

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI FEDERICO II



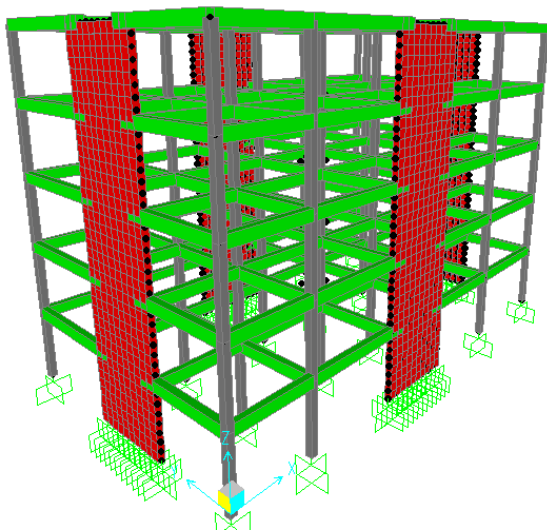
FACOLTÀ DI INGEGNERIA DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA STRUTTURALE

CORSO DI “TEORIA E PROGETTO DELLE COSTRUZIONI IN C.A.”

a.a. 2010/2011

Progetto di un edificio a parete in zona sismica

Relazione di calcolo strutturale



Docente:

Prof. Ing. G. Magliulo

Assistente:

Dott.Ing. C. Petrone

Dott.Ing. M. Ercolino

Gruppo: N° 18

Studenti:

Costigliola Rosario Michele M56/009

De Fusco Danilo M56/003

De Martino Francesco M56/059

Vicidomini Mario M56/071

INDICE

1	INTRODUZIONE.....	2
2	SCHEMA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE.....	3
3	MATERIALI UTILIZZATI.....	4
4	AZIONE SISMICA.....	5
5	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	7
6	COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	12
7	ANALISI DEI CARICHI.....	15
8	CALCOLO DEI PESI SISMICI.....	23
9	DISTRIBUZIONE DELLE FORZE SISMICHE.....	28
10	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	29
11	VERIFICA A SLD.....	31
12	VERIFICHE DI REGOLARITA' IN Pianta ED IN ELEVAZIONE.....	34
13	VERIFICA DI TORSIODEFORMABILITA'.....	36
	 <i>VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</i>	 42
14	SOLLECITAZIONI DI CALCOLO.....	43
15	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE.....	46
16	VERIFICA A TAGLIO.....	48

1 INTRODUZIONE

La presente relazione si prefigge lo scopo di illustrare i calcoli strutturali svolti per la progettazione di una parete in cemento armato inserita in una struttura mista telaio-parete equivalente a parete destinata a civile abitazione presso il Comune di Montemiletto (AV).

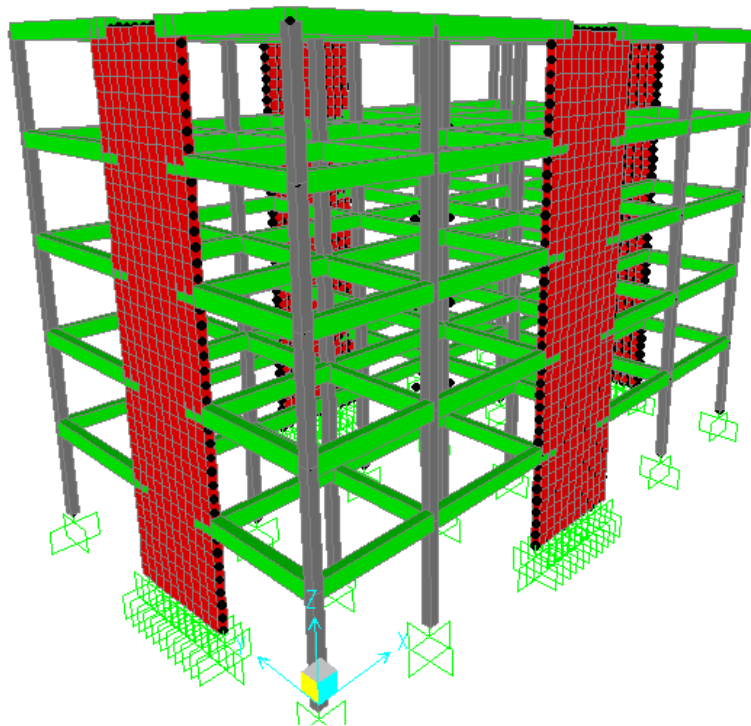
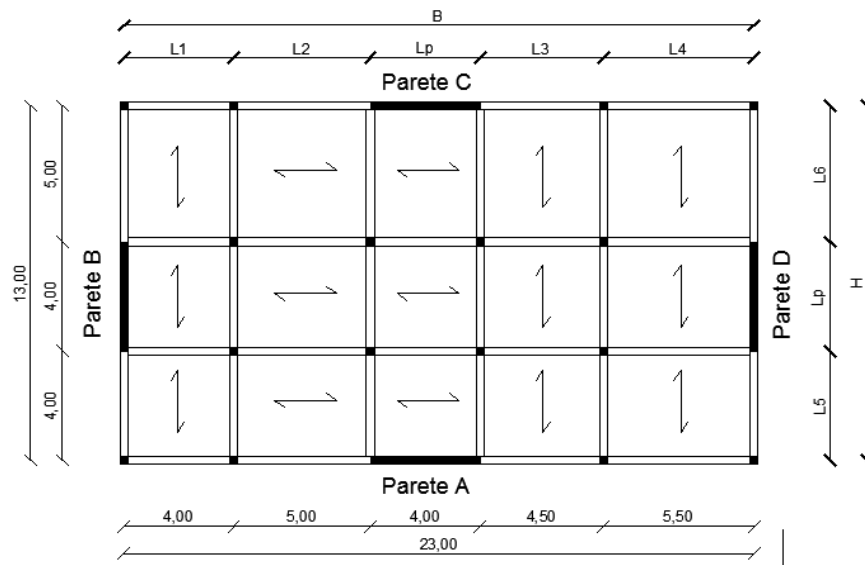
Per quanto concerne:

- la determinazione delle azioni di progetto e loro combinazione;
- le caratteristiche dei materiali utilizzati;
- i criteri di verifica semiprobabilistici agli stati limite;
- prescrizioni e indicazioni varie;

si fa riferimento al DM 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni –NTC-) in vigore dal 14/02/2008, alla Circolare del Ministero delle Infrastrutture n. 617 del 02/02/2009 e agli Eurocodici:

Eurocode 2. Design of concrete structures – Part 1-1: General rules, and rules for buildings; Eurocode 8. Design of structures for earthquakes resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.

2 SCHEMA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE



La struttura in esame si presenta con cinque impalcati rettangolari con un sviluppo in pianta di 23,00 x 13,00 m² aventi altezza d'interpiano pari a 3,2m per un'altezza complessiva di circa 16,0 m. Su ciascun piano sono disposti 16 pilastri di dimensione 30 x 30 cm² e 4 pareti di dimensioni 400 x 30 cm² che vanno a definire 4 telai paralleli alla direzione X e 6 telai paralleli alla direzione Y. Le dimensioni dei pilastri e delle travi si assumono costanti lungo tutta l'altezza del fabbricato; per quanto riguarda le travi esse sono del tipo emergenti con dimensioni 30 x 50 cm² a tutti i piani.

3 MATERIALI UTILIZZATI

CALCESTRUZZO

Le opere in cemento armato gettate in opera si realizzano con un conglomerato cementizio del tipo C25/30. Per la determinazione delle resistenze di calcolo occorre riferirsi alle NTC al § 11.2.10. La resistenza a compressione vale:

$$f_{ck} = 25MPa \quad R_{ck} = 30MPa \quad f_{cm} = 25 + 8 = 33MPa$$

Le resistenze a trazione semplice ed a flessione valgono rispettivamente:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,56MPa \quad f_{ctm} = 1,2 \cdot f_{ctm} = 3,07MPa ;$$

Il modulo elastico si assume pari a:

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 31476MPa$$

La resistenza di calcolo è infine pari a:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{1,5} = 14,17MPa ;$$

ACCIAIO

L'acciaio dolce utilizzato per le armature delle opere in c.a. è del tipo B450C . Per la determinazione delle resistenze di calcolo occorre riferirsi al § 11.3.2.1 delle NTC:

$$f_{yk} = 450MPa$$

Per quanto concerne le resistenze di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 391,30MPa ;$$

4 AZIONE SISMICA

Le NTC adottano un approccio prestazionale agli stati limite per la progettazione delle strutture nuove e per la verifica di quelle esistenti. L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascuna prestazione, moltiplicandone la vita nominale V_N per un coefficiente d'uso C_U [2.4.3 – NTC]. Per le costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti (classe d'uso II) [2.4.2 – NTC] il coefficiente d'uso C_U assume valore unitario. La vita nominale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tab. 2.4.I delle NTC e per strutture ordinarie vale:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Di conseguenza:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Noto il periodo di riferimento, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono, come detto, a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Le NTC prevedono quattro stati limite: due di esercizio, Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD); e due ultimi: Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) [3.2.1 – NTC].

Per le classi d'uso I e II, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito [7.1 – NTC]:

nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD; nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati [tab. 3.2.1 – NTC], sono:

$$SLD \rightarrow P_{VR} = 63\%$$

$$SLV \rightarrow P_{VR} = 10\%$$

Noto P_{VR} , il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni è pari a:

$$SLD \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,63)} = 50 \text{ anni}$$

$$SLV \rightarrow T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0,10)} = 475 \text{ anni}$$

Noto il periodo di ritorno dell'azione sismica, le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale:

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Con riferimento al sito di Montemiletto (AV) (Long. 14°.9082 E, Lat. 41°.0127 N) la categoria di sottosuolo è di tipo B [tab. 3.2.II – NTC]; si suppone inoltre che l'edificio sorga su una superficie pianeggiante pertanto la categoria topografica di riferimento è la T_1 [tab. 3.2.IV – NTC].

5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica di riferimento è definita a partire dai parametri a_g , F_o , T_c^* individuati nell'allegato B alle NTC in funzione dei punti del reticolo dei riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia e del periodo di ritorno dell'azione sismica T_R . Supposto che l'edificio da progettare sorga nel comune di Montemiletto (AV) e che precisamente le coordinate geografiche del sito siano:

Long. 14°.9082 E, Lat. 41°.0127 N

Dalla tabella dell'allegato B alle NTC si ricavano i valori indicati nel seguente prospetto:

	SLD ($T_R = 50$ anni)	SLV ($T_R = 475$ anni)
a_g	0,081	0,247
F_o	2,324	2,317
T_c^*	0,294	0,370

Quale che sia il periodo di ritorno e quindi dello stato limite considerato, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle seguenti espressioni [eq. 3.2.4 – 3.2.3.2.1 – NTC]:

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

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

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

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

In cui:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione ($S=S_S \cdot S_T$), essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica [tab. 3.2.V – NTC] e S_T il coefficiente di amplificazione topografica [tab. 3.2.VI – NTC] pari a 1,0 per categoria topografica T_1 .

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, pari a $T_B = T_C/3$.

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4,0 \cdot (a_g/g) + 1,6$.

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

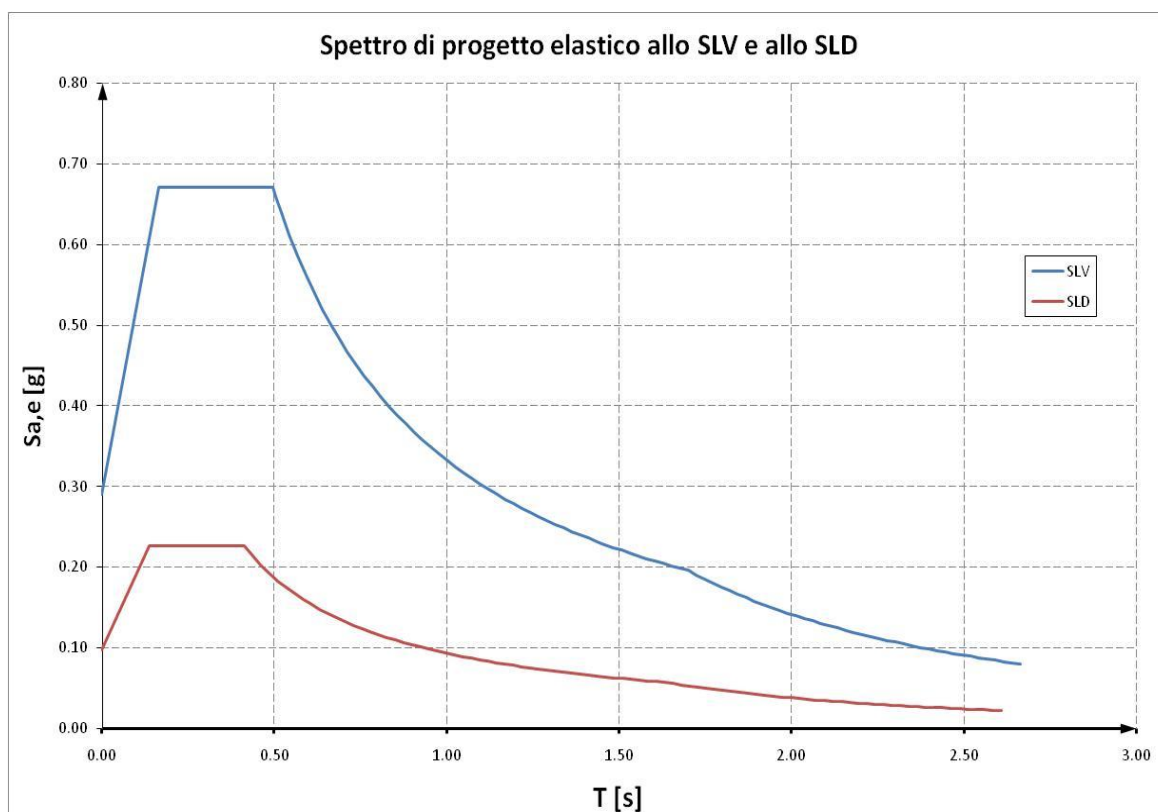
$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}$$

dove:

ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione. In particolare per uno smorzamento convenzionale del 5% il valore di η è unitario.

Nel seguente prospetto si riportano i valori dei parametri S, T_C, T_B, T_D , necessari per la costruzione dello spettro di risposta elastico:

ID 48975	SLD ($T_R = 50$ anni)	SLV ($T_R = 475$ anni)
S_s	1,20	1,20
S	1,20	1,20
C_c	1,405	1,324
$T_C(s)$	0,413	0,496
$T_B(s)$	0,138	0,165
$T_D(s)$	1,633	1,701



In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in elevazione e del numero di piani è possibile determinare il fattore di struttura q [7.4.3.2 – NTC]:

$$q = q_0 \cdot K_r \cdot K_w$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione [7.2.2 – NTC] con valori pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari.

$$K_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per struttura a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0)/3 \leq 1 & \text{per struttura a pareti, miste equivalenti a pareti, torsio deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra le altezze e le larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscono significativamente tra loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

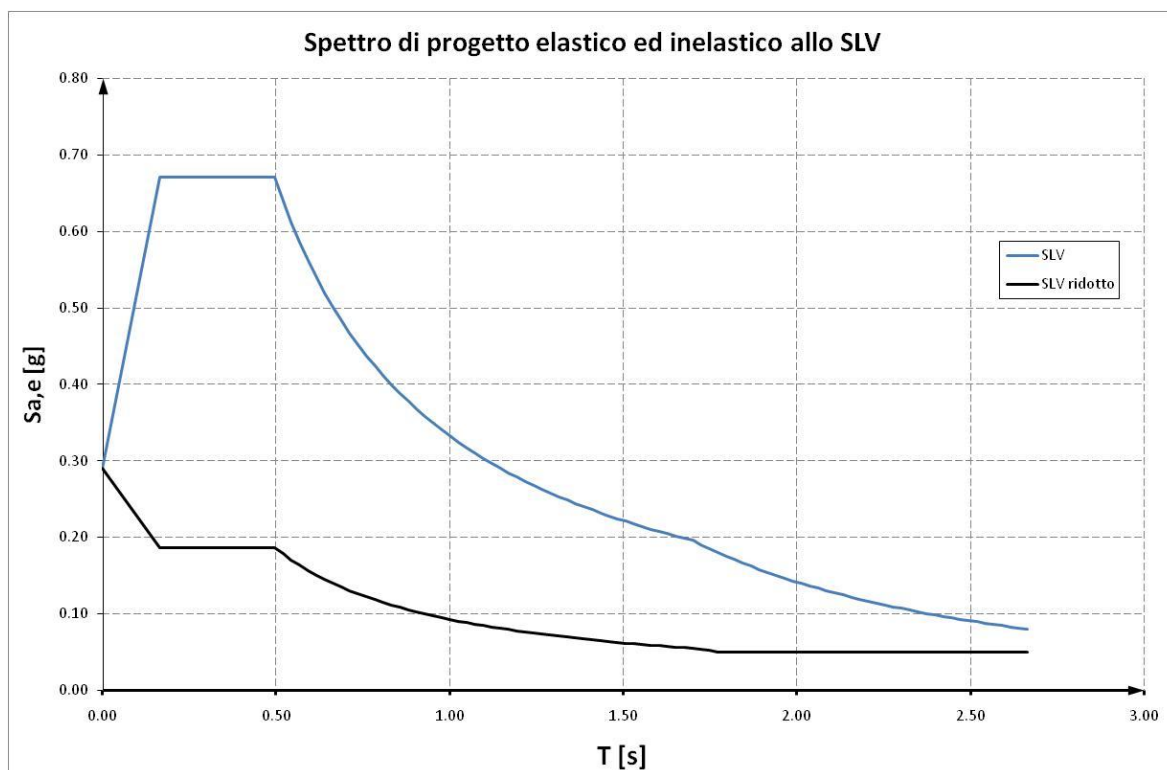
Come dimostrano i risultati dell'analisi, più del 90% del taglio alla base viene assorbito dalle pareti pertanto la struttura sismo-resistente si può considerare mista equivalente a parete:

Piano I (Fx)											
telaio 1x		T	telaio 2x		T	telaio 3x		T	telaio 4x		T
		[kN]			[kN]			[kN]			[kN]
pil_101		5.28	pil_105		7.66	pil_109		7.66	pil_113		5.31
pil_102		8.92	pil_106		6.94	pil_110		7.00	pil_114		8.97
pil_103		9.10	pil_107		7.07	pil_111		7.12	pil_115		9.14
pil_104		4.70	pil_108		7.41	pil_112		7.40	pil_116		4.72
A1		1511.79	B1		18.01	B1		18.01	C1		1512.84
TOT		1539.79	D1		17.02	D1		17.02	TOT		1540.97
			TOT		64.10	TOT		64.19			

Piano I (Fy)											
telaio 5y	T	telaio 6y	T	telaio 7y	T	telaio 8y	T	telaio 9y	T	telaio 10y	T
	[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]
pil_101	8.40	pil_102	5.55	pil_106	7.70	pil_107	7.73	pil_103	5.54	pil_104	8.51
pil_113	7.42	pil_105	7.29	pil_110	7.48	pil_111	7.50	pil_108	7.39	pil_116	7.52
B1	1510.37	pil_109	7.11	A1	17.93	A1	17.93	pil_112	7.21	D1	1515.60
TOT	1526.18	pil_114	5.19	C1	17.25	C1	17.25	pil_115	5.18	TOT	1531.63
		TOT	25.13	TOT	50.37	TOT	50.42	TOT	25.33		

$$q_0 = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6$$
$$q = q_o \cdot K_R \cdot K_w = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_l} \cdot K_R \cdot K_w = 3,0 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1 = 3,6$$

Lo spettro di progetto si ricava dallo spettro elastico riducendo le ordinate, sostituendo nelle relazioni (3.2.4) η con $1/q$ [3.2.3.5 - NTC].



Noti gli spettri di progetto entrando con il valore del periodo proprio della struttura T_1 si individua il valore dell'accelerazione di progetto. Per costruzioni civili che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, il periodo della struttura può essere stimato con la seguente relazione [7.3.3.2 – NTC];

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,050 \cdot 16,0^{3/4} = 0,400(\text{sec})$$

Nel caso in esame si hanno dunque i seguenti valori di accelerazione:

	Sd [g]
SLD	0,226
SLV	0,671
SLV ridotto	0,186

6 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si riportano le seguenti combinazioni delle azioni [2.5.3 – NTC]:

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

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

- Combinazione CARATTERISTICA (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

- Combinazione QUASI PERMANENTE (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

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

essendo:

G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P è l'azione della precompressione;

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili;

E è l'azione sismica;

Nelle formule sopra riportate il simbolo $+$ vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali γ sono riportati nella tab. 2.6.I:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti di combinazione Ψ sono riportati nella tab. 2.5.I:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

I valori caratteristici delle azioni variabili sono riportati nella tab. 3.1.II:

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

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

7 ANALISI DEI CARICHI

Note le dimensioni degli elementi strutturali si procede all'analisi dei carichi unitari facendo riferimento alla tab.3.1.I NTC per i valori dei pesi per unità di volume dei diversi materiali:

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

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Solaio:

Peso proprio strutturale solaio				
	γ	b	h	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m ²]
G _{soletta}	25	1.00	0.05	1.25
G _{travetti}	25	0.20	0.20	1.00
G _{1, sol}	2.25			

Peso proprio non strutturale solaio				
	γ	b	h	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m ²]
G _{laterizi}	8	0.80	0.20	1.28
G _{intonaco}	18	1.00	0.02	0.36
G _{massetto}	15	1.00	0.04	0.60
G _{pavimento}	0.40			
G _{tramezzi}	1.20			
G _{2, sol}	2.24			

Carico Accidentale				
				[kN/m ²]
Q _{k, sol}	2.00			

Travi:

Peso Proprio trave				
	γ_{cls}	b _{tr}	h _{tr}	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m]
G _{1, trave 30x50}	25	0.30	0.50	3.75

Peso proprio delle fasce piene				
	γ_{cls}	b _{fp}	h _{sol}	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m]
G _{1, fp est}	25	0.10	0.25	0.63
G _{1, fp int}	25	0.20	0.25	1.25

Pilastri:

Peso proprio dei pilastri				
	γ_{cls}	b_{pil}	h_{pil}	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m]
$G_{1,pil\ 30 \times 30}$	25	0.30	0.30	2.25

Tamponature:

Peso proprio tamponatura esterna				
	γ	b	h	
	[kN/m ³]	[m]	[m]	[kN/m ²]
$G_{fod\ est}$	8	0.1		0.8
$G_{fod\ int}$	8	0.15		1.2
$G_{intonaco}$	18	0.02		0.36
G_{tamp}	2.36			

Si riportano di seguito i calcoli dei carichi a metro lineare portati dalle travi.

Travi	b _{trave} [m]	G _{trave} [kN/m]	G _{ip} [kN/m]	Tipo	b _{ip} [m]	Fascia 1/2 m [m]	L _{sdaio} [m]	G _{sobio->trave} [kN/m]	G _{tamp->trave} [kN/m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]
tra_101	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_102	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_103	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_104	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_105	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_106	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_107	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_108	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_109	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_110	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_111	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_112	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_113	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_114	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_115	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_116	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_117	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_118	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_119	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_120	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_121	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_122	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_123	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_124	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_125	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_126	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_127	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_128	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_129	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_130	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_131	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_132	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_133	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_134	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00

Travi	b _{trave} [m]	G _{trave} [kN/m]	G _{ip} [kN/m]	Tipo	b _{ip} [m]	Fascia 1/2 m [m]	L _{solaio} [m]	G _{solaio -> trave} [kN/m]	G _{tamp->trave} [kN/m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]
tra_201	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_202	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_203	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_204	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_205	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_206	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_207	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_208	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_209	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_210	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_211	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_212	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_213	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_214	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_215	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_216	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_217	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_218	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_219	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_220	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_221	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_222	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_223	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_224	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_225	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_226	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_227	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_228	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_229	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_230	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_231	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_232	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_233	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_234	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00

Travi	b _{trave} [m]	G _{trave} [kN/m]	G _{ip} [kN/m]	Tipo	b _{ip} [m]	Fascia 1/2 m [m]	L _{solaio} [m]	G _{solaio->trave} [kN/m]	G _{tamp->trave} [kN/m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]
tra_301	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_302	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_303	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_304	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_305	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_306	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_307	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_308	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_309	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_310	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_311	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_312	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_313	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_314	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_315	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_316	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_317	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_318	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_319	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_320	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_321	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_322	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_323	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_324	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_325	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_326	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_327	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_328	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_329	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_330	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_331	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_332	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_333	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_334	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00

Travi	b _{trave} [m]	G _{trave} [kN/m]	G _{ip} [kN/m]	Tipo	b _{ip} [m]	Fascia 1/2 m [m]	L _{solaio} [m]	G _{solaio -> trave} [kN/m]	G _{tamp->trave} [kN/m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]
tra_401	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_402	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_403	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_404	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	4.78	16.06	3.50
tra_405	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_406	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_407	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_408	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_409	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_410	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_411	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_412	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_413	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_414	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_415	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_416	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_417	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_418	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	4.78	19.11	4.50
tra_419	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_420	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_421	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_422	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_423	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_424	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_425	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_426	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_427	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_428	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_429	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_430	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_431	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_432	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_433	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00
tra_434	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	4.78	8.45	1.00

Travi	b _{trave} [m]	G _{trave} [kN/m]	G _{ip} [kN/m]	Tipo	b _{ip} [m]	Fascia 1/2 m [m]	L _{solaio} [m]	G _{solaio -> trave} [kN/m]	G _{tamp->trave} [kN/m]	G _k [kN/m]	Q _k [kN/m]
tra_501	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	2.39	13.67	3.50
tra_502	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	2.39	6.06	1.00
tra_503	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	2.39	13.67	3.50
tra_504	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	1.75	10.66	2.39	13.67	3.50
tra_505	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_506	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_507	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_508	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_509	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	3.50	21.32	0.00	22.57	7.00
tra_510	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_511	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_512	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_513	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_514	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_515	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	2.39	16.72	4.50
tra_516	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	2.39	6.06	1.00
tra_517	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	2.39	16.72	4.50
tra_518	0.3	3.75	0.63	est, princ	0.1	0.00	2.25	13.70	2.39	16.72	4.50
tra_519	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	2.39	6.06	1.00
tra_520	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	2.39	6.06	1.00
tra_521	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_522	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_523	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.75	16.75	0.00	18.00	5.50
tra_524	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_525	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_526	0.3	3.75	1.25	int, princ	0.2	0.00	4.00	24.36	0.00	25.61	8.00
tra_527	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_528	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_529	0.3	3.75	1.25	int, princ-sec	0.2	0.50	2.25	13.70	0.00	14.95	4.50
tra_530	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_531	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_532	0.3	3.75	1.25	int, sec	0.2	1.00	1.00	6.09	0.00	7.34	2.00
tra_533	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	2.39	6.06	1.00
tra_534	0.3	3.75	0.63	est, sec	0.1	0.50	0.50	3.05	2.39	6.06	1.00

8 CALCOLO DEI PESI SISMICI

Avendo calcolato i carichi unitari per i diversi elementi della struttura è possibile determinare i pesi sismici al fine di determinare la forza statica equivalente:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W_{tot} \cdot \lambda$$

Solaio:

peso sismico competente al solaio per m²:

$$w_{sol} = G_{1,sol} + G_{2,sol} + \psi_2 \cdot Q_{k,sol}$$

Peso sismico solaio:

$$W_{sol} = w_{sol} \cdot A_{sol}$$

Solaio		
w_{solaio}	A	W_{solaio}
[KN/m ²]	[m ²]	[KN]
5.09	299.00	1521.91

Tamponatura:

Incidenza tamponatura:

$$I_{tamp} = 0.75 \cdot G_{tamp} \cdot \left(\frac{H_i + H_{i+1}}{2} - h_{trave} \right)$$

Peso sismico tamponatura:

$$W_{tamp} = I_{tamp} \cdot l_{tamp}$$

Tamponatura					
piano	H_i	h_{trave}	$I_{tamponatura}$	$l_{tamponatura}$	$W_{tamponatura}$
	[m]	[m]	[KN/m]	[m]	[KN]
1	3.20	0.50	4.78	53.60	256.15
2	3.20	0.50	4.78	53.60	256.15
3	3.20	0.50	4.78	53.60	256.15
4	3.20	0.50	4.78	53.60	256.15
5	3.20	0.50	3.72	53.60	199.23

Travi:

Peso sismico travi:

$$W_{trave} = G_{trave} \cdot l_{trave} = \gamma_{cls} \cdot [(b_{tr} \cdot h_{tr}) + (h_{sol} \cdot b_{fp})] - G^*_{sol} \cdot (b_{tr} + b_{fp})$$

Ove: $G^*_{sol} = G_{travetti} + G_{pignatte} + G_{soletta}$

Travi								
Piano	tipo	b _{trave}	H _{trave}	b _{fp}	G* _{solaio}	G _{trave}	l _{trave}	W
		[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[KN/m]	[m]	[KN]
1	interna	0.30	0.50	0.20	3.53	3.24	92.00	297.62
	esterna	0.30	0.50	0.10		2.96	53.00	157.04
							W _{trave,1}	454.66

Piano	tipo	b _{trave}	H _{trave}	b _{fp}	G* _{solaio}	G _{trave}	l _{trave}	W
		[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[KN/m]	[m]	[KN]
2	interna	0.30	0.50	0.20	3.53	3.24	92.00	297.62
	esterna	0.30	0.50	0.10		2.96	53.00	157.04
							W _{trave,2}	454.66

Piano	tipo	b _{trave}	H _{trave}	b _{fp}	G* _{solaio}	G _{trave}	l _{trave}	W
		[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[KN/m]	[m]	[KN]
3	interna	0.30	0.50	0.20	3.53	3.24	92.00	297.62
	esterna	0.30	0.50	0.10		2.96	53.00	157.04
							W _{trave,3}	454.66

Piano	tipo	b _{trave}	H _{trave}	b _{fp}	G* _{solaio}	G _{trave}	l _{trave}	W
		[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[KN/m]	[m]	[KN]
4	interna	0.30	0.50	0.20	3.53	3.24	92.00	297.62
	esterna	0.30	0.50	0.10		2.96	53.00	157.04
							W _{trave,4}	454.66

Piano	tipo	b _{trave}	H _{trave}	b _{fp}	G* _{solaio}	G _{trave}	l _{trave}	W
		[m]	[m]	[m]	[KN/m ²]	[KN/m]	[m]	[KN]
5	interna	0.30	0.50	0.20	3.53	3.24	92.00	297.62
	esterna	0.30	0.50	0.10		2.96	53.00	157.04
							W _{trave,4}	454.66

Pilastr:

Peso sismico pilastri:

$$W_{pil} = \gamma_{cls} \cdot A_{pil} \cdot \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \cdot n$$

Pilastr				
Piano	A _{pil}	H _i	n°pil	W _{pil}
	[m ²]	[m]	-	[KN]
1	0.09	3.2	16	115.2
2	0.09	3.2	16	115.2
3	0.09	3.2	16	115.2
4	0.09	3.2	16	115.2
5	0.09	3.2	16	57.6

Pareti:

Peso sismico pareti:

$$W_{par} = I_{par} \cdot l_{parete}$$

Pareti					
Piano	G _{par}	H _i	I _{par}	l _{parete}	W _{parete}
	[KN/m ²]	[m]	[kN/m]	[m]	[KN]
1	7.5	3.2	36	16	576
2	7.5	3.2	36	16	576
3	7.5	3.2	36	16	576
4	7.5	3.2	36	16	576
5	7.5	3.2	24	16	384

Sommando i pesi sismici degli elementi si ottengono i pesi sismici di ogni piano:

$$W_i = W_{sol} + W_{tamp} + W_{travi} + W_{pil} + W_{par}$$

Piano I	w [KN/m ²]	W [KN]	M [t]
solai	5.09	1521.91	155.14
pareti	1.93	576.00	58.72
tamponatura	0.86	256.15	26.11
travi	1.52	454.66	46.35
pilastri	0.39	115.20	11.74
tot	9.78	2923.92	298.06

Piano II	w [KN/m ²]	W [KN]	M [t]
solai	5.09	1521.91	155.14
pareti	1.93	576.00	58.72
tamponatura	0.86	256.15	26.11
travi	1.52	454.66	46.35
pilastri	0.39	115.20	11.74
tot	9.78	2923.92	298.06

Piano III	w [KN/m ²]	W [KN]	M [t]
solai	5.09	1521.91	155.14
pareti	1.93	576.00	58.72
tamponatura	0.86	256.15	26.11
travi	1.52	454.66	46.35
pilastri	0.39	115.20	11.74
tot	9.78	2923.92	298.06

Piano IV	w [KN/m ²]	W [KN]	M [t]
solai	5.09	1521.91	155.14
pareti	1.93	576.00	58.72
tamponatura	0.86	256.15	26.11
travi	1.52	454.66	46.35
pilastri	0.39	115.20	11.74
tot	9.78	2923.92	298.06

Piano V	w [KN/m ²]	W [KN]	M [t]
solai	5.09	1521.91	155.14
pareti	1.28	384.00	39.14
tamponatura	0.67	199.23	20.31
travi	1.52	454.66	46.35
pilastri	0.19	57.60	5.87
tot	8.75	2617.40	266.81

Ovviamente il peso sismico totale sarà la somma dei pesi sismici ad ogni piano:

tabella riepilogativa	
piani	W [kN]
1	2923.92
2	2923.92
3	2923.92
4	2923.92
5	2617.40
tot	14313.09

9 DISTRIBUZIONE DELLE FORZE SISMICHE

Noto il peso sismico totale è possibile definire la forza di taglio totale alla base sia allo SLD sia allo SLV:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W_{tot} \cdot \lambda$$

$$\text{SLD: } F_h = 0.226 \cdot 16705 \cdot 0.85 = 3209kN$$

$$\text{SLV: } F_h = 0.186 \cdot 16705 \cdot 0.85 = 2647kN$$

Si procede alla ripartizione di tale forza ad ogni impalcato ove si ipotizza siano concentrate le masse sismiche:

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum_j W_j \cdot z_j}$$

SLD:

$$F_1 = 220.56kN$$

$$F_2 = 441.12kN$$

$$F_3 = 661.68kN$$

$$F_4 = 882.24kN$$

$$F_5 = 1003.45kN$$

SLV:

$$F_1 = 181.91kN$$

$$F_2 = 363.81kN$$

$$F_3 = 545.72kN$$

$$F_4 = 727.62kN$$

$$F_5 = 827.59kN$$

10 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Ogni elemento trave o pilastro è indicato con un codice formato da 3 elementi di cui il primo è identificativo della tipologia (tra_ = trave, pil_ = pilastro), il secondo del livello di appartenenza (1, 2, 3, 4) mentre l'ultimo identifica l'elemento stesso: ad esempio l'elemento tra_215 rappresenta la trave n°15 del 2° livello.

La norma prevede la possibilità di eseguire analisi lineari o non lineari [7.3.1 – *NTC*]. Nel caso in esame si è fatto riferimento alla sola analisi lineare statica, per cui il modello è elastico lineare.

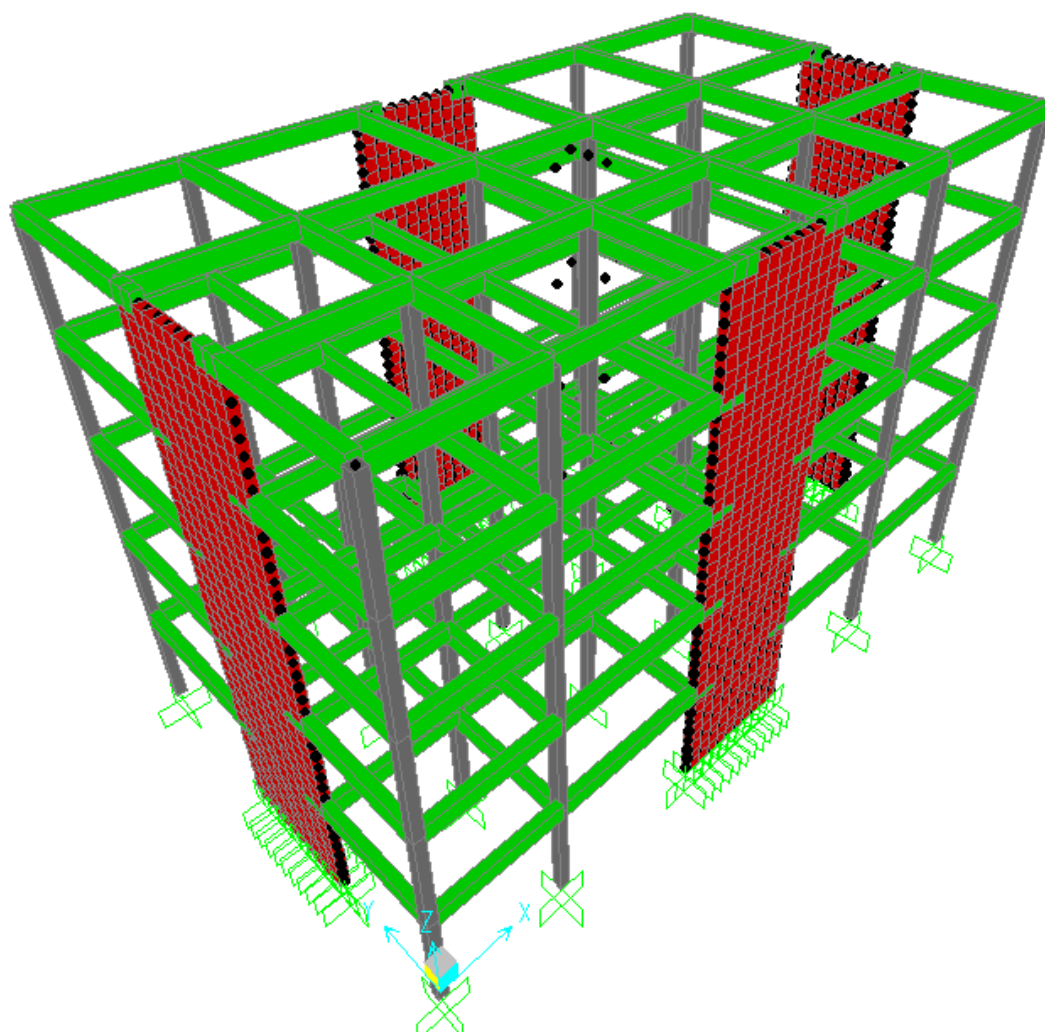
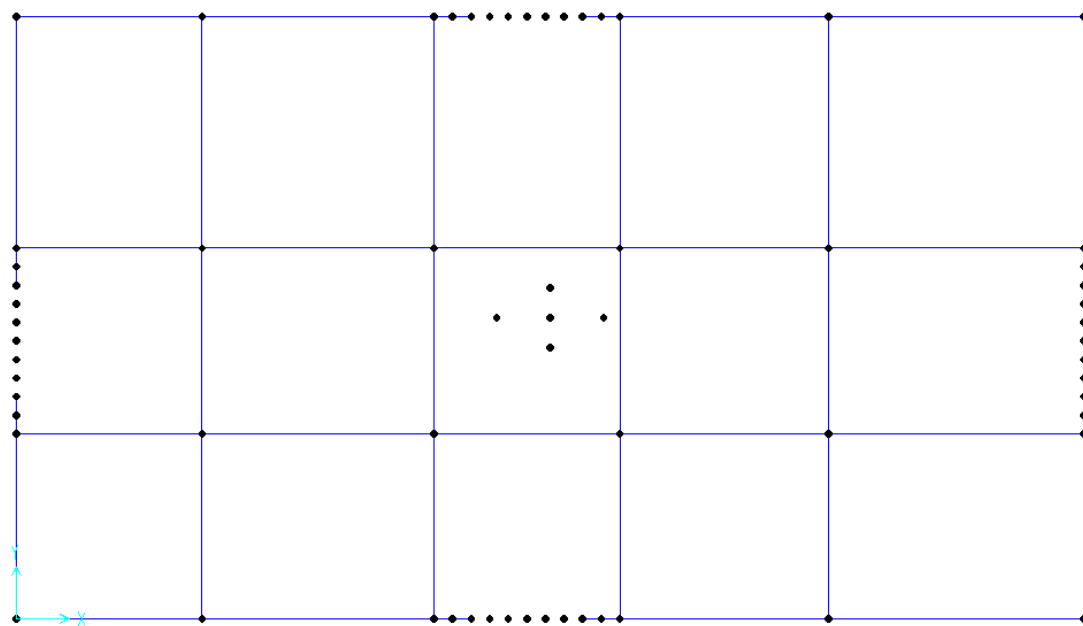
La rigidezza flessionale e a taglio delle sole travi è stata ridotta alla metà per tener conto della fessurazione come consentito dalla norma [7.2.6 – *NTC*]; la rigidezza dei pilastri, invece, è stata ridotta del 25%; la rigidezza torsionale è stata posta pari a 0 sia per travi sia per pilastri. Il solaio è stato considerato come infinitamente rigido nel proprio piano; questo si traduce nell'applicare un vincolo di tipo Diaphragm per tutti i punti appartenenti al solaio, definendone uno per ciascuna quota z .

La parete è stata modellata come elemento shell costituito da una mesh quadrata di lato pari a 40 cm. Per tener conto del fenomeno di interazione locale telaio parete le travi convergenti verso le pareti sono state prolungate all'interno di esse per 2 nodi.

Per tenere conto di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita un'eccentricità accidentale, rispetto alla posizione derivante dal calcolo. Per gli edifici, ciò può essere fatto, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione ortogonale all'azione sismica [7.2.6 – *NTC*]. 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:

$$e_y = 5\% \text{ di } 13\text{m} = 0,65 \text{ m} \qquad e_x = 5\% \text{ di } 23\text{m} = 1,15 \text{ m}$$

Si riporta di seguito la vista in pianta e in 3d della struttura modellata al SAP.



11 VERIFICA A SLD

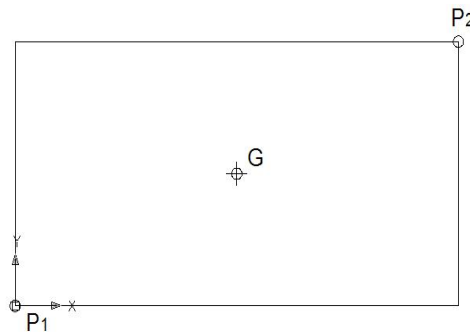
Scopo della verifica a SLD è di limitare il drift di piano entro certi limiti al fine di scongiurare danni agli elementi non strutturali quali ad esempio le tamponature, i tramezzi, gli infissi i quali danneggiandosi non compromettono la stabilità dell'opera ma incidono notevolmente in termini economici nella fase di ripristino dell'edificio.

Nel condurre la verifica a SLD non viene considerata la componente verticale del sisma ma solo quella orizzontale [7.2.1 – NTC]. La norma tiene conto delle diverse componenti dell'azione sismica e della variabilità spaziale del moto [7.3.5 – NTC] e prescrive di combinare gli effetti del sisma in entrambi le direzioni:

$$\begin{aligned} E_1 &= 100\% \cdot E_x + 30\% \cdot E_y; E_2 = -100\% \cdot E_x - 30\% \cdot E_y; \\ E_3 &= 100\% \cdot E_x - 30\% \cdot E_y; E_4 = -100\% \cdot E_x + 30\% \cdot E_y; \\ E_5 &= 100\% \cdot E_y + 30\% \cdot E_x; E_6 = -100\% \cdot E_y - 30\% \cdot E_x; \\ E_7 &= 100\% \cdot E_y - 30\% \cdot E_x; E_8 = -100\% \cdot E_y + 30\% \cdot E_x; \end{aligned}$$

Inoltre la norma prevede di considerare un'eccentricità accidentale della posizione del baricentro delle masse, in quanto non nota a priori, e di porla pari a $\pm 5\%$ della dimensione del fabbricato in entrambi le direzioni [7.2.6 – NTC]; ne consegue che allo SLD le verifiche da effettuare sono $8 \times 4 = 32$ combinazioni. Ai fini didattici si è deciso di trascurare questo effetto dell'eccentricità accidentale pertanto le combinazioni da verificare si riducono a 8. In realtà assumendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel proprio piano essendo costituito da una soletta collaborante di spessore pari a 50mm le combinazioni si riducono a 4 in quanto gli effetti delle combinazioni definite precedentemente con gli indici pari (E_2, E_4, E_6, E_8) risultano essere uguali ed opposti alle combinazioni definite con gli indici dispari (E_1, E_3, E_5, E_7).

In definitiva la verifica si attua applicando alla struttura nei baricentri delle masse ad ogni piano le F_i valutate precedentemente per lo SLD e nel valutare il rapporto $\frac{\delta_r}{h} = \Theta$ di due punti opposti per ogni piano in modo da considerare eventuali moti torsionali della struttura.



La verifica risulta soddisfatta se il rapporto $\frac{\delta_r}{h} = \Theta \leq 0.005$.

Si riportano di seguito i risultati delle analisi:

SPOSTAMENTI ASSOLUTI E_5 ; E_7					
Piano	Nodi	$E_x + 0.3E_y$		$E_x - 0.3E_y$	
		U1	U2	U1	U2
1	N_101	0.0016	0.0005	0.0016	-0.0005
	N_116	0.0016	0.0005	0.0017	-0.0005
2	N_201	0.0052	0.0016	0.0052	-0.0015
	N_216	0.0052	0.0016	0.0052	-0.0016
3	N_301	0.0098	0.0031	0.0098	-0.0028
	N_316	0.0099	0.0030	0.0099	-0.0030
4	N_401	0.0149	0.0047	0.0149	-0.0042
	N_416	0.0149	0.0046	0.0150	-0.0045
5	N_501	0.0200	0.0063	0.0199	-0.0057
	N_516	0.0200	0.0062	0.0202	-0.0060

SPOSTAMENTI RELATIVI E_5						
$E_x + 0.3E_y$						
Piano	Nodi	$\delta U1$	$\delta U2$	h_i	Θ_1 [‰]	Θ_2 [‰]
1	N_101	0.0016	0.0005	3.2	0.5	0.2
	N_116	0.0016	0.0005	3.2	0.5	0.2
2	N_201	0.0036	0.0011	3.2	1.1	0.3
	N_216	0.0036	0.0011	3.2	1.1	0.3
3	N_301	0.0046	0.0015	3.2	1.4	0.5
	N_316	0.0046	0.0014	3.2	1.5	0.4
4	N_401	0.0051	0.0016	3.2	1.6	0.5
	N_416	0.0051	0.0016	3.2	1.6	0.5
5	N_501	0.0051	0.0016	3.2	1.6	0.5
	N_516	0.0051	0.0016	3.2	1.6	0.5
					OK	OK

SPOSTAMENTI RELATIVI E_7						
$E_x - 0.3E_y$						
Piano	Nodi	$\delta U1$	$\delta U2$	h_i	Θ_1 [‰]	Θ_2 [‰]
1	N_101	0.0016	-0.0005	3.2	0.5	0.1
	N_116	0.0017	-0.0005	3.2	0.5	0.2
2	N_201	0.0036	-0.0010	3.2	1.1	0.3
	N_216	0.0036	-0.0011	3.2	1.1	0.3
3	N_301	0.0046	-0.0013	3.2	1.4	0.4
	N_316	0.0047	-0.0014	3.2	1.5	0.4
4	N_401	0.0051	-0.0014	3.2	1.6	0.4
	N_416	0.0051	-0.0015	3.2	1.6	0.5
5	N_501	0.0051	-0.0014	3.2	1.6	0.4
	N_516	0.0051	-0.0015	3.2	1.6	0.5
					OK	OK

SPOSTAMENTI ASSOLUTI E_1 ; E_3					
Piano	Nodi	$E_y + 0.3E_x$		$E_y - 0.3E_x$	
		U1	U2	U1	U2
1	N_101	0.0005	0.0017	-0.0005	0.0016
	N_116	0.0005	0.0017	-0.0005	0.0017
2	N_201	0.0016	0.0052	-0.0016	0.0052
	N_216	0.0015	0.0053	-0.0016	0.0053
3	N_301	0.0030	0.0098	-0.0029	0.0098
	N_316	0.0029	0.0100	-0.0031	0.0100
4	N_401	0.0045	0.0149	-0.0044	0.0148
	N_416	0.0043	0.0152	-0.0047	0.0151
5	N_501	0.0060	0.0200	-0.0060	0.0198
	N_516	0.0058	0.0204	-0.0062	0.0203

SPOSTAMENTI RELATIVI E_1						
$E_y + 0.3E_x$						
Piano	Nodi	$\delta U1$	$\delta U2$	h_i	Θ_1 [‰]	Θ_2 [‰]
1	N_101	0.0005	0.0017	3.2	0.2	0.5
	N_116	0.0005	0.0017	3.2	0.2	0.5
2	N_201	0.0011	0.0036	3.2	0.3	1.1
	N_216	0.0010	0.0036	3.2	0.3	1.1
3	N_301	0.0014	0.0046	3.2	0.4	1.4
	N_316	0.0013	0.0047	3.2	0.4	1.5
4	N_401	0.0015	0.0051	3.2	0.5	1.6
	N_416	0.0015	0.0052	3.2	0.5	1.6
5	N_501	0.0015	0.0051	4.2	0.4	1.2
	N_516	0.0015	0.0052	5.2	0.3	1.0
					OK	OK

SPOSTAMENTI RELATIVI E_3						
$E_y - 0.3E_x$						
Piano	Nodi	$\delta U1$	$\delta U2$	h_i	Θ_1 [‰]	Θ_2 [‰]
1	N_101	-0.0005	0.0016	3.2	0.2	0.5
	N_116	-0.0005	0.0017	3.2	0.2	0.5
2	N_201	-0.0011	0.0035	3.2	0.3	1.1
	N_216	-0.0011	0.0036	3.2	0.3	1.1
3	N_301	-0.0014	0.0046	3.2	0.4	1.4
	N_316	-0.0014	0.0047	3.2	0.5	1.5
4	N_401	-0.0015	0.0050	3.2	0.5	1.6
	N_416	-0.0016	0.0052	3.2	0.5	1.6
5	N_501	-0.0015	0.0050	4.2	0.4	1.2
	N_516	-0.0016	0.0052	5.2	0.3	1.0
					OK	OK

Dalla valutazione di tali risultati si evince che la verifica a SLD è soddisfatta essendo $\Theta \leq 0.005$.

12 VERIFICHE DI REGOLARITA' IN PIANTA ED IN ELEVAZIONE

Le condizioni per le quali si ritiene la struttura **regolare in pianta** sono [7.7.2 – NTC]:

- a) distribuzione in pianta di masse e rigidezze approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali;
- b) rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta inferiore a 4;
- c) dimensione di rientri e sporgenze inferiore al 25% della dimensione totale nella corrispondente direzione;
- d) orizzontamenti infinitamente rigidi rispetto agli elementi verticali.

Per la particolare configurazione in pianta della struttura in progetto, le suddette verifiche di regolarità risultano essere soddisfatte. In particolare, la condizione d) è rispettata in quanto per il solaio è prevista una soletta di 50mm [7.2.6 – NTC].

La **regolarità in altezza** richiede il rispetto delle seguenti limitazioni:

- e) telai e pareti continui per tutta l'altezza;
- f) tra impalcati successivi la variazione di massa deve essere contenuta entro il 25% e può essere unicamente decrescente verso l'alto, a differenza della variazione di rigidezza che potrà variare fino ad un massimo del 30% in diminuzione e del 10% in aumento;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto tra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) rastremazione in pianta ad ogni piano inferiore al 30% della corrispondente dimensione al primo impalcato ed al 20% di quella relativa al piano sottostante.

Le caratteristiche in elevazione della struttura in esame, progettata in Classe di Duttività "B" e sprovvista di rastremazioni, implicano le sole verifiche di cui ai punti f) e g). Per quanto riguarda il punto f) la norma afferma che si possono considerare regolari in elevazione le strutture con pareti estese lungo tutta l'altezza e con taglio assorbito maggiore del 50% della forza sismica. Per il momento, non avendo ancora progettato la struttura e quindi non conoscendone la resistenza effettiva si omette la verifica del punto g).

Per un edificio con struttura mista telaio-parete equivalente a parete con più piani e più campate progettato in classe di duttilità bassa (CD" B") risulta [tab. 7.4.I – NTC]:

$$q_o = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \cdot 1,2 = 3,6$$

In definitiva, considerando che l'edificio è regolare in elevazione, il valore del fattore di struttura da utilizzare risulta essere:

$$q = q_o \cdot K_R \cdot K_w = 3,0 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot K_R \cdot K_w = 3,0 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 1 = 3,6$$

I valori di q_o sono riportati nella tab.7.4.I in funzione della tipologia strutturale e della Classe di Duttilità:

Tabella 7.4.I – Valori di q_o

Tipologia	q_o	
	CD" B"	CD" A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Il rapporto $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$ è funzione della tipologia strutturale e della regolarità in pianta della struttura.

Esso vale 1,2 per le strutture miste.

Il coefficiente K_R vale 1.0 per strutture regolari in elevazione, 0.8 per strutture non regolari in elevazione.

13 VERIFICA DI TORSIODEFORMABILITA'

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie [7.4.3.1 – NTC]:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $\frac{r}{l_s} > 0.8$, nella quale:

r^2 = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano (raggio d'inerzia delle rigidezze);

$$l_s^2 = \left(\frac{L^2 + B^2}{12} \right) = \text{raggio d'inerzia delle masse};$$

- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Bisogna verificare se la nostra struttura sia deformabile torsionalmente o meno: a tal fine bisogna determinare ad ogni piano preliminarmente la posizione del baricentro delle rigidezze e successivamente valutare i termini r e l_s .

Le posizioni dei baricentri delle rigidezze si possono ottenere tramite le espressioni:

$$X_{CR}^i = \frac{\sum K_{y,j}^i \cdot x_j^i}{\sum K_{y,j}^i};$$
$$Y_{CR}^i = \frac{\sum K_{x,j}^i \cdot y_j^i}{\sum K_{x,j}^i};$$

ove:

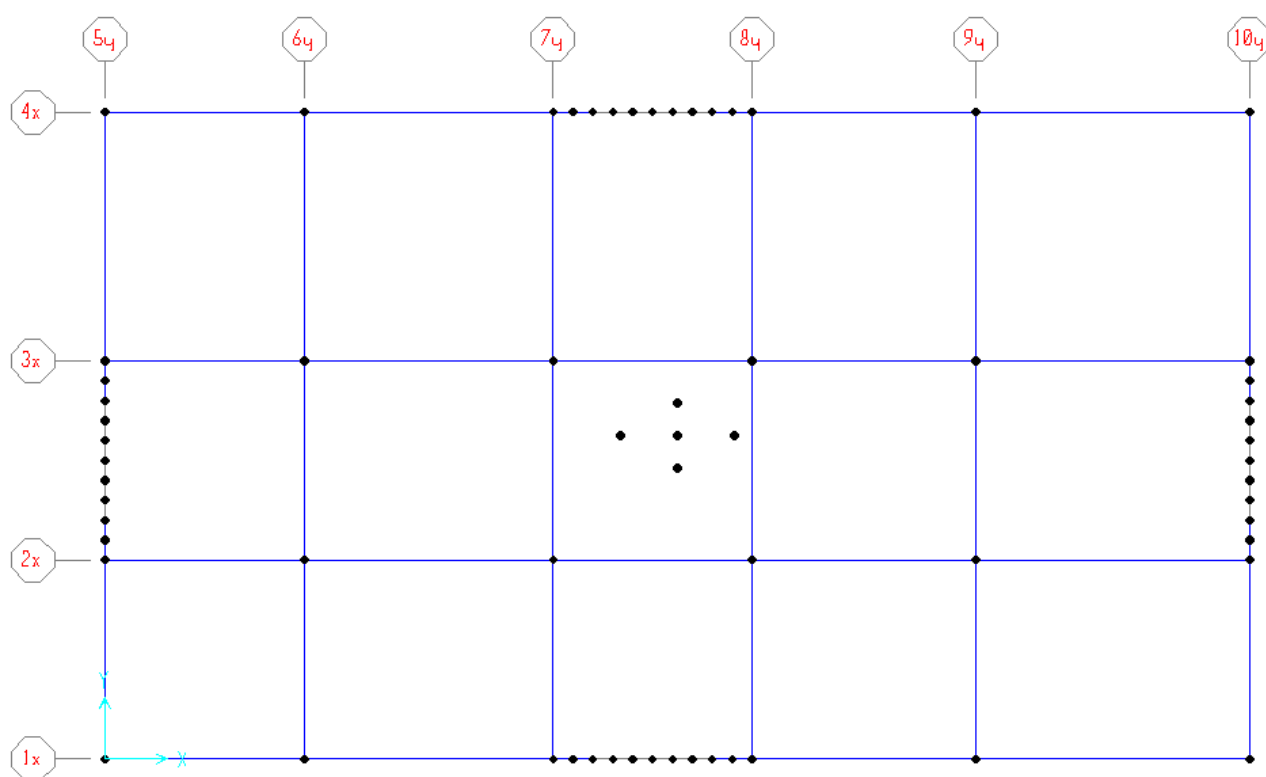
$K_{x,j}^i; K_{y,j}^i$ = rigidezze laterali lungo x e y del j-esimo telaio al piano i-esimo;

$x_j^i; y_j^i$ = distanze dei telai misurate lungo x e y da due assi di riferimento.

Le rigidezze laterali si possono valutare semplicemente come il rapporto tra taglio agente al piano diviso lo spostamento relativo d'interpiano:

$$K = \frac{T}{d_{rel}}$$

Si riportano di seguito le indicazioni dei telai e i calcoli delle posizioni del baricentro delle rigidezze ad ogni piano.



PIANO I										
TELAI	d _{ass}	d _{rel}	T	K	y	x	Kx*y	Ky*x	X _{CR}	Y _{CR}
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1x	0.0017	0.0017	1539.79	930946.19	0.00	-	0.00	-	-	6.47
2x	0.0017	0.0017	64.10	38708.64	4.00	-	154834.54	-		
3x	0.0017	0.0017	64.19	38692.89	8.00	-	309543.10	-		
4x	0.0017	0.0017	1540.97	927179.30	13.00	-	12053330.93	-		
				1935527.02				12517708.57		
5y	0.0016	0.0016	1526.18	932872.25	-	0.00	-	0.00	11.41	-
6y	0.0016	0.0016	25.13	15325.00	-	4.00	-	61300.00		
7y	0.0016	0.0016	50.37	30617.93	-	9.00	-	275561.40		
8y	0.0017	0.0017	50.42	30554.85	-	13.00	-	397213.03		
9y	0.0017	0.0017	25.33	15313.18	-	17.50	-	267980.65		
10y	0.0017	0.0017	1531.63	922667.47	-	23.00	-	21221351.81		
				1947350.68				22223406.89		

PIANO II										
TELAI	d _{ass}	d _{rel}	T	K	y	x	Kx*y	Ky*x	X _{CR}	Y _{CR}
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1x	0.0052	0.0036	1406.57	394216.93	0.00	-	0.00	-	-	6.47
2x	0.0052	0.0036	13.05	3648.49	4.00	-	14593.96	-		
3x	0.0052	0.0036	13.05	3642.38	8.00	-	29139.03	-		
4x	0.0053	0.0036	1406.65	391714.01	13.00	-	5092282.09	-		
				793221.80				5136015.08		
5y	0.0052	0.0035	1380.91	392191.99	-	0.00	-	0.00	11.39	-
6y	0.0052	0.0035	49.26	13943.67	-	4.00	-	55774.70		
7y	0.0052	0.0035	59.83	16871.69	-	9.00	-	151845.18		
8y	0.0052	0.0036	59.96	16862.20	-	13.00	-	219208.66		
9y	0.0052	0.0036	49.79	13950.97	-	17.50	-	244141.92		
10y	0.0052	0.0036	1388.74	387482.70	-	23.00	-	8912102.12		
				841303.22				9583072.57		

PIANO III										
TELAI	d _{ass}	d _{rel}	T	K	y	x	Kx*y	Ky*x	X _{CR}	Y _{CR}
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1x	0.0099	0.0046	1159.10	249483.86	0.00	-	0.00	-	-	6.47
2x	0.0099	0.0047	17.67	3795.21	4.00	-	15180.84	-		
3x	0.0099	0.0047	17.67	3787.08	8.00	-	30296.61	-		
4x	0.0099	0.0047	1159.01	247704.64	13.00	-	3220160.29	-		
				504770.78			3265637.75			
5y	0.0097	0.0046	1126.26	246231.09	-	0.00	-	0.00	11.37	-
6y	0.0098	0.0046	63.32	13794.55	-	4.00	-	55178.21		
7y	0.0098	0.0046	78.62	17047.05	-	9.00	-	153423.46		
8y	0.0098	0.0046	78.83	17032.20	-	13.00	-	221418.54		
9y	0.0099	0.0046	64.11	13796.21	-	17.50	-	241433.72		
10y	0.0099	0.0047	1136.23	243304.71	-	23.00	-	5596008.35		
				551205.81			6267462.29			

PIANO IV											
TELAI	d _{ass}	d _{rel}	T	K	y	x	Kx*y	Ky*x	X _{CR}	Y _{CR}	
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	
1x	0.0150	0.0051	824.51	162209.13	0.00	-	0.00	-	-	6.46	
2x	0.0150	0.0051	16.40	3219.14	4.00	-	12876.55	-			
3x	0.0150	0.0051	16.40	3210.94	8.00	-	25687.55	-			
4x	0.0151	0.0051	823.91	160826.47	13.00	-	2090744.10	-			
				329465.68			2129308.19				
5y	0.0147	0.0050	789.72	158132.76	-	0.00	-	0.00	11.35	-	
6y	0.0148	0.0050	67.81	13524.93	-	4.00	-	54099.72			
7y	0.0148	0.0050	79.64	15805.12	-	9.00	-	142246.08			
8y	0.0149	0.0051	79.89	15785.81	-	13.00	-	205215.57			
9y	0.0150	0.0051	68.79	13533.94	-	17.50	-	236843.89			
10y	0.0150	0.0051	799.83	156492.47	-	23.00	-	3599326.75			
				373275.03			4237732.01				

PIANO V										
TELAI	d _{ass}	d _{rel}	T	K	y	x	Kx*y	Ky*x	X _{CR}	Y _{CR}
	[m]	[m]	[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1x	0.0200	0.0051	369.50	162209.13	0.00	-	0.00	-	-	6.46
2x	0.0201	0.0051	132.48	3219.14	4.00	-	12876.55	-		
3x	0.0201	0.0051	133.03	3210.94	8.00	-	25687.55	-		
4x	0.0202	0.0051	368.44	160826.47	13.00	-	2090744.10	-		
				329465.68				2129308.19		
5y	0.0197	0.0050	329.98	66062.46	-	0.00	-	0.00	11.32	-
6y	0.0198	0.0050	75.69	15082.90	-	4.00	-	60331.61		
7y	0.0199	0.0050	89.78	17791.82	-	9.00	-	160126.34		
8y	0.0200	0.0051	90.07	17772.00	-	13.00	-	231036.01		
9y	0.0200	0.0051	76.83	15082.84	-	17.50	-	263949.74		
10y	0.0202	0.0051	341.10	66556.68	-	23.00	-	1530803.71		
				198348.71				2246247.41		

Note le posizioni dei baricentri delle rigidezze bisogna determinare:

$$r_x^i = \sqrt{\frac{I_p^i}{\sum K_{y,j}^i}} \quad r_y^i = \sqrt{\frac{I_p^i}{\sum K_{x,j}^i}}$$

Ove:

$$I_p^i = \sum K_{y,j}^i \cdot (x_j^i)^2 + \sum K_{x,j}^i \cdot (y_j^i)^2$$

Con x_j^i, y_j^i = distanze del j-esimo telaio misurate lungo x e y rispetto al baricentro delle rigidezze.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati per la valutazione dei rapporti $\frac{r}{l_s}$ in entrambi le direzioni ad ogni piano; si evince da tali valutazioni che la struttura non è deformabile torsionalmente.

PIANO I											
TELAI	K	x_{CR}	y_{CR}	$K_y x_{CR}^2$	$K_x y_{CR}^2$	r_x	r_y	ρ	r_x / ρ	r_y / ρ	VERIFICA
	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	$r_x / \rho > 0,8$
1x	930946.19	-	6.47	-	38938192	12.94	-	7.63	1.70	-	OK
2x	38708.64	-	2.47	-	235648.9		-			-	
3x	38692.89	-	-1.53	-	90891.57		-			-	
4x	927179.30	-	-6.53	-	39567993		-			-	
	1935527.02				78832725						
5y	932872.25	-11.41	-	121494080	-	-	12.98	7.63	1.70	-	OK
6y	15325.00	-7.41	-	841949	-	-				-	
7y	30617.93	-2.41	-	178146	-	-				-	
8y	30554.85	1.59	-	77040	-	-				-	
9y	15313.18	6.09	-	567541	-	-				-	
10y	922667.47	11.59	-	123894752	-	-				-	
	1947350.68				247053506						

PIANO II											
TELAI	K	x_{CR}	y_{CR}	$K_y x_{CR}^2$	$K_x y_{CR}^2$	r_x	r_y	ρ	r_x / ρ	r_y / ρ	VERIFICA
	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	$r_x / \rho > 0,8$
1x	394216.93	-	6.47	-	16527173	12.80	-	7.63	1.68	-	OK
2x	3648.49	-	2.47	-	22347.09		-			-	
3x	3642.38	-	-1.53	-	8472.153		-			-	
4x	391714.01	-	-6.53	-	16678088		-			-	
	793221.80				33236080						
5y	392191.99	-11.39	-	50886569	-	-	13.18	7.63	1.73	-	OK
6y	13943.67	-7.39	-	761647	-	-				-	
7y	16871.69	-2.39	-	96433	-	-				-	
8y	16862.20	1.61	-	43668	-	-				-	
9y	13950.97	6.11	-	520691	-	-				-	
10y	387482.70	11.61	-	52222882	-	-				-	
	841303.22				104531891						

PIANO III											
TELAI	K	x_{CR}	y_{CR}	$K_y x_{CR}^2$	$K_x y_{CR}^2$	r_x	r_y	ρ	r_x / ρ	r_y / ρ	VERIFICA
	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	$r_x / \rho > 0,8$
1x	249483.86	-	6.47	-	10442153	12.58	-	7.63	1.65	-	OK
2x	3795.21	-	2.47	-	23145.69		-			-	
3x	3787.08	-	-1.53	-	8870.431		-			-	
4x	247704.64	-	-6.53	-	10563818		-			-	
	504770.78				21037987						
5y	246231.09	-11.37	-	31834554	-	-	13.14	7.63	1.72	-	OK
6y	13794.55	-7.37	-	749370	-	-				-	
7y	17047.05	-2.37	-	95789	-	-				-	
8y	17032.20	1.63	-	45227	-	-				-	
9y	13796.21	6.13	-	518342	-	-				-	
10y	243304.71	11.63	-	32906052	-	-				-	
	551205.81				66149333						

PIANO IV											
TELA I	K	x _{CR}	y _{CR}	K _y x _{CR} ²	K _x y _{CR} ²	r _x	r _y	ρ	r _x /ρ	r _y /ρ	VERIFICA
	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	r _x /r _y > 0,8
1x	162209.13	-	6.46	-	6775354	12.32	-	7.63	1.62	-	OK
2x	3219.14	-	2.46	-	19527.1		-			-	
3x	3210.94	-	-1.54	-	7586.287		-			-	
4x	160826.47	-	-6.54	-	6872678		-			-	
329465.68					13675145						
5y	158132.76	-11.35	-	20381257	-	-	13.11		-	1.72	OK
6y	13524.93	-7.35	-	731215	-	-			-		
7y	15805.12	-2.35	-	87495	-	-			-		
8y	15785.81	1.65	-	42829	-	-			-		
9y	13533.94	6.15	-	511415	-	-			-		
10y	156492.47	11.65	-	21229191	-	-			-		
373275.03				42983402							

PIANO V											
TELA I	K	x _{CR}	y _{CR}	K _y x _{CR} ²	K _x y _{CR} ²	r _x	r _y	ρ	r _x /ρ	r _y /ρ	VERIFICA
	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	r _x /ρ > 0,8
1x	162209.13	-	6.46	-	6775354	12.85	-	7.63	1.68	-	OK
2x	3219.14	-	2.46	-	19527.1		-			-	
3x	3210.94	-	-1.54	-	7586.287		-			-	
4x	160826.47	-	-6.54	-	6872678		-			-	
	329465.68					13675145					
5y	66062.46	-11.35	-	8514592	-	-	9.97		-	1.31	OK
6y	15082.90	-7.35	-	815446	-	-			-		
7y	17791.82	-2.35	-	98493	-	-			-		
8y	17772.00	1.65	-	48218	-	-			-		
9y	15082.84	6.15	-	569944	-	-			-		
10y	66556.68	11.65	-	9028834	-	-			-		
	198348.71				19075527						

VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Parete c

14 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

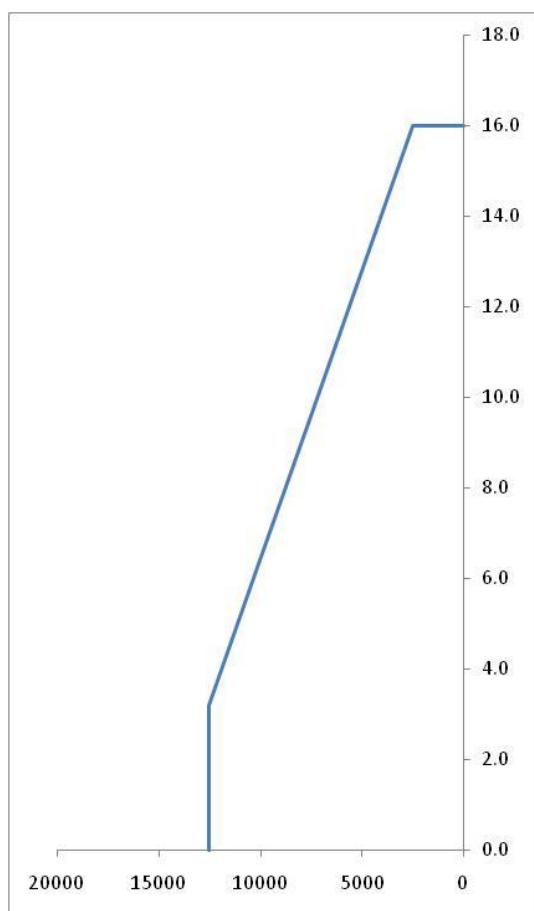
Come previsto della norma [7.4.4.5.1 – NTC], in mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo sono state ricavate con una procedura semplificata. Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. Tale involucpo può essere assunto lineare e cioè con momento massimo alla base della parete e nullo in sommità a patto che la struttura non presenti significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza.

La traslazione può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona anelastica alla base); tale dimensione si assume pari alla più grande tra le seguenti grandezze:

- altezza della sezione di base della parete ($l_p=4,00m$);
- un sesto dell'altezza della parete ($h_w=2,66m$);

L'altezza non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6 ($H_{pt}=3,20m$) e di due volte l'altezza della sezione di base ($2 \cdot l_p=8,00m$).

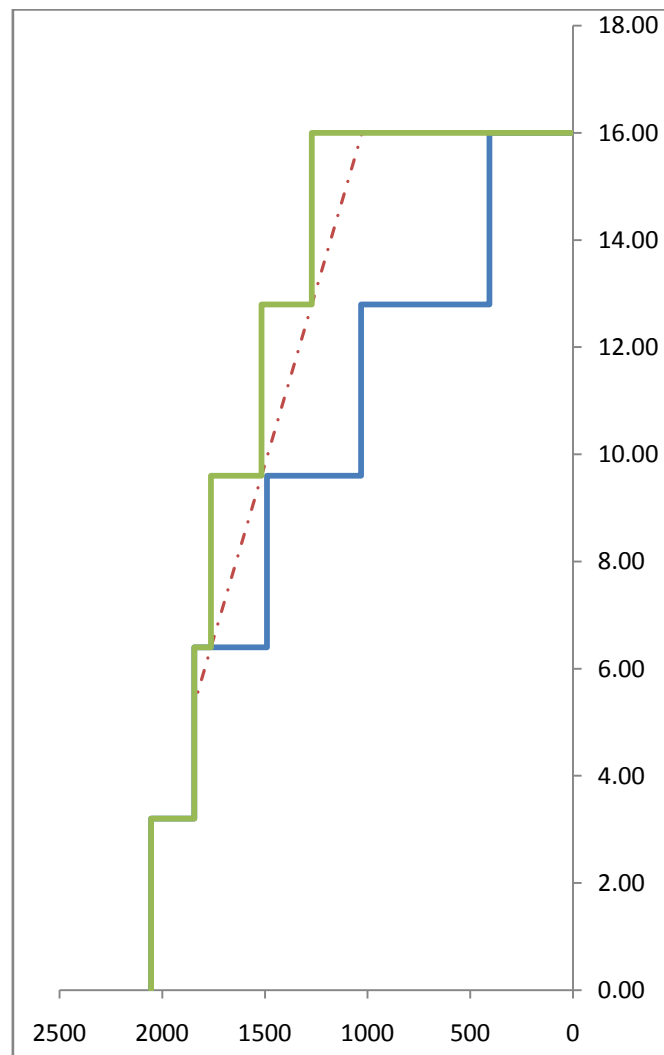
Nel caso in esame h_{cr} viene a coincidere con l'altezza del piano terra e cioè 3,20m.



Per strutture sia in CD “B” che in CD “A” si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. In particolare per le strutture in CD “B” il taglio deve essere incrementato per un fattore

$$\varepsilon = 1.5$$

Dati per i diagrammi dei tagli.				
z	Ved(SAP)	$\gamma_{rd} \cdot \text{Ved(SAP)}$	Ved(norma)	Ved
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
0.00	1369	2054	2054	2054
3.20	1369	2054	2054	2054
3.20	1229	1844	1844	1844
5.33	1229	1844	1844	1844
6.40	1229	1844	1762	1844
6.40	994	1491	1762	1762
9.60	994	1491	1517	1762
9.60	688	1032	1517	1517
12.80	688	1032	1272	1517
12.80	271	407	1272	1272
16.00	271	407	1027	1272
16.00	0	0	0	0



Siccome il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto della forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessura orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di analisi più accurate essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

15 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si effettua con riferimento al rettangolo di base; nel caso in esame la progettazione non è stata eseguita per la sola sezione di base ma si è considerata la variabilità spaziale delle sollecitazioni agenti così da ottimizzare i quantitativi di armatura longitudinale e trasversale da disporre.

Per tutte le pareti lo sforzo normale di compressione non deve eccedere, in CD "B", il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo. Per tale verifica si considera lo sforzo normale massimo agente alle basi delle singole pareti maggiorato dal 50% dei carichi verticali in condizioni sismiche per tener conto della forza assiale dinamica aggiuntiva.

$$v_{\max}^{\text{parete i}} = \frac{N_{\max} + 0,50 \cdot N_{G_1 + G_2 + 0,3Q_k}}{l_w \cdot b_w \cdot f_{cd}}$$

Le verifiche vengono condotte come nei pilastri tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete; a differenza di questi ultimi la flessione che sollecita la parete si può considerare retta perché la rigidezza laterale nel piano della parete è di gran lunga superiore a quella relativa al piano ortogonale rendendo trascurabile il momento agente secondo tale direzione.

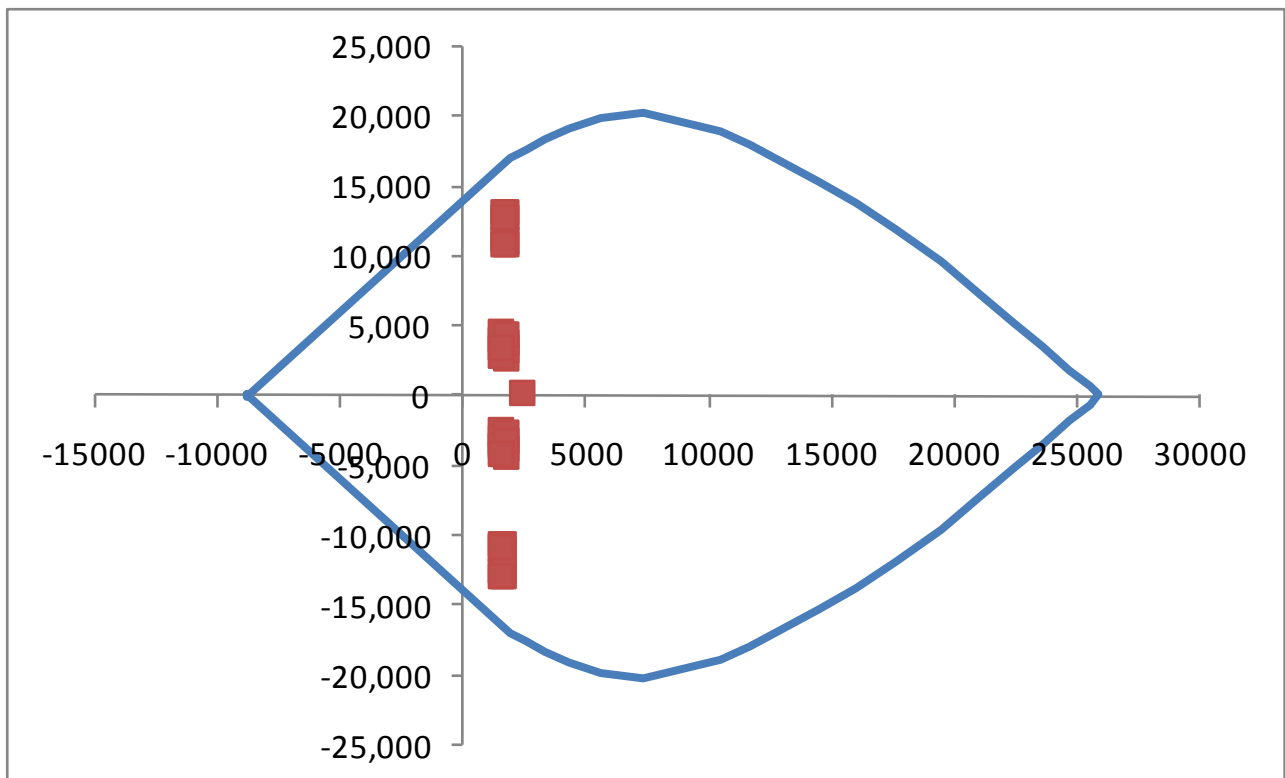
Bisogna verificare che in ogni sezione il momento resistente deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo:

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

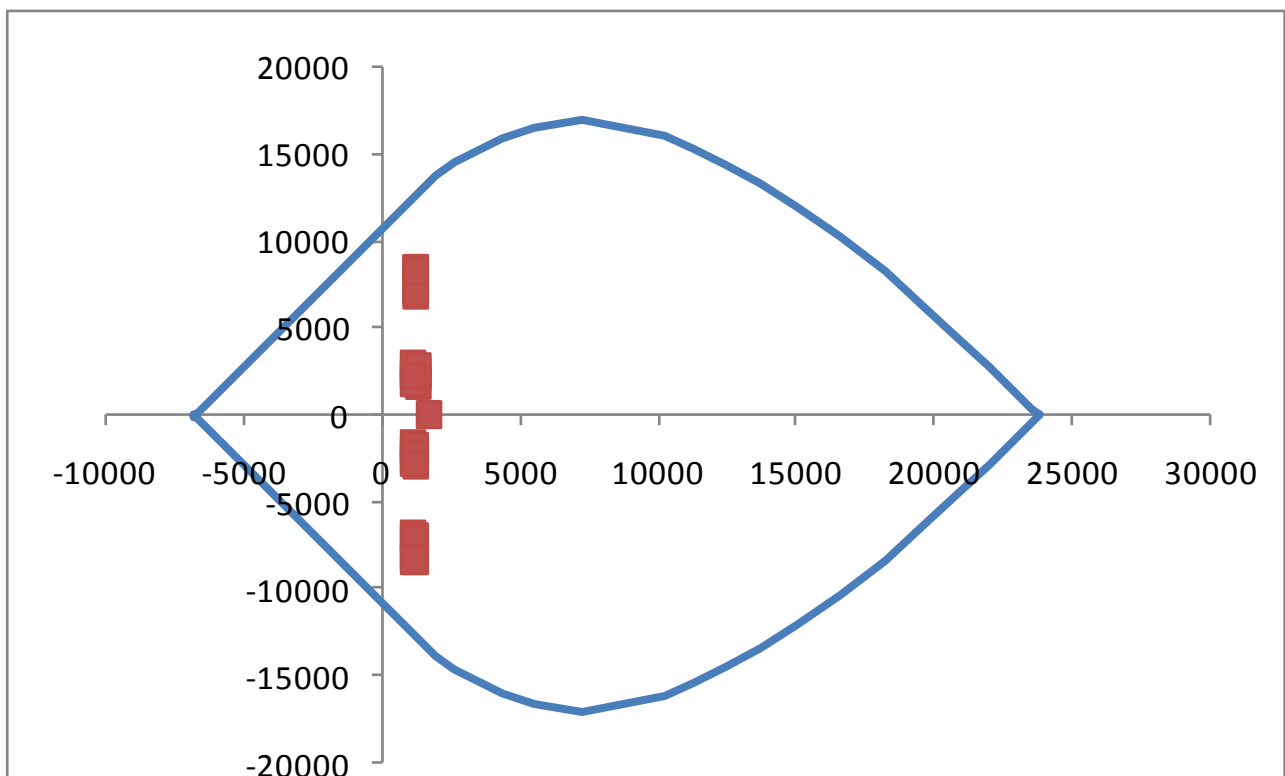
Per la verifica delle sollecitazioni derivanti dalle combinazioni sismiche si considera lo sforzo normale agente alla base della parete minorato dal 50% della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

Verifica a flessione della parete															
Parete	z	N _{Ed,min}	N _{Ed,max}	N' _{Ed,min}	ν _{d,min}	N' _{Ed,max}	ν _{d,max}	M _{Ed}	ZONA CONFINATA			ZONA NON CONFINATA			M _{Rd}
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kNm]	φ	n°	ρ	φ	n°	ρ	[kNm]
D1	0.0	1546	2432	711	0.042	3267	0.192	13200	26	17	3.76%	18	16	0.57%	15622
D2	3.2	1330	2079	611	0.036	2797	0.165	13200	26	17	3.76%	18	16	0.57%	15498
D3	6.4	1116	1717	517	0.030	2316	0.136	10560	22	17	2.69%	18	16	0.57%	12143
D4	9.6	902	1347	425	0.025	1825	0.107	7920	22	17	2.69%	18	16	0.57%	12002
D5	12.8	687	972	333	0.020	1326	0.078	5280	18	17	1.80%	18	16	0.57%	9187
D6	16.0	0	0	0	0.000	0	0.000	2640	18	17	1.80%	18	16	0.57%	0

DOMINIO M-N PARETE D ($z = 0\text{m}$)



DOMINIO M-N PARETE D ($z = 6.4\text{m}$)



16 VERIFICA A TAGLIO

Per le strutture in CD "B" si procede con il modello di traliccio ad inclinazione variabile come per i pilastri e le travi e si deve considerare inoltre la possibile rottura per scorrimento [7.4.4.5.2.2 – NTC].

PARETE D1 DIREZIONE Y									
ZONA CONFINATA									
1) calcolo V_{Rcd} con $ctg \vartheta = 1$									
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
4000	50	3950	300	0.04	1.04	7.085	0	1	3936.106
2) ricavo $ctg \vartheta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed, max}$									
calcolato			$ctg \vartheta$	da limiti normativa			$ctg \vartheta^*$		
			[-]	$1 < ctg \vartheta < 2.5$			[-]		
			3.55				2.5		
3) scelgo il valore idoneo di $ctg \vartheta^*$ compreso tra 1 e 2.5									
4) calcolo V_{Rcd} con $ctg \vartheta^*$									
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta^*$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
4000	50	3950	300	0.04	1.04	7.09	0.00	2.50	2714.56
5) fisso $A_{sw} = staffe \phi 8$ a 2 bracci									
			A_{sw}	[mm ²]	100.53				
6) pongo $V_{Rsd} = V_{Ed}$ e ricavo s									
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]	
4000	50	3950	101	170	391.30	0.00	2.50	2054.23	
7) confronto s con limiti di normativa (Cap. 7)									
Cap. 7.4.6.2.4.									
$s_{max} = \min [100 \text{ mm}; 8 \phi_{long}]$									
100 mm		$8 \phi_{long}$							
[mm]		[mm]							
100		144							
8) determino il valore effettivo di s									
			s	[mm]	100				
9) calcolo V_{Rsd} con valore effettivo di s									
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]	
4000	50	3950	101	100	391.3	0	2.5	3496.144	
10) ricavo $ctg \vartheta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Rsd}$									
calcolato			$ctg \vartheta$	da limiti normativa			$ctg \vartheta$		
			[-]	$1 < ctg \vartheta < 2.5$			[-]		
			2.10				2.10		
11) calcolo V_{Rcd}									
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
4000	50	3950	300	0.04	1.04	7.085	0	2.10	3057.242
12) calcolo di V_{Rsd}									
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rsd}	
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]	
4000	50	3950	101	100	391.3	0	2.10	2934.497	
13) determino V_{Rd} come il Min (V_{Rcd}; V_{Rsd}) e lo confronto con $V_{Ed, max}$									
			V_{Rd}				$V_{Ed, max}$		
			[kN]				[kN]		
			2934.497				2054.232		
						$V_{Rd} > V_{Ed, max}$			
						VERIFICATO			
						SI			

PARETE D2 DIREZIONE Y																								
<u>ZONA NON CONFINATA</u>																								
1) calcolo V_{Rcd} con $ctg \vartheta = 1$																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.04	1.04	7.085	0	1	3913.933															
2) ricavo $ctg \vartheta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed, max}$ 3) scelgo il valore idoneo di $ctg \vartheta^*$ compreso tra 1 e 2.5																								
calcolato		ctg ϑ		da limiti normativa $1 < ctg \vartheta < 2.5$		ctg ϑ^*																		
		[-]				[-]																		
		4.00				2.5																		
4) calcolo V_{Rcd} con $ctg \vartheta^*$																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg ϑ^*	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.04	1.04	7.09	0.00	2.50	2699.26															
5) fisso $A_{sw} = \text{staffe } \phi 8 \text{ a } 2 \text{ bracci}$																								
			A_{sw}	[mm ²]	100.53																			
6) pongo $V_{Rsd} = V_{Ed}$ e ricavo s																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	180	391.30	0.00	2.50	1843.68																
7) confronto s con limiti di normativa (Cap. 4)																								
<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">Cap. 4.1.6.1.2.</th> </tr> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">12 ϕ_{long}</td> <td style="text-align: center;">25 cm</td> <td style="text-align: center;">s</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">[mm]</td> <td style="text-align: center;">[mm]</td> <td style="text-align: center;">[mm]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">216</td> <td style="text-align: center;">250</td> <td style="text-align: center;">180.118</td> </tr> </tbody> </table>										Cap. 4.1.6.1.2.			$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$			12 ϕ_{long}	25 cm	s	[mm]	[mm]	[mm]	216	250	180.118
Cap. 4.1.6.1.2.																								
$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$																								
12 ϕ_{long}	25 cm	s																						
[mm]	[mm]	[mm]																						
216	250	180.118																						
8) determino il valore effettivo di s																								
			s	[mm]	150																			
9) calcolo V_{Rsd} con valore effettivo di s																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	150	391.3	0	2.5	2330.763																
10) ricavo $ctg \vartheta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Rsd}$																								
calcolato		ctg ϑ		da limiti normativa $1 < ctg \vartheta < 2.5$		ctg ϑ																		
		[-]				[-]																		
		2.67				2.50																		
11) calcolo V_{Rcd}																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.04	1.04	7.085	0	2.50	2699.264															
12) calcolo di V_{Rsd}																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	150	391.3	0	2.50	2330.763																
13) determino V_{Rd} come il Min ($V_{Rcd}; V_{Rsd}$) e lo confronto con $V_{Ed, max}$																								
		V_{Rd}				$V_{Ed, max}$		$V_{Rd} > V_{Ed, max}$ VERIFICATO SI																
		[kN]				[kN]																		
		2330.763				1843.678																		

PARETE D3 DIREZIONE Y																								
<u>ZONA NON CONFINATA</u>																								
1) calcolo V_{Rcd} con $ctg \vartheta = 1$																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.03	1.03	7.085	0	1	3892.989															
2) ricavo ctg ϑ ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed, max}$ 3) scelgo il valore idoneo di ctg ϑ^* compreso tra 1 e 2.5																								
			ctg ϑ				ctg ϑ^*																	
			[-]				[-]																	
			4.18				2.5																	
4) calcolo V_{Rcd} con ctg ϑ^*																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg ϑ^*	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.03	1.03	7.09	0.00	2.50	2684.82															
5) fisso $A_{sw} =$ staffe $\phi 8$ a 2 bracci																								
			A_{sw}	[mm ²]	100.53																			
6) pongo $V_{Rsd} = V_{Ed}$ e ricavo s																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	190	391.30	0.00	2.50	1762.02																
7) confronto s con limiti di normativa (Cap. 4)																								
<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">Cap. 4.1.6.1.2.</th> </tr> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$</th> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">12 ϕ_{long}</td> <td style="text-align: center;">25 cm</td> <td style="text-align: center;">s</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">[mm]</td> <td style="text-align: center;">[mm]</td> <td style="text-align: center;">[mm]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">216</td> <td style="text-align: center;">250</td> <td style="text-align: center;">180.118</td> </tr> </thead> </table>										Cap. 4.1.6.1.2.			$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$			12 ϕ_{long}	25 cm	s	[mm]	[mm]	[mm]	216	250	180.118
Cap. 4.1.6.1.2.																								
$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$																								
12 ϕ_{long}	25 cm	s																						
[mm]	[mm]	[mm]																						
216	250	180.118																						
8) determino il valore effettivo di s																								
			s	[mm]	150																			
9) calcolo V_{Rsd} con valore effettivo di s																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	150	391.3	0	2.5	2330.763																
10) ricavo ctg ϑ ponendo $V_{Rcd} = V_{Rsd}$																								
calcolato		ctg ϑ	da limiti normativa $1 < ctg \vartheta < 2.5$				ctg ϑ																	
		[-]					[-]																	
		2.67					2.50																	
11) calcolo V_{Rcd}																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.03	1.03	7.085	0	2.50	2684.820															
12) calcolo di V_{Rsd}																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg ϑ	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	150	391.3	0	2.50	2330.763																
13) determino V_{Rd} come il Min (V_{Rcd}; V_{Rsd}) e lo confronto con $V_{Ed, max}$																								
			V_{Rd}				$V_{Ed, max}$	$V_{Rd} > V_{Ed, max}$ VERIFICATO SI																
			[kN]				[kN]																	
			2330.763				1762.021																	

PARETE D4 DIREZIONE Y																								
<u>ZONA NON CONFINATA</u>																								
1) calcolo V_{Rcd} con $ctg \theta = 1$																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg θ	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.02	1.02	7.085	0	1	3872.520															
2) ricavo $ctg \theta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed, max}$ 3) scelgo il valore idoneo di $ctg \theta^*$ compreso tra 1 e 2.5																								
			ctg θ				ctg θ^*																	
			[-]				[-]																	
			4.90				2.5																	
4) calcolo V_{Rcd} con $ctg \theta^*$																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg θ^*	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.02	1.02	7.09	0.00	2.50	2670.70															
5) fisso $A_{sw} =$ staffe $\phi 8$ a 2 bracci																								
			A_{sw}	[mm ²]	100.53																			
6) pongo $V_{Rsd} = V_{Ed}$ e ricavo s																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg θ	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	230	391.30	0.00	2.50	1517.05																
7) confronto s con limiti di normativa (Cap. 4)																								
<table border="1" style="margin: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;">Cap. 4.1.6.1.2.</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: center;">$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">12 ϕ_{long}</td> <td style="text-align: center;">25 cm</td> <td style="text-align: center;">s</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">[mm]</td> <td style="text-align: center;">[mm]</td> <td style="text-align: center;">[mm]</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">216</td> <td style="text-align: center;">250</td> <td style="text-align: center;">180.118</td> </tr> </table>										Cap. 4.1.6.1.2.			$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$			12 ϕ_{long}	25 cm	s	[mm]	[mm]	[mm]	216	250	180.118
Cap. 4.1.6.1.2.																								
$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$																								
12 ϕ_{long}	25 cm	s																						
[mm]	[mm]	[mm]																						
216	250	180.118																						
8) determino il valore effettivo di s																								
			s	[mm]	150																			
9) calcolo V_{Rsd} con valore effettivo di s																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg θ	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	150	391.3	0	2.5	2330.763																
10) ricavo $ctg \theta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Rsd}$																								
calcolato		ctg θ	da limiti normativa $1 < ctg \theta < 2.5$				ctg θ																	
		[-]					[-]																	
		2.67					2.50																	
11) calcolo V_{Rcd}																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d, min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg θ	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.02	1.02	7.085	0	2.50	2670.703															
12) calcolo di V_{Rsd}																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg θ	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	150	391.3	0	2.50	2330.763																
13) determino V_{Rd} come il Min ($V_{Rcd}; V_{Rsd}$) e lo confronto con $V_{Ed, max}$																								
		V_{Rd}			$V_{Ed, max}$			$V_{Rd} > V_{Ed, max}$																
		[kN]			[kN]			VERIFICATO																
		2330.763			1517.053			SI																

PARETE D5 DIREZIONE Y																								
ZONA NON CONFINATA																								
1) calcolo V_{Rcd} con $ctg \varnothing = 1$																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d,min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg \varnothing	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.02	1.02	7.085	0	1	3852.027															
2) ricavo $ctg \varnothing$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed,max}$ 3) scelgo il valore idoneo di $ctg \varnothing^*$ compreso tra 1 e 2.5																								
			ctg \varnothing	da limiti normativa			ctg \varnothing^*																	
			[-]	1 < ctg \varnothing < 2.5			[-]																	
			5.89				2.5																	
4) calcolo V_{Rcd} con $ctg \varnothing^*$																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d,min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg \varnothing^*	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.02	1.02	7.09	0.00	2.50	2656.57															
5) fisso $A_{sw} =$ staffe $\phi 8$ a 2 bracci																								
			A_{sw}	[mm ²]	100.53																			
6) pongo $V_{Rsd} = V_{Ed}$ e ricavo s																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg \varnothing	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	270	391.30	0.00	2.50	1272.08																
7) confronto s con limiti di normativa (Cap. 4)																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Cap. 4.1.6.1.2.</th> </tr> <tr> <th colspan="3">$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$</th> </tr> <tr> <th>$12 \phi_{long}$</th> <th>25 cm</th> <th>s</th> </tr> <tr> <th>[mm]</th> <th>[mm]</th> <th>[mm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>216</td> <td>250</td> <td>180.118</td> </tr> </tbody> </table>										Cap. 4.1.6.1.2.			$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$			$12 \phi_{long}$	25 cm	s	[mm]	[mm]	[mm]	216	250	180.118
Cap. 4.1.6.1.2.																								
$s_{max} = \min [12 \phi_{long}; 25 \text{ cm}; A_{st}/A_c > 0.2\%]$																								
$12 \phi_{long}$	25 cm	s																						
[mm]	[mm]	[mm]																						
216	250	180.118																						
8) determino il valore effettivo di s																								
			s	[mm]	150																			
9) calcolo V_{Rsd} con valore effettivo di s																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg \varnothing	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	150	391.3	0	2.5	2330.763																
10) ricavo $ctg \varnothing$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Rsd}$																								
calcolato		ctg \varnothing	da limiti normativa				ctg \varnothing																	
		[-]	1 < ctg \varnothing < 2.5				[-]																	
		2.67					2.50																	
11) calcolo V_{Rcd}																								
h	c	d	b_w	$\nu_{d,min}$	α_c	f'_{cd}	ctg α	ctg \varnothing	V_{Rcd}															
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]															
4000	50	3950	300	0.02	1.02	7.085	0	2.50	2656.570															
12) calcolo di V_{Rsd}																								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	ctg α	ctg \varnothing	V_{Rsd}																
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]																
4000	50	3950	101	150	391.3	0	2.50	2330.763																
13) determino V_{Rd} come il Min (V_{Rcd} ; V_{Rsd}) e lo confronto con $V_{Ed,max}$																								
			V_{Rd}				$V_{Ed,max}$																	
			[kN]				[kN]																	
			2330.763				1272.084																	
						$V_{Rd} > V_{Ed,max}$																		
						VERIFICATO																		
						SI																		

Verifica a taglio (Direzione Y)														
	h	c	d	b_w	N_{min}	α_c	$V_{Rcd,max}$	$\cot \theta$	staffe	s		VRd	VEd	$VRd > VEd$
Parete	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]		[kN]		ϕ [mm]	[mm]	N° brac	[kN]	[kN]	
D1	4000	50	3950	300	711.24	1.04	3936.11	2.10	8	100	2	2934	2054	si
D2	4000	50	3950	300	611.45	1.04	3913.93	2.50	8	150	2	2331	1844	si
D3	4000	50	3950	300	517.19	1.03	3892.99	2.50	8	150	2	2331	1762	si
D4	4000	50	3950	300	425.06	1.02	3872.52	2.50	8	150	2	2331	1517	si
D5	4000	50	3950	300	332.83	1.02	3852.03	2.50	8	150	2	2331	1272	si

- Verifica a scorrimento nelle zone critiche**

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

Dove $V_{Rd,s}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

Nella quale V_{dd} , V_{id} , V_{fd} rappresentano rispettivamente il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base (nel caso in oggetto assenti), il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{s,i} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{s,i} \end{cases}$$

$$V_{fd} = \max \begin{cases} \mu_f \cdot \left(\sum A_{s,i} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \\ 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_p \cdot b_p \end{cases}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (f_{ck} \text{ in MPa}) \quad \text{con } \alpha_j = 0,60;$$

μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può assumersi pari a 0,6);

$\sum A_{s,i}$ è la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;

ξ è l'altezza della parte compressa si calcestruzzo normalizzata rispetto all'altezza della sezione.

Si riportano di seguito i valori calcolati:

$A_{sl,tot}$	μ_f	$N'_{Ed,min}$	ξ	M_{Ed}	η
$[mm^2]$	$[-]$	$[kN]$	$[-]$	$[kNm]$	$[-]$
22123	0.6	711	0.22	13200	0.54

V_{dd1}	V_{dd2}	$V_{dd\ min}$	V_{fd1}	V_{fd2}	$V_{fd\ min}$
$[kN]$	$[kN]$	$[kN]$	$[kN]$	$[kN]$	$[kN]$
2142	2164	2142	3712	1010	1010

$V_{Rd,s}$	V_{Ed}	Verificato
$[kN]$	$[kN]$	
3152	2054	si

17 VERIFICA DELL'IMPALCATO

calcolo delle sollecitazioni flettente e tagliente

la forza sismica amplificata $F_s \cdot 1.5$ viene spalmata su tutta la lunghezza dell'impalcato ottenendo il carico distribuito q .

Considerando uno schema di trave appoggiata appoggiata si ottiene il valore del momento flettente massimo in mezzera e del taglio agli appoggi

$F_s \cdot 1.5$	L	H	q	M_{Ed}	V_{Ed}
[kN]	[m]	[m]	[kN/m]	[kNm]	[kN]
1076	23	13	47	3093	538

Verifica a momento flettente

Il valore di M_{Rd} dell'impalcato si ottiene dal programma VCA considerando una sezione di base 5cm e altezza 1300cm armata con rete elettrosaldata $\phi 8$ passo 30cm e due barre di estremità $\phi 14$ (i ferri di parete presenti nelle travi)

M_{Rd}	M_{Ed}	$M_{Rd} > M_{Ed}$
[kNm]	[kNm]	Verificato
6665	3093	si

Verifica a taglio

La prima verifica viene fatta considerando il taglio resistente della sezione V_{Rd} utilizzando la formula per elementi non armati a taglio

4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

È consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio V_{Rd} di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

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

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);

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

k	A_{sl}	ρ_l	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c \min}$
	[mm ²]		[kN]	[kN]
1.12	308	0.00047	93	136

$V_{Rd,c}$	V_{Ed}	$V_{Rd} > V_{Ed}$
[kN]	[kN]	Verificato
136	538	no

Dato che la verifica a taglio, considerando l'impalcato un elemento non armato a taglio, non è soddisfatta si procede con la verifica a taglio considerando il meccanismo di (Traliccio a Inclinazione Variabile).

Resistenza a taglio di sezione in c.a. con modello di traliccio ad inclin. variab.								
1) calcolo V_{Rcd} con $ctg \vartheta = 1$								
h	c	d	b_w	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
13000	50	12950	50	1	7.085	0	1	2064.392
2) ricavo $ctg \vartheta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Ed, max}$ 3) scelgo il valore di $ctg \vartheta^*$ idoneo								
calcolato	$ctg \vartheta$	da limiti normativa $1 < ctg \vartheta < 2.5$				$ctg \vartheta^*$		
	[-]					[-]		
	7.54					2.5		
4) calcolo V_{Rcd} con $ctg \vartheta^*$								
h	c	d	b_w	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta^*$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
13000	50	12950	50	1	7.085	0	2.5	1423.719
5) fisso $A_{sw} =$ staffe $\phi 8$ a 1 bracci								
			A_{sw}					
			[mm ²]					
			50					
6) pongo $V_{Rsd} = V_{Ed}$ e ricavo s								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rsd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
13000	50	12950	50	1060	391.3	0	2.5	537.914
8) determino il valore effettivo di s pari alla dimensione delle maglie della rete elettrosaldata								
			s					
			[mm]					
			300					
9) calcolo V_{Rsd} con valore effettivo di s								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rsd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
13000	50	12950	50	300	391.3	0	2.5	1910.340
10) ricavo $ctg \vartheta$ ponendo $V_{Rcd} = V_{Rsd}$								
calcolato	$ctg \vartheta$	da limiti normativa $1 < ctg \vartheta < 2.5$				$ctg \vartheta$		
	[-]					[-]		
	2.10					2.10		
11) calcolo V_{Rcd}								
h	c	d	b_w	α_c	f'_{cd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rcd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
13000	50	12950	50	1	7.085	0	2.10	1603.449
12) calcolo di V_{Rsd}								
h	c	d	A_{sw}	s	f_{yd}	$ctg \alpha$	$ctg \vartheta$	V_{Rsd}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[MPa]	[-]	[-]	[kN]
13000	50	12950	50	300	391.3	0	2.10	1603.449
13) determino V_{Rd} come il Min (V_{Rcd} ; V_{Rsd}) e lo confronto con $V_{Ed, max}$								
		V_{Rd}			$V_{Ed, max}$			$V_{Rd} > V_{Ed, max}$
		[kN]			[kN]			
		1603.449			537.914			VERIFICATO
								SI

La verifica è soddisfatta