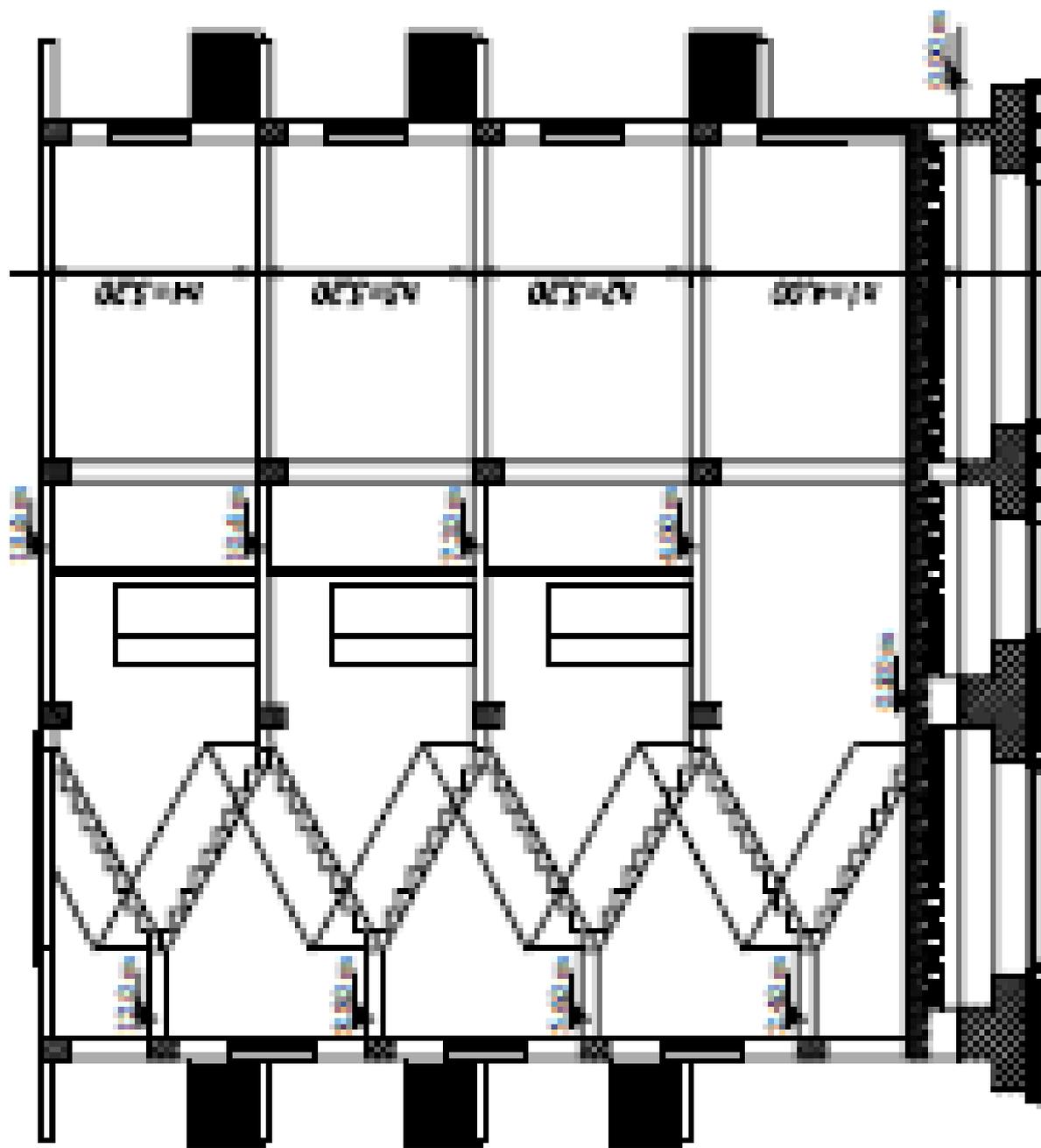


PIANTA PIANO PRIMO



PIANTA PIANO TIPO





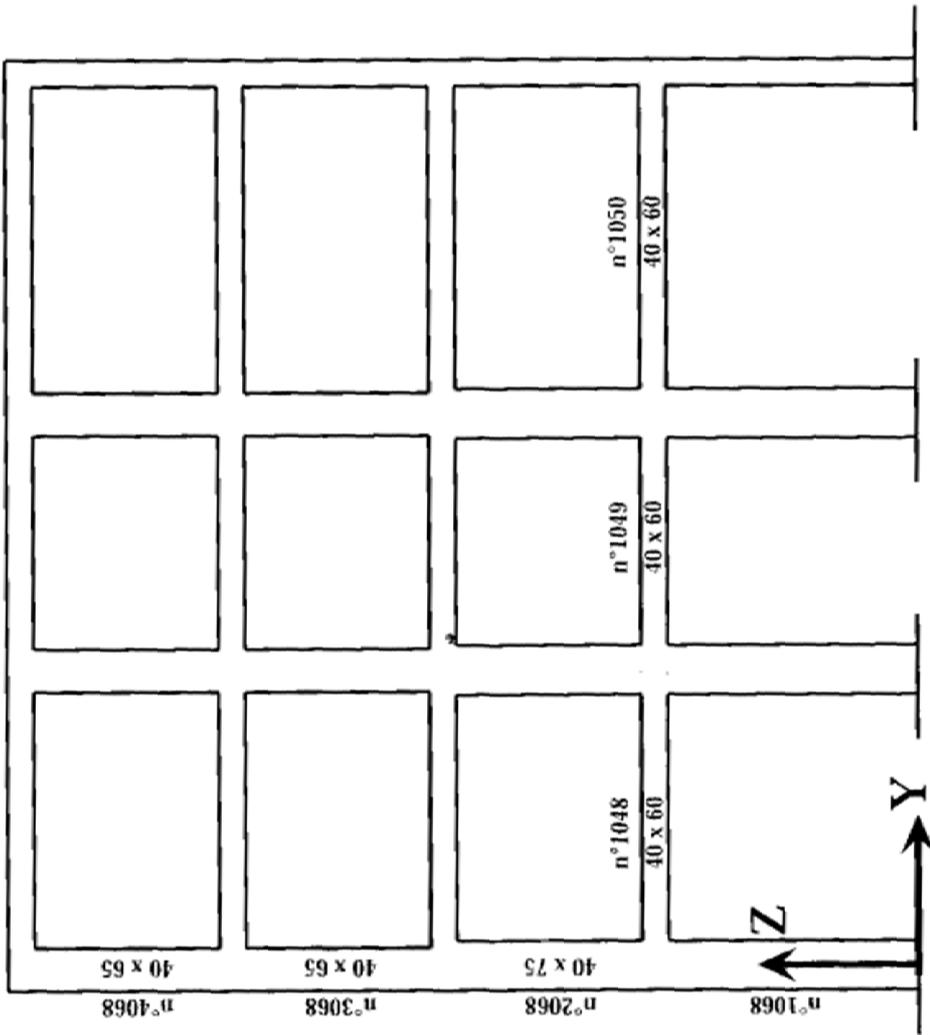
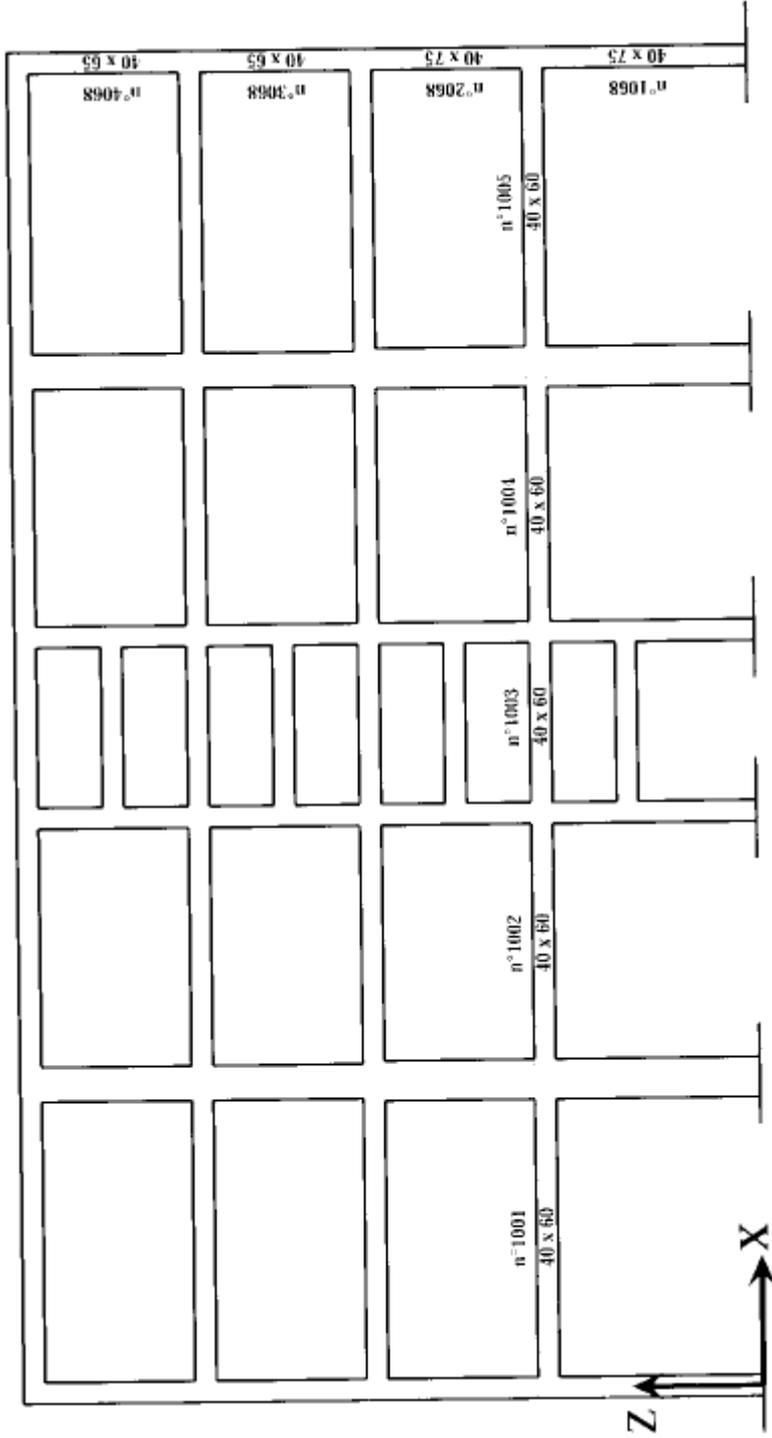


Fig. 2.29 Travata di progetto



Normativa di riferimento

La struttura in esame dovrà soddisfare le prescrizioni contenute nella normativa vigente (NTC 14/1/2008) e nella Circolare esplicativa n. 617 (2009)

FASI PRINCIPALI DELLA PROGETTAZIONE

Definizione schema strutturale

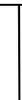
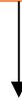
Analisi dei carichi

Predimensionamento

Definizione delle
combinazioni di carico

Analisi delle sollecitazioni

Progetto e verifica degli
elementi strutturali



Schema Architettonico e Strutturale

Schema Architettonico e Strutturale

Nella progettazione bisogna seguire quanto più possibile criteri di regolarità. Infatti in funzione della regolarità di un edificio saranno richieste scelte diverse in relazione al metodo di analisi e ad altri parametri di progetto

Schema Architettonico e Strutturale

7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

(NTC 2008)

Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;

Schema Architettonico e Strutturale

- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva³ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Schema Architettonico e Strutturale

Relativamente alla disposizione dei pilastri, l'esperienza suggerisce di orientarli, per quanto possibile, per il 50% in una direzione e per l'altro 50% nella direzione ortogonale al fine di ripartire in modo più uniforme possibile le rigidzze per sopportare il sisma nelle due direzioni principali

Su ciascun piano sono stati disposti 24 pilastri che vanno a definire quattro telai paralleli alla direzione X e sei telai paralleli alla direzione Y
Su ciascun piano sono stati disposti 24 pilastri che vanno a definire quattro telai paralleli alla direzione X e sei telai paralleli alla direzione Y

FASI PRINCIPALI DELLA PROGETTAZIONE

Definizione schema strutturale



Analisi dei carichi



Predimensionamento



Definizione delle
combinazioni di carico



Analisi delle sollecitazioni

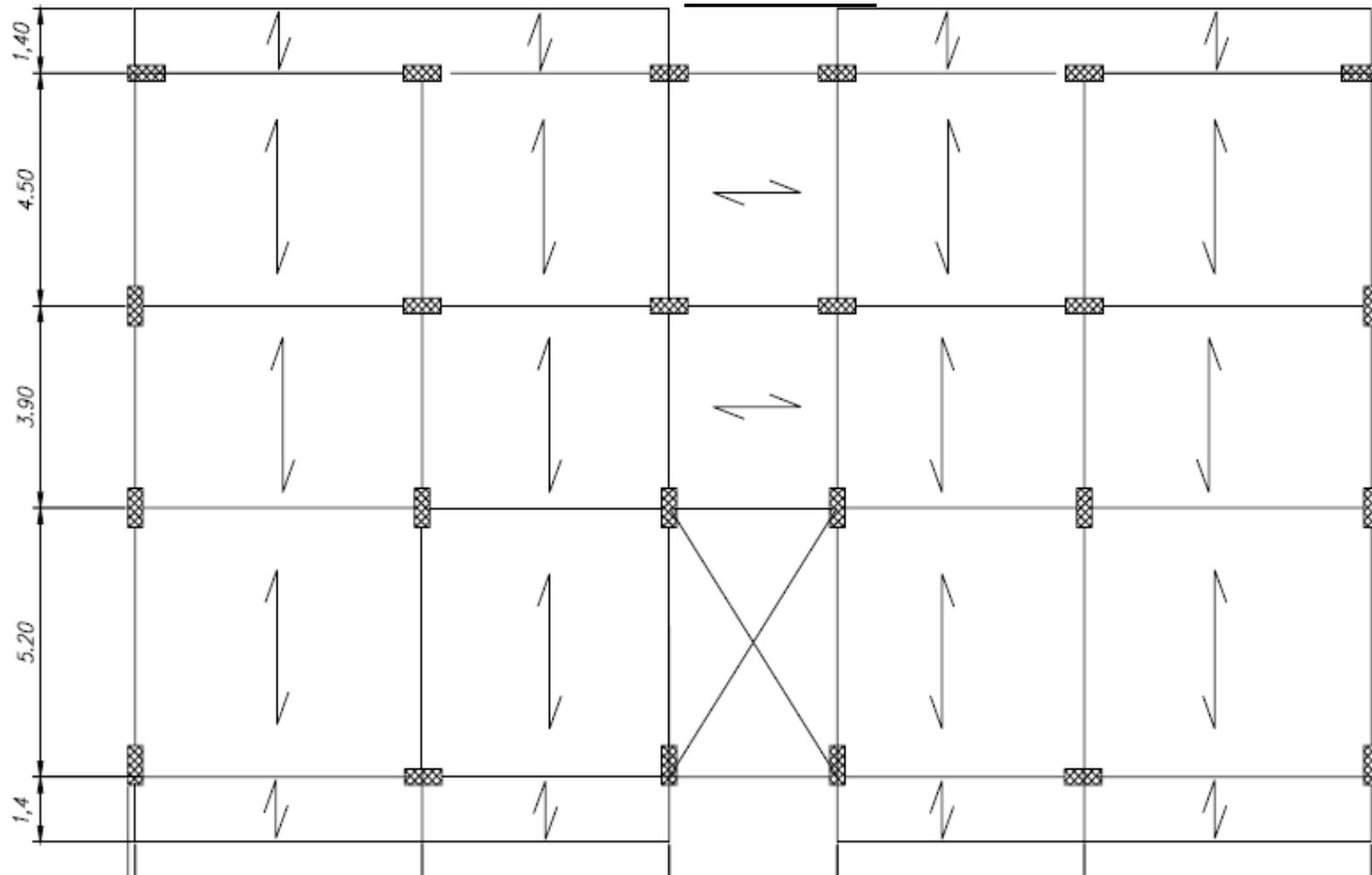


Progetto e verifica degli
elementi strutturali

Analisi dei carichi

Analisi dei carichi

Orditura dei solai



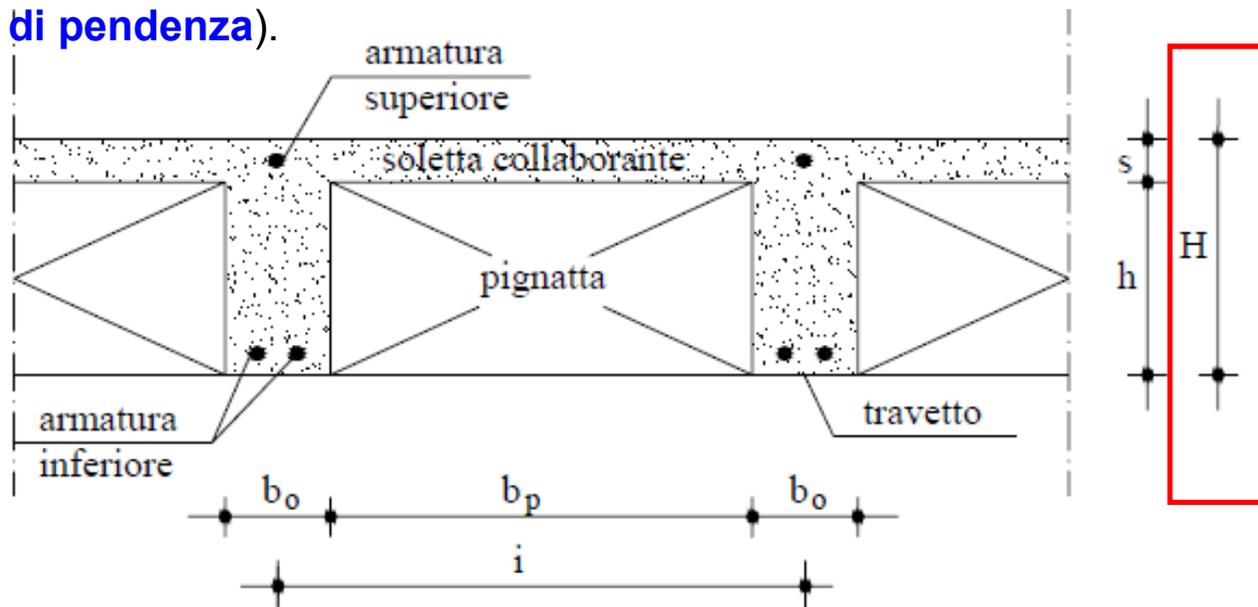
Dimensionamento dell'altezza H del solaio

Lo spessore H del solaio può essere ottenuto una volta che siano note le luci di calcolo del solaio stesso secondo la schematizzazione introdotta sopra. Detta L_{max} la massima di tale luci, si può determinare il valore minimo dello spessore del solaio secondo la seguente relazione:

$$H_{min} = \frac{L_{max}}{25}$$

L'altezza del solaio si ottiene arrotondando per eccesso il valore Hmin sulla base dell'altezza del blocco di laterizio e dello spessore della soletta che si desidera realizzare. In alcuni "campi" dell'impalcato, il solaio può avere spessore ridotto per ragioni di natura impiantistica.

Anche **eventuali sbalzi devono essere realizzati con spessore ridotto rispetto a quello della campata adiacente per avere un migliore deflusso delle acque piovane (3 o 4 cm dell'altezza ordinaria sono sufficienti a realizzare un opportuno massetto di pendenza).**



Dimensionamento del solaio

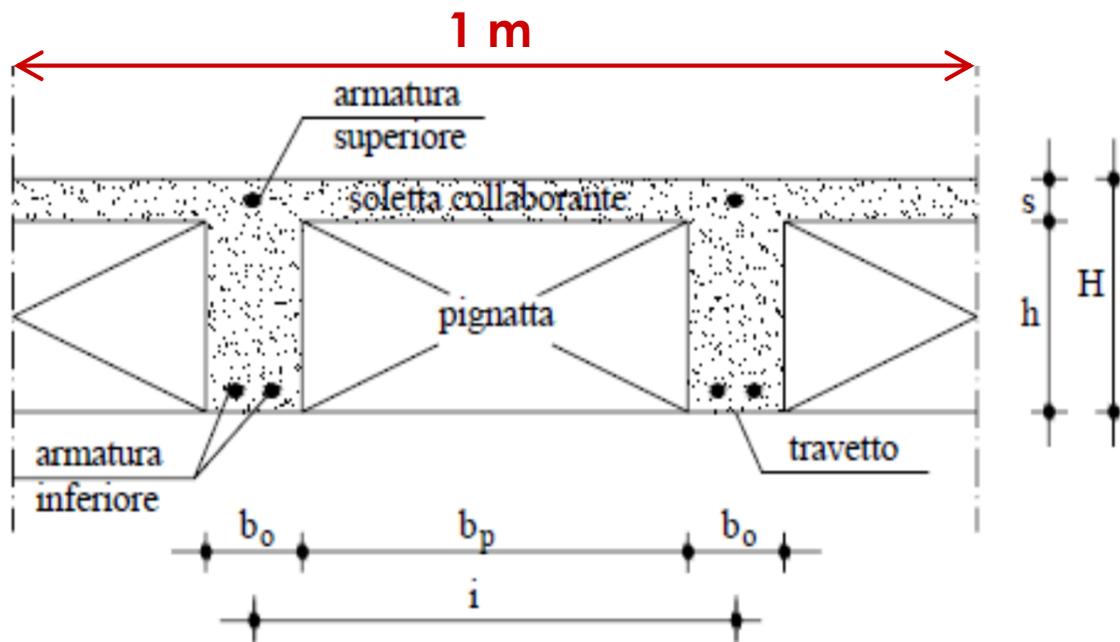
D.M. 09/01/96, paragrafo 7

Altezza solaio	$H \geq 1/25 L$ $H \geq 12 \text{ cm}$	L è la luce della campata più lunga. Considerando che una pignatta non è alta meno di 12 cm, l'altezza minima del solaio è 16 cm.
Altezza soletta	$s \geq 4 \text{ cm}$	In genere non si usano solette con spessore maggiore di 5 cm., ma 4 cm è lo spessore più usuale.
Interasse travetto	$i \leq 15 s$	Un interasse usuale è $i = 50 \div 52 \text{ cm}$. a seconda di b_o , considerando una pignatta larga 40 cm.
Larghezza travetto	$b_o \geq 1/8 i$ $b_o \geq 8 \text{ cm}$	Dimensioni usuali sono $b_o = 10 \div 12 \text{ cm}$, possibilmente non più di 14 cm; la larghezza del travetto viene determinata anche in funzione delle sollecitazioni di taglio previste.
Dimensioni pignatta	$b_p \leq 52 \text{ cm}$	In genere l'altezza delle pignatte è sempre un numero pari: 12 ÷ 14 ÷ 16 cm ecc. Il minimo è 12 cm.

Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi viene effettuata dopo aver deciso lo schema di calcolo e lo spessore del solaio. Essa si riferisce ad una fascia di solaio di larghezza unitaria (un metro) consiste nel valutare i carichi che agiscono sull'elemento strutturale in oggetto; tali carichi possono essere suddivisi nelle tre categorie elencate nel seguito:

- **peso proprio dell'elemento (G_1);**
- **carico permanente non strutturale (G_2)**
- **carico variabile (Q)** derivante dall'utilizzo della struttura cui il solaio appartiene.



Avendo rivolto la schematizzazione strutturale ad una fascia di solaio di larghezza unitaria, si deve effettuare l'analisi **dei carichi per metro quadro di superficie** (al fine di ottenere il carico per unità di lunghezza agente sullo schema di calcolo a trave)

Analisi dei carichi

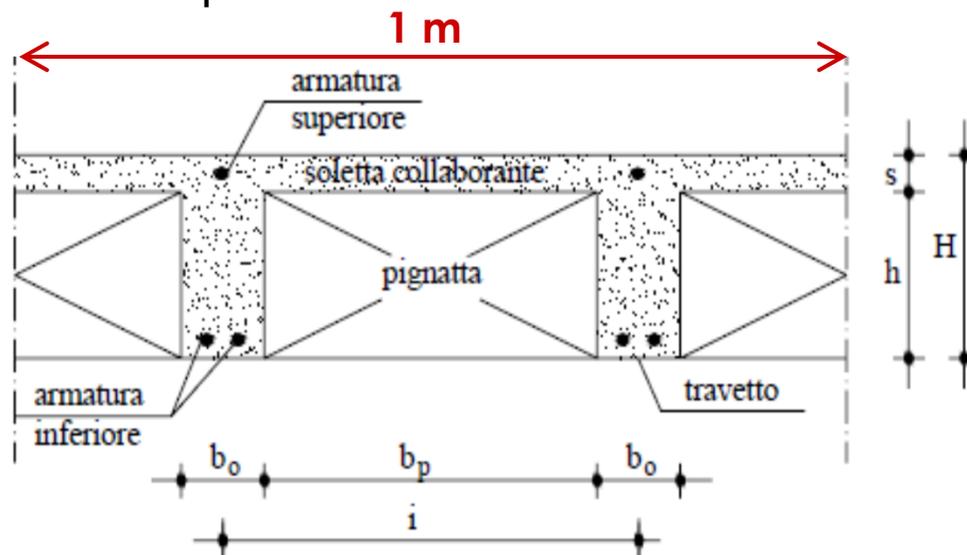
Peso proprio dell'elemento (G1)

Il peso proprio deve essere determinato sulla base delle **dimensioni** degli elementi resistenti e del loro **peso specifico**.

Con riferimento ad un usuale **soffitto latero-cementizio gettato in opera** bisogna dapprima determinare il volume delle seguenti parti:

- soletta;
- travetti;
- elementi di alleggerimento (in laterizio)

L'eventuale presenza di altri elementi che abbiano funzione portante (si pensi alla soletta inferiore nel caso di un soffitto realizzato con predalles) deve ovviamente essere presa in considerazione nell'analisi dei carichi.



Analisi dei carichi: **Pesi propri** e carichi permanenti non strutturali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
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	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere 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
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

D.M. 14/01/2008:
Nuove Norme Tecniche per
le Costruzioni

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

Analisi dei carichi:

Circolare 4/7/1996

C.5.6. pesi di materiali e di elementi costruttivi

Materiali	Peso dell'unità di volume $\frac{kN}{m^3}$
<i>A) Laterizi diversi</i>	
Mattoni pieni comuni	17,00
Mattoni semipieni	13,00
Mattoni forati	8,00
Mattoni refrattari	20,00
<i>B) Legnami</i>	
Abete, acero, castagno, ciliegio, duginale, larice, mogano, olmo, pino, pioppo, pino rigido, salici	6,00
Carpini, faggio, frassino, noce, querce, robinia, teak	8,00
Bosso, ebano	12,00
<i>C) Metalli</i>	
Acciaio	78,50
Alluminio	27,00
Bronzo	88,00
Chisa	72,50
Leghe di alluminio	28,00
Magnesio	18,00
Nichelio	88,00
Ottone	86,00
Piombo	114,00
Rame	80,00
Stagno	73,00
Zinco	72,00
<i>D) Prodotti agricoli</i>	
Erba fresca sciolta	4,00
Farina in sacchi	5,00
Fieno sciolto	0,70
Fieno pressato	3,00
Fumento	7,60
Letame fresco	3,00
Letame maturo	6,00
Mangimi in pani	10,00
Paglia sciolta	0,60
Paglia pressata	1,50
Tabacco legato o in balle	3,50

Materiali	Peso dell'unità di volume $\frac{kN}{m^3}$
<i>E) Rocce</i>	
Ardesia	27,00
Arenaria	23,00
Basalto	29,00
Calcare compatto	26,00
Calcare tenero	22,00
Diorite	29,00
Dolomia	26,00
Gneiss	27,00
Granito	27,00
Marmo saccaroide	27,00
Pomice	8,00
Porfido	26,00
Sienite	28,00
Travertino	24,00
Tufo vulcanico	17,00
Argilla compatta	21,00
<i>F) Sostanze varie</i>	
Benzina	7,40
Bitume	13,00
Calce in sacchi	10,00
Carbone in legna	3,20
Carbone fossile in pezzi	9,00
Carta	10,00
Cemento in sacchi	15,00
Dinamite	15,00
Fibre tessili	13,50
Ghiaccio	9,00
Lana di vetro	1,00
Legname in ciocchi	4,00
Petrolio	8,00
Sughero	3,00
Torba asciutta	2,50
Torba umida	6,00
Vetro	25,00
Acqua dolce	10,00
Acqua di mare	10,30

PESI DI ELEMENTI COSTRUTTIVI

Materiali	Peso dell'unità di volume o di superficie	
<i>A) Malte</i>		
Malta bastarda	19,00	kN/m ³
Malta di gesso	12,00	"
Intonaco (spessore 1,5 cm)	0,30	kN/m ²
<i>B) Manti di copertura</i>		
Manto impermeabilizzante di asfalto o simile	0,30	"
Manto impermeabilizzante prefabbricato con strati bituminosi di feltro, di vetro o simili	0,10	"
Tegole mantate (embrici e coppi)	0,60	"
Sottotegole di tavelloni (spessore 3-4 cm)	0,35	"
Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0,12	"
Lamiere di alluminio ondulate o nervate	0,05	"
Lastre traslucide di resina artificiale, ondulate o nervate	0,10	"
<i>C) Muratura</i>		
Muratura di mattoni pieni	18,00	kN/m ³
Muratura di mattoni semipieni	16,00	"
Muratura di mattoni forati	11,00	"
Muratura di pietrame e malta	22,00	"
Muratura di pietrame listato	21,00	"
Muratura di blocchi forati di calcestruzzo	12,00	"
<i>D) Pavimenti (escluso sottofondo)</i>		
Gomma, linoleum o simili	0,10	kN/m ²
Legno	0,25	"
Laterizio o ceramica o gres o graniglia (spessore 2 cm)	0,40	"
Marmo (spessore 3 cm)	0,80	"
<i>E) Vetri</i>		
Normale (3 mm)	0,075	"
Forte (4 mm)	0,10	"
Spesso (5 mm)	0,125	"
Spesso (6 mm)	0,15	"
Retinato (8 mm)	0,20	"

Analisi dei carichi

Peso proprio dell'elemento (G1)

Peso travetti:

$$p_t \text{ (KN/m}^2\text{)} = b_o \times h \times \gamma_{cls} \times n_t$$

$n_t = 1/i = n^\circ$ travetti a metro.

Peso soletta

$$p_s \text{ (KN/m}^2\text{)} = s \times \gamma_{cls}$$

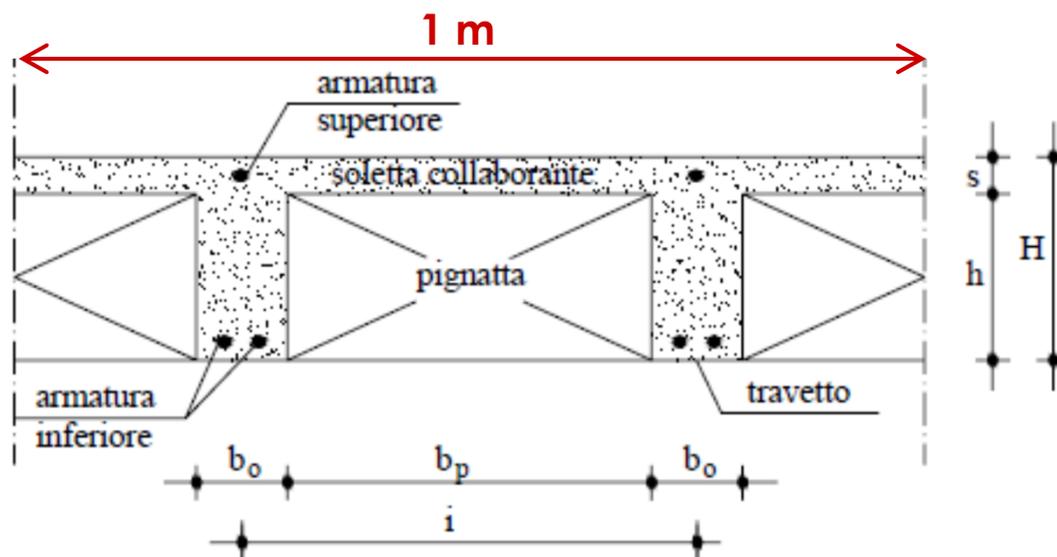
Peso Pignatte:

$$p_p \text{ (KN/m}^2\text{)} = b_p \times h \times \gamma_p \times n_p$$

$n_p = n^\circ$ pignatte a metro
 $\gamma_p =$ peso specifico delle pignatte

In definitiva:

$$G1 \text{ (KN/m}^2\text{)} = p_t + p_p + p_s$$



Analisi dei carichi

Carichi permanenti non strutturali (G2)

Occorre valutare il peso delle parti non strutturali che costituiscono le opere di finitura del solaio stesso. Nelle usuali soluzioni architettoniche (con particolare riferimento alle strutture per civile abitazione) **i carichi permanenti non strutturali sono costituiti dai seguenti elementi:**

- **Massetto di allettamento (del pavimento)**
- **Pavimento**
- **Intonaco**

Le tre voci evidenziate nell'elenco precedente non sono le uniche possibili. In certi casi, ad esempio, all'intradosso del solaio può non essere presente l'intonaco, ma può essere prevista una controsoffittatura. Ancora, per gli impalcati di *copertura* si deve prevedere un manto di impermeabilizzazione ed, eventualmente, un manto di *tegole* in luogo del pavimento.

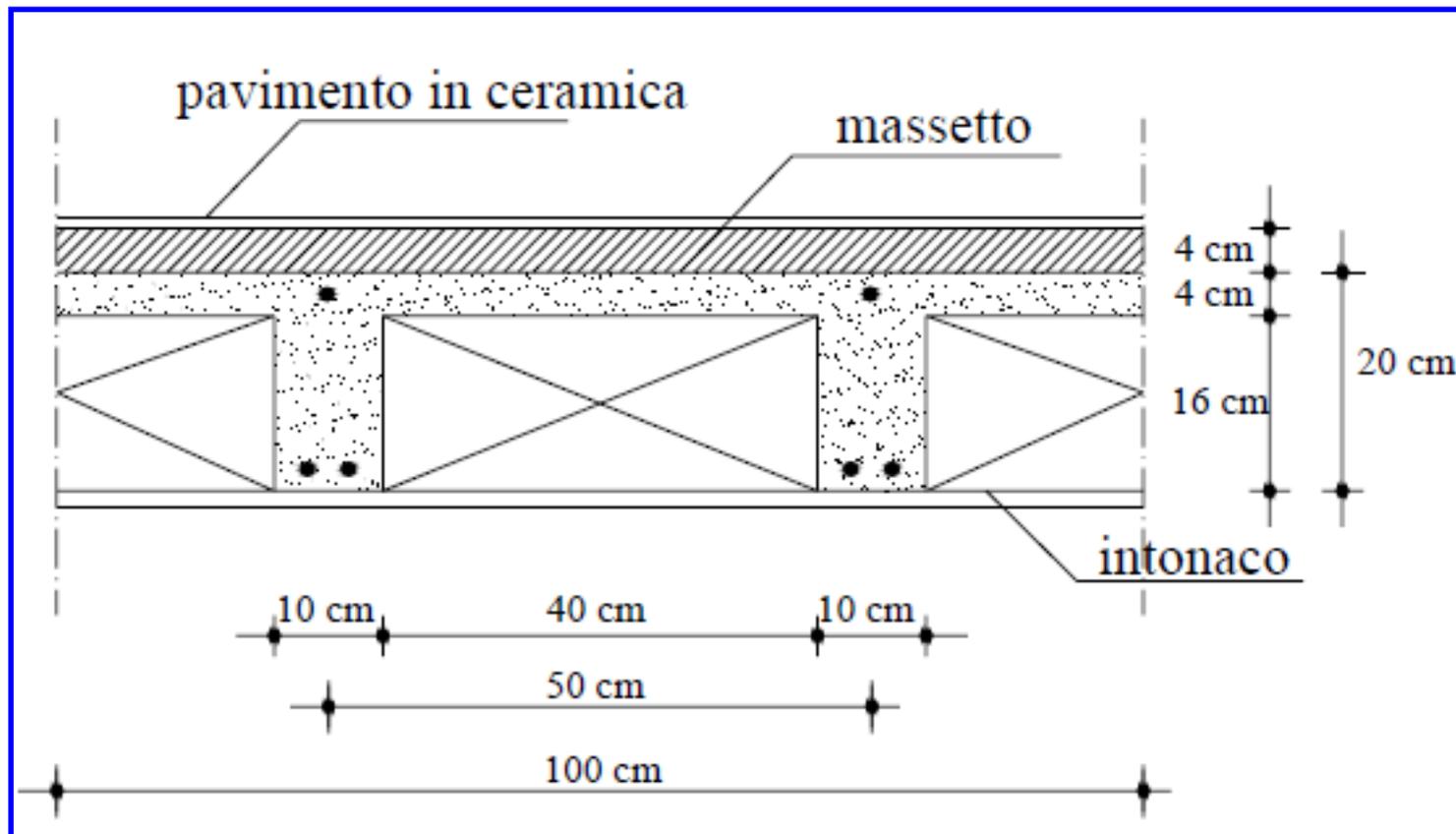
Quando sono presenti tramezzi disposti con sostanziale regolarità sul solaio, se ne può tener conto aggiungendo alle tre voci evidenziate sopra, la cosiddetta *incidenza tramezzi*. A tale voce corrisponde, salvo quantificazioni più rigorose, un carico uniformemente ripartito pari a **1.00 kN/m²**.

Infine, si può ascrivere alla categoria dei sovraccarichi permanenti anche eventuali forze concentrate come quelle che derivano dalla presenza di parapetti posti all'estremità di parti a sbalzo.

Analisi dei carichi

Carichi permanenti non strutturali (G2)

SOLAIO INTERPIANO -INTERNO ALL'EDIFICIO

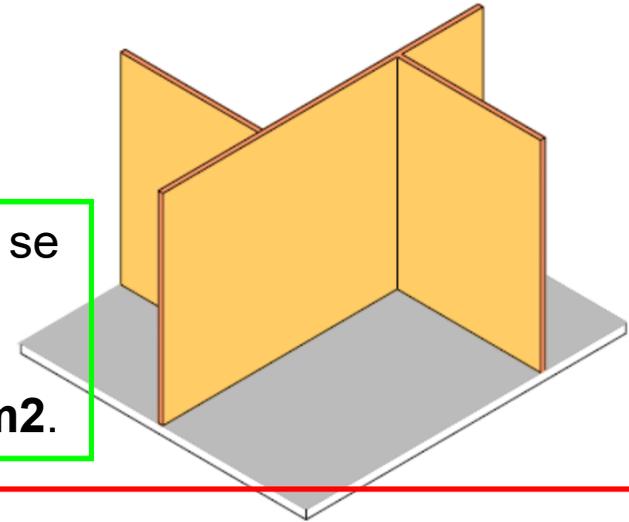


Analisi dei carichi

Carichi permanenti non strutturali (G2)

INCIDENZA TRAMEZZI

Quando sono disposti con sostanziale regolarità sul solaio, se ne può tener conto considerando la cosiddetta *incidenza tramezzi*. A tale voce corrisponde, salvo quantificazioni più rigorose, un carico uniformemente ripartito pari a **1.00 kN/m²**.



3.1.3.1 Elementi divisorii interni **DM 14/01/2008**

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

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

**Valutazione
+ rigorosa**

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Analisi dei carichi

Carichi permanenti non strutturali (G2)

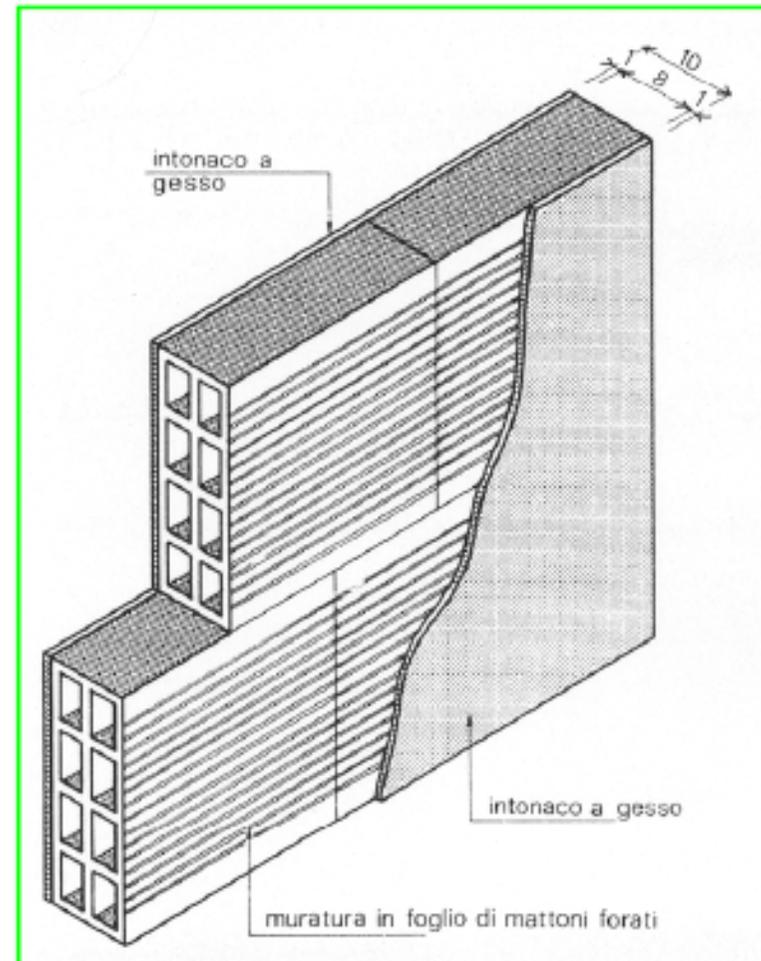
INCIDENZA TRAMEZZI: esempio di calcolo

componenti	s [m]	γ [kNm ⁻³]	pes [kNm ⁻²]
muratura in mattoni forati	0.080	11.00	0.880
intonaco interno a gesso	2x0.010	12.00	0.240
arrotondamento	-	-	0.030
totale			1.150

muratura in mattoni forati per
tramezzi interni



Peso distribuito di 1.20 kN/m²





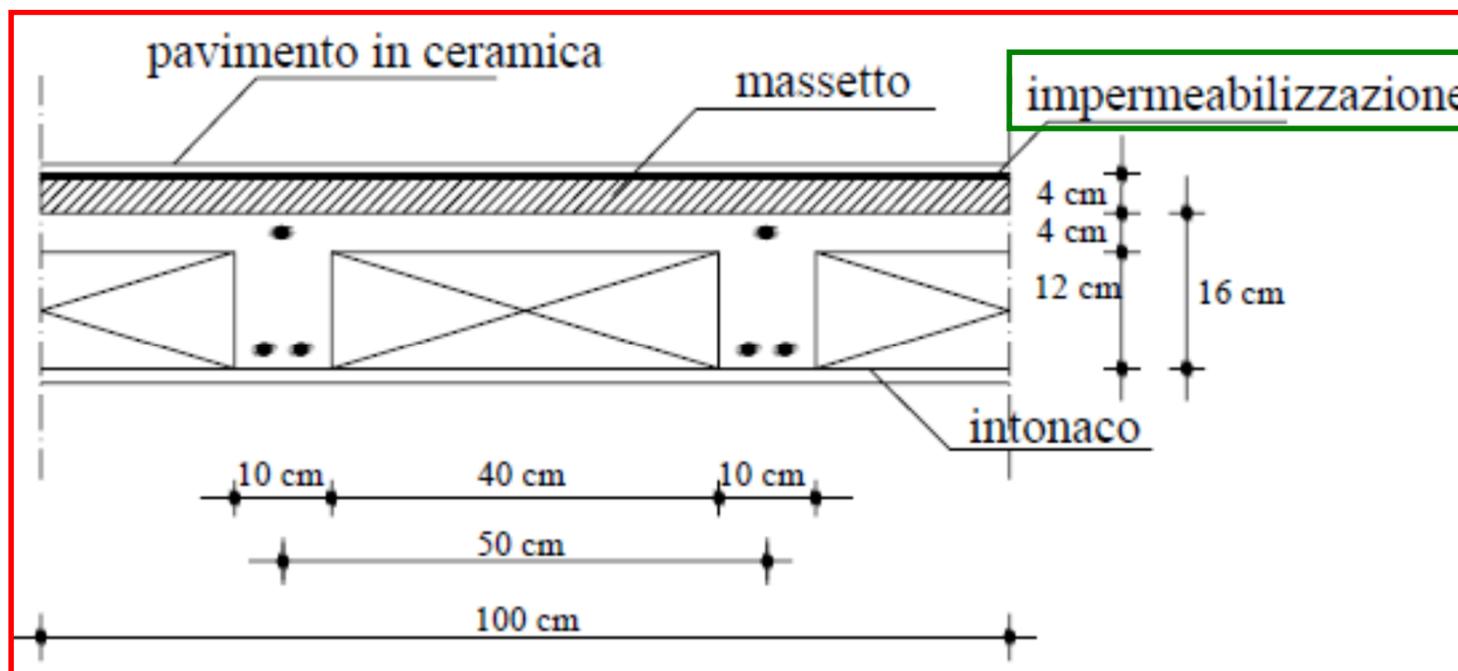
Analisi dei carichi

Carichi permanenti non strutturali (G2)

SOLAIO INTERPIANO - BALCONE

L'altezza del solaio, in genere, viene ridotta di circa 4 cm per evitare problemi di ingresso delle acque all'interno dell'edificio

ATTENZIONE: l'altezza di un solaio non può essere inferiore a 16 cm. In questo caso, si rinuncia a ridurre H incrementando, semmai, l'altezza del massetto del solaio interno usando una malta di argilla espansa (12 kN/mc).

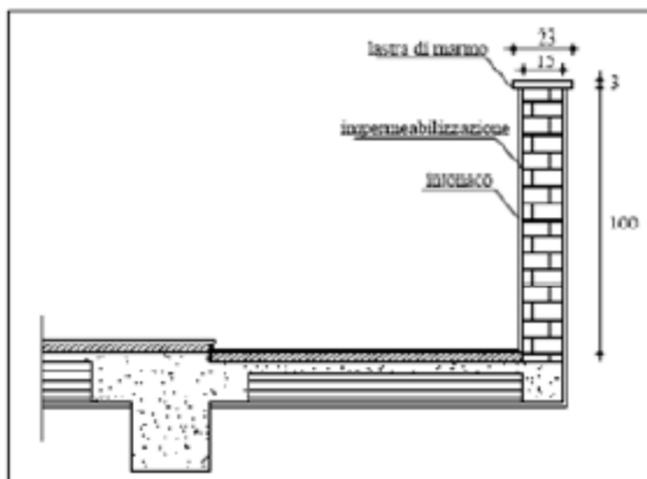




Analisi dei carichi

Carichi permanenti non strutturali (G2)

PESO PARAPETTO



SOLAIO INTERPIANO - BALCONE

Analisi dei carichi permanenti del solaio interpiano – parapetto del balcone a sbalzo: valore caratteristico relativo al peso di una porzione profonda un metro

Materiale	h (m)	L. (m)	S (m)	P (kN/mc)	P (kN/mq)	P (kN/m)
Muratura piena	1		0.15	18		2.70
Lastra di marmo	(0.03)		0.23		0.8	0.18
Intonaco	1		(0.015)		0.3	0.3
Impermeabilizzazione	1				0.3	0.3
TOTALE					0.4	3.48



Analisi dei carichi

Carichi variabili (Q_k)

Sono carichi agenti in modo variabile sulla struttura e cioè dovuti a: persone, mobilio, strumentazioni, etc.

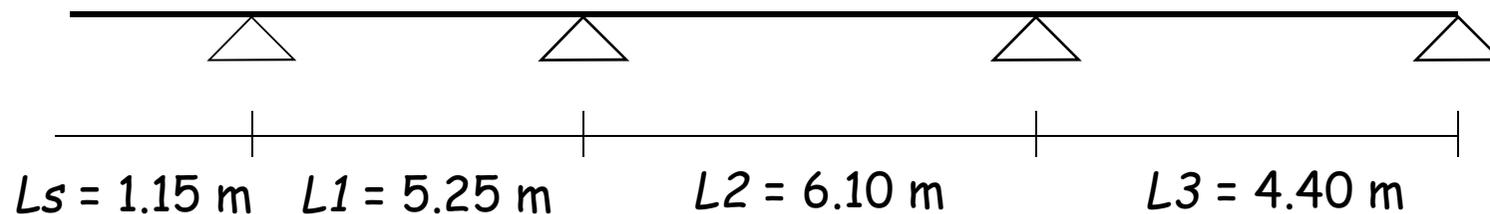
Le intensità da assumere - **in base alla destinazione d'uso della struttura** - per i carichi variabili verticali ed orizzontali ripartiti e per le corrispondenti azioni locali concentrate sono riportate nella **tabella 3.1.II delle NTC**

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
Ambienti ad uso residenziale				
A	Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
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
Ambienti suscettibili di affollamento				
C	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
Ambienti ad uso commerciale.				
D	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	5,00	5,00	2,00
Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.				
E	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
Rimesse e parcheggi.				
F-G	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
Coperture e sottotetti				
H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) 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				

Dimensionamento del solaio

Esempio



$$h \geq L_{\max}/25 \rightarrow h \geq 610/25 = 24,4 \text{ cm} \rightarrow h = 26 \text{ cm}$$

Solaio tipo : $h = 22 + 4 \text{ cm}$ ($s = 4 \text{ cm}$)

Solaio dello sbalzo : $h_s = 18 + 4 \text{ cm}$

Analisi dei Carichi: **Pesi propri** e carichi **Permanenti non strutturali**

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
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	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere 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
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

D.M. 14/01/2008:
Nuove Norme Tecniche per
le Costruzioni

Analisi dei Carichi

Esempio

Solaio tipo : $h = 22 + 4$ cm (s=4 cm)

G1 {	<input type="checkbox"/> Soletta	25.00 × 0.04	1.00
	<input type="checkbox"/> Travetto	25.00 × 0.10 × 0.22 × 2	1.10
	<input type="checkbox"/> Laterizi	8.00 × 0.40 × 0.22 × 2	1.41
			<hr/>
			G1 = 3.51 kN/m ²
G2 {	<input type="checkbox"/> Massetto	18.00 × 0.04	0.72
	<input type="checkbox"/> Intonaco	20.00 × 0.015	0.30
	<input type="checkbox"/> Pavimento (ceramica) (spessore 2 cm)		0.40
	<input type="checkbox"/> Incidenza tramezzi		1.00
			<hr/>
			G2 = 2.42 kN/m ²

Analisi dei Carichi

Esempio

Solaio dello sbalzo : $h_s = 18 + 4 \text{ cm}$

$G1_s$	<input type="checkbox"/> Soletta	25.00×0.04	1.00
	<input type="checkbox"/> Travetto	$25.00 \times 0.10 \times 0.18 \times 2$	0.90
	<input type="checkbox"/> Laterizi	$8.00 \times 0.40 \times 0.18 \times 2$	1.15
			<hr/>
			$G1_s = 3.05 \text{ kN/m}^2$
$G2_s$	<input type="checkbox"/> Massetto	18.00×0.04	0.72
	<input type="checkbox"/> Intonaco	20.00×0.015	0.30
	<input type="checkbox"/> Pavimento (ceramica) (spessore 2 cm)		0.40
	<input type="checkbox"/> Impermeabilizzante		0.30
			<hr/>
			$G2_s = 1.72 \text{ kN/m}^2$

Analisi dei Carichi

Esempio

Solaio dello sbalzo : $h_s = 18 + 4 \text{ cm}$

Sullo sbalzo si prevede, inoltre, un parapetto in laterizi (di altezza 1 m e spessore 10-15 cm) il cui peso va considerato anche in fase di analisi dei carichi schematizzandolo come una forza concentrata permanente

F	<input type="checkbox"/> Laterizi	$11.00 \times 0.15 \times 1.00$	1.65
	<input type="checkbox"/> Intonaco	$20.00 \times 0.010 \times 2$	0.40
	<input type="checkbox"/> Impermabilizzante	0.30×1.00	0.30
			<hr/>
			F = 2.35 kN/m

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Carichi variabili

La Normativa prevede anche l'adozione di un sovraccarico variabile da stabilire in ragione della **destinazione d'uso** del manufatto.

Esempio

Per ambienti ad uso residenziale

in campata

$$q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

sullo sbalzo

$$q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$$

Occorre inoltre considerare il **carico variabile orizzontale H_k** che rappresenta la spinta sul parapetto. Tale carico e' applicata alla quota superiore del parapetto

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —

* 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

Analisi dei carichi: la scala a soletta rampante

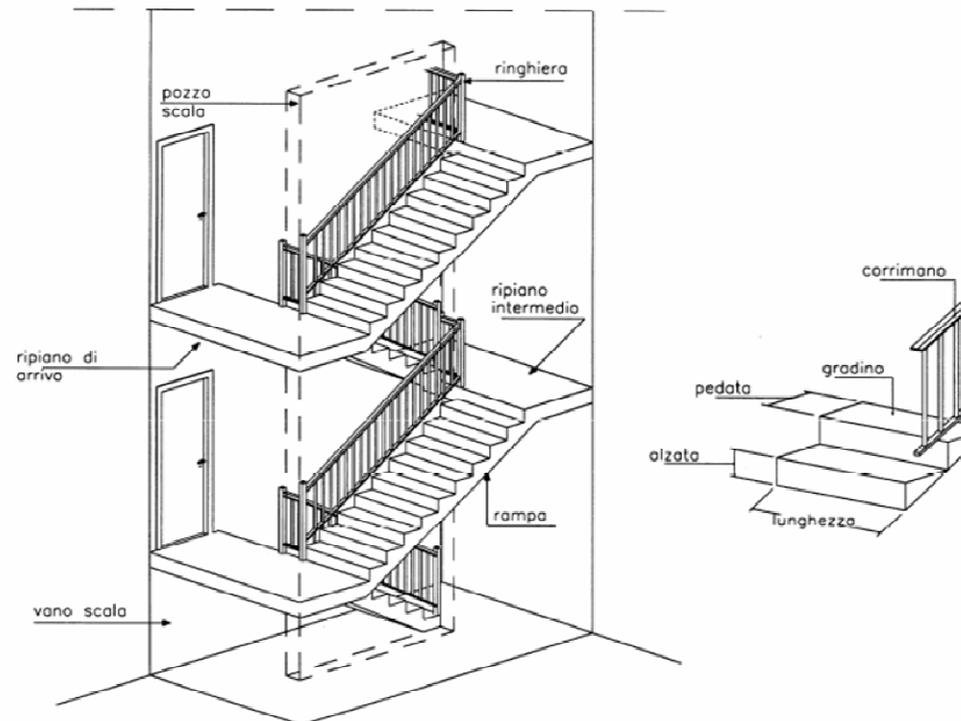
11.1 Le scale a soletta rampante

Rappresentano la tipologia più comune nel panorama edilizio italiano delle costruzioni in cemento armato.

La soletta rampante è una piastra ad asse inclinato (rampa) che poggia sulle travi poste al livello di piano e di interpiano.

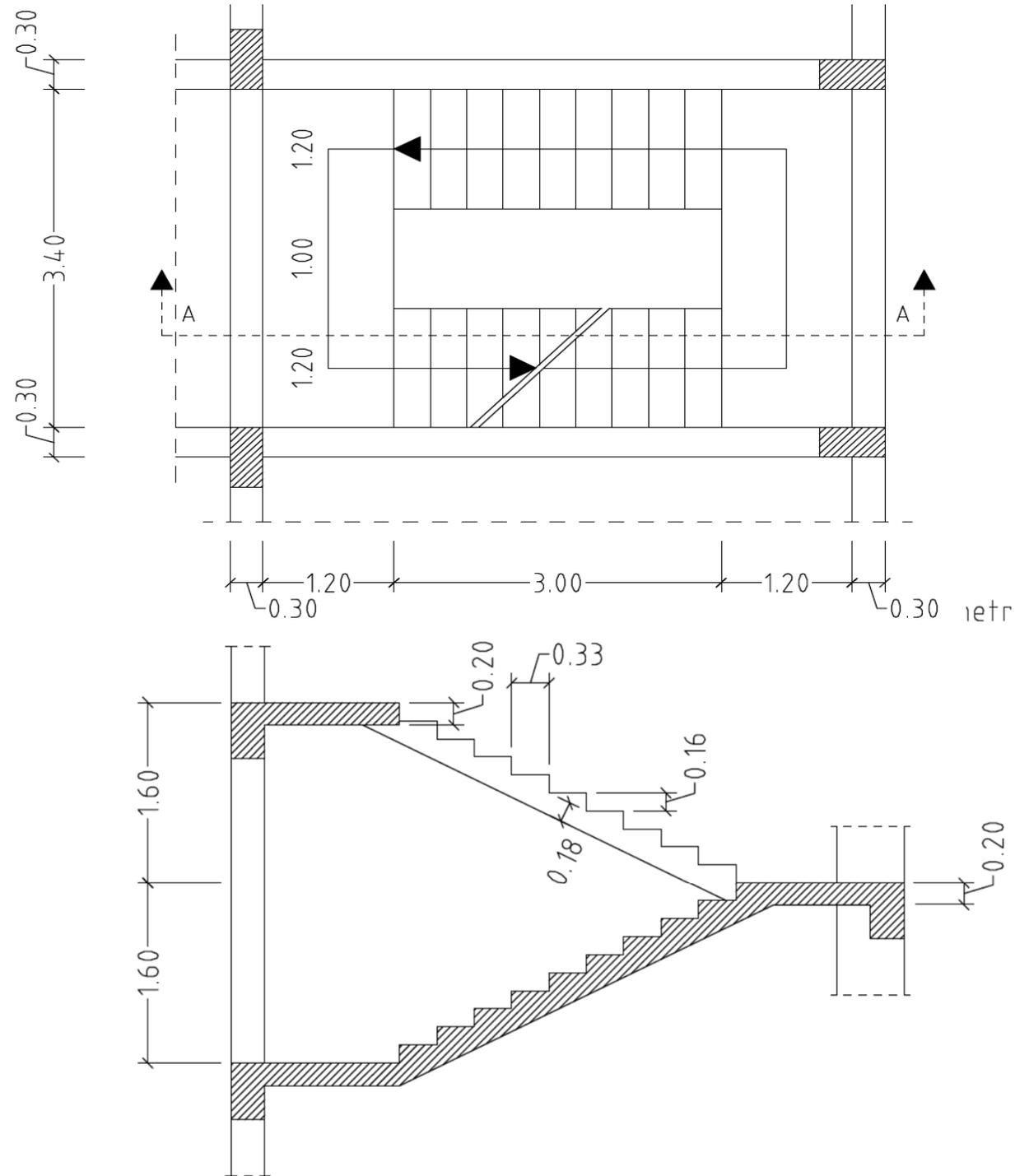
I gradini in genere sono riportati sulla soletta e non hanno funzione portante.

La figura successiva ne illustra la geometria:



la scala a soletta rampante

La scala si sviluppa in una gabbia, di forma rettangolare, formata da quattro pilastri posti agli spigoli e travi lungo i quattro lati poste al livello dei solai di piano. E' costituita da due rampe affiancate, larghe 1,20 m e due pianerottoli, uno di piano che dà accesso alle unità immobiliari ed uno di interpiano, anch'essi larghi 1,20 m. Il pozzo fra le rampe e i pianerottoli è vuoto ed ha dimensioni 1,00x3,00 m. Ogni rampa ha una lunghezza in proiezione orizzontale di 3,00 m e supera un dislivello di 1,60 m, per complessivi 3,20 m di interpiano con due rampe. **Ogni gradino ha una alzata 16 cm e una pedata 33 cm nel rispetto della relazione $2a+p=63\div 65$.** La rampa forma con l'orizzontale un angolo $\alpha=25^{\circ},8664$.



la scala a soletta rampante (esempio)

Pianerottoli

- Soletta piena in c.a. dello spessore di 20 cm 2500x0,20=	500,00 kg/mq
- Pavimentazione in ceramica monocottura	40,00 kg/mq
- Malta di allettamento dello spessore di 2 cm 2100x0,02=	42,00 kg/mq
- Intonaco di intradosso dello spessore di 1,5 cm 1800x0,015=	27,00 kg/mq
- Sovraccarico accidentale	<u>400,00 kg/mq</u>
	1009,00 kg/mq
	Totale carichi
	che si arrotonda a
	1010,00 kg/mq

Rampa

- Soletta piena in c.a. dello spessore di 18 cm 2500x0,18=	450,00 kg/mq
- Gradini in cls. n.3 al metro di sviluppo in proiezione $\frac{2300 \times 0,16 \times 0,33 \times 3}{2} =$	182,16 kg/mq
- Pedata in marmo dello spessore di 2 cm 2700x0,02=	54,00 kg/mq
- Alzate in marmo dello spessore di 1 cm n.3 al metro di sviluppo in proiezione 2700x0,01x0,16x3=	12,96 kg/mq
- Intonaco di intradosso di 1,5 cm di spessore per 1 metro di proiezione 1800x0,015x1/cos 25°,8664=	30,00 kg/mq
- Sovraccarico permanente	<u>400,00 kg/mq</u>
	1129,12 kg/mq
	Totale carichi
	che si arrotonda a
	1130,00 kg/mq

Analisi dei carichi: la scala con trave a ginocchio e gradini a sbalzo

11.2 Le scale con travi a ginocchio e gradini a sbalzo

Senza dubbio meno impiegate delle precedenti, le scale in esame sono caratterizzate da una trave a ginocchio (ovvero ad asse spezzato) posta al perimetro della gabbia scala e su cui sono incastrati a mensola i gradini che quindi risultano portanti.

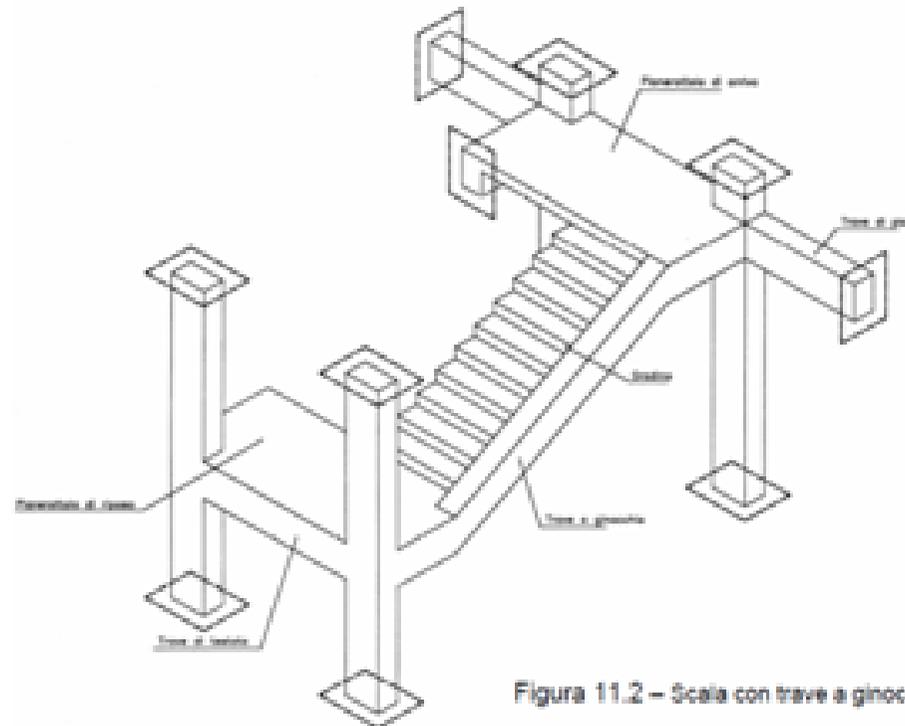


Figura 11.2 – Scala con trave a ginocchi e gradini a sbalzo

Analisi dei carichi: la scala con trave a ginocchio e gradini a sbalzo

- gradini c.a. $p = [0,5 * (0,16 * 0,30)] * 25 / 0,3 = 2,00 \text{ kN/m}^2$
- soletta c.a. $p = 0,04 * 25 = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- intonaco $p = 0,02 * 18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- marmo e sottofondi $= 0,80 \text{ kN/m}$

Le rampe

Totale pesi permanenti scale

$$G_{sc} = 4,16 \text{ kN/m}^2$$

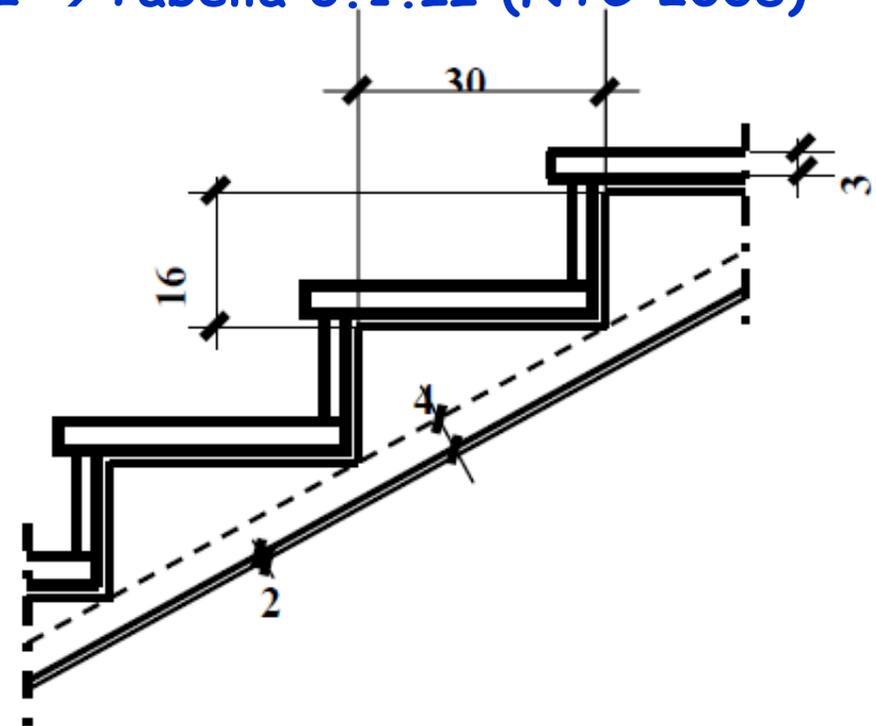
Sovraccarichi variabili $Q_{sc} = 4 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Tabella 3.1.II (NTC 2008)

La trave a ginocchio

Si può assumere una trave di dimensioni 40x40 cm

Pianerottolo

Approssimativamente, si può assumere un peso uguale a quello delle rampe





Impalcato copertura

Valutazione del Carico da Neve (NTC 2008 § 3.4)

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.



Valutazione del Carico da Neve (NTC 2008 § 3.4)

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

q_{sk} : **VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO**

- Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona

Zona I - Alpina

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I - Mediterranea

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio

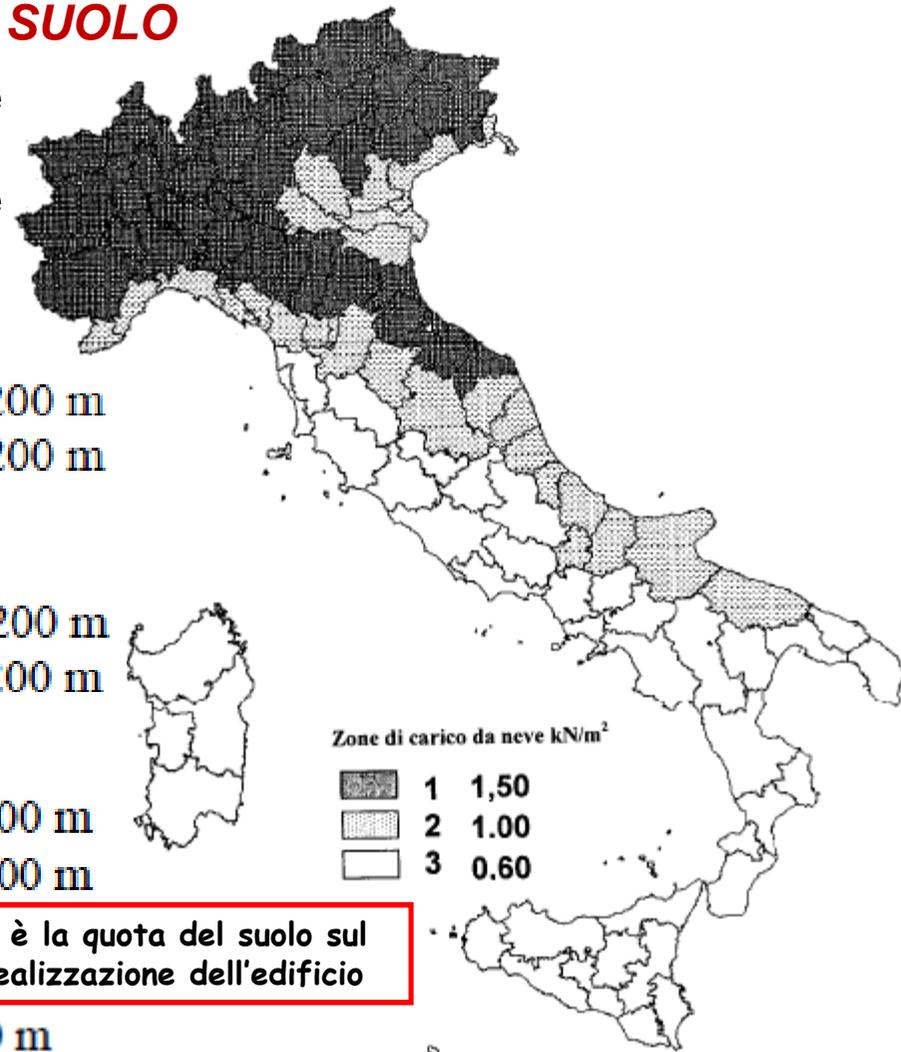


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve



Valutazione del Carico da Neve (NTC 2008 § 3.4)

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad C_E : \text{COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE}$$

- ▶ Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera
- ▶ Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1



Valutazione del Carico da Neve (NTC 2008 § 3.4)

$$Q_s = \mu_i \cdot Q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

C_t : **COEFFICIENTE TERMICO**

- ▶ Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione
- ▶ Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura
- ▶ In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$



Valutazione del Carico da Neve (NTC 2008 § 3.4)

$$Q_s = \mu_i \cdot Q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

C_t : **COEFFICIENTE DI FORMA DELLA COPERTURA**

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma μ_i , riportati in Tab. 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

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

Copertura piana

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.



Valutazione del Carico da Neve (NTC 2008 § 3.4)

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

C_t : **COEFFICIENTE DI FORMA DELLA COPERTURA**

3.4.5.2 Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Si deve considerare la condizione riportata in Fig. 3.4.2, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.

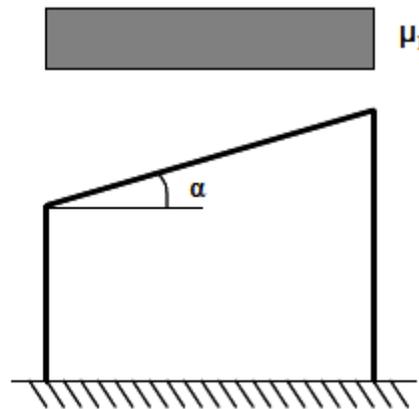


Figura 3.4.2 – Condizioni di carico per coperture ad una falda



Valutazione del Carico da Neve (NTC 2008 § 3.4)

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

C_t : **COEFFICIENTE DI FORMA DELLA COPERTURA**

3.4.5.3 Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I* riportata in Fig. 3.4.3.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III* riportate in Fig. 3.4.3.

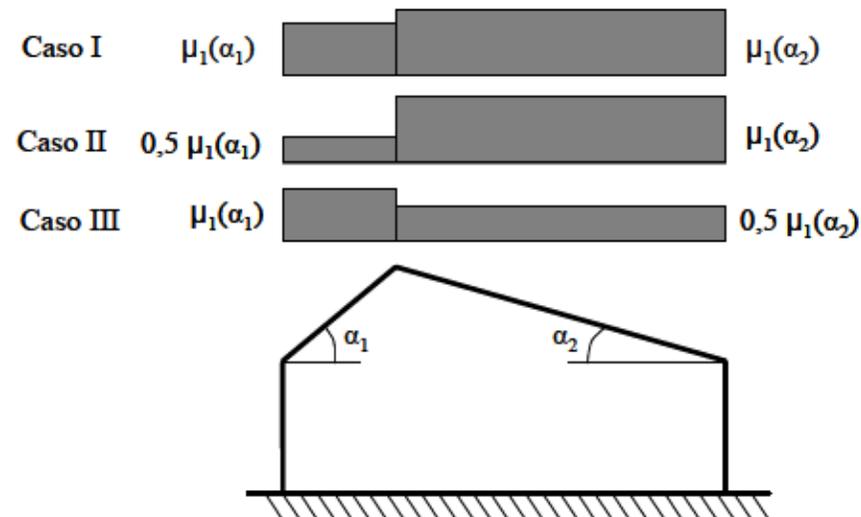


Figura 3.4.3 – Condizioni di carico per coperture a due falde

FASI PRINCIPALI DELLA PROGETTAZIONE

Definizione schema strutturale



Analisi dei carichi



Predimensionamento



Definizione delle
combinazioni di carico



Analisi delle sollecitazioni



Progetto e verifica degli
elementi strutturali

Predimensionamento



IL predimensionamento della struttura

- ▶ Il predimensionamento può essere condotto facendo riferimento a schemi semplificati ottenuti estraendo le membrature dalla struttura nel suo insieme ed assegnando ad esse le azioni principali
- ▶ Il predimensionamento delle travi può essere condotto estraendo le varie travi dalla struttura intelaiata ed assumendo per esse schemi strutturali semplificati (tipicamente di trave appoggiata o continua su più appoggi).
- ▶ L'analisi dei carichi trasmessi dal solaio sulle travi (analisi condotta per "luci di influenza") consente di definire i carichi da assegnare a tali schemi semplificati.



Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi

Può essere condotta a partire dai carichi per unità di superficie presenti sul solaio

- Impalcato tipo: **G1** Soletta, Travetto, Laterizi

$$G1 = 3.51 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2/3 \text{ kN/m}^2$$

G2 Massetto, Intonaco, Pavimento, Incidenza tramezzi

$$G2 = 2.42 \text{ kN/m}^2$$

- Sbalzo: **G1_s** Soletta, Travetto, Laterizi

$$G1_s = 3.05 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 4 \text{ kN/m}^2$$

G2 Massetto, Intonaco, Pavimento, Impermeabilizzante

$$G2_s = 1.72 \text{ kN/m}^2$$

$$F_k = 2.35 \text{ kN/m}$$



Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi

Può essere condotta a partire dai carichi per unità di superficie presenti sul solaio

- Impalcato copertura: $G1$; $G2$; Q_{nk} (carico neve), Q_k (carico variabile funzione della destinazione d'uso)

► Per l'analisi dei carichi di un solaio di copertura bisogna tenere presente che:

► E' da prevedere un manto d'impermeabilizzazione

► E' necessario tenere conto del peso di parapetti o cornicioni solo alle estremità libere delle mensole (se presenti)

► Non vi sono tramezzi



Predime

► Valutazione dei c

- Impalcato copertura
(G1; G2; Qnk, **Qk**)

Qk tabella 3.1.II delle NTC

$$Q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

Copertura accessibile
per sola manutenzione

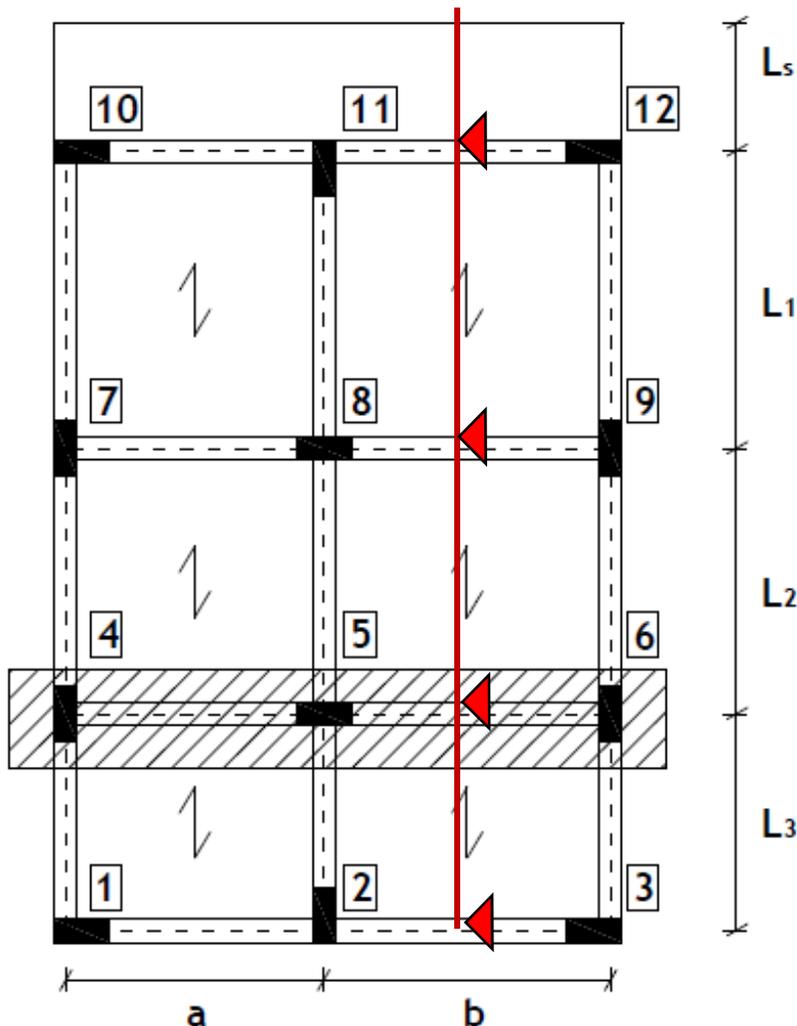
Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
II	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	secondo categoria di appartenenza — — —		
* 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				



Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



I valori di progetto del carico si ottengono moltiplicando le azioni permanenti G per un fattore parziale $\gamma_G = 1,3$ (1,0 se riduce la sollecitazione di progetto) e quelle variabili Q per un fattore $\gamma_Q = 1,50$ (0,0 se riduce la sollecitazione)

► L_1, L_2, L_3, L_s : luci del solaio

► a, b : larghezze dell'impalcato

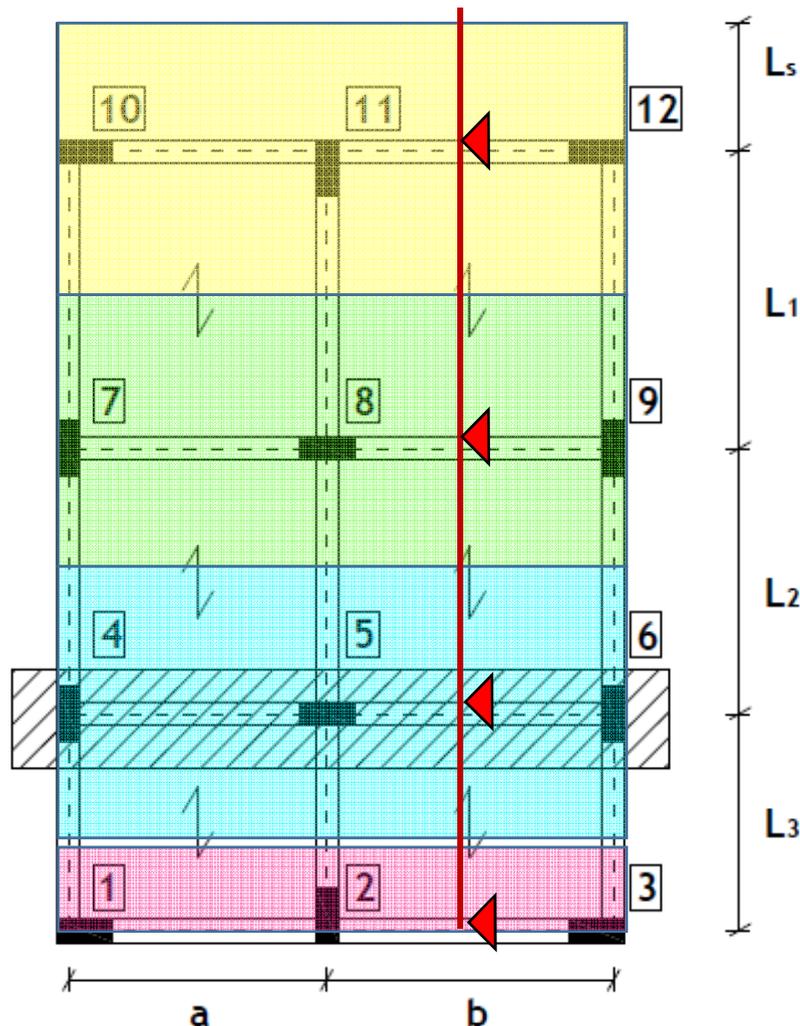
► E' possibile valutare il carico per unità di lunghezza sulle travi riconoscendo che tale carico corrisponde alle reazioni vincolari valutabili sullo schema di solaio analizzato nel primo elaborato progettuale

► In tal modo, i valori delle reazioni vincolari sono ottenuti a partire dalla soluzione "esatta" della trave continua



Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



► Valutazione dei carichi per aree di influenza

□ Dovendo distinguere i carichi sulle travi tra azioni permanenti e variabili e potendo accettare qualche approssimazione nei valori numerici a vantaggio di una maggiore facilità e chiarezza nel calcolo, **si procede alla valutazione dei carichi sulle travi ragionando per aree di influenza**

□ Si ipotizza, cioè, che su ogni appoggio scarichino per metà le due campate adiacenti.



Predimensionamento delle travi

► coefficienti di continuità

Grafici e diagrammi	Formule analitiche
Carico uniforme su due campate	Reazioni
	$V_A = V_C = 0,375 pl; \quad V_B = 1,25 pl$ Taglio $T_A = + 0,375 pl; \quad T_C = - 0,375 pl$ $T_{B_s} = - 0,625 pl; \quad T_{B_d} = 0,625 pl$ $T_x = 0,375 pl - px \quad (\text{lineare})$
	Momenti $M_A = M_C = 0$ $M_B = - \frac{1}{8} pl^2$ $M_{\max}^+ = \frac{1}{14,3} pl^2$ $M_x = 0,375 plx - \frac{px^2}{2} \quad (\text{parabolico})$

PRONTI!



Predimensionamento delle travi

► coefficienti di continuità

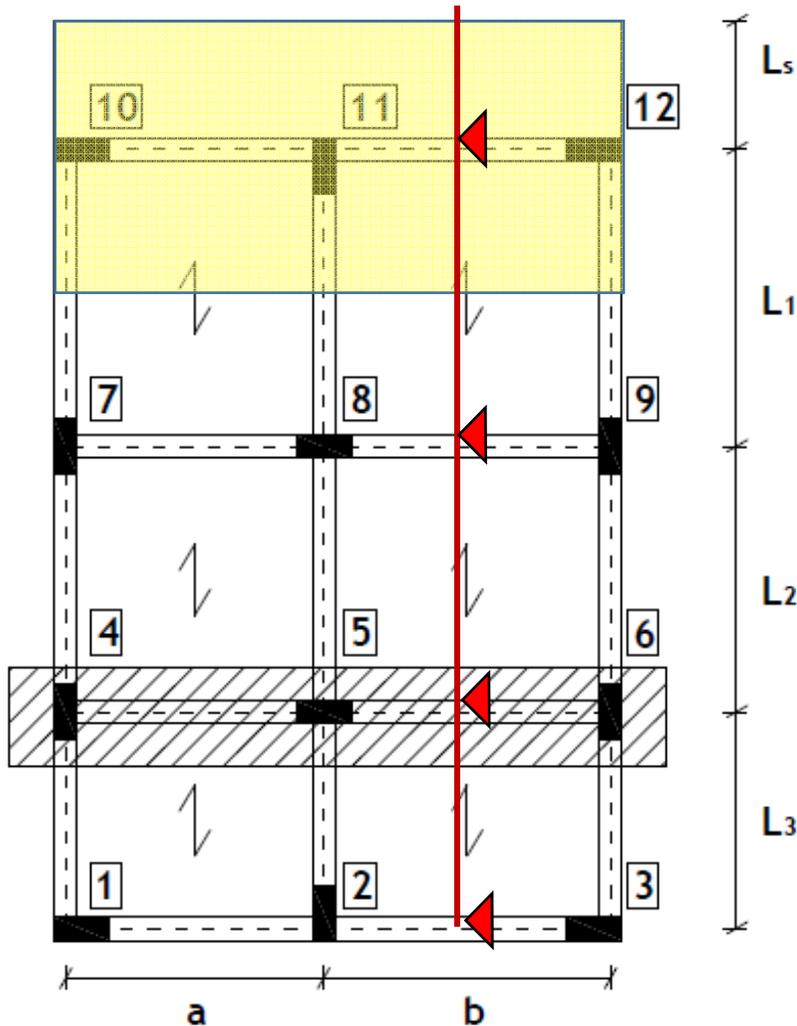
TRAVI A TRE CAMPATE SU 4 APPOGGI

Grafici e diagrammi	Formule analitiche
<p>Carico uniforme su tre campate</p>	<p>Reazioni</p> $V_A = 0,40 pl; \quad V_B = 1,10 pl$ $V_C = 1,10 pl; \quad V_D = 0,40 pl$ $H_A = 0$ <p>Taglio</p> $T_A = 0,40 pl; \quad T_{B_s} = -0,60 pl$ $T_{B_d} = 0,50 pl; \quad T_{C_s} = -0,50 pl$ $T_{C_d} = 0,60 pl; \quad T_D = -0,40 pl$ <p>Momenti</p> $M_A = M_D = 0$ $M_B = M_C = M_{\max}^- = -\frac{1}{10} pl^2$ $M_E = M_G = M_{\max}^+ = \frac{1}{12,5} pl^2$ $M_F = \frac{1}{40} pl^2$



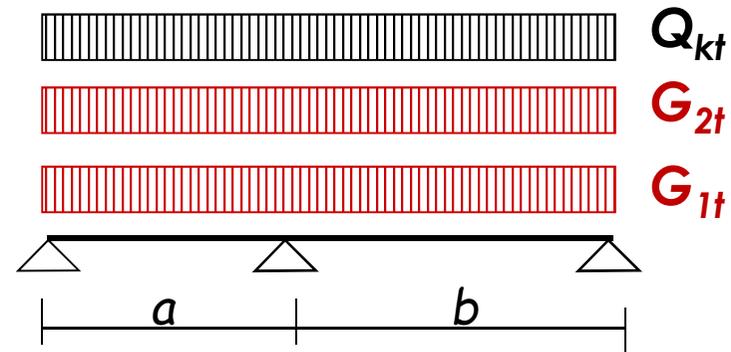
Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



► Impalcato Tipo

Trave 10-11-12



$$G_{1t} = \left[G_1 \cdot \frac{L_1}{2} + G_{1s} \cdot L_s \right] \cdot C_c$$

$$G_{2t} = \left[G_2 \cdot \frac{L_1}{2} + G_{2s} \cdot L_s \right] \cdot C_c$$

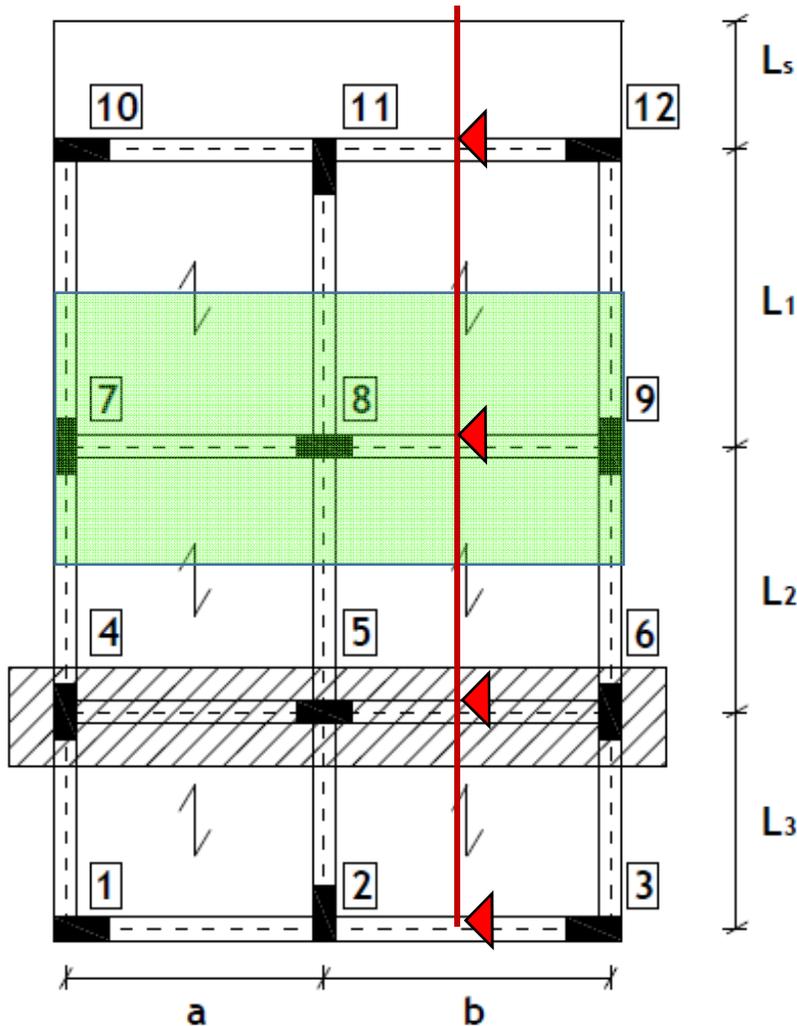
$$Q_{kt} = \left[Q_k \cdot \frac{L_1}{2} + Q_{ks} \cdot L_s \right] \cdot C_c$$

1.00



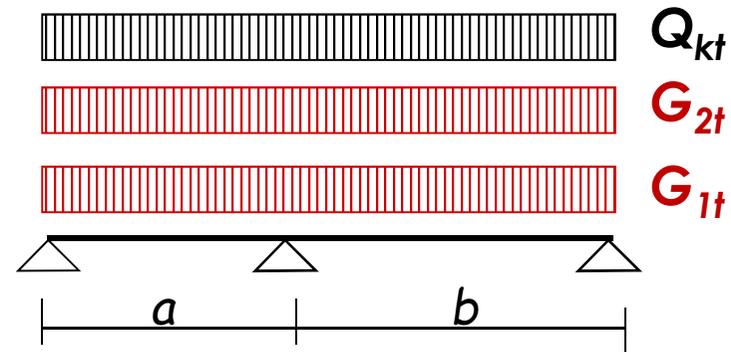
Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



► Impalcato Tipo

Trave 7-8-9



$$G_{1t} = \left[G_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

$$G_{2t} = \left[G_2 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

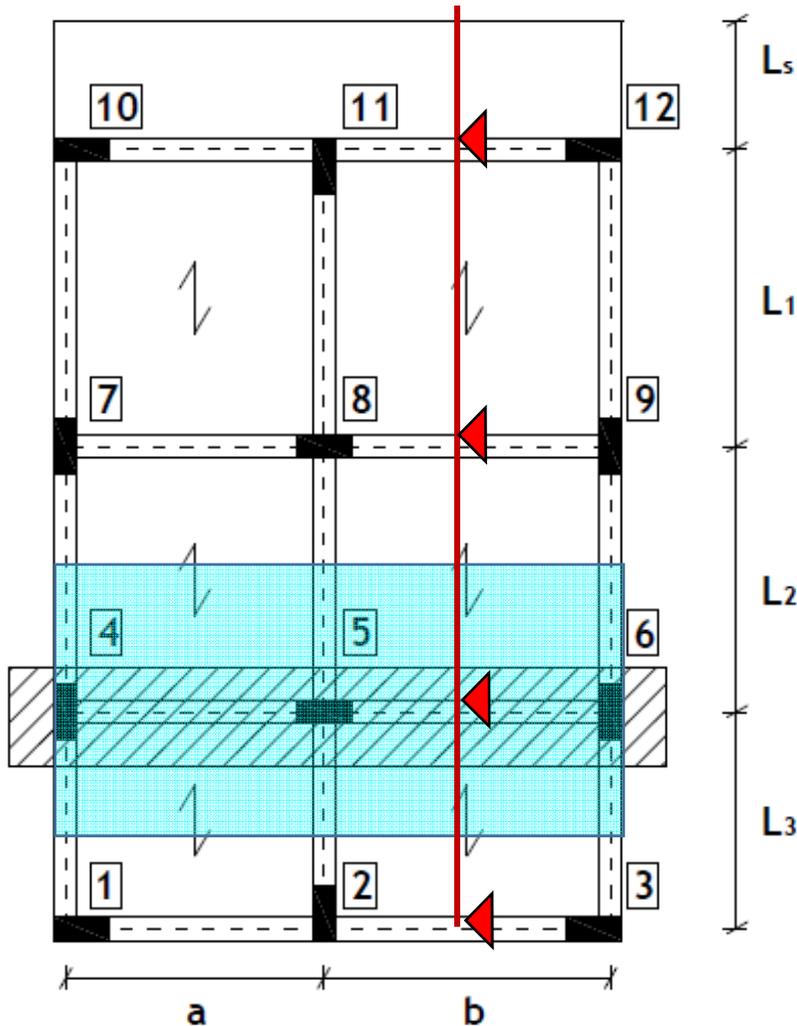
$$Q_{kt} = \left[Q_k \cdot \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

1.10



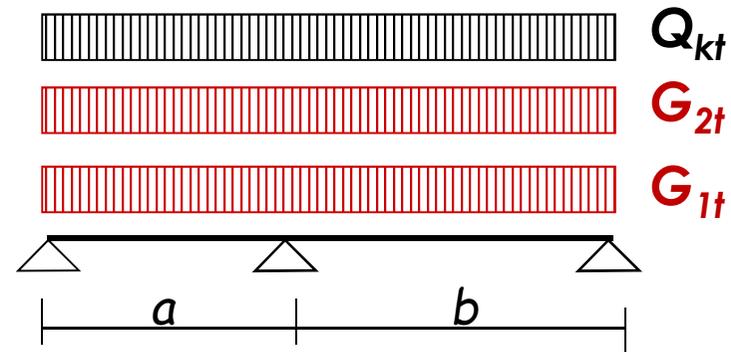
Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



► Impalcato Tipo

Trave 4-5-6



$$G_{1t} = \left[G_1 \cdot \left(\frac{L_2}{2} + \frac{L_3}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

$$G_{2t} = \left[G_2 \cdot \left(\frac{L_2}{2} + \frac{L_3}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

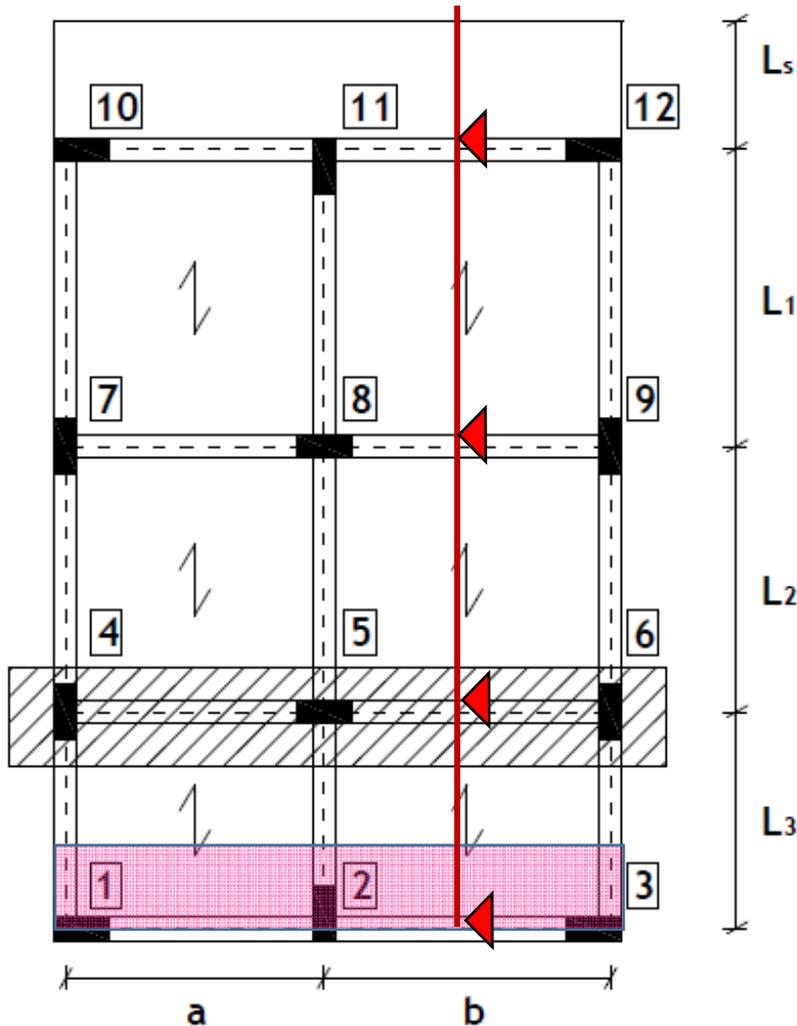
$$Q_{kt} = \left[Q_k \cdot \left(\frac{L_2}{2} + \frac{L_3}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

1.10



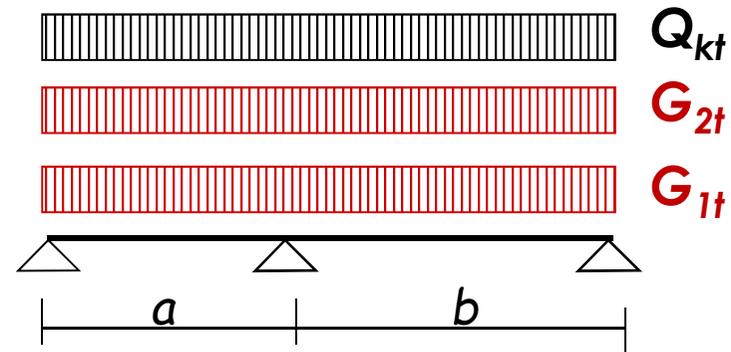
Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



► Impalcato Tipo

Trave 1-2-3



$$G_{1t} = \left[G_1 \cdot \frac{L_3}{2} \right] \cdot C_c$$

$$G_{2t} = \left[G_2 \cdot \frac{L_3}{2} \right] \cdot C_c$$

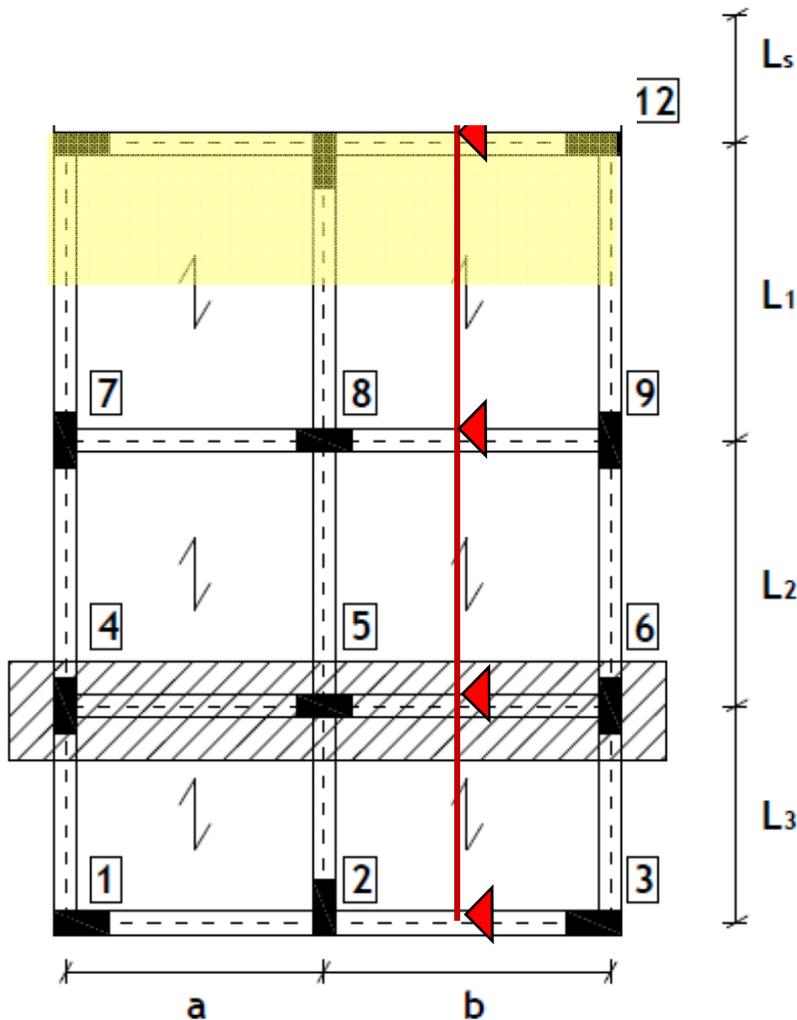
$$Q_{kt} = \left[Q_k \cdot \frac{L_3}{2} \right] \cdot C_c$$

1.00



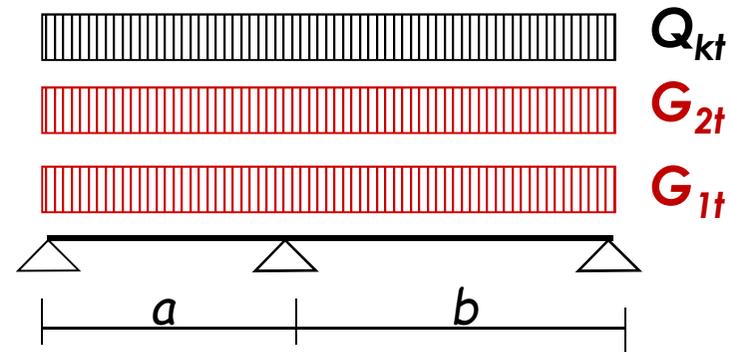
Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



► Impalcato copertura

Trave 10-11-12



$$G_{1t} = \left[G_1 \cdot \frac{L_1}{2} \right] \cdot C_c$$

$$G_{2t} = \left[G_2 \cdot \frac{L_1}{2} \right] \cdot C_c$$

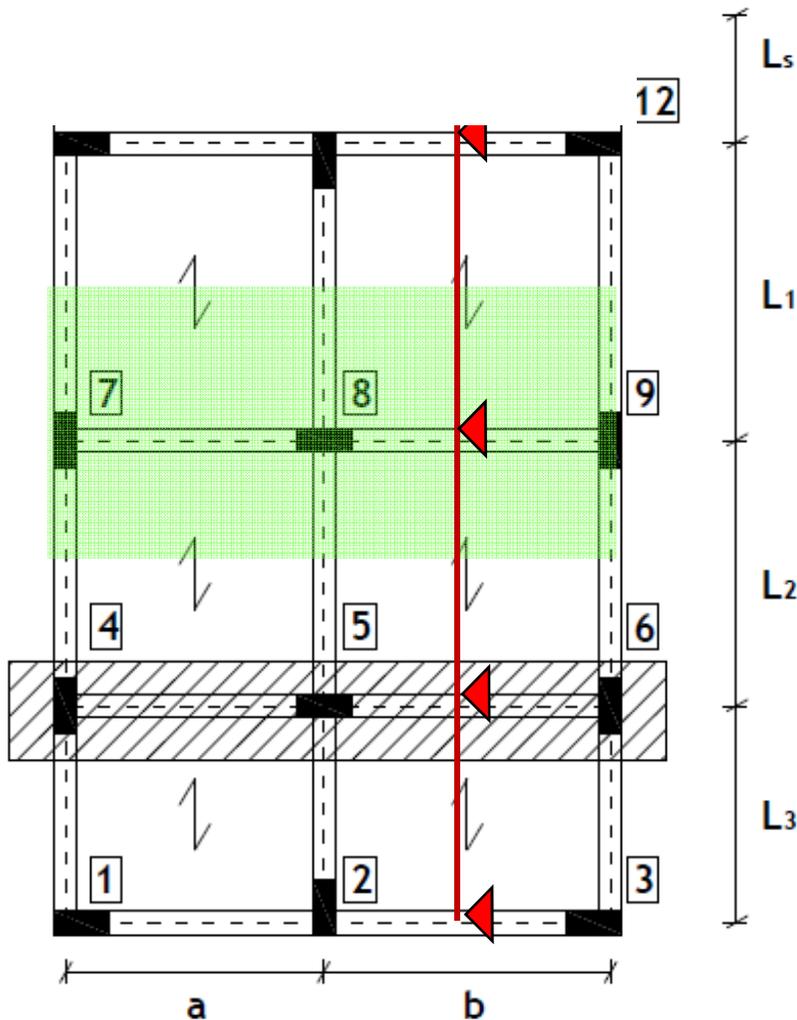
$$Q_{kt} = \left[Q_{nk} \cdot \frac{L_1}{2} \right] \cdot C_c$$

1.00



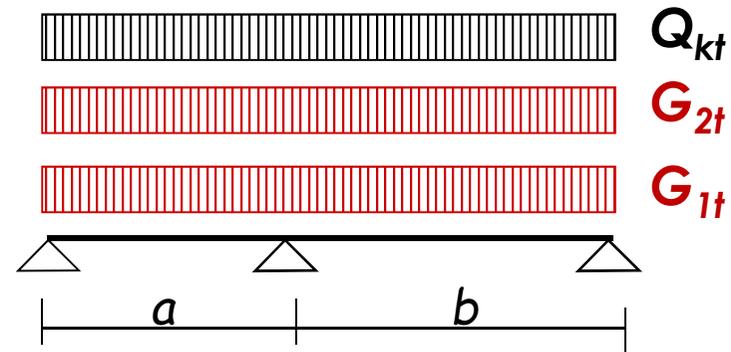
Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



► Impalcato copertura

Trave 7-8-9



$$G_{1t} = \left[G_1 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

$$G_{2t} = \left[G_2 \cdot \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

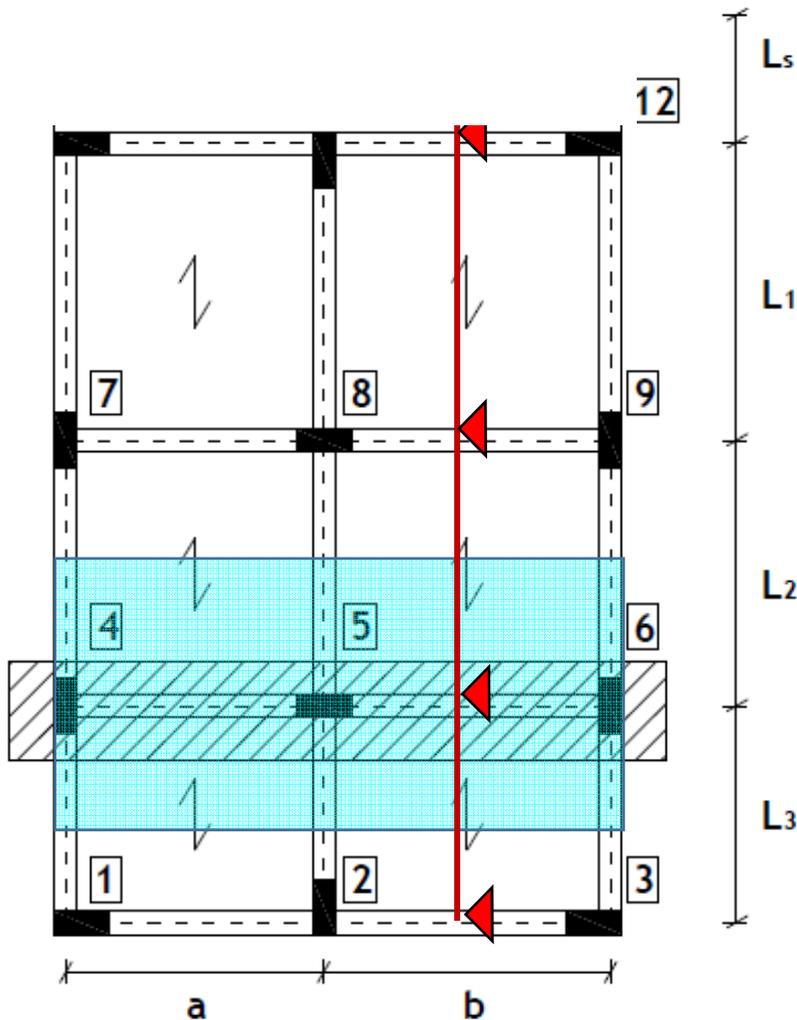
$$Q_{kt} = \left[Q_{nk} \cdot \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

1.10



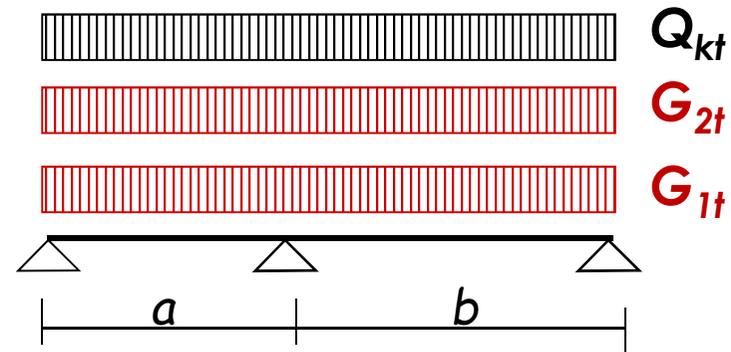
Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



► Impalcato copertura

Trave 4-5-6



$$G_{1t} = \left[G_1 \cdot \left(\frac{L_2}{2} + \frac{L_3}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

$$G_{2t} = \left[G_2 \cdot \left(\frac{L_2}{2} + \frac{L_3}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

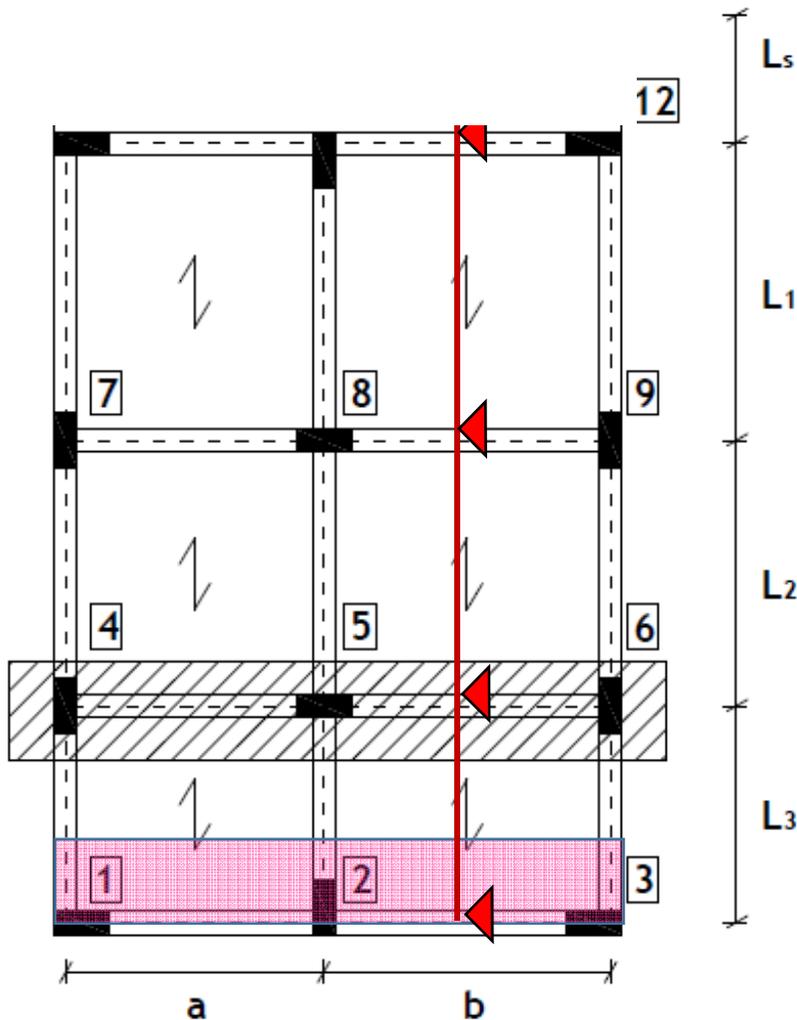
$$Q_{kt} = \left[Q_{nk} \cdot \left(\frac{L_2}{2} + \frac{L_3}{2} \right) \right] \cdot C_c$$

1.10



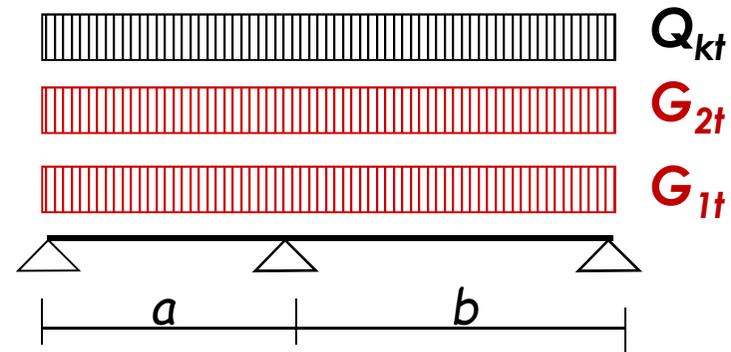
Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi



► Impalcato copertura

Trave 1-2-3



$$G_{1t} = \left[G_1 \cdot \frac{L_3}{2} \right] \cdot C_c$$

$$G_{2t} = \left[G_2 \cdot \frac{L_3}{2} \right] \cdot C_c$$

$$Q_{kt} = \left[Q_{nk} \cdot \frac{L_3}{2} \right] \cdot C_c$$

1.00



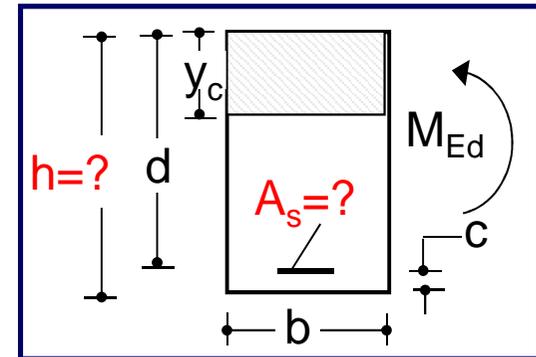
Predimensionamento delle travi

► Valutazione dei carichi sulle travi

La valutazione dei carichi che competono alle travi longitudinali può essere condotta come segue:

		<u>permanente</u>	<u>variabile</u>
<u>Travi 1-4-7-10 e 3-6-9-12</u>			
	Fascia di solaio larga 0,50 m	2,76	1,50
	Tompagnatura esterna	9,60	0,00
	Peso proprio (hp. 40x60)	6,00	0,00
		$G_k = 18,36$ kN/m	$Q_k = 1,50$ kN/m
<u>Trave 2-5-8-11</u>			
	Fascia di solaio larga 1,00 m	5,52	3,00
	Peso proprio	6,00	0,00
		$G_k = 11,52$ kN/m	$Q_k = 3,00$ kN/m

Progetto a flessione allo SLU



$$1. \quad h = \sqrt{\frac{1}{0.8 \frac{y_c}{h} f_{cd} \left(\frac{d}{h} - 0.4 \frac{y_c}{h} \right)}} \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} = r_u \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}}$$

Per garantire un'adeguata duttilità alla sezione, per la quale la crisi avviene con acciaio ampiamente in campo plastico, occorre fissare un valore di $y_c/h \leq (y_c/h)_{max}$ riportato in tabella per ciascuna classe di calcestruzzo

CLASSE	16/20	20/25	25/30	28/35	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{cd} (MPa)	9.07	11.33	14.17	15.87	19.83	22.67	25.50	28.33
$(y_c/h)_{max}$	0.419	0.335	0.268	0.239	0.192	0.168	0.149	0.134
$(\varepsilon_s)_{min}$	0.57%	0.80%	1.09%	1.26%	1.66%	1.95%	2.23%	2.52%
$(d^*/d)_{min}$	0.816	0.852	0.882	0.895	0.916	0.926	0.934	0.941



Predimensionamento delle travi

TRAVI EMERGENTI:

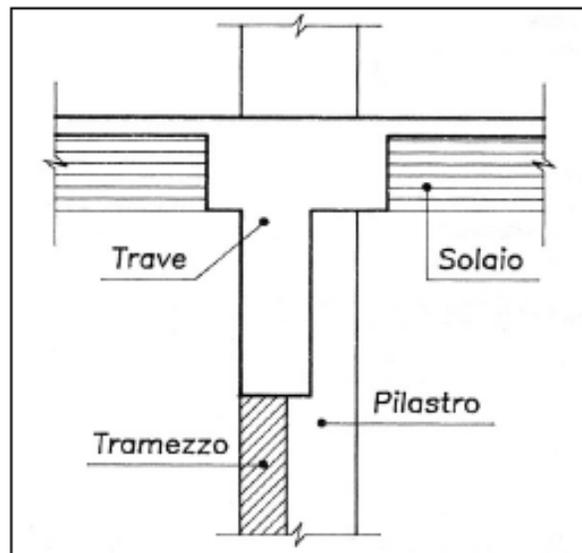
La larghezza usuale delle travi emergenti è compresa tra 15 e 40 cm.

La dimensione più comune è 30 cm.

In linea di massima la base della trave è pari alla larghezza del pilastro oppure è più sottile (vedi figura)

Un criterio grossolano per dimensionare l'altezza di una trave portante è:

$$H = L / (10 \div 12)$$



TRAVI A SPESSORE:

L'altezza di una trave a spessore è pari a quella del solaio.

In caso di trave portante una regola grossolana permette di dimensionarne la base come:

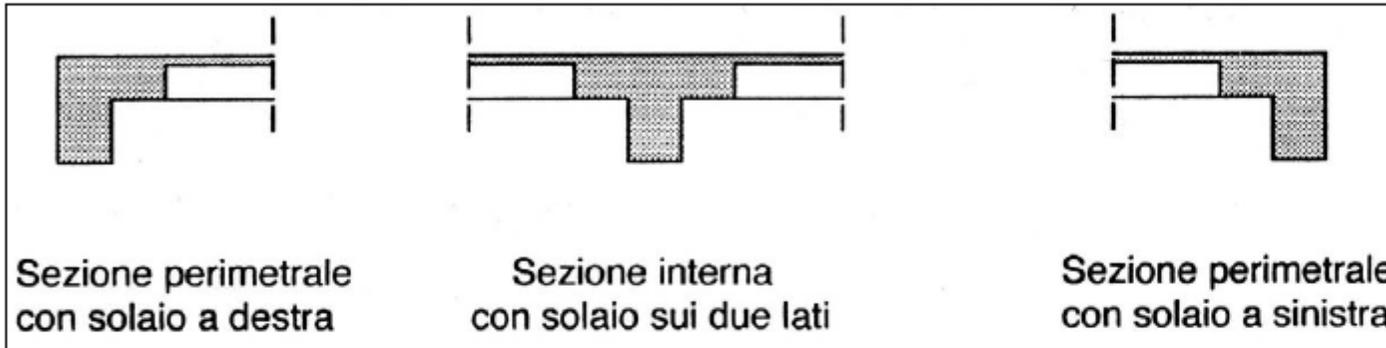
$$B = L / 6$$

Nella pratica, la larghezza di una trave a spessore varia tra i 60 e i 120 cm.

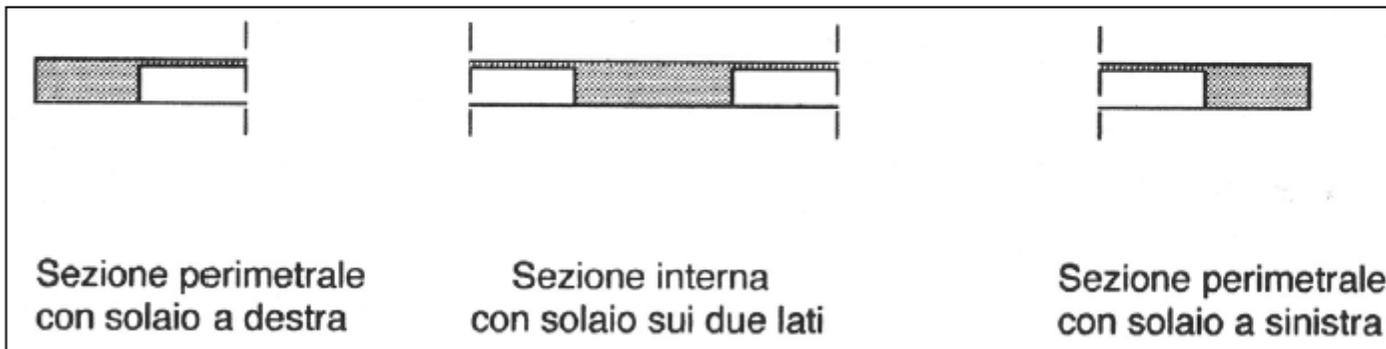


Predimensionamento delle travi

TRAVI ALTE



TRAVI A SPESSORE



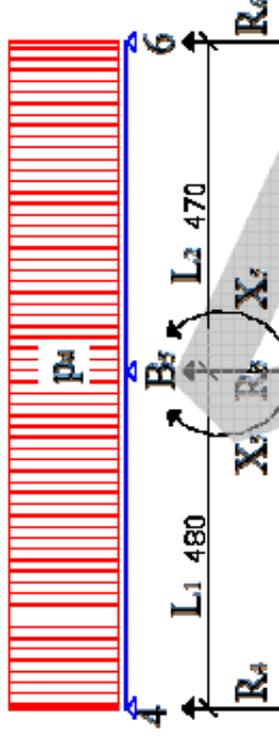
Le travi a spessore presentano il vantaggio di risultare non visibili e di ridurre i costi della carpenteria. Per contro, sono molto meno rigide rispetto alle travi alte ($I = bh^3/12$) e richiedono molte armature in più per cui il loro costo complessivo è, a parità di condizioni, più elevato.

PREDIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI

Avendo valutato i carichi che competono alle travi è ora possibile procedere al loro predimensionamento considerando le travi ai livelli più caricati (1° e 2° impalcato). Il calcolo sarà condotto come esempio soltanto per la trave 4-5-6 e 2-5-8-11.

Trave 4-5-6

Per la trave in oggetto (rappresentata nella figura) si deve valutare il momento massimo - in valore assoluto - risolvendo lo schema:



$$P_d = \gamma_G G_{tk} + \gamma_Q Q_{tk} = 1,3 \cdot 32,79 + 1,5 \cdot 17,82 = 69,39 \text{ kN / m}$$

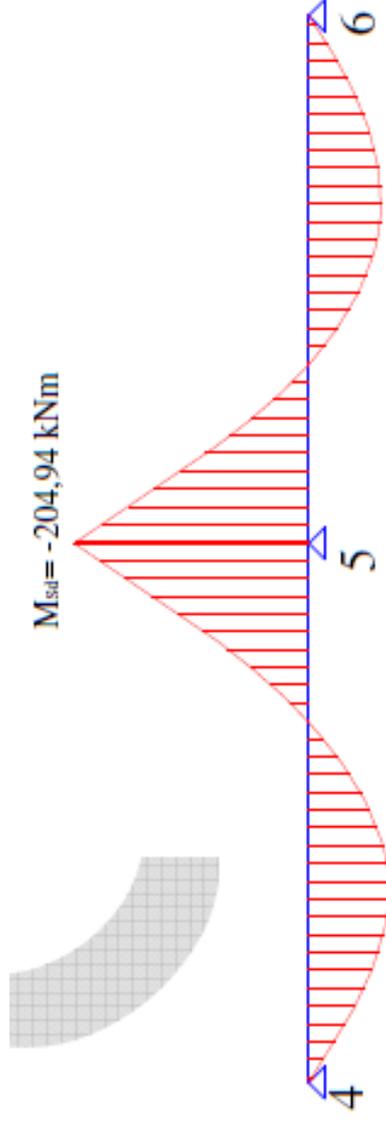
Risolvendo lo schema statico si ottiene:

$$X_5 = \frac{P_d L_1}{8} \cdot \frac{(L_1^3 + L_2^3)}{(L_1 + L_2)} = 204,94 \text{ kNm}$$

$$R_4 = \frac{P_d L_1}{2} - \frac{X_5}{L_1} = 131,64 \text{ kN}$$

$$R_5 = \frac{P_d L_1}{2} - \frac{X_5}{L_1} + \frac{P_d L_2}{2} - \frac{X_5}{L_2} = 431,64 \text{ kN}$$

$$R_6 = \frac{P_d L_2}{2} - \frac{X_5}{L_2} = 127,10 \text{ kN}$$



Assumendo una base $b = 40 \text{ cm}$ si può progettare l'altezza della sezione in maniera tabellare; imponendo un valore di $\xi = 0,25$ per l'asse neutro adimensionalizzato ed adottando l'ipotesi (preliminare) di doppia armatura con rapporto tra armatura in compressione e trazione $\rho = 0,25$ la tabella di progetto (pag. 432 testo prof. Faella, vol. 1B) fornisce il seguente valore di r_u :

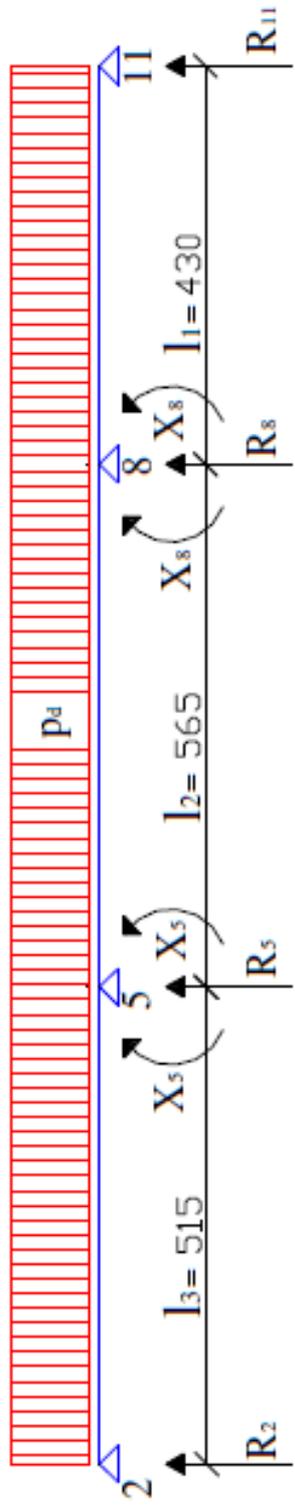
$$r_u = 0,2054$$

Si ottiene quindi:

$$h = r_u \cdot \sqrt{\frac{M_{sdl}}{b}} = 46,49 \text{ cm} \text{ (si ricorda che la formula va applicata esprimendo } M_{sdl} \text{ in kg)}$$

Approssimando per eccesso si adotterà un valore di $h = 50 \text{ cm}$.

Trave 2-5-8-11



Per la trave in oggetto si adotta lo schema in figura e si deve valutare il momento massimo:

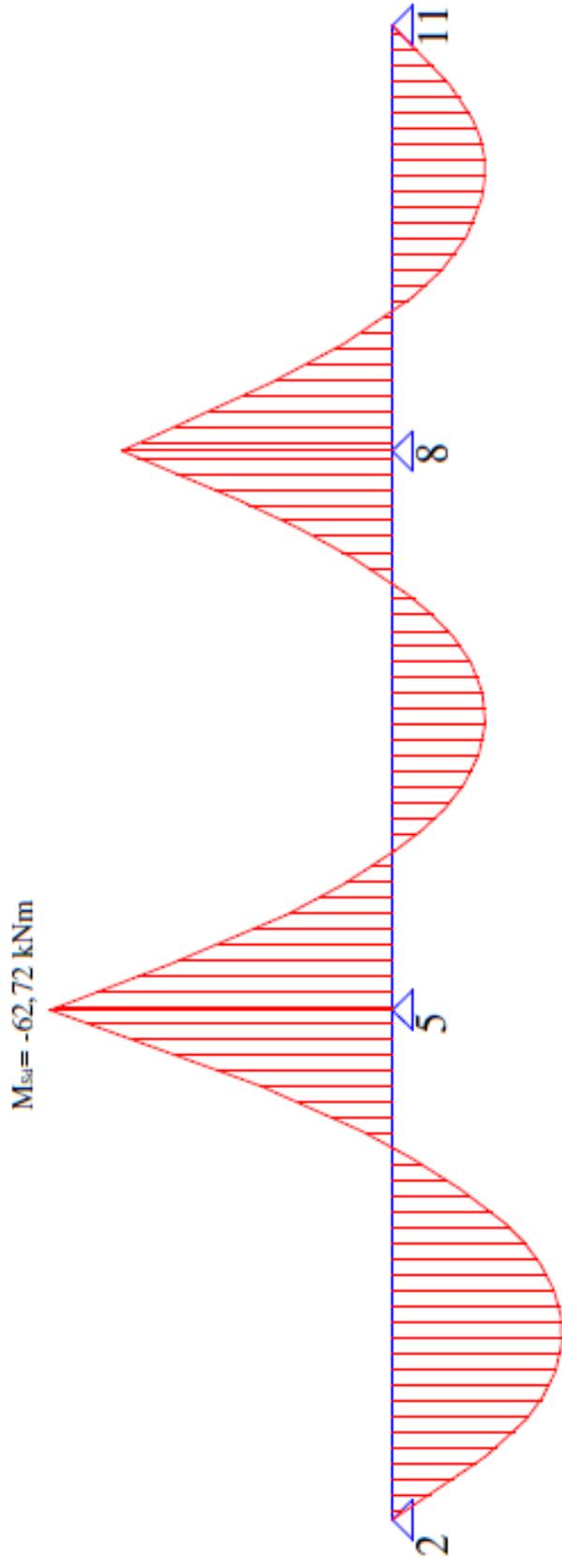
$$p_d = \gamma_G g_{tk} + \gamma_q q_{tk} = 1,3 \cdot 11,52 + 1,5 \cdot 3,00 = 20,63 \text{ kN / m}$$

risolvendo la trave si ottiene:

$$\begin{cases} -\frac{p_d l_3^3}{24EI} + \frac{X_5 l_3}{3EI} = \frac{p_d l_2^3}{24EI} - \frac{X_5 l_2}{3EI} - \frac{X_8 l_2}{6EI} \\ \frac{X_5 l_2}{6EI} + \frac{X_8 l_2}{3EI} - \frac{p_d l_2^3}{24EI} = -\frac{X_8 l_1}{3EI} + \frac{p_d l_1^3}{24EI} \end{cases}$$

$$\begin{bmatrix} l_3 + l_2 & \frac{l_2}{2} \\ \frac{l_2}{2} & l_2 + l_1 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} X_5 \\ X_8 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{p_d l_2^3}{8} + \frac{p_d l_3^3}{8} \\ \frac{p_d l_1^3}{8} + \frac{p_d l_2^3}{8} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} X_{4-6} = 62,72 \text{ kNm} \\ X_{7-9} = 49,54 \text{ kNm} \end{bmatrix}$$

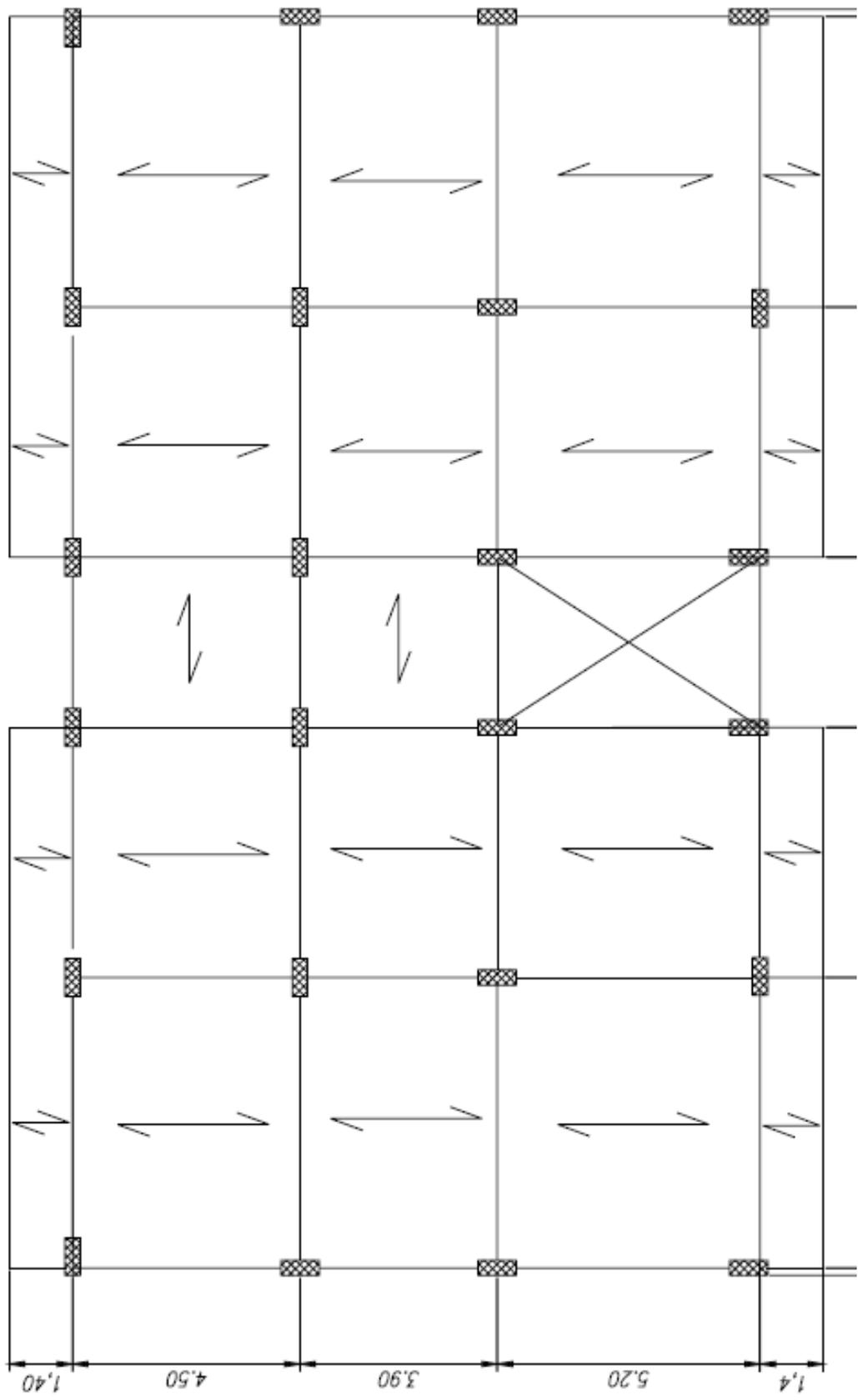


Trattandosi di una trave interna che non portando il solaio risulta poco sollecitata si può ricorrere ad una trave a spessore di solaio assumendo quindi una altezza $h = 24 \text{ cm}$; si può progettare la base della sezione in maniera tabellare: imponendo un valore di $\xi = 0,25$ per l'asse neutro adimensionalizzato ed adottando l'ipotesi (preliminare) di semplice armatura $\rho = 0,00$ la tabella di progetto (pag. 433 testo prof. Faella, vol. 1B) fornisce il seguente valore di r_u :

$$r_u = 0,2373$$

Si ottiene quindi:

$$b = r_u^2 \cdot \frac{M_{sd}}{h^2} = 58,30 \text{ cm} \text{ (si ricorda che la formula va applicata esprimendo } M_{sd} \text{ in kg)}$$





Predimensionamento pilastri

I pilastri di un edificio in zona sismica sono sollecitati a pressoflessione

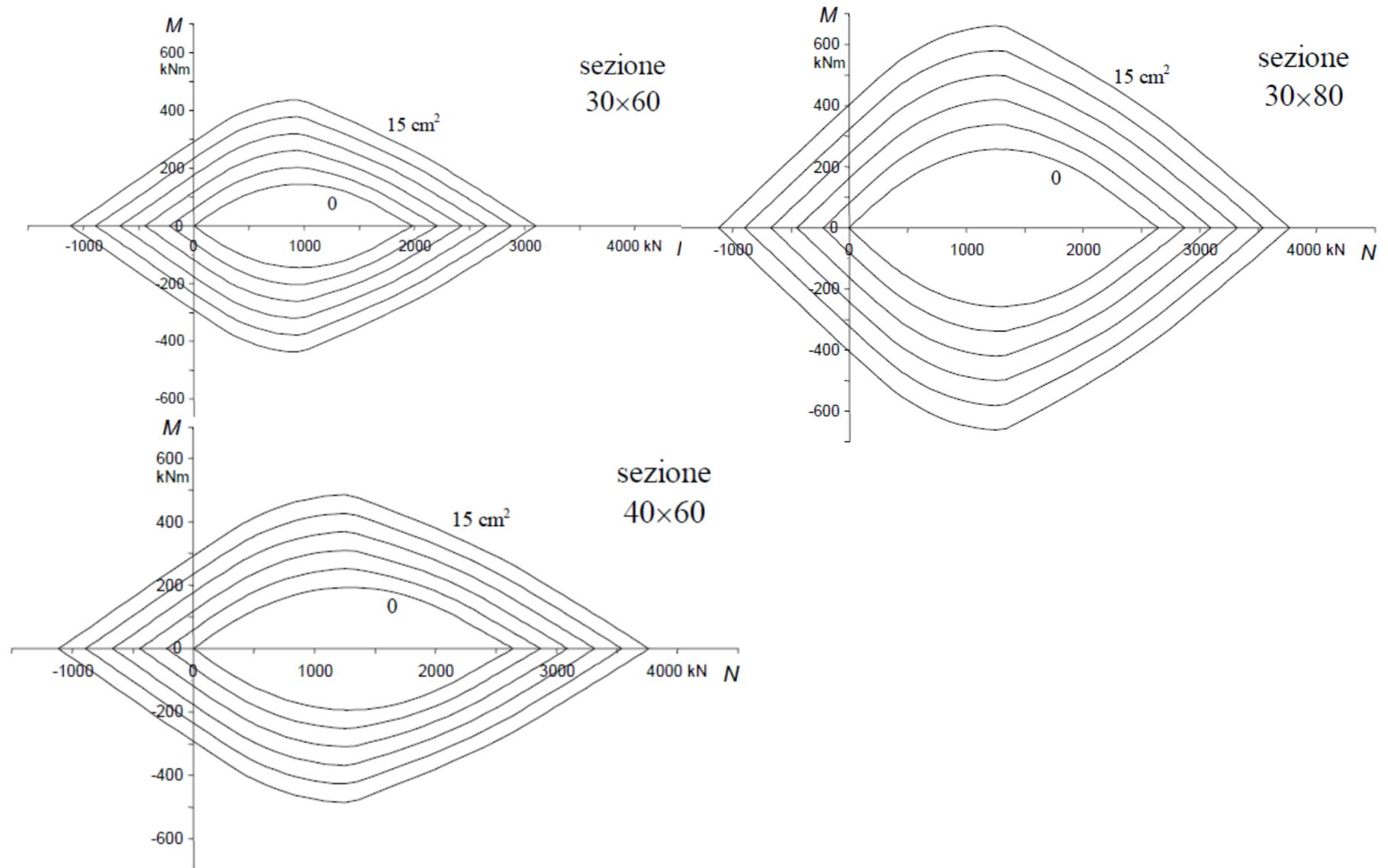
Una prima indicazione sul loro dimensionamento può ricavarsi dall'esame dei domini di resistenza che mostrano le coppie $M-N$ limite per tre sezioni **(30×60, 40×60 e 30×80)** e per diversi valori dell'armatura

Il valore massimo del momento flettente che può essere portato da una sezione corrisponde ad uno sforzo normale N_{Sd} per il quale la tensione media N_{Sd} / A_c è all'incirca pari a $0.5 f_{cd}$

Si ha comunque una buona capacità portante flessionale per valori di N_{Sd} / A_c compresi tra $0.15 f_{cd}$ e $0.75 f_{cd}$

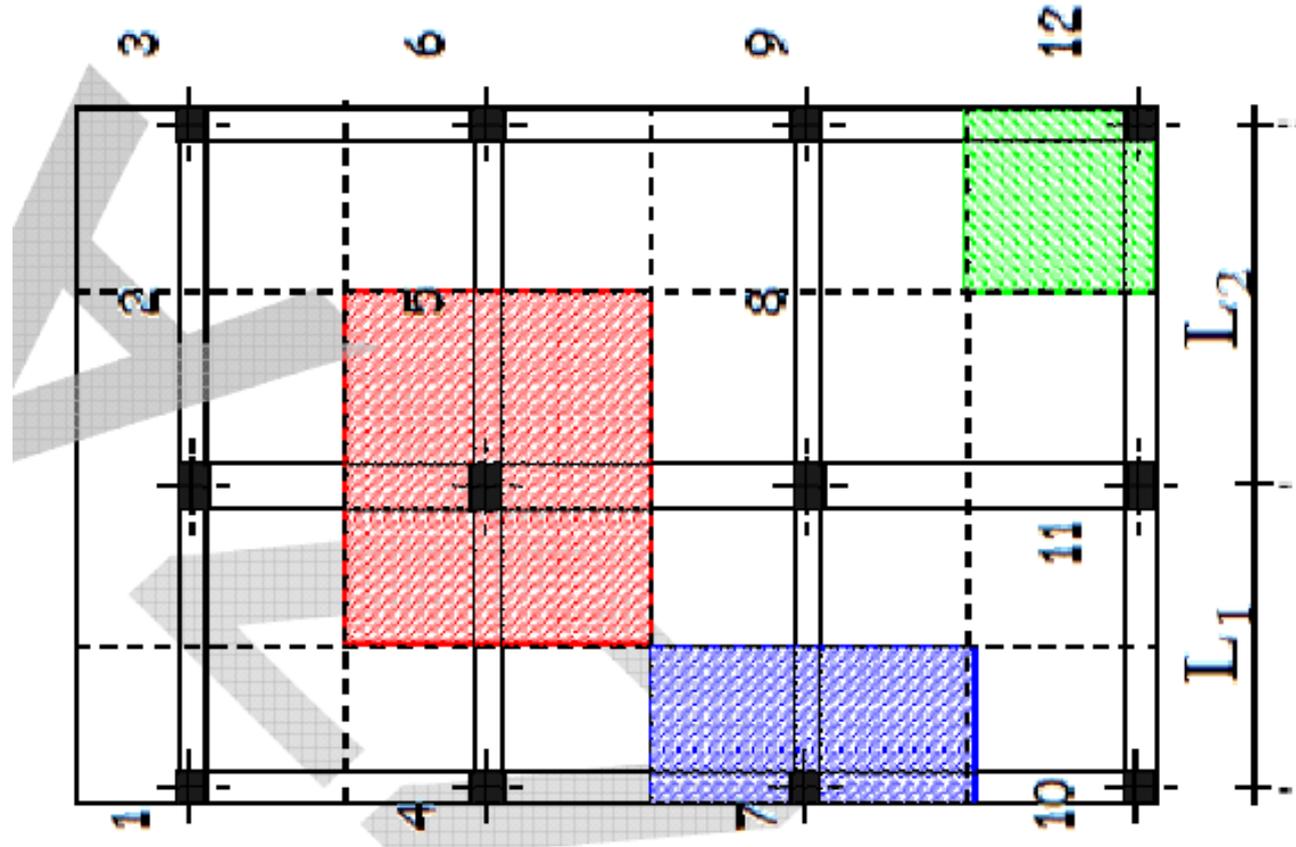


Predimensionamento pilastri



Un modo più rapido per valutare lo sforzo normale che compete al generico pilastro consiste nel considerare opportune aree di influenza, dividendo a metà le campate delle travi che concorrono nello stesso pilastro come mostrato nella figura a lato. In questo modo la variazione di sforzo normale al livello i -esimo per effetto dello scarico dell'impalcato si otterrebbe considerando che al pilastro competono tutti i carichi (distribuiti lungo la superficie o concentrati lungo una linea) che ricadono all'interno di tali aree. In questo modo, però, non si terrebbe conto della continuità delle travi nelle due direzioni.

In maniera surrettizia l'effetto della continuità si potrebbe quindi riprendere considerando la presenza di coefficienti di continuità in entrambe le direzioni (per i pilastri interni) o lungo una di esse (pilastri laterali); per i pilastri d'angolo i coefficienti di continuità lungo x e y possono porsi pari all'unità.



Con riferimento al pilastro 5 i valori in tabella risultano più piccoli di quelli calcolati in precedenza: la differenza (non superiore del 10%) si giustifica per il fatto che, ragionando per aree di influenza, si evita di considerare due volte le fasce di solaio adiacenti alle travi longitudinali. I valori degli incrementi di sforzo normale presenti nella tabella precedente si possono utilizzare nel seguito per calcolare lo sforzo normale nei pilastri ai vari piani e valutare la sezione minima imponendo generalmente come condizione di progetto che risulti $\xi = 0,40$ ovvero $\nu = 0,32$.

Considerando inoltre la resistenza di progetto del calcestruzzo $f_{cd} = 11,75$ MPa e ipotizzando la dimensione della base del pilastro si può determinare l'altra dimensione del pilastro in sezione.

$$\psi \cdot \xi + \rho + \rho' = \nu$$

Le armature nei pilastri risultano simmetriche sui due lati .

$$\nu = \frac{N_{Sd}}{b \cdot h \cdot f'_{cd}} \rightarrow h = \frac{N_{Sd}}{\nu \cdot b \cdot f'_{cd}}$$

dove lo sforzo normale sollecitante è dato dalla somma dei $\Delta N_{pil}^{(i)}$ piani superiori al piano di appartenenza del pilastro considerato:

$$\Delta N_{Sd}^{(3)} = \Delta N_{pil}^{(3)}$$

$$\Delta N_{Sd}^{(2)} = \Delta N_{pil}^{(3)} + \Delta N_{pil}^{(2)}$$

$$\Delta N_{Sd}^{(1)} = \Delta N_{pil}^{(3)} + \Delta N_{pil}^{(2)} + \Delta N_{pil}^{(1)}$$

Il limite $\xi = 0,40$ ovvero $\nu = 0,32$ si impone al fine di ottenere un certo grado di duttilità della sezione; tuttavia per sezioni eccessivamente sollecitate, come ad esempio i pilastri centrali 5 e 8 del primo livello, il limite può essere innalzato imponendo in fase di predimensionamento $\nu = 0,60$, ciò consente di limitare opportunamente le dimensioni dei pilastri.



Indicazioni progettuali

È opportuno evitare forme troppo allungate, e soprattutto eccessive differenze di larghezza tra travi e pilastri, per consentire una migliore trasmissione degli sforzi.

Se la carpenteria presenta una sufficiente regolarità, **la conseguente uniformità di carico sui pilastri porta automaticamente a sezioni uguali o poco differenti tra loro**. In caso contrario, pur non escludendo la possibilità di usare numerose sezioni anche notevolmente diverse, **può essere preferibile sovradi-mensionare i pilastri meno caricati riducendo le sezioni a un numero di tipi limitato (non superiore a 3) e con momento di inerzia massimo non molto dissimile tra loro**. Si ottiene così, innanzi tutto, uno sgravio flessionale dei pilastri più caricati



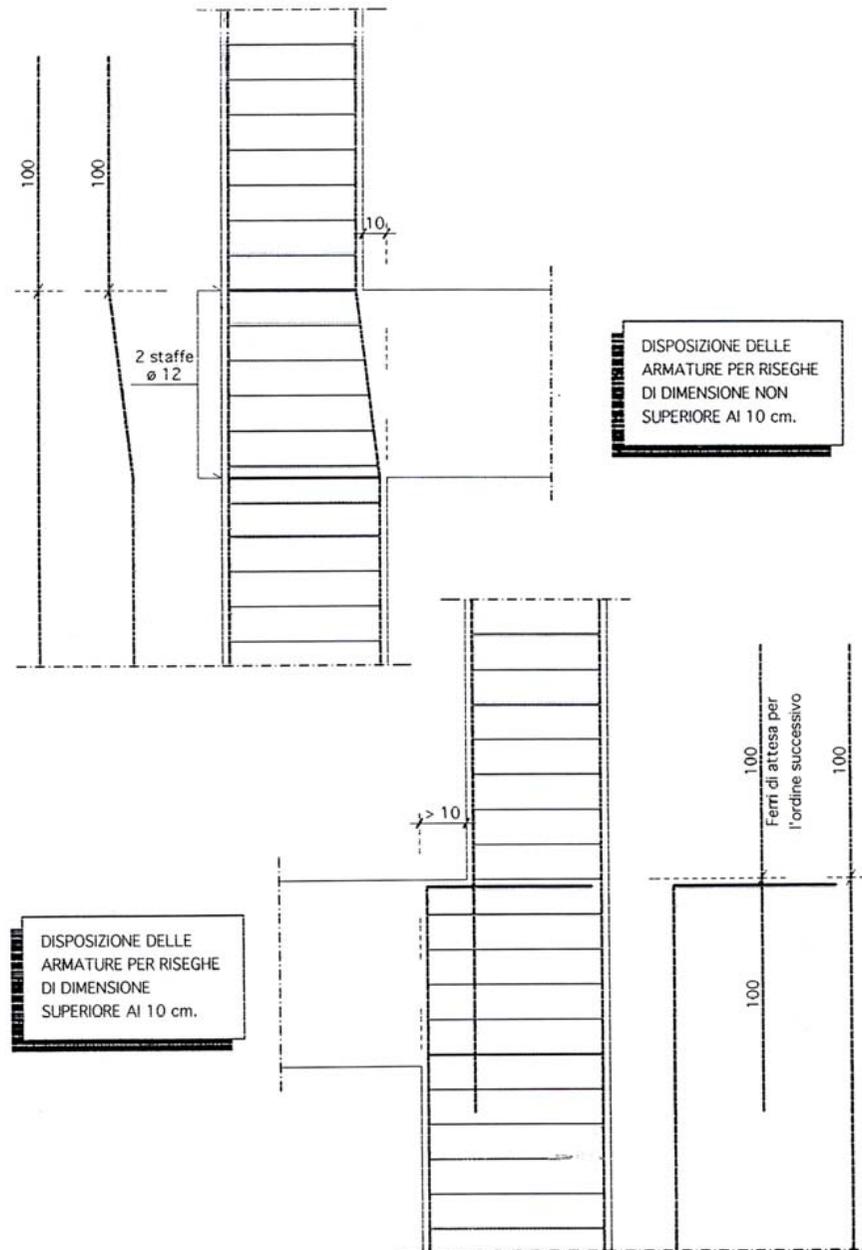
Indicazioni progettuali

Per ciascun pilastro la sezione potrà essere mantenuta costante oppure differenziata ai diversi ordini. La progressiva riduzione delle sollecitazioni dovute sia al sisma che ai carichi verticali può far propendere per una riduzione della sezione ai piani superiori. La variazione di sezione comporta però problemi esecutivi (sagomatura delle barre metalliche, ecc.) che, se non ben affrontati, possono inficiare la continuità del pilastro nel nodo

E' comunque opportuno limitare le rise-ghe sia come numero (mantenendo la sezione invariata almeno per 2 ordini) sia come entità; si dovrà inoltre dedicare una particolare cura alle tavole illustranti in dettaglio i provvedimenti da prendere per una corretta esecuzione della risega.



Armature longitudinali nei pilastri



FASI PRINCIPALI DELLA PROGETTAZIONE

Definizione schema strutturale



Analisi dei carichi



Predimensionamento



Definizione delle
combinazioni di carico



Analisi delle sollecitazioni



Progetto e verifica degli
elementi strutturali

Definizione delle combinazioni di carico

Combinazioni di carico (§2.5.3 NTC 2008)

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Combinazioni di carico (§2.5.3 NTC 2008)

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} .$$

Combinazioni di carico (§2.5.3 NTC 2008)

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

FASI PRINCIPALI DELLA PROGETTAZIONE

Definizione schema strutturale



Analisi dei carichi



Predimensionamento



Definizione delle
combinazioni di carico



Analisi delle sollecitazioni



Progetto e verifica degli
elementi strutturali

Analisi delle sollecitazioni



Numerazione degli elementi strutturali

Pilastr

I pilastri vanno numerati con numeri da 1 a 100, seguendo un criterio che possa essere facilmente individuato da chiunque esamini la carpenteria.

Un criterio frequentemente utilizzato è quello di partire da un vertice della pianta, seguire in verso orario tutto il perimetro e proseguire poi all'interno con lo stesso verso, secondo una spirale.

Quando i pilastri sono disposti in pianta secondo un reticolo regolare, è però più conveniente numerarli per file, per esempio da sinistra verso destra e dall'alto verso il basso.

Travi

Le travi vanno individuate con i numeri da 101 a 150 per il primo impalcato, da 201 a 250 per il secondo, ecc.

Solai

I vari solai, differenti per schema statico o carico, vanno individuati con i numeri da 151 a 199 nel primo impalcato, da 251 a 299 nel secondo, ecc.



Azione sismica

Valutazione dei carichi sismici

□ Nell'ipotesi di impalcati infinitamente rigidi, il modello è caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun livello. A ciascuno di questi gradi di libertà va associata una massa, o equivalentemente, un peso sismico, che vanno determinati secondo quanto previsto dal **§3.2.4**

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} .$$

Dove ψ_{2j} tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0



Azione sismica

Valutazione dei carichi sismici

Peso sismico solaio

Peso proprio e permanente unitario del solaio

$$G_s = \dots \text{ kN/m}^2$$

Carico accidentale unitario sui solai

1°, 2°, 3° livello

$$Q_{s1,3} = \dots \text{ kN/m}^2$$

4° livello

$$Q_{s4} = \dots \text{ kN/m}^2$$

Il carico sismico unitario dei solai è:

$$1^\circ, 2^\circ, 3^\circ \text{ livello} \quad w_{s1,3} = G_s + \psi_2 * \varphi * Q_{s1,3} \quad \text{kN/m}^2$$

$$4^\circ \text{ livello} \quad w_{s4} = G_s + \psi_2 * \varphi * Q_{s4} \quad \text{kN/m}^2$$

Il carico sismico complessivo dei solai è:

$$1^\circ, 2^\circ, 3^\circ \text{ livello} \quad \mathbf{W}_{s1,3} = w_{s1,3} * S_{1,3} = \dots \text{ kN}$$

$$4^\circ \text{ livello} \quad \mathbf{W}_{s4} = w_{s4} * S_4 = \dots \text{ kN}$$



Azione sismica

Valutazione dei carichi sismici

Peso sismico balconi

- Superficie balconi

Superficie balcone $S_{bc} = \dots$ m²

- Peso sismico balconi

Peso proprio unitario del balcone $G_{bc} = \dots$ kN/m²

Carico accidentale unitario sui balconi $Q_{bc} = \dots$ kN/m²

Il carico sismico unitario del balcone è

$$W_{bc} = G_{bc} + \psi_2 * \varphi * Q_{bc} = \dots = \dots \text{ kN/m}^2$$

Peso sismico scala



Azione sismica

Valutazione dei carichi sismici

Peso sismico scala

- Superficie rampe

Superficie scala

$S_{sc} =$

m^2

- Peso sismico rampe

Peso proprio unitario della scala

$G_{sc} =$

Carico accidentale unitario sul solaio

$Q_{sc} =$

Il carico sismico unitario è

$$w_{sc} = G_s + \psi_2 * \varphi * Q_s = 4,16 + 0,8 * 0,5 * 4,00 =$$

Il carico sismico complessivo è:

$$W_{sc} = w_s * S_{sc} = \quad \quad \quad \mathbf{kN}$$



Azione sismica

Valutazione dei carichi sismici

Incidenza tamponature

I tamponamenti vengono considerati relativamente all'interpiano e valutati per il 75% della superficie in muratura per tener conto delle aperture e deducendo l'ingombro della trave.

La superficie verticale di tamponamento utile per il calcolo risulta:

$$I_{tamp} = 75\% \text{ di } \left[G_{tamp} \left(\frac{kN}{m^2} \right) \cdot \left(\frac{h_i + h_{i+1}}{2} \right) - h_{tr} \right] = \left(\frac{kN}{m} \right) \quad \text{Per 1°, 2°, 3° livello}$$

$$I_{tamp} = 75\% \text{ di } \left[G_{tamp} \left(\frac{kN}{m^2} \right) \cdot \left(\frac{h_4}{2} \right) - h_{tr} \right] = \left(\frac{kN}{m} \right) \quad \text{Per 4° livello}$$

Peso sismico tamponature

$$w = I_{tamp} \cdot \sum l_i$$



Azione sismica

Valutazione dei carichi sismici

Sviluppo travi e pesi sismici

Il calcolo del peso delle travi viene effettuato valutando lo sviluppo travi considerando le travi longitudinali nella loro intera lunghezza, mentre le travi trasversali sono misurate per la loro lunghezza netta fra le travi longitudinali, dallo sviluppo complessivo delle travi vengono dedotti gli ingombri dei pilastri.

$$w_{travi} = G_{travi} \left(\frac{kN}{m^2} \right) \cdot sviluppo\ travi$$



Azione sismica

Valutazione dei carichi sismici

Pesi sismici pilastri (kN)

- 1° livello

$$w_{p1} = G_{p,1,2} * (h_1 + h_2) / 2 =$$

$$W_{p1} = w_{p1} * n =$$

G_p = peso unitario pilastri ($b \times h \times \gamma_{cls}$)

- 2° livello

$$w_{p2} = G_{p,1,2} * (h_2 + h_3) / 2 =$$

$$W_{p1} = w_{p1} * n =$$

$n = n.$ pilastri per livello

- 3° livello

$$w_{p3} = G_{p,3,4} * (h_3 + h_4) / 2 =$$

$$W_{p3} = w_{p3} * n =$$

- 4° livello

$$w_{p4} = G_{p,3,4} * h_4 / 2 =$$

$$W_{p3} = w_{p3} * n =$$



Azione sismica

Valutazione dei carichi sismici - Riepilogo

Elementi	1° livello	2° livello	3° livello	4° livello
	kN	kN	kN	kN
Scala	109	109	109	54
Balcone	239	239	239	0
Solaio	1919	1919	1919	2275
Tamponamenti	418	362	377	188
Travi	870	870	722	696
Pilastri	648	576	499	250
Totale	4203	4075	3865	3445



Azione sismica

Valutazione delle masse sismiche

Per ciascun livello, le masse associate agli spostamenti lungo X ed Y sono ovviamente uguali

La massa associata al grado di libertà rotazionale è data dal prodotto delle masse per il quadrato del raggio di inerzia. Tali quantità sono assegnate direttamente al baricentro del relativo livello, coerentemente con l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido

Le masse sismiche si ricavano dividendo i pesi sismici per l'accelerazione di gravità $g = 9,81 \text{ m/s}^2$:

$$M_i = W_i/g$$

Il raggio di inerzia ρ è calcolato assumendo tutte le masse spalmate uniformemente sulla superficie dell'edificio, di dimensioni rettangolare $B \times H$. Di conseguenza, ρ può essere valutato mediante la seguente approssimazione:

$$\rho = \sqrt{\frac{B^2 \cdot H^2}{12}}$$



Azione sismica

Valutazione delle masse sismiche

livello	W [kN]	M [t]	I_p [t/m ²]
1°	4203	428	32614
2°	4075	384,44159	31623
3°	3865	367,64394	30023
4°	3445	346,55351	27746

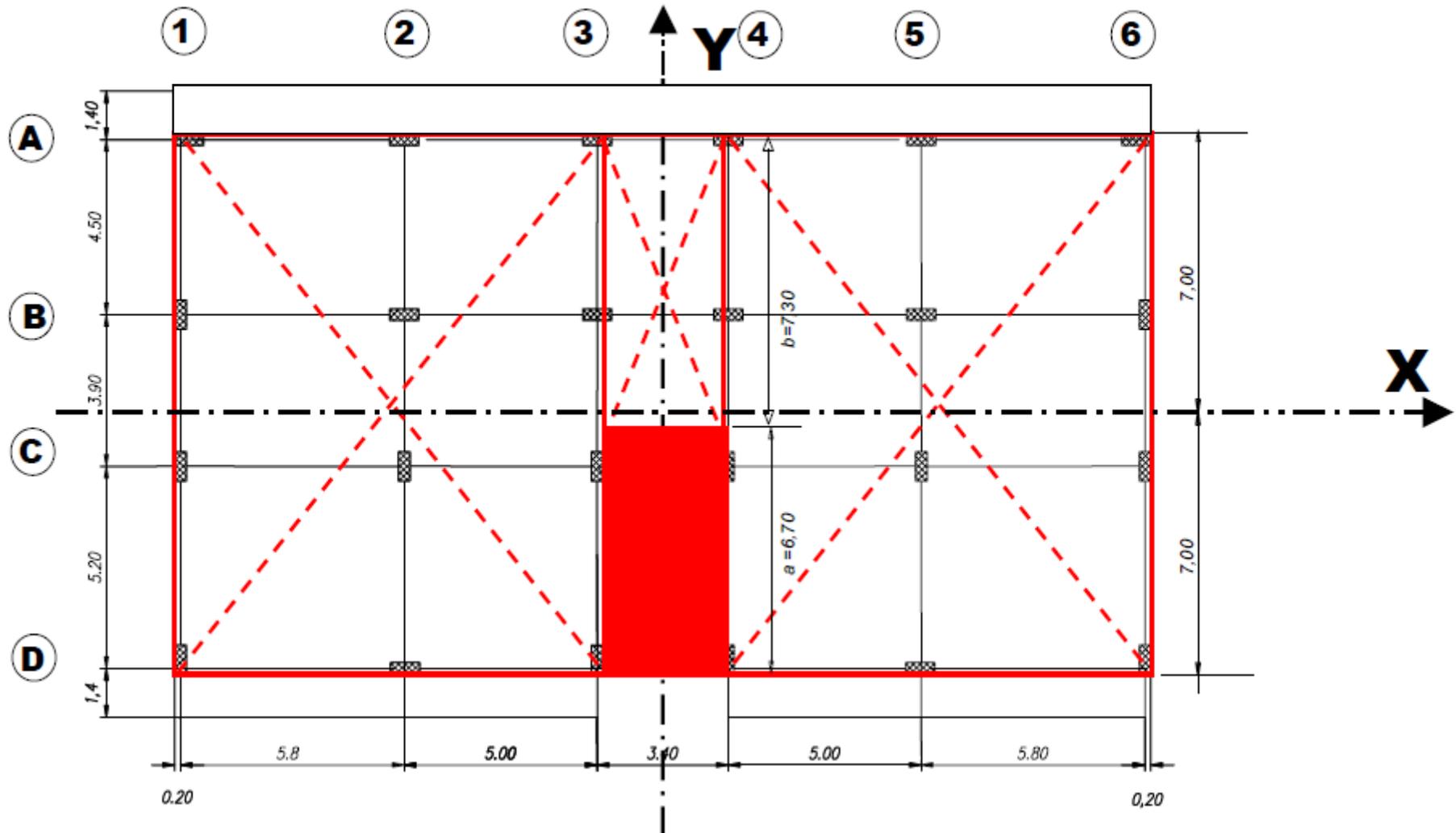
$$M_i = W_i/g$$

$$I_p = M \cdot \rho^2$$



Azione sismica

Determinazione del baricentro degli impalcati





Azione sismica

Determinazione del baricentro degli impalcati

La pianta dell'edificio è simmetrica rispetto all'asse verticale Y , quindi il baricentro delle masse riposa su tale asse; **la posizione rispetto all'asse X asse, per il quale non esiste la simmetria per tutti gli elementi**, viene determinata applicando il teorema di Varignon, ossia **annullando i momenti statici delle masse di piano rispetto a tale asse**

Gli elementi simmetrici rispetto all'asse X, quali tamponamenti, travi perimetrali, pilastri degli allineamenti A e D, e balconi, che non danno contributo al momento statico, non vengono considerati nel calcolo di questa grandezza

Per ogni livello, si calcola la distanza y_{Mi} dalla asse X, ossia

$$y_{Mi} = \frac{\sum_i S_x}{\sum_i W_i}$$

$W_i =$ peso sismico di ciascun livello
 $S_x =$ momento statico del generico elemento dall'asse X



Azione sismica

Determinazione del baricentro degli impalcati

Per ogni livello, si calcola la distanza y_{Mi} dalla asse X, ossia

$$y_{Mi} = \frac{\sum_i S_x}{\sum_i W_i}$$

$W_i =$ peso sismico di ciascun livello
 $S_x =$ momento statico del generico elemento dall'asse X

Ad esempio, nel caso del solaio, sono noti:

G_{sol} (kN/m²)

Superficie solaio (m²)

$$S_x = G_{sol} \cdot Sup_{sol} \cdot d_{Gi}$$

$d_{Gi} =$ distanza del baricentro dell'area dall'asse X



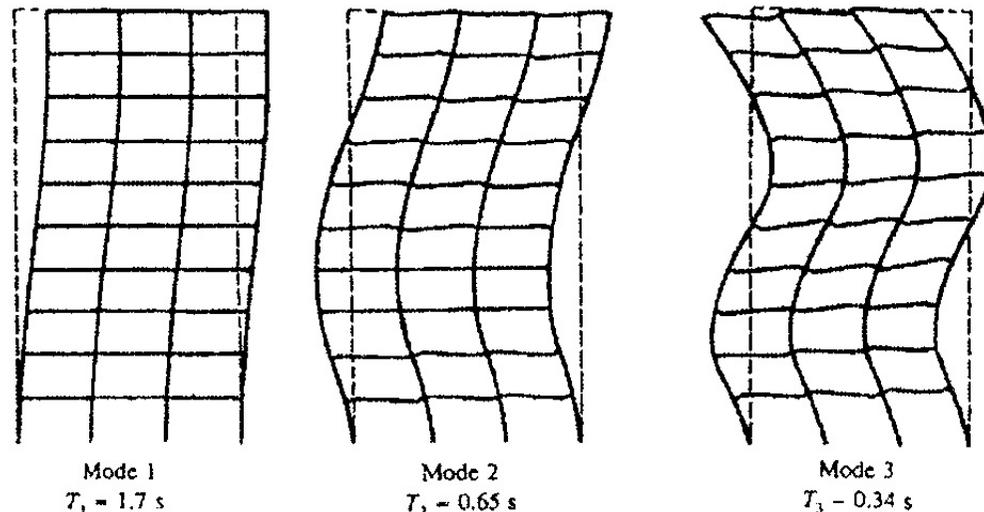
Analisi Strutturale- Analisi Modale

Ogni struttura ha un numero di modi propri di vibrare pari ai gradi di libertà della struttura.

Ogni modo di vibrare è caratterizzato da una pulsazione per cui tutte le masse del sistema vibrano in fase e quindi passano contemporaneamente attraverso il punto di massimo spostamento.

Per ogni modo di vibrare, e quindi per ogni periodo, si può considerare che venga attivata una specifica quota parte della massa totale, indicata come massa efficace del modo di vibrare.

Con le tecniche numeriche specifiche dell'analisi modale, attraverso l'utilizzo dello spettro di risposta di progetto in accelerazione S_{De} vengono calcolate le massime forze di inerzia specifiche per ogni modo di vibrare



Modi di vibrare di un edificio multipiani [Booth]



Analisi Strutturale- Analisi Modale

7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Il comportamento effettivo della struttura contempla la compresenza di tutti i modi, pertanto, al fine del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, deve essere valutata una combinazione dei modi relativi alle masse messe in gioco, poichè non tutti i valori massimi vengono raggiunti contemporaneamente



Analisi Strutturale- Analisi Modale

7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \quad \text{CQC} \quad (7.3.3)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij}]} \quad (7.3.4)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Nel caso in esame, per la tipologia strutturale di telaio spaziale a quattro piani con orizzontamenti infinitamente rigidi, per ogni situazione di carico, i gradi di libertà sono 3 per ogni piano – due traslazioni e una rotazione - per un totale di 12 gradi di libertà, di cui 4 torsionali, 4 traslatori lungo l'asse X e 4 traslatori lungo l'asse y



Analisi Strutturale- Analisi Modale

7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares o SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = (\sum_i E_i^2)^{1/2} \quad (C7.3.1)$$

con: E valore combinato dell'effetto ed E_i valore dell'effetto relativo al modo i.



Analisi Strutturale- Analisi Modale

7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.



Analisi Strutturale- Analisi Modale

7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

Eccentricità accidentali

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

§ 7.3.3.2

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.



Analisi Lineare Statica

§ 7.3.3.2 (NTC 2008)

7.3.3.2 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

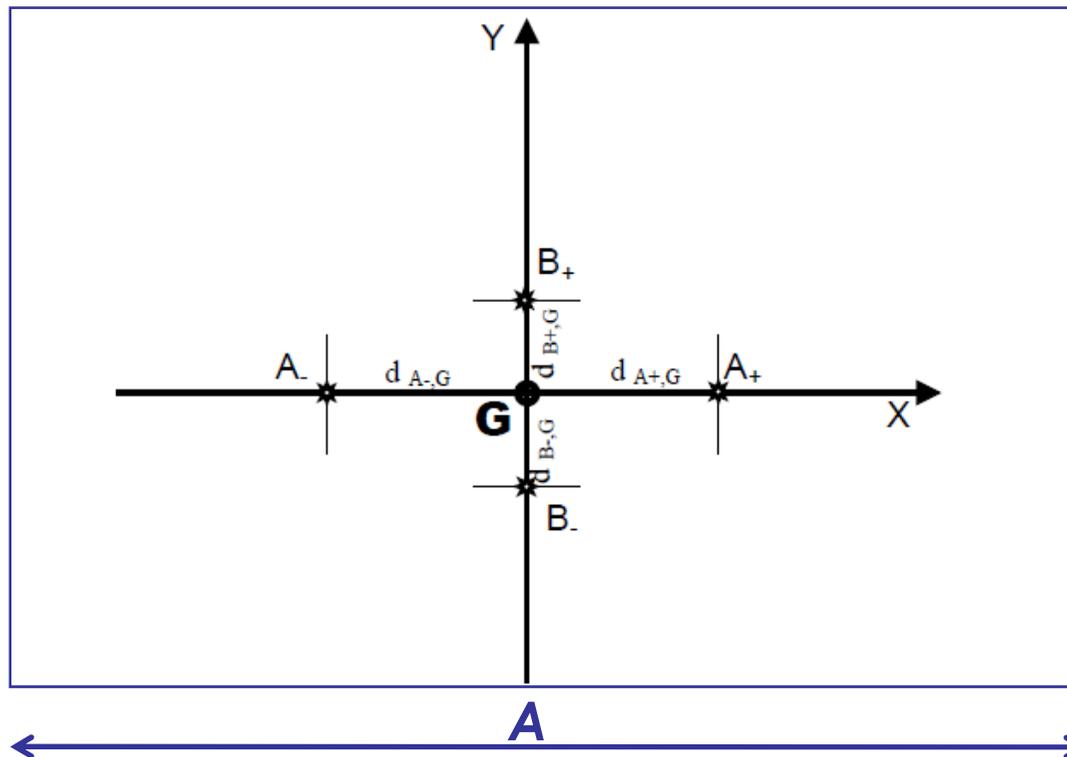
L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.



Analisi Strutturale- Analisi Modale

§ 7.3.3.2 (NTC2008)

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.



B

rispetto all'asse X

$$d_{A_i,G} = \pm 5\% * A$$

rispetto all'asse Y

$$d_{B_i,G} = \pm 5\% * B$$



Analisi Strutturale- Analisi Modale

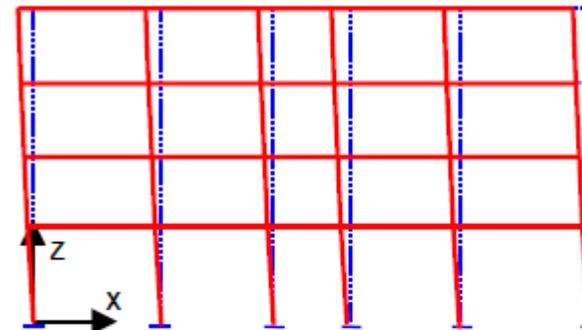
Risultati dell'analisi modale

* Baricentro A_+ e sisma lungo Y

$T=0,656s$ 1° modo di vibrazione: Traslazione lungo X

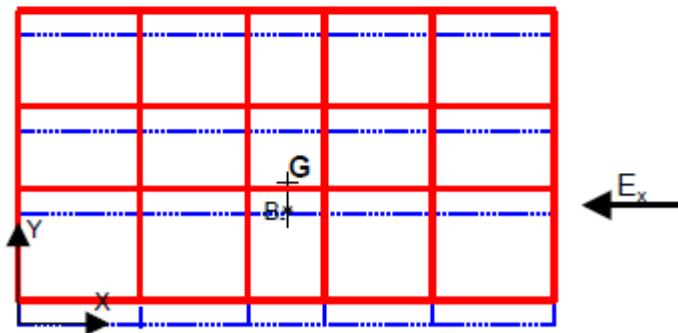


Vista dall'alto

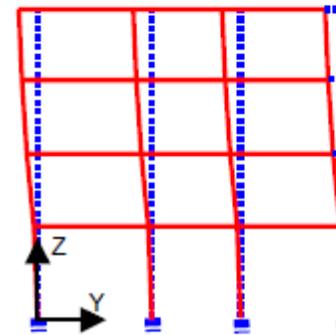


Vista dal piano XZ

$T=0,560s$ 2° modo di vibrazione: Traslazione lungo y



Vista dall'alto



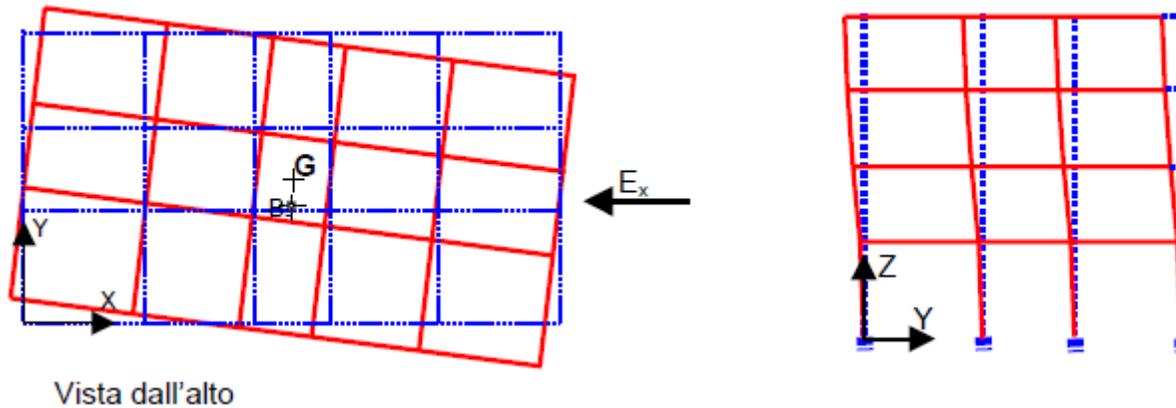
Vista dal piano YZ



Analisi Strutturale- Analisi Modale

Risultati dell'analisi modale

$T=0,527s$ 3° modo di vibrazione: Torsione





Analisi Strutturale- Analisi Modale

L'effetto combinato del sisma, calcolato separatamente nelle due direzioni X e Y e nei due versi positivo e negativo, si ottiene per ogni singola membratura, sommando i valori massimi ottenuti per il sisma in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per il sisma nella direzione ortogonale. Le combinazioni per ogni posizione della massa sismica (ovvero nei punti A+, A-, B+, B-) sono:

$+ E_x + 0,3 E_y$	$+ E_y + 0,3 E_x$
$+ E_x - 0,3 E_y$	$+ E_y - 0,3 E_x$
$- E_x + 0,3 E_y$	$- E_y + 0,3 E_x$
$- E_x - 0,3 E_y$	$- E_y - 0,3 E_x$

Pertanto le combinazioni complessive sono 32 (4 punti per 8 combinazioni), si osserva che per i pilastri si ha sempre una situazione di pressoflessione deviata.

Quanto sopra esplicitato può essere compendiato nelle combinazioni:

$$\pm E_{xi} \pm 0,3 E_{yi} \pm T_{yi}$$

$$\pm E_{yi} \pm 0,3 E_{xi} \pm T_{xi}$$

in cui l'indice i indica i punti di applicazione delle masse conseguenti alle considerazioni di eccentricità accidentale e T_{xi} e T_{yi} sono le azioni torcenti conseguenti al posizionamento eccentrico delle masse.



Analisi Lineare Statica

§ 7.3.3.2 (NTC 2008)

7.3.3.2 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.



Analisi Lineare Statica

§ 7.3.3.2 (NTC 2008)

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidzze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 x / L_e \quad (7.3.7)$$

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.



DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI DI CARICO

Valutazione delle azioni orizzontali

L'azione orizzontale complessiva F_h è proporzionale al peso totale della struttura:

$$F_h = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \frac{W_{tot}}{g} \cdot q$$

$$W_{tot} = W_1 + W_2 + W_3$$

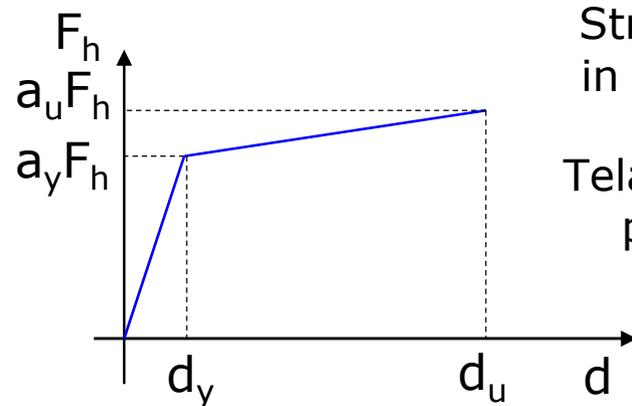
Zona 2 -> $a_g = 0.25g$

Categoria A -> $S = 1.00$

$$q = q_0 \cdot K_R$$

$$K_R = 1.0$$

- Massima accelerazione attesa al suolo
- Fattore di amplificazione dovuto al suolo
- Fattore di struttura



Strutture a telaio
in Bassa Duttività

$$q_0 = 3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_y$$

Telai a più piani e
più campate

$$\alpha_u / \alpha_y = 1.3$$

$$q = 3 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 3,9$$

Struttura regolare ↑



Progettazione per azioni sismiche

NTC 2008

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerare aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Cap. 4, 5 e 6; si deve inoltre fare sempre riferimento a quanto indicato nel Cap. 2 per la valutazione della sicurezza e nel Cap. 3 per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

$$PGA < 0.05 \text{ g}$$

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0,07g^1$ per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

Spettro elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

$$S_T(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$T_B \leq T < T_C$

$$S_T(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$T_C \leq T < T_D$

$$S_T(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$T_D \leq T$

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

$$S = S_S \cdot S_T,$$

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

F_0 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 da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \quad (3.2.7)$$

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

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

$$T_B = T_C / 3, \quad (3.2.8)$$

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

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6, \quad (3.2.9)$$

Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano con la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}

In allegato alla norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_C

3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, 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 sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti 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, 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 sono:

- **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.



Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare 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%

3.2.3.4 Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_k} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_k} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

3.2.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (3.2.16)$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_t < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{tp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_t \leq d_{tp} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_t < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_t < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

dove:

d_t è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;

f) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'ultimo orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

W $M = W / g$ Riduzione

	W (kN)	$M = W / g$ (t)	Riduzione (%)
1° livello	4207	429	
2° livello	3935	401	-6,98%
3° livello	3867	394	-1,78%
4° livello	3630	370	-6,19%

La verifica di *regolarità in altezza* in termini di *rigidezza*, invece, viene nel seguito eseguita andando a modellare la struttura ed applicando in ciascuna delle due direzioni, separatamente, le azioni sismiche, calcolate secondo quanto detto al **punto 4.5.2 - Analisi statica lineare**, ed agenti nel baricentro di ciascun impalcato. La rigidezza viene calcolata come il rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano (detto "taglio di piano") e lo spostamento relativo di piano d_n , conseguente a tali azioni. La valutazione delle rigidezze può essere ovviamente effettuata per un valore arbitrario dell'azione sismica orizzontale complessiva.

La forza da applicare a piano i -esimo è data dalla seguente formula (si veda anche la sezione 4.3.1.2 del Manuale 1):

$$F_i = V_b^{max} \frac{(\tilde{\alpha}_i \cdot W_i)}{\sum (\tilde{\alpha}_j \cdot W_j)} \quad (2.6)$$

dove:

V_b^{max} è il taglio totale alla base, il cui valore numerico è ininfluente sul risultato finale e si assume pari a 1000 kN.

W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente;
 $\tilde{\alpha}_i$ e $\tilde{\alpha}_j$ sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni.

applicando tali azioni orizzontali in **direzione X**, si ottengono i risultati riportati nella:

DIR X	Taglio di piano		d_r (mm)	K_{lat} (kN/m)	Riduzione (%)
	(kN)				
1° livello	F ₁ +F ₂ +F ₃ +F ₄		1000	602000	
2° livello	F ₂ +F ₃ +F ₄		875	527000	-12,4%
3° livello	F ₃ +F ₄		665	420000	-20,3%
4° livello	F ₄		366	375000	-10,8%

applicando tali azioni orizzontali in **direzione Y**, si ottengono i risultati riportati nella:

DIR Y	Taglio di piano		d_r (mm)	K_{lat} (kN/m)	Riduzione (%)
	(kN)				
1° livello	F ₁ +F ₂ +F ₃ +F ₄		1000	607000	
2° livello	F ₂ +F ₃ +F ₄		875	593000	-2,3%
3° livello	F ₃ +F ₄		665	489000	-17,6%
4° livello	F ₄		366	434000	-11,2%

Il conto Pedificio risulta essere **vaolare in altezza** secondo quanto richiesto dal punto f

FASI PRINCIPALI DELLA PROGETTAZIONE

Definizione schema strutturale



Analisi dei carichi



Predimensionamento



Definizione delle
combinazioni di carico



Analisi delle sollecitazioni



Progetto e verifica degli
elementi strutturali

*Progetto e verifica degli elementi
strutturali*



Criteri generali di progettazione

NTC 2008

7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4. Nei casi precisati in § 3.2.5.1 si deve inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico. Si deve tenere infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidità e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD"A");
- Classe di duttilità bassa (CD"B").

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.



Criteri generali di progettazione

NTC 2008

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette “dissipative” o “critiche”, effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l’individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovrarresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovrarresistenza γ_{Rd} , assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD“A” e ad 1,1 per CD“B”.

I dettagli costruttivi delle zone critiche e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.



Sollecitazioni di calcolo

Travi_Flessione **7.4.4.1.1** *Sollecitazioni di calcolo* **NTC 2008**

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico considerate

L'idea che “**abbondare con le armature fa sempre bene**” deve essere utilizzata con cautela in zona sismica. Conferire maggiore resistenza alle travi, abbondando nell'armatura, potrebbe portare a meccanismi di piano, poco duttili. Per evitare ciò, la normativa impone Il **CRITERIO DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE**.

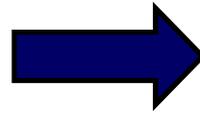
Non si può più quindi, abbondare “fuori calcolo”, o meglio ad ogni armatura aggiuntiva nelle travi deve corrispondere un analogo aumento dell'armatura nei pilastri



Calcolo dell'area di armatura necessaria

Travi

$$A_{s,min} = \frac{M_{ED}}{(d - 0.4y_c) f_{yd}}$$



$$A_{s,min} = \frac{M_{ED}}{0.9d \cdot f_{yd}}$$

$\approx 0.9 d$

Per classi di calcestruzzo di resistenza ordinaria

CLASSE	16/20	20/25	25/30	28/35	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{cd} (MPa)	9.07	11.33	14.17	15.87	19.83	22.67	25.50	28.33
$(y_c/h)_{max}$	0.419	0.335	0.268	0.239	0.192	0.168	0.149	0.134
$(\epsilon_s)_{min}$	0.57%	0.80%	1.09%	1.26%	1.66%	1.95%	2.23%	2.52%
$(d^*/d)_{min}$	0.816	0.852	0.882	0.895	0.916	0.926	0.934	0.941



COMMENTI INTRODUTTIVI

Per le travi e per i pilastri sono già state **predimensionate le sezioni Trasversali** sulla base di schemi semplificati dai quali è stato possibile stimare approssimativamente il livello tensionale (momenti flettenti, sforzi normali) a cui essi sono soggetti.

A valle dell'**analisi delle sollecitazioni** è possibile avere una misura più realistica delle caratteristiche della sollecitazione (N,M,V) che competono ai vari elementi.

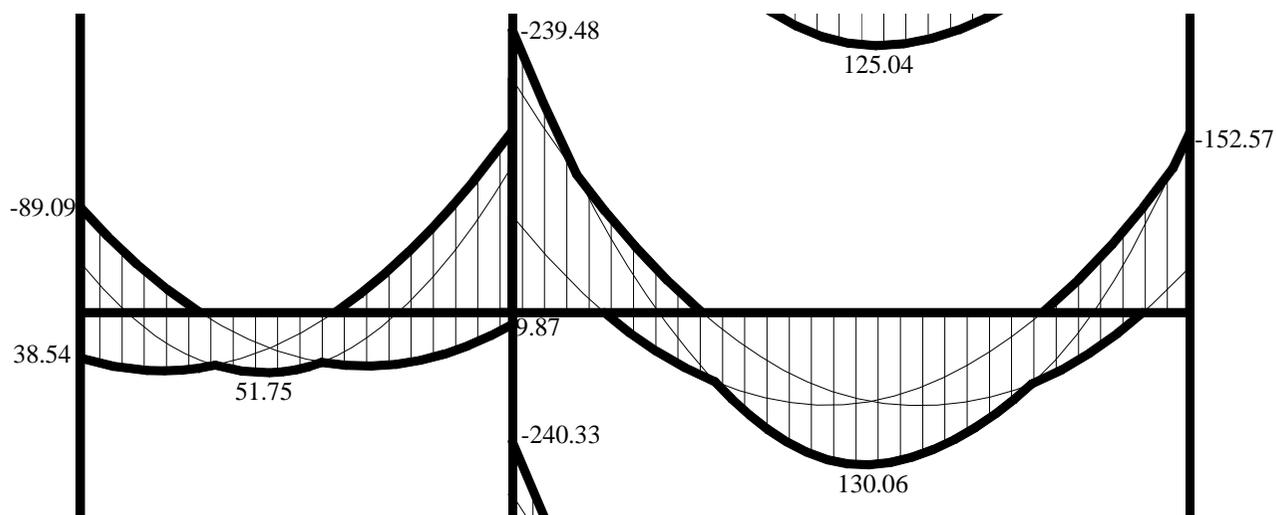
E', dunque, possibile progettare le armature di travi e pilastri sulla base dei risultati delle analisi e considerando le prescrizioni normative (Nuove Norme Tecniche, D.M. 14/01/2008).

In particolare, nel seguito si espongono i passi principali per la Progettazione delle armature longitudinali e trasversali nei traversi.



Progettazione delle armature longitudinali

Il progetto delle armature longitudinali viene condotto considerando i valori assunti dal Momento Flettente lungo l'asse della trave ed, in particolare, nelle sezioni in cui M_{Ed} assume i valori **massimi e minimi** (sezioni terminali ed intermedie alla campata).



Sebbene dalle analisi delle sollecitazioni le travi risultino pure soggette ad un **sforzo normale**, si può prescindere da esso in quanto numericamente trascurabile e concettualmente non significativa.



Progettazione delle armature longitudinali

Avendo presente la necessità di disporre in ogni sezione trasversale almeno due reggistaffe (superiormente ed inferiormente) e, comunque, un minimo di armatura pari ad $A_s = 0.0015 A_c$ e $2\phi 14$ superiormente ed inferiormente si possono progettare le aree di acciaio richieste nelle sezioni critiche.

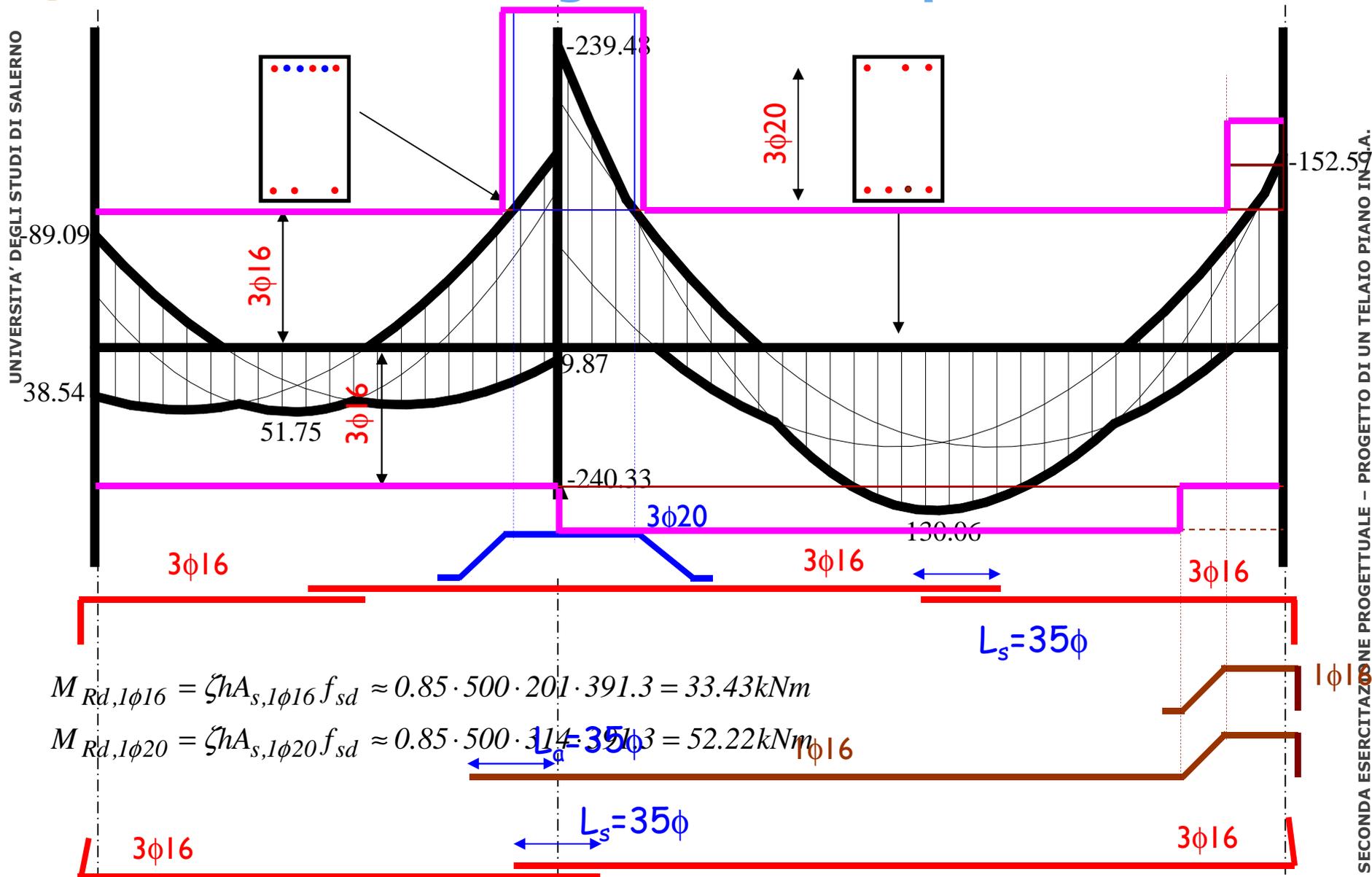
Sezione	b	h	d'	Momenti Positivi/Armature inferiori				Momenti Negativi/Armature superiori			
				$M_{Ed}^{(+)}$	$A_{s,min}^{inf}$	Tondini	A_s^{inf}	$M_{Ed}^{(-)}$	$A_{s,min}^{sup}$	Tondini	A_s^{sup}
	[cm]	[cm]	[cm]	[kNm]	[cm ²]		[cm ²]	[kNm]	[cm ²]		[cm ²]
7	30	50	3	38.54	2.32	3 ϕ 16	6.03	89.09	5.36	3 ϕ 16	6.03
7-8				51.75	3.11	3 ϕ 16	6.03	0	0.00	3 ϕ 16	6.03
8				9.87	0.59	3 ϕ 16	6.03	239.48	14.40	3 ϕ 16+3 ϕ 20	15.45
				9.87	0.59	4 ϕ 16	8.04	239.48	14.40	3 ϕ 16+3 ϕ 20	15.45
8-9				130.06	7.82	4 ϕ 16	8.04	0	0.00	3 ϕ 16	6.03
9				0	0.00	3 ϕ 16	6.03	152.57	9.17	5 ϕ 16	10.05

$$A_{s,min}^{inf} = \frac{M_{Ed}^{(+)}}{\zeta h f_{sd}} \quad \leftarrow \quad \zeta = \zeta(r_u; f_{sd}, f_{cd}) \quad \leftarrow \quad \text{Tabelle} \quad r_u = \frac{h}{\sqrt{M_{Ed}^{(+)}/b}}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa} \quad \zeta \approx 0.85$$



Armature longitudinali: Disposizione

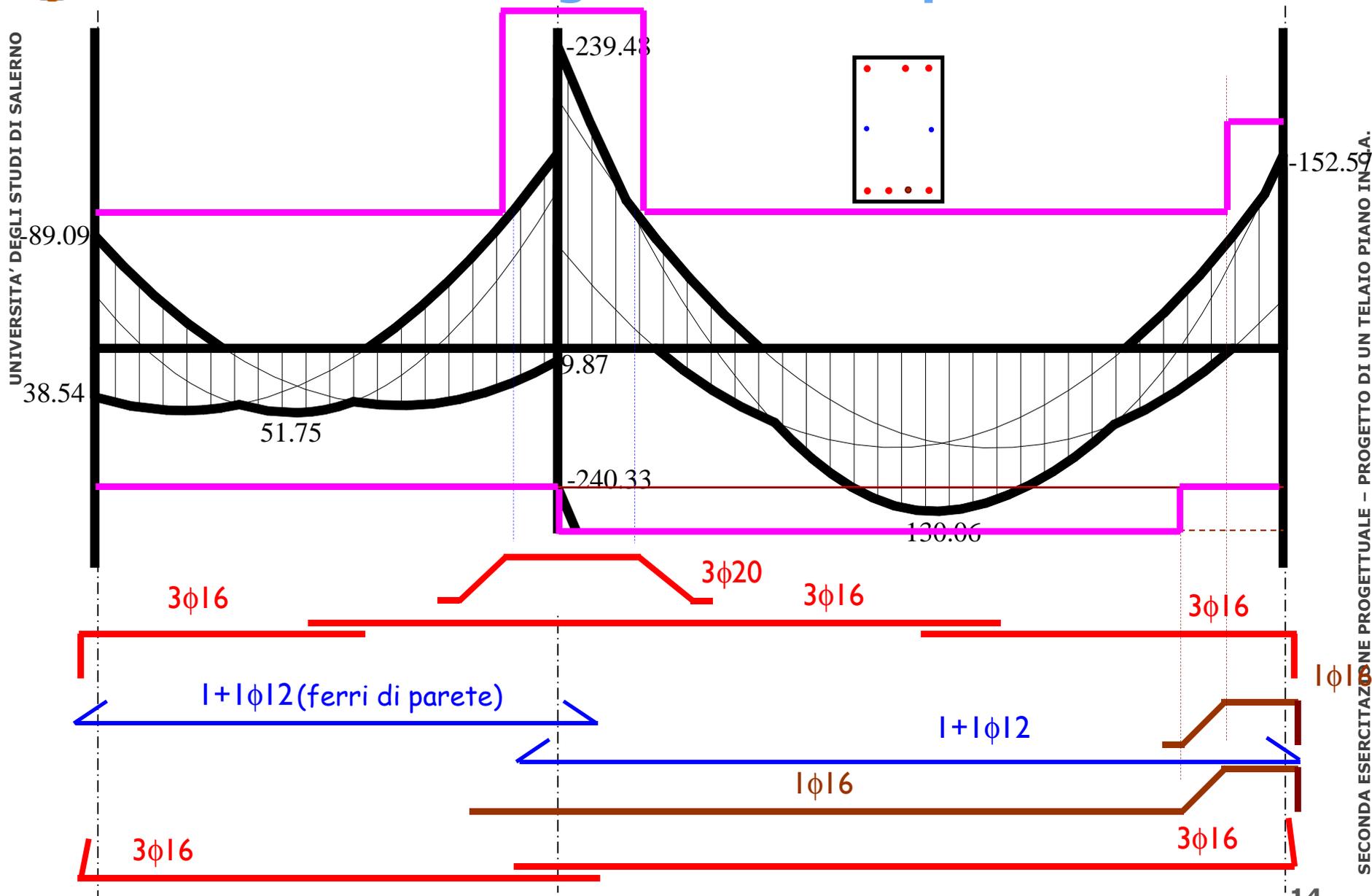


$$M_{Rd,1\phi16} = \zeta h A_{s,1\phi16} f_{sd} \approx 0.85 \cdot 500 \cdot 201 \cdot 391.3 = 33.43 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,1\phi20} = \zeta h A_{s,1\phi20} f_{sd} \approx 0.85 \cdot 500 \cdot 314 \cdot 391.3 = 52.22 \text{ kNm}$$



Armature longitudinali: Disposizione



SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE - PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.

Verifiche a flessione

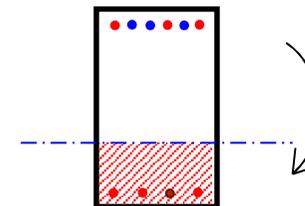
Il calcolo dei momenti resistenti finalizzato al progetto delle armature è stato condotto tramite una relazione semplificata. In fase di verifica, almeno per le sezioni critiche, è opportuno **valutare per via analitica il momento resistente M_{Rd}** allo SLU delle sezioni in c.a. considerando l'armatura effettivamente presente nelle sezioni stesse.

Sezione 8: momento resistente negativo

$$A_s = A_s^{\text{sup}} = 15.45 \text{ cm}^2 \quad A_s' = A_s^{\text{inf}} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$y_c^{(-)} = \frac{(A_s - A_s') f_{sd}}{\psi b f_{cd}} = \frac{(1545 - 804) \cdot 391.3}{0.80 \cdot 300 \cdot 11.33} = 106.6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd}^{(-)} &= \psi b y_c^{(-)} f_{cd} \cdot (h - d' - \lambda y_c^{(-)}) + A_s' f_{sd} \cdot (h - 2d') = \\ &= 0.80 \cdot 300 \cdot 106.6 \cdot 11.33 \cdot (500 - 30 - 0.4 \cdot 106.6) + 804 \cdot 391.3 \cdot (500 - 60) = \\ &= 257.09 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = \underline{\underline{262.34 \text{ kNm}}} \end{aligned}$$



Verifiche a flessione

Sezione 8: momento resistente positivo

$$A_s = A_s^{\text{inf}} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad A_s' = A_s^{\text{sup}} = 15.45 \text{ cm}^2$$

Asse neutro in zona 2

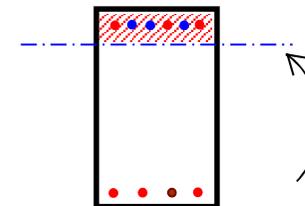
$$\psi b y_c^{(+)} f_{cd} + A_s' E_s \varepsilon_s' (y_c^{(+)}) - A_s f_{sd} = 0$$

$$\psi b y_c^{(+)} f_{cd} + A_s' E_s \cdot 0.01 \cdot \frac{y_c^{(+)} - d'}{h - d' - y_c^{(+)}} - A_s f_{sd} = 0 \quad \rightarrow$$

$$y_c^{(+)} = 55.22 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s' = 0.00053$$

$$\sigma_s' = 111.69 \text{ MPa}$$



$$\begin{aligned} M_{Rd}^{(+)} &= \psi b y_c^{(+)} f_{cd} \cdot (h - d' - \lambda y_c^{(+)}) + A_s' \sigma_s' \cdot (h - 2d') = \\ &= 0.80 \cdot 300 \cdot 55.22 \cdot 11.33 \cdot (500 - 30 - 0.4 \cdot 55.22) + 1545 \cdot 111.69 \cdot (500 - 60) = \\ &= 105.29 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = \underline{\underline{139.72 \text{ kNm}}} \end{aligned}$$



Verifiche a flessione

Quadro sintetico relativo alle sezioni critiche

Con analoghe modalità è possibile calcolare il valore di progetto M_{Rd} del momento resistente nelle diverse sezioni critiche al fine di confrontarlo con i corrispondenti valori di progetto M_{Ed} della sollecitazione.

Verifiche nelle sezioni di momento massimo								
Sezione	$y_c^{(+)}$	$M_{Rd}^{(+)}$	$M_{Ed}^{(+)}$	Esito	$y_c^{(-)}$	$M_{Rd}^{(-)}$	$M_{Ed}^{(-)}$	Esito
	[cm]	[kNm]	[kNm]		[cm]	[kNm]	[kNm]	
7	5.67	104.95	38.54	OK!	5.67	104.95	89.09	OK!
7-8	5.67	104.95	51.75	OK!	5.67	104.95	0	OK!
8	4.49	105.291	9.87	OK!	13.55	257.09	239.48	OK!
	5.22	139.722	9.87	OK!	10.66	262.34	239.48	OK!
8-9	6.96	138.836	130.06	OK!	5.28	105.10	0	OK!
9	4.99	105.183	0	OK!	8.21	172.40	152.57	OK!

Verifiche a flessione

Minimi Normativi di armatura longitudinale

1. In ogni sezione l'armatura longitudinale in zona tesa deve essere non inferiore a:

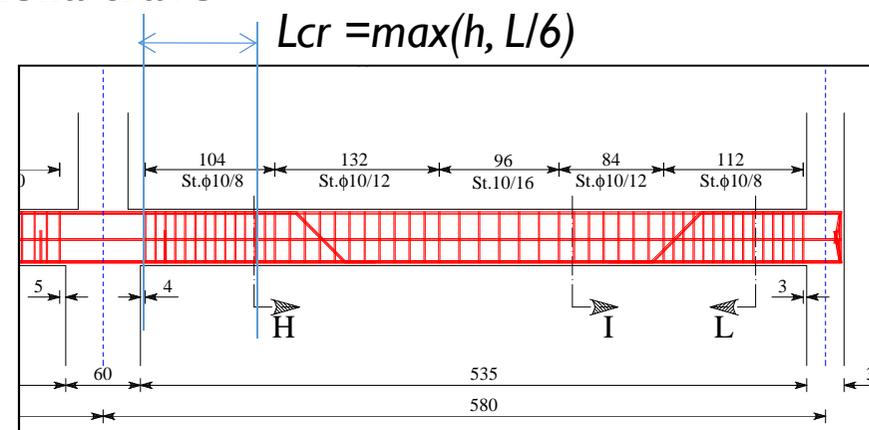
$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d$$

2. L'armatura totale presente ($A_{s,sup} + A_{s,inf}$) in ogni sezione deve essere inferiore a:

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

3. Almeno due barre $\phi 14$ devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave

4. Nelle zone critiche l'armatura compressa deve essere almeno pari al 50% dell'armatura tesa (25% per le restanti zone) (per CD"B" la zona critica si estende per una lunghezza pari all'altezza della sezione della trave o $L/6$)





Verifiche a flessione

Minimi Normativi di armatura longitudinale

5. Il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa, in ogni sezione, deve essere compreso nei seguenti valori:

$$\frac{1.4}{f_{sy}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{sy}}$$

Dove

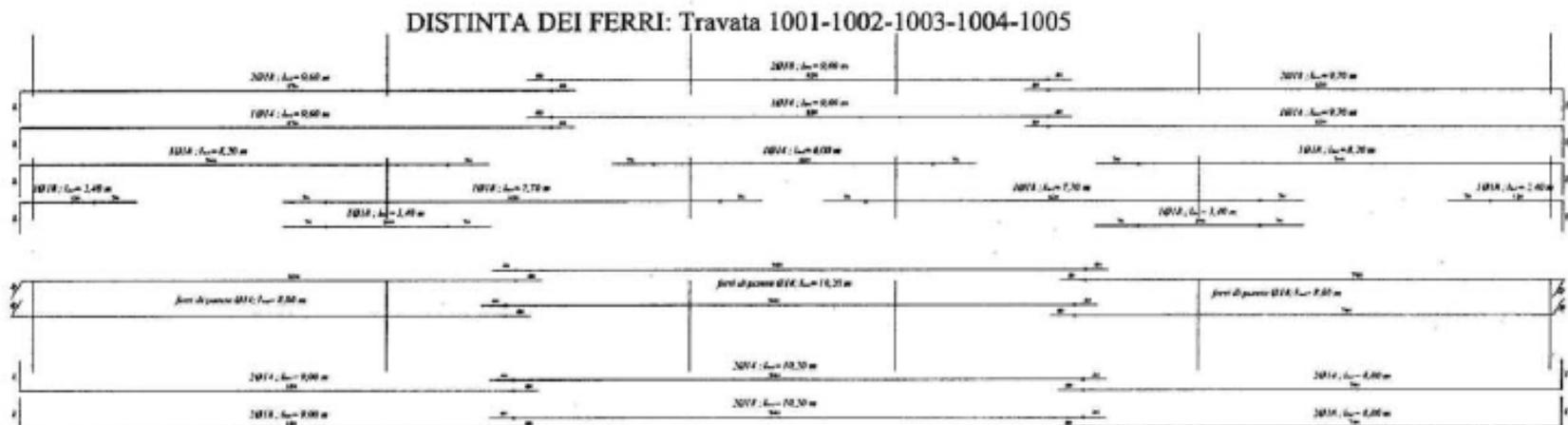
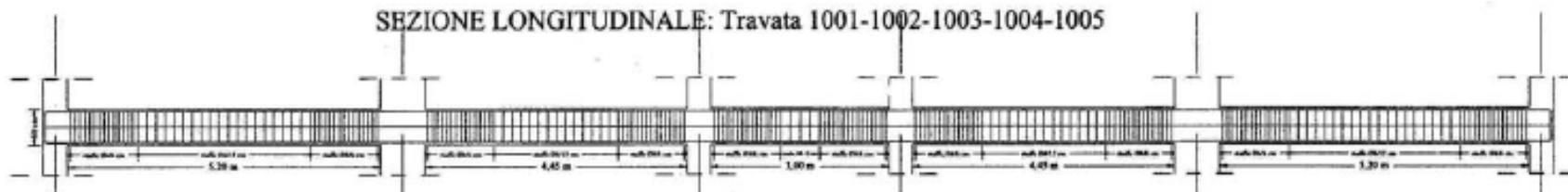
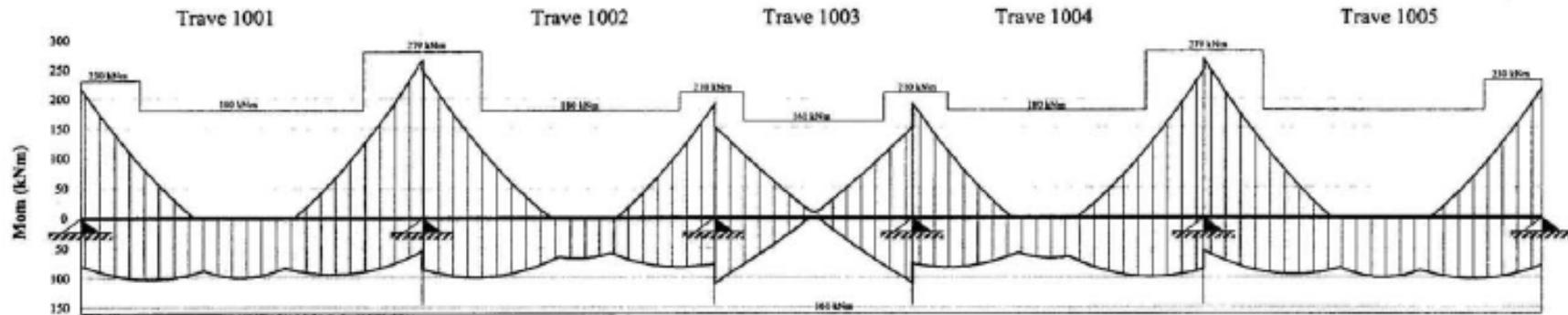
$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}$$

$$\rho_{comp} = \frac{A_s'}{b \cdot h}$$



Disposizione delle armature

Travi





§ 7.4.6 Dettagli costruttivi

7.4.6.1 Limitazioni geometriche

7.4.6.1.1 Travi

La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate “a spessore”, deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell’altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all’asse della trave.

Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$.

Non deve esserci eccentricità tra l’asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l’asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Le zone critiche si estendono, per CD”B” e CD”A”, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l’altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l’altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.



§ 7.4.6 Dettagli costruttivi

7.4.6.2.1 Travi

Armature longitudinali

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{\text{comp}} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (7.4.25)$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere $\rho_{\text{comp}} \geq 1/2 \rho$ e comunque $\geq 0,25 \rho$.

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L,

pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno $\frac{1}{4}$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

dove: v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o $\frac{2}{3}$, rispettivamente per CD''A'' e per CD''B'';

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD''A'' e per CD''B''.

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.



Sollecitazioni di calcolo

Travi_Taglio

7.4.4.1.1

Sollecitazioni di calcolo

NTC 2008

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, **le sollecitazioni di taglio di calcolo VEd si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD "A", ad 1,00 per strutture in CD "B".**

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, **ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$, da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.**



Sollecitazioni di calcolo

Travi_Taglio

7.4.4.1.1

Sollecitazioni di calcolo

NTC 2008

Nello spirito della gerarchia delle resistenze, il taglio in base a cui verificare la sezione e progettare le armature trasversali non è quello che viene dal calcolo, ma deve essere determinato con condizioni di equilibrio, **a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni di estremità della trave**. Questa deve essere valutata a partire dalle armature superiori ed inferiori effettivamente disposti nella sezione.

Nel caso di strutture in cemento armato, che tipicamente hanno una armatura superiore ed inferiore diverse, si calcolerà sia il momento resistente positivo che quello negativo

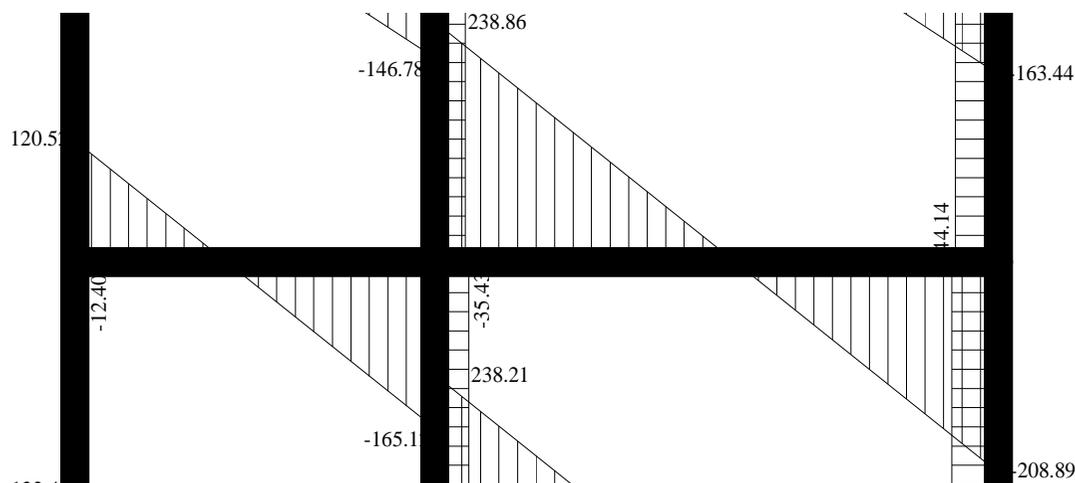
Il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} (=1.20 per CDA e 1 per CDB) tiene conto della possibilità che l'acciaio delle barre longitudinali abbia una tensione di snervamento maggiore del previsto



Armatura Trasversale

Dopo aver progettato le armature longitudinali si può passare alla determinazione delle **armature trasversali** legate alle sollecitazioni da **taglio**.

Per quanto attiene alla **Combinazione di carico n.1**, si può ritenere che le azioni statiche siano note con sufficiente accuratezza e, quindi, le sollecitazioni di calcolo derivano **direttamente dall'analisi delle sollecitazioni**.

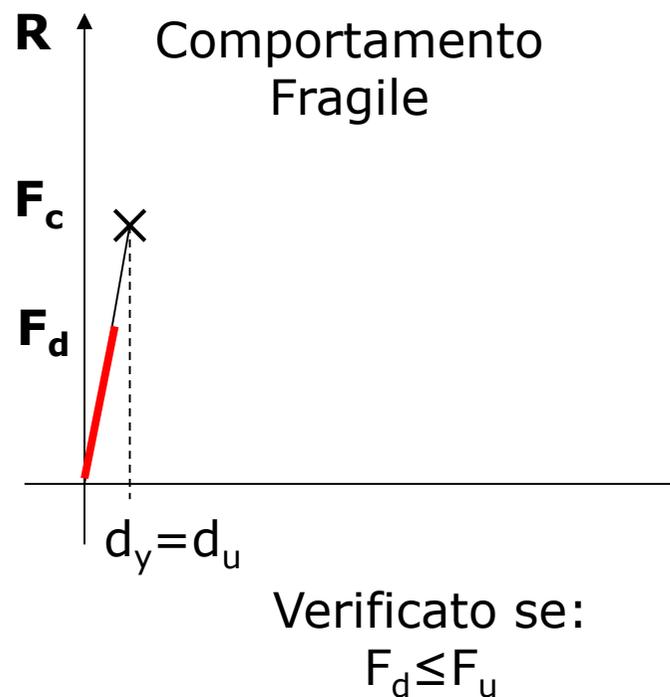
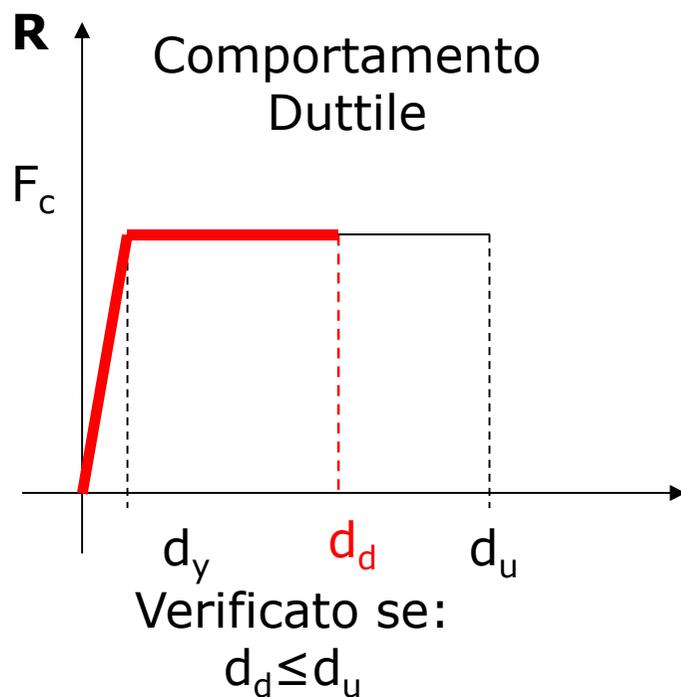




Armatura Trasversale

Quanto alle sollecitazioni taglienti indotte dalle azioni sismiche vanno tenute presenti due considerazioni:

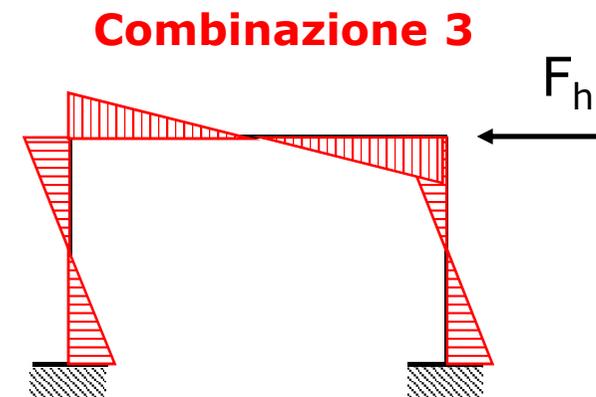
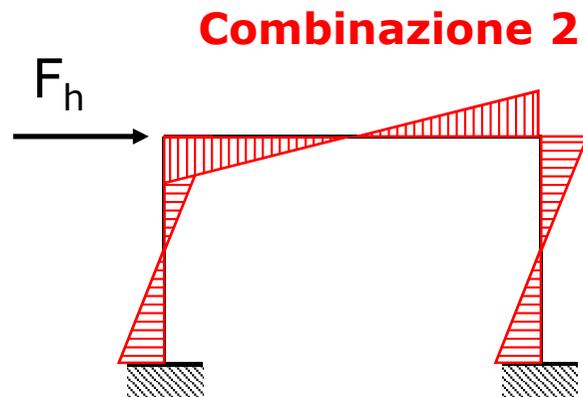
- l'**azione** sismica è assai **più incerta** di quelle levate ai carichi gravitazionali e, dunque, molto più **incerti** sono i **valori delle sollecitazioni** che questa induce;
- la crisi per taglio, al contrario di quella per flessione, è una crisi di **tipo fragile**.



Armatura Trasversale

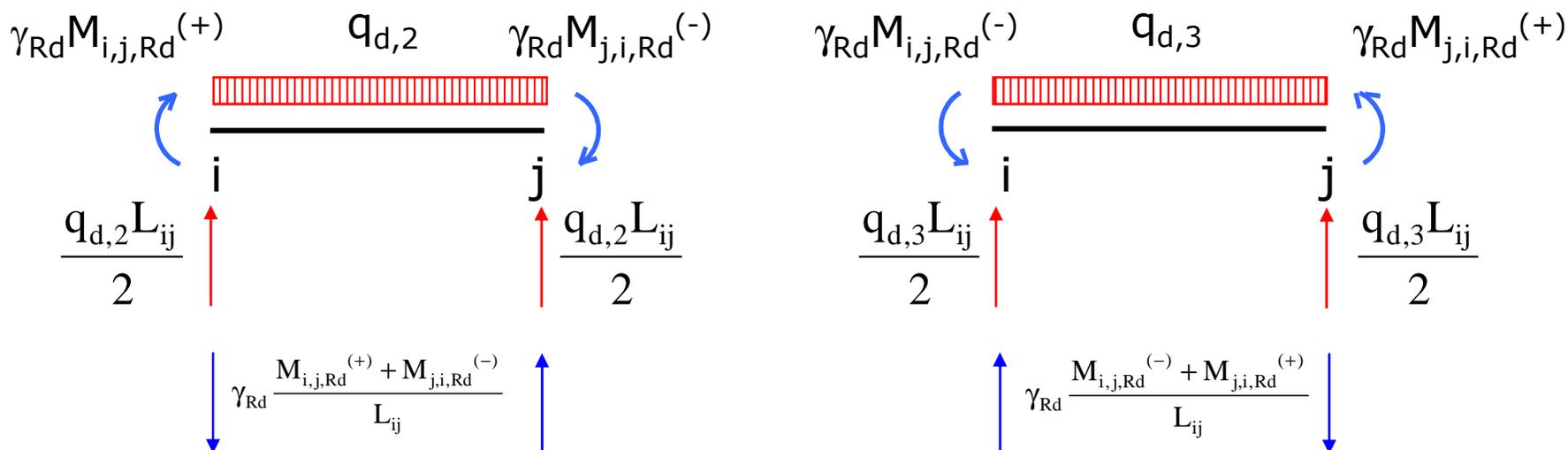
Pertanto, per evitare crisi per taglio in presenza di azioni assai incerte, è necessario considerare la massima azione tagliante che può svilupparsi nei traversi.

Per le due combinazioni sismiche è possibile prevedere il **segno dei momenti** nodali per il generico traverso:



Armatura Trasversale

Il **massimo valore** del momento nodale è legato al **momento resistente** M_{Rd} delle sezioni estreme per le quali è stata appena progettata l'armatura longitudinale.



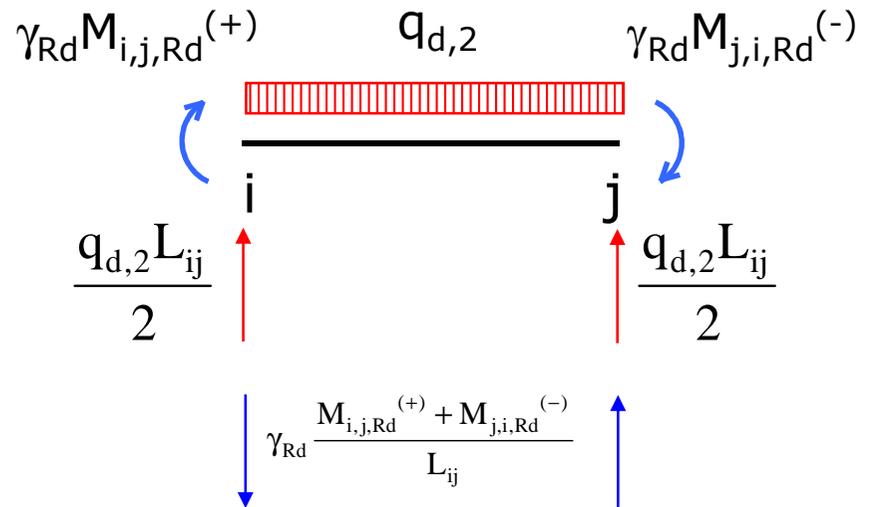
Sui traversi, contemporaneamente al sisma, è presente il carico $q_{d,2} = q_{d,3} = g_k + \psi_2 q_k$.

Il valore di progetto M_{Rd} rappresenta un **estremo inferiore** per la resistenza flessionale delle sezioni laterali. Per questa ragione, al fine di stimarne un **valor medio**, lo si amplifica per il **fattore di sovraresistenza** γ_{Rd} ($\gamma_{Rd} = 1.0$ per CD "B")



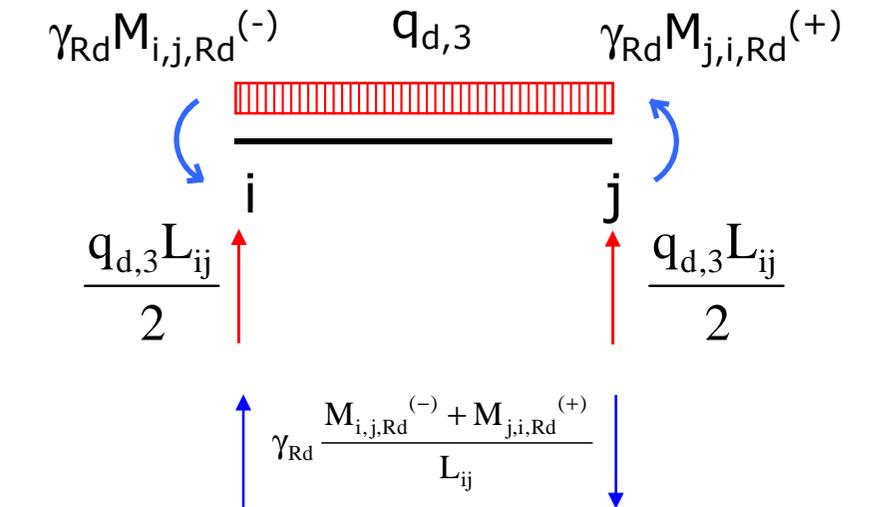
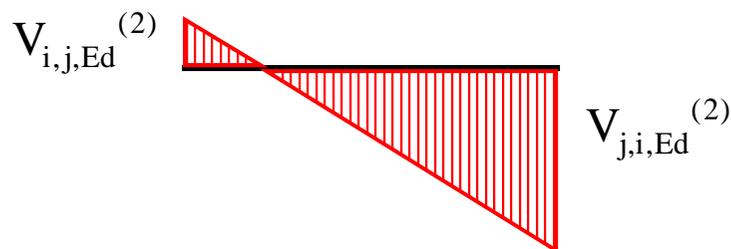
Armatura Trasversale

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO



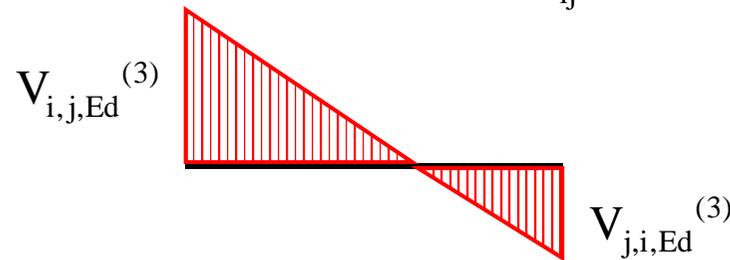
$$V_{i,j,Ed}^{(2)} = \frac{q_{d,2}L_{ij}}{2} - \gamma_{Rd} \frac{M_{i,j,Rd}^{(+)} + M_{j,i,Rd}^{(-)}}{L_{ij}}$$

$$V_{j,i,Ed}^{(2)} = -\frac{q_{d,2}L_{ij}}{2} - \gamma_{Rd} \frac{M_{i,j,Rd}^{(+)} + M_{j,i,Rd}^{(-)}}{L_{ij}}$$



$$V_{i,j,Ed}^{(3)} = \frac{q_{d,3}L_{ij}}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{i,j,Rd}^{(-)} + M_{j,i,Rd}^{(+)}}{L_{ij}}$$

$$V_{j,i,Ed}^{(3)} = -\frac{q_{d,3}L_{ij}}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{i,j,Rd}^{(-)} + M_{j,i,Rd}^{(+)}}{L_{ij}}$$



SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE - PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.



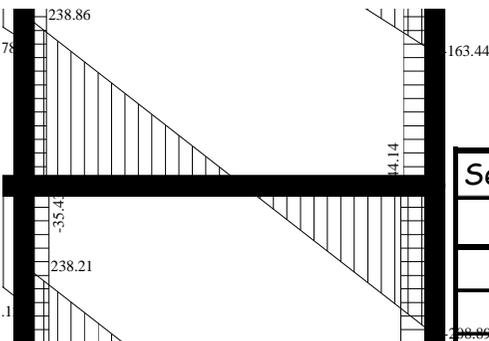
Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Trave 8-9)

Combinazione 1: sollecitazioni taglianti derivanti **direttamente** dall'analisi delle sollecitazioni.

Combinazione 2 e 3: Riepilogo dei momenti resistenti

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO



Verifiche nelle sezioni di momento massimo								
Sezione	$y_c^{(+)}$ [cm]	$M_{Rd}^{(+)}$ [kNm]	$M_{Ed}^{(+)}$ [kNm]	Esito	$y_c^{(-)}$ [cm]	$M_{Rd}^{(-)}$ [kNm]	$M_{Ed}^{(-)}$ [kNm]	Esito
7	5.67	104.95	38.54	OK!	5.67	104.95	89.09	OK!
7-8	5.67	104.95	51.75	OK!	5.67	104.95	0	OK!
8	4.49	105.291	9.87	OK!	13.55	257.09	239.48	OK!
	5.22	139.722	9.87	OK!	10.66	262.34	239.48	OK!
8-9	6.96	138.836	130.06	OK!	5.28	105.10	0	OK!
9	4.99	105.183	0	OK!	8.21	172.40	152.57	OK!

$L_{8,9} = 5.80 \text{ m}$

$q_{d,2} = q_{d,3} = 45.09 \text{ kN/m}$

Combinazione 2

Combinazione 3

$$V_{8,9,Ed}^{(2)} = \frac{45.09 \cdot 5.80}{2} - \frac{139.72 + 172.40}{5.80} = 76.95 \text{ kN}$$

$$V_{8,9,Ed}^{(3)} = \frac{45.09 \cdot 5.80}{2} + \frac{105.18 + 262.34}{5.80} = 194.13 \text{ kN}$$

$$V_{9,8,Ed}^{(2)} = -\frac{45.09 \cdot 5.80}{2} - \frac{139.72 + 172.40}{5.80} = -184.58 \text{ kN}$$

$$V_{9,8,Ed}^{(3)} = -\frac{45.09 \cdot 5.80}{2} + \frac{105.18 + 262.34}{5.80} = -67.39 \text{ kN}$$

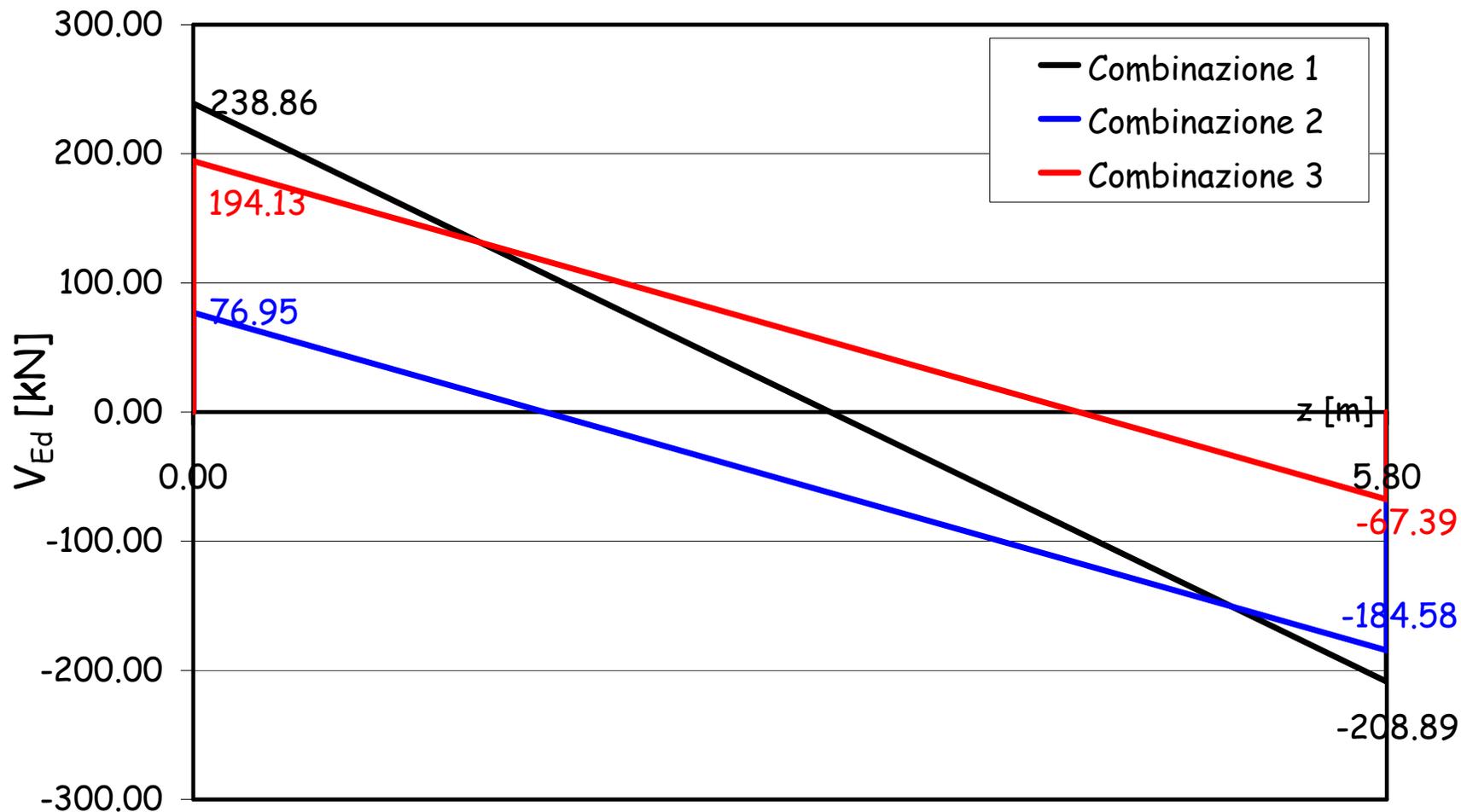
SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE - PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.



Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Trave 8-9)

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO



SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE – PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.



Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Trave 8-9)

Resistenza a taglio in assenza di staffe

$$V_{Rd} = \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} b_w d \geq v_{min} b_w d$$

$$\rho_l = \frac{A_{s,l}}{b_w d} = \frac{3 \cdot 201}{300 \cdot 470} = 0.0043$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{470}} = 1.65$$

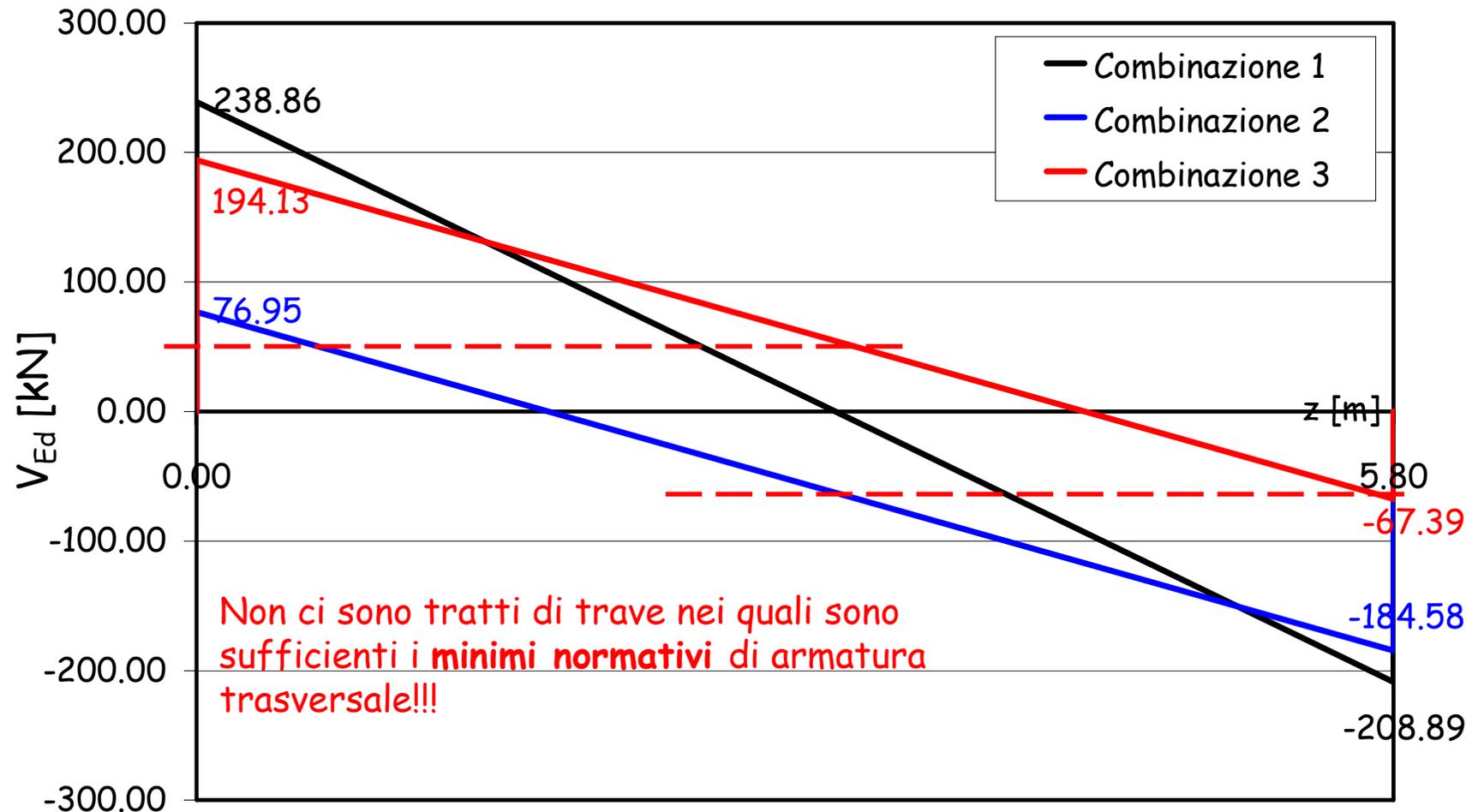
$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot 1.65^{3/2} \cdot 20^{1/2} = 0.3325$$

$$V_{Rd} = \frac{0.18 \cdot 1.65 \cdot (100 \cdot 0.0043 \cdot 20)^{1/3}}{1.5} \cdot 300 \cdot 470 = \underline{57171 N} \geq 0.3325 \cdot 300 \cdot 470 = 46875 N$$



Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Trave 8-9)



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO

SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE – PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.



Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Trave 8-9)

Resistenza a taglio con armatura trasversale

$$V_{Ed} = 238.86 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \frac{f_{cd}}{2} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta}{1 + \text{ctg}^2 \theta}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{sd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Il valore dell'angolo θ può essere determinato uguagliando il taglio sollecitante V_{Ed} alla resistenza di calcolo a "taglio compressione" V_{Rcd} :

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot 470 \cdot 300 \cdot 1 \cdot \frac{11.33}{2} \cdot \frac{\text{ctg} \theta}{1 + \text{ctg}^2 \theta} = 238860 \text{ N} \quad \rightarrow \quad \text{ctg} \theta = 2.63$$

$$1.0 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

controllando, comunque, che risulti:

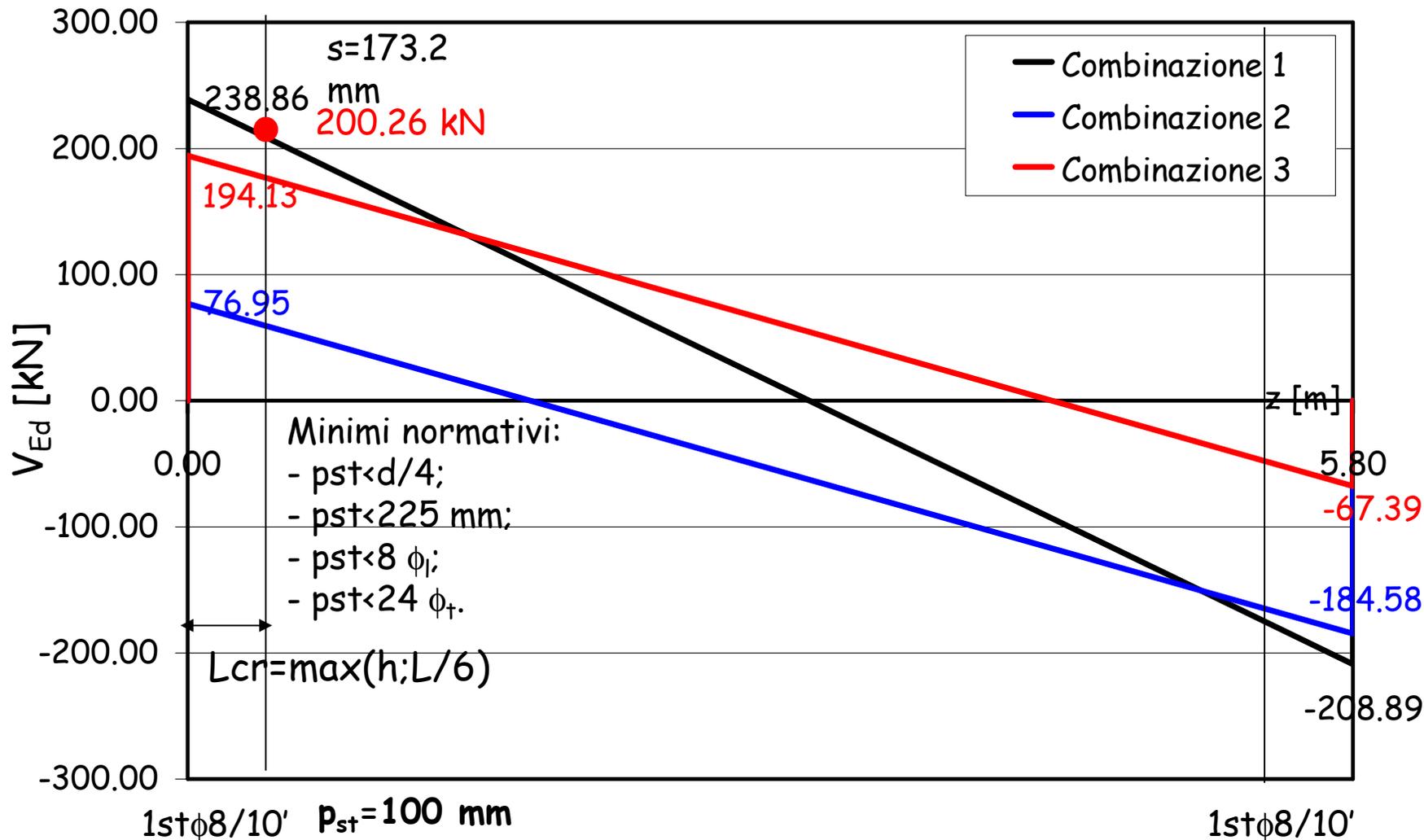
Il passo delle staffe può essere derivato imponendo che il valore di calcolo del "Taglio trazione" V_{Rsd} risulti pari al taglio sollecitante V_{ed} ed imponendo $\text{ctg} \theta = 2.5$:

$$s = 0.9 \cdot 470 \cdot \frac{100}{238860} \cdot 391.31 \cdot (2.50) \cdot 1 = 173.2 \text{ mm}$$



Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Trave 8-9)



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO

SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE - PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.



Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Trave 8-9)

Resistenza a taglio con armatura trasversale (tratto interno alla trave)

$$V_{Ed} = 200.26 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \frac{f_{cd}}{2} \cdot \frac{ctg \alpha + ctg \theta}{1 + ctg^2 \theta}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{sd} \cdot (ctg \alpha + ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

Il valore dell'angolo θ può essere determinato uguagliando il taglio sollecitante V_{Ed} alla resistenza di calcolo a "taglio compressione" V_{Rcd} :

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot 470 \cdot 300 \cdot 1 \cdot \frac{11.33}{2} \cdot \frac{ctg \theta}{1 + ctg^2 \theta} = 200260 \text{ N} \quad \rightarrow \quad ctg \theta = 3.29$$

$$1.0 \leq ctg \theta \leq 2.5$$

controllando, comunque, che risulti:

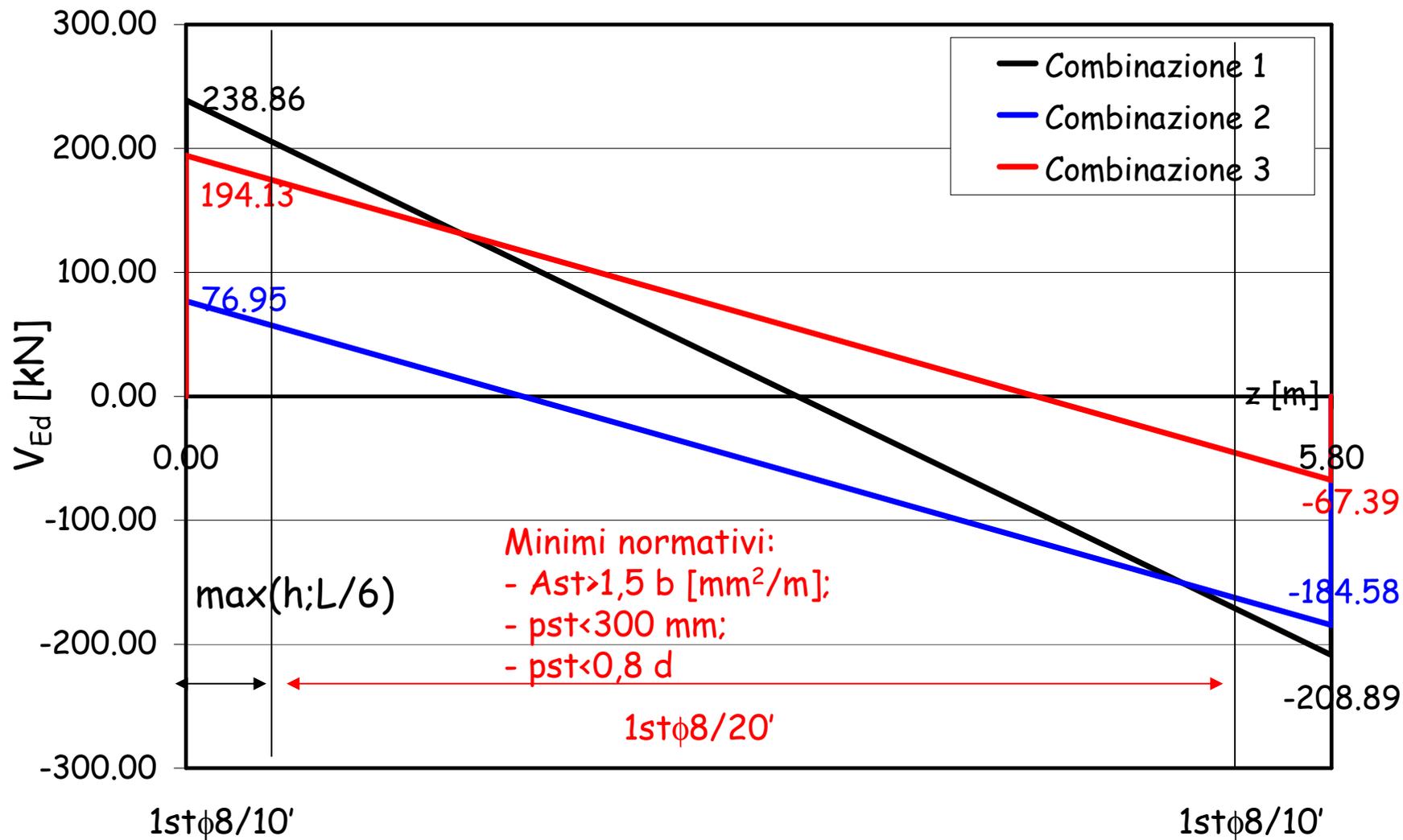
Il passo delle staffe può essere derivato imponendo che il valore di calcolo del "Taglio trazione" V_{Rsd} risulti pari al taglio sollecitante V_{Ed} :

$$s = 0.9 \cdot 470 \cdot \frac{100}{200260} \cdot 391.31 \cdot \underline{(2.50)} \cdot 1 = 206 \text{ mm}$$



Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Trave 8-9)

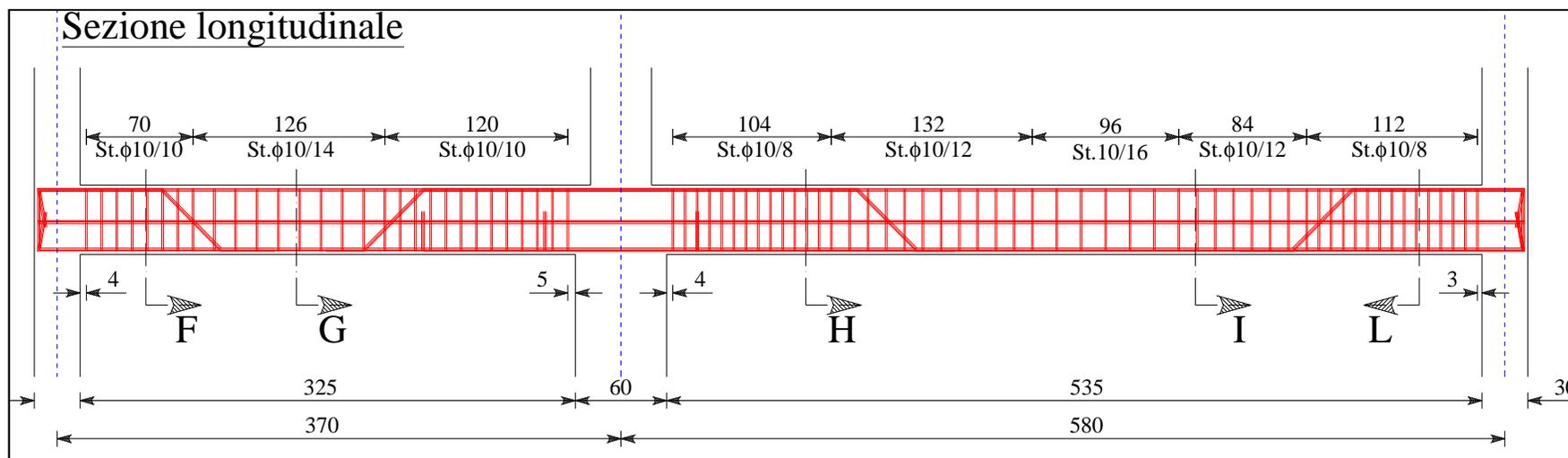




Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Trave 8-9)

Soluzione alternativa

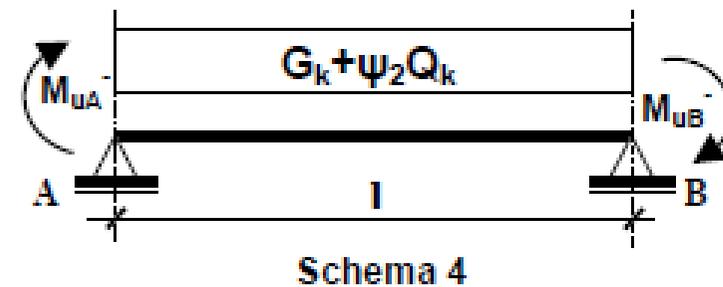
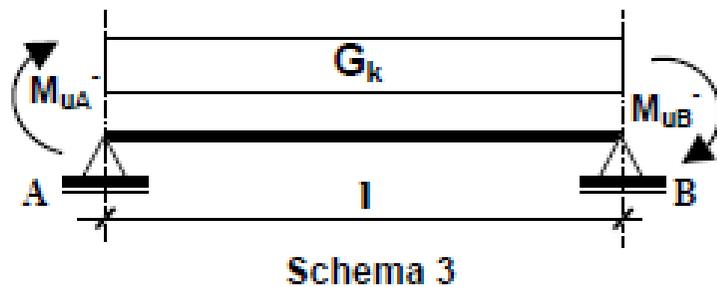
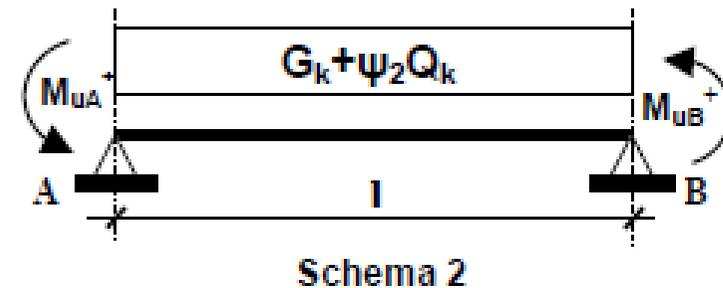
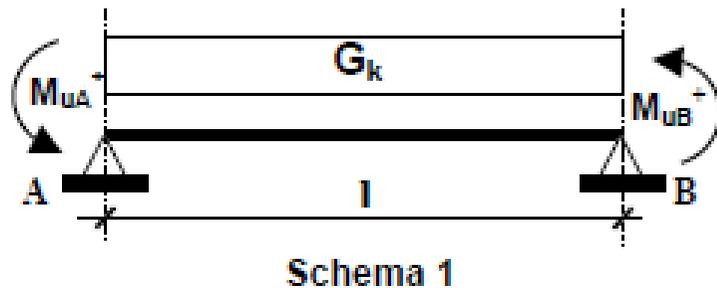


UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO

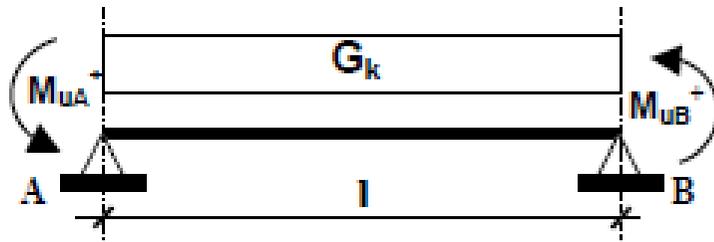
SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE – PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.

I valori di taglio di calcolo sono definiti per i valori minimi e massimi conseguenti alla presenza o meno dei carichi variabili e con i due segni possibili in ogni caso concordi.

Pertanto, definiti i valori di momento resistente, assumendo positivo il verso antiorario, e indicando con G_k i carichi permanenti e Q_k i carichi variabili, le combinazioni possibili sono quattro: per ogni segno del momento due combinazioni una per il solo carico permanente e una per la combinazione del permanente con il carico variabile affetto del coefficiente ψ_2



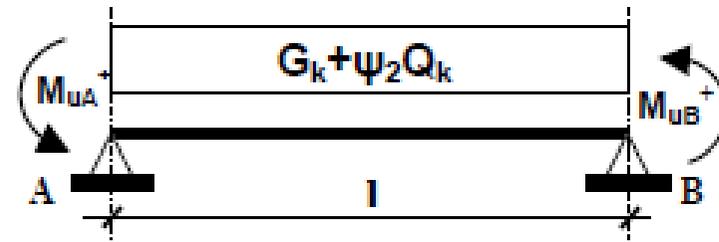
Valori del taglio di calcolo



Schema 1

$$V_{A1} = \gamma_{Rd} * (M_{uA}^+ + M_{uB}^+) / l + G_k * l / 2$$

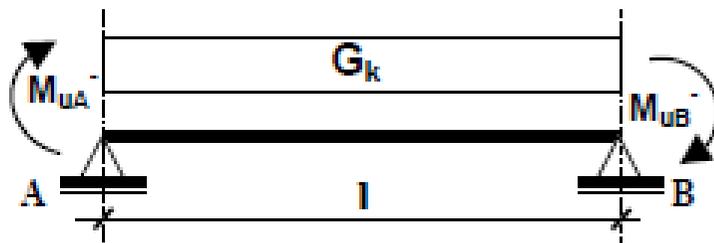
$$V_{B1} = \gamma_{Rd} * (M_{uA}^+ + M_{uB}^+) / l - G_k * l / 2$$



Schema 2

$$V_{A2} = \gamma_{Rd} * (M_{uA}^+ + M_{uB}^+) / l + (G_k + \psi_2 * Q_k) / 2$$

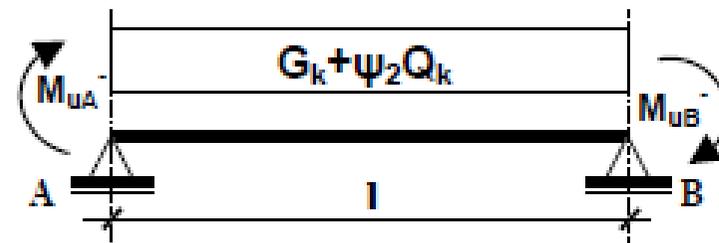
$$V_{B2} = \gamma_{Rd} * (M_{uA}^+ + M_{uB}^+) / l - (G_k + \psi_2 * Q_k) / 2$$



Schema 3

$$V_{A3} = \gamma_{Rd} * (M_{uA}^- + M_{uB}^-) / l + G_k * l / 2$$

$$V_{B3} = \gamma_{Rd} * (M_{uA}^- + M_{uB}^-) / l - G_k * l / 2$$



Schema 4

$$V_{A4} = \gamma_{Rd} * (M_{uA}^- + M_{uB}^-) / l + (G_k + \psi_2 * Q_k) / 2$$

$$V_{B4} = \gamma_{Rd} * (M_{uA}^- + M_{uB}^-) / l - (G_k + \psi_2 * Q_k) / 2$$

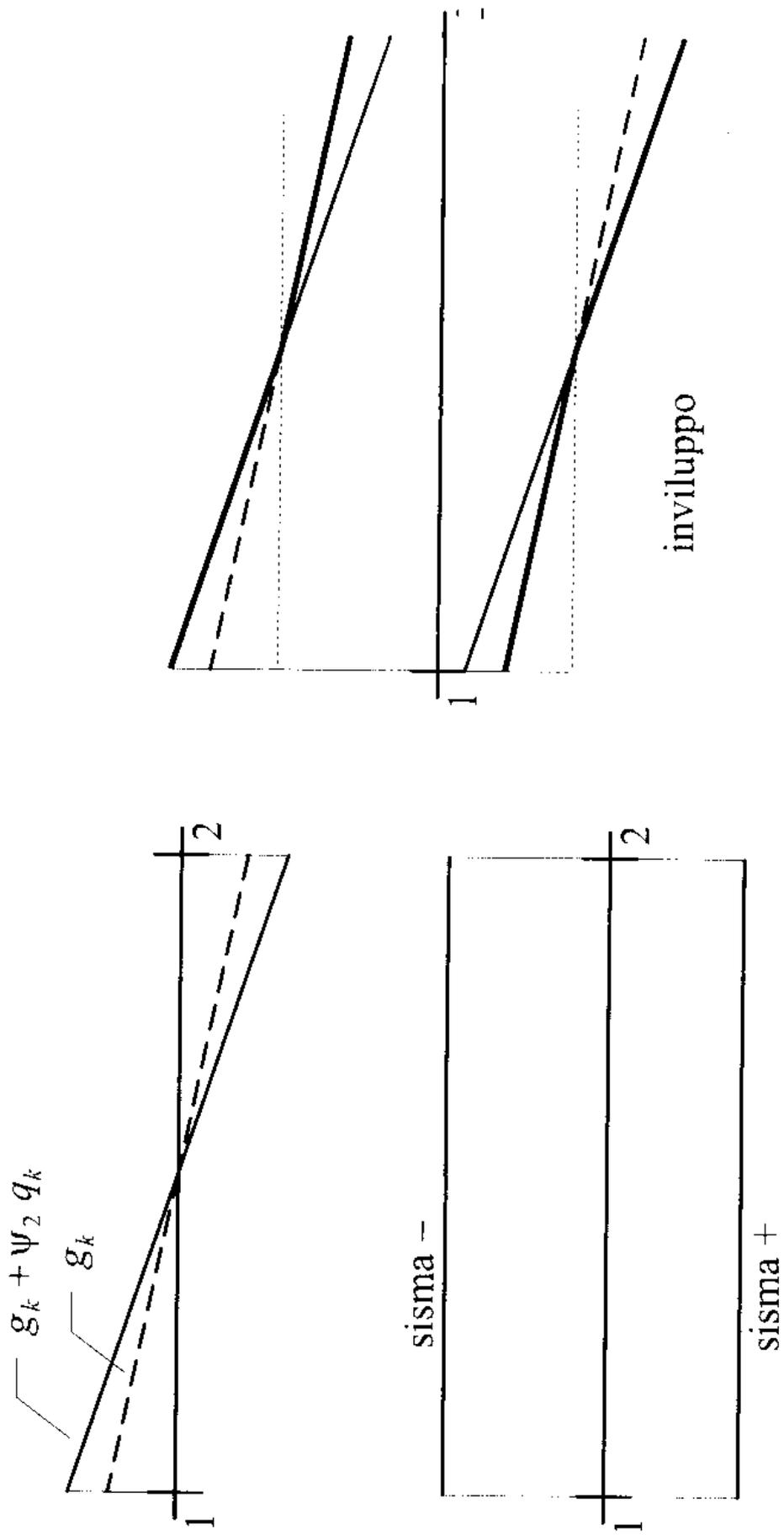


Fig. 3. Taglio da carichi verticali, da sisma e loro involucro

I momenti resistenti sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame.

La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro b_c (v. Fig. 7.4.2a) su cui la trave confluisce più:

- due volte l'altezza della soletta da ciascun lato, nel caso di travi confluenti in pilastri interni (v. Fig. 7.4.2b);
- due o quattro volte l'altezza della soletta da ciascun lato in cui è presente una trave trasversale di altezza simile, nel caso di travi confluenti rispettivamente in pilastri esterni (v. Fig. 7.4.2c e 7.4.2d).

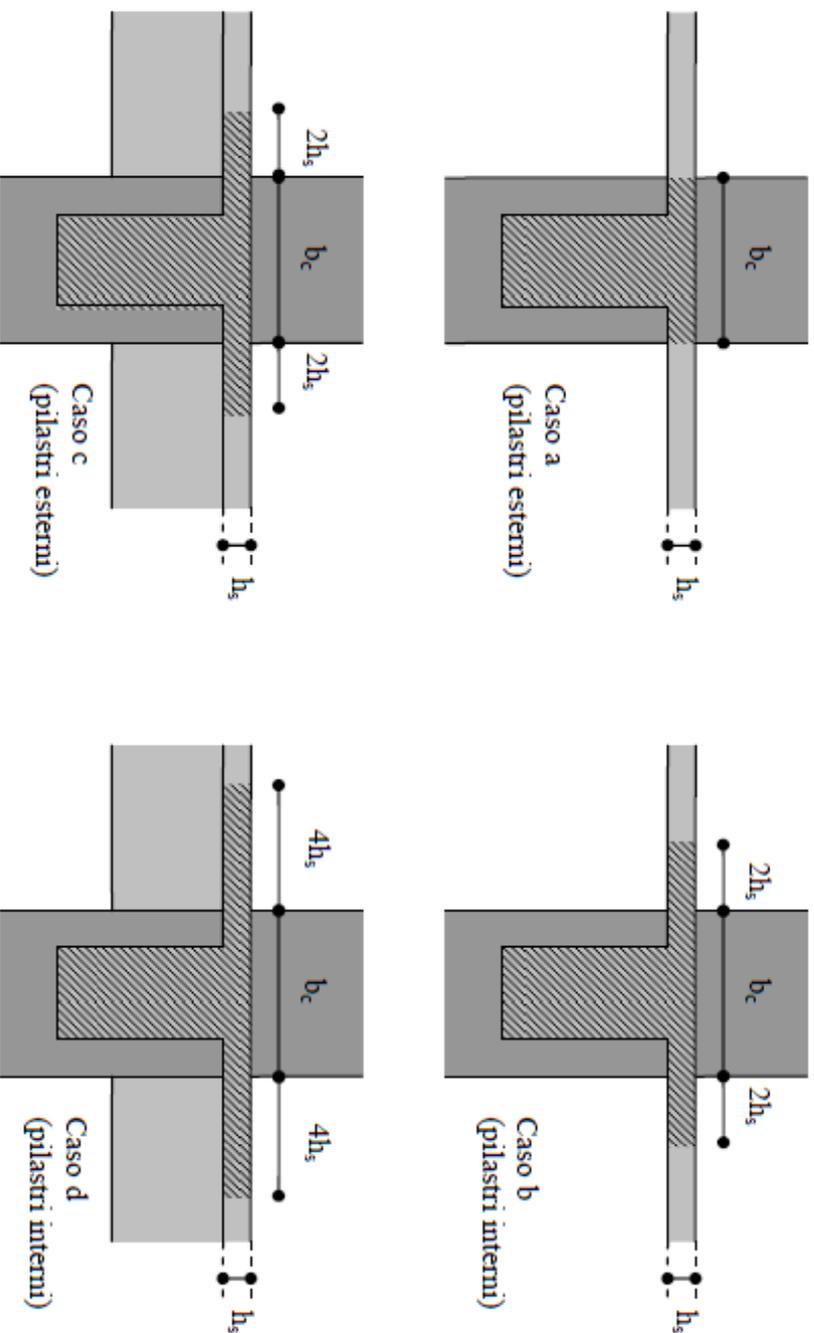


Figura 7.4.1 – Larghezza collaborante delle travi.



Armature a taglio delle travi

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).



Armature a taglio delle travi

4.1.2.1.3.1 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5$$

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$



Armature a taglio delle travi

Progetto delle armature

Caso 1

Se il taglio sollecitante V_{Sd} risulta maggiore del valore massimo di V_{Rcd} , ottenuto per $\theta=45^\circ$, occorre modificare la sezione o adottare un calcestruzzo di classe più elevata;



Armature a taglio delle travi

Progetto delle armature

Caso 2

Se il taglio sollecitante V_{Sd} è compreso fra il minimo e il massimo valore di V_{Rcd} , ottenuti rispettivamente per $\theta=21,81^\circ$ e $\theta=45^\circ$, dall'eguaglianza del taglio sollecitante V_{Sd} con la resistenza a taglio-compressione V_{Rcd} :

$$V_{Sd} = V_{Rcd}$$



si ricava l'inclinazione delle bielle compresse θ^*

Noto il valore dell'inclinazione θ^* è possibile calcolare l'armatura trasversale A_{sw} ovvero il passo s delle staffe.

Essa può ottenersi dall'eguaglianza tra il taglio sollecitante V_{sd} (ovvero t_{sd}) con la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} (ovvero t_{Rsd}):

$$V_{Sd} = V_{Rsd}$$



$$V_{Sd} = V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d^*}{s} \cdot \cot \theta$$



$$A_{sw} = \frac{V_{Sd} \cdot s}{d^* \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta}$$



Armature a taglio delle travi

Progetto delle armature

Caso 3

Viceversa, se il taglio sollecitante V_{Sd} risulta minore del valore minimo di V_{Rcd} , ottenuto per $\theta=21,81^\circ$, la resistenza delle bielle compresse è sovrabbondante.

L'armatura trasversale A_{sw} può ottenersi dall'eguaglianza del taglio sollecitante V_{Sd} con la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} valutata per una $\cot \theta = 2,5$

$$V_{Sd} = V_{Rsd}(\cot \theta = 2.5)$$



$$V_{Sd} = V_{Rsd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d^*}{s} \cdot (2.50)$$

dalla quale può ricavarsi che:

$$A_{sw} = \frac{V_{Sd} \cdot s}{d^* \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1}{2.5}$$



Armature a taglio delle travi

§ 7.4.6 Dettagli costruttivi

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.



7.4.4.1.2 *Verifiche di resistenza*

7.4.4.1.2.1 *Flessione*

In ogni sezione il momento resistente, calcolato come indicato nel § 4.1.2.1.2, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo, determinato come indicato nel § 7.4.4.1.1.

7.4.4.1.2.2 *Taglio*

Per le strutture in CD”B”, la resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.1.1 è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

Per le strutture in CD”A”, vale quanto segue:

- la resistenza a taglio si calcola come indicato in § 4.2.1.3 assumendo nelle zone critiche $\text{ctg}\theta = 1$;



Armature a taglio delle travi

Verifica

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Nel caso di verifica a taglio di una sezione in c.a. sono conosciute:

- la geometria della sezione; la base b , l'altezza geometrica h e l'altezza utile d ;
- l'armatura metallica trasversale A_{sw} , nonché il passo s ;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo f_{cd} e dell'acciaio f_{yd} .

Step 1

Si eguaglia il taglio compressione V_{Rcd} con il taglio trazione V_{Rsd} valutato con le relative formulazioni.

Questo consente di calcolare **l'inclinazione in corrispondenza della quale si registra la contemporanea crisi delle bielle compresse e lo snervamento delle armature trasversali**, ossia:

$$V_{Rcd} = V_{Rsd} \rightarrow \cot \theta^* = \sqrt{\frac{0.5 \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{b \cdot s \cdot \sigma_{cd}} = \text{Percentuale meccanica di armatura trasversale}$$



Armature a taglio delle travi

Verifica

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Step 2

Successivamente bisogna controllare se l'inclinazione così valutata è rispettosa dei limiti normativi. Pertanto:

- Se la $\cot\theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot\theta^*$ è maggiore di 2.5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot\theta = 2,5$.
- Se la $\cot\theta^*$ è minore di 1.0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot\theta = 1,0$.

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta)$$

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

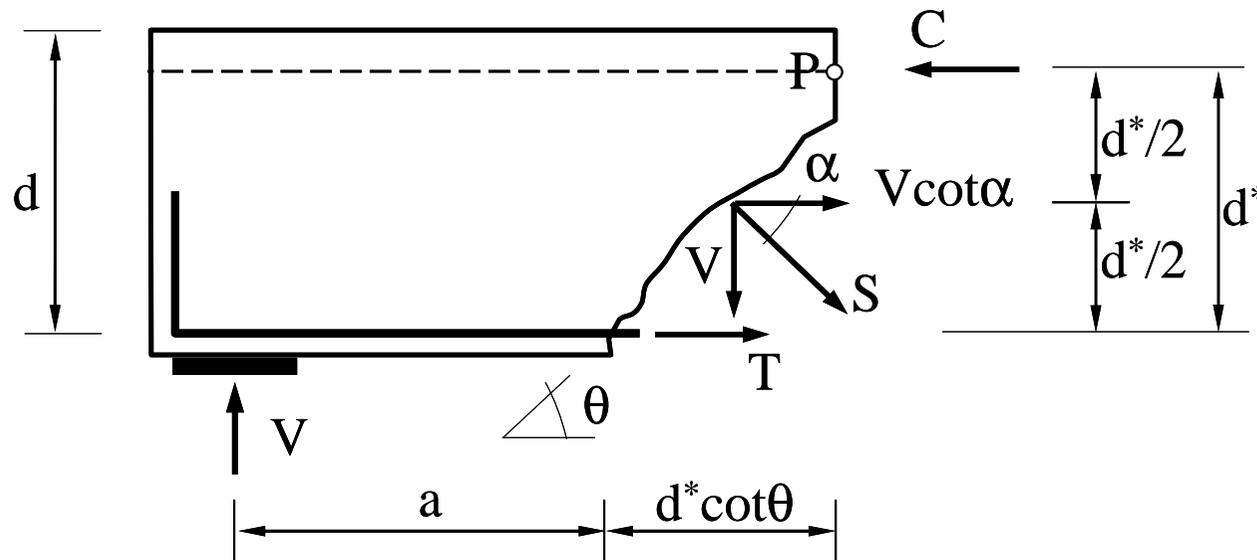
$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$



La traslazione del momento flettente

La formazione delle lesioni inclinate di rispetto all'asse dell'elemento comporta un aggravio dello stato tensionale nell'armatura tesa longitudinale, che talvolta, soprattutto nel caso di debole armatura trasversale, risulta non trascurabile.

Se si fa riferimento allo schema di Figura, si può analizzare l'equilibrio alla rotazione del concio, delimitato proprio dalla lesione inclinata, rispetto al punto P.





La traslazione del momento flettente

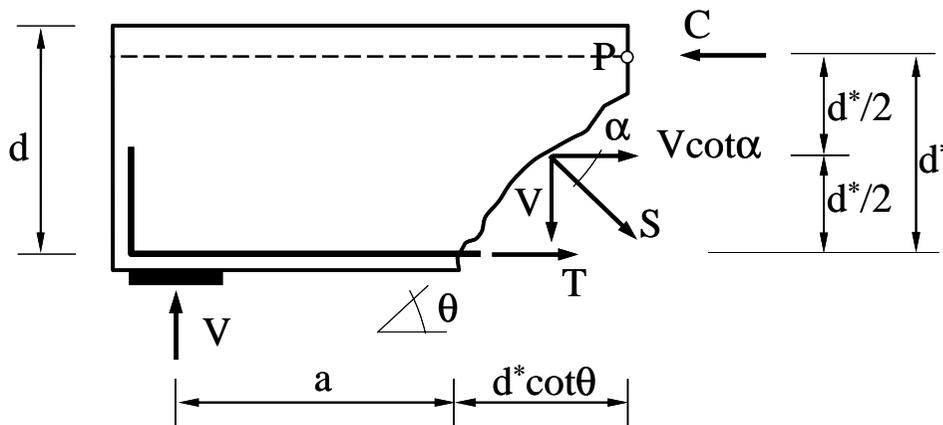
$$T \cdot d^* - V \cdot (a + d^* \cdot \cot \theta) + V \cdot \frac{d^*}{2} \cdot \cot \theta + (V \cdot \cot \alpha) \cdot \frac{d^*}{2} = 0$$

dalla quale si ricava lo sforzo nell'armatura tesa:

$$T = \frac{V}{d^*} \cdot \left[a + \frac{d^*}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \right]$$

che, essendo $M = V \cdot a$ può scriversi:

$$T = \frac{M}{d^*} + \frac{V}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)$$





La traslazione del momento flettente

Quindi l'effetto della fessurazione diagonale comporta la traslazione del momento flettente calcolato nelle condizioni di carico allo stato limite ultimo di una quantità

$$\frac{d^*}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)$$

e quindi un'armatura longitudinale integrativa fornita dalla relazione:

$$A_s = \frac{V}{2} \cdot \frac{\cot \theta - \cot \alpha}{f_{yd}}$$

Nella sezione di appoggio deve prevedersi una armatura inferiore

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{V}{2} \cdot \frac{\cot \theta}{f_{yd}}$$

Armatura trasversale
costituita da staffe

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = \frac{V}{f_{yd}} \cdot \cot \theta$$

Assenza di armatura
trasversale

$$\cot \theta = 1,0$$



La traslazione del momento flettente

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$a_1 = 0,9 \cdot d \cdot (\operatorname{ctg}\theta - \operatorname{ctg}\alpha) / 2 \geq 0 \quad (4.1.22)$$



Pilastri: progetto dell'armatura

Per definire l'armatura, sarebbe ovviamente “comodo” disporre di un programma che la progetti direttamente a pressoflessione deviata (**M_x , M_y , N**) tenendo conto che esistono varie terne di valori.

In mancanza di questo, si possono comunque ottenere buoni risultati progettando l'armatura a pressoflessione retta, valutando separatamente quella necessaria su una coppia di lati e sull'altra coppia di lati

7.4.4.2.2 *Verifiche di resistenza*

NTC2008

7.4.4.2.2.1 *Presso-flessione*

Per le strutture in CD “B” ed in CD “A” la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 e la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

7.4.4.2 Pilastri

7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.2 a, i momenti $M_{C,Rd}$ e $M_{b,Rd}$ si determinano come specificato nel § 4.1.2.1.2, assumendo la deformazione massima dell'acciaio $\epsilon_s = 1\%$.

Nella (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{C,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

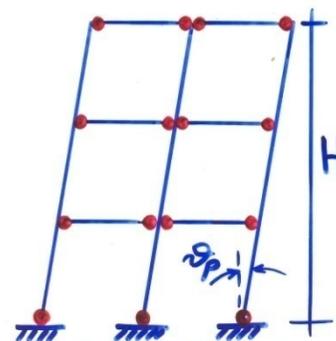
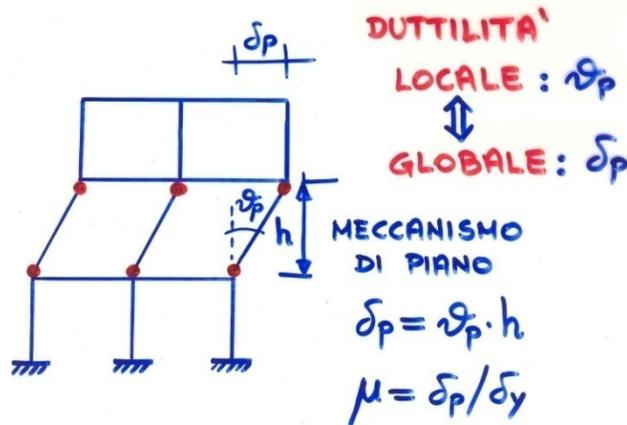
Pilastri: Armatura Longitudinale

Quanto alle **sollecitazioni flettenti**, esse possono essere desunte dall'analisi per quanto riguarda la **Combinazione 1** (relativa alle sole azioni permanenti).

Per le Combinazioni 2 e 3, invece, bisogna considerare i due seguenti fattori:

- l'entità dell'azione **sismica è più incerta** delle azioni permanenti e, dunque, anche le sollecitazioni che ne derivano sono più incerte di quelle relative alla Comb. 1;
- da un punto di vista prestazionale, la crisi di un pilastro conduce ad una duttilità globale più bassa rispetto a quella di una trave; pertanto, i **pilastri devono essere più resistenti delle travi**.

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{t,Rd}$$



PER EVITARE MECCANISMI DI PIANO:
CRITERIO DI GERARCHIA: $\sum M_{pc} \geq \sum M_{pb}$

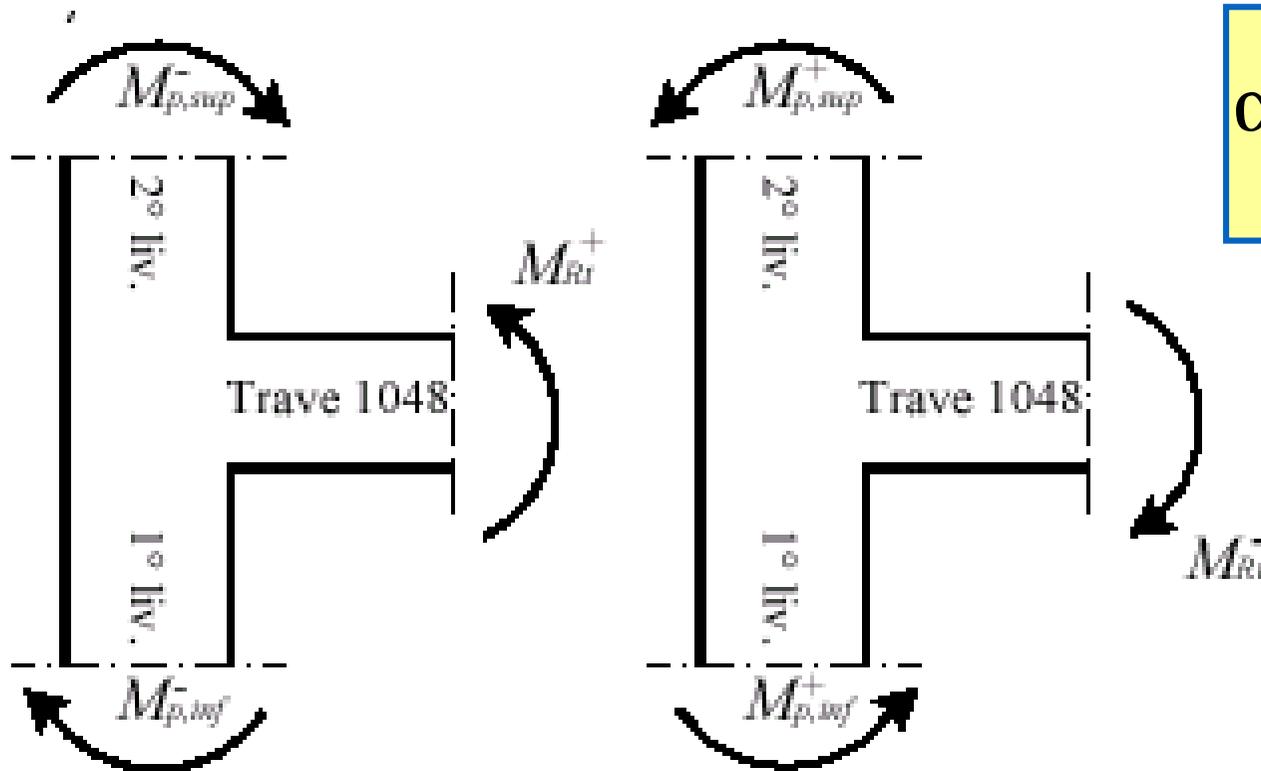
per strutture in classe di duttilità B:

$$\gamma_{Rd} = 1.1$$



Gerarchia delle Resistenze Pilastro/Trave

Gerarchia delle resistenze pilastro-trave: **incremento dei momenti di calcolo dei pilastri** in modo da favorire le plasticizzazioni sulle travi e ottenere un meccanismo di collasso di tipo globale.

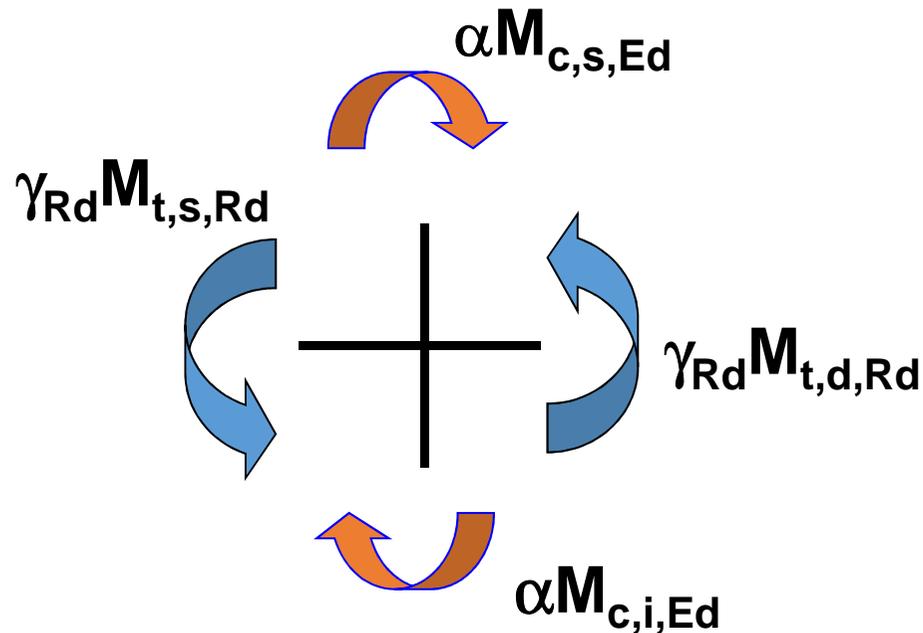


$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\left| \sum M_{Rt} \right|}{\left| \sum M_p \right|}$$



Gerarchia delle Resistenze Pilastro/Trave

Nodi Dall'equilibrio del nodo
deriva

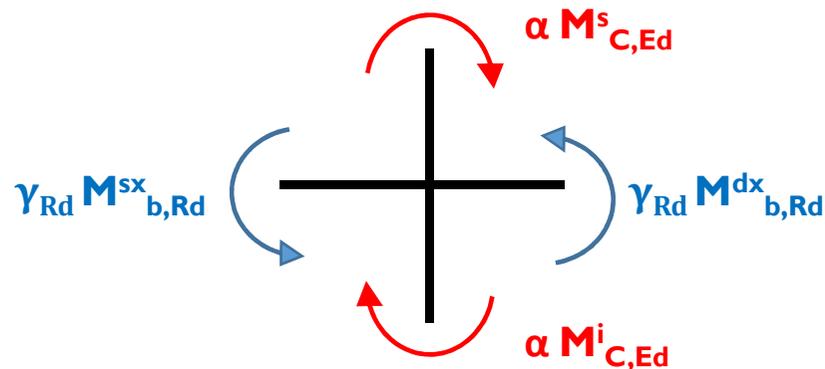


$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum_i M_{t,i,Rd}}{\sum_i M_{c,i,Ed}}$$

**Progetto delle armature
del pilastro:**

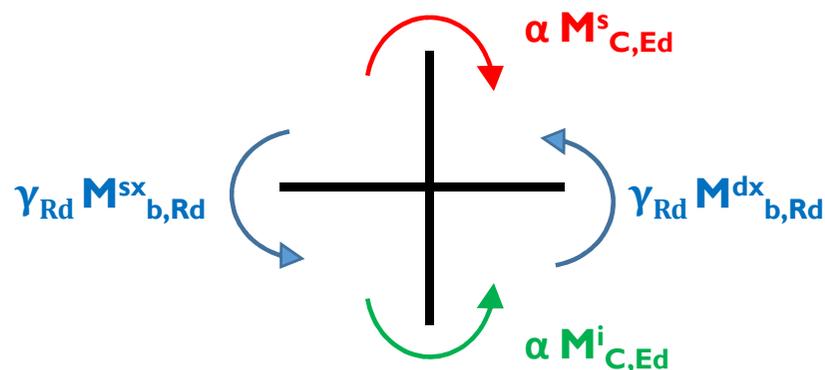
$$M_{c,i,Rd} \geq \alpha M_{c,i,Ed}$$

Pilastri: Armatura Longitudinale



$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd}^{sx} + M_{b,Rd}^{dx}}{M_{C,Ed}^i + M_{C,Ed}^s}$$

Nel caso in cui i momenti sollecitanti nel pilastro hanno segno discorde, al denominatore va posto il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi (§ C7.2.1)



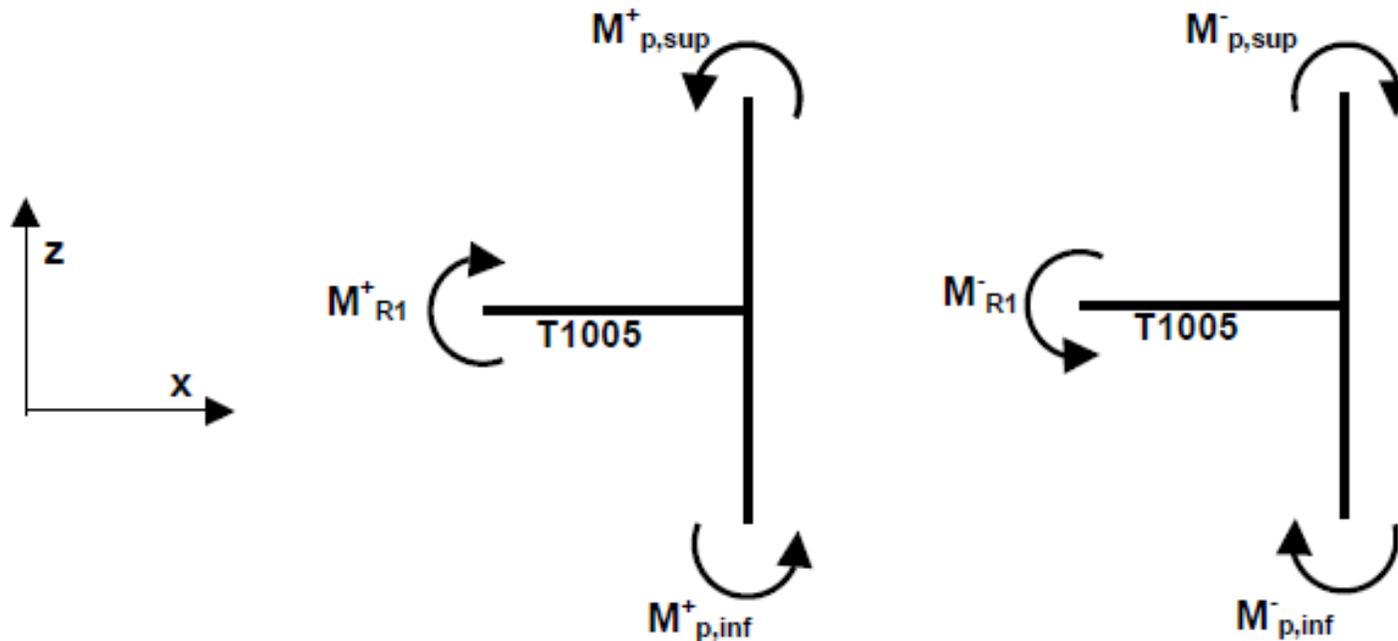
$$|M_{C,Ed}^i| > |M_{C,Ed}^s|$$

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{b,Rd}^{sx} + M_{b,Rd}^{dx} + M_{C,Ed}^s}{M_{C,Ed}^i}$$



Gerarchia delle Resistenze Pilastro/Trave

- fattore di amplificazione α per M_y



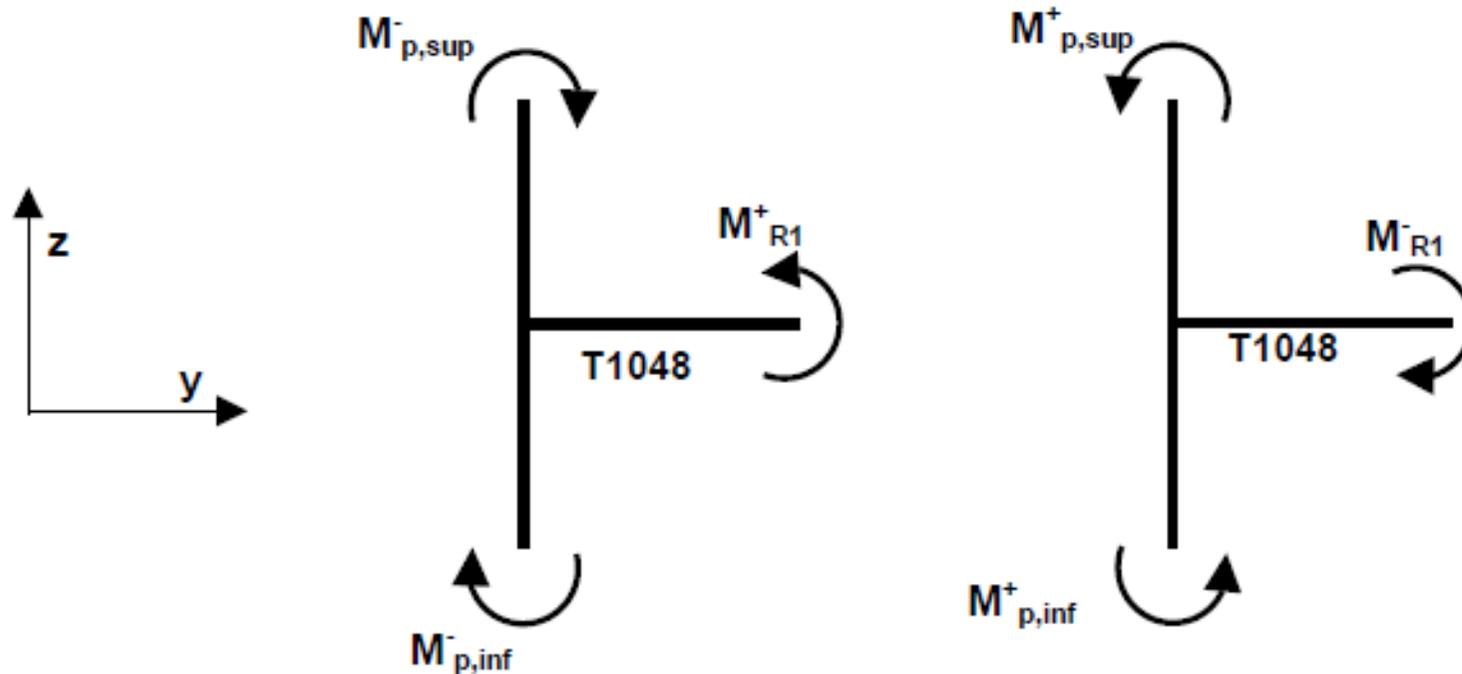
$$\alpha^+ = \gamma_{rd} * |M^+_{Rt}| / |M^+_{p,inf} + M^+_{p,sup}|$$

$$\alpha^- = \gamma_{rd} * |M^-_{Rt}| / |M^-_{p,inf} + M^-_{p,sup}|$$



Gerarchia delle Resistenze Pilastro/Trave

- fattore di amplificazione α per M_x



$$\alpha^+ = \gamma_{rd} * |M_{Rt}^+| / |M_{p,inf}^+ + M_{p,sup}^+| =$$

$$\alpha^- = \gamma_{rd} * |M_{Rt}^-| / |M_{p,inf}^- + M_{p,sup}^-| =$$



Pilastri: Armatura Longitudinale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Pilastro 5-8)

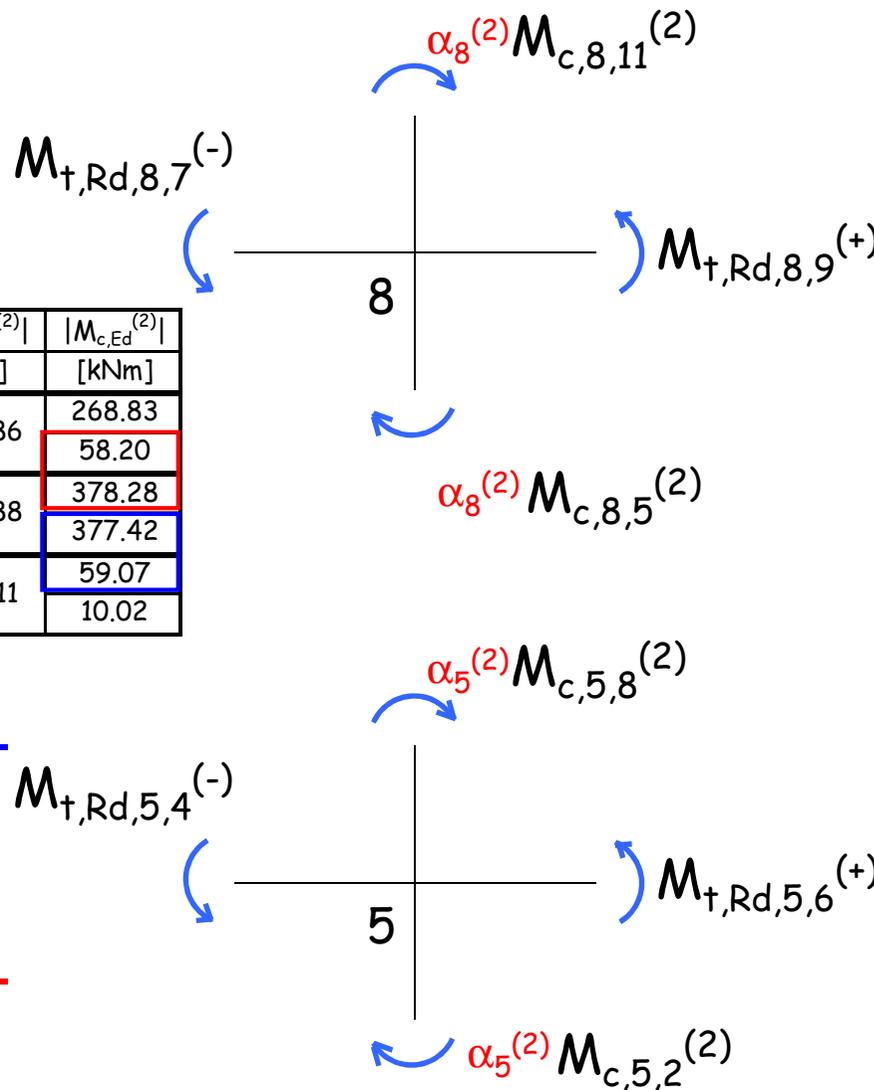
Sezione	$M_{Rd}^{(+)}$ [kNm]	$M_{Rd}^{(-)}$ [kNm]
7	104.95	104.95
7-8	104.95	104.95
8	105.29	257.09
	139.72	262.34
8-9	138.84	105.10
9	105.18	172.40

Pilastro	$ N_{c,Ed}^{(2)} $ [kN]	$ M_{c,Ed}^{(2)} $ [kNm]	$ N_{c,Ed}^{(3)} $ [kN]	$ M_{c,Ed}^{(3)} $ [kNm]	Pilastro	$ N_{c,Ed}^{(2)} $ [kN]	$ M_{c,Ed}^{(2)} $ [kNm]
2-5	748.86	268.83 11.23	652.16	289.63 64.92	2-5	748.86	268.83 58.20
5-8	494.88	72.97 62.65	437.12	138.44 138.63	5-8	494.88	378.28 377.42
8-11	239.11	9.80 10.02	222.24	68.80 95.41	8-11	239.11	59.07 10.02

$$\alpha_8^{(2)} = \gamma_{Rd} \frac{M_{t,Rd,8,9}^{(+)} + M_{t,Rd,8,7}^{(-)}}{M_{c,Ed,8,5}^{(2)} + M_{c,Ed,8,11}^{(2)}} = 1.1 \cdot \frac{139.72 + 257.09}{62.65 + 9.80} = 6.03$$

Ipotizzando che la trave al primo livello sia identica a quella del secondo:

$$\alpha_5^{(2)} = \gamma_{Rd} \frac{M_{t,Rd,5,6}^{(+)} + M_{t,Rd,5,4}^{(-)}}{M_{c,Ed,5,2}^{(2)} + M_{c,Ed,5,8}^{(2)}} = 1.1 \cdot \frac{139.72 + 257.09}{11.23 + 72.97} = 5.18$$





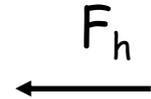
Pilastri: Armatura Longitudinale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Pilastro 5-8)

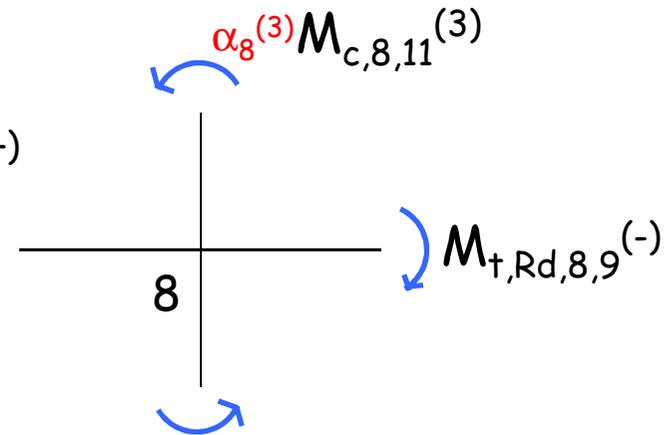
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO

Sezione	$M_{Rd}^{(+)}$ [kNm]	$M_{Rd}^{(-)}$ [kNm]
7	104.95	104.95
7-8	104.95	104.95
8	105.29 139.72	257.09 262.34
8-9	138.84	105.10
9	105.18	172.40

Pilastro	$ N_{c,Ed}^{(2)} $ [kN]	$ M_{c,Ed}^{(2)} $ [kNm]	$ N_{c,Ed}^{(3)} $ [kN]	$ M_{c,Ed}^{(3)} $ [kNm]	Pilastro	$ N_{c,Ed}^{(3)} $ [kN]	$ M_{c,Ed}^{(3)} $ [kNm]
2-5	748.86	268.83 11.23	652.16	289.63 64.92	2-5	652.16	289.63 129.09
5-8	494.88	72.97 62.65	437.12	138.44 138.63	5-8	437.12	275.31 270.27
8-11	239.11	9.80 10.02	222.24	68.80 95.41	8-11	222.24	134.13 95.41



$$M_{t,Rd,8,7}^{(+)}$$

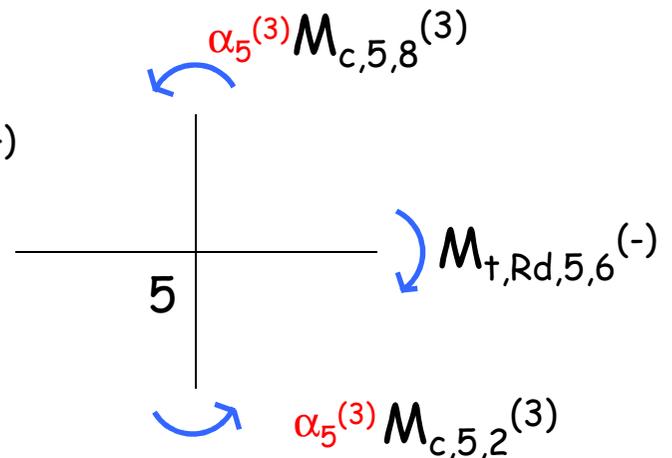


$$\alpha_8^{(3)} = \gamma_{Rd} \frac{[M_{t,Rd,8,9}^{(+)} + M_{t,Rd,8,7}^{(-)}]}{[M_{c,Ed,8,5}^{(3)} + M_{c,Ed,8,11}^{(3)}]} = 1.1 \cdot \frac{[105.29 + 262.34]}{[138.63 + 68.80]} = 1.95$$

Ipotizzando che la trave al primo livello sia identica a quella del secondo:

$$\alpha_5^{(3)} = \gamma_{Rd} \frac{[M_{t,Rd,5,6}^{(+)} + M_{t,Rd,5,4}^{(-)}]}{[M_{c,Ed,5,2}^{(3)} + M_{c,Ed,5,8}^{(3)}]} = 1.1 \cdot \frac{[105.29 + 262.34]}{[64.92 + 138.44]} = 1.99$$

$$M_{t,Rd,5,4}^{(+)}$$



SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE - PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.



Pilastri: Armatura Longitudinale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Pilastro 5-8)

Pilastro	Combinazione 1		Combinazione 2		Combinazione 3	
	$N_{c,Ed}^{(1)}$	$ M_{c,Ed}^{(1)} $	$N_{c,Ed}^{(2)}$	$ M_{c,Ed}^{(2)} $	$N_{c,Ed}^{(3)}$	$ M_{c,Ed}^{(3)} $
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
2-5	1154.10	17.57	748.86	268.83	652.16	289.63
		64.67		58.20		129.09
5-8	752.66	56.46	494.88	378.28	437.12	275.31
		67.55		377.42		270.27
8-11	348.68	47.09	239.11	59.07	222.24	134.13
		65.45		10.02		95.41

$$b_{5-8} = 40 \text{ cm}$$

$$h_{5-8} = 60 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 11.33 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed}^{(k)} = \frac{N_{Ed}^{(k)}}{bh f_{cd}}$$

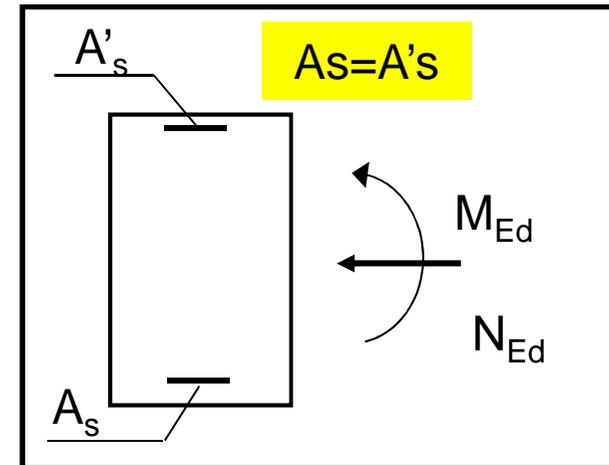
$$\mu_{Ed}^{(k)} = \frac{M_{Ed}^{(k)}}{bh^2 f_{cd}}$$

Pilastro	Combinazione 1		Combinazione 2		Combinazione 3	
	$v_{Ed}^{(1)}$	$ \mu_{Ed}^{(1)} $	$v_{Ed}^{(2)}$	$ \mu_{Ed}^{(2)} $	$v_{Ed}^{(3)}$	$ \mu_{Ed}^{(3)} $
5-8	0.277	0.035	0.182	0.232	0.161	0.169
	0.277	0.041	0.182	0.231	0.161	0.166



Progetto armature longitudinali nei pilastri

□ Progettazione ad armatura simmetrica



□ la progettazione delle armature si può eseguire fissando l'asse neutro adimensionalizzato nel campo 0.20 – 0.65, che garantisce buone caratteristiche di duttilità

□ L'armatura in compressione si ricava dall'equilibrio alla rotazione intorno all'armatura tesa:

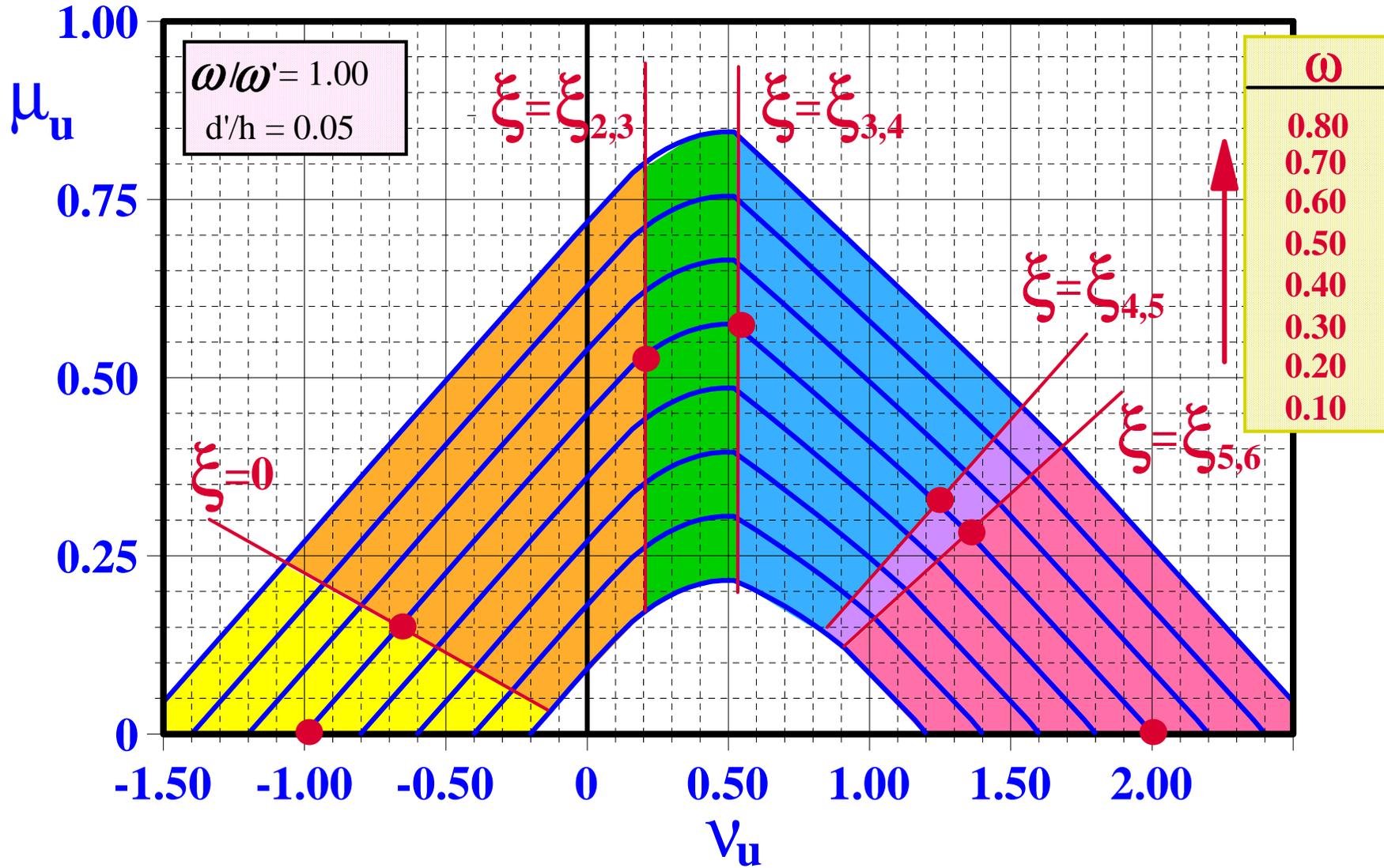
$$\mu_c + \omega' \cdot (1 - 2\delta') = \frac{M_{Ed} + N_{Ed} \cdot [(h/2) - d']}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \mu_u \quad \longrightarrow \quad \omega' \quad \omega' = \frac{A'_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \omega$$

$$\mu_c = \psi \cdot \xi \cdot (1 - \delta' - \lambda \cdot \xi)$$

$$\xi = \frac{y_c}{h} \quad \delta' = \frac{d'}{h}$$



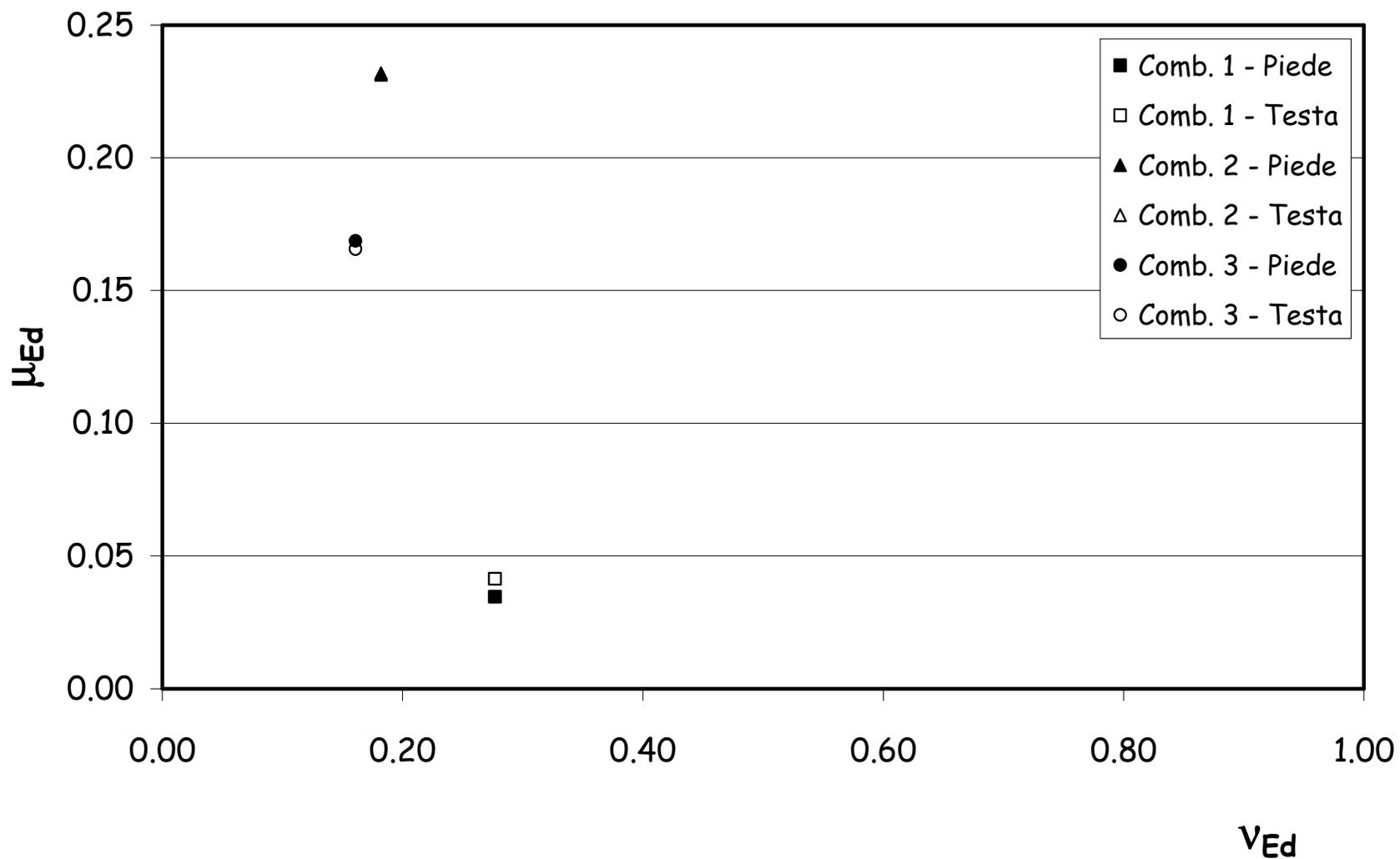
DOMINIO SEZIONE RETTANGOLARE - PRESSOFLESSIONE S.L.U.





Pilastri: Armatura Longitudinale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Pilastro 5-8)

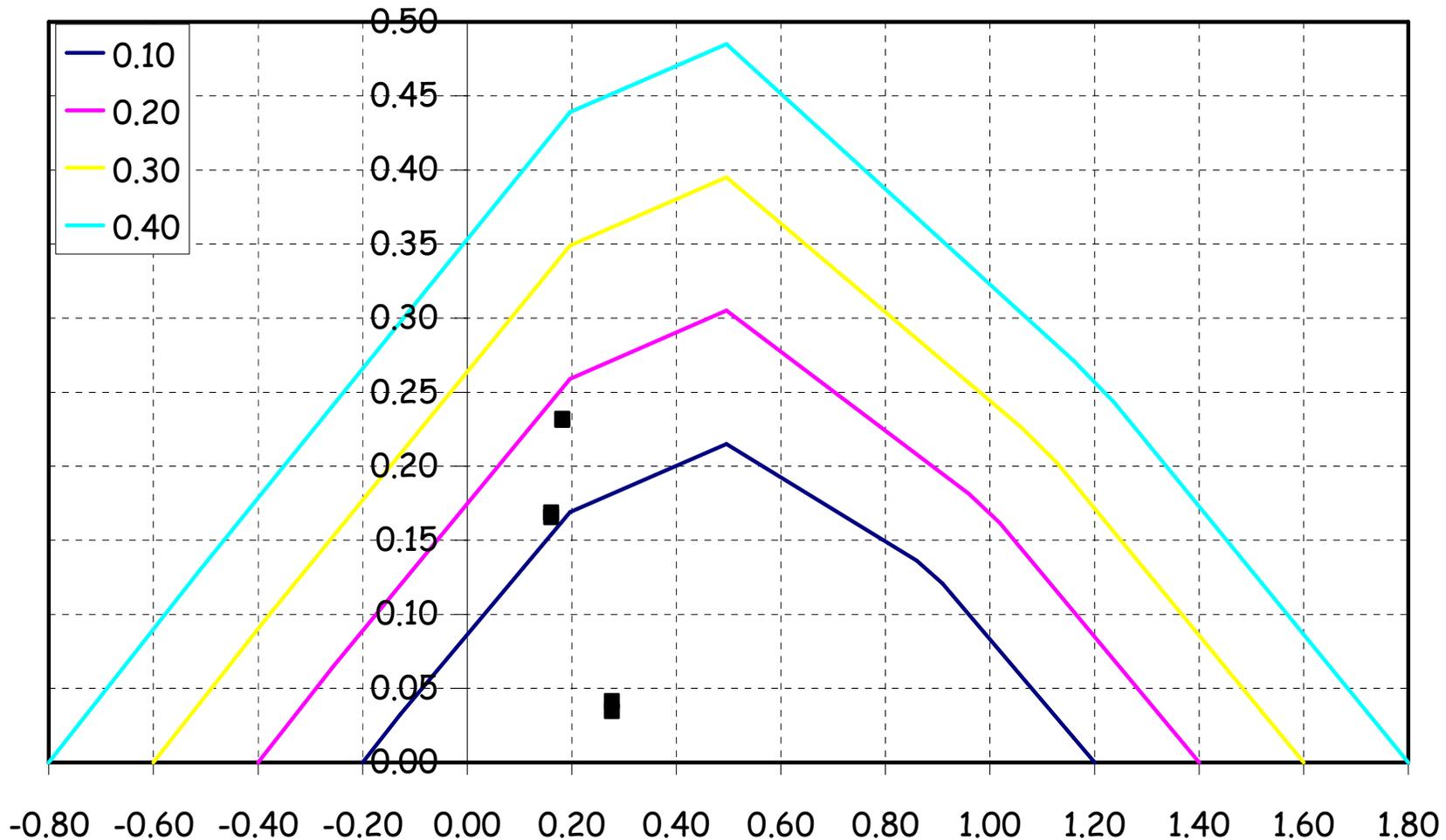




Pilastri: Armatura Longitudinale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Pilastro 5-8)

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO



SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE – PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.



Pilastri: Armatura Longitudinale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Pilastro 5-8)

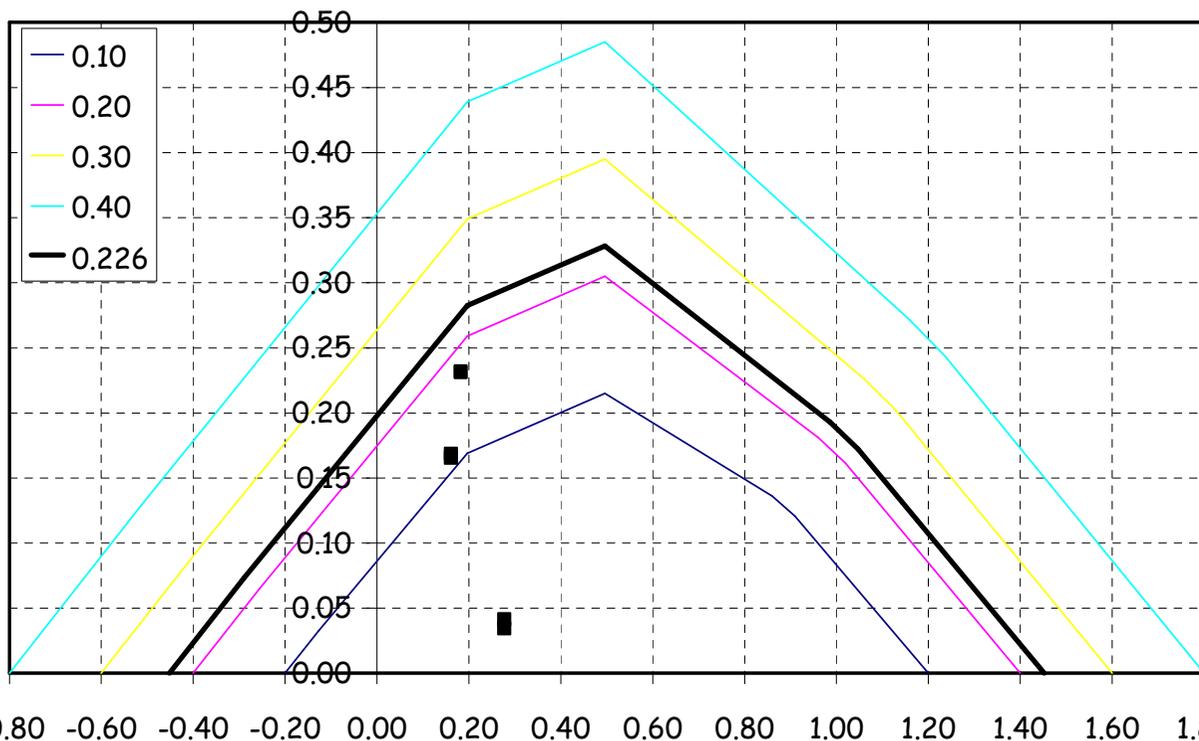
$$\frac{A_s f_{sd}}{b h f_{cd}} = 0.2$$

$$A_s = 0.2 \frac{b h f_{cd}}{f_{sd}} = 0.2 \cdot \frac{400 \cdot 600 \cdot 11.33}{391.3} = 1389 \text{ mm}^2$$



5φ20

$$A_s = 1570 \text{ mm}^2$$



$$\bar{\omega} = \frac{A_s f_{sd}}{b h f_{cd}} = \frac{1570 \cdot 391.3}{400 \cdot 600 \cdot 11.33} = \underline{\underline{0.226}}$$



§ 7.4.6 Dettagli costruttivi

7.4.6.1 Limitazioni geometriche

7.4.6.1.2 *Pilastri*

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

Se θ , quale definito nel § 7.3.1, risulta $>0,1$, l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

7.4.6.2 Limitazioni di armatura

Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.27)$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.



§ 7.4.6 Dettagli costruttivi

7.4.6.1 Limitazioni geometriche

Se θ , quale definito nel § 7.3.1, risulta $>0,1$, l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1 \quad \text{§ 7.3.1} \quad (7.3.2)$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0,3.



Pilastri: Armatura Longitudinale

Limitazioni normative

1. Barre almeno $\varnothing 12$ ad interasse minore di 30 cm

2. L'armatura deve essere maggiore di:

$$A_{s,\min} = \max\left(0.10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; 0.003 A_c\right)$$

3. L'armatura deve essere minore di:

$$A_{s,\max} = 0.04 A_c$$

4. Interasse tra le barre inferiore a 25cm

5. La percentuale geometrica di armatura rispetto alla sezione del pilastro deve essere compresa tra:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

DM2008

(§ 4.1.6.1.2)

DM 2008

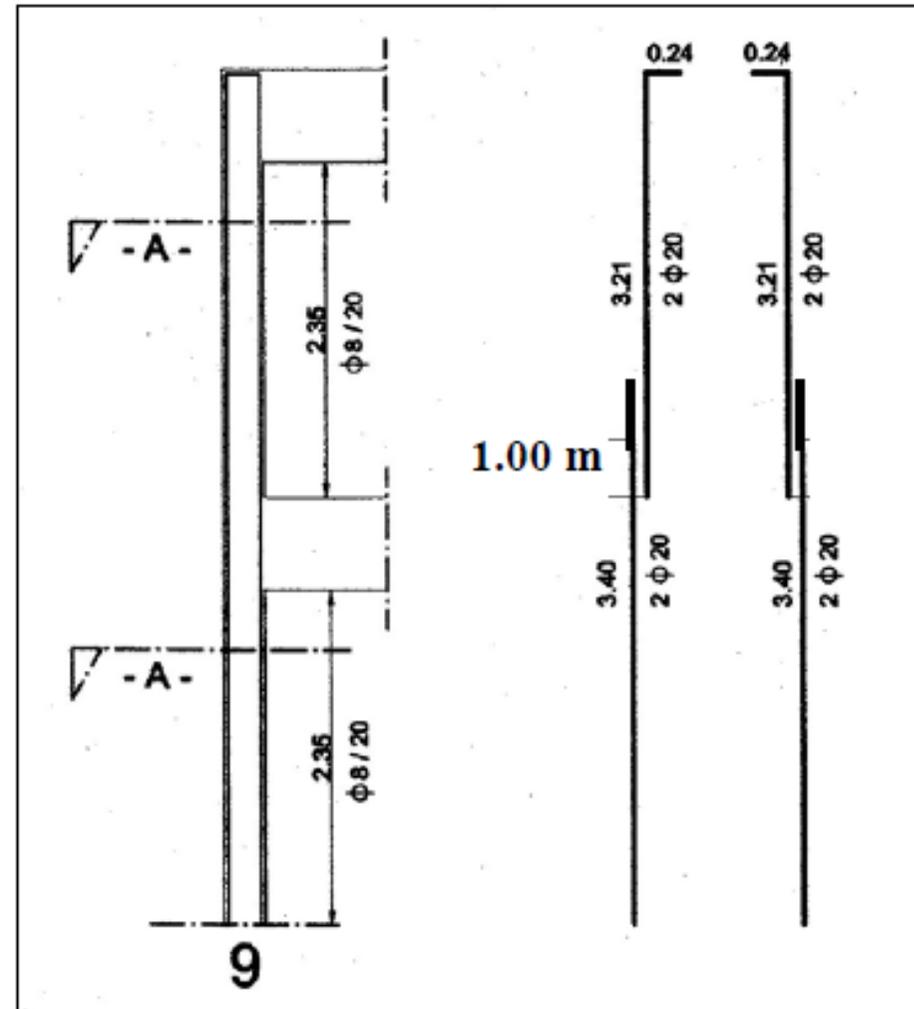
(§ 7.4.6.2.2)



Armature longitudinali nei pilastri

❑ Per questioni pratiche, dovute alla realizzazione dei vari elementi strutturali, i ferri dei pilastri devono essere interrotti in corrispondenza di ogni piano, al di sopra dell'impalcato.

❑ In pratica, si lasciano i cosiddetti “ferri di attesa”, al di sopra dell'ultimo getto, per una lunghezza di circa 1 metro, che si andranno a sovrapporre alle armature longitudinali del pilastro del piano superiore



7.4.4.2.2 *Verifiche di resistenza*

7.4.4.2.2.1 *Presso-flessione*

Per le strutture in CD “B” ed in CD “A” la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 e la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (4.1.10)$$

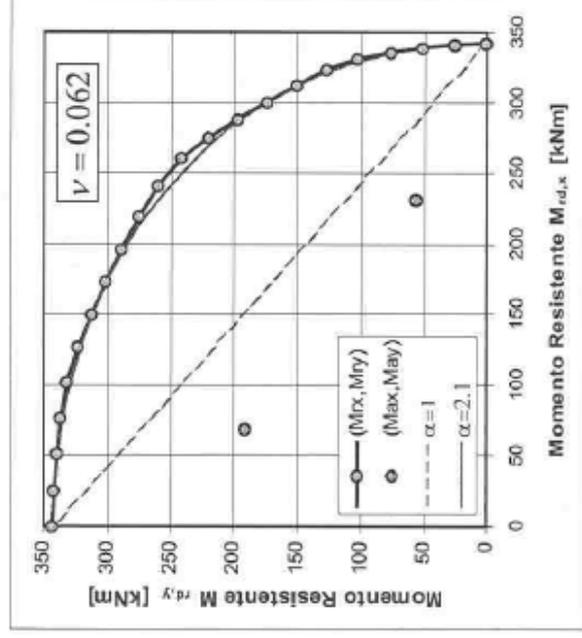
dove

$M_{E_{yd}}, M_{E_{zd}}$ sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;

$M_{R_{yd}}, M_{R_{zd}}$ sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

Verifiche allo SLU

Dominio di Interazione (N, M_x, M_y)



$$\left(\frac{M_{ad,x}}{M_{rd,x}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{ad,y}}{M_{rd,y}} \right)^\alpha \leq 1$$

NB Il coefficiente α dipende in modo sensibile da ν e ω_t .



Gerarchia delle Resistenze

Taglio nei pilastri

$\gamma_{Rd} M_{Rd}(N_{Ed})$



$\gamma_{Rd} M_{Rd}(N_{Ed})$

Affinché il pilastro abbia comportamento duttile la soglia di resistenza della crisi per taglio deve essere maggiore della sollecitazione tagliante che deriva dai momenti plastici delle sezioni di estremità:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^e + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$



Gerarchia delle Resistenze

Taglio nei pilastri

7.4.4.2 Verifiche di resistenza

7.4.4.2.1 Presso-flessione

Per le strutture in CD “B” ed in CD “A” la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 e la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

7.4.4.2.2 Taglio

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1, è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.



Pilastri: Armatura Trasversale

Per le stesse ragioni di cui si è detto a proposito delle travi, **la crisi per taglio deve essere evitata nei pilastri.**

Pertanto, anche in questo caso, la valutazione delle sollecitazioni taglianti deve essere condotta considerando, per equilibrio, i valori **massimi dei momenti flettenti che possono svilupparsi agli estremi del pilastro.**

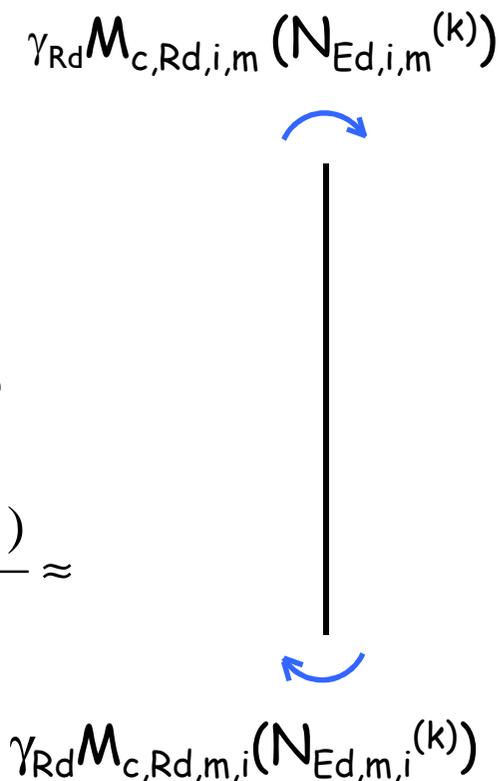
Essi possono calcolarsi in relazione al valore di progetto del **momento resistente** M_{Rd} che risulta pure funzione dello **sforzo normale** N_{Ed} determinato nella k-esima combinazione di carico.

Si assume, comunque, un valore del fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd}=1.1$ (per strutture in CD "B").

I valori di calcolo V_{Ed} della **sollecitazione tagliente** per le due combinazioni sismiche si ottengono come segue:

$$V_{c,Ed,i,m}^{(k)} = \gamma_{Rd} \frac{M_{c,Rd,i,m}(N_{Ed,i,m}^{(k)}) + M_{c,Rd,m,i}(N_{Ed,m,i}^{(k)})}{H_c} \approx$$

$$\approx \gamma_{Rd} \frac{2 \cdot M_{c,Rd,i,m}(N_{Ed,i,m}^{(k)})}{H_c}$$





Pilastri: Armatura Trasversale

Resistenza di calcolo in assenza di armatura trasversale

$$V_{c,Ed} \leq V_{Rd} = \frac{0.18 \cdot k \cdot (100\rho_1 f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} b_w d \geq v_{\min} b_w d \quad \rightarrow \quad \text{Minimi normativi}$$

Resistenza di calcolo con armatura trasversale

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \frac{f_{cd}}{2} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{sd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$\alpha_c = \begin{cases} 1 & \text{per } \sigma_{cp} = 0 \\ 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} & \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25f_{cd} \\ 1.25 & \text{per } 0.25f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5f_{cd} \\ 2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) & \text{per } 0.5f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases}$$

Per una distanza pari ad h a partire dalle sezioni di estremità:

- $p_{st} < 175$;
- $p_{st} < d/4$;
- $p_{st} < 6\phi_l$

$$V_{Rcd}(\theta) = V_{Ed} \quad \rightarrow \quad 1.0 \leq ctg\bar{\theta} \leq 2.5$$

$$p_{st,max} = s = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot f_{sd} \cdot ctg\bar{\theta}$$



Pilastri: Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Pilastro 5-8)

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI SALERNO

	Combinazione 1		Combinazione 2		Combinazione 3	
Pilastro	$N_{c,Ed}^{(1)}$	$ M_{c,Ed}^{(1)} $	$N_{c,Ed}^{(2)}$	$ M_{c,Ed}^{(2)} $	$N_{c,Ed}^{(3)}$	$ M_{c,Ed}^{(3)} $
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
2-5	1154.10	17.57	748.86	268.83	652.16	289.63
		64.67		53.15		127.25
5-8	752.66	56.46	494.88	345.46	437.12	271.37
		67.55		344.67		266.40

	Combinazione 1		Combinazione 2			Combinazione 3		
Pilastro	$N_{c,Ed}^{(1)}$	$ M_{c,Ed}^{(1)} $	$N_{c,Ed}^{(2)}$	$\gamma_c^{(2)}$	$ M_{c,Rd} $	$N_{c,Ed}^{(3)}$	$\gamma_c^{(3)}$	$ M_{c,Rd} $
	[kN]	[kNm]	[kN]	[mm]	[kNm]	[kN]	[mm]	[kNm]
5-8	752.66	56.46	494.88	136.49	438.40	437.12	120.57	427.01
		67.55						

$$V_{c,Ed,5,8}^{(2)} = \gamma_{Rd} \frac{2M_{Rd} (N_{c,Ed}^{(k)})}{h_c}$$

	Combinazione 1	Combinazione 2	Combinazione 3
Pilastro	$V_{c,Ed}^{(1)}$	$V_{c,Ed}^{(2)}$	$V_{c,Ed}^{(3)}$
	[kN]	[kN]	[kN]
5-8	35.43	275.57	268.41

SECONDA ESERCITAZIONE PROGETTUALE - PROGETTO DI UN TELAIO PIANO IN C.A.



Pilastri: Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Pilastro 5-8)

Resistenza a taglio con armatura trasversale

$$V_{Ed} = 275.57 \text{ kN} \quad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \frac{f_{cd}}{2} \cdot \frac{\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta}{1 + \text{ctg}^2 \theta}$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{sd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Il valore dell'angolo θ può essere determinato uguagliando il taglio sollecitante V_{Ed} alla resistenza di calcolo a "taglio compressione" V_{Rcd} :

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot 570 \cdot 400 \cdot 1.18 \cdot \frac{11.33}{2} \cdot \frac{\text{ctg} \theta}{1 + \text{ctg}^2 \theta} = 275570 \text{ N} \quad \longrightarrow \quad \text{ctg} \theta = 4.77$$

$$1.0 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

controllando, comunque, che risulti:

Il passo delle staffe può essere derivato imponendo che il valore di calcolo del "Taglio trazione" V_{Rsd} risulti pari al taglio sollecitante V_{Ed} :

$$s = 0.9 \cdot 570 \cdot \frac{100}{275570} \cdot 391.31 \cdot (2.50) \cdot 1 = 182 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad p_{st} = 150 \text{ cm}$$



Pilastri: Armatura Trasversale

Calcolo delle sollecitazioni di Progetto: un esempio numerico (Pilastro 5-8)

Il passo delle staffe, per una distanza pari a L_{cr} , deve essere scelto tenendo conto anche di **minimi normativi più restrittivi** di quelli che valgono per le restanti parti del pilastro:

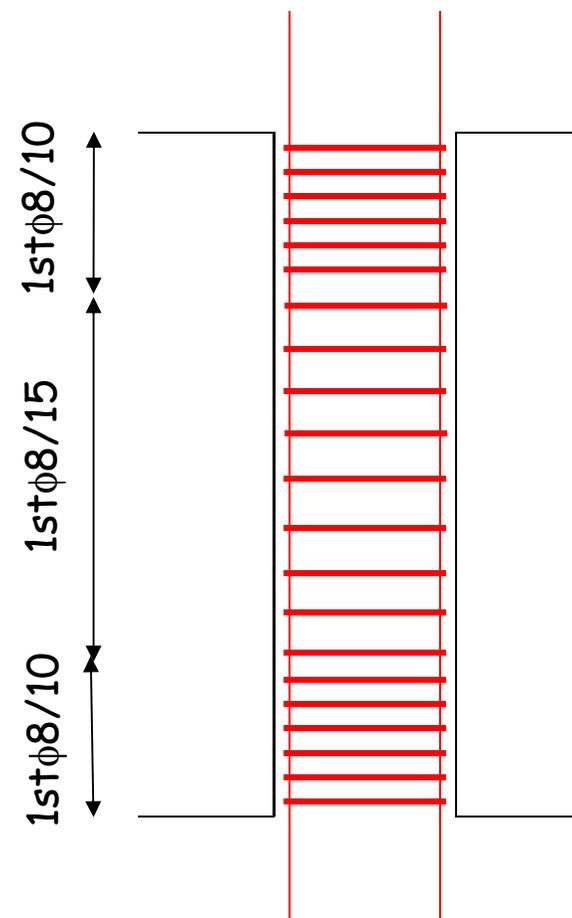
- $p_{st} < 12\phi_l = 24 \text{ cm}$
- $p_{st} < 25 \text{ cm}$
- $\phi_{st} > \max(6\text{mm}; 1/4\phi_l)$
- $\frac{A_{st}}{p_{st}} \geq 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$

In zona critica (L_{cr})

- $p_{st} < 175 \text{ mm};$
- $p_{st} < b/2 = 15 \text{ cm}$
- $p_{st} < d/4 = 10 \text{ cm}$
- $p_{st} < 8\phi_l = 16 \text{ cm}$

Si adotta, pertanto, $p_{st} = 10 \text{ cm}$, mentre per il resto del pilastro si ha $p_{st} = 15 \text{ cm}$.

$$L_{cr} = \max(h; L/6; 45\text{cm})$$





Taglio nei pilastri

7.4.6.2 Limitazioni di armatura

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD "A" e CD "B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.



Armature a taglio dei pilastri

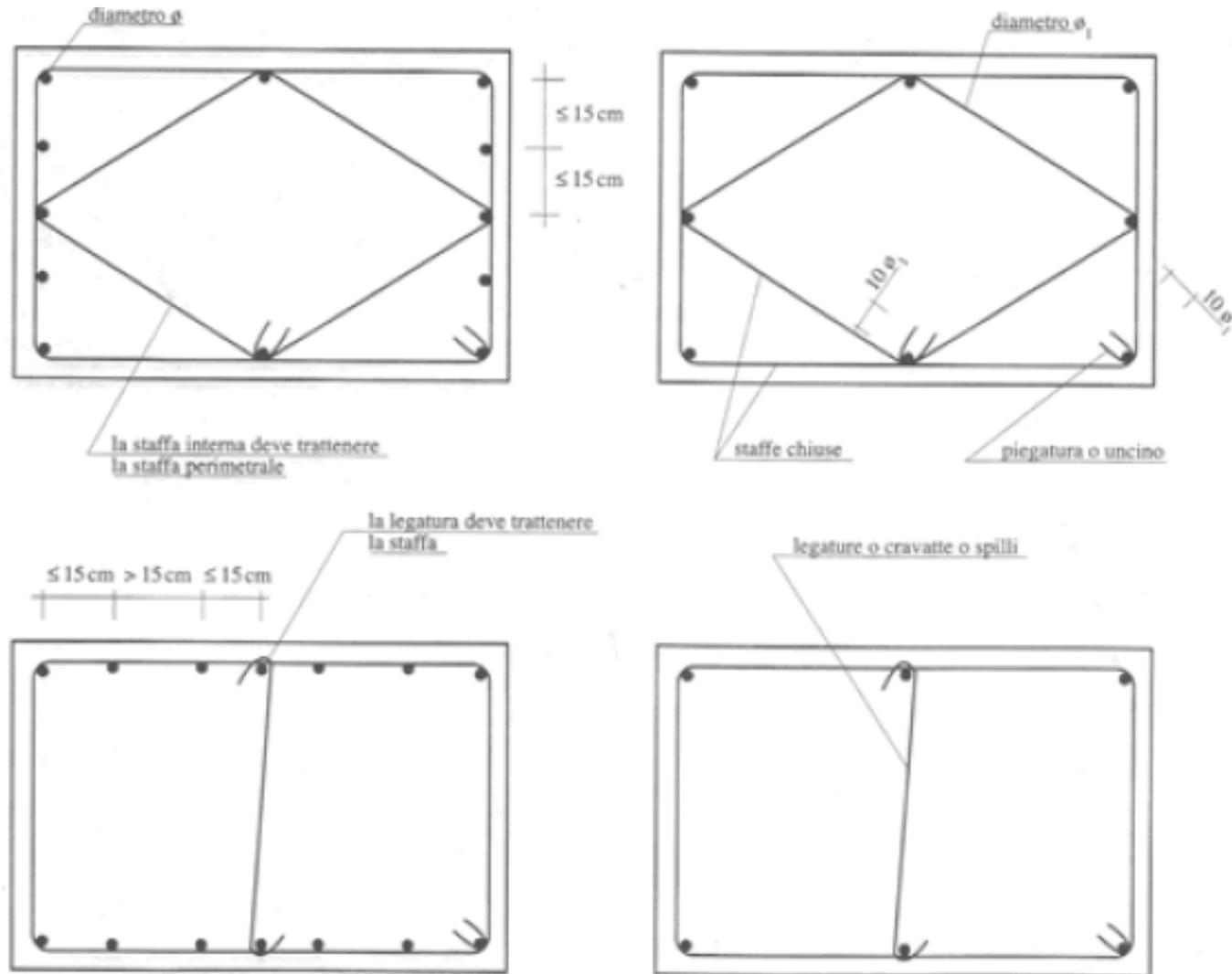


Fig. 1



Nodi trave-pilastro

§7.4.4.3 (NTC 2008)

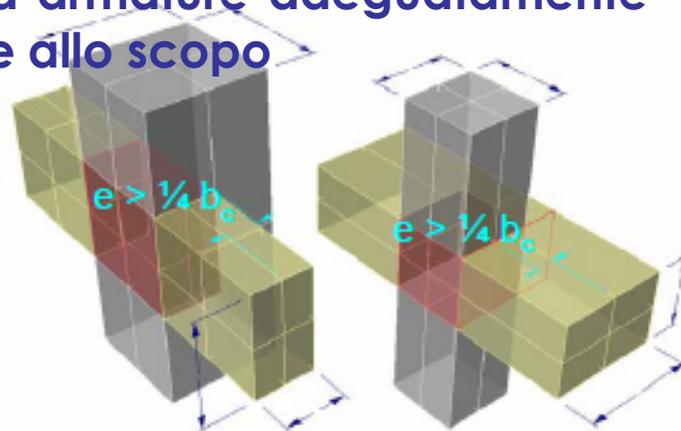
Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti

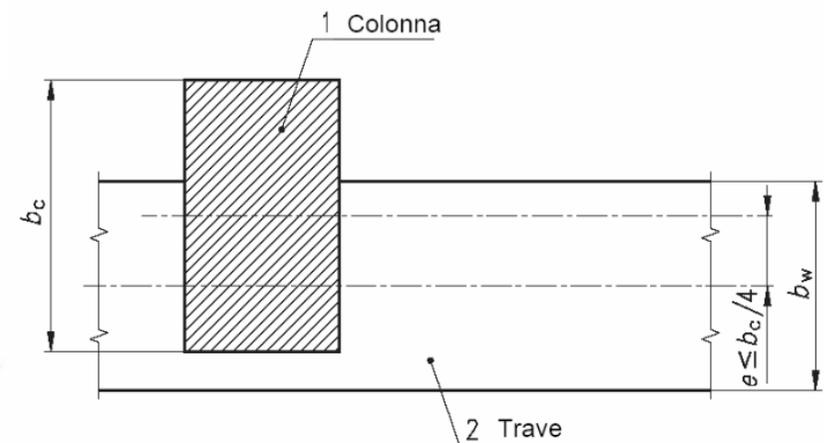
Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo

§7.4.6.1.3 – limitazioni geometriche (NTC 2008)

Nel caso che tale eccentricità superi $1/4$ della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo



Eccentricità tra l'asse della trave e quello della colonna





Nodi trave-pilastro

§7.4.4.3 (NTC 2008)

Si distinguono due tipi di nodi:

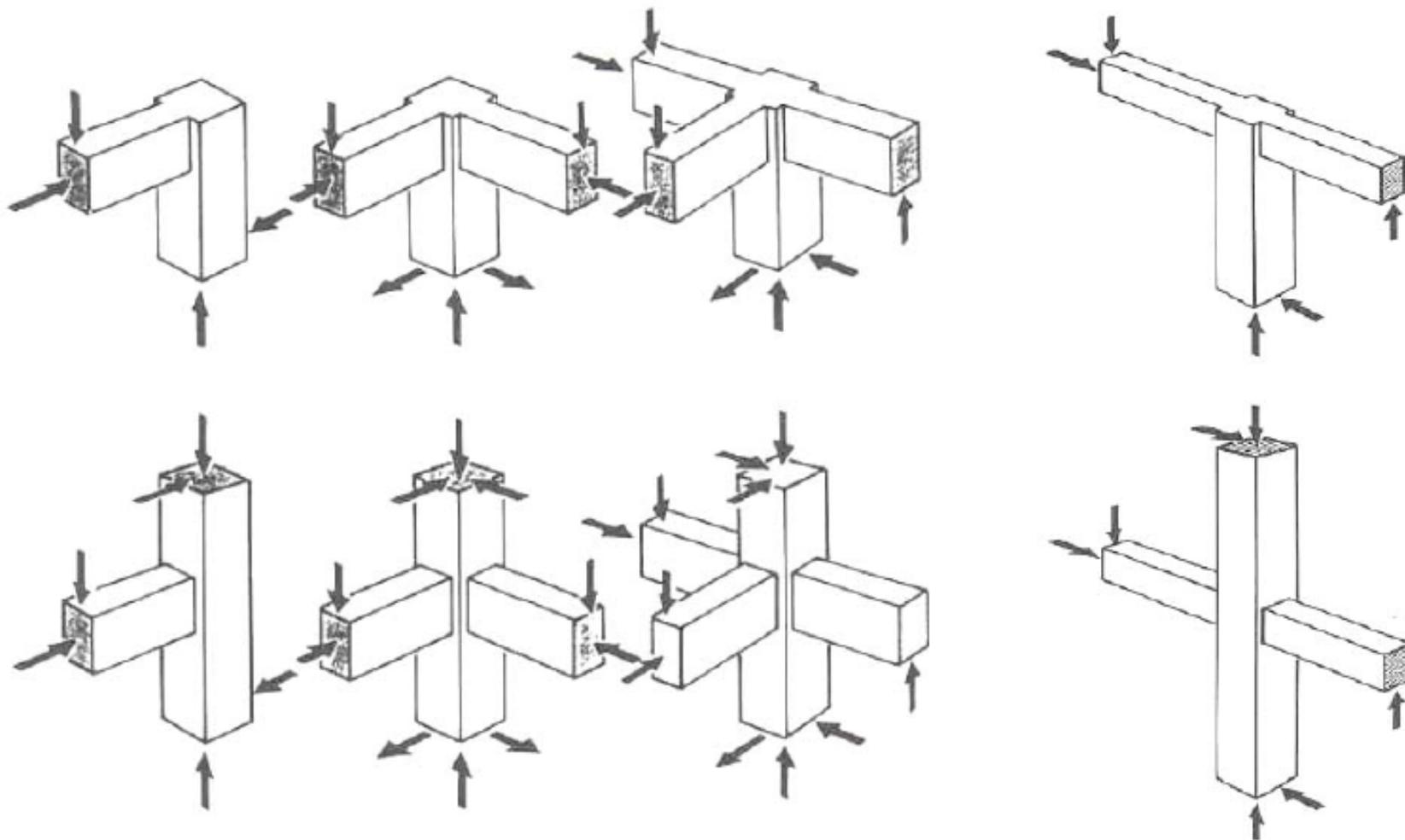
- nodi interamente confinati, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i $3/4$ la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i $3/4$ dell'altezza
- nodi non interamente confinati: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.



Nodi trave-pilastro

§7.4.4.3 (NTC 2008)

Tipologie di nodi non interamente confinati

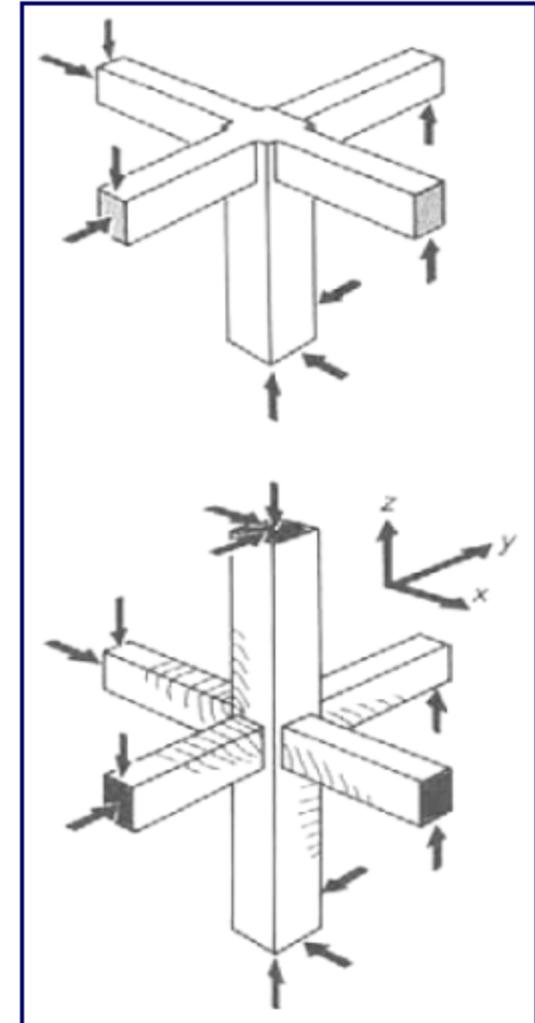
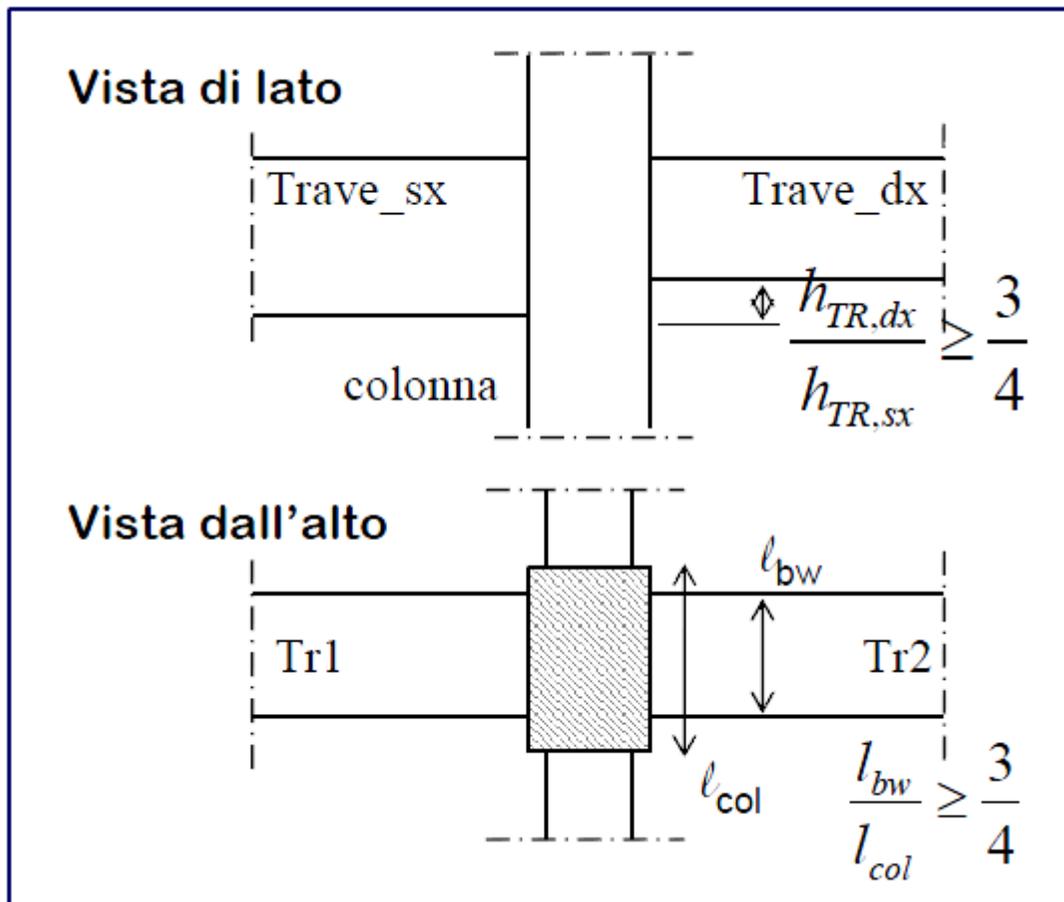




Nodi trave-pilastro

§7.4.4.3 (NTC 2008)

Tipologie di nodi interamente confinati



Principi della progettazione

La resistenza del nodo deve essere non inferiore a quella dell'elemento più debole che vi converge

- il meccanismo di crisi del nodo è caratterizzato da rapido degrado ciclico
- difficoltà di riparazione

La capacità portante del pilastro non deve essere compromessa dalla crisi del nodo

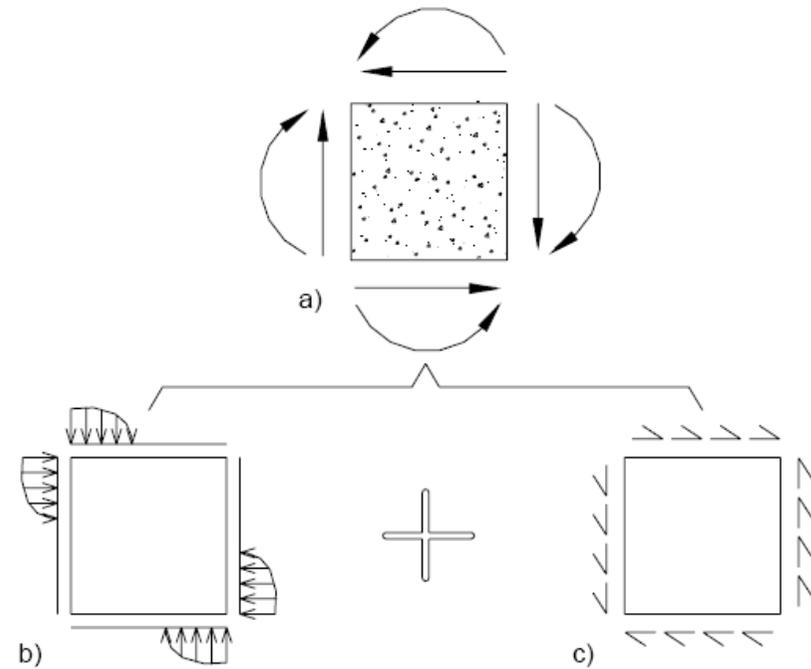
Il nodo deve rimanere in campo elastico per il sisma corrispondente allo stato limite di esercizio, per evitare riparazioni

L'armatura del nodo non deve essere eccessiva, tale da dar luogo a problemi costruttivi

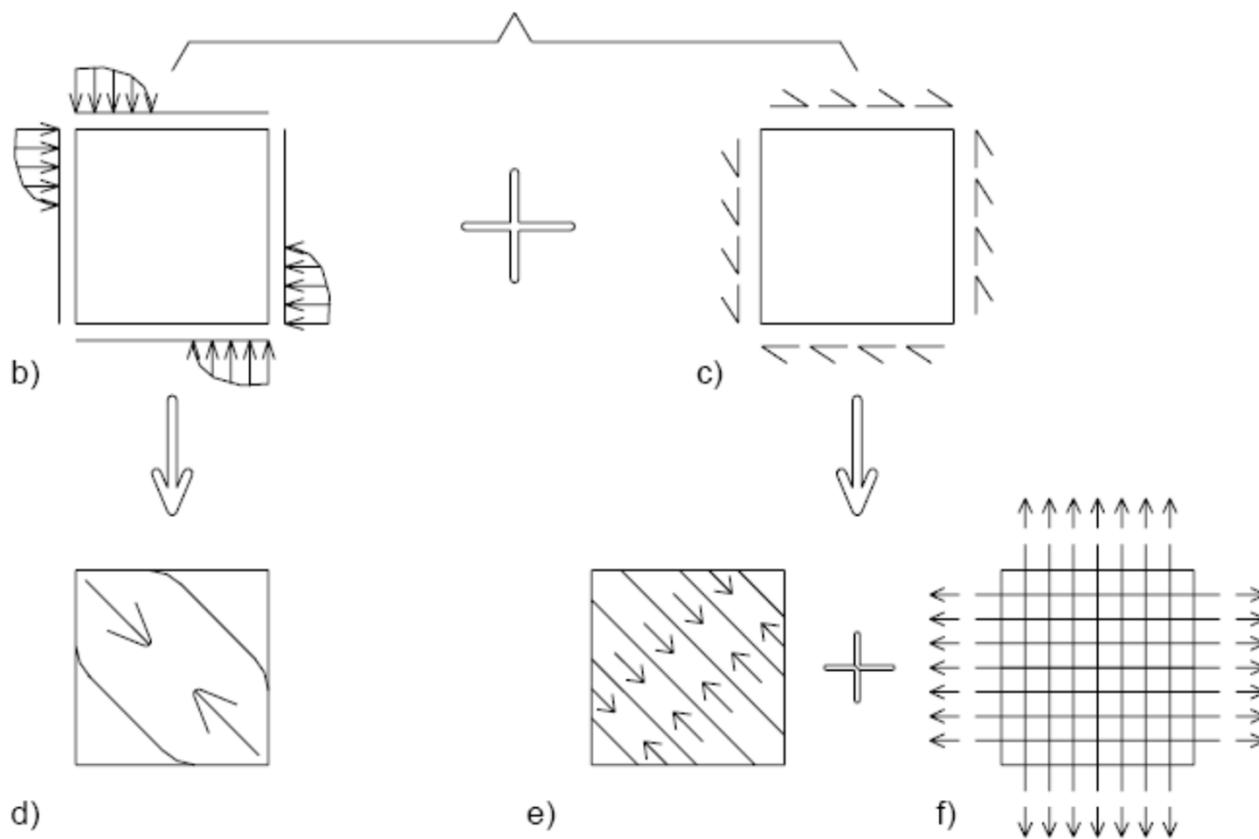
Meccanismi resistenti nel nodo trave-pilastro

Considerando l'equilibrio del nodo, si vede che questo è soggetto a due tipi di azioni:

- compressione del cls in due angoli opposti, generata dalla flessione
- tensioni tangenziali lungo il perimetro dovute al taglio e trasmesse per aderenza dalle armature delle travi e dei pilastri

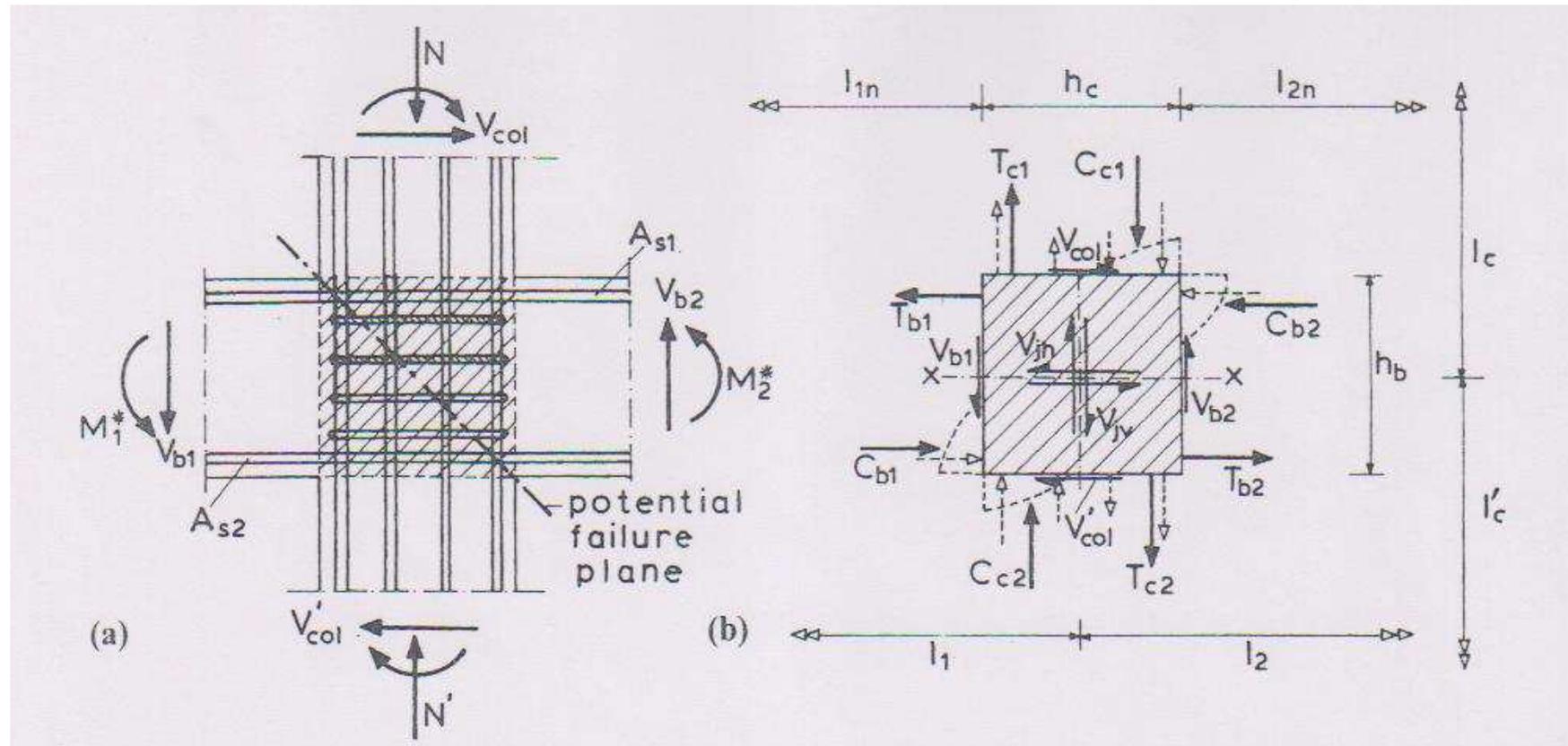


Il meccanismo resistente è formato da una **diagonale compressa di calcestruzzo**, delimitata all'incirca dagli assi neutri delle sezioni terminali degli elementi concorrenti (d), e da un **meccanismo a traliccio formato dalle staffe orizzontali e dalle barre verticali delle colonne (f) ed elementi inclinati di cls compresso fra le fessure da taglio (e).**



Sollecitazioni di calcolo

Il taglio agente in direzione orizzontale nel nodo, secondo i criteri di gerarchia delle resistenze, si ricava considerando l'equilibrio del nodo nella situazione in cui le armature longitudinali delle travi abbiano raggiunto lo snervamento



Il taglio orizzontale nel nodo vale (equilibrio alla traslazione orizzontale):

$$V_{jh} = T_{b1} + C_{b2} - V_C$$

$$C_{b2} = T_{b2}$$

$$V_{jh} = T_{b1} + T_{b2} - V_C$$

Nell'ottica del capacity design:

$$C_{b,\max} = A_{s1} \cdot f_{yd}$$

$$T_{b,\max} = A_{s2} \cdot f_{yd}$$



Nodi trave-pilastro

§7.4.4.3 (NTC 2008)

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono.

In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni}$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni}$$

in cui $\gamma_{Rd} = 1,20$, A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche

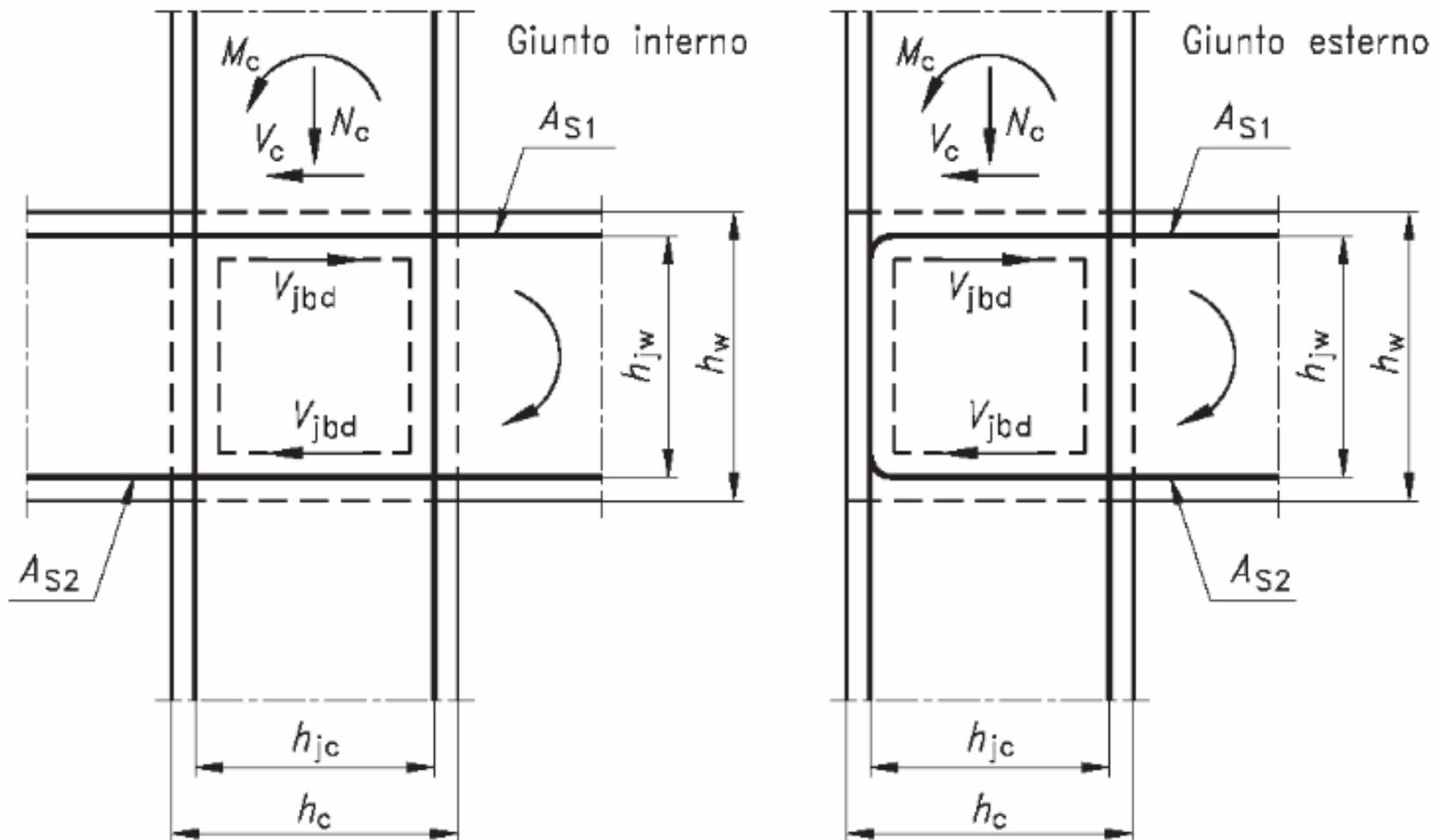


Nodi trave-pilastro

§7.4.4.3 (NTC 2008)

Forze di taglio orizzontali agenti sui nodi trave-colonna

Sollecitazioni di progetto





Nodi trave-pilastro

Verifiche di resistenza §7.4.4.3.1 (NTC 2008)

La verifica consiste nel controllare che il puntone compresso del nodo non sia troppo sollecitato e che quello teso sia sufficientemente resistente

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD”A”

La **compressione diagonale** indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} \quad \text{dove} \quad \eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa}$$

α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni

V_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro

b_j è la larghezza effettiva del nodo, assunta pari alla minore tra:

a) la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;

b) la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.



Nodi trave-pilastro

Verifiche di resistenza §7.4.4.3.1 (NTC 2008)

La **compressione diagonale** indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} \quad \text{dove} \quad \eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \text{con } f_{ck} \text{ espresso in MPa}$$

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro

Dalla Circolare 2 febbraio 2009: Per la verifica di resistenza del nodo, nell'espressione precedente si può assumere, al posto del fattore h_{jc} (distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro), il fattore $h_{c,max}$ intendendo come tale il massimo tra le dimensioni della sezione del pilastro.



Nodi trave-pilastro

Verifiche di resistenza §7.4.4.3.1 (NTC 2008)

Verifica dell'elemento diagonale teso

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd}$$

A_{sh} : area totale della sezione delle staffe e
 h_{jw} : distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni}$$

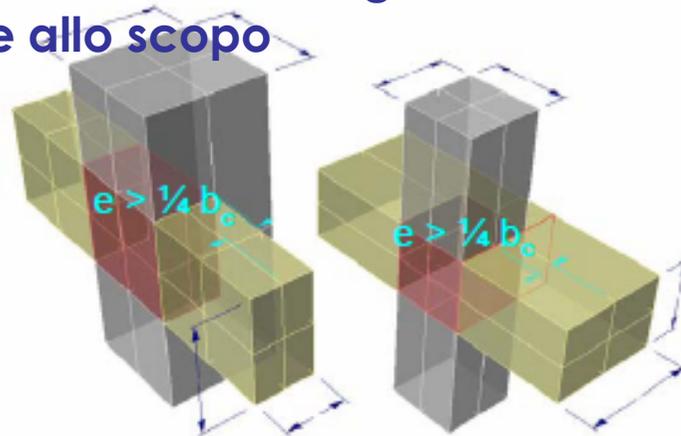
dove A_{s1} ed A_{s2} hanno il significato visto in precedenza, γ_{Rd} vale 1,20, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni



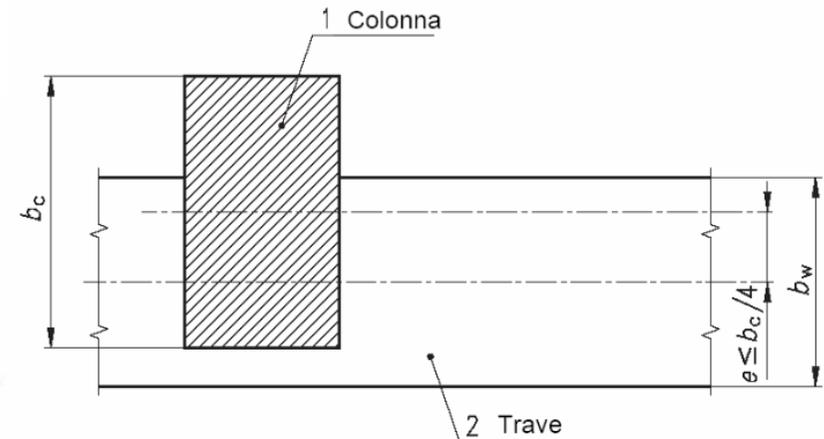
Nodi trave-pilastro

§7.4.6.1.3 – limitazioni geometriche (NTC 2008)

Nel caso che tale eccentricità superi $1/4$ della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo



Eccentricità tra l'asse della trave e quello della colonna



§7.4.6.2.3 – limitazioni di armatura (NTC 2008)

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati



Nodi trave-pilastro

§7.4.6.2.3 – limitazioni di armatura (NTC 2008)

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD”A” che in CD”B”, le staffe orizzontali presenti lungo l’altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l’area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l’interasse delle staffe, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

-se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave

- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora b_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$



Nodi trave-pilastro

§7.4.6.2.3 – limitazioni di armatura (NTC 2008)

Determinazione della larghezza utile b_j del nodo:

$$\text{se } b_w < b_c \\ \Rightarrow \bar{b}_j = \min \left\{ b_c; b_w + \frac{h_c}{2} \right\}$$

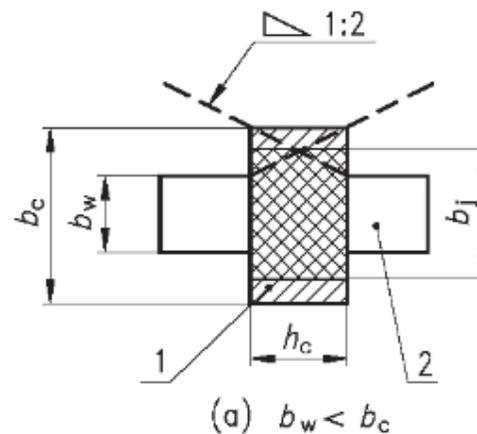
$$\text{se } b_w > b_c \\ \Rightarrow \bar{b}_j = \min \left\{ b_w; b_c + \frac{h_c}{2} \right\}$$

Larghezza effettiva del nodo trave-colonna

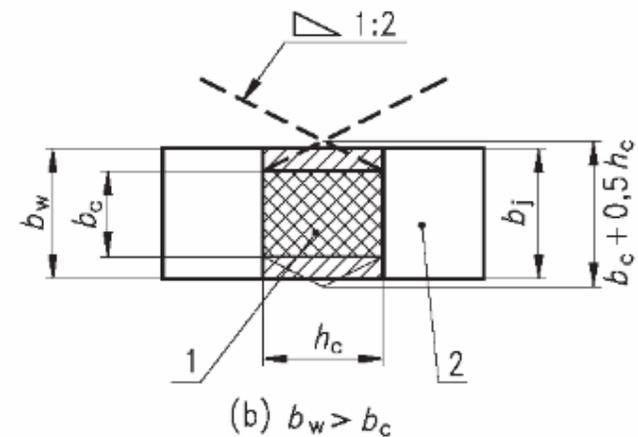
Legenda

- 1 Colonna
- 2 Trave

$b_j = b_c$ o
 $b_j = b_w + 0,5 h_c$
 il minore tra i due



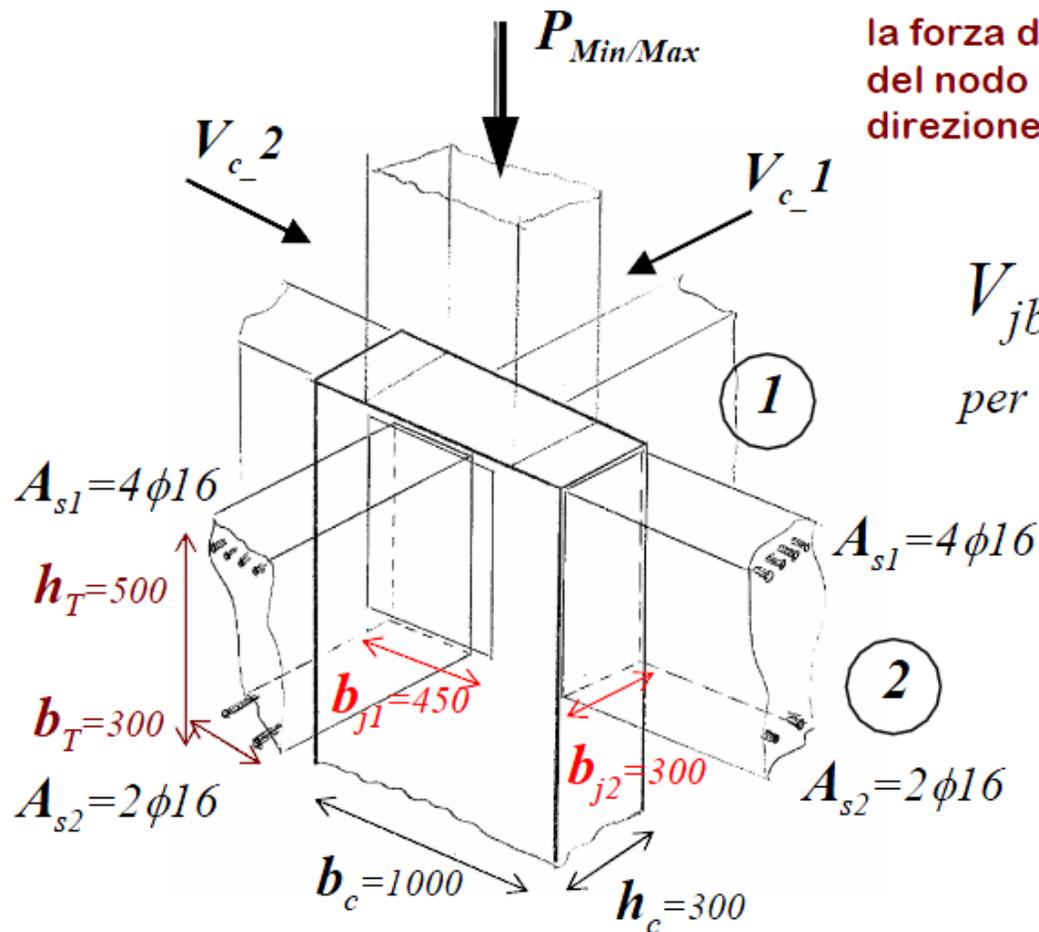
$b_j = b_w$ o
 $b_j = b_c + 0,5 h_c$
 il minore tra i due





Nodi trave-pilastro

Esempio di calcolo



la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$$

per nodi interni



Nodi trave-pilastro

Esempio di calcolo

$$P_{Min} = -879 \text{ kN}$$

$$P_{Max} = -1653 \text{ kN}$$

$$V_{c_1} = 97 \text{ kN}$$

$$V_{c_2} = 47 \text{ kN}$$

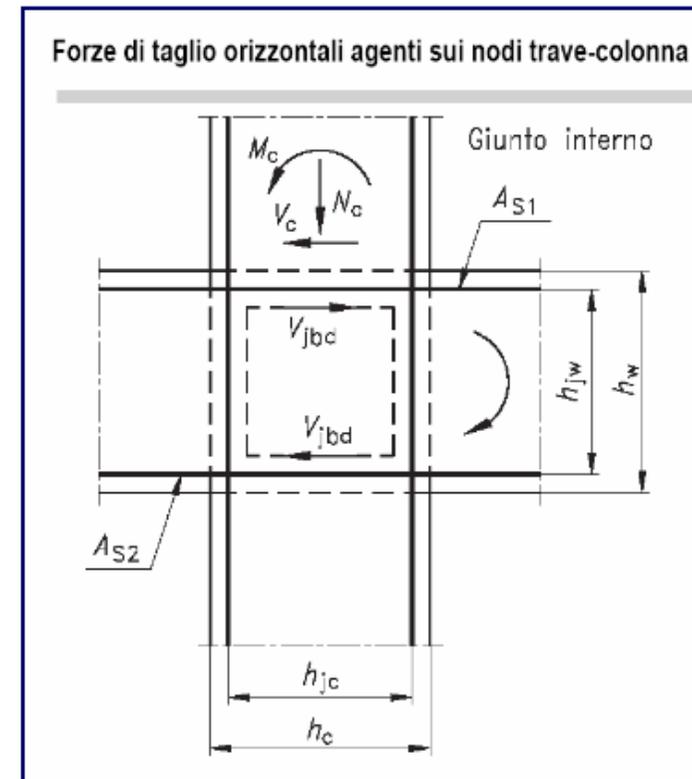
$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

$$f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$$

$$A_{s1} = 4\phi 16 \quad A_{s2} = 2\phi 16$$

$$V_{jbd_1} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_{C1} = 495 \text{ kN} \text{ dir.1}$$

$$V_{jbd_2} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_{C2} = 545 \text{ kN} \text{ dir.2}$$





Nodi trave-pilastro

Esempio di calcolo

Meccanismo a puntone diagonale

$$V_{jbd} - 1 = 495 \text{ kN} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 0,533 \cdot 15,87 \cdot 450 \cdot 260 \cdot 0,591 = 585 \text{ kN}$$

Ok, verificata

$$V_{jbd} - 2 = 545 \text{ kN} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 0,533 \cdot 15,87 \cdot 300 \cdot 960 \cdot 0,591 = 1440 \text{ kN}$$

Ok, verificata

$$\text{in cui } \eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,533 \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa}$$

α_j è un coefficiente che vale **0,6** per nodi interni;

$v_d = [P_{\max} / (bh_{\text{pil}})] / f_{cd}$;

h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;

b_j è la larghezza effettiva del nodo.



Nodi trave-pilastro

Esempio di calcolo

Meccanismo di confinamento

$$\frac{A_{sh_1} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{A_{sh_1} \cdot 391.3}{450 \cdot 460} \geq \frac{[V_{jbd_1} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} = \frac{[495000 / (450 \cdot 260)]^2}{1.35 + 0.184 \cdot 15.87} - 1.35$$

$A_{sh_dir1} \geq 1002 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{sh_2} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} = \frac{A_{sh_1} \cdot 391.3}{300 \cdot 460} \geq \frac{[V_{jbd_2} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} = \frac{[545000 / (300 \cdot 410)]^2}{1.35 + 0.184 \cdot 15.87} - 1.35$$

$A_{sh_dir2} \geq 1145 \text{ mm}^2$

Staffe disposte nel nodo $\Phi 10/55\text{mm}$ $A_{sh_dir1/2} = 1427 \text{ mm}^2$

- h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;
 h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave;
 $A_{sh_1,2}$ è l'area totale della sezione delle staffe;
 b_j è la larghezza effettiva del nodo.



Nodi trave-pilastro

Esempio di calcolo

Meccanismo di confinamento

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere **garantita integralmente** dalle staffe orizzontali se:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{S1} + A_{S2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \quad \text{per nodi interni}$$

$$A_{sh} \cdot 391.3 \geq 1.2 \cdot (804 + 402) \cdot 391.3 \cdot (1 - 0,8 \cdot 0.346)$$

$$A_{sh} \geq 1046 \text{ mm}^2$$

$$\text{Staffe disposte nel nodo } \Phi 10/55\text{mm} \quad A_{sh_dir1/2} = 1427 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

A_{S1} ed A_{S2} rispettivamente l'area dell'armatura superiore e inferiore della trave;

v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

Fondazioni



Tipologie di fondazioni

Si distinguono due tipologie di fondazioni in base alla profondità alla quale avviene il trasferimento di tensioni tra la fondazione stessa ed il terreno

FONDAZIONI DIRETTE O SUPERFICIALI (plinti, travi rovesce, platee di fondazione)

FONDAZIONI PROFONDE (su pali)



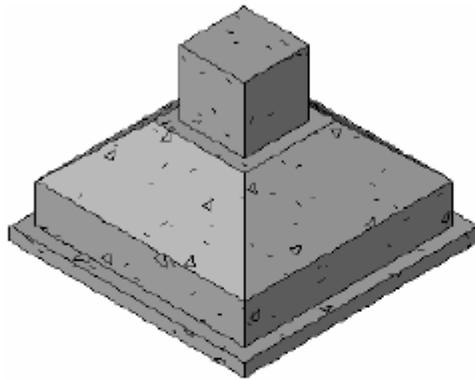
Fondazioni superficiali

- **fondazioni su plinti**, in cui il carico è trasmesso al terreno dai plinti
- **fondazioni su travi rovesce** : i singoli elementi verticali che trasmettono il carico al terreno sono raccordati, alla quota di contatto con il terreno, in una trave a T rovesciata (quindi con la parte più larga in basso, per avere una maggiore superficie di ripartizione del carico)
- **platee di fondazione**: viene eseguita una platea rigida sotto tutto il fabbricato, in modo da distribuire al massimo il carico; inoltre, essendo rigida preserva maggiormente il fabbricato dal rischio di cedimenti differenziati



Fondazioni superficiali

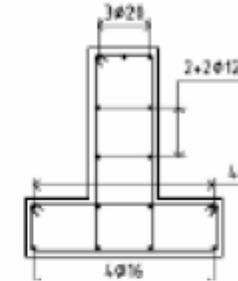
FONDAZIONI SUPERFICIALI



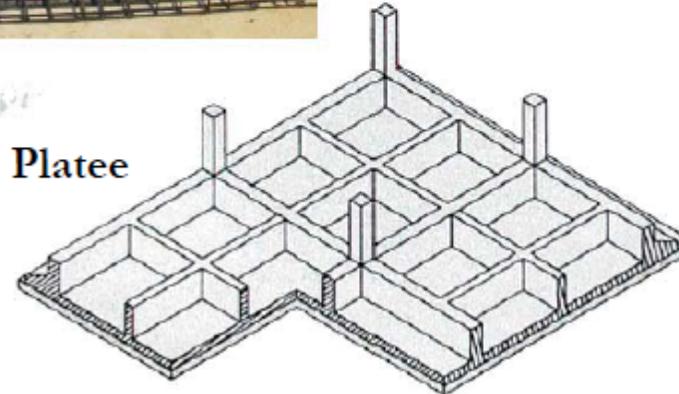
Plinti isolati



Travi rovesce



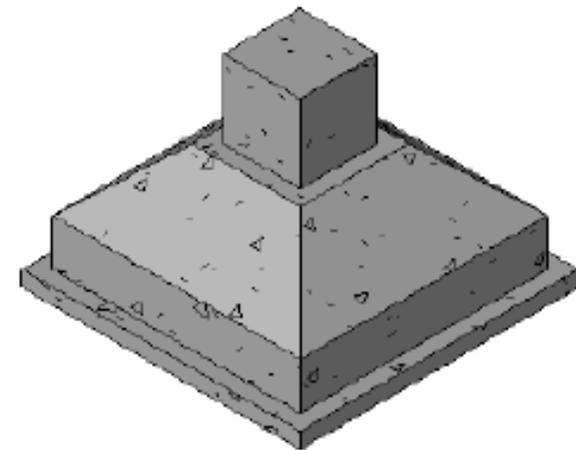
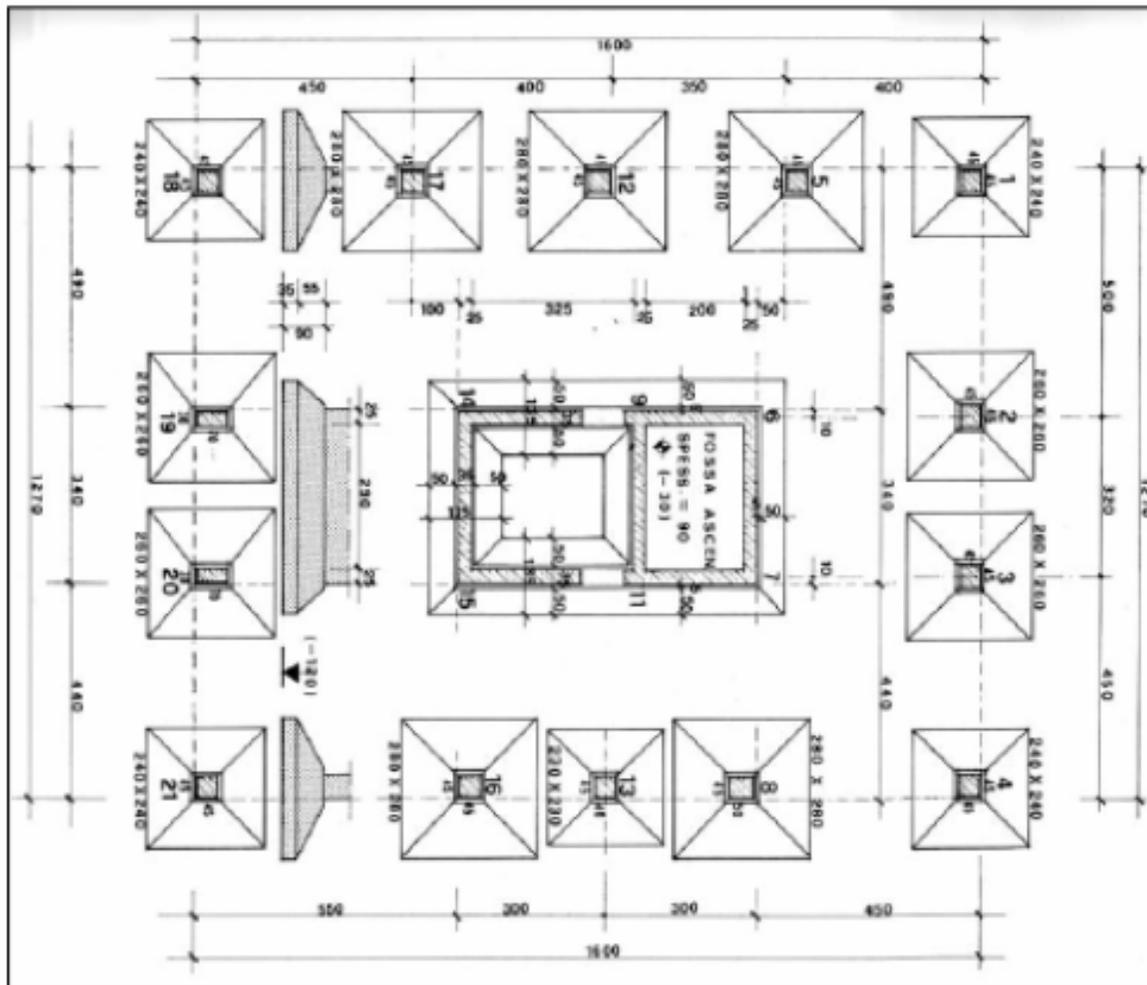
Platee





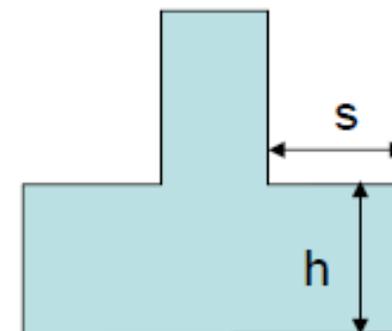
Fondazioni superficiali

FONDAZIONI SUPERFICIALI – Tipologie di plinti



$s < h$ plinti alti

$s > h$ plinti bassi

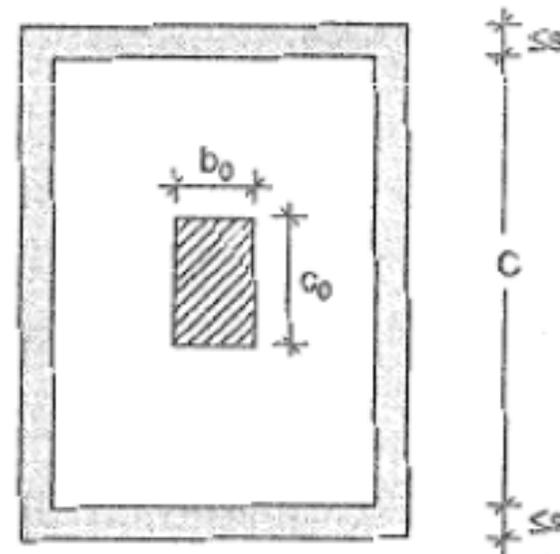
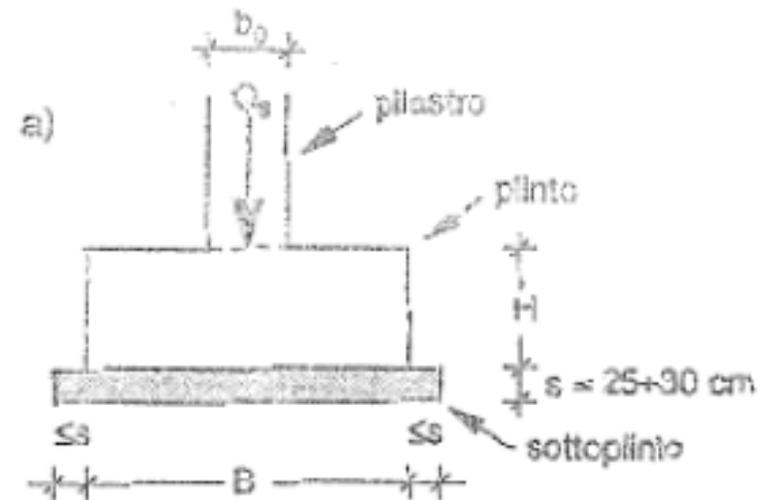




Plinti isolati

In pianta quadrata o circolare; nel caso di forti eccentricità dovute ai carichi permanenti possono avere forma rettangolare. In passato i plinti avevano forma a **tronco di piramide**; oggi per risparmiare oneri di lavorazione dell'armatura e della cassaforma hanno forma **parallelepipedica**.

Al di sotto del plinto si realizza un **sottoplinto di calcestruzzo "magro"** non armato per un miglior getto del calcestruzzo armato del plinto stesso e per allargare l'effettiva base di appoggio sul terreno; per una efficace ripartizione del carico, l'aggetto del sottoplinto deve essere minore del suo spessore.





Travi rovesce

Nel caso che i pilastri della sovrastruttura siano disposti secondo un allineamento con piccolo interasse e le caratteristiche del terreno di fondazione non consentano l'adozione di plinti isolati, si ricorre alla trave di fondazione.

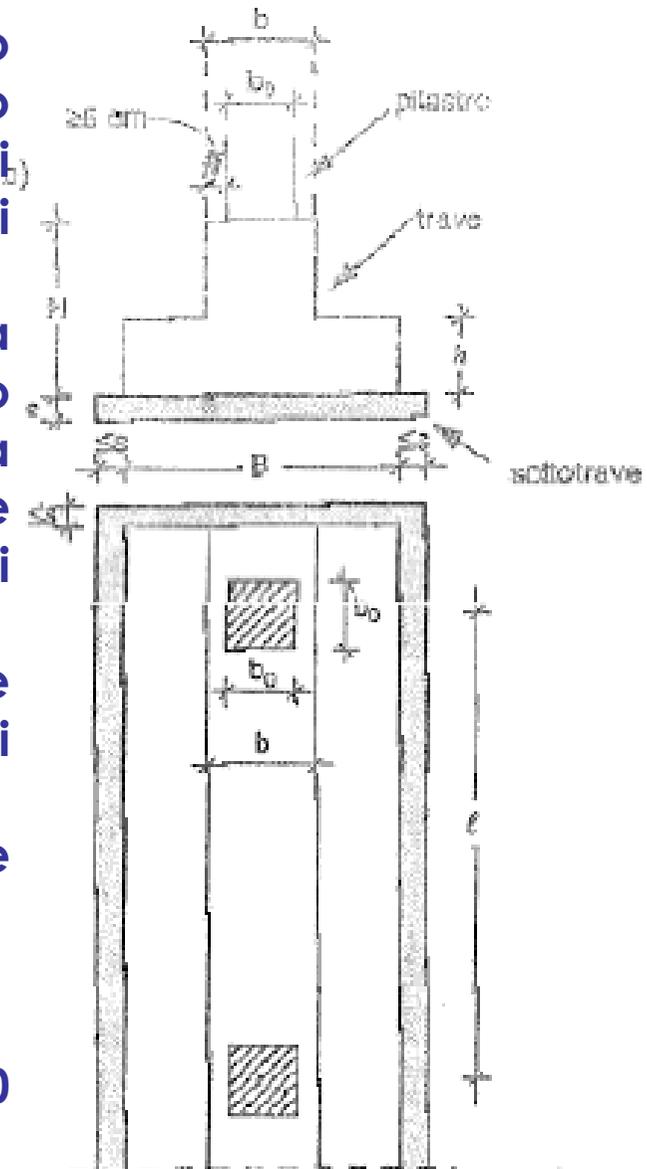
Questa ha in generale forma a T rovesciata: la soletta, tramite la sottotrave in calcestruzzo "magro", trasmette il carico al terreno e sull'anima poggiano i pilastri; l'anima ha dimensione trasversale b leggermente maggiore di quella dei pilastri b_0 .

La rigidezza della trave di fondazione dipende dalla sua altezza H rispetto all'interasse l dei pilastri collegati dalla trave.

Per avere travi sufficientemente rigide deve essere:

- $H \geq l/4$;
- $h = m(B-b) \geq 30\text{cm}$

dove m è un coefficiente che varia da 0,25 a 0,60 all'aumentare delle tensioni trasmesse al terreno.





Platee di fondazione

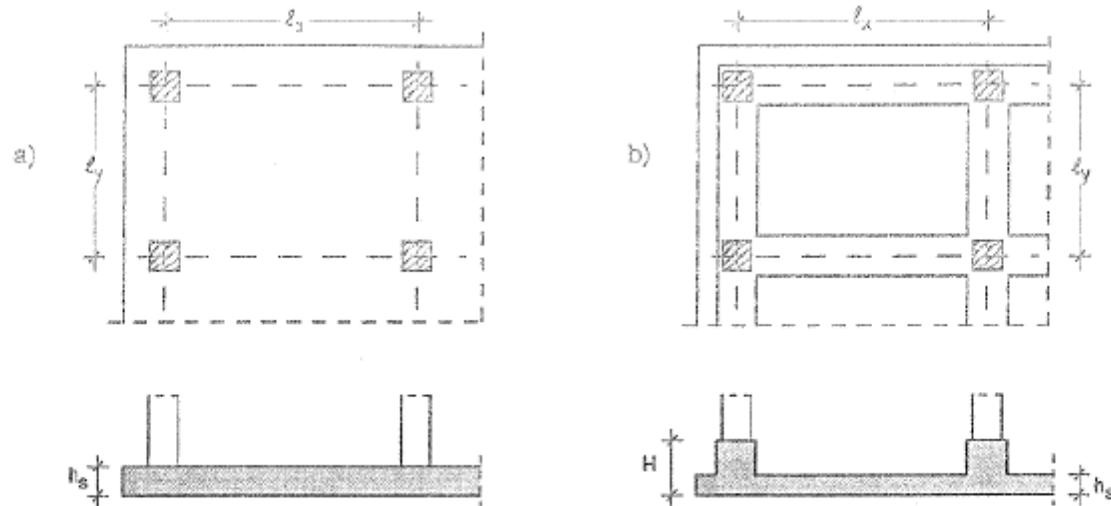


Fig. 9.7 - a) platea di spessore costante; b) platea nervata

Le platee generali possono essere di spessore costante o nervate . Sono dette nervate quelle platee aventi la soletta irrigidita da un reticolo di travi disposte nelle due direzioni lungo gli allineamenti dei pilastri della struttura in elevazione.

Le platee di spessore costante di regola hanno bassa rigidezza, tanto da essere considerate strutture flessibili. Comunque la soletta deve avere spessore h_s proporzionato all'interasse dei pilastri (l_x e l_y).

Per un primo dimensionamento si può assumere $h_s > l_x/8$ (con $l_x > l_y$).

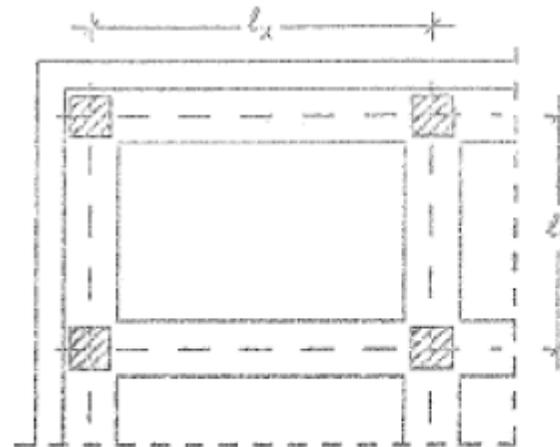


Platee di fondazione

La rigidità delle platee nervate dipende essenzialmente dalla rigidità delle travi.

Per avere una struttura sufficientemente rigida si può far riferimento a quanto indicato nel caso delle travi rovesce e cioè assumere l'altezza della trave $H > l_x / 4$ (con $l_x > l_y$). Lo spessore della soletta può essere alquanto inferiore a quello delle platee di spessore costante e può essere assunto:

$$h_{sn} \geq \frac{1}{10} + \frac{1}{12} l_x \quad (l_x > l_y)$$





Plinti isolati

6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale
- *SLU di tipo strutturale (STR)*



Plinti di fondazione

Per il dimensionamento della fondazione si farà riferimento ad un valore nominale della tensione di contatto terreno-fondazione σ_f assunta pari a 0.2 MPa

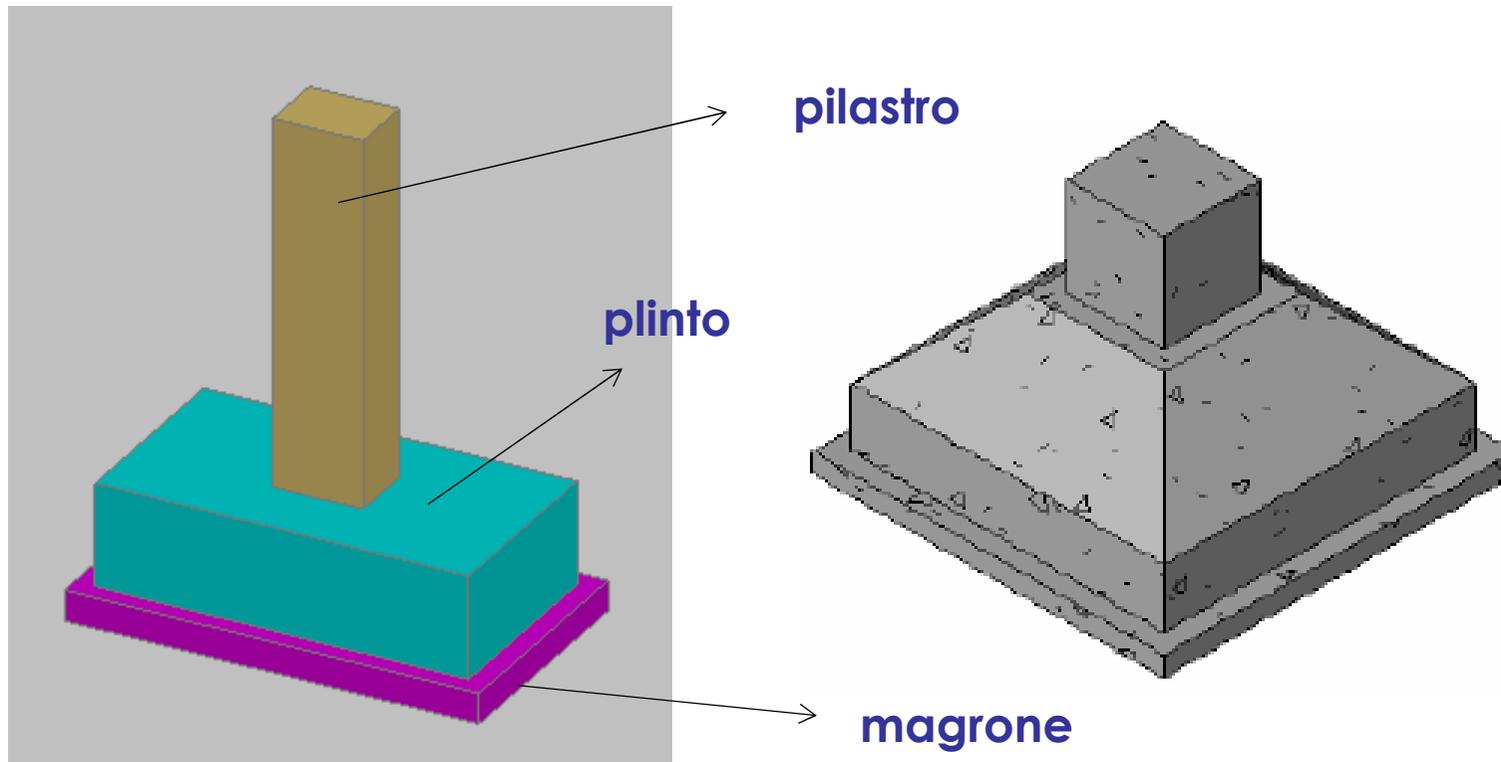
In maniera “rigorosa”, occorrerebbe calcolare il carico limite Q_{lim} del complesso fondazione-terreno che dipende essenzialmente dalla natura del terreno, dalla profondità del piano di posa della fondazione e dalla sua geometria.

Dal valore limite, si può ottenere un valore di esercizio Q_{es} tramite un opportuno coefficiente di sicurezza



Plinti di fondazione

Dovendo trasferire pressioni da un materiale più resistente (c.a.) ad uno meno resistente (il terreno) il plinto di fondazione deve operare un allargamento della sezione del pilastro. L'allargamento può essere realizzato conferendo al plinto una forma di parallelepipedo o di tronco di piramide.





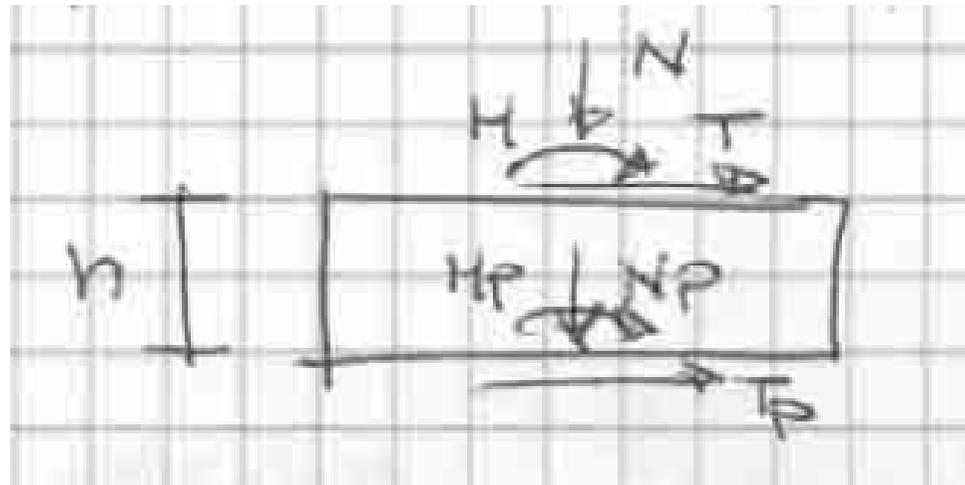
Plinti di fondazione

Generalmente, il pilastro alla base è sollecitato dalle caratteristiche N , T , M .

I valori corrispondenti delle sollecitazioni sul piano di posa della fondazione possono stimarsi, al fine di tener conto del peso del plinto e della sua altezza, nel modo seguente:

$$\begin{cases} N_p = 1.10 \div 1.15 N \\ T_p = T \\ M_p = M + T \cdot h \end{cases}$$

Nei calcoli si può assumere un valore di $h=1\text{m}$





Chi sono N, T, M al piede del pilastro?

7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

$$M^{(i)} = M_{Rd} \left(N_{Sd}^{(i)} \right)$$



Dimensionamento della base di impronta della fondazione

Terne di valori in base alle quali dimensionare la base di impronta della fondazione, ovvero le dimensioni in pianta del magrone:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_p^{(i)} \\ T_p^{(i)} \\ M_p^{(i)} \end{array} \right.$$

Un primo dimensionamento si può condurre imponendo che per la combinazione di carico caratterizzata dalla massima eccentricità si imponga un diagramma di pressioni triangolari la cui pressione media non superi $\sigma_t/2$

$$e_p^{(i)} = \frac{M_p^{(i)}}{N_p^{(i)}} \quad \frac{N_p^{(e_{max})}}{B_m \cdot L_m} = \frac{\sigma_t}{2}$$

Assumendo $B_m = 2/3 L_m$ si determina la lunghezza della **base di impronta della fondazione**:

$$L_m = \sqrt{\frac{3N_p^{(e_{max})}}{\sigma_t}}$$

Verifica dell'idoneità della base

L'idoneità deve essere verificata rispetto a tutte le combinazioni di carico per le quali, nota $e^{(i)}$, è possibile determinare la pressione massima di contatto

$$\sigma_{t,max}^{(i)} \leq \sigma_t$$

a) se $e_p^{(i)} < \frac{L_m}{6}$

$$\sigma_{t,max} = \frac{N_p}{B_m \cdot L_m} + \frac{6M_p}{B_m \cdot L_m^2}$$

b) se $e_p^{(i)} = \frac{L_m}{6}$

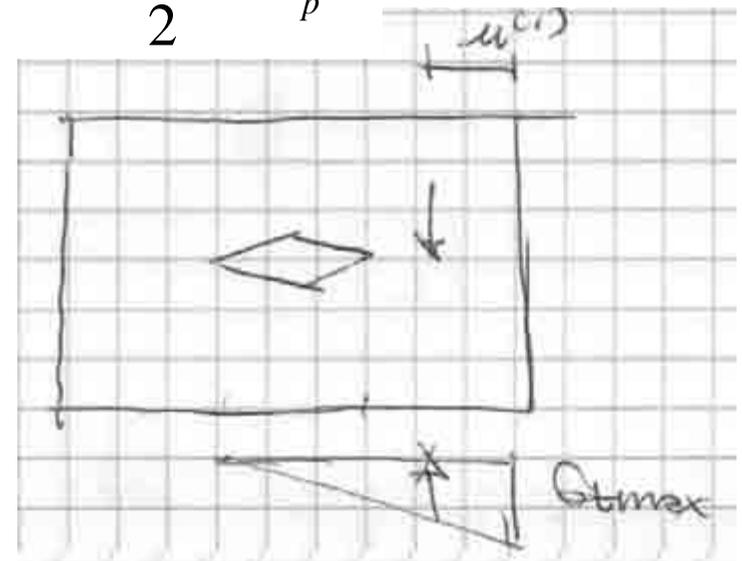
$$\sigma_{t,max} = \frac{2N_p}{B_m \cdot L_m}$$

c) se $e_p^{(i)} > \frac{L_m}{6}$

posto $u^{(i)} = \frac{L_m}{2} - e_p^{(i)}$

$$\sigma_{t,max} \cdot B_m \frac{3u^{(i)}}{2} = N_p^{(i)}$$

$$\sigma_{t,max} = \frac{2N_p^{(i)}}{3u^{(i)} \cdot B_m}$$





Dimensioni in pianta del plinto

Per ognuna delle combinazioni, deve risultare :

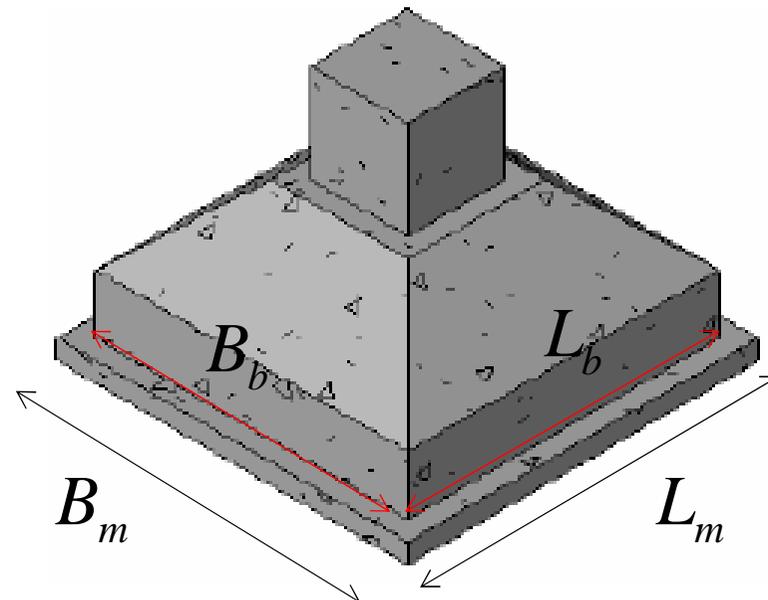
$$\sigma_{t,max}^{(i)} \leq \sigma_t$$

In caso contrario occorre operare un allargamento opportuno della fondazione affinché la verifica risulti soddisfatta

Una volta determinate le dimensioni della base di impronta della fondazione ed atteso il fatto che essa sia costituita da uno strato di calcestruzzo detto magrone di spessore $s=15/20$ cm, è possibile valutare le **dimensioni in pianta del plinto di fondazione**:

$$B_p = B_m - 2s$$

$$L_p = L_m - 2s$$





Dimensionamento dell'altezza del plinto (H_p)

La determinazione dell'altezza H_p può derivare dall'imposizione dei seguenti criteri di progetto:

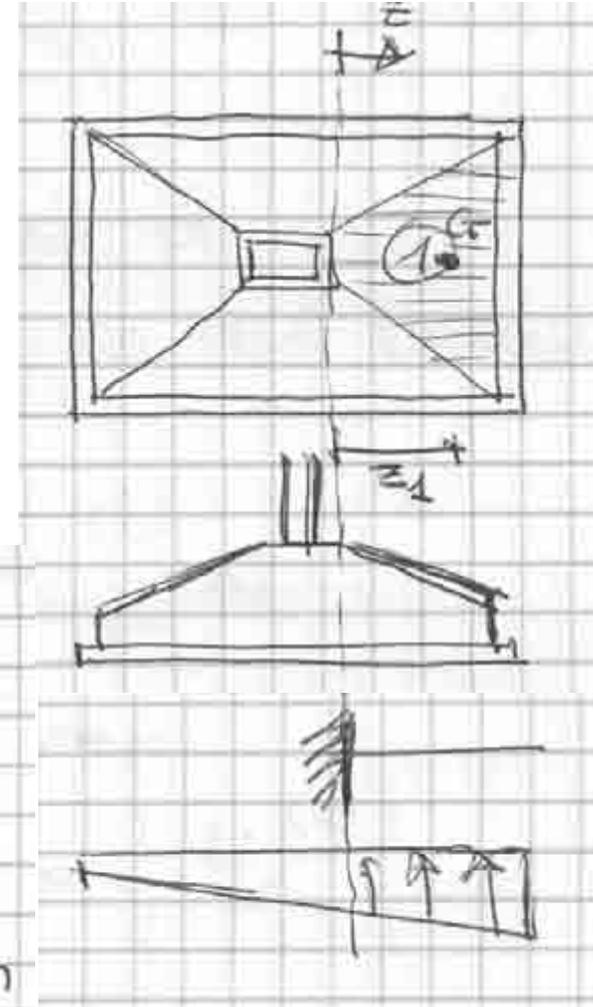
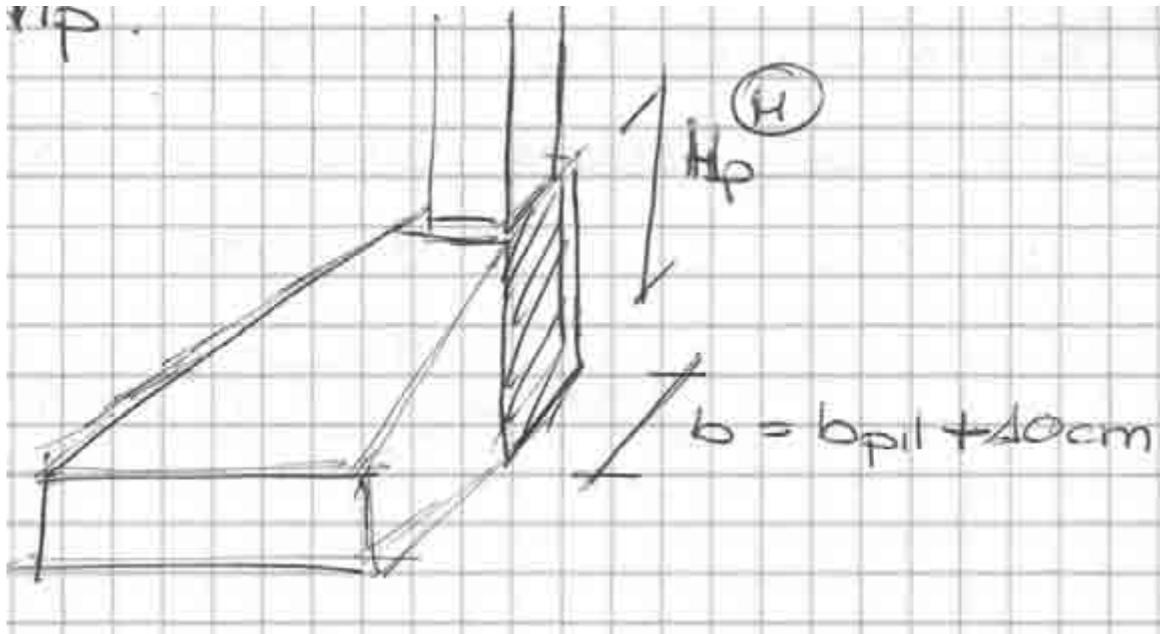
$$\left. \begin{array}{l} \text{Progetto a flessione } (H_p^{(F)}) \\ \text{Progetto a taglio } (H_p^{(V)}) \\ \text{Progetto a punzonamento } (H_p^{(P)}) \\ \text{Criterio "geometrico"} \end{array} \right\} H_p = \max\{H_p^{(F)}; H_p^{(V)}; H_p^{(P)}\}$$



Progetto a flessione, $H_p^{(F)}$

Il valore dell'altezza del plinto può derivare dal progetto a flessione della sua sezione resistente rispetto alle sollecitazioni indotte dal diagramma delle pressioni sul terreno

Tale sezione è posta in corrispondenza dell'attacco tra pilastro e plinto ed ha una larghezza pari alla risega del plinto ai piedi del pilastro ed altezza pari ad H_p





Progetto a flessione, $H_p^{(F)}$

Il Momento può calcolarsi sulla base della distribuzione delle tensioni calcolate in precedenza che dipende dalla combinazione di carico di riferimento

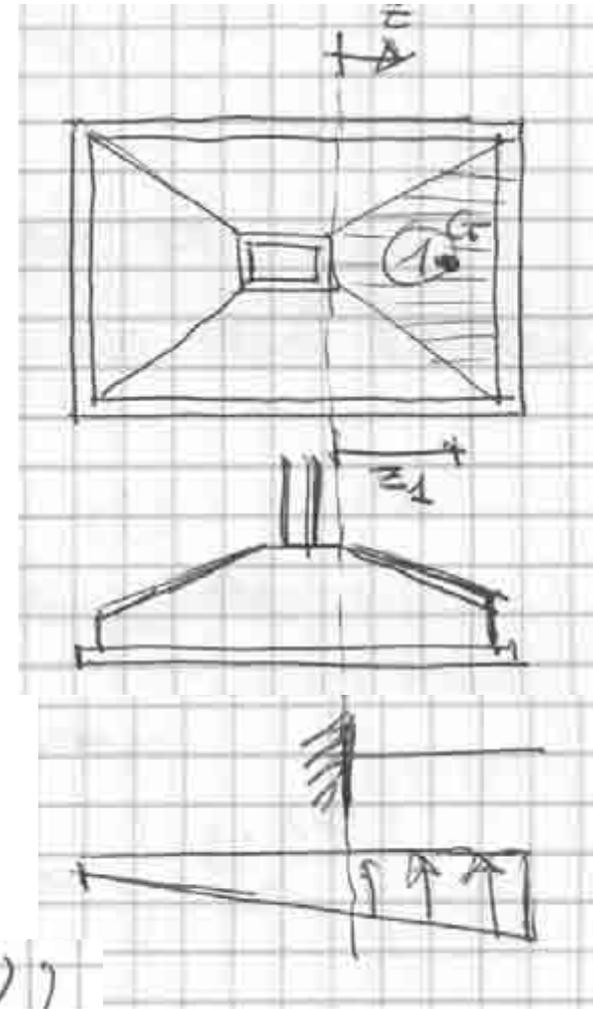
$$\psi_{\Delta}^{(i)} = \int_{\Delta} \sigma_{\pm}^{(i)} \cdot z \cdot dA \approx T_{\Delta}^{(i)} \cdot z_{\Delta}$$

Dove z_{Δ} è l'ascissa del baricentro dell'area A_{Δ} e $T_{\Delta}^{(i)}$

$$T_{\Delta}^{(i)} = \int_{\Delta} \sigma_{\pm}^{(i)} dA \approx \sigma_{\text{max}}^{(i)} \cdot A_{\Delta}$$

Nota $M_{1, \text{max}}$

$$M_{1, \text{max}} = \max_i \left\{ H_{\Delta}^{(i)} \right\}$$

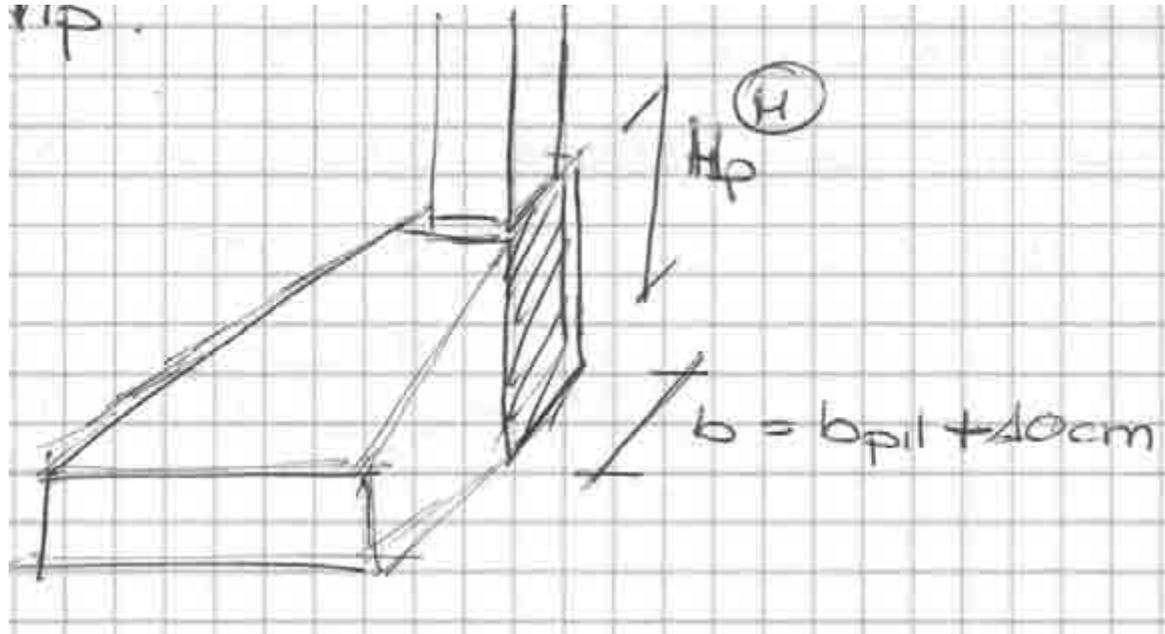




Progetto a flessione, $H_p^{(F)}$

Si può ricavare l'altezza del plinto $H_p^{(F)}$ dalla ben nota relazione di progetto:

$$H_p^{(F)} = r_u \sqrt{\frac{M_{1,max}}{b}}$$





Progetto a Taglio, $H_p^{(V)}$

Volendo realizzare un plinto sufficientemente alto da non rendere necessaria una armatura a taglio si può imporre:

$$T_{1,max} = \max_i \{ T^{(i)} \} = V_{Rd,1}$$

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

con k assunto = 1

$\rho_1 = 0.002$ (il minimo di normativa
per l'armatura longitudinale in fondazione)

Da cui si ricava $H_p^{(V)} = d + 5 \text{ cm}$ (d =altezza utile, copriferro 5 cm)



Progetto a Punzonamento, $H_p^{(P)}$

Il punzonamento costituisce un fenomeno di rottura locale prodotta da un carico concentrato applicato su di una superficie piana di ridotto spessore.

Occorre preoccuparsi della rottura per punzonamento in presenza di travi a spessore di solaio, di solette in elevazione, di piastre di fondazione su cui insistono carichi concentrati. Il fenomeno è in realtà più insidioso nelle piastre sottili che nelle travi, in quanto queste ultime sono sempre dotate di armature trasversali per il taglio (staffe o ferri piegati), mentre le piastre ne sono generalmente sprovviste.

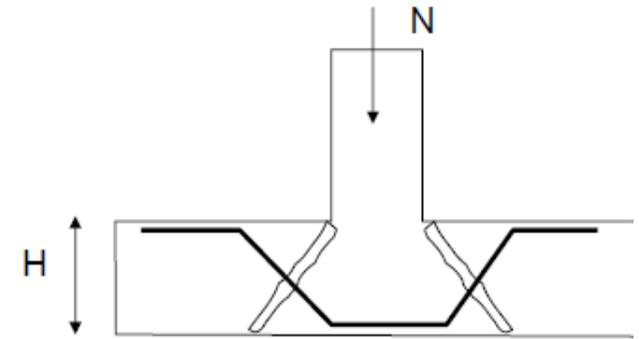
Nell'edilizia civile ed industriale condizioni di punzonamento si verificano ad esempio nei seguenti casi:

- solette o travi a spessore in elevazione, in corrispondenza della connessione con i pilastri; il fenomeno è ancora più pericoloso se manca ad esempio il pilastro sottostante o quello sovrastante;
- piastre di fondazione in corrispondenza degli scarichi dei pilastri o dei setti murari;
- solettine di solai con blocchi di alleggerimento in polistirolo in corrispondenza di carichi concentrati.

Progetto a Punzonamento, $H_p^{(P)}$

Volendo conferire al plinto una altezza che non renda necessario prevedere armatura per prevenire il fenomeno del punzonamento:

$$N_{1,max} = \max_i \left\{ N^{(i)} \right\} = P_{Rd} = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$



u = perimetro in corrispondenza del piano medio dell'elemento

Handwritten notes on grid paper:

$$u = 2(H_{pil} + B_{pil}) + \pi h_p^{(P)}$$

da cui

$$N_{max} = 0.5 \left[2(H_{pil} + B_{pil}) + \pi h_p^{(P)} \right] \cdot h_p^{(P)} \cdot f_{ctd}$$

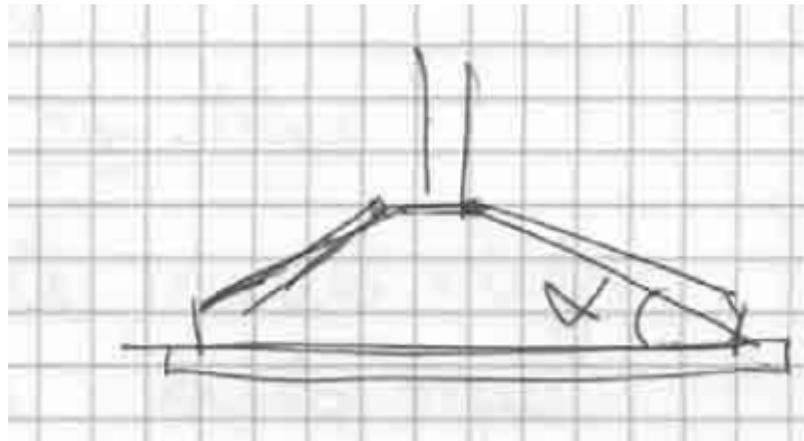


Dimensionamento dell'altezza del plinto (H_p)

$$H_p = \max \left\{ H_p^{(F)} ; H_p^{(V)} ; H_p^{(P)} \right\}$$

Controllando che si verifichi

$$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$$





Trave di collegamento

In zona sismica è richiesto che i plinti non siano isolati, ma che siano reciprocamente collegati da un opportuno sistema di **travi**

Le travi devono essere dimensionate in modo da assicurare che non si verifichino spostamenti relativi (in direzione orizzontale) tra i vari plinti quando la struttura è interessata da uno scuotimento sismico.

7.2.5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, calcolati come specificato nel § 3.2.5.2, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

7.2.5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{\max} = a_g \cdot S$ in cui 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, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali.



Trave di collegamento

La verifica delle travi di collegamento deve essere condotta considerando, oltre alle azioni assiali (di trazione e compressione, in due distinte combinazioni di carico) anche i carichi che gravano su queste travi:

- peso proprio della stessa;
- l'impiantistica (per le travi di bordo);
- possibile esito ~~della~~ di un impianto che si appoggi sulla trave stessa.

