

Frattamaggiore, 30 gennaio 2007

**Corso di aggiornamento professionale:
La progettazione strutturale in zona sismica.
Il nuovo quadro normativo**

Progettazione di strutture in c.a.: esempi di calcolo

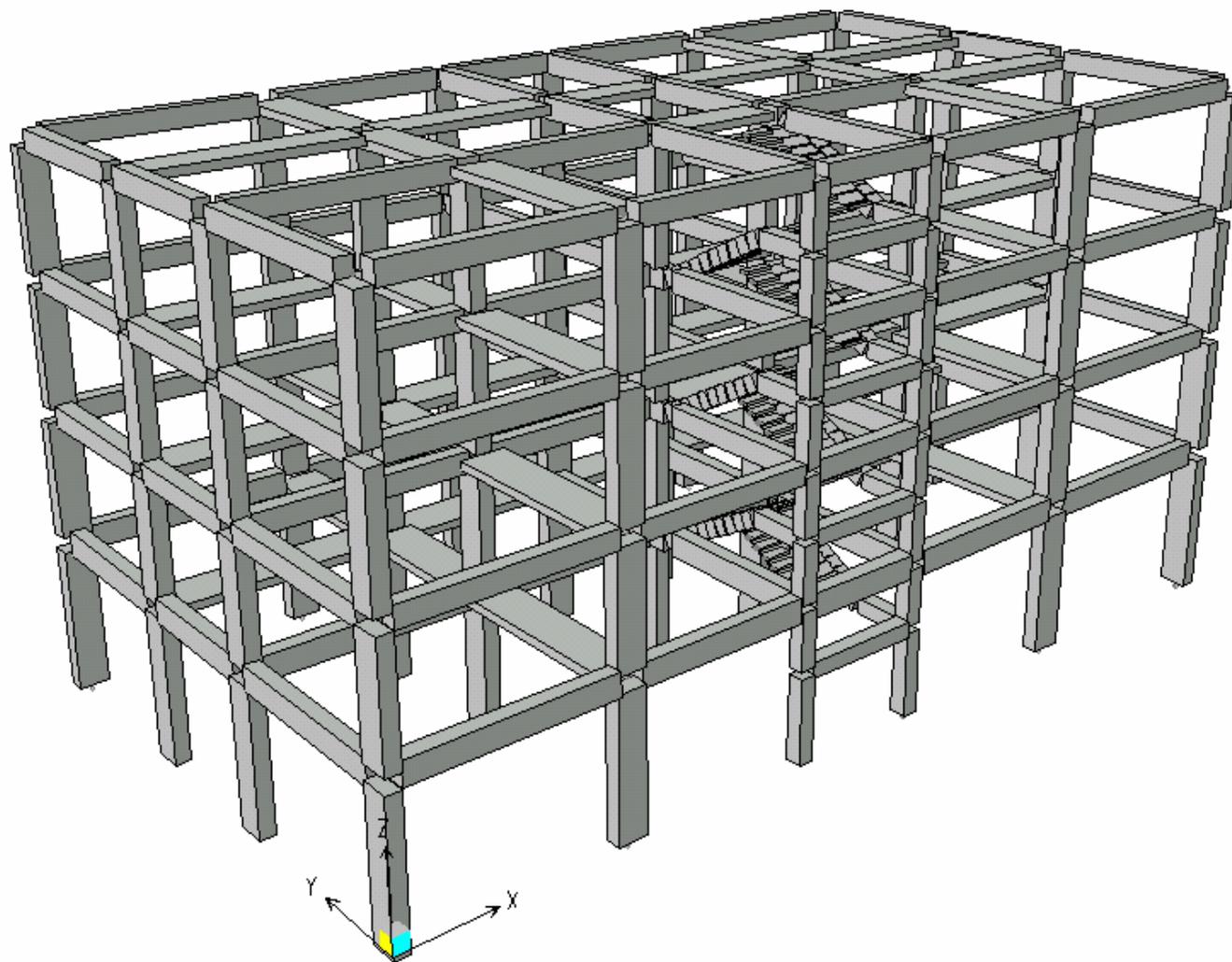
Ing. Gennaro Magliulo

Dipartimento di Ingegneria Strutturale

Università degli Studi di Napoli Federico II



EDIFICIO CLASSE DI DUTTILTA' B



Determinazione dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo (SLU)

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle seguenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie

- *strutture a telaio,*
- *strutture a pareti,*
- *strutture miste telaio-pareti,*
- *strutture a nucleo.*

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in elevazione e del numero di piani, si determina il *fattore di struttura* q

$$q = q_0 K_D K_R \qquad q_0 = 4,5 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

q_0 è legato alla tipologia strutturale;

K_D è un fattore che dipende dalla classe di duttilità;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

Nel caso in esame si decide di progettare in *classe di duttilità "B"* (CD "B"), per cui risulta:

$$K_D = 0,7$$

Inoltre, il previsto sviluppo in elevazione dell'edificio non soddisfa i criteri di regolarità, conseguentemente:

$$K_R = 0,8.$$

Poiché l'edificio in esame presenta una *struttura intelaiata*, risulta:

Non volendo effettuare un'*analisi non lineare* e considerando che l'edificio da progettare è a più piani e più campate, si ha:

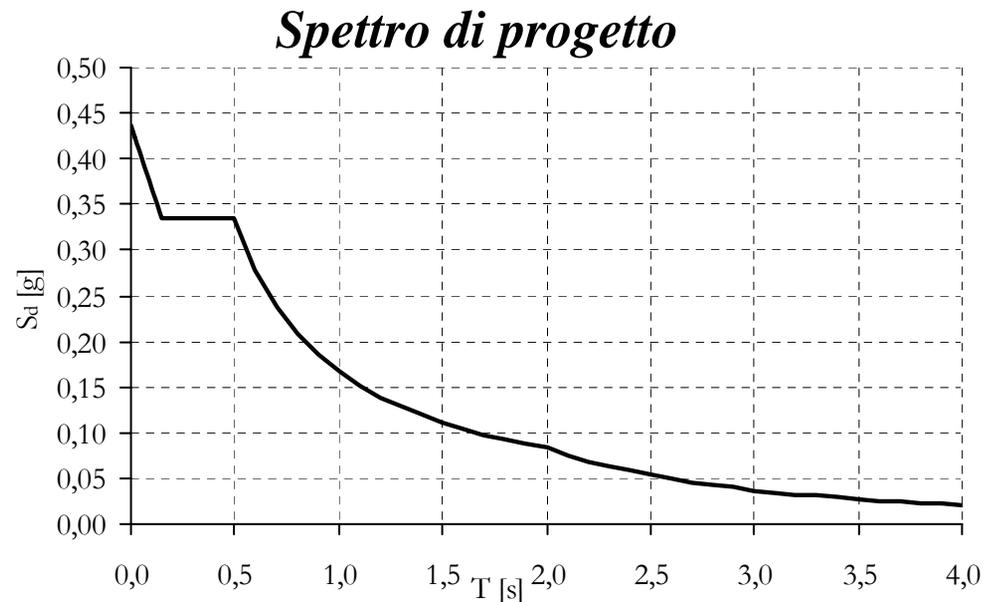
$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$$

Risulta pertanto:

$$q_0 = 4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4,5 \cdot 1,3 = 5,85$$

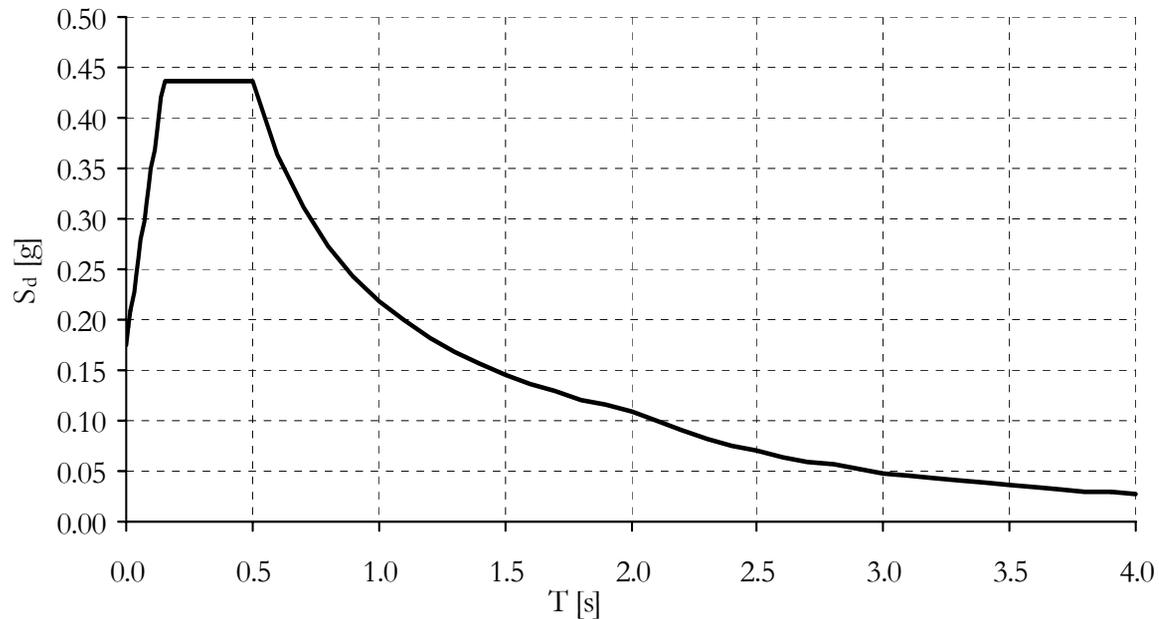
$$q = q_0 K_D K_R = 5,85 \cdot 0,7 \cdot 0,8 = 3,28$$

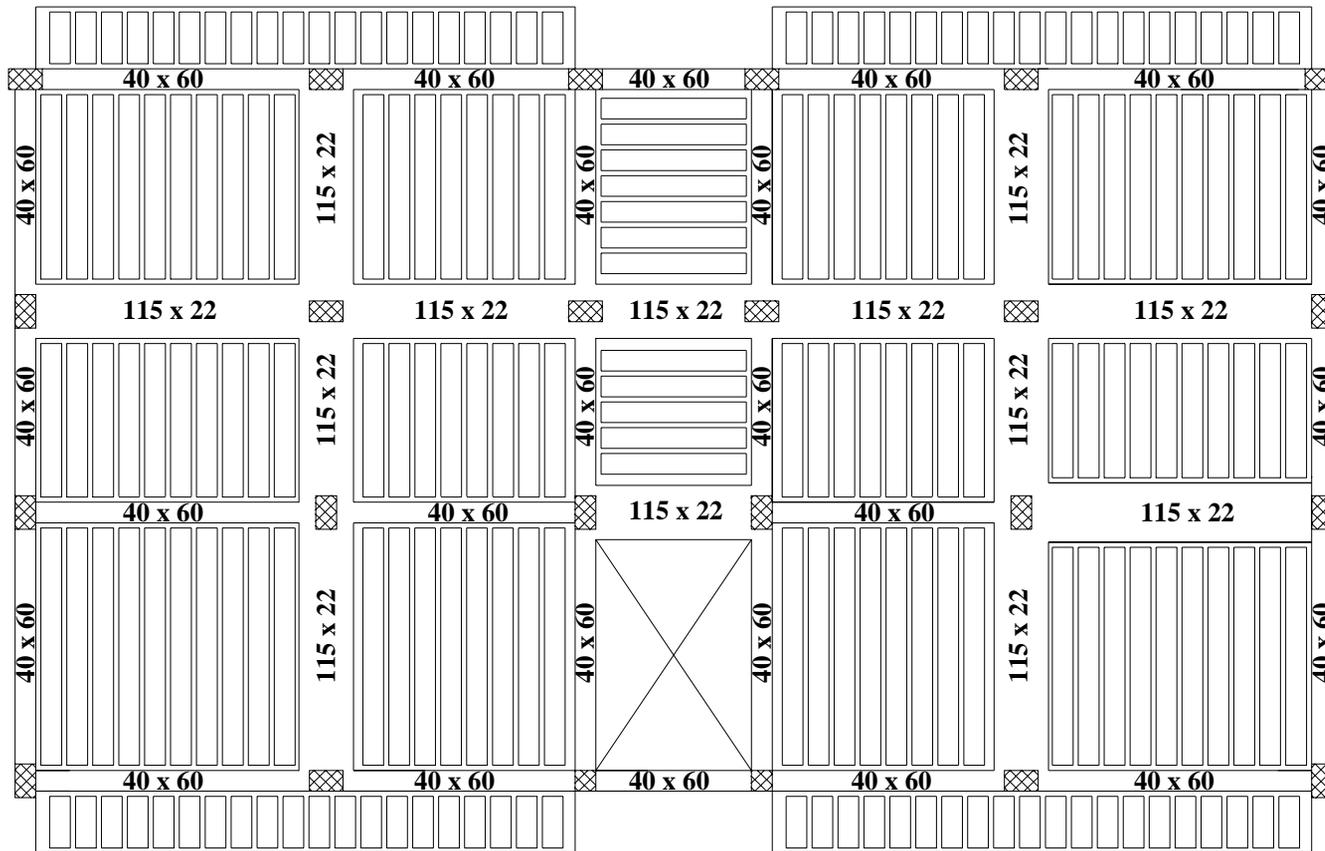
La classe di duttilità A e regolarità in altezza forniva 5,85
Le azioni si incrementano del 78%



Determinazione dello spettro di progetto per lo stato limite di danno (SLD)

Lo spettro di progetto per lo *stato limite di danno*, può essere ottenuto riducendo lo *spettro di risposta elastico* secondo un *fattore pari a 2,5* (**punto 3.2.6 – Spettro di progetto per lo stato limite di danno**). Si fa così riferimento ad eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto. In pratica, mediamente, si fa riferimento a probabilità di superamento del 50% in 50 anni a cui corrisponde, all'incirca, un periodo di ritorno di 72 anni. Si riporta di seguito il grafico corrispondente.





Le travi a spessore rispettano i vincoli geometrici

Pilastri 40x75 al 1° e 2° livello 40x65 al 3° e 4° livello

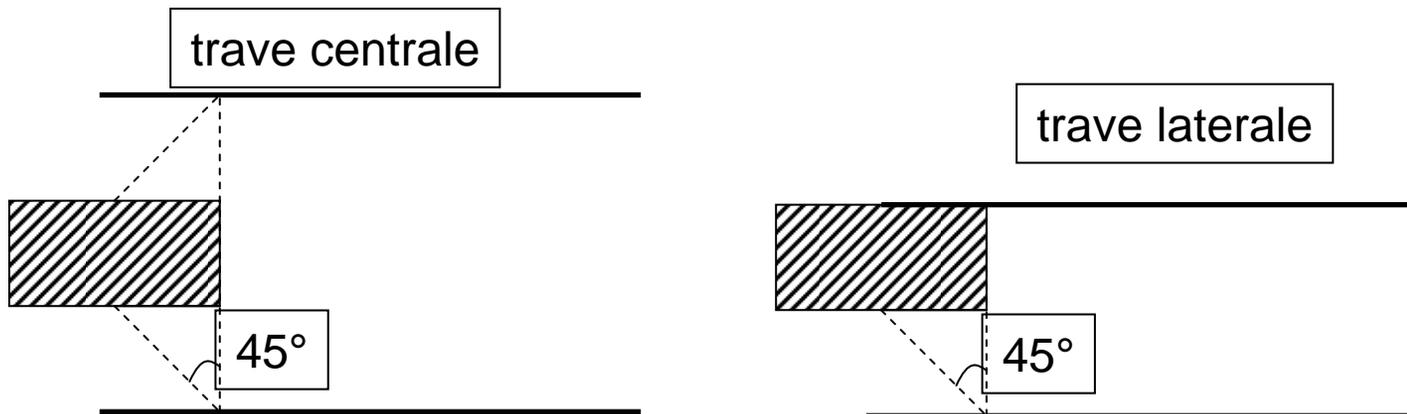
Travi emergenti 40x60

Travi a spessore 115x22 al 1° e 2° livello 105x22 al 3° e 4° livello

Travi

LIMITI GEOMETRICI

La larghezza della trave non deve essere minore di 20 cm e, per le travi a spessore, non deve essere maggiore della larghezza del pilastro aumentata da ogni lato di metà della sezione trasversale del pilastro. b/h non deve essere minore di 0.25.



Pilastri

LIMITI GEOMETRICI

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm. Il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale non deve essere inferiore a 0.3. In caso contrario l'elemento sarà assimilato alle pareti portanti.

Masse edificio classe di duttilità A

	W (kN)	$M = W/g$ (t)	$I_p = M \cdot \rho^2$ (t·m ²)
<i>1° livello</i>	4131	421	32078
<i>2° livello</i>	3832	391	29756
<i>3° livello</i>	3798	387	29493
<i>4° livello</i>	3551	362	27573

Masse edificio classe di duttilità B

	W (kN)	$M = W/g$ (t)	$I_p = M \cdot \rho^2$ (t·m ²)
<i>1° livello</i>	4134	421	32080
<i>2° livello</i>	3913	399	30404
<i>3° livello</i>	3828	390	29718
<i>4° livello</i>	3590	366	27889

Differenza delle masse trascurabile

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Nel caso in esame, essendo l'edificio regolare in pianta, il modello di calcolo può essere *piano* o *spaziale*. In ogni caso esso è definito dalla linea d'assi degli elementi (si veda anche Manuale 1 sezione 2.5.1) ed eventualmente può essere considerata la rigidità del nodo mediante dei conci rigidi agli estremi degli elementi (si veda anche Manuale 1 sezione 4.8.3).

Il modello utilizzato nell'analisi strutturale è di tipo spaziale, essendo oggi in commercio programmi in grado di implementare agevolmente una struttura tridimensionale.

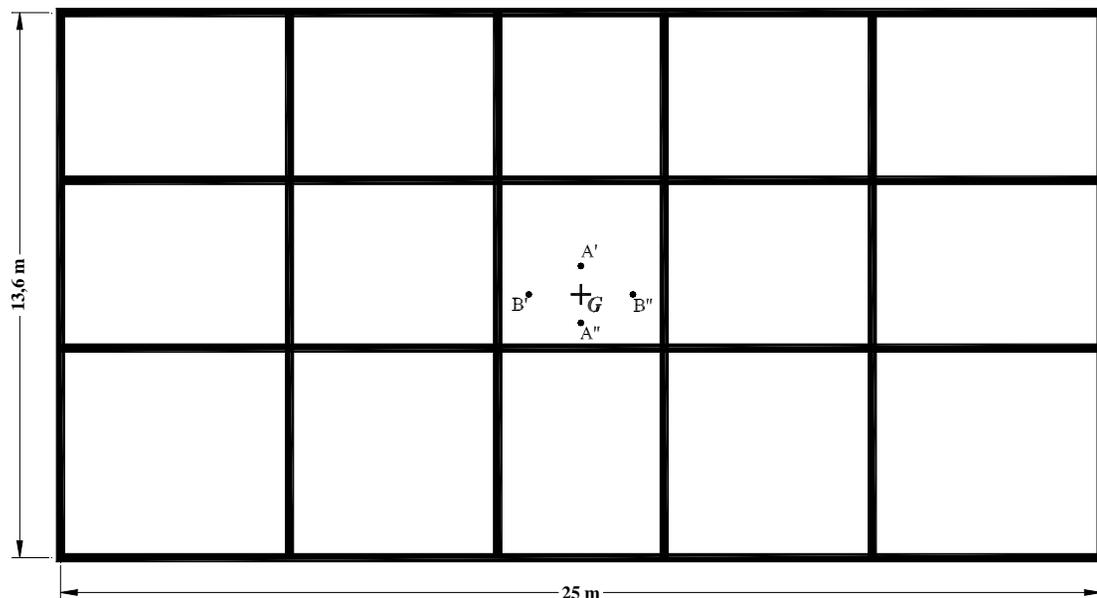
Da un punto di vista dinamico con l'ipotesi di *impalcato infinitamente rigido nel proprio piano* si sono tre gradi di libertà per ciascun livello. Ossia due traslazioni, nelle due direzioni ortogonali, del *baricentro dell'impalcato* e la rotazione intorno all'asse verticale passante per esso.

In aggiunta all'eccentricità effettiva del baricentro, dovrà essere considerata un'*eccentricità accidentale*, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica

eccentricità

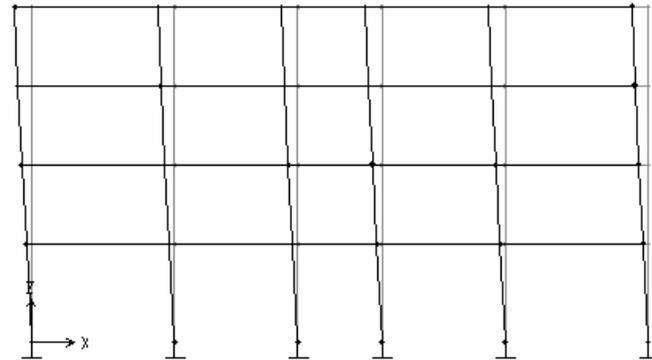
$$\overline{B'G} = \overline{B''G} = 5\% \text{ di } 25 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$$

$$\overline{A'G} = \overline{A''G} = 5\% \text{ di } 13,6 \text{ m} = 0,68 \text{ m}$$



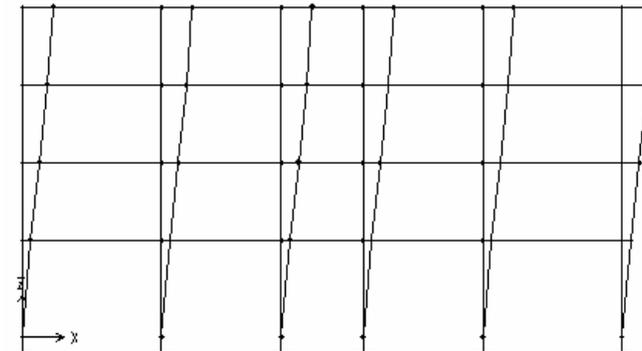
1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,545$ s; $\tilde{M}_{\%X} = 74,5\%$; $\tilde{M}_{\%Y} = 0\%$)

Edificio classe di duttilità A

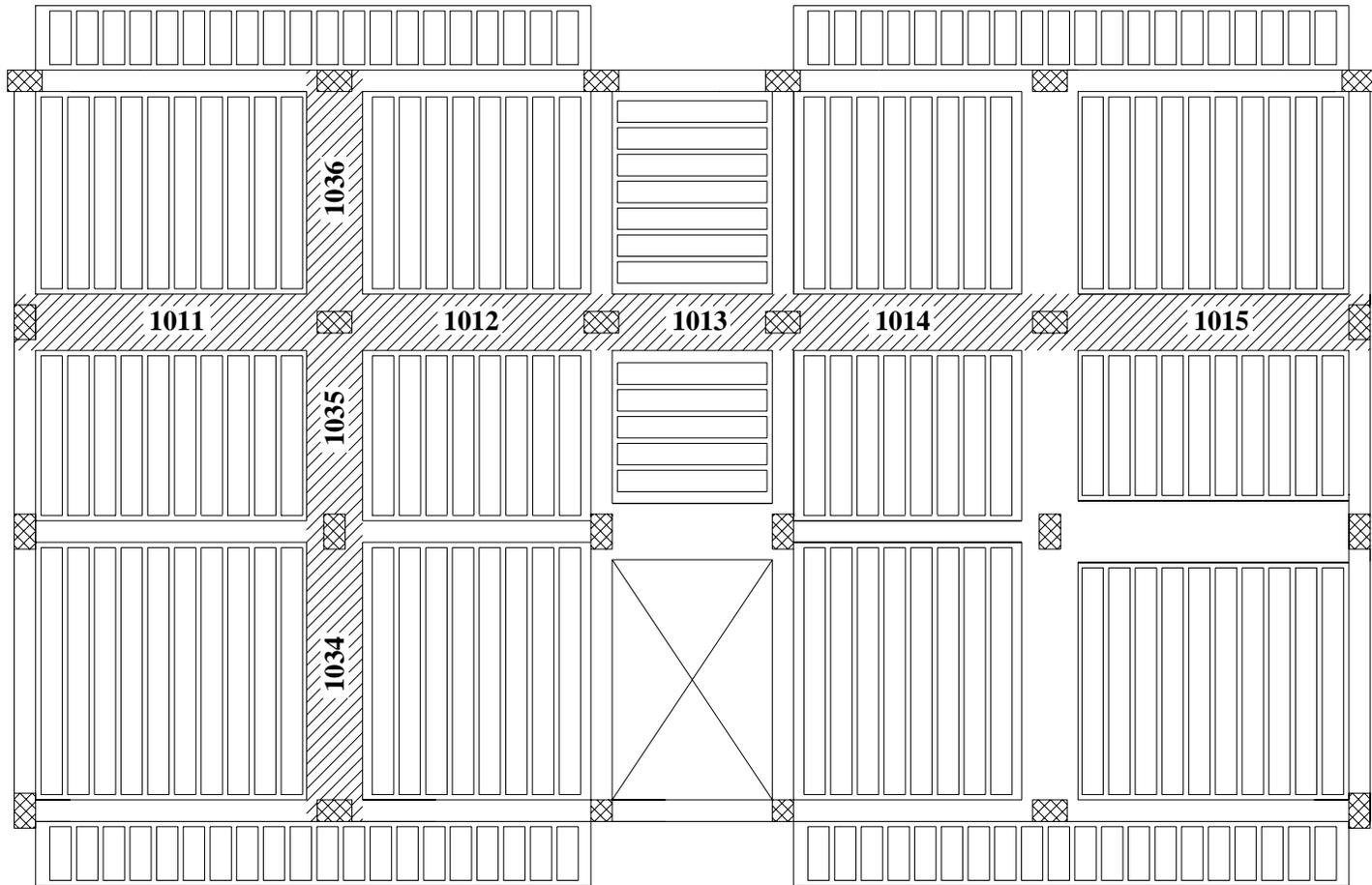


1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
($T=0,548$ s; $\tilde{M}_{\%X} = 84,1\%$; $\tilde{M}_{\%Y} = 0\%$)

Edificio classe di duttilità B

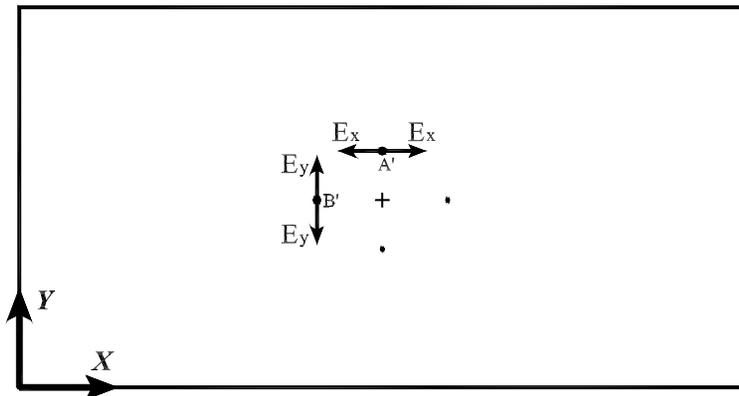


Travi progettate



Come detto tali combinazioni sono in totale 32, ma per le travi che si intende studiare le 8 più significative sono presumibilmente quelle ottenute considerando le due azioni sismiche orizzontali ortogonali, E_x agente lungo una direzione passante per A' ed E_y applicata secondo la direzione passante per B'.

- I momenti positivi tendono le fibre inferiori;
- I valori forniti nelle colonne E_x ed E_y rappresentano i risultati delle due analisi dinamiche modali considerando lo spostamento del centro di massa di una eccentricità accidentale così come sopra definito. Nella realtà il programma di calcolo per la valutazione di sollecitazioni e spostamenti esegue la combinazione dei modi, attraverso una *combinazione quadratica completa (CQC)*. Questo comporta in output, la perdita del segno, ossia le sollecitazioni vengono date in valore assoluto. La questione è irrilevante in molti casi, ma diviene rilevante in presenza di sollecitazioni combinate sforzo normale – momento flettente e per l'adozione di alcune regole progettuali, come nel caso del rispetto della gerarchia delle resistenze trave-pilastro, in cui servono i segni relativi delle diverse sollecitazioni convergenti in un nodo. Nel caso in esame il problema è stato risolto dando alle sollecitazioni il segno del *primo modo di vibrazione* nella direzione in esame.



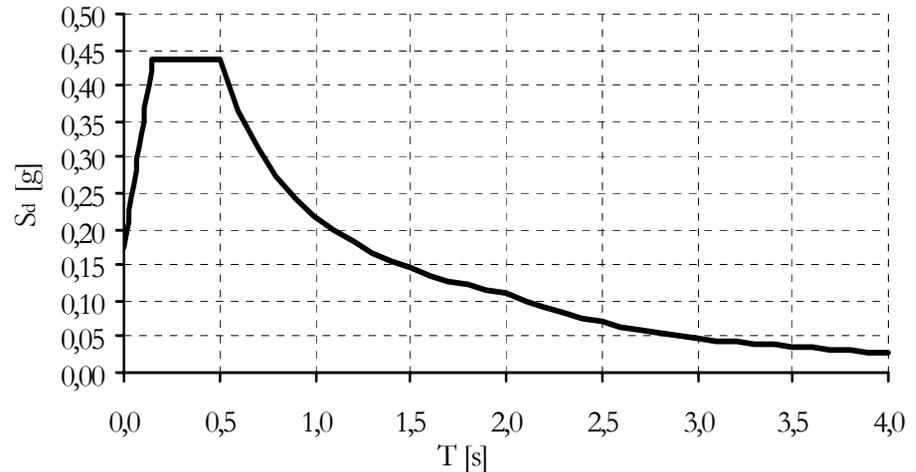
E₁	$+E_x+0,3E_y$
E₂	$+E_x-0,3E_y$
E₃	$-E_x+0,3E_y$
E₄	$-E_x-0,3E_y$

E₅	$+0,3E_x+E_y$
E₆	$+0,3E_x-E_y$
E₇	$-0,3E_x+E_y$
E₈	$-0,3E_x-E_y$

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI DANNO

Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli **elementi strutturali e quelli non strutturali**, ivi compreso le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, **non devono subire gravi danni ed interruzione d'uso, in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto**

Spettro di progetto per lo stato limite di danno
ottenuto riducendo lo spettro di risposta elastica secondo un *fattore pari a 2,5*



La combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni per lo stato limite di danno è la stessa dello stato limite ultimo.

Azione sismica valutata per le masse associate ai pesi sismici

$$G_k + \sum_i (\psi_{Ei} \cdot Q_{ki})$$

dove ψ_{Ei} è un coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i

CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

Per l'azione sismica di progetto dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati (**punto 4.11.2 – Stato limite di danno**).

Nel caso in esame, per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r \leq 0,005h$$

con h altezza del piano

.Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno vengono valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando un'analisi dinamica modale associata allo spettro di progetto corrispondente, per il fattore di importanza utilizzato

CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

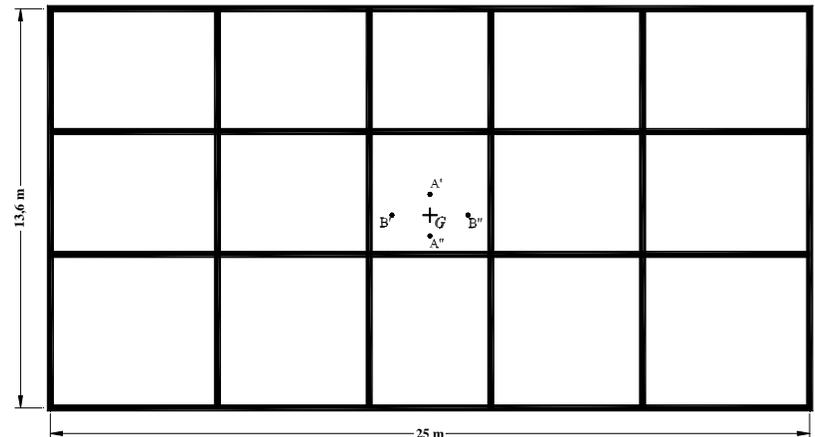
L'analisi modale può essere applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio oppure a due modelli piani separati a condizione che siano rispettati i criteri di regolarità in pianta di cui al *punto 4.3.1*

La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti, è stata effettuata attraverso una *combinazione quadratica completa (CQC)*, in quanto non è rispettata la condizione che il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri.

In aggiunta all'eccentricità effettiva dovrà essere considerata un'*eccentricità accidentale*, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica

$$\overline{B'G} = \overline{B''G} = 5\% \text{ di } 25 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$$

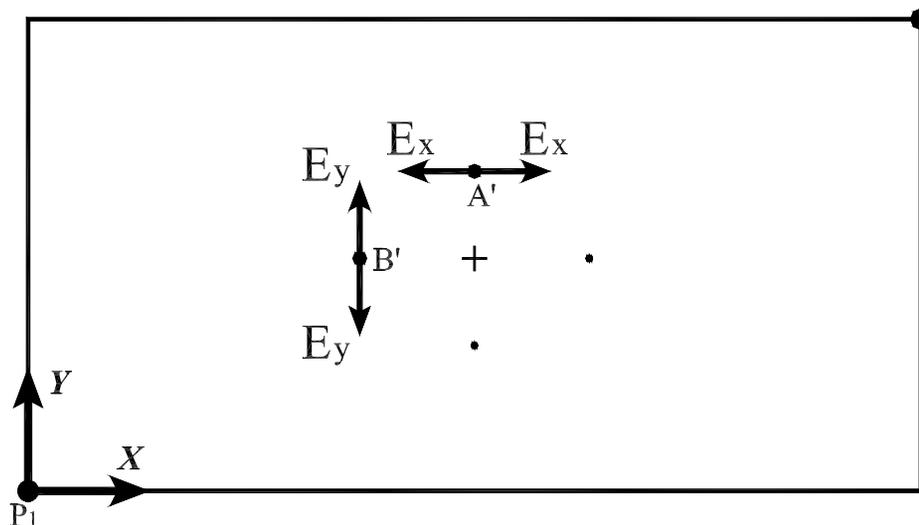
$$\overline{A'G} = \overline{A''G} = 5\% \text{ di } 13,6 \text{ m} = 0,68 \text{ m}$$



Anche per lo SLD si è scelto che i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente (*spostamenti*) siano combinati *sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione nell'altra direzione* (**punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica**).

A questi vanno poi sommati, come già detto, per ciascuna combinazione, i valori delle sollecitazioni per effetto delle altre azioni secondo quanto prescritto **al punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni**:

Essendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido, i massimi spostamenti si verificheranno in corrispondenza dei telai esterni dell'edificio; conseguentemente, per la verifica allo SLD, si valuteranno i massimi spostamenti di interpiano in corrispondenza di 2 spigoli opposti della struttura (P_1 e P_2) nelle 2 direzioni ortogonali.



Per l'azione sismica di progetto risulta, pertanto, verificato che gli spostamenti strutturali non producono danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio, in quanto gli spostamenti interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi sono inferiori al limite:

$$d_{r,max} = 0,00454 b \leq 0,005 b$$

Limite per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa

A ciascuna combinazione, vanno poi sommati i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali secondo quanto prescritto al **punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni**.

La semplice sovrapposizione degli effetti è consentita dalla linearità del modello adottato.

Nel caso di *stato limite ultimo* deve essere effettuata la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

$$F_d = \gamma_I E + G_k + \sum_i \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

essendo:

$\gamma_I E$ l'azione sismica per lo stato limite in esame, con γ_I = fattore di importanza;

G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;

Q_k il valore caratteristico delle azioni accidentali;

ed assumendo:

$\Psi_2 = 0,30$ per la destinazione d'uso di *abitazioni e uffici*;

$\Psi_2 = 0,80$ per la destinazione d'uso di *magazzini, archivi e scale*;

$\gamma_I = 1,0$ per *edifici ordinari* (**punto 4.7 – Fattori di importanza**)

Momento di calcolo :Travata 1011-1012-1013-1014-1015
(solo azioni sismiche)

Trave	Lungh.	Dist.	E _x	E _y	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆	E ₇	E ₈
(n°)	(m)	(m)	(kNm)									
1011	5,80	0,00	-75	-14	-79	-71	71	79	-36	-9	9	36
		2,90	0,6	0,1	0,6	0,5	-0,5	-0,6	0,3	0,1	-0,1	-0,3
		5,80	76	14	80	72	-72	-80	37	9	-9	-37
1012	5,00	0,00	-89	-16	-93	-84	84	93	-42	-11	11	42
		2,50	0,4	0,1	0,4	0,4	-0,4	-0,4	0,2	0,0	0,0	-0,2
		5,00	88	16	93	83	-83	-93	42	11	-11	-42
1013	3,40	0,00	-125	-23	-132	-119	119	132	-60	-15	15	60
		1,70	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
		3,40	125	23	132	119	-119	-132	60	15	-15	-60
1014	5,00	0,00	-88	-16	-93	-83	83	93	-42	-10	10	42
		2,50	0,4	0,1	0,4	0,4	-0,4	-0,4	0,2	0,1	-0,1	-0,2
		5,00	89	16	94	84	-84	-94	43	10	-10	-43
1015	5,80	0,00	-76	-14	-81	-72	72	81	-37	-9	9	37
		2,90	0,3	0,1	0,3	0,3	-0,3	-0,3	0,2	0,0	0,0	-0,2
		5,80	76	14	80	72	-72	-80	36	9	-9	-36

Sono evidenziati i massimi e minimi

Si osserva che

- la contemporaneità dell'azione principale con il 30% di quella nell'altra direzione, aumenta la sollecitazione flettente nelle travi di non oltre il 10%.
- tra le otto, due sono le combinazioni che forniscono i valori più elevati e cioè $E_1 = (E_x + 0,3E_y)$ ed $E_4 = (-E_x - 0,3E_y)$. In particolare, poiché la trave è allineata parallelamente all'asse X , le combinazioni E_5, E_6, E_7 ed E_8 nelle quali prevale l'effetto del sisma lungo Y sono poco significative. Per tale motivo le sollecitazioni prodotte dai carichi verticali $(G_k + 0,3Q_k)$ saranno sommate solo alle combinazioni E_1, E_2, E_3 ed E_4 al fine di ottenere le sollecitazioni più utili per le verifiche (**punto 3.3 – Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni**).

Momento di calcolo :Trave 1011-1012-1013-1014-1015
(Azioni sismiche + Carichi verticali)

Trave	Lungh.	Dist.	$V=(G_k+0,3Q_k)$	$V+E_1$	$V+E_2$	$V+E_3$	$V+E_4$	$1,4G_k+1,5Q_k$
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1011	5,80	0,00	-87	-166	-158	-17	-8	-146
		2,90	47	48	48	47	47	79
		5,80	-93	-13	-21	-165	-173	-156
1012	5,00	0,00	-69	-162	-153	15	25	-116
		2,50	34	35	35	34	34	57
		5,00	-67	26	16	-150	-159	-112
1013	3,40	0,00	-8	-141	-127	110	124	-12
		1,70	3	3	3	3	3	3
		3,40	-8	124	111	-127	-140	-11
1014	5,00	0,00	-67	-160	-150	16	26	-112
		2,50	34	35	35	34	34	57
		5,00	-69	25	15	-153	-162	-115
1015	5,80	0,00	-93	-174	-166	-21	-13	-156
		2,90	47	48	48	47	47	79
		5,80	-87	-7	-15	-159	-167	-146

Dettagli sulle armature per garantire duttilità

In ogni sezione della trave il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

ρ è il rapporto geometrico di armatura = $\frac{A_s}{(b \cdot h)}$ oppure $\frac{A_i}{(b \cdot h)}$

A_s e A_i rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente superiore e inferiore;

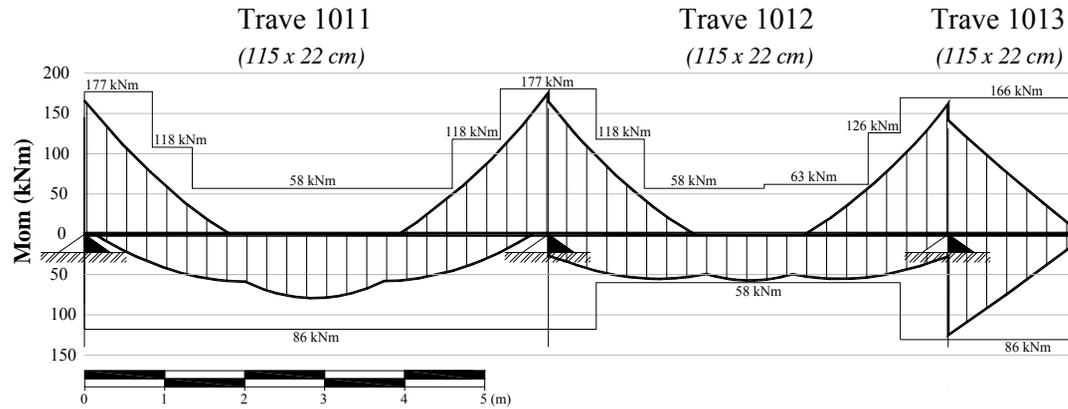
f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in N/mm^2).

Nel caso in esame, con una sezione 115 x22 (travi del 1° livello) ed un acciaio *Feb44k*, si ricava:

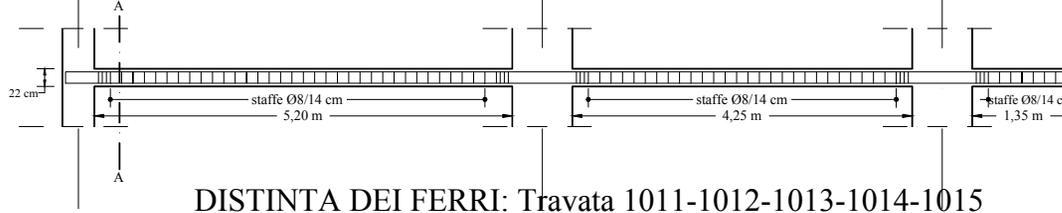
$$A_s^{min} = A_i^{min} = \frac{1,4}{f_{yk}} (b \cdot h) = \frac{1,4}{430} (1150 \cdot 220) = 8,24 \text{ cm}^2$$

Si osservi che l'armatura al bordo inferiore, oltre che dai minimi, risulta essere condizionata dalla disposizione di normativa secondo la quale **in ciascuna estremità collegata con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale d'armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione.**

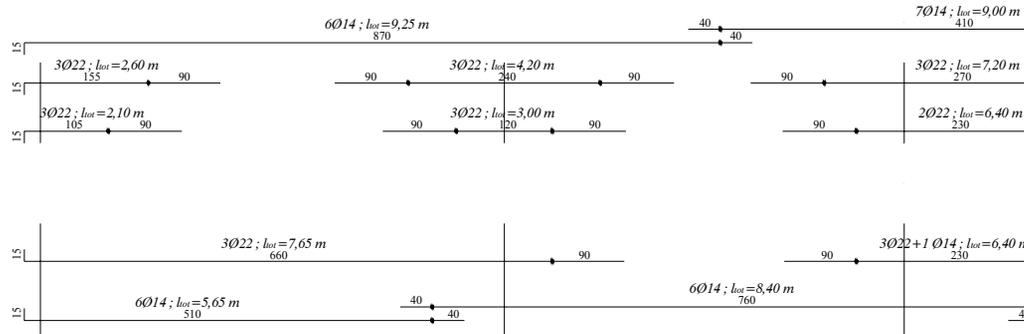
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: Travata 1011-1012-1013-1014-1015



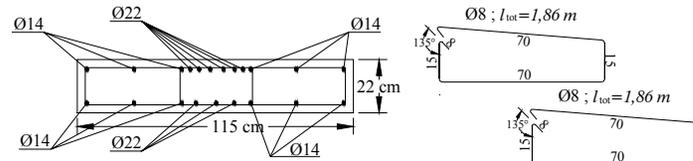
SEZIONE LONGITUDINALE: Travata 1011-1012-1013-1014-1015



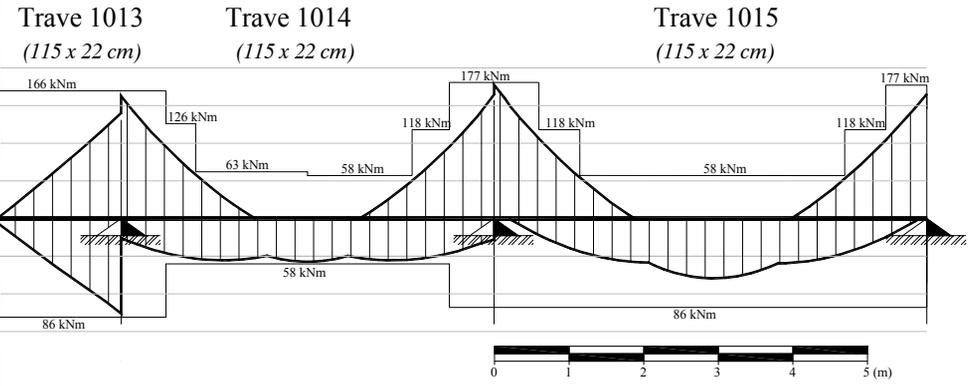
DISTINTA DEI FERRI: Travata 1011-1012-1013-1014-1015



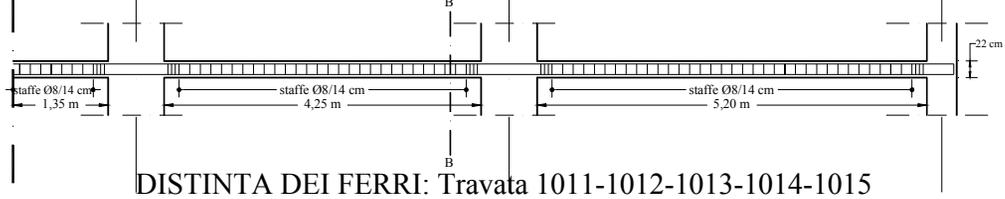
SEZIONE A-A



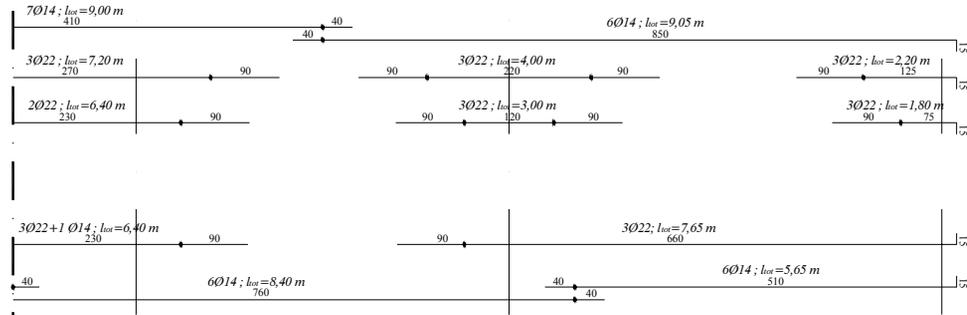
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: Travata 1011-1012-1013-1014-1015



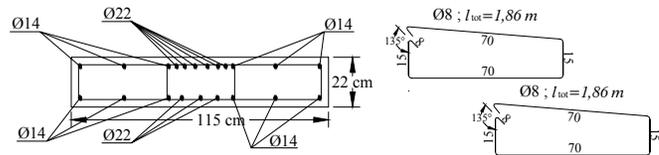
SEZIONE LONGITUDINALE: Travata 1011-1012-1013-1014-1015



DISTINTA DEI FERRI: Travata 1011-1012-1013-1014-1015



SEZIONE B-B



Verifica a taglio

Per le strutture in CD “B”, gli sforzi di taglio da utilizzare per il relativo dimensionamento o verifica, si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti flettenti di calcolo delle sezioni di estremità

Trave	Lungh. (m)	distanze (m)	V _{max} (kN)	V _{min} (kN)
1011	5,80	0,0	157	66
		5,2	-68	-161
1012	5,00	0,0	138	45
		5,0	-44	-136
1013	3,40	0,0	90	-65
		3,4	65	-90
1014	5,00	0,0	136	44
		5,0	-45	-137
1015	5,80	0,0	161	68
		5,8	-66	-157

Il calcolo della resistenza a taglio è dato dalla **somma del contributo dell'acciaio e del calcestruzzo** (per la classe A si trascurava il calcestruzzo)

$$V_{md} = A_{sw} \cdot f_{ymd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin\alpha + \cos\alpha) \quad V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale posta ad interasse s e d è l'altezza utile della sezione.

$\alpha = 90^\circ$ (staffe verticali) mentre $s = 8$ cm in quanto nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, devono essere previste staffe di contenimento ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze

-un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale $d/4 = 18/4 \cong 5$ cm

-15 cm

Per staffe di diametro $\phi 8$ poste ad interasse di 5 cm, si ricava:

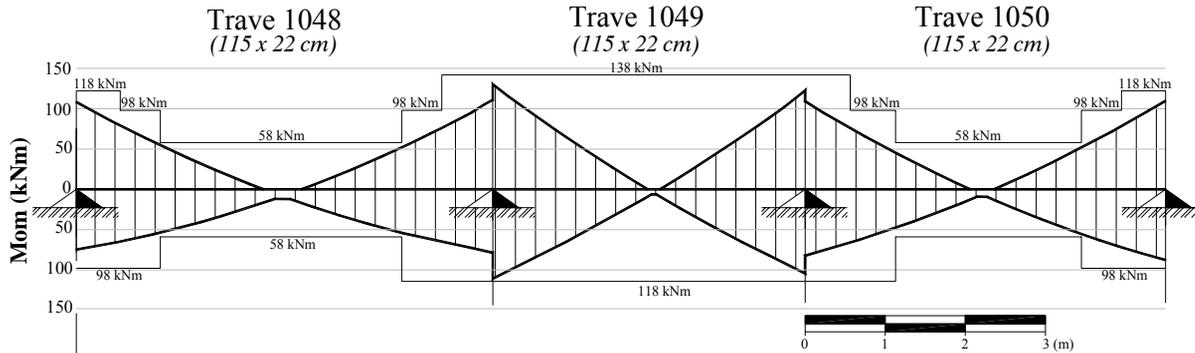
$$V_{md} = A_{sw} \cdot f_{ymd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin\alpha + \cos\alpha) = 4 \cdot 50 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 180}{50} = 242 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1 \cdot 1150 \cdot 180 = 124 \text{ kN}$$

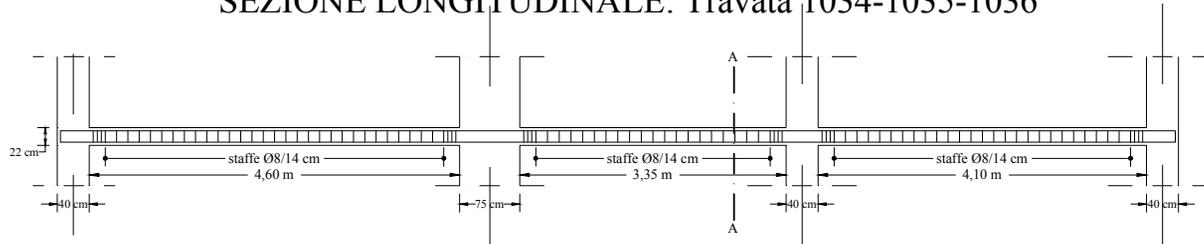
$$V_{cd} + V_{md} = 242 + 124 = 366 \text{ kN} > V_{sdu} = 161 \text{ kN}$$

•Nelle rimanenti parti delle travi si dispongono staffe a 4 bracci $\phi 8/14$ cm (minore di 0,8 volte l'altezza utile della sezione)

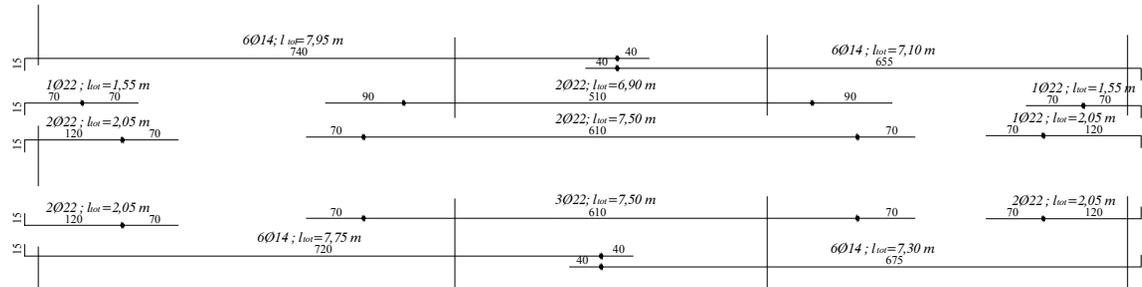
SOLLECITAZIONI DI PROGETTO: Travata 1034-1035-1036



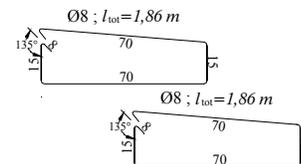
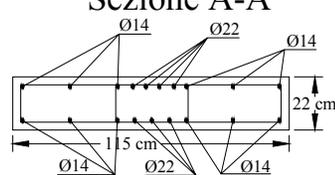
SEZIONE LONGITUDINALE: Travata 1034-1035-1036



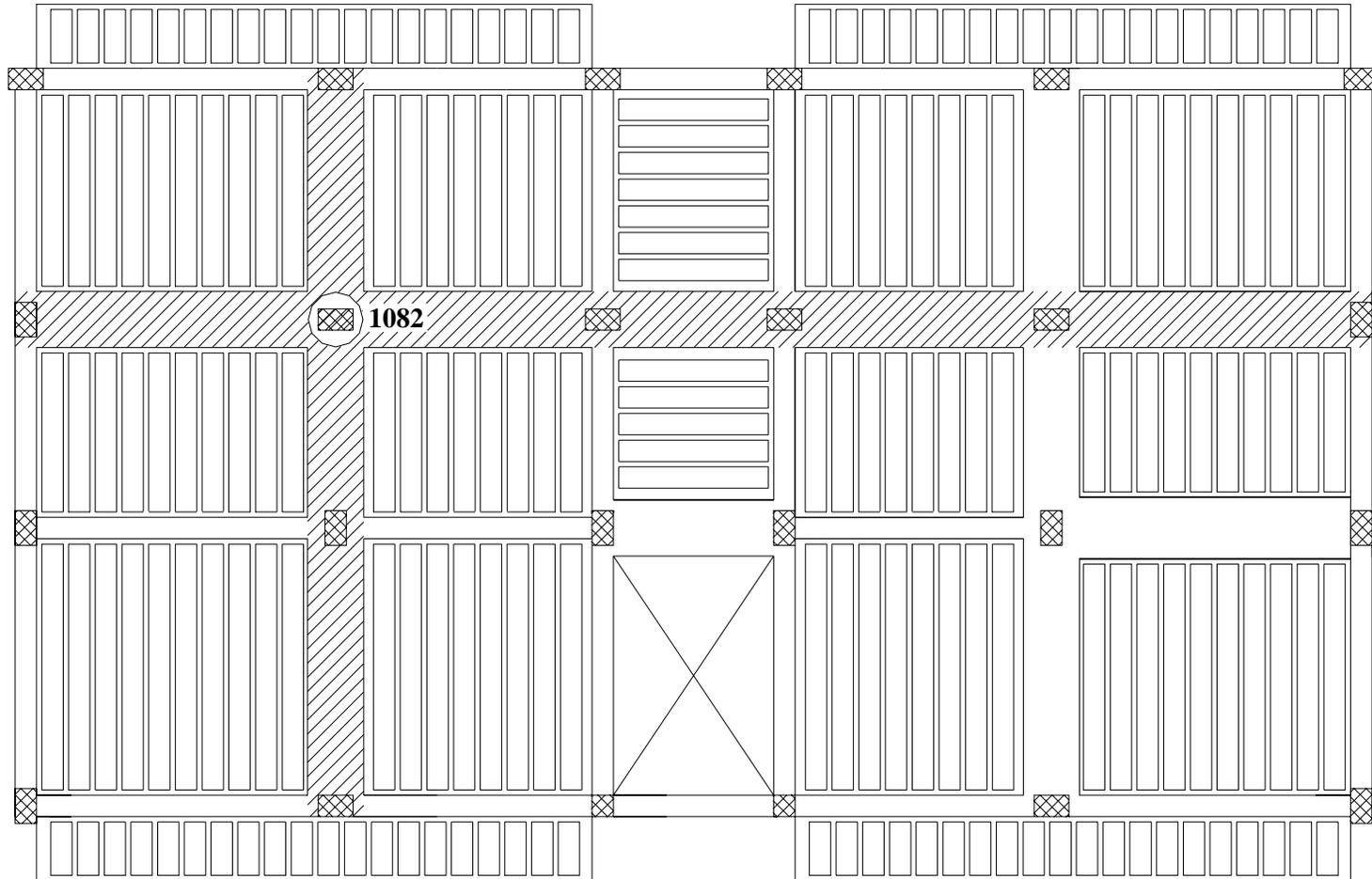
DISTINTA DEI FERRI: Travata 1034-1035-1036



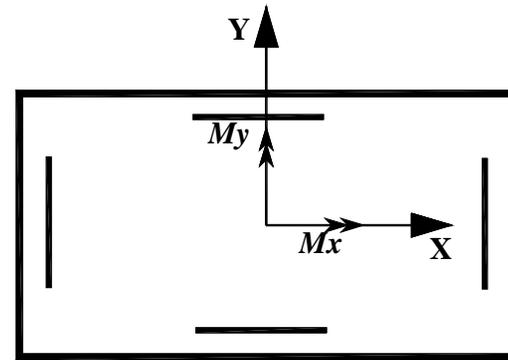
Sezione A-A



Pilastrata di verifica



-Con M_x ed M_y si intendono i momenti agenti intorno al rispettivo asse



-Relativamente al segno, M_y positivo indica che il momento è orario se è alla base del pilastro, antiorario se è in testa; l'opposto nel caso di M_x positivo.

Pilastrata 1082-2082-3082-4082: M_y

(solo azioni sismiche)

Pilastro	Lungh.	Progr.	E_x	E_y	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
1082	4,00	0,00	-619	-104	-651	-588	588	651	-290	-82	82	290
		4,00	112	16	117	108	-108	-117	50	18	-18	-50
2082	3,20	4,00	-97	-24	-104	-90	90	104	-53	-5	5	53
		7,20	105	18	110	99	-99	-110	49	14	-14	-49
3082	3,20	7,20	-90	-20	-96	-84	84	96	-47	-7	7	47
		10,40	173	33	183	163	-163	-183	85	19	-19	-85
4082	3,20	10,40	53	10	56	50	-50	-56	26	6	-6	-26
		13,60	81	17	86	76	-76	-86	41	8	-8	-41

Pilastrata 1082-2082-3082-4082: M_x

(solo azioni sismiche)

Pilastro	Lungh.	Progr.	E_x	E_y	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
(n°)	(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)						
1082	4,00	0,00	7	242	80	-65	65	-80	245	-240	240	-245
		4,00	-6	-115	-41	28	-28	41	-117	113	-113	117
2082	3,20	4,00	-5	96	24	-34	34	-24	95	-98	98	-95
		7,20	1	-106	-31	33	-33	31	-106	106	-106	106
3082	3,20	7,20	-4	83	21	-29	29	-21	82	-84	84	-82
		10,40	3	-111	-30	36	-36	30	-110	112	-112	110
4082	3,20	10,40	-3	27	5	-11	11	-5	26	-28	28	-26
		13,60	4	-73	-18	26	-26	18	-72	74	-74	72

**Valori di verifica
evidenziati**

È opportuno notare, come tra le otto, quattro siano le combinazioni che forniscono i valori più elevati dei momenti e cioè $E_1 = (E_x + 0,3E_y)$ ed $E_4 = (-E_x - 0,3E_y)$ per il momento M_y ed $E_5 = (0,3E_x + E_y)$ ed $E_8 = (-0,3E_x - E_y)$ per il momento M_x . A ciascuna combinazione, vanno poi sommati, i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali

M_y : (Azioni sismiche + Carichi verticali)											
Pilastro	Lungh.	Progr.	$V=(G_k+0,3Q_k)$	$V+E_1$	$V+E_2$	$V+E_3$	$V+E_4$	$V+E_5$	$V+E_6$	$V+E_7$	$V+E_8$
(n°)	(m)	(m)									
1082	4,00	0,00	4	-647	-585	592	654	-287	-78	85	294
		4,00	-9	108	99	-117	-126	41	8	-27	-59
2082	3,20	4,00	15	-89	-74	105	119	-38	11	20	69
		7,20	-14	96	85	-114	-125	35	-1	-28	-64
3082	3,20	7,20	9	-87	-75	93	105	-38	2	16	56
		10,40	-9	174	154	-172	-192	76	10	-28	-94
4082	3,20	10,40	14	70	64	-36	-42	40	20	8	-12
		13,60	-22	64	54	-98	-107	19	-14	-29	-62
M_x : (Azioni sismiche + Carichi verticali)											
Pilastro	Lungh.	Progr.	$V=(G_k+0,3Q_k)$	$V+E_1$	$V+E_2$	$V+E_3$	$V+E_4$	$V+E_5$	$V+E_6$	$V+E_7$	$V+E_8$
(n°)	(m)	(m)									
1082	4,00	0,00	-1	79	-67	64	-82	243	-242	239	-246
		4,00	1	-40	29	-28	42	-116	114	-112	118
2082	3,20	4,00	-4	20	-38	30	-28	91	-102	94	-99
		7,20	3	-28	36	-30	33	-103	109	-104	108
3082	3,20	7,20	-3	18	-32	26	-24	79	-87	82	-85
		10,40	2	-28	39	-34	33	-108	114	-110	112
4082	3,20	10,40	-3	3	-14	8	-8	23	-30	25	-29
		13,60	4	-14	30	-21	22	-68	78	-70	76

Valori di verifica evidenziati

Valori massimi e minimi delle sollecitazioni per le due direzioni X e Y

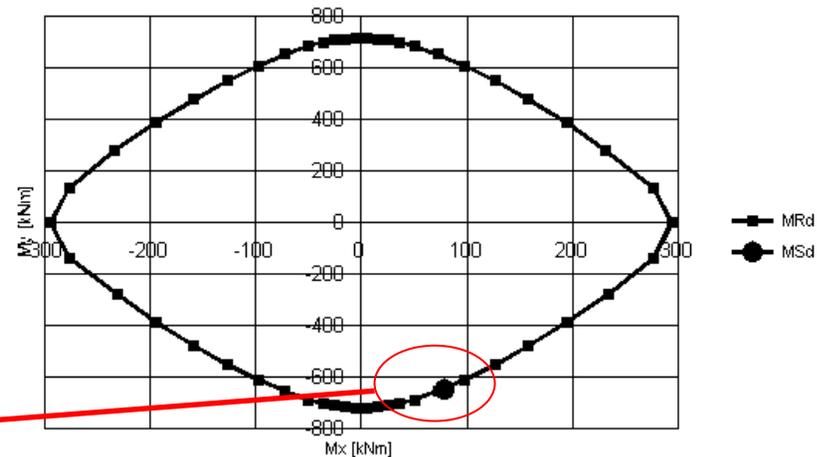
Pilastro	Lungh	Progr.	V+E ₁ (min M _y)			V+E ₄ (max M _y)			V+E ₅ (min M _x)			V+E ₈ (max M _x)		
			M _x	M _y	N									
(n°)	(m)	(m)												
1082	4,00	0,00	79	-647	-951	-82	654	-869	243	-287	-959	-246	294	-861
		4,00	-40	108	-921	42	-126	-839	-116	41	-929	118	-59	-831
2082	3,20	4,00	20	-89	-698	-28	119	-644	91	-38	-702	-99	69	-639
		7,20	-28	96	-674	33	-125	-620	-103	35	-678	108	-64	-615
3082	3,20	7,20	18	-87	-453	-24	105	-424	79	-38	-455	-85	56	-422
		10,40	-28	174	-433	33	-192	-403	-108	76	-435	112	-94	-401
4082	3,20	10,40	3	70	-221	-8	-42	-210	23	40	-222	-29	-12	-209
		13,60	-14	64	-200	22	-107	-189	-68	19	-201	76	-62	-188

Verifica a pressoflessione dei pilastri

La verifica a pressoflessione deviata si effettua costruendo il dominio resistente e verificando che le sollecitazioni siano interne

Dominio della sezione di base della pilastrata

**Dominio della sezione di base
per $N = -951 \text{ kN}$.**



Sollecitazioni per combinazione V+E1

L'Eurocodice 8, in maniera approssimata, consente di effettuare la verifica a flessione semplice riducendo la resistenza del 30%; in tal caso la sollecitazione $M_y = -647 \text{ kNm}$ andrebbe confrontata con il 70% della resistenza a flessione semplice e che risulta pari a -487 kNm . La verifica non risulta soddisfatta.

Minimi di armatura pilastri

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% < \frac{A}{A_c} < 4\%$$

con A area totale dell'armatura longitudinale e A_c area della sezione lorda del pilastro. (**punto 5.5.2.2 – Armature longitudinali**).

Per la sezione 40 x 75 (pilastri del 1° e 2° livello) si ricava:

$$A^{min} = 40 \cdot 75 \cdot 0,01 = 30 \text{ cm}^2$$

mentre con la sezione 40 x 65 (pilastri del 3° e 4° livello):

$$A^{min} = 40 \cdot 65 \cdot 0,01 = 26 \text{ cm}^2$$

Nel caso in esame del progetto a presso-flessione deviata dei pilastri si evince che per gli ultimi due piani della pilastrata l'armatura occorrente è dettata dal rispetto dei minimi di normativa e non dalle sollecitazioni agenti.

La distinta delle armature tiene conto anche delle limitazioni fornite dal *D.M. 9 gennaio 1996* e che per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm (**punto 5.5.2.2 – Armature longitudinali**).

La resistenza a taglio è data dalla somma del contributo dell'acciaio e del calcestruzzo (per la classe A si trascurava il calcestruzzo)

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale posta ad interasse s e d è l'altezza utile della sezione.

$\alpha = 90^\circ$ (staffe verticali) mentre $s = 10$ cm in quanto alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza pari al lato maggiore della sezione trasversale (75 cm) e ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze

– un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale $\frac{b}{4} = \frac{40}{4} = 10$ cm

-15 cm

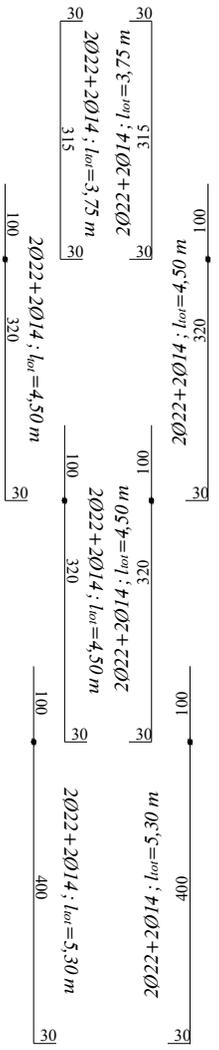
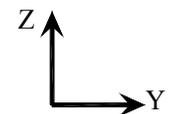
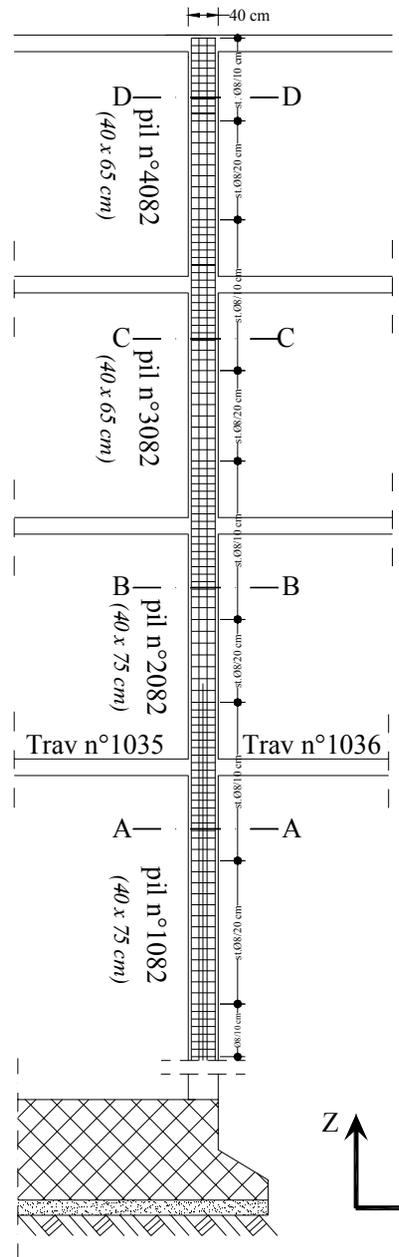
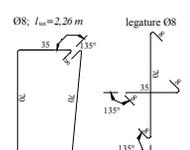
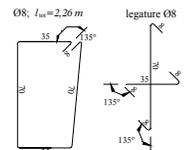
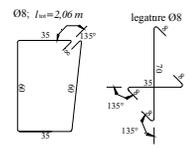
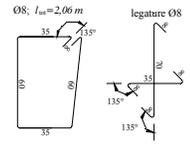
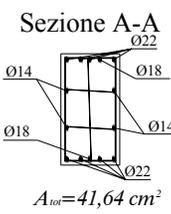
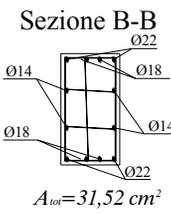
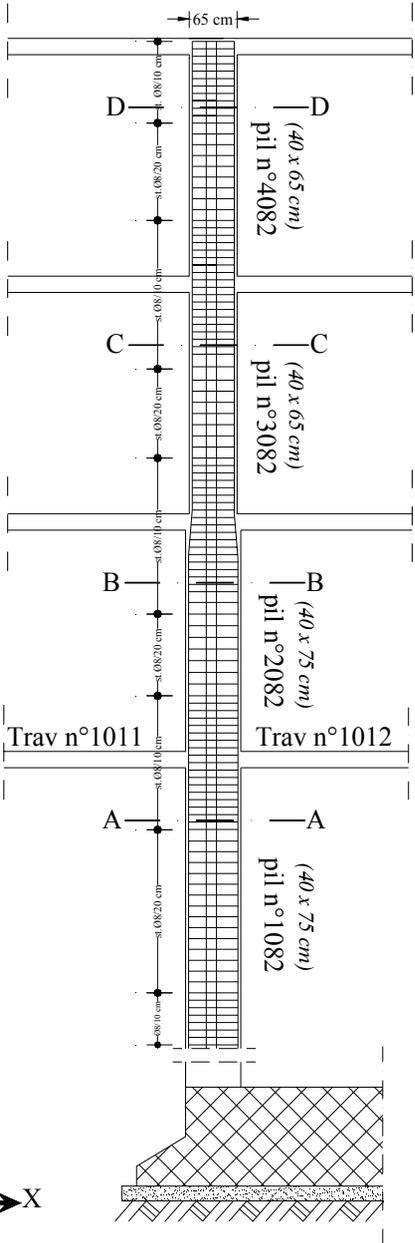
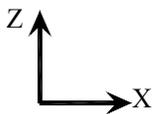
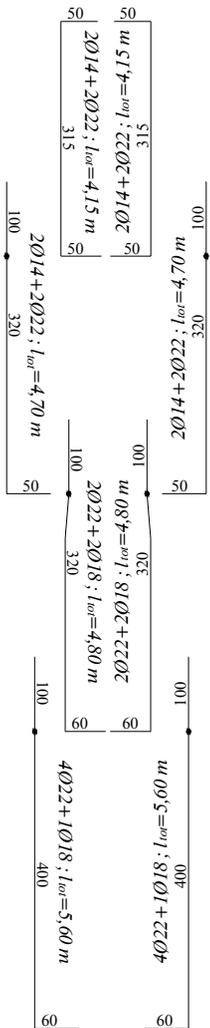
Per staffe di diametro $\phi 8$ poste ad interasse di 10 cm, si ricava:

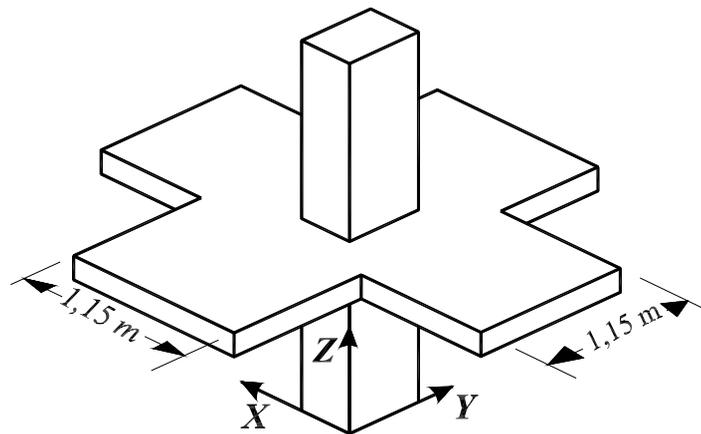
$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha) = 2 \cdot 50 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 710}{100} = 239 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1 \cdot 710 \cdot 400 = 170 \text{ kN}$$

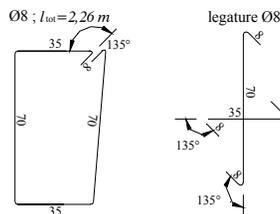
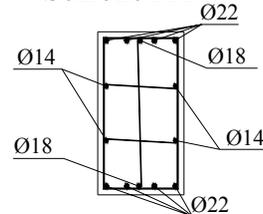
$$V_{cd} + V_{wd} = 170 + 239 = 409 \text{ kN} > V_{sdu} = 194 \text{ kN}$$

•Nelle rimanenti parti del pilastro si dispone una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale (15 x $\phi 14 = 21$ cm)

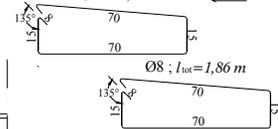
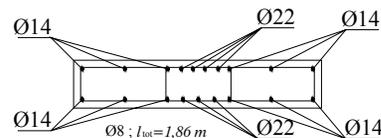




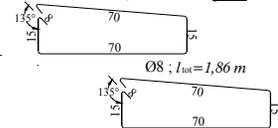
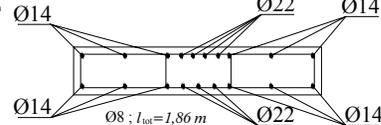
Sezione A-A



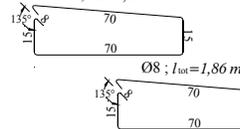
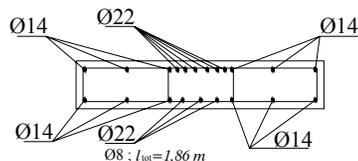
Sezione E-E



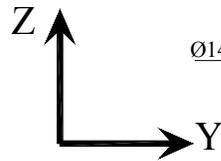
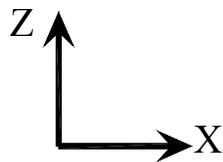
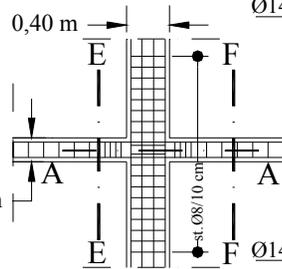
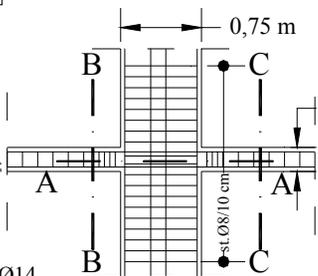
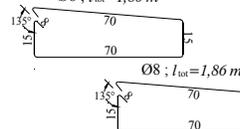
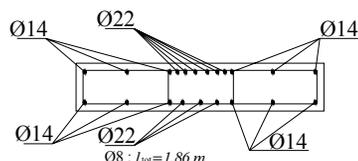
Sezione F-F



Sezione B-B



Sezione C-C



PROGETTO DI UN EDIFICIO IN STRUTTURA MISTA TELAIO-PARETI IN CEMENTO ARMATO

Relativamente alla disposizione delle pareti, l'esperienza suggerisce di orientarle, per quanto possibile, per il 50% in una direzione e per l'altro 50% nella direzione ortogonale ed in maniera tale da centrifugare il più possibile le rigidezze laterali.

Inoltre si preferisce posizionare le pareti al centro del lato di appartenenza in maniera da beneficiare della presenza di travi su entrambi i lati che ne riducono il momento ribaltante.

L'edificio è a pianta rettangolare e si sviluppa per quattro piani. Il lato lungo ha direzione coincidente con quella dell'asse delle X del riferimento globale e il lato corto è diretto come l'asse delle Y .

L'edificio è strutturalmente simmetrico rispetto all'asse Y mentre è asimmetrico rispetto a quello X . Su ciascun piano sono stati disposti 16 pilastri e 6 pareti che vanno a definire quattro telai (di cui due misti a pareti) paralleli alla direzione X e sei telai (di cui quattro misti a pareti) paralleli alla direzione Y .

I materiali impiegati sono Rck 250 e Feb 44k.

Fig. 4.1 Pianta piano terra

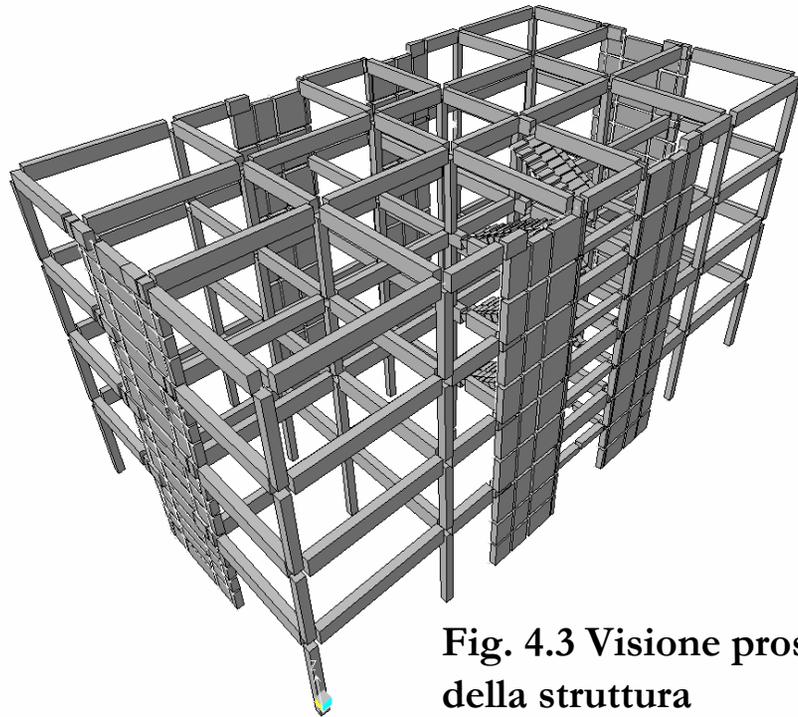
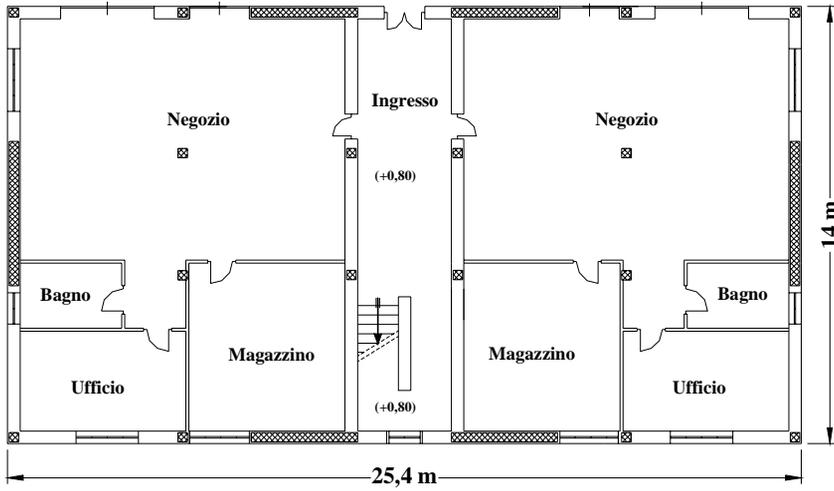
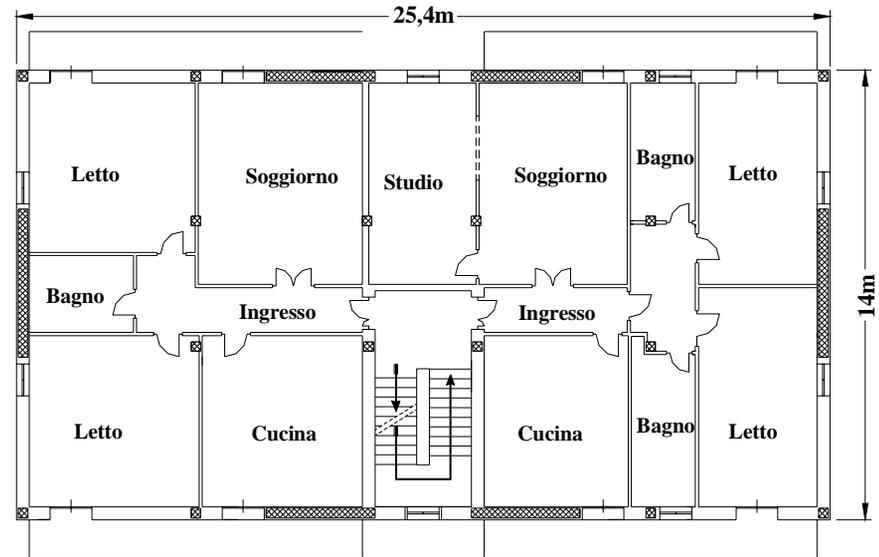


Fig. 4.3 Visione prospettica della struttura

Fig. 4.2 Pianta piano tipo



AZIONE SISMICA

Zona sismica di riferimento: *tipo 1*

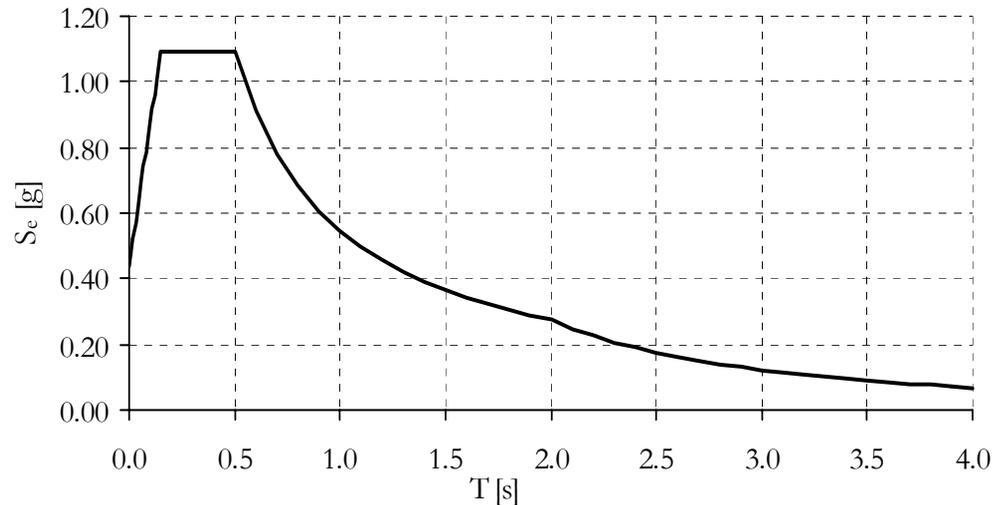
In funzione di detta zona, si definisce un valore del parametro a_g (*accelerazione orizzontale massima*), espresso in funzione dell'accelerazione di gravità g :

$$a_g = 0,35g$$

In base alle caratteristiche del suolo si definisce il *fattore S*. Per un suolo di *categoria C*:

$$S = 1,25$$

L'espressione dello *spettro di risposta elastico*, in funzione del periodo fondamentale della struttura nella direzione in esame.



Spettro di risposta elastico

Determinazione dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo (SLU)

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità e della regolarità in elevazione si determina il *fattore di struttura* q

$$q = q_0 K_D K_R$$

q_0 è legato alla tipologia strutturale;

K_D è un fattore che dipende dalla classe di duttilità;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

Si progetta in *classe di duttilità "A"* (CD "A"), per cui risulta: $K_D = 1,0$

Si ipotizza che l'edificio soddisfi i criteri di regolarità in elevazione, $K_R = 1,0$

Non volendo effettuare un'*analisi non lineare* e considerando che l'edificio da progettare è a struttura mista telaio-pareti, si ha:

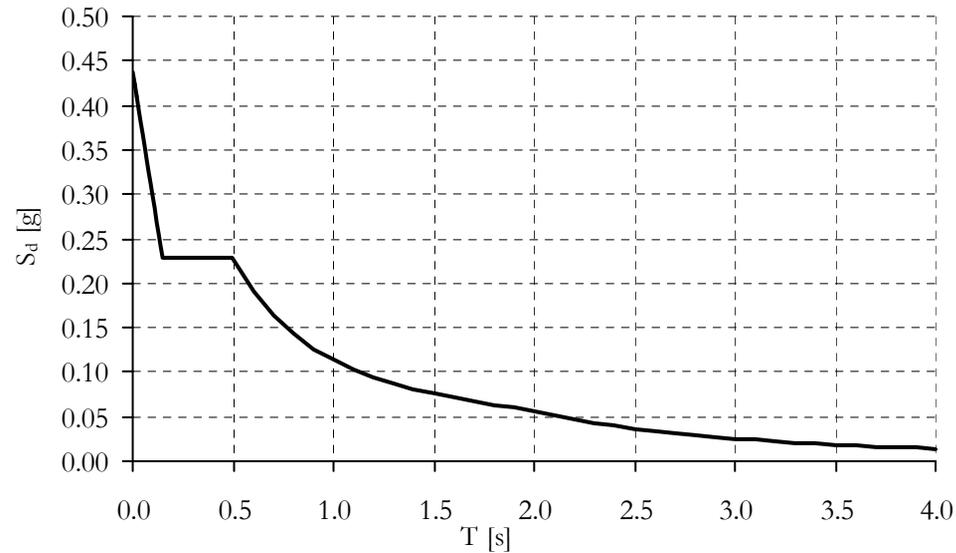
$$q_0 = 4,0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad \alpha_u / \alpha_1 = 1,2$$

$$q_0 = 4,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4,0 \cdot 1,2 = 4,80$$

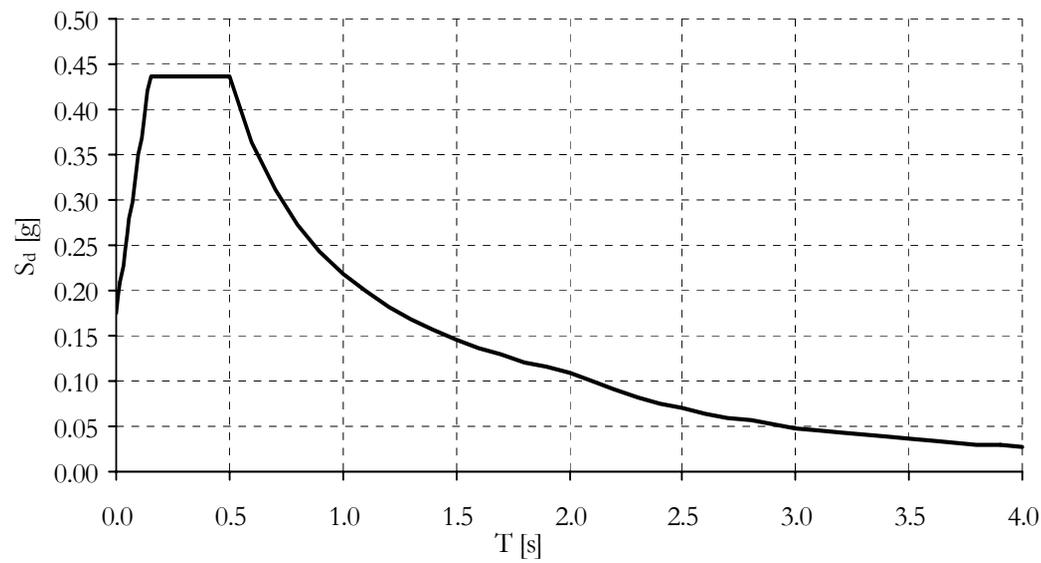
In definitiva il *fattore di struttura* da utilizzare è dato dalla seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R = 4,80 \cdot 1 \cdot 1 = 4,80$$

Spettro di progetto per lo stato limite ultimo



Spettro di progetto per lo stato limite di danno (ottenuto riducendo lo spettro di risposta elastica secondo un fattore pari a 2,5)



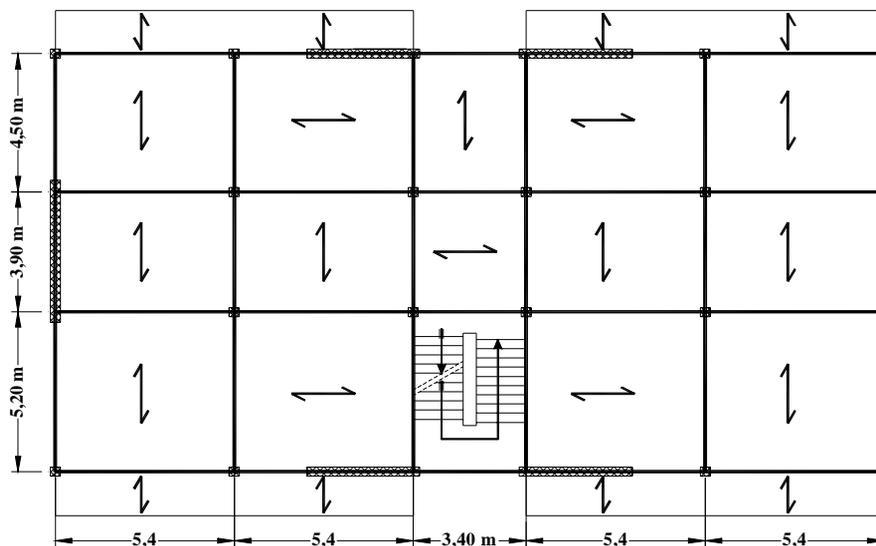
DIMENSIONI STRUTTURALI E CALCOLO DEI CARICHI UNITARI

Sulla base di una valutazione di massima delle sollecitazioni sono state assegnate delle dimensioni agli elementi strutturali.

Per i pilastri si è assunta una sezione 30 x 30 cm

Le sezioni delle travi risultano 30 x 65 cm al 1° e 2° livello e 30 x 55 cm al 3° e 4° livello (rastremazione delle travi effettuata per tenere conto delle minori sollecitazioni sismiche nei livelli superiori al primo)

Tutte le pareti hanno spessore pari a 30 cm, mentre la profondità è pari a 4,60 m per le due parallele all'asse Y e pari a 3,40 m per le quattro parallele all'asse delle X



Orditura dei solai

Risultati finali carichi permanenti

Travi

1° e 2° livello:

$$\text{Travi esterne } 30 \times 65 \quad G_{\text{travi}} = [(0,3 \cdot 0,65) + (0,10 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,5 \cdot 3,05 = 3,90 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travi interne } 30 \times 65 \quad G_{\text{travi}} = [(0,3 \cdot 0,65) + (0,20 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,6 \cdot 3,05 = 4,14 \text{ kN / m}$$

3° e 4° livello:

$$\text{Travi esterne } 30 \times 55 \quad G_{\text{travi}} = [(0,3 \cdot 0,55) + (0,10 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,5 \cdot 3,05 = 3,15 \text{ kN / m}$$

$$\text{Travi interne } 30 \times 55 \quad G_{\text{travi}} = [(0,3 \cdot 0,55) + (0,20 \cdot 0,22)] \cdot 25 - 0,6 \cdot 3,05 = 3,40 \text{ kN / m}$$

Pilastri

$$G_{\text{pilastri}} = (0,3 \cdot 0,3) \cdot 25 = 2,25 \text{ kN / m}$$

Pareti

Si intende realizzare pareti foderate con isolante di spessore 2 cm sia all'interno che all'esterno.

Il peso di tale isolante è sicuramente trascurabile rispetto al peso del calcestruzzo armato.

$$G_{\text{pareti}} = 0,3 \cdot 25 = 7,50 \text{ kN / m}^2$$

CALCOLO DEI PESI SISMICI

Incidenza tamponature

$$1^{\circ} \text{ livello} \quad I_{\text{tamp}} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{4,00 + 3,20}{2} - 0,65 \right) \right] = 75\% \text{ di } 6,96 = 5,22 \text{ kN / m}$$

$$2^{\circ} \text{ livello} \quad I_{\text{tamp}} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{3,20 + 3,20}{2} - 0,65 \right) \right] = 75\% \text{ di } 6 = 4,51 \text{ kN / m}$$

$$3^{\circ} \text{ livello} \quad I_{\text{tamp}} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{3,20 + 3,20}{2} - 0,55 \right) \right] = 75\% \text{ di } 6,25 = 4,69 \text{ kN / m}$$

$$4^{\circ} \text{ livello} \quad I_{\text{tamp}} = 75\% \text{ di } \left[2,36 \cdot \left(\frac{3,20}{2} - \frac{0,55}{2} \right) \right] = 75\% \text{ di } 3,13 = 2,35 \text{ kN / m}$$

$$\text{Svil. tamponamenti} = \sum_i l_i - l_{\text{pareti}} - l_{\text{pil}} = 2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00 - 22,8 - 3,6 = 52,4 \text{ m}$$

Incidenza travi

Dall'analisi dei carichi si è trovato che:

1° e 2° livello (travi 30 × 65 cm)

Travi esterne $I_{\text{travi}} = 3,90 \text{ kN/m}$

Sviluppo travi = $(2 \cdot 25,40 + 2 \cdot 14,00) - (12 \cdot 0,3 + 2 \cdot 4,60 + 13,6) = 52,4 \text{ m}$

Travi interne $I_{\text{travi}} = 4,14 \text{ kN/m}$

Sviluppo travi = $(2 \cdot 25,40 + 4 \cdot 14,00) - (28 \cdot 0,3) = 98,4 \text{ m}$

3° e 4° livello (travi 30 × 55 cm)

Travi esterne $I_{\text{travi}} = 3,15 \text{ kN/m}$ Sviluppo travi = 52,4 m

Travi interne $I_{\text{travi}} = 3,40 \text{ kN/m}$ Sviluppo travi = 98,4 m

Si osservi che lo sviluppo delle travi è stato determinato in modo da avere la somma delle *lunghezze nette delle travi* e cioè decurtando lo spazio occupato dai pilastri e dalle pareti.

Trave a ginocchio $I_{\text{travi}} = (0,40 \cdot 0,40) \cdot 25 = 4 \text{ kN/m}$ Sviluppo trave = 13,40 m

a rigore andrebbe conteggiato anche il contributo del tamponamento poggiante sulla trave a ginocchio.

Incidenza pilastri

Dall'analisi dei carichi: $I_{\text{pilastri}} = (0,3 \cdot 0,3) \cdot 25 = 2,25 \text{ kN/m}$

Incidenza pareti

Dall'analisi dei carichi si è trovato che $G_k = 7,50 \text{ kN/m}^2$.

Tenendo presente che l'interpiano è pari a 4,00 m per il primo livello e 3,20 m per i successivi, si ha:

$$1^\circ \text{ livello} \quad I_{\text{pareti}} = \left[7,50 \cdot \left(\frac{4,00 + 3,20}{2} \right) \right] = 27 \text{ kN/m}$$

$$2^\circ \text{ e } 3^\circ \text{ livello} \quad I_{\text{pareti}} = \left[7,50 \cdot \left(\frac{3,20 + 3,20}{2} \right) \right] = 24 \text{ kN/m}$$

$$4^\circ \text{ livello} \quad I_{\text{pareti}} = \left[7,50 \cdot \left(\frac{3,20}{2} \right) \right] = 12 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sviluppo pareti} = \sum l_i = 2 \cdot 4,6 + 4 \cdot 3,4 = 22,8 \text{ m}$$

Peso sismico del 1° livello:

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = S_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 5,71 = 1919 \text{ kN}$	1919 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = S_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balcone}} = 49,9 \cdot 4,78 = 239 \text{ kN}$	239 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 5,76 = 109 \text{ kN}$	109 kN
<i>Tampon.</i>	$W_{\text{tamp}} = I_{\text{tamp}} \cdot \sum l_i = 5,22 \cdot 52,4 = 274 \text{ kN}$	274 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 3,90 \cdot 52,4 + 4,14 \cdot 98,4 + 4 \cdot 13,4 = 665 \text{ kN}$	665 kN
<i>Pilastr</i>	$W_{\text{pilastr}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastr}} \cdot h_{\text{pil}} = 16 \cdot [2,25 \cdot (4/2 + 3,2/2)] = 130 \text{ kN}$	130 kN
<i>Pareti</i>	$W_{\text{pareti}} = I_{\text{pareti}} \cdot \sum l_i = 27 \cdot 22,8 = 616 \text{ kN}$	616 kN
TOT		3952 kN

Peso sismico del 2° livello

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = S_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 5,71 = 1919 \text{ kN}$	1919 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = S_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balcone}} = 49,9 \cdot 4,78 = 239 \text{ kN}$	239 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 5,76 = 109 \text{ kN}$	109 kN
<i>Tampon.</i>	$W_{\text{tamp}} = I_{\text{tamp}} \cdot \sum l_i = 4,51 \cdot 52,4 = 236 \text{ kN}$	236 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 3,90 \cdot 52,4 + 4,14 \cdot 98,4 + 4 \cdot 13,4 = 665 \text{ kN}$	665 kN
<i>Pilastr</i>	$W_{\text{pilastr}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastr}} \cdot h_{\text{pil}} = 16 \cdot [2,25 \cdot (3,2 + 3,2) / 2] = 115 \text{ kN}$	115 kN
<i>Pareti</i>	$W_{\text{pareti}} = I_{\text{pareti}} \cdot \sum l_i = 24 \cdot 22,8 = 547 \text{ kN}$	547 kN
TOT		3830 kN

Peso sismico del 3° livello

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = S_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 336 \cdot 5,71 = 1919 \text{ kN}$	1919 kN
<i>Balcone</i>	$W_{\text{balcone}} = S_{\text{balconi}} \cdot w_{\text{balcone}} = 49,9 \cdot 4,78 = 239 \text{ kN}$	239 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} \cdot w_{\text{scala}} = 18,9 \cdot 5,76 = 109 \text{ kN}$	109 kN
<i>Tampon.</i>	$W_{\text{tamp}} = I_{\text{tamp}} \cdot \sum l_i = 4,69 \cdot 52,4 = 246 \text{ kN}$	246 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 3,15 \cdot 52,4 + 3,40 \cdot 98,4 + 4 \cdot 13,4 = 553 \text{ kN}$	553 kN
<i>Pilastr</i>	$W_{\text{pilastr}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastr}} \cdot h_{\text{pil}} = 16 \cdot [2,25 \cdot (3,2 + 3,2) / 2] = 115 \text{ kN}$	115 kN
<i>Pareti</i>	$W_{\text{pareti}} = I_{\text{pareti}} \cdot \sum l_i = 24 \cdot 22,8 = 547 \text{ kN}$	547 kN
	TOT	3728 kN

Peso sismico del 4° livello

<i>Solaio</i>	$W_{\text{solaio}} = S_{\text{solaio}} \cdot w_{\text{solaio}} = 406 \cdot 6,01 = 2440 \text{ kN}$	2440 kN
<i>Scala</i>	$W_{\text{scala}} = S_{\text{scala}} / 2 \cdot w_{\text{scala}} = 9,45 \cdot 5,76 = 54 \text{ kN}$	54 kN
<i>Tampon.</i>	$W_{\text{tamp}} = I_{\text{tamp}} \cdot \sum l_i = 2,35 \cdot 52,4 = 123 \text{ kN}$	123 kN
<i>Travi</i>	$W_{\text{travi}} = I_{\text{travi}} \cdot \sum l_i = 3,15 \cdot 52,4 + 3,4 \cdot 98,4 + 4 \cdot 13,4 / 2 = 526 \text{ kN}$	526 kN
<i>Pilastr</i>	$W_{\text{pilastr}} = n_{\text{pil}} \cdot I_{\text{pilastr}} \cdot h_{\text{pil}} = 16 \cdot [2,25 \cdot 3,2 / 2] = 58 \text{ kN}$	58 kN
<i>Pareti</i>	$W_{\text{pareti}} = I_{\text{pareti}} \cdot \sum l_i = 12 \cdot 22,8 = 274 \text{ kN}$	274 kN
	TOT	3475 kN

Calcolo delle masse

	W (kN)	$M = W / g$ (t)	$I_p = M \cdot \rho^2$ (t·m ²)
<i>1° livello</i>	3952	403	30697
<i>2° livello</i>	3830	390	29750
<i>3° livello</i>	3728	380	28958
<i>4° livello</i>	3475	354	26992

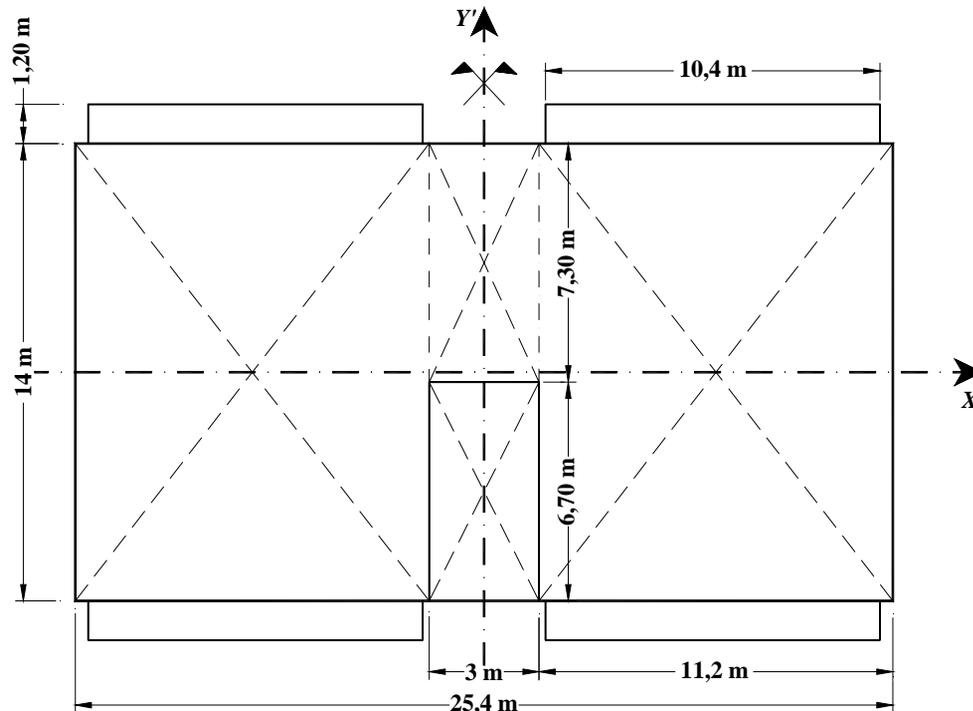
Le masse risultano minori rispetto all'edificio con pilastri duttilità A e B (circa il 5% al 1° livello)

Determinazione del baricentro degli impalcati

La pianta dell'edificio presenta per il *primo, secondo e terzo livello*, una simmetria rispetto all'asse Y' . Con buona approssimazione, però, si può ritenere che anche il *quarto livello* presenti detta simmetria. La determinazione del baricentro, nel quale concentrare le masse sismiche si riduce pertanto all'individuazione della sua posizione sull'asse Y' .

La determinazione della posizione del baricentro è fatta con l'applicazione del *teorema di Varignon* che presuppone il calcolo dei momenti statici rispetto all'asse X' .

Si osserva che, per ragioni di simmetria, sono nulli i momenti statici S_x di *balconi, tamponamenti, pilastri, travi e pareti parallele all'asse X'* .



- **momenti statici S_x : 1° livello**

$$\begin{array}{ll}
 w_{\text{solaio}} = 5,71 \text{ kN/m}^2: & S_x = 5,71 \cdot 7,30 \cdot 3 \cdot (7,00 - 7,30/2) = +419 \text{ kNm} \\
 w_{\text{scala}} = 5,76 \text{ kN/m}^2: & S_x = 5,76 \cdot 3 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70/2) = -423 \text{ kNm} \\
 w_{\text{trave a ginocchio}} = 4 \text{ kN/m}: & S_x = 2 \cdot 4 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70/2) = -196 \text{ kNm} \\
 w_{\text{pareti}} = 27 \text{ kN/m}: & S_x = 27 \cdot (4,6 \cdot 0,34 \cdot 2) = \frac{80 \text{ kNm}}{\Sigma_i S_x = -120 \text{ kNm}}
 \end{array}$$

- **pesi sismici W : 1° livello**

1° livello $W = 3952 \text{ kN}$

La distanza del baricentro dall'asse X' è data da:

1° livello	$\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -120/3952 = -0,030 \text{ m}$
------------	--

- **momenti statici S_x : 2° e 3° livello**

$$\begin{array}{ll}
 w_{\text{solaio}} = 5,71 \text{ kN/m}^2: & S_x = 5,71 \cdot 7,30 \cdot 3 \cdot (7,00 - 7,30/2) = +419 \text{ kNm} \\
 w_{\text{scala}} = 5,76 \text{ kN/m}^2: & S_x = 5,76 \cdot 3 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70/2) = -423 \text{ kNm} \\
 w_{\text{trave a ginocchio}} = 4 \text{ kN/m}: & S_x = 2 \cdot 4 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70/2) = -196 \text{ kNm} \\
 w_{\text{pareti}} = 24 \text{ kN/m}: & S_x = 24 \cdot (4,6 \cdot 0,34 \cdot 2) = \frac{75 \text{ kNm}}{\Sigma_i S_x = -125 \text{ kNm}}
 \end{array}$$

- **pesi sismici W: 2° e 3° livello**

2° livello $W = 3830 \text{ kN}$

3° livello $W = 3728 \text{ kN}$

La distanza del baricentro dall'asse X' è data da:

2° livello	$\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -125/3830 = -0,033\text{m}$
3° livello	$\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -125/3728 = -0,034\text{m}$

- **momenti statici S_x: 4° livello**

$w_{\text{scala}} = 5,76 \text{ kN/m}^2$

$S_x = [5,76 \cdot (3 \cdot 6,70) / 2] \cdot (7,00 - 6,70 / 2) = -211 \text{ kNm}$

$w_{\text{trave a ginocchio}} = 4 \text{ kN/m}$

$S_x = 4 \cdot 6,70 \cdot (7,00 - 6,70 / 2) = -98 \text{ kNm}$

$w_{\text{pareti}} = 12 \text{ kN/m}$

$S_x = 12 \cdot (4,6 \cdot 0,34 \cdot 2) = \underline{38 \text{ kNm}}$

$\Sigma_i S_x = -271 \text{ kNm}$

- **pesi sismici W: 4° livello**

4° livello $W = 3475 \text{ kN}$

La distanza del baricentro dall'asse X' è data da:

4° livello	$\Sigma_i S_x / \Sigma_i W_i = -271/3475 = -0,078\text{m}$
------------	--

Nel calcolo dei momenti statici si è assunto il peso sismico della porta scorrevole d'acciaio (che consente l'accesso in copertura) coincidente con quello del solaio.

Verifica di regolarità in pianta

La struttura si presenta sicuramente *regolare in pianta* in quanto sono rispettate le condizioni enunciate nel **punto 4.3.1 – Regolarità**.

Si osservi che anche la distribuzione dei *tamponamenti* si presenta *regolare*, ai sensi di quanto riportato nel **punto 5.6.2 – Irregolarità provocate dai tamponamenti**.

Conseguentemente, il modello della struttura in esame può essere sia *spaziale* che costituito da *elementi resistenti piani* nelle due direzioni ortogonali.

4.5.8 Verifica di regolarità in altezza

La regolarità in elevazione di una costruzione implica la possibilità di eseguire un'analisi statica lineare, così come chiarito al **punto 4.5.2 – Analisi statica lineare**. Le condizioni da rispettare per avere un edificio *regolare in altezza* sono richiamate in quattro punti (*e*, *f*, *g* e *h*) al **punto 4.3.1 – Regolarità**.

Le condizioni dei punti *e* ed *h* sono sicuramente soddisfatte, mentre la verifica del punto *g* va fatta solo in classe di duttilità bassa.

In relazione al punto *f*, il calcolo delle *masse* o dei *pesi sismici* mostra che l'edificio è regolare in altezza in termini di massa. Infatti sussiste una riduzione graduale, dalla base alla cima dell'edificio, che non supera il 25%:

	W (kN)	$M = W / g$ (t)	Riduzione (%)
1° livello	3952	403	
2° livello	3830	390	-3,33%
3° livello	3728	380	-2,63%
4° livello	3475	354	7,34%

Per la verifica di *regolarità in altezza* in termini di *rigidezza*, invece, la norma precisa che si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti in c.a. di sezione costante lungo l'altezza alle quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base (**punto 4.3.1 – Regolarità**).

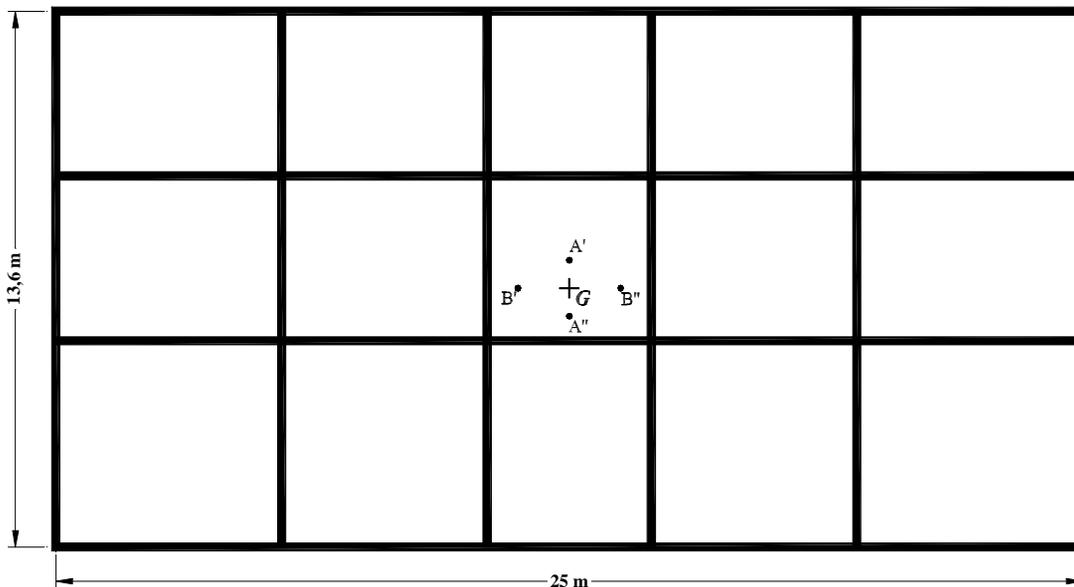
CALCOLO DEI CARICHI AGENTI SULLE TRAVI

Per ogni elemento *trave* di ciascun livello si determina il valore del carico accidentale Q_k e di quello fisso G_k (escluso il peso proprio dell'elemento)

MODELLO DI CALCOLO

Si utilizza un modello spaziale. Inoltre si ricorda che in aggiunta all'eccentricità effettiva del baricentro, dovrà essere considerata un'*eccentricità accidentale*, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Nel caso specifico questo significa che il centro di massa va spostato in quattro diversi punti, che hanno le seguenti distanze misurate a partire dal centro di massa stesso (Fig. 4.7).



$$\overline{A'G} = \overline{A''G} = 5\% \text{ di } 13,6 \text{ m} = 0,68 \text{ m}$$

$$\overline{B'G} = \overline{B''G} = 5\% \text{ di } 25 \text{ m} = 1,25 \text{ m}$$

Posizioni del centro di massa

MODELLO DI CALCOLO

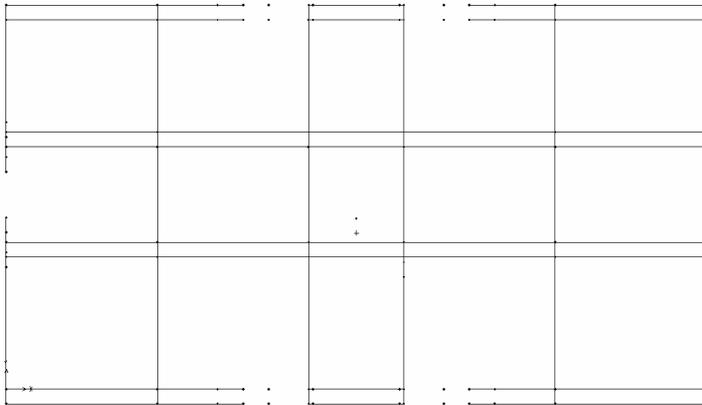
- Il modello delle pareti è stato realizzato utilizzando elementi di tipo “shell” (cioè piani) a quattro nodi.
- Si è tenuto conto sia del comportamento tipo “lastra”, vale a dire membranale che di quello tipo “piastra”, cioè ortogonale al piano dell’elemento.
- Si è utilizzata la formulazione di Mindlin/Reissner (che tiene conto degli effetti della deformazione tagliante trasversale – piastra non sottile).
- La dimensione ottimale della mesh è stata tarata con apposite valutazioni numeriche che per brevità non si riportano.

RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA MODALE

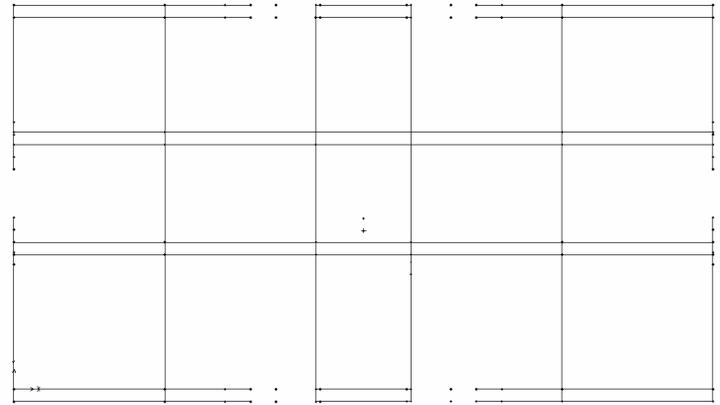
L'analisi modale è stata effettuata considerando la totalità dei modi di vibrare del modello (12); dunque il **punto 4.5.3**, in cui vi sono requisiti sulla massa partecipante, è automaticamente soddisfatto.

Azione Ex passante per A''

1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,313$ s; $M_x=0\%$; $M_y=76,4\%$)

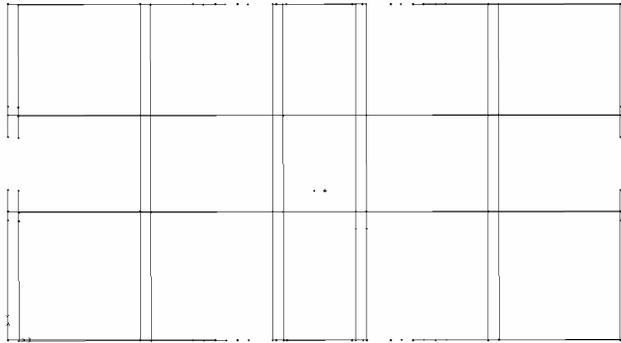


4° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
($T=0,073$; $M_x=0\%$; $M_y=19,8\%$)



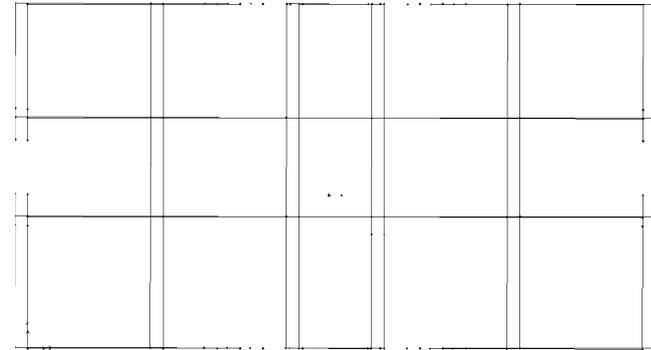
2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*

($T=0,283$ s; $M_x=76,7\%$; $M_y=0$)



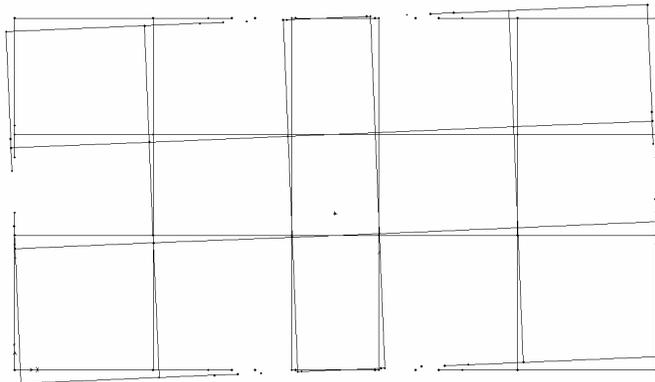
- **5° modo di vibrazione:** *Trasl. lungo X*

($T=0,069$ s; $M_x=18,5\%$; $M_y=0$)



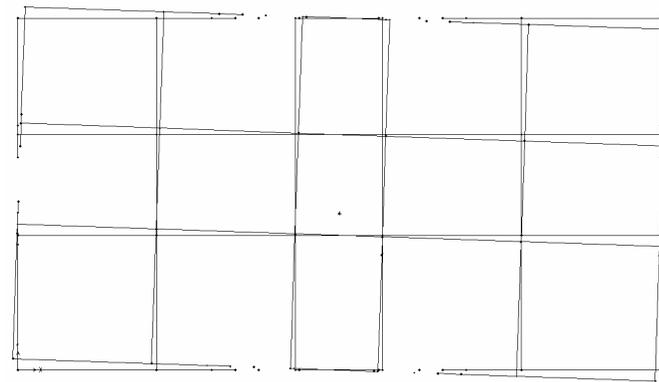
3° modo di vibrazione: *Torsione*

($T=0,200$ s; $M_x=0,3\%$; $M_y=0$)



6° modo di vibrazione: *Torsione*

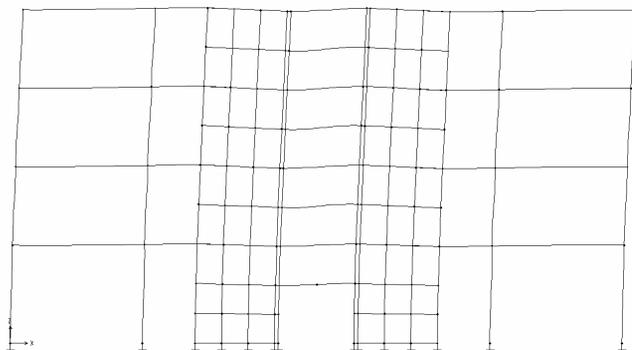
($T=0,045$ s; $M_x=0,1\%$; $M_y=0$)



Proiezione nel piano XZ dei primi tre modi con massa partecipante preponderante in direzione X :

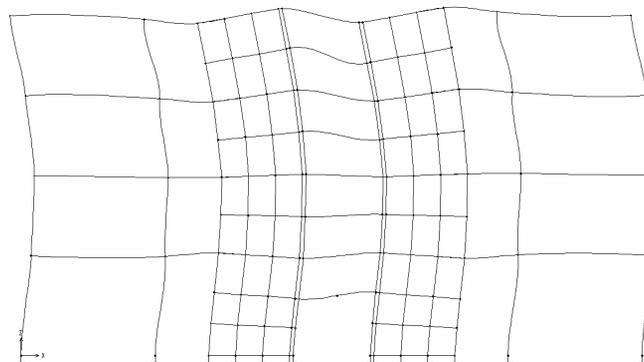
2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*

($T=0,283$ s; $M_x=76,7\%$; $M_y=0$)



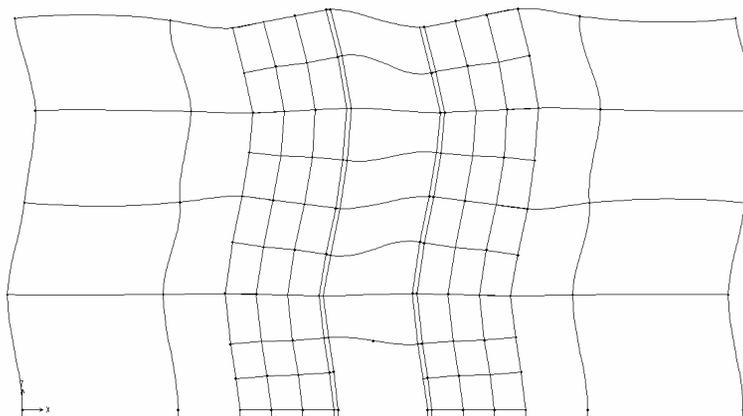
- 5° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*

($T=0,069$ s; $M_x=18,5\%$; $M_y=0$)



8° modo di vibrazione: *Traslazione lungo X*

($T=0,031$ s; $M_x=3,8\%$; $M_y=0$)

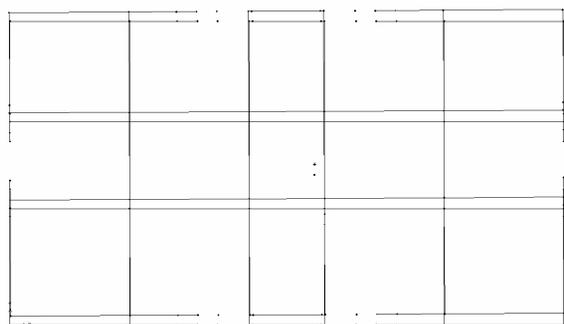


Con riferimento all'analisi dinamica modale eseguita considerando l'azione sismica E_y agente lungo una direzione passante per B'' , dove, quindi, si è considerata concentrata tutta la massa del relativo impalcato, si riportano di seguito alcuni dei modi di vibrazione più importanti con i relativi periodi (T) e la percentuale di massa partecipante associata in direzione X ed Y

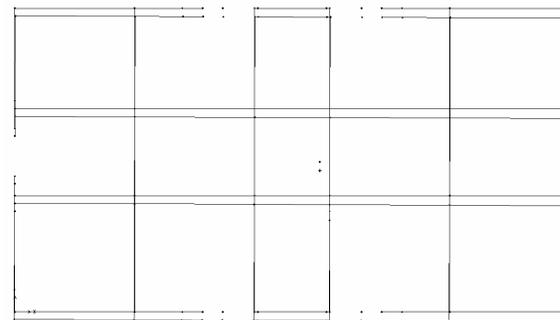
Primi sei modi di vibrazione con vista dall'alto

1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y* - **4° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y***

Trasl. lungo Y ($T=0,315$ s; $\tilde{M}_{\%x}=0$; $\tilde{M}_{\%y}=75,7\%$)

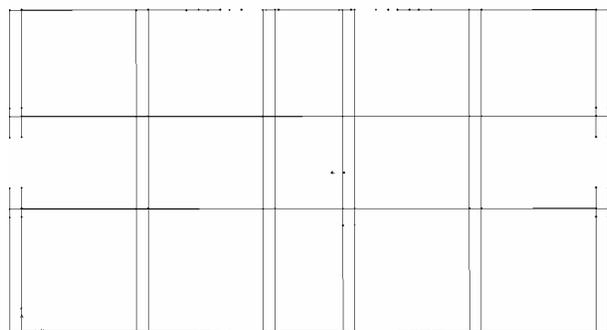


($T=0,074$ s; $\tilde{M}_{\%x}=0\%$; $\tilde{M}_{\%y}=19,6\%$)



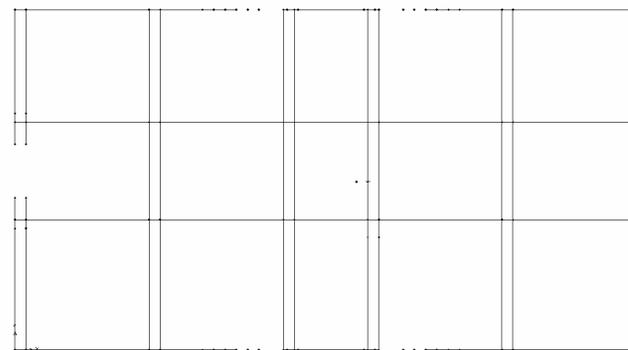
2° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*

($T=0,282$ s; $\tilde{M}_{\%x}=77,0$; $\tilde{M}_{\%y}=0\%$)

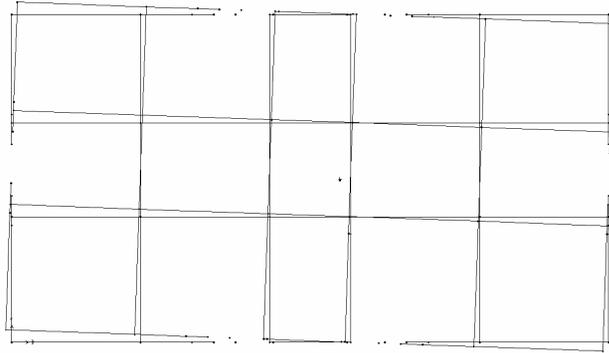


5° modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*

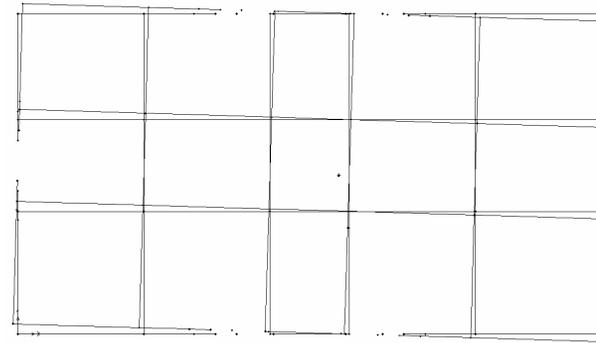
($T=0,069$ s; $\tilde{M}_{\%x}=18,6$; $\tilde{M}_{\%y}=0\%$)



3° modo di vibrazione: *Torsione*
 ($T=0,199$ s; $\tilde{M}_{\%x}=0$; $\tilde{M}_{\%y}=0,7\%$)



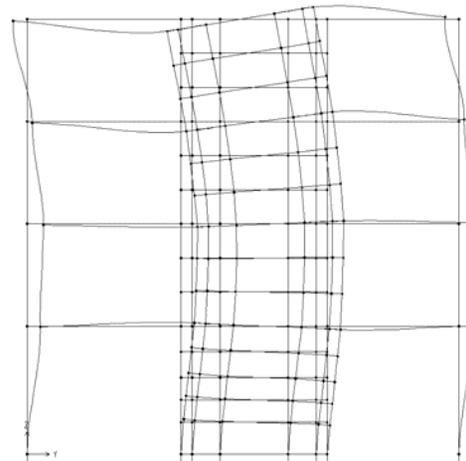
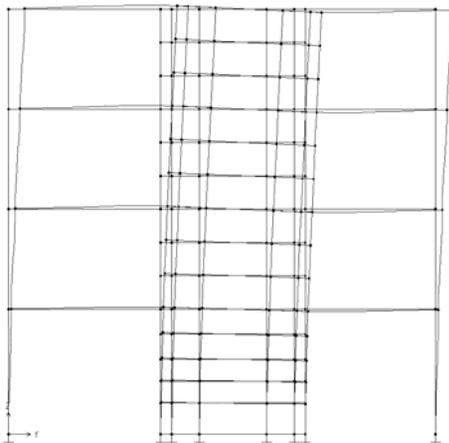
- **6° modo di vibrazione: *Torsione***
 ($T=0,045$ s; $\tilde{M}_{\%x}=0$; $\tilde{M}_{\%y}=0,2\%$)



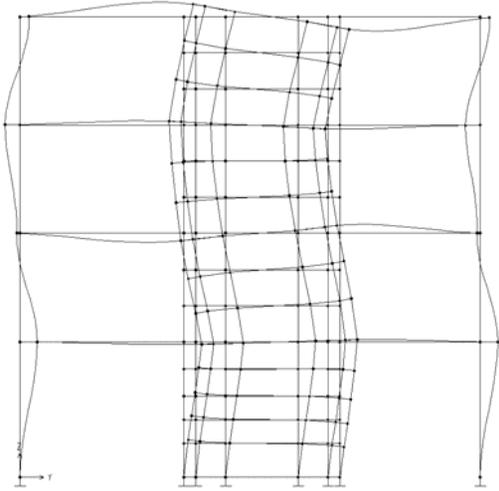
Proiezione nel piano *YZ* dei primi tre modi con massa partecipante preponderante in direzione *Y*

1° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y* - **4° modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y***

$T=0,315$ s; $\tilde{M}_{\%x}=0$; $\tilde{M}_{\%y}=75,7\%$ ($T=0,074$ s; $\tilde{M}_{\%x}=0\%$; $\tilde{M}_{\%y}=19,6\%$)

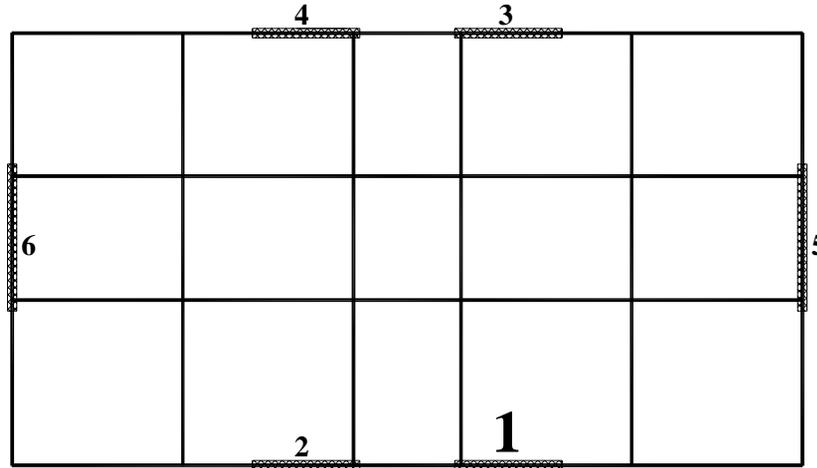


7° modo di vibrazione: *Traslazione lungo Y*: ($T=0,035$ s; $\tilde{M}_{\%x}=0$; $\tilde{M}_{\%y}=3,4\%$)



- La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti, è stata effettuata attraverso una *combinazione quadratica completa (CQC)*, in quanto non è rispettata la condizione che il periodo di vibrazione di ciascuno modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri.
- I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente (*sollecitazioni*) sono combinati *sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione*
- Così facendo si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto per ogni coppia di azioni sismiche ortogonali (le coppie in totale sono quattro), si ricavano 8 combinazioni
- A ciascuna combinazione vanno poi sommati i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali

PARETE 1: Verifica a presso-flessione



Una prima verifica prevista riguarda lo sforzo assiale normalizzato prodotto dai carichi di gravità

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

N_{ed} è sforzo normale nella parete relativo all'analisi con combinazione di carico sismica,
 A_c è l'area della sezione trasversale,

f_{cd} è la resistenza di calcolo del calcestruzzo.

la verifica è ampiamente soddisfatta risultando:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1287700}{300 \cdot 3400 \cdot 11} = 0,115 < 0,4$$

Calcolo sollecitazioni flettenti

in ogni sezione il momento resistente, associato al più sfavorevole valore dello sforzo normale e calcolato come per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo

I momenti flettenti ottenuti dall'analisi sono quelli calcolati tenendo conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni delle azioni sismiche con le altre azioni

Il diagramma dei momenti di calcolo si ottiene linearizzando il diagramma dei momenti flettenti ottenuto dall'analisi congiungendone i punti estremi e, quindi, traslando verticalmente tale diagramma linearizzato per una distanza pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori:

- altezza (l) della sezione di base della parete
- 1/6 dell'altezza (H) dell'edificio
- l'altezza del piano terra.

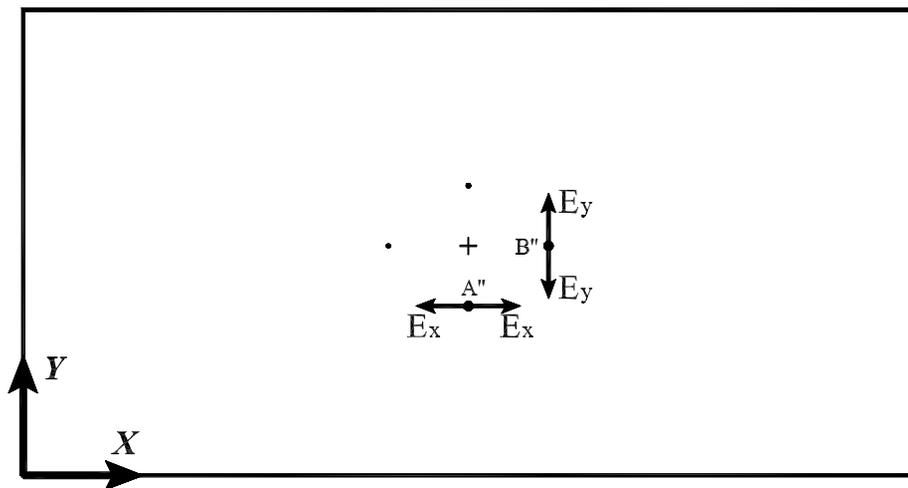
Nel caso in esame h_{cr} viene a coincidere con l'altezza del piano terra che è 4 m.

È sufficiente determinare il momento flettente alla base della parete, in quanto all'altro estremo (sommità dell'edificio) il valore del momento è già noto (momento nullo).

Inoltre, a differenza del caso di telai la flessione che sollecita la parete si può considerare retta, dal momento che, essendo la rigidezza laterale nel piano della parete di gran lunga superiore a quella relativa al piano ortogonale, il momento agente in quest'ultimo piano risulta trascurabile.

Le combinazioni sono in totale 32, ma le 8 più significative (per la parete che si intende studiare) sono presumibilmente quelle ottenute considerando le due azioni sismiche orizzontali ortogonali, E_x agente lungo una direzione passante per A'' ed E_y applicata secondo la direzione passante per B'' .

Si riportano di seguito le *otto* combinazioni di cui sopra, precisando che si è dato alle sollecitazioni il segno del *primo modo di vibrazione*. I valori forniti nelle colonne E_x ed E_y rappresentano i risultati delle due analisi dinamiche modali considerando lo spostamento del centro di massa di una eccentricità accidentale.



E_1	$+E_x + 0,3E_y$
E_2	$+E_x - 0,3E_y$
E_3	$-E_x + 0,3E_y$
E_4	$-E_x - 0,3E_y$

E_5	$+0,3E_x + E_y$
E_6	$+0,3E_x - E_y$
E_7	$-0,3E_x + E_y$
E_8	$-0,3E_x - E_y$

Momento di calcolo M_y : Parete 1 (solo azioni sismiche)										
Soll. alla base	E_x	E_y	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
Momento flett.	4246	-335	4146	4347	-4347	-4146	938	1609	-1609	-938

due sono le combinazioni che forniscono i valori più elevati dei momenti e cioè $E_2 = (E_x - 0,3E_y)$ ed $E_3 = (-E_x + 0,3E_y)$. In particolare, poiché la parete è allineata parallelamente all'asse X , le combinazioni E_5 , E_6 , E_7 ed E_8 nelle quali prevale l'effetto del sisma lungo Y , sono poco significative. Per tale motivo le sollecitazioni prodotte dai carichi verticali ($G_k + 0,3Q_k$) saranno sommate solo alle combinazioni E_1 , E_2 , E_3 ed E_4 al fine di ottenere le sollecitazioni più utili per le verifiche. Si riportano di seguito i risultati:

Sollecitazioni di calcolo: Parete 1 <i>(Azioni sismiche + Carichi verticali)</i>					
Sollecitazione alla base	$V=(G_k+0,3Q_k)$	$V+E_1$	$V+E_2$	$V+E_3$	$V+E_4$
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
Momento Flettente	214	4360	4561	-4133	-3932
Sforzo Normale	-1288	-1589	-1470	-1106	-986

Poiché al variare di N varia anche il momento resistente della sezione, la coppia sollecitante (M, N) che si utilizza per la verifica è quella che richiede la maggiore armatura nella sezione al fine di ottenere un dominio limite (M, N) che contenga il punto rappresentativo della coppia stessa

Si osservi che, come accade nel caso in esame, spesso la coppia sollecitante più sfavorevole è quella caratterizzata dal momento massimo; ed è a questa che generalmente conviene fare riferimento, anche perché alla combinazione da cui essa deriva è sicuramente associato anche il taglio massimo.

Momento di calcolo - - - - -

Momento resistente ————

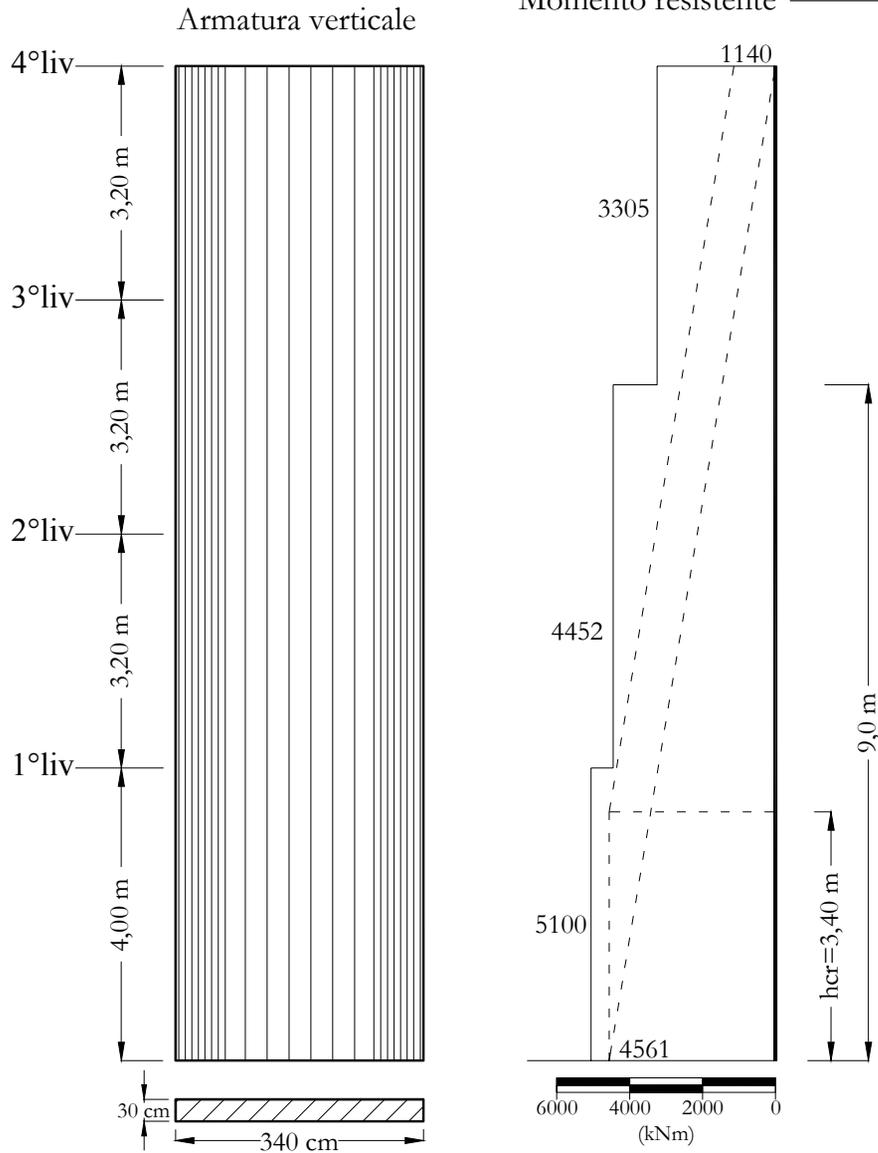


Diagramma del momento resistente e del momento di calcolo

Essendo la parete armata simmetricamente rispetto all'asse baricentrico parallelo alla direzione del vettore momento di calcolo, nella costruzione del diagramma che segue (Fig. 4.10) si fa riferimento al massimo valore assoluto dei momenti (positivo e negativo) che sollecitano la sezione di base.

Distinta schematica delle armature -

Sezione verticale

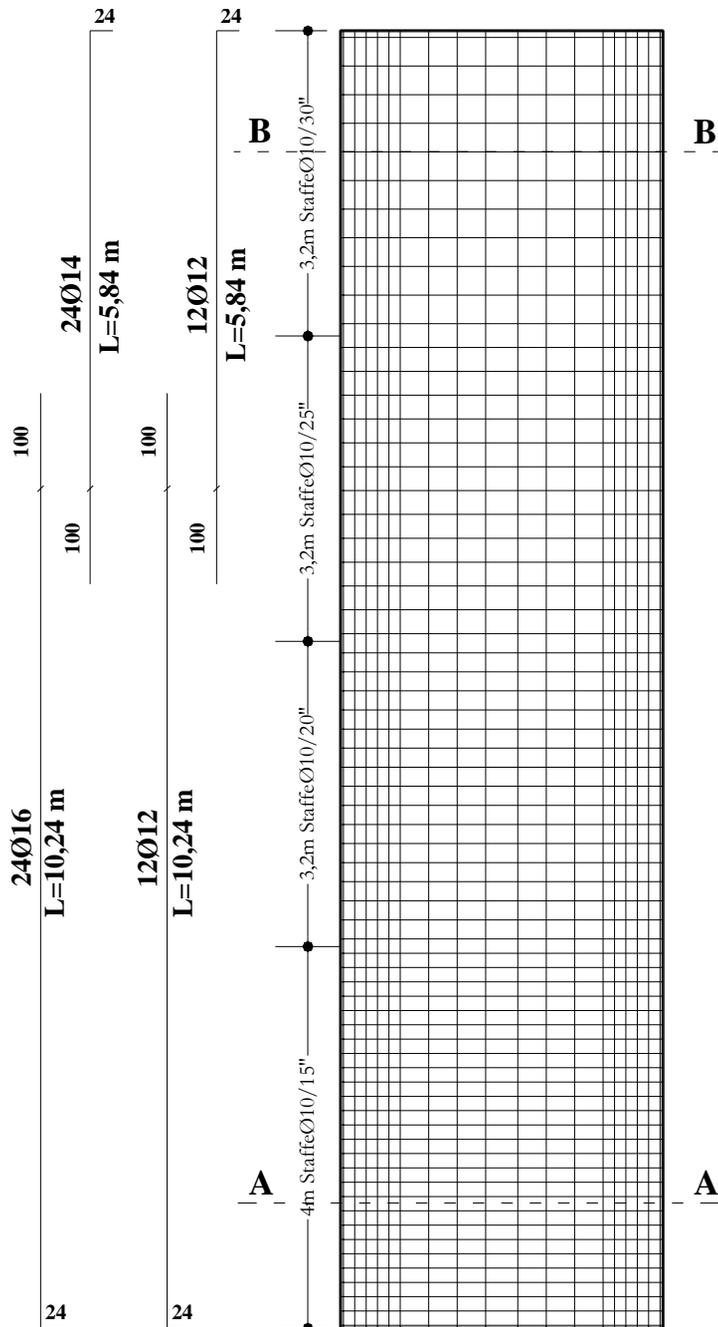
B Nell'altezza della zona inelastica ($h=3,40\text{m}$) si definisce una zona “confinata” costituita dallo spessore della parete e da una lunghezza “confinata” l_c pari al 20% della lunghezza in pianta della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona (68 x 30 cm) il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso tra i seguenti limiti (**punto 5.5.5.2 – Armature**):

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

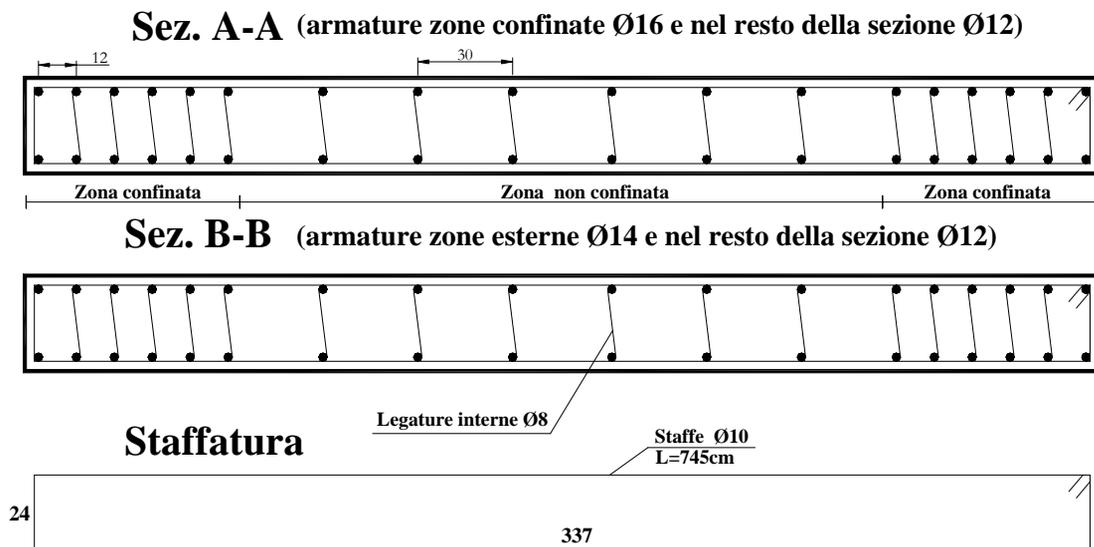
Nel caso in esame, con una sezione 30 x 68 cm, si ricava:

$$\rho = \frac{12\phi 16}{b \cdot l_c} = \frac{24,1}{30 \cdot 68} = 1,2\%$$

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale è necessario che vengano rispettate delle condizioni sui dettagli di armatura degli elementi. Nelle Figure si osserva il rispetto della prescrizione della normativa secondo la quale le armature presenti sulle due facce devono essere collegate con legature in ragione di almeno nove ogni metro quadrato, mentre nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore a 8 mm, disposti in modo da fermare una barra ogni due e con un passo non superiore a 10 volte il diametro della barra. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata (**punto 5.5.5.2 – Armature**).



Distinta schematica delle armature - Sezioni orizzontali



Infine nelle rimanenti parti della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche con un minimo di armatura verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio (**punto 5.5.5.2 – Armature**). Nel caso in esame, nelle regioni “non confinate”, di dimensioni 30 x 204 cm, si ha:

$$\rho = \frac{12\phi 12}{b \cdot l_c} = \frac{13,6}{30 \cdot 204} = 0,22\%$$

Essendo la parete armata simmetricamente, si fa riferimento al massimo valore assoluto dei momenti (positivo e negativo) che sollecitano la sezione di base.

PARETE 1: Verifica a taglio

Per le strutture in *CD* "A", al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, il diagramma degli sforzi di taglio di calcolo si ottiene moltiplicando quello ottenuto dall'analisi per il fattore α dato da:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}}$$

$$\gamma_{Rd} = 1,20$$

M_{Rd} e M_{Sd} sono rispettivamente il momento resistente della sezione di base della parete, calcolato considerando le armature effettivamente disposte, ed il corrispondente momento ottenuto dall'analisi (relativi alla combinazione dalla quale risulta il taglio massimo che potrebbe non coincidere con la più gravosa in termini di verifica a pressoflessione).

Il fattore di amplificazione α deve essere calcolato per entrambi i versi della azione sismica, applicando il fattore di amplificazione calcolato per ciascun verso ai momenti calcolati con l'azione agente nella medesima direzione

Lo sforzo di taglio massimo fornito dall'analisi è quello relativo alla condizione di carico $V+E_2$, con $V = (G_k + 0,3Q_k)$ e $E_2 = E_x - 0,3E_y$ (come i momenti flettenti anche i tagli sono stati combinati attribuendo loro il segno il segno del *primo modo di vibrazione*):

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = 1,20 \cdot \frac{5058}{4561} = 1,33$$

Taglio sollecitante Parete 1		
Quota	V+E ₂	$\alpha(V+E_2)$
	(kN)	(kN)
1° impalcato	720	958
2° impalcato	606	807
3° impalcato	472	628
4° impalcato	291	388

Il risultato è indipendente dal verso della combinazione per la simmetria della sezione

Sono previste tre tipi di verifica a taglio
verifica dell'anima a compressione
verifica del meccanismo resistente a trazione
verifica a scorrimento lungo piani orizzontali.

- *Verifica dell'anima a compressione*

Deve essere verificata la condizione (**punto 5.4.5.2 – Verifiche di resistenza-Taglio**):

$$V < V_{Rd2} \quad (4.5)$$

nella quale:

$$V_{Rd2} = 0,4 \cdot (0,7 - f_{ck} / 200) \cdot f_{cd} \cdot b_0 \cdot z \quad (\text{in N}) \quad (4.6)$$

con f_{ck} espresso in *Mpa* e non superiore a 40 *Mpa*

b_0 è lo spessore dell'anima della parete (in mm)

z è il braccio delle forze interne, valutabile come: 0,8 l (in mm)

Nel caso in esame

$$V_{Rd2} = 0,4 \cdot (0,7 - 25 \cdot 0,83 / 200) \cdot 11 \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 3400 = 2141 \text{ kN}$$

Essendo $V_{\max} = 958 \text{ kN}$ la verifica è ampiamente soddisfatta.

- *Verifica del meccanismo resistente a trazione*

Deve essere verificata la condizione:

$$V < V_{Rd3} = V_{cd} + V_{nd}$$

nella quale V_{cd} e V_{nd} rappresentano rispettivamente il contributo del conglomerato e dell'armatura e sono da valutare con le espressioni valide per le situazioni non sismiche nelle sezioni al di fuori dell'altezza h_{cr} :

$$V_{cd} = 0,60 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{nd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

mentre nelle zone critiche valgono le espressioni:

- sforzo normale di trazione: $V_{cd} = 0$
- sforzo normale di compressione: $V_{cd} = \tau_{Rd} (1,2 + 0,4\rho) b_0 z$

dove ρ è il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale espresso in % (**punto 5.4.5.2 – Verifiche di resistenza-Taglio**).

Nella zona critica, assumendo una staffatura orizzontale $\phi 10$ ogni 15 cm:

$$\rho = \frac{A_{sl}}{b \cdot l} = \frac{61,8}{30 \cdot 340} = 0,61 \%$$

$$V_{cd} = \tau_{Rd} (1,2 + 0,4\rho) \cdot b_0 \cdot z = \frac{R_{ck}^{2/3}}{28} \cdot (1,2 + 0,4 \cdot \rho) \cdot b_0 \cdot z =$$
$$= \frac{25^{2/3}}{28} (1,2 + 0,4 \cdot 0,61) \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 3400 = 360 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin\alpha + \cos\alpha) = 2 \cdot 79 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 3360}{150} = 1195 \text{ kN}$$

Pertanto $V_{Rd3} = 1555 \text{ kN} > 958 \text{ kN}$ e quindi la verifica è ampiamente soddisfatta.

Ciò è dovuto in particolare al condizionamento dei minimi di armatura. La normativa, infatti, prescrive che nelle zone “confinata” l’armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore a 8 mm ed avere un passo non superiore a 10 volte il diametro delle barre longitudinali (**punto 5.5.5.2 – Armature**).

Nel resto della parete si assume un passo di 30 cm:

$$V_{cd} = 0,60f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1 \cdot 300 \cdot 3360 = 607 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin\alpha + \cos\alpha) = 2 \cdot 79 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 3360}{300} = 597 \text{ kN}$$

Pertanto $V_{Rd3} = 1204 \text{ kN} > 807 \text{ kN}$.

L'armatura trasversale così trovata, nelle zone al di fuori di quella confinata, dovrà avere un minimo pari allo 0,2% di bh , essendo nel caso in esame b lo spessore della parete ed h l'altezza della stessa esclusa la lunghezza della zona critica (**punto 5.5.5.2 – Armature**): per soddisfare tale limitazione si assume un passo di 20 cm tra primo e secondo impalcato e di 25 cm tra secondo e terzo (Fig. 4.11).

La percentuale dell'armatura trasversale risulta quindi:

$$n_{staffe} = \frac{320}{20} + \frac{320}{25} + \frac{320}{30} = 39$$
$$\rho = \frac{2 \cdot \phi 10 \cdot n_{staffe}}{b \cdot h} = \frac{2 \cdot 0,78 \cdot 39}{30 \cdot 960} = 0,21 \%$$

Verifica a scorrimento lungo piani orizzontali

Deve essere verificata la condizione:

$$V < V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd}$$

nella quale V_{dd} e V_{fd} rappresentano rispettivamente il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali e il contributo della resistenza per attrito e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = 0,25 f_{yd} \sum A_{si}$$

$$V_{fd} = 0,25 f_{cd} \cdot \xi \cdot l \cdot b_0$$

essendo $\sum A_{si}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano e ξl l'altezza della parte compressa della sezione

andiamo a verificare sono quella a quota 4 m (che è quella con taglio massimo e sforzo normale minimo) e quella alla quota dove cambia il diametro delle armature verticali.

Sezione a 4 m $V_{fd} = 0,25 \cdot 11 \cdot 0,20 \cdot 3360 \cdot 300 / 1000 = 556 \text{ kN}$ $V_{dd} = 0,25 \cdot 374 \cdot 6180 / 1000 = 578 \text{ kN}$

Pertanto ed essendo $V = 958 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

Sezione cambio diametro $V_{dd} = 0,25 \cdot 374 \cdot 5050 / 1000 = 472 \text{ kN}$

$$V_{fd} = 0,25 \cdot 11 \cdot 0,19 \cdot 3360 \cdot 300 / 1000 = 528 \text{ kN}$$

Pertanto ed essendo $V = 628 \text{ kN}$ la verifica è soddisfatta.

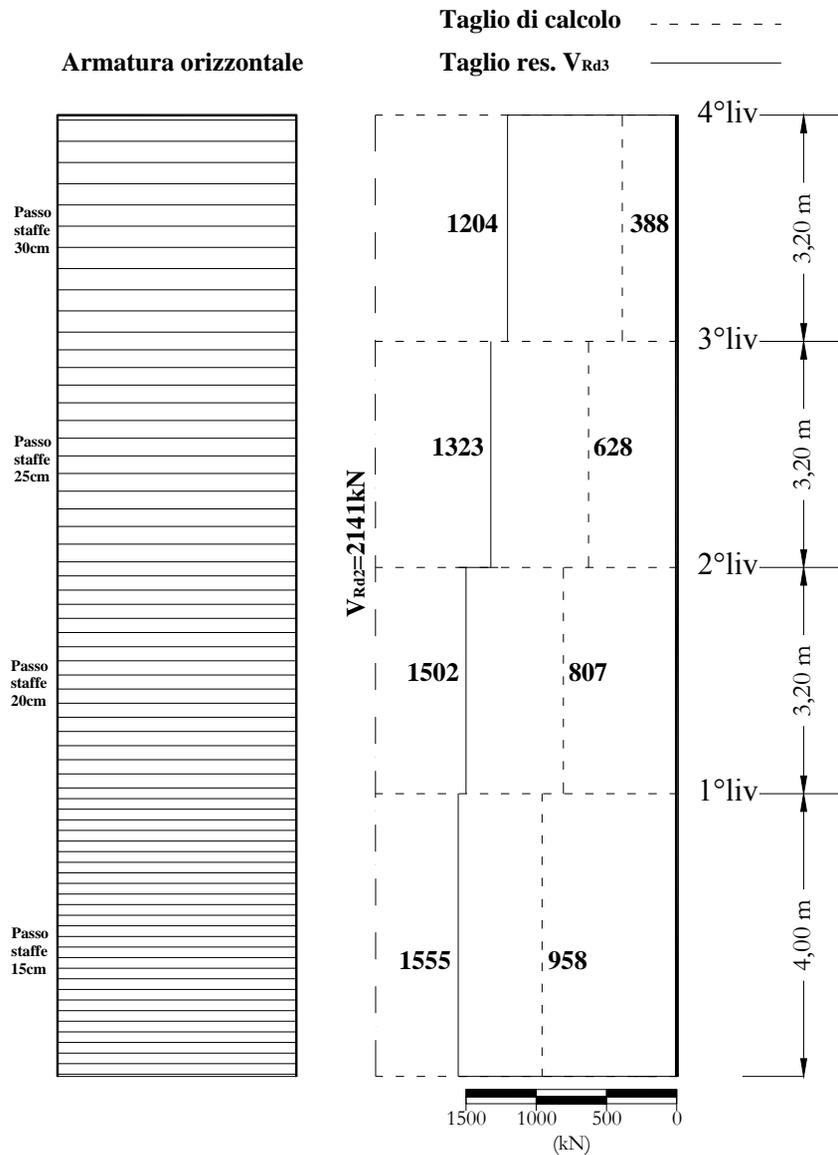


Diagramma del taglio resistente e di calcolo

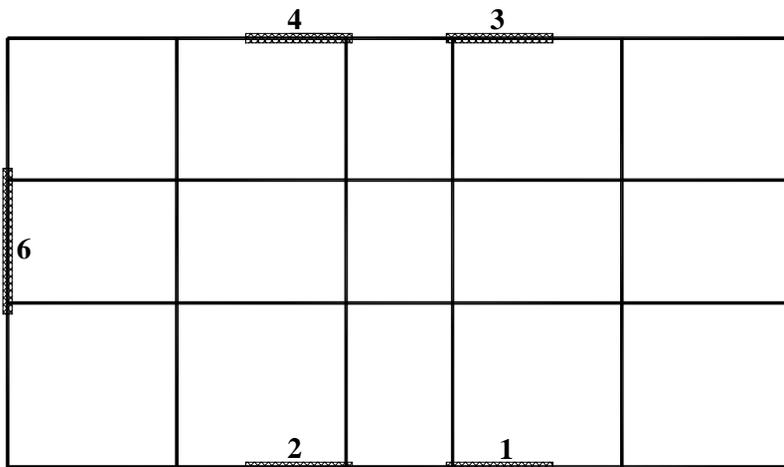
PARETE 5: Verifica a presso-flessione

La prima verifica prevista riguarda lo sforzo assiale normalizzato prodotto dai carichi di gravità:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{1567900}{300 \cdot 4600 \cdot 11} = 0,103 < 0,4$$

la quale risulta ampiamente soddisfatta.

Quindi bisogna verificare che in ogni sezione il momento resistente, associato al più sfavorevole valore dello sforzo normale e calcolato come per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo



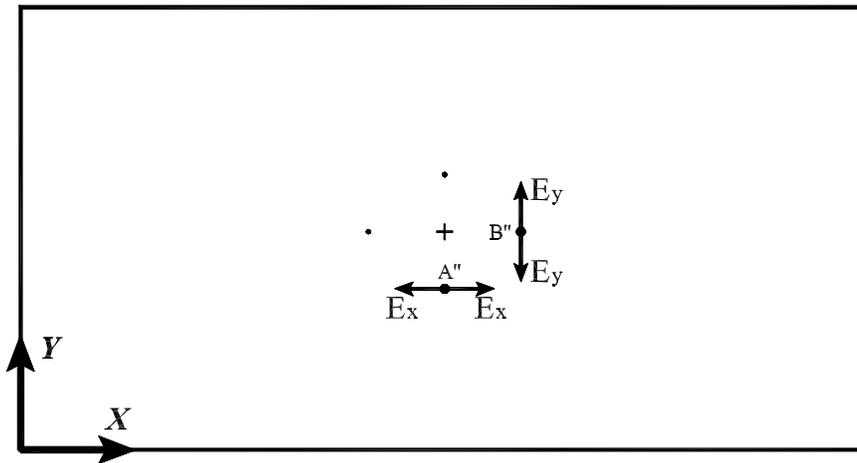
Nel caso in esame h_{cr} viene a coincidere con l'altezza (l) della sezione di base della parete che è 4,60 m.

5 I momenti flettenti ottenuti dall'analisi sono quelli calcolati tenendo conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni delle azioni sismiche con le altre azioni

Fig. 4.14 Parete di progetto

Le combinazioni sono in totale 32, ma le 8 più significative (per la parete che si intende studiare) sono presumibilmente quelle ottenute considerando le due azioni sismiche orizzontali ortogonali, E_x agente lungo una direzione passante per A'' ed E_y applicata secondo la direzione passante per B'' .

Si riportano di seguito le 8 combinazioni di cui sopra, precisando che si è dato alle sollecitazioni il segno del *primo modo di vibrazione*.



E_1	$+E_x + 0,3E_y$
E_2	$+E_x - 0,3E_y$
E_3	$-E_x + 0,3E_y$
E_4	$-E_x - 0,3E_y$

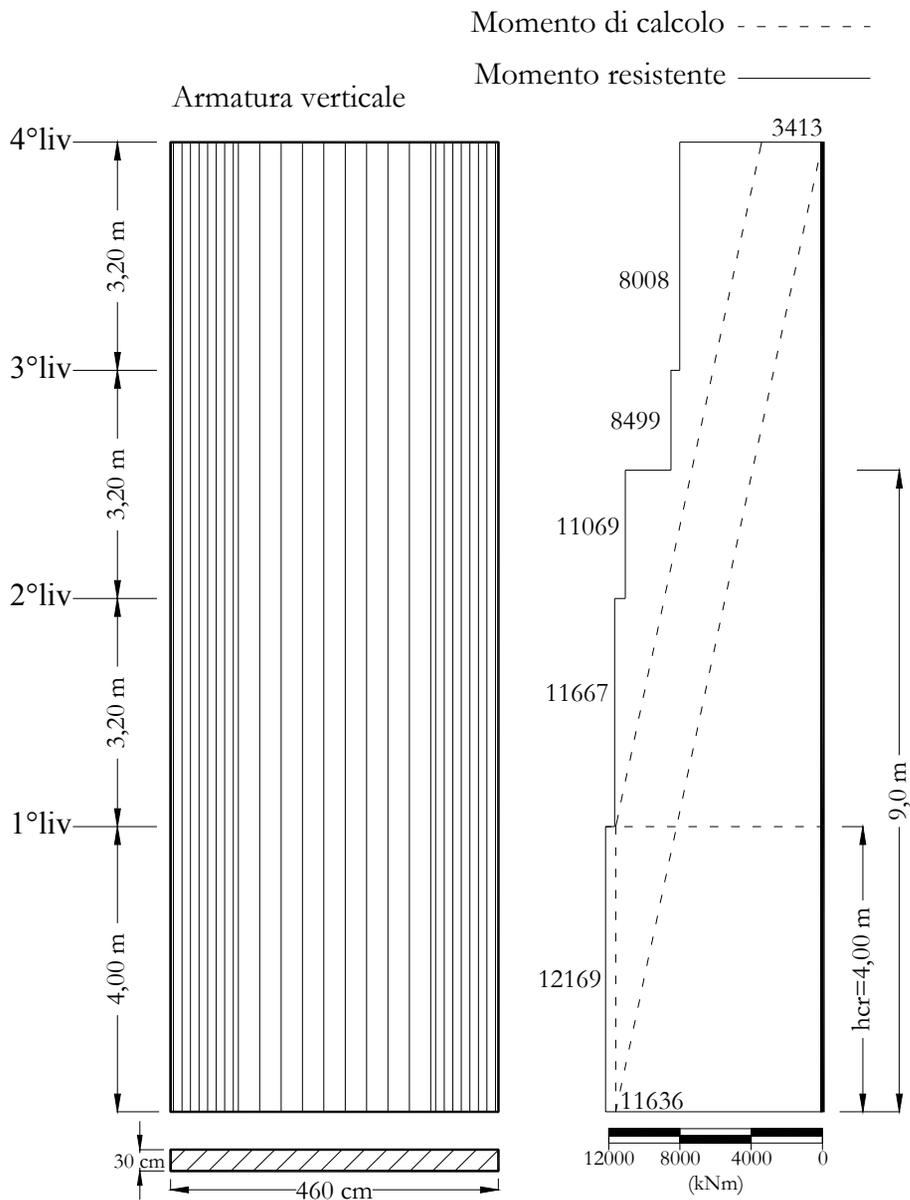
E_5	$+0,3E_x + E_y$
E_6	$+0,3E_x - E_y$
E_7	$-0,3E_x + E_y$
E_8	$-0,3E_x - E_y$

Momento di calcolo M_x : Parete 5 (solo azioni sismiche)										
Soll. alla base	E_x	E_y	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
	(kNm)	(kNm)	(kNm)							
Momento flett.	-688	11267	2692	-4068	4068	-2692	11061	-11474	11474	-11061

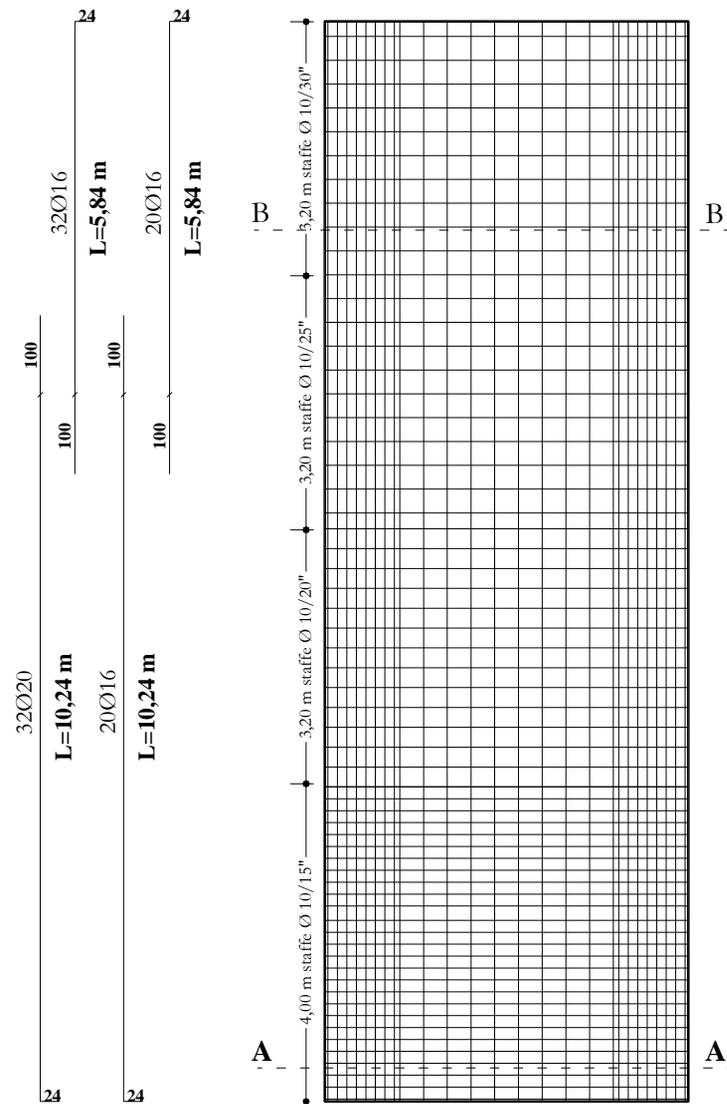
Tra le otto, due siano le combinazioni che forniscono i valori più elevati dei momenti e cioè $E_6 = (-E_y + 0,3E_x)$ ed $E_7 = (+E_y - 0,3E_x)$. In particolare, poiché la parete è allineata parallelamente all'asse Y , le combinazioni E_1, E_2, E_3 ed E_4 nelle quali prevale l'effetto del sisma lungo X sono poco significative. Per tale motivo le sollecitazioni prodotte dai carichi verticali ($G_k + 0,3Q_k$) saranno sommate solo alle combinazioni E_5, E_6, E_7 ed E_8 al fine di ottenere le sollecitazioni più utili per le verifiche

Sollecitazioni di calcolo: Parete 5 (Azioni sismiche + Carichi verticali)					
Sollecitazione alla base	V=(Gk+0,3Qk)	V+E ₅	V+E ₆	V+E ₇	V+E ₈
	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
Momento Flettente	-162	10899	-11636	11312	-11223
Sforzo Normale	-1568	-1634	-1578	-1557	-1502

Si osservi che spesso la coppia sollecitante più sfavorevole è quella caratterizzata dal momento massimo; ed è a questa che generalmente conviene fare riferimento, anche perché alla combinazione da cui essa deriva è sicuramente associato anche il taglio massimo

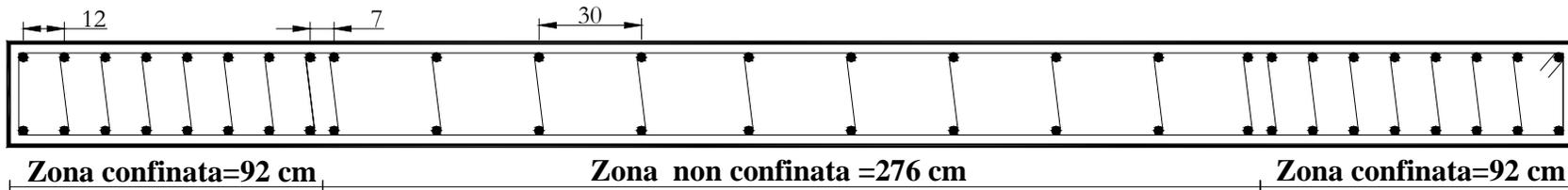


**Diagramma del momento resistente
 e del momento sollecitante**

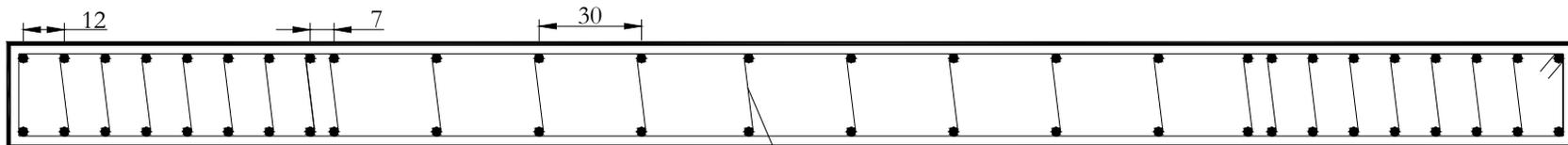


**Distinta schematica delle armature –
 Sezione verticale**

Sez. A-A (armature zone confinate Ø20 e nel resto della sezione Ø16)



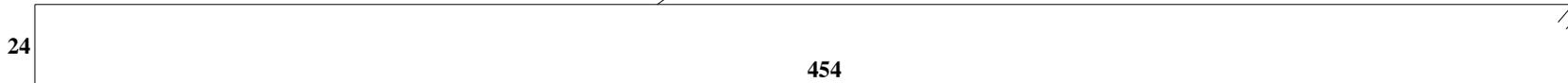
Sez. B-B (armature Ø16)



Legature interne Ø8

Staffatura

Staffe Ø10
L=980 cm



Distinta delle armature - Sezioni
orizzontali

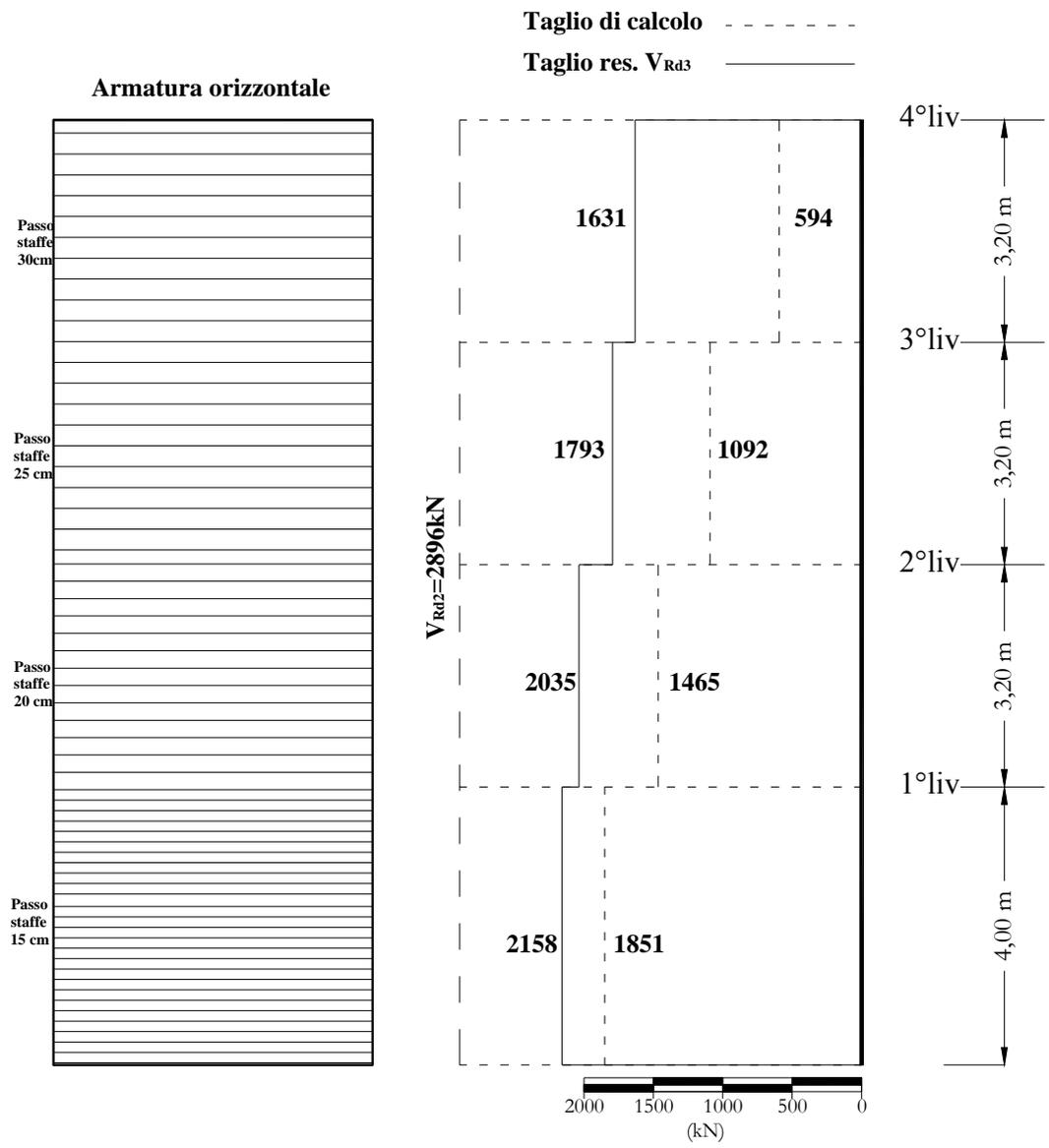


Diagramma del taglio resistente e di calcolo

TRAVE del secondo impalcato compresa tra le pareti 3 e 4: Verifica a flessione

La trave che si vuole progettare è una trave di accoppiamento

Si applicano le regole relative alla classe di duttilità alta.

La verifica di tale trave si effettua come per i telai poichè il rapporto tra luce netta (3,10 m) e l'altezza (0,65 m) è maggiore di 3.

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni

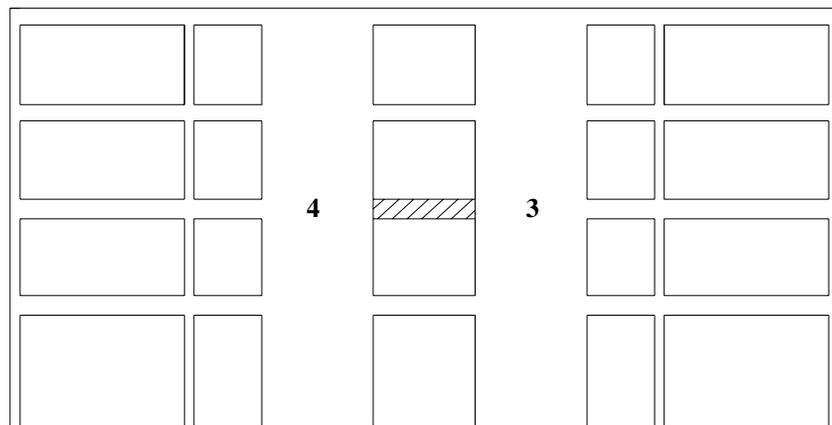
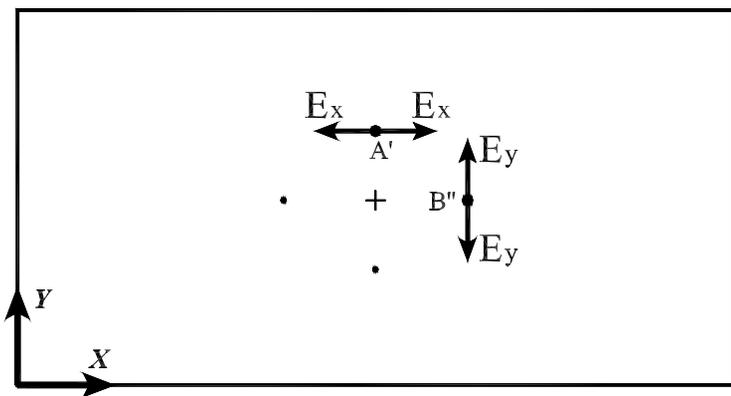


Fig. 4.20 Trave di progetto

Le combinazioni sono in totale 32, ma le 8 più significative, per la trave che si intende studiare, sono presumibilmente quelle ottenute considerando le due azioni sismiche orizzontali ortogonali, E_x agente lungo una direzione passante per A' ed E_y applicata secondo la direzione passante per B''

- i momenti positivi tendono le fibre inferiori;
- la combinazione dei modi è una *combinazione quadratica completa (CQC)*. Questo comporta in output la perdita del segno. Si è dato alle sollecitazioni il segno del *primo modo di vibrazione*.



E_1	$+E_x + 0,3E_y$
E_2	$+E_x - 0,3E_y$
E_3	$-E_x + 0,3E_y$
E_4	$-E_x - 0,3E_y$

E_5	$+0,3E_x + E_y$
E_6	$+0,3E_x - E_y$
E_7	$-0,3E_x + E_y$
E_8	$-0,3E_x - E_y$

Momento di calcolo : Trave tra le pareti 3 - 4 (2° impalcato)											
(solo azioni sismiche)											
Lungh.	Dist.	E_x	E_y	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
3,10	0,00	209	20	214	203	-203	-214	82	43	-43	209
	1,55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3,10	-209	-20	-214	-202	202	214	-83	-42	42	-209

la contemporaneità dell'azione principale con il 30% di quella nell'altra direzione aumenta la sollecitazione flettente nelle travi di un'aliquota decisamente inferiore al 10%.

Tra le otto due sono le combinazioni che forniscono i valori più elevati dei momenti

$$E_1 = (E_x + 0,3E_y) \text{ ed } E_4 = (-E_x - 0,3E_y).$$

Poiché la trave è allineata parallelamente all'asse X , le combinazioni E_5 , E_6 , E_7 ed E_8 nelle quali prevale l'effetto del sisma lungo Y , sono poco significative. Per tale motivo le sollecitazioni prodotte dai carichi verticali ($G_k + 0,3Q_k$) saranno sommate solo alle combinazioni E_1 , E_2 , E_3 ed E_4 al fine di ottenere le sollecitazioni più utili per le verifiche

Momento di calcolo :Trave tra le par. 3-4 (2°impalcato)							
(Azioni sismiche + Carichi verticali)							
Lungh.	Dist.	V=(G_k+0,3Q_k)	V+E₁	V+E₂	V+E₃	V+E₄	1,4G_k+1,5Q_k
(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
3,10	0,00	-14	200	189	-217	-228	-23
	1,55	15	15	15	15	15	24
	3,10	-13	-227	-215	189	201	-21

Momenti di verifica alle estremità sia positivi che negativi

Dettagli costruttivi

In ogni sezione della trave il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

ρ è il rapporto geometrico di armatura $= \frac{A_s}{(b \cdot h)}$ oppure $\frac{A_i}{(b \cdot h)}$;

A_s e A_i rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente superiore e inferiore;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in N/mm^2).

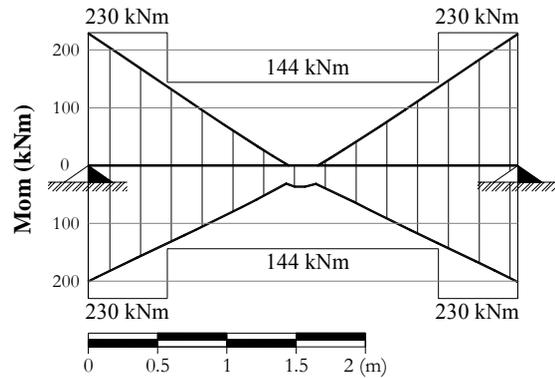
sezione 30 x 65 (trave del 2° livello)

$$A_s^{min} = A_i^{min} = \frac{1,4}{f_{yk}} (b \cdot h) = \frac{1,4}{430} (300 \cdot 650) = 6,35 \text{ cm}^2$$

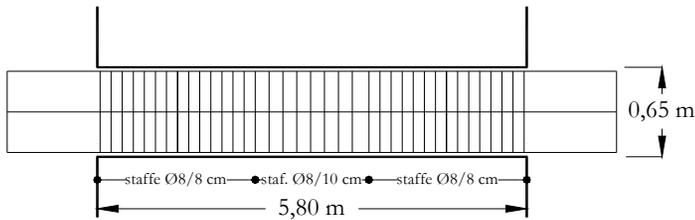
Tenendo presente anche le limitazioni fornite dal **D.M. 9 gennaio 1996 (punto 5.3)**, il progetto delle armature è eseguito facendo in modo che in ogni sezione il momento resistente risulti superiore o uguale al momento flettente determinato come sopra specificato.

A vantaggio di sicurezza e per semplicità non è stata considerata l'armatura di parete.

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO



SEZIONE LONGITUDINALE



DISTINTA DELLE ARMATURE

$1\text{Ø}14+2\text{Ø}18; l_{\text{tot}}=5,60\text{ m}$
440

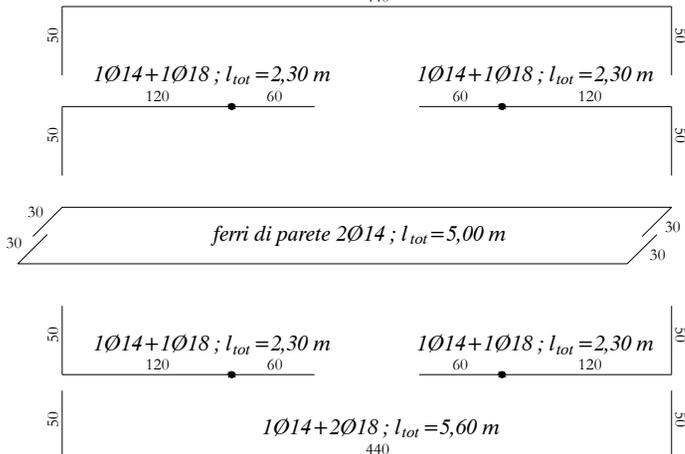


Diagramma del momento flettente e sollecitante e distinta delle armature

Il copriferro è stato assunto pari a 4 cm

Si osservi che la forma del diagramma involuppo dei momenti di calcolo è condizionata, nella zona centrale della campata, anche dall'andamento del diagramma del momento dovuto all'azione dei soli carichi verticali ($1,4G_k + 1,5Q_k$).

TRAVE del secondo impalcato compresa tra le pareti 3 e 4

Verifica a taglio

Per le strutture in CD “A”, al fine di escludere la formazione di meccanismi di rottura fragili dovuti al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati per il fattore $\gamma_{Rd} = 1,20$.

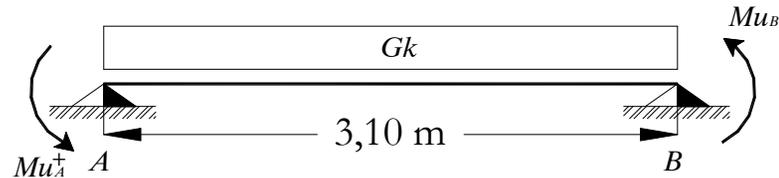
I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature a flessione effettivamente disposte e considerando due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi

Primo schema

Si è indicato con M_u^+ il momento resistente avente verso antiorario.

$$M_{uA}^+ = 230 \text{ kNm}$$

$$M_{uB}^+ = 230 \text{ kNm}$$



Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

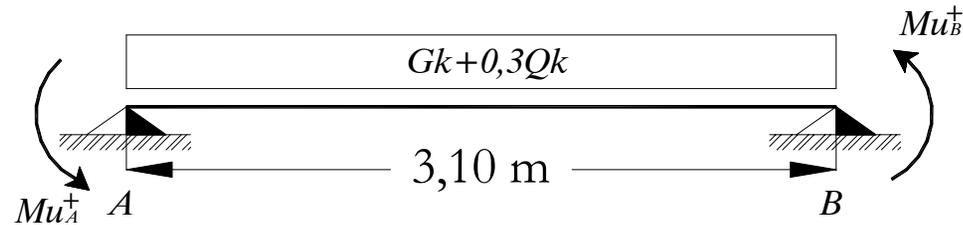
$$G_k = 17,3 \text{ kN/m}$$

I tagli alle estremità risultano:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{230 + 230}{3,10} + \frac{17,3 \cdot 3,10}{2} = 205 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{230 + 230}{3,10} - \frac{17,3 \cdot 3,10}{2} = 151 \text{ kN}$$

Secondo schema



Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulle trave è:

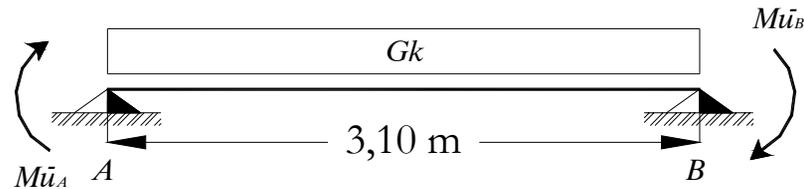
$$G_k + 0,3Q_k = 17,3 + 0,3 \cdot 4,5 = 18,7 \text{ kN/m}$$

I tagli alle estremità risultano:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{230 + 230}{3,10} + \frac{18,7 \cdot 3,10}{2} = 207 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{230 + 230}{3,10} - \frac{18,7 \cdot 3,10}{2} = 149 \text{ kN}$$

Terzo schema



Si è indicato con M_u^- il momento resistente avente verso orario. I valori dei momenti delle sezioni di estremità sono:

$$M_{uA}^- = -230 \text{ kNm}$$

$$M_{uB}^- = -230 \text{ kNm}$$

Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

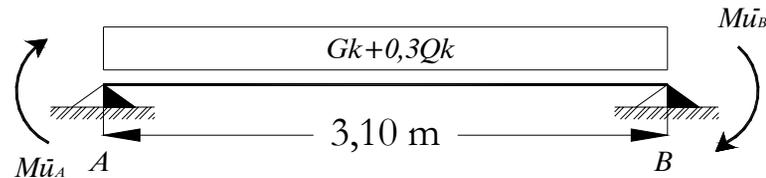
$$G_k = 17,3 \text{ kN/m}$$

I tagli alle estremità risultano:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-230 - 230}{3,10} + \frac{17,3 \cdot 3,10}{2} = -151 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-230 - 230}{3,10} - \frac{17,3 \cdot 3,10}{2} = -205 \text{ kN}$$

Quarto schema



Il contributo dei carichi gravitazionali agenti sulla trave è:

$$G_k + 0,3Q_k = 17,3 + 0,3 \cdot 4,5 = 18,7 \text{ kN/m}$$

I tagli alle estremità risultano:

$$V_A = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-230 - 230}{3,10} + \frac{18,7 \cdot 3,10}{2} = -149 \text{ kN}$$

$$V_B = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + 0,3Q_k) \cdot l_{trave}}{2} = 1,2 \frac{-230 - 230}{3,10} - \frac{18,7 \cdot 3,10}{2} = -207 \text{ kN}$$

Risulta, quindi, che i valori del taglio *max* e *min* sono:

$$\left| V_{MAX}^A \right| = 207 \text{ kN} ; \left| V_{MAX}^B \right| = 207 \text{ kN}$$

Relativamente al calcolo delle sollecitazioni taglianti, da soli carichi verticali $1.4 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_k$ i cui risultati risultano meno gravosi.

Per la verifica a taglio per le strutture in CD "A" il contributo del calcestruzzo alla resistenza al taglio viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale posta ad interasse

s e d è l'altezza utile della sezione.

$\alpha = 90^\circ$ (staffe verticali) mentre $s = 8$ cm in quanto nelle zone di attacco con le pareti, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale (nel caso in esame vale a dire per una lunghezza pari a 122 cm), devono essere previste staffe di contenimento ad un passo non maggiore della più piccola delle seguenti grandezze

α - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale ($d/4 = 61/4 = 15$ cm)

- 15 cm

- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate in verifica ($6\phi 14$)

Per staffe di diametro $\phi 8$ poste ad interasse di 8 cm si ricava:

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} = 2 \cdot 50,3 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 610}{80} = 258 \text{ kN} \geq |V_{sdu}| = 207 \text{ kN}$$

Relativamente al minimo passo dell'armatura trasversale in prossimità delle pareti, quindi, sebbene non previsto esplicitamente dalla normativa, si è verificato il rispetto delle stesse indicazioni previste nelle zone di attacco con i pilastri.

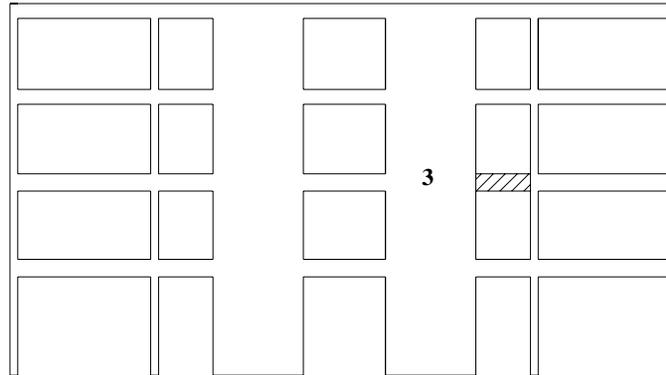
Nella restante parte della trave si dispongono staffe f 8 poste ad interasse di 10 cm:

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9d}{s} = 2 \cdot 50,3 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 610}{100} = 206 \text{ kN}$$

È altresì rispettata la condizione che il più grande in modulo dei valori di taglio sollecitanti V_{max} e V_{min} è inferiore al valore (punto 5.4.1.2 – Taglio):

$$V_{R1} = 10\tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d = 10 \cdot \frac{R_{ck}^{2/3}}{28} \cdot b_w \cdot d = 10 \cdot \frac{25^{2/3}}{28} \cdot 300 \cdot 610 = 559 \text{ kN} > |V_{sdu}|$$

TRAVE del secondo impalcato compresa tra la parete 3 e il pilastro: verifica a flessione



Momento di calcolo :Trave tra la parete 3 e il pilastro (solo azioni sismiche)											
Lungh.	Dist.	E _x	E _y	E ₁	E ₂	E ₃	E ₄	E ₅	E ₆	E ₇	E ₈
(m)	(m)	(kNm)									
2,15	0,00	145	-21	138	151	-151	-138	23	64	-64	-23
	0,86	67	-10	64	70	-70	-64	10	30	-30	-10
	2,15	-50	5	-48	-51	51	48	-10	-20	20	10

Momento di calcolo :Trave tra la parete 3 e il pilastro (Azioni sismiche + Carichi verticali)							
Lungh.	Dist.	V=(G _k +0,3Q _k)	V+E ₁	V+E ₂	V+E ₃	V+E ₄	1,4G _k +1,5Q _k
(m)	(m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
2,15	0,00	-88	50	62	-239	-227	-152
	0,86	-40	24	30	-110	-103	-68
	2,15	9	-39	-42	60	57	14

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

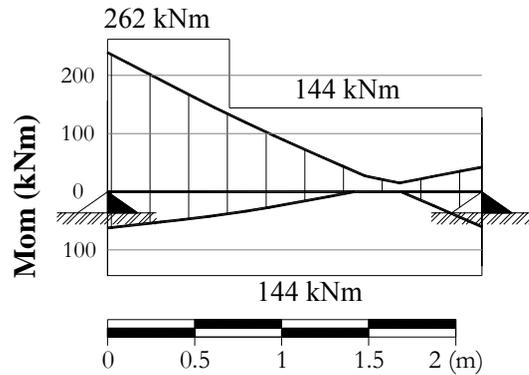
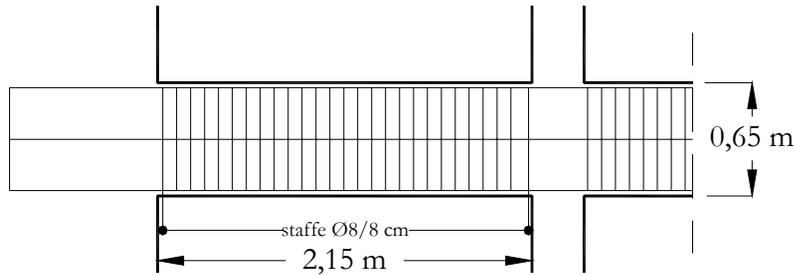
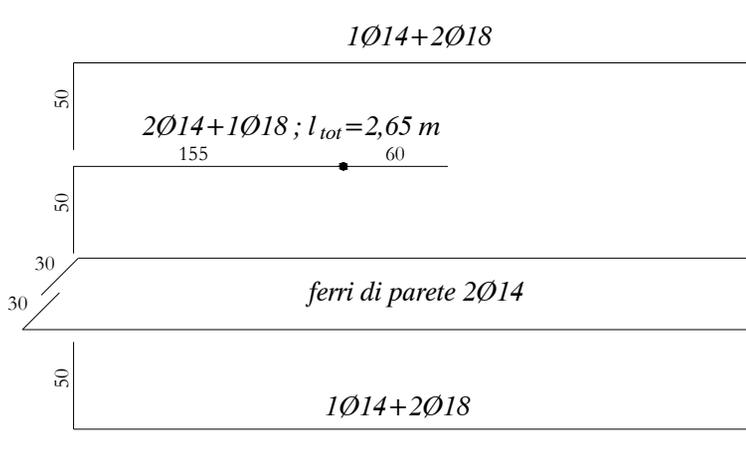


Diagramma del momento flettente e sollecitante e distinta delle armature

SEZIONE LONGITUDINALE



DISTINTA DELLE ARMATURE



VERIFICA DI RESISTENZA DEI DIAFRAMMI ORIZZONTALI

Per tutte le strutture deve essere verificato che i solai, intesi come diaframmi orizzontali, siano in grado di trasmettere nel loro piano ai diversi elementi da essi collegati le forze derivanti dall'analisi d'insieme dell'edificio, aumentate del 30% (**punto 5.4.4.1 – Verifiche di resistenza**). Tale regola impone il rispetto della gerarchia delle resistenze fra struttura portante verticale, che è progettata in modo da avere comportamento complessivamente duttile, e solaio caricato nel piano orizzontale.

Nel caso in esame, essendo gli impalcati uguali ad ogni piano ed avendo la forza sollecitante massima in sommità, si verifica l'impalcato dell'ultimo piano che risulta il più sollecitato.

La verifica avverrà considerando il sisma nella direzione Y (in maniera tale da sollecitare l'impalcato nel suo "lato lungo" e con sezione resistente minore).

Lo schema di calcolo, considerata la presenza delle due pareti parallele alla direzione Y nelle quali si concentra il 95% della reazione al sisma della struttura, può assimilarsi a quello di trave appoggiata (sulle pareti di cui sopra).

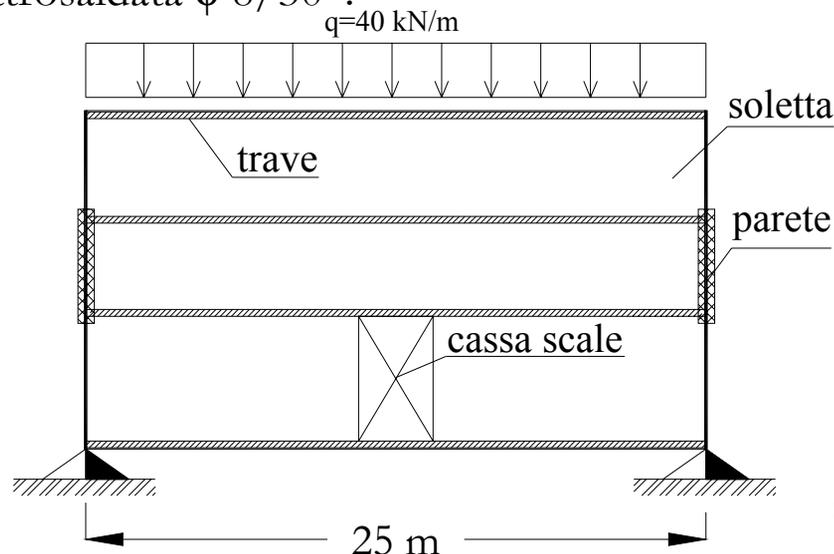
La forza sollecitante totale dovuta all'azione sismica in direzione Y è di 955kN , che incrementata del 30% (**punto 4.11.1.6**), diventa 1240kN .

Essendo distribuita su una lunghezza di 25 m, è schematizzabile con un carico distribuito di circa $50\text{kN}/\text{m}$.

Verifica a flessione del diaframma orizzontale

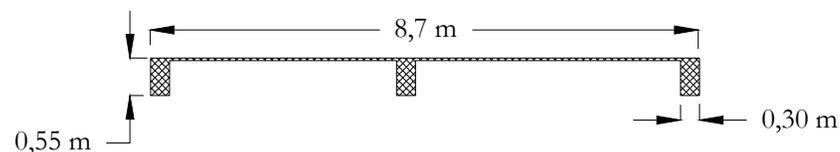
La sezione maggiormente sollecitata è quella di mezzeria ($M_S = ql^2/8 = 3125 \text{ kNm}$).

Tale sezione ha, inoltre, una dimensione ridotta per la presenza della scala (che ne riduce la lunghezza a 8,7 m). La soletta dell'impalcato è spessa 4 cm ed è armata con una rete elettrosaldata $\phi 8/30$ ".



Schema di calcolo del solaio nel piano orizzontale

Sezione di mezzeria del solaio



Si considera che la sezione resistente sia costituita dalla soletta con la sua armatura di ripartizione e da sole 3 travi 55 x 30 (non si porta in conto la presenza della trave esterna dal lato della cassa scale). La soletta è, come detto, armata con una rete $\phi 8/30$ cm, mentre come armatura per le travi si considerano i soli ferri di parete $\phi 14$ disposti in numero di uno su ciascun lato della sezione; si escludono pertanto dal calcolo, quei ferri che già lavorano per la flessione della trave. Il momento resistente risulta $M_R = 3722 \text{ kNm}$, per cui la verifica è soddisfatta. $M_R = 5450 \text{ kNm}$, per cui la verifica è ampiamente soddisfatta.

Verifica a taglio del diaframma orizzontale

La sezione resistente a taglio è costituita dalla soletta e dalle quattro travi longitudinali.

$$\text{Il valore del taglio sollecitante è pari a: } T_s = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{40 \cdot 25}{2} = 500 \text{ kN.}$$

Allo scopo di semplificare il calcolo si considera come sezione resistente a taglio quella costituita dalla sola soletta avente spessore 4 cm e larghezza pari alla dimensione trasversale dell'impalcato (14 m).

Conseguentemente, considerando che l'armatura sia costituita dai ferri di ripartizione $\phi 8/33''$, il taglio resistente risulta:

$$T_{R1} = V_{cd} + V_{wd} \text{ con:}$$

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1 \cdot 40 \cdot 14000 = 336 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,9 \cdot d}{s} = 50,3 \cdot \frac{430}{1,15} \cdot \frac{0,9 \cdot 14000}{330} = 718 \text{ kN}$$

Complessivamente si ha, quindi, $T_{R1} = 1054 \text{ kN} > T_s = 500 \text{ kN}$, per cui la verifica è soddisfatta.

Va precisato che un'aliquota del taglio sollecitante arriva alla parete verticale attraverso una sollecitazione di sforzo normale nella trave trasversale che si innesta nella parete. Tale sforzo normale è un'aliquota del taglio che arriva sulla parete e vale:

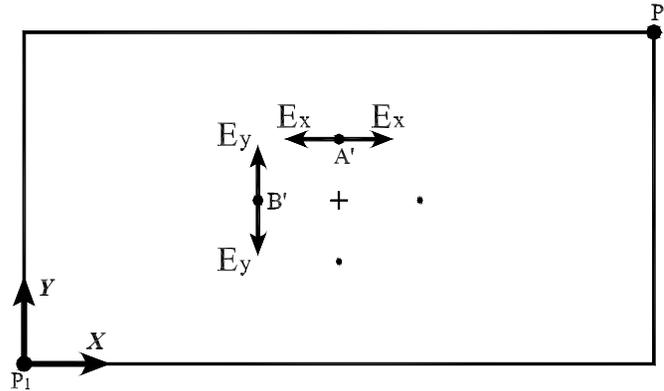
$$N = 500 \cdot \frac{5,10}{14} = 182 \text{ kN}$$

La verifica a sforzo normale, quindi, fornisce un'armatura aggiuntiva pari a

$$A_s = \frac{N}{f_{yd}} = \frac{182000}{374} = 4,9 \text{ cm}^2$$

VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI DANNO

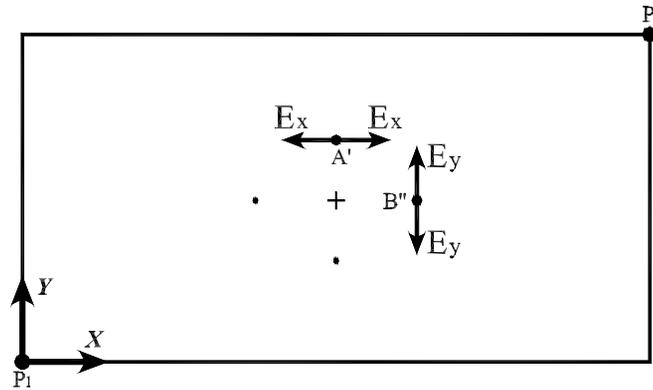
Centro di massa in A' e in B'



Spostamenti di interpiano secondo X								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
I	0,0016	0,0002	0,0016	0,0018	0,0002	0,0018	4,0	0,0005
II	0,0023	0,0002	0,0024	0,0027	0,0002	0,0028	3,2	0,0009
III	0,0026	0,0002	0,0027	0,0031	0,0003	0,0032	3,2	0,0010
IV	0,0026	0,0002	0,0027	0,0031	0,0003	0,0032	3,2	0,0010

Spostamenti di interpiano secondo Y								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
I	0,0002	0,0022	0,0023	0,0002	0,0017	0,0018	4	0,0006
II	0,0004	0,0033	0,0034	0,0004	0,0025	0,0026	3,2	0,0011
III	0,0005	0,0038	0,0040	0,0005	0,0029	0,0030	3,2	0,0012
IV	0,0005	0,0039	0,0041	0,0005	0,0029	0,0030	3,2	0,0013

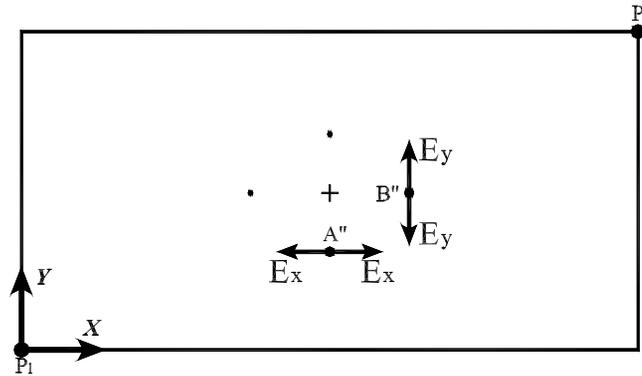
Centro di massa in A' e in B''



Spostamenti di interpiano secondo X								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0016	0,0002	0,0016	0,0018	0,0002	0,0018	4,0	0,0005
II	0,0023	0,0002	0,0024	0,0027	0,0002	0,0028	3,2	0,0009
III	0,0026	0,0002	0,0027	0,0031	0,0003	0,0032	3,2	0,0010
IV	0,0026	0,0002	0,0027	0,0031	0,0003	0,0032	3,2	0,0010

Spostamenti di interpiano secondo Y								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)		
I	0,0002	0,0017	0,0018	0,0002	0,0022	0,0023	4	0,0006
II	0,0004	0,0025	0,0026	0,0004	0,0033	0,0034	3,2	0,0011
III	0,0005	0,0029	0,0030	0,0005	0,0038	0,0040	3,2	0,0012
IV	0,0005	0,0030	0,0031	0,0005	0,0039	0,0041	3,2	0,0013

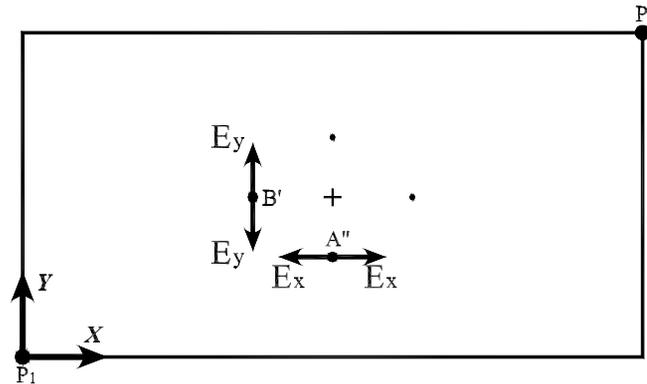
Centro di massa in A'' e in B''



Spostamenti di interpiano secondo X								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
I	0,0018	0,0002	0,0018	0,0016	0,0002	0,0016	4,0	0,0005
II	0,0026	0,0002	0,0027	0,0024	0,0002	0,0025	3,2	0,0008
III	0,0030	0,0002	0,0030	0,0028	0,0003	0,0029	3,2	0,0009
IV	0,0030	0,0002	0,0030	0,0027	0,0003	0,0028	3,2	0,0009

Spostamenti di interpiano secondo Y								
Livello	P_1			P_2			Altezza di piano h	$(d_r/h)_{max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$		
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
I	0,0002	0,0017	0,0017	0,0002	0,0022	0,0023	4	0,0006
II	0,0002	0,0025	0,0026	0,0002	0,0033	0,0033	3,2	0,0010
III	0,0002	0,0029	0,0030	0,0002	0,0038	0,0039	3,2	0,0012
IV	0,0002	0,0030	0,0030	0,0002	0,0039	0,0040	3,2	0,0012

Centro di massa in A'' e in B'



Spostamenti di interpiano secondo X								
Livello	P_1			P_2			Altezza	$(d_r/h)_{max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$	E_x	E_y	$d_r = E_x + 30\% E_y$	di piano h	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
I	0,0018	0,0002	0,0018	0,0016	0,0002	0,0016	4,0	0,0005
II	0,0026	0,0002	0,0027	0,0024	0,0002	0,0025	3,2	0,0008
III	0,0030	0,0002	0,0030	0,0028	0,0003	0,0029	3,2	0,0009
IV	0,0030	0,0002	0,0030	0,0027	0,0003	0,0028	3,2	0,0009

Spostamenti di interpiano secondo Y								
Livello	P_1			P_2			Altezza	$(d_r/h)_{max}$
	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$	E_x	E_y	$d_r = E_y + 30\% E_x$	di piano h	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
I	0,0002	0,0022	0,0023	0,0002	0,0017	0,0017	4	0,0006
II	0,0002	0,0033	0,0034	0,0002	0,0025	0,0025	3,2	0,0010
III	0,0002	0,0038	0,0039	0,0002	0,0029	0,0030	3,2	0,0012
IV	0,0002	0,0039	0,0040	0,0002	0,0029	0,0030	3,2	0,0012

Per l'azione sismica di progetto, risulta pertanto verificato, che gli spostamenti strutturali, non producono danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio in quanto gli spostamenti interpiano (d_r) ottenuti dall'analisi sono inferiori al limite:

$$d_{r,\max} = 0,0013 h \leq 0,005 h$$

per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa

Si osservi come la notevole rigidità del sistema costituito dalle pareti, testimoniata anche dai valori dei periodi propri dei primi modi, limiti molto l'importanza della verifica allo SLD rispetto ai sistemi strutturali intelaiati studiati nei capitoli precedenti.

Nell'edificio a telaio duttilità A $d_{r,\max}=0,0047$ a duttilità B $d_{r,\max}=0,0043$