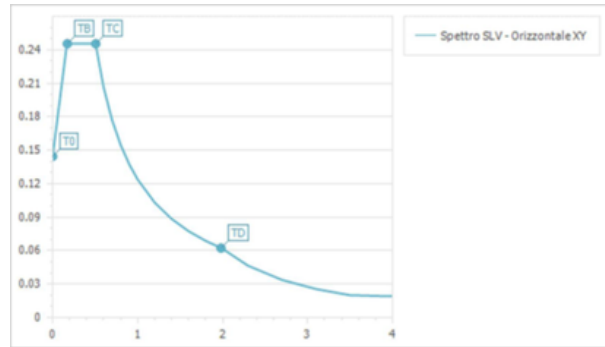
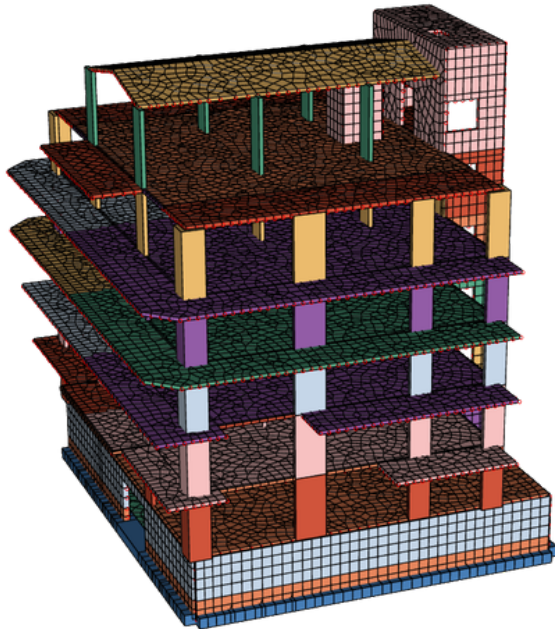
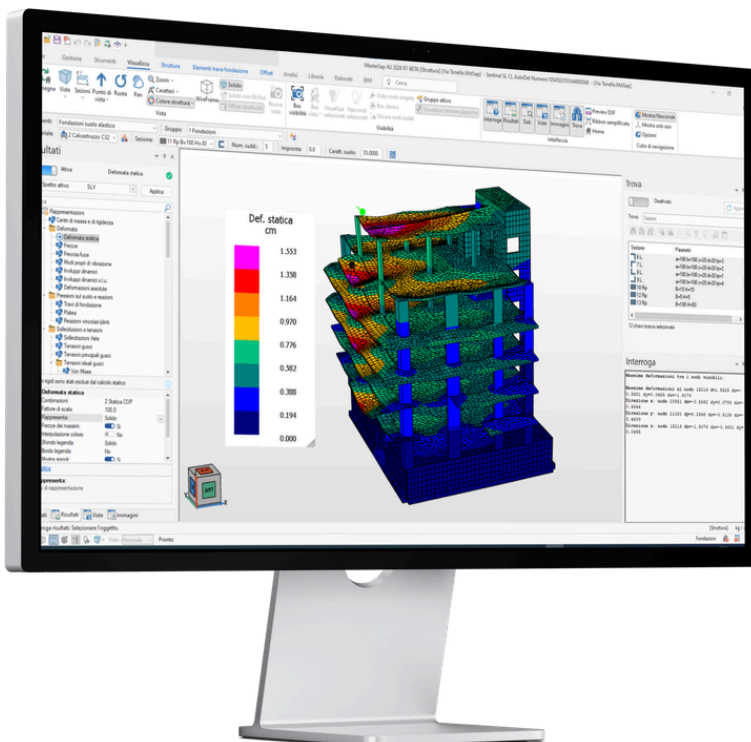


PROGETTAZIONE DI UNA PALAZZINA CON STRUTTURA A PARETI IN C.A.



Struttura sismo-resistente in calcestruzzo armato del tipo a pareti estese debolmente armate per il piano interrato e a pareti per i piani in elevazione.



USER ORIENTED
for you

UNIVERSALE
for you

UNICO
for you

UP-TO-DATE
for you



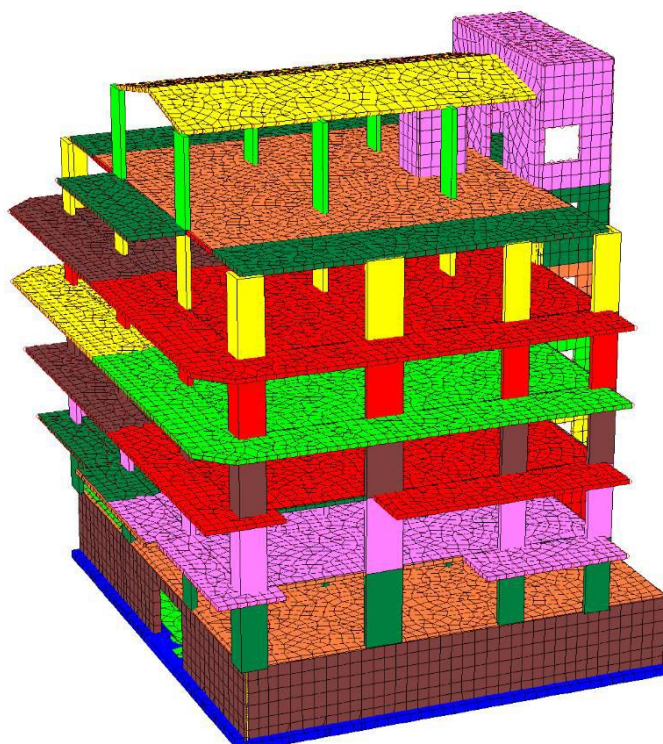
Sommario

Impostazione generale del modello di calcolo	1
Caratteristiche delle costruzioni e scelta del fattore di comportamento	2
Parametri generali dell'analisi, spettro SLV e spettro SLD	2
Verifiche di deformabilità	4
Verifiche di deformabilità allo stato limite di danno (SLE per azioni sismiche)	4
Verifiche di deformabilità allo stato limite ultimo (SLV)	4
Verifica delle massime deformazioni dinamiche	4
Verifiche di deformabilità allo stato limite di esercizio (SLE)	5
Verifica delle massime deformazioni in condizioni statiche	5
Sollecitazioni di calcolo e verifica degli elementi	1
Solai monolitici P5 - P4	1
Setti in c.a.	3
Pareti in c.a.	5
Relazione geotecnica e sulle fondazioni	7
Parametrazione geotecnica e sismica	7
Calcolo del carico limite	8
Pali di fondazione	8
Plinti	13
Platea	13
Validazione dei risultati	15
Verifica dei tagli sismici	15

Nell'ambito dell'intervento di sostituzione edilizia, la struttura esistente è stata integralmente demolita al fine di consentire la realizzazione di un nuovo organismo edilizio, coerente con le esigenze funzionali e prestazionali previste dal progetto (in particolare in termini di distribuzione interna, capacità portante e risposta sismica).

In esito a tale scelta, è stata costruita una **nuova palazzina** con dimensioni massime in pianta pari a circa 23×19 m e altezza massima di circa 19 m. L'edificio si compone di un piano parzialmente seminterrato ad uso autorimessa, cinque piani fuori terra a destinazione residenziale e copertura a falde, ad esclusione della copertura del vano scala, prevista di tipo piano.

La struttura sismo-resistente è in calcestruzzo armato del tipo **a pareti estese debolmente armate per l'autorimessa e a pareti per i piani in elevazione**; il vano ascensore e il vano scale sono stati anch'essi realizzati mediante l'utilizzo di pareti estese debolmente armate in c.a. I solai di calpestio e di copertura sono stati realizzati in soletta monolitica in c.a. (a esclusione di una ridotta parte in legno), mentre le fondazioni sono del tipo indiretto a pali (tipo Titan 73/56 reso $\Phi 300$ intestati in terreno con caratteristiche geotecniche migliori per minimo 350 cm) con solaio di calpestio del piano seminterrato monolitico in c.a. e plinti di fondazione in corrispondenza dei quattro setti centrali.



Impostazione generale del modello di calcolo

Per il calcolo delle sollecitazioni massime statiche e dinamiche secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite si è proceduto alla modellazione tridimensionale della

struttura. In particolare, ai nodi del modello convergono pilastri, rappresentati per mezzo di elementi tipo “*Beam*”, nonché murature e solette, rappresentate per mezzo di elementi “*Shell*”. La presenza dei solai è stata invece gestita attraverso un’apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo (piano rigido).

Le fondazioni sono state modellate con elementi tipo “*Beam*”, mentre il comportamento del terreno è stato rappresentato per mezzo di una schematizzazione lineare alla Winkler, caratterizzato da vincoli cedevoli di opportuna rigidità a rappresentare la costante di sottofondo.

Tutte le strutture sono verificate alle azioni verticali permanenti e variabili nonché alle azioni sismiche da progetto, opportunamente combinate ai diversi Stati Limite secondo le combinazioni fondamentali.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano principalmente il modulo di Young e il coefficiente di Poisson.

Al fine della determinazione delle sollecitazioni massime nelle membrature e degli spostamenti massimi della struttura, sui modelli sono state condotte 2 distinte analisi di tipo modale in campo lineare con l’adozione dello spettro di risposta conforme alle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018), così da poter valutare i risultati allo SLU e allo SLE. Sono stati considerati i primi 150 modi di vibrare, tali da assicurare l’eccitazione nelle due direzioni principali di almeno l’85% delle masse. Una terza analisi distinta è stata condotta, con l’adozione del relativo spettro, per la verifica allo Stato Limite di Danno

I calcoli di analisi statica e sismica modale sono stati effettuati mediante il programma di calcolo agli elementi finiti MasterSap, di comprovata validità. Si ritiene che il modello adottato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura.

Caratteristiche delle costruzioni e scelta del fattore di comportamento

Per quanto sopra esposto lo schema strutturale adottato è del tipo mista a telaio e a pareti estese debolmente armate in c.a.

Si prevede un sistema con **comportamento strutturale di tipo non dissipativo**. Per strutture a comportamento non dissipativo si adotta un fattore di comportamento ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD”B” secondo l’espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD”B”} \leq 1,5$$

dove $q_{nd} = 2/3 * q_{cdb} = 2/3 * (3 * \alpha_u / \alpha_1) = 2/3 * (3 * 1,3) * 0,8 = 2,08$

Il fattore di comportamento utilizzato risulta quindi:

$$q = q_0 \cdot \alpha_u / \alpha_1 \cdot KR = 1.5$$

Parametri generali dell’analisi, spettro SLV e spettro SLD

Classe d’uso costruzione II

Vita nominale **50 anni**

Vita di riferimento **50 anni**

Spettro di risposta Stato Limite Ultimo SLV

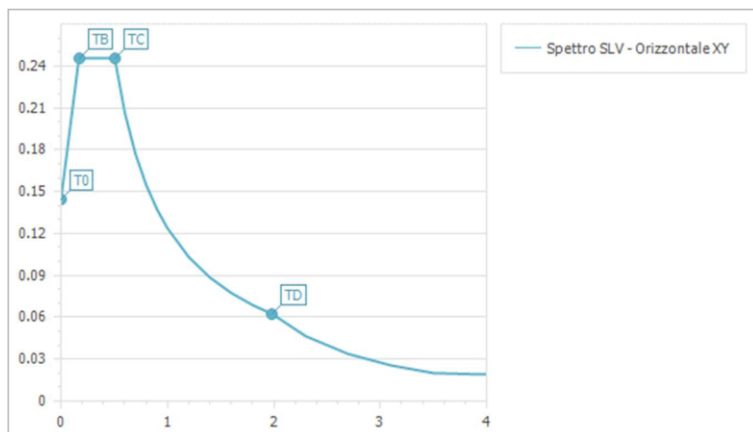
Progetto per la costruzione di una palazzina residenziale

Probabilità superamento periodo di riferimento 10 %

Tempo di ritorno del sisma 475 anni

- ag/g **0.0964**
- FO **2.546**
- TC* **0.335**

L'azione sismica allo SLV è rappresentata dal seguente spettro di risposta:



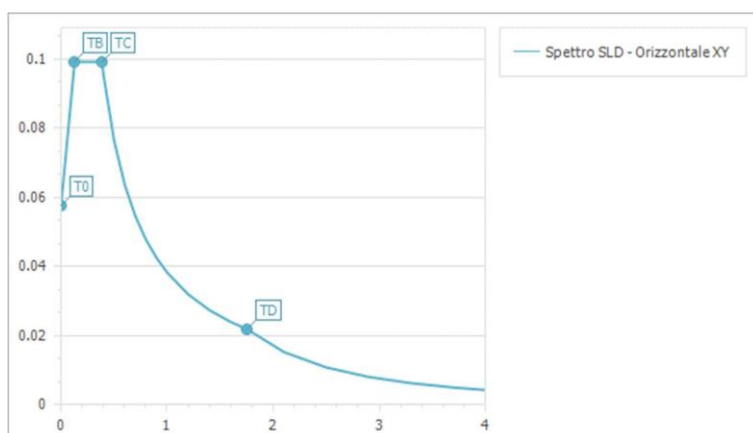
Spettro di risposta Stato Limite di Danno (SLD)

Probabilità superamento periodo di riferimento 63 %

Tempo di ritorno del sisma 50 anni

- ag/g **0.0384**
- FO **2.583**
- TC* **0.224**

L'azione sismica allo SLD è rappresentata dal seguente spettro di risposta:



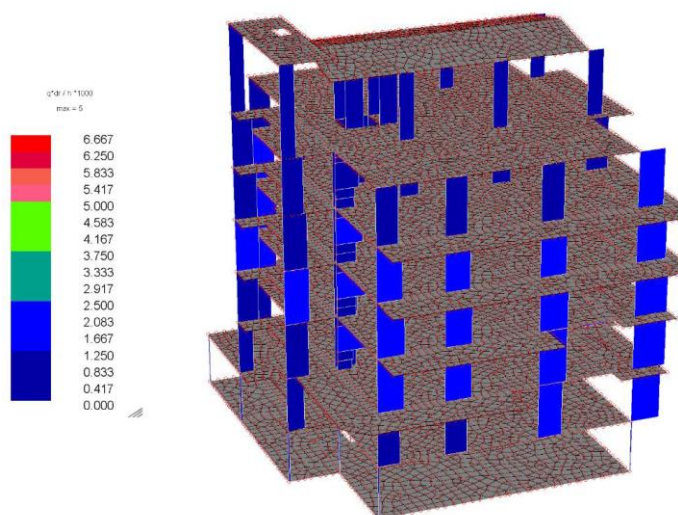
Si adotta un'analisi di tipo dinamica modale. Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, al centro di massa degli impalcati è stata attribuita un'eccentricità accidentale in ogni direzione pari al 5% delle dimensioni della struttura. Sono state condotte quindi quattro analisi dinamiche ciascuna riferita a una delle quattro posizioni del centro di massa.

Verifiche di deformabilità

Verifiche di deformabilità allo stato limite di danno (SLE per azioni sismiche)

Verifica degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno degli elementi non strutturali: come previsto dalle NTC2018 al paragrafo 7.3.6.1. *“La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.”*

Gli spostamenti relativi di piano ottenuti dall’analisi in presenza dell’azione sismica di progetto allo SLD sono sempre inferiori al limite di $0.005 h$. La verifica è quindi soddisfatta

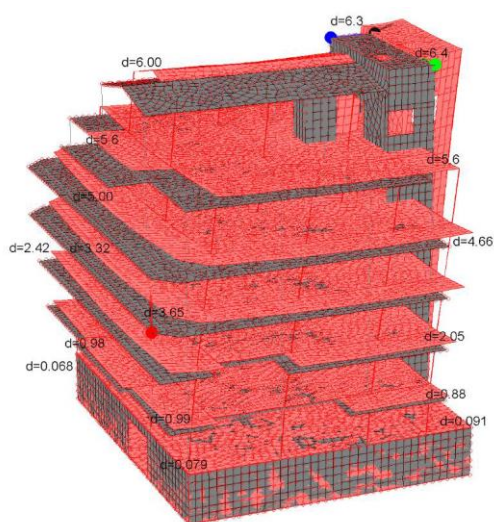


Deformazioni relative di piano

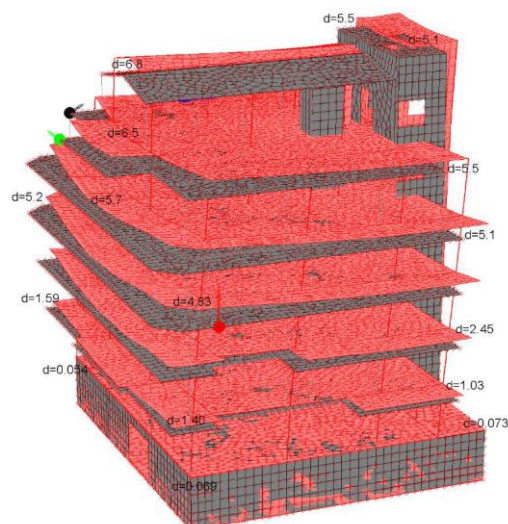
Verifiche di deformabilità allo stato limite ultimo (SLV)

Verifica delle massime deformazioni dinamiche

Si riportano i massimi spostamenti significativi allo SLV al fine di verificarne la compatibilità con la tipologia strutturale adottata.



Inviluppo massime deformazioni ($E_x + \lambda E_y$)



Inviluppo massime deformazioni ($\lambda E_x + E_y$)

Verifiche di deformabilità allo stato limite di esercizio (SLE)

Verifica delle massime deformazioni in condizioni statiche

Si riportano le massime deformazioni attese per i solai monolitici, nella condizione di carico quasi permanente e in termini di rapporto luce/freccia, verificando che le stesse non superino in alcun caso il limite massimo consentito da normativa per evitare la fessurazione di elementi fragili quali tamponamenti e rivestimenti ($L/500$).

Solai copertura

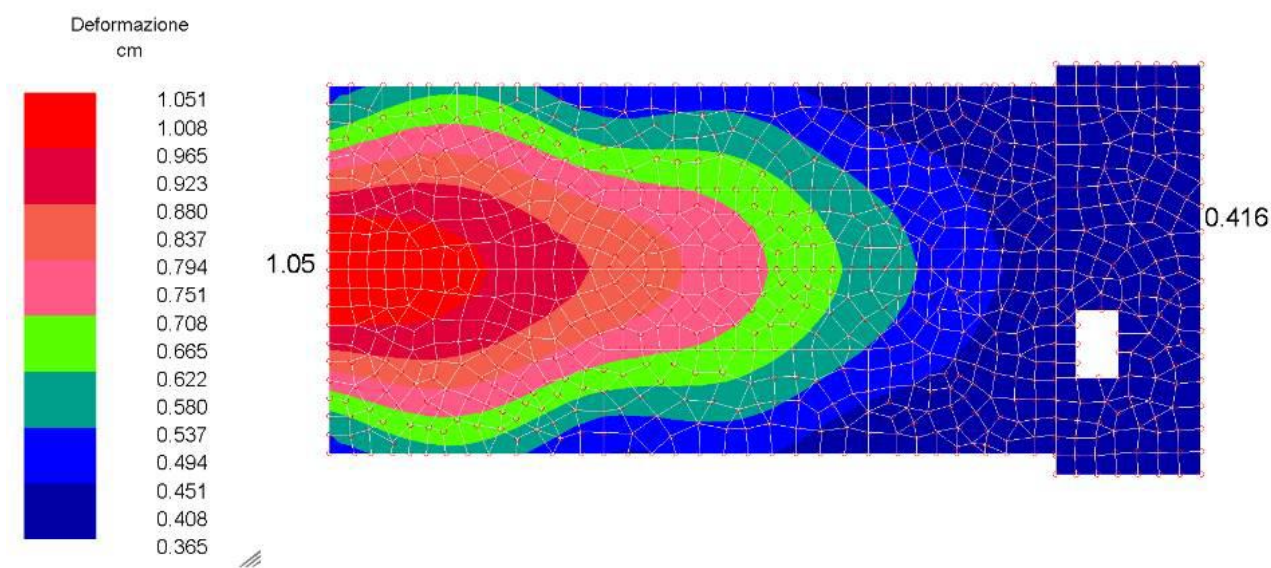


Figura 1: Combinazione quasi permanente – deformazioni solai copertura [cm].

- Luce di calcolo $L = 605$ cm
- Limite $L/500 = 1,210$ cm
- Deformazione massima $d_{max} = 1,050$ cm **VERIFICATO**
- Luce di calcolo $L = 250$ cm
- Limite $L/500 = 0,500$ cm
- Deformazione massima $d_{max} = 0,416$ cm **VERIFICATO**

Solaio calpestio P5

Si prevede di inserire una premonta dell'armatura di fondo per il getto del solaio del poggolo di 8 mm.

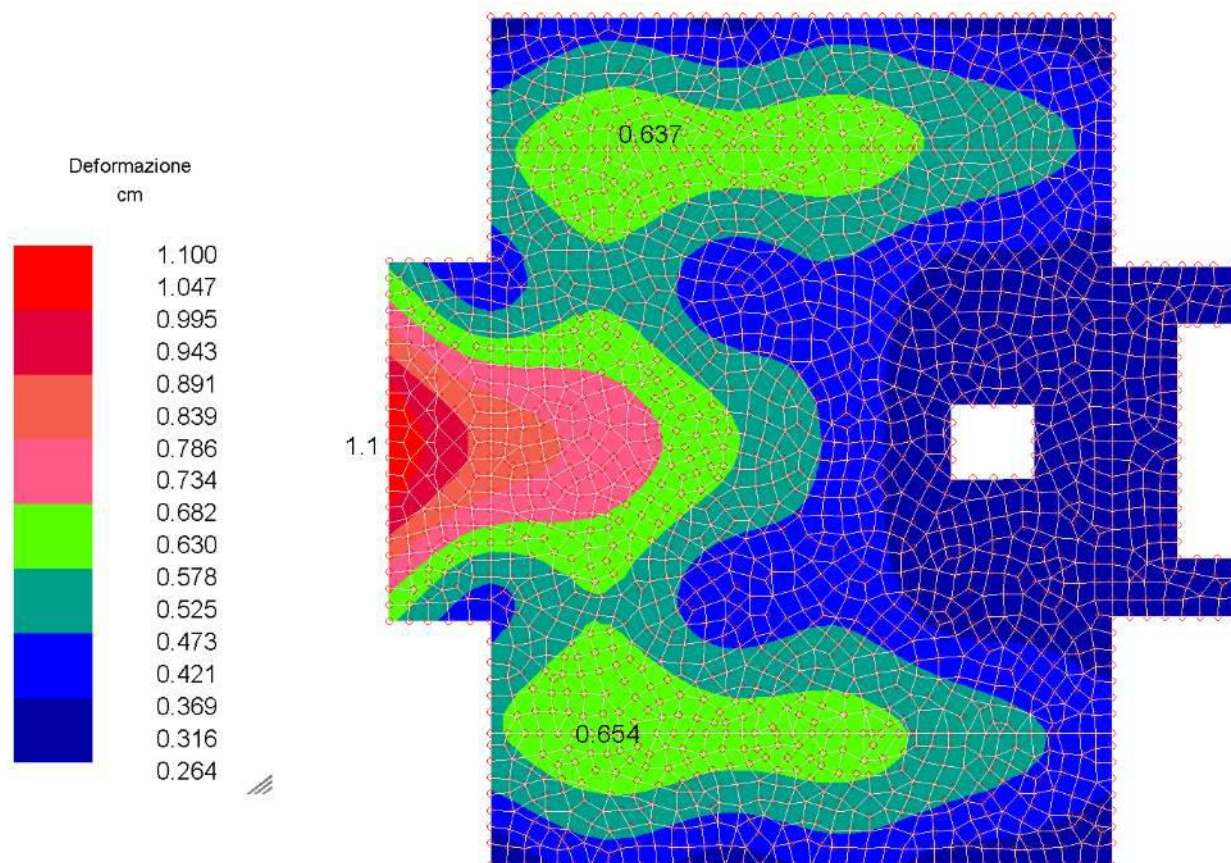


Figura 2: Combinazione quasi permanente – deformazioni solaio P5 [cm].

- Luce di calcolo $L = 525$ cm
- Limite $L/500 = 1,050$ cm
- Deformazione massima $d_{max} = 0,654$ cm **VERIFICATO**
- Luce di calcolo $L = 220$ cm
- Limite $L/500 = 0,440$ cm
- Deformazione massima $d_{max} = 1,100$ cm **NON VERIFICATO**
- **Premonta $\delta = 0,800$ cm**
- Deformazione finale $d_{max,f} = 0,300$ cm **VERIFICATO**

Solaio calpestio P4 e P3

Si prevede di inserire una premonta dell'armatura di fondo per il getto del solaio dei terrazzi rispettivamente di 2.5 (lati Nord e Sud) e 8 mm (lato Ovest)

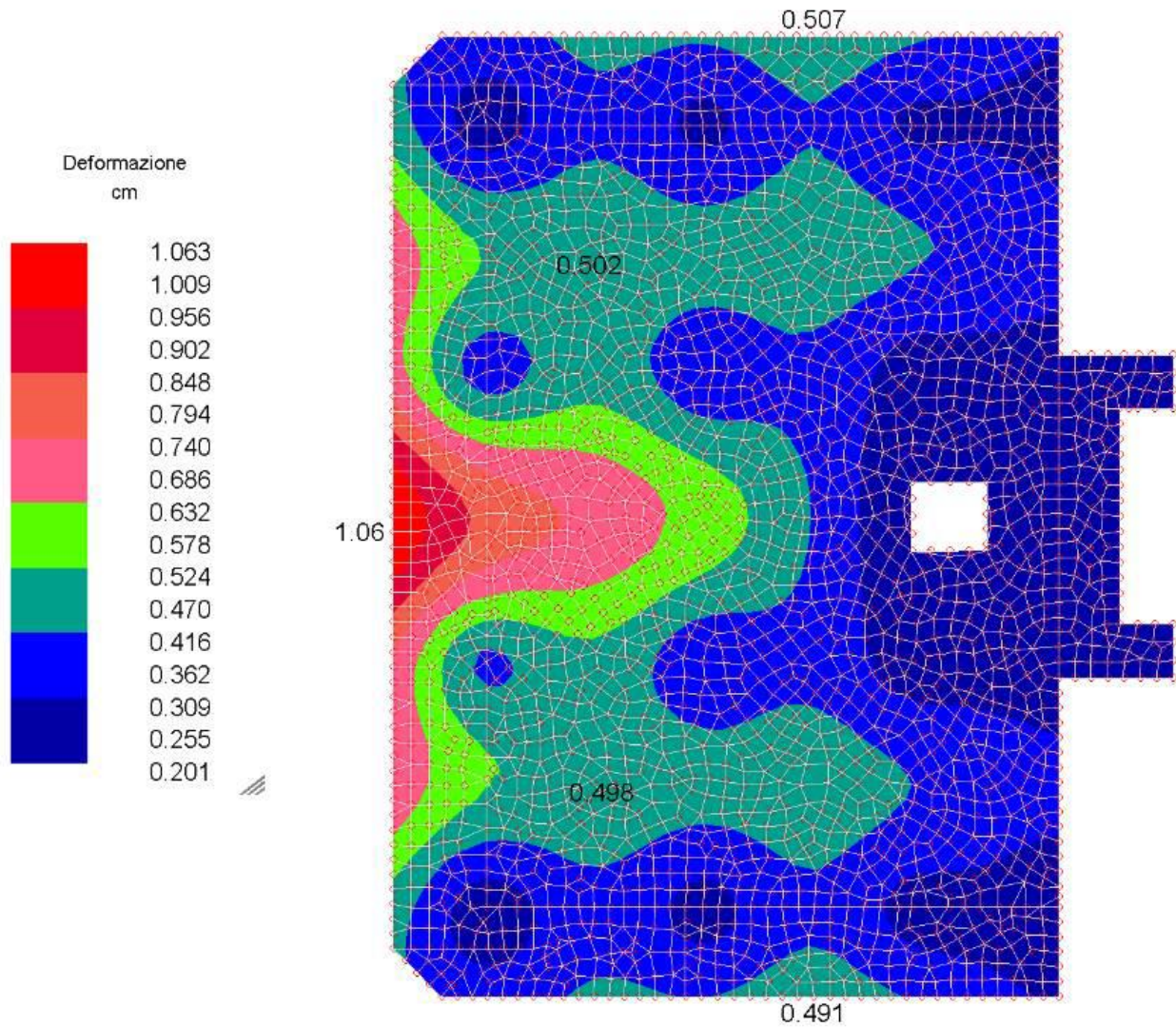


Figura 3: Combinazione quasi permanente – deformazioni solaio P4 e P3 [cm].

- Luce di calcolo $L = 220$ cm
- Limite $L/500 = 0,440$ cm
- Deformazione massima $d_{max} = 1,060$ cm **NON VERIFICATO**
- **Premonta $\delta = 0,800$ cm**
- Deformazione finale $d_{max,f} = 0,260$ cm **VERIFICATO**

Solaio calpestio P2

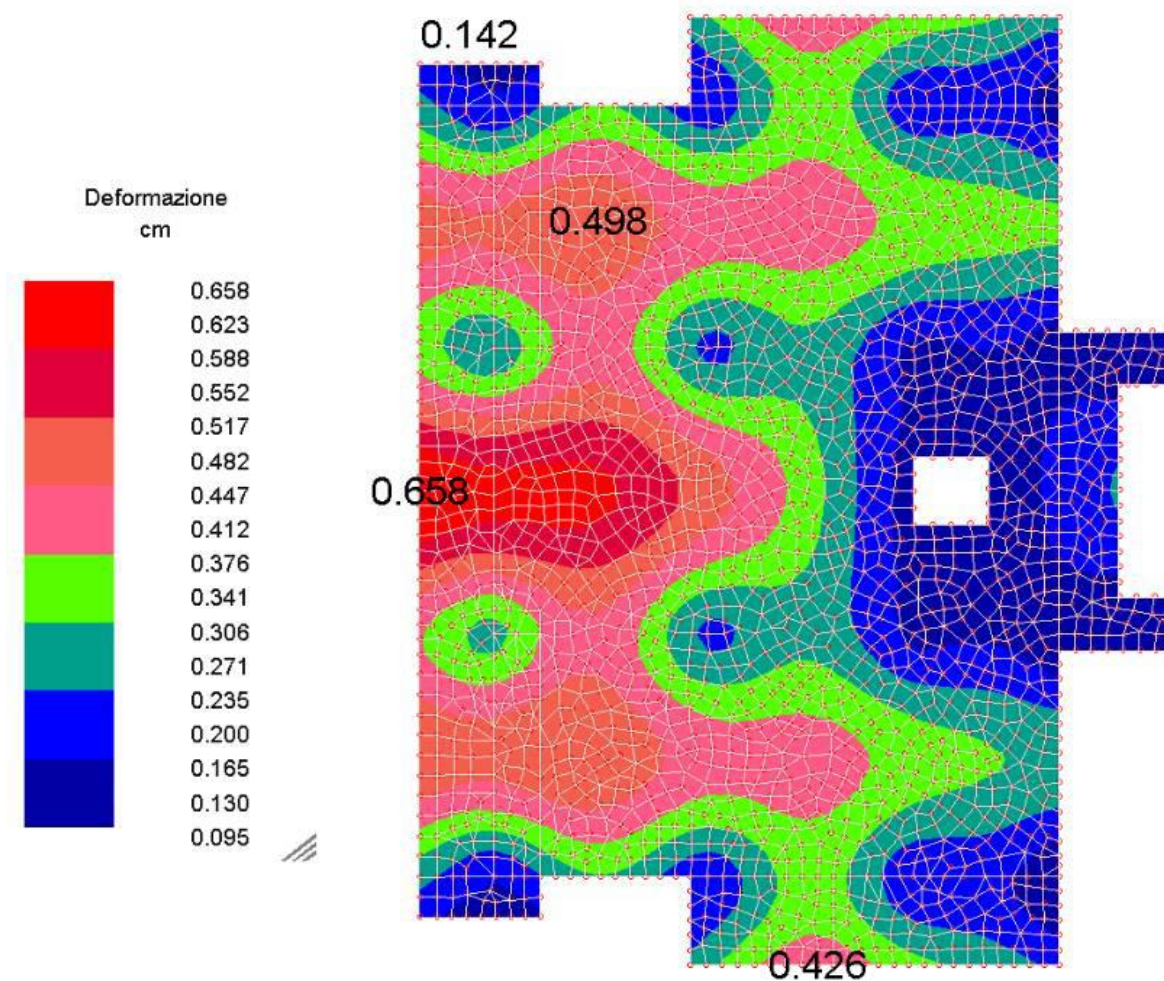


Figura 4: Combinazione quasi permanente – deformazioni solaio P2 [cm].

- Luce di calcolo $L = 525$ cm
 - Limite $L/500 = 1,050$ cm
 - Deformazione massima $d_{max} = 0,498$ cm **VERIFICATO**
-
- Luce di calcolo $L = 605$ cm
 - Limite $L/500 = 1,210$ cm
 - Deformazione massima $d_{max} = 0,658$ cm **VERIFICATO**
-
- Luce di calcolo $L = 220$ cm
 - Limite $L/500 = 0,440$ cm
 - Deformazione massima $d_{max} = 0,426$ cm **VERIFICATO**
-
- Luce di calcolo $L = 100$ cm
 - Limite $L/500 = 0,200$ cm
 - Deformazione massima $d_{max} = 0,142$ cm **VERIFICATO**

Solaio calpestio P1

Si prevede di inserire una premonta dell'armatura di fondo per il getto del solaio del terrazzo lato Nord pari a 2 mm.

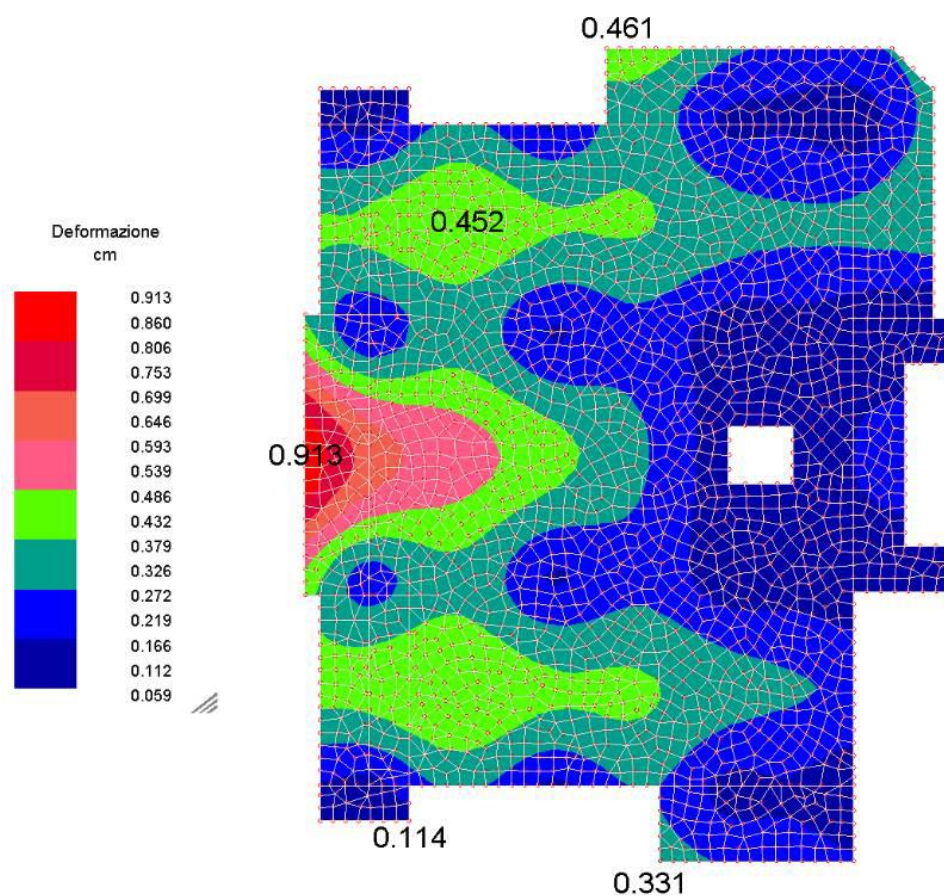


Figura 5: Combinazione quasi permanente – deformazioni solaio P1 [cm].

- Luce di calcolo L = 605 cm
 - Limite L/500 = 1,210 cm
 - Deformazione massima dmax = 0,913 cm **VERIFICATO**
- Luce di calcolo L = 220 cm
 - Limite L/500 = 0,440 cm
 - Deformazione massima dmax = 0,331 cm **VERIFICATO**
-
- Luce di calcolo L = 525 cm
 - Limite L/500 = 1,050 cm
 - Deformazione massima dmax = 0,452 cm **VERIFICATO**
- Luce di calcolo L = 220 cm
 - Limite L/500 = 0,440 cm
 - Deformazione massima dmax = 0,461 cm **NON VERIFICATO**
 - **Premonta δ = 0,200 cm**
 - Deformazione finale dmax,f = 0,261 cm **VERIFICATO**

Solaio calpestio PT

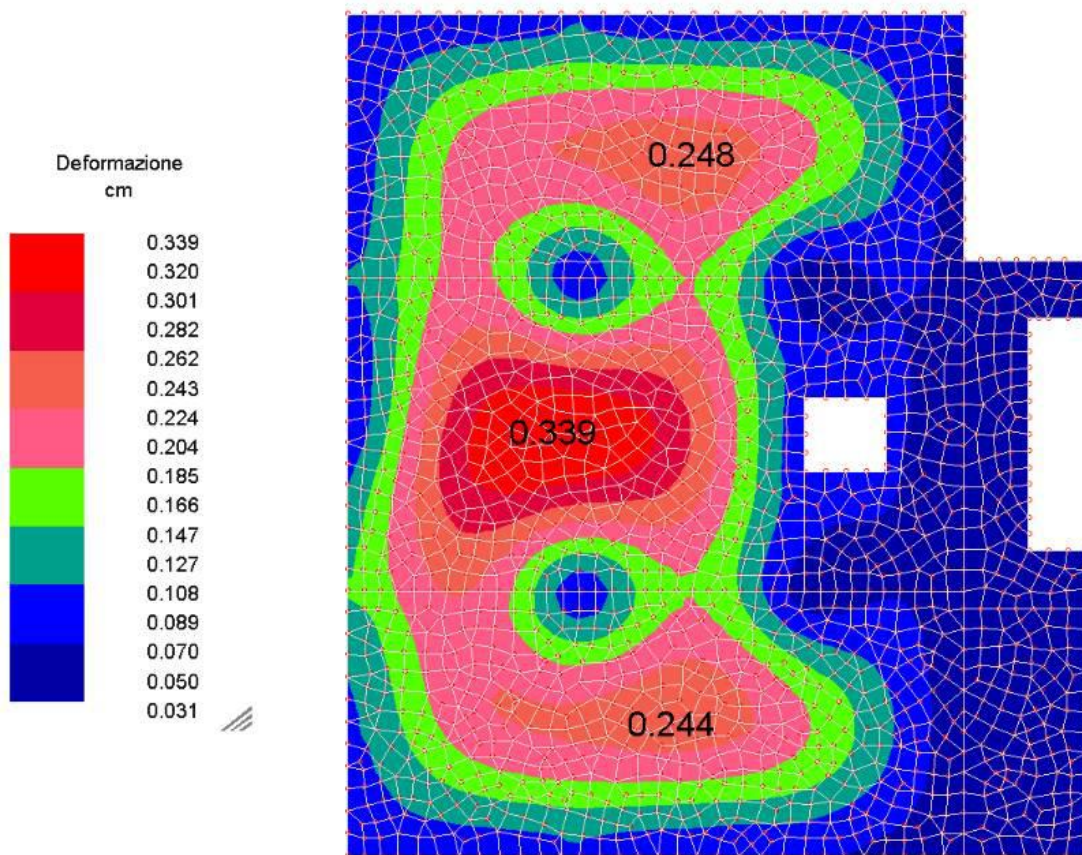


Figura 6: Combinazione quasi permanente – deformazioni solaio PT [cm].

- Luce di calcolo L = 605 cm
- Limite L/500 = 1,210 cm
- Deformazione massima dmax = 0,339 cm **VERIFICATO**

- Luce di calcolo L = 525 cm
- Limite L/500 = 1,050 cm
- Deformazione massima dmax = 0,248 cm **VERIFICATO**

Sollecitazioni di calcolo e verifica degli elementi

Solai monolitici P5 - P4

A titolo di esempio riportiamo in questa relazione i risultati dei solai del quinto e quarto piano, realizzati per mezzo di soletta monolitica in c.a. di spessore 20 cm (17 per i poggiali), con armatura base composta da una doppia rete $\varnothing 10$ passo 20/20, alla quale vanno aggiunte le eventuali armature integrative necessarie.

Si riportano di seguito i momenti resistenti riferiti alla fascia di solaio unitaria. Gli eventuali valori di picco risultanti dall'analisi vengono trascurati e spuntati in quanto non significativi dell'aspetto reale.

ARMATURE	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE RESISTENTI	
	M_{R+} [daNm/m]	M_{R-} [daNm/m]
Solaio s=20		
armatura di base doppia rete $\varnothing 10/20*20$	2810	2810
base + 1 $\varnothing 10/40$ inf.	3880	2875
base + 1 $\varnothing 10/20$ inf.	4930	2905
base + 1 $\varnothing 12/20$ inf.	5855	2925
base + 1 $\varnothing 14/10$ sup.	2980	10890
base + 1 $\varnothing 16/10$ sup.	2990	13170
base + 1 $\varnothing 18/10$ sup.	3000	15580
Solaio s=17		
armatura di base doppia rete $\varnothing 10/20*20$	2350	2350
base + 1 $\varnothing 10/20$ inf.	4010	2445
base + 1 $\varnothing 16/10$ sup.	2530	10350
base + 1 $\varnothing 18/10$ sup.	2540	12130

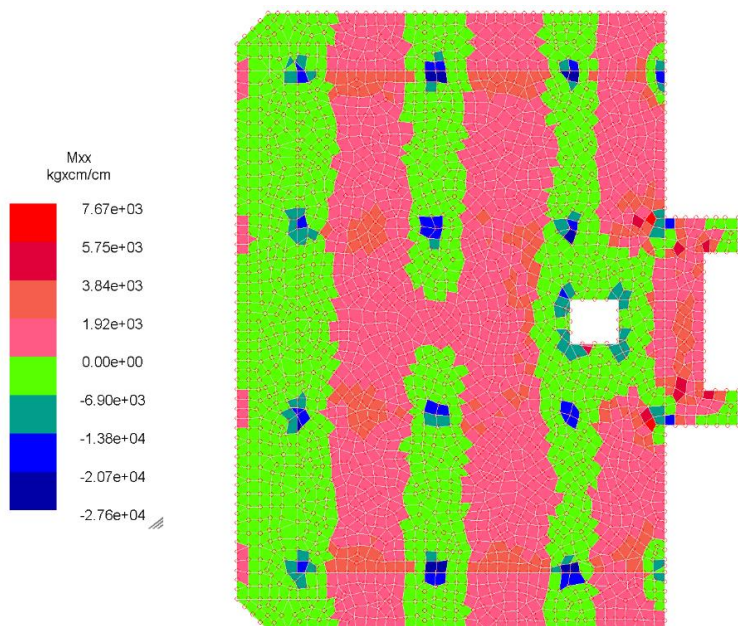


Figura 7: Involuppo momenti M_{xx} SLU (valori al centro dell'elemento) – solai P5-P4.

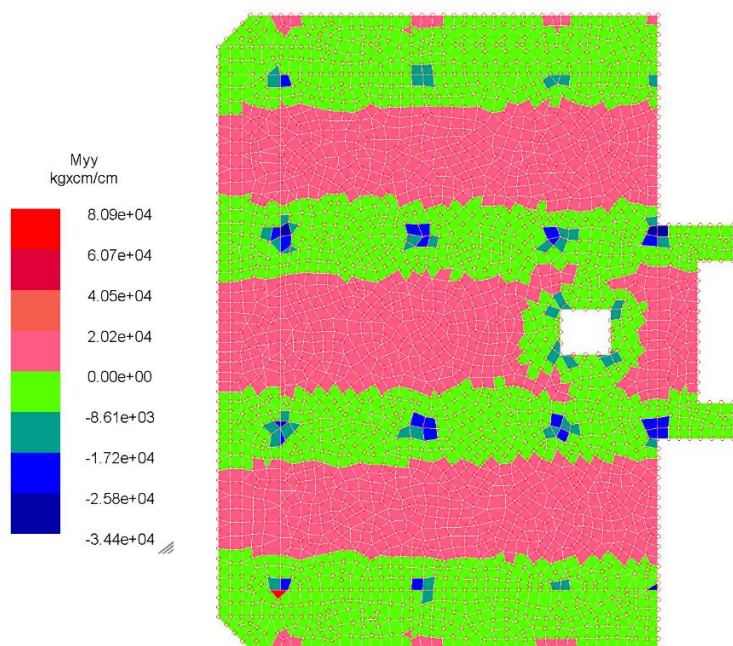


Figura 8: Involuppo momenti M_{yy} SLU (valori al centro dell'elemento) – solai P5-P4.

Le verifiche risultano ovunque soddisfatte, con l'inserimento di opportuna armatura integrativa a taglio, costituita da ragni $1\phi 12/20/20$, $1\phi 14/20/20$ e $1\phi 16/20/20$ in aree localizzate in prossimità dei setti verticali.

Setti in c.a.

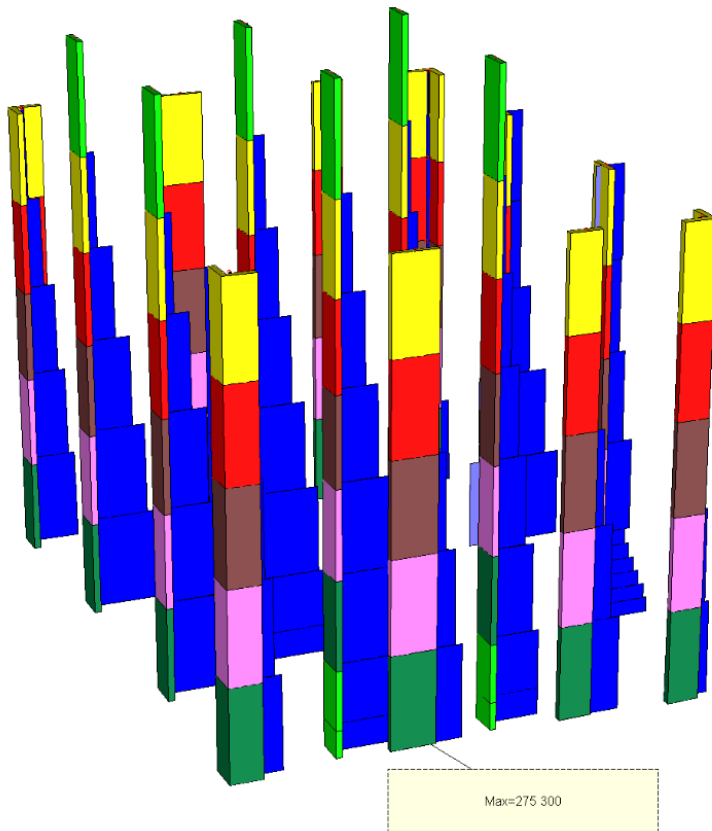


Figura 9: Inviluppo sforzo normale allo SLU/SLV [daN]

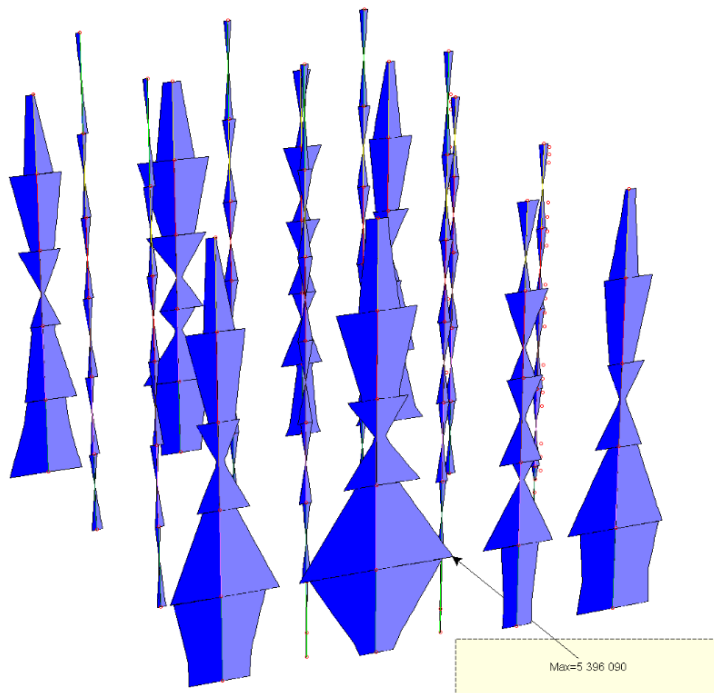


Figura 10: Inviluppo momenti M_z allo SLU/SLV [daNcm].

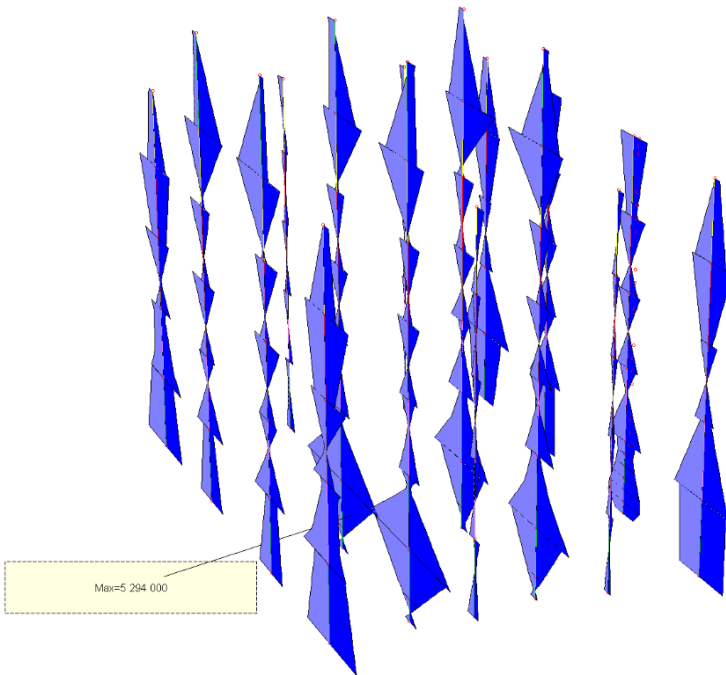


Figura 11: Involuppo momenti M_y allo SLU/SLV [daNcm].

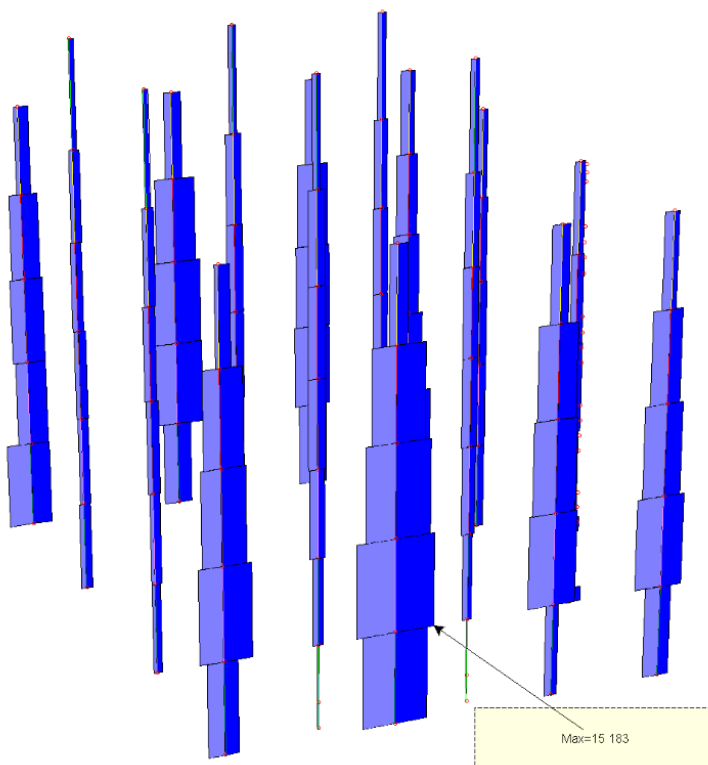


Figura 12: Involuppo tagli F_y allo SLU/SLV [daN].

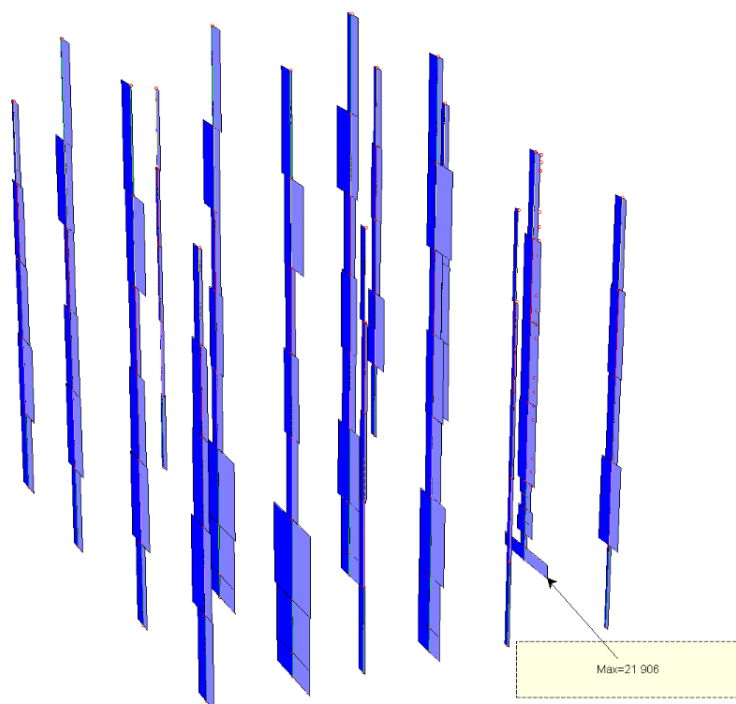


Figura 13: Inviluppo tagli Fz allo SLU/SLV [daN].

I setti di dimensione 100x20 cm vengono armati con 18 ϕ 20 longitudinali e staffe ϕ 10/15; alcuni vengono armati allo stesso modo anche all'interno delle pareti s=30 cm del piano seminterrato, in modo da garantire opportuno confinamento e aumentare la resistenza a compressione della muratura in c.a.

I setti aventi dimensioni 140x20 cm vengono armati con 22 ϕ 20 longitudinali e staffe ϕ 10/15; la stessa armatura viene disposta anche all'interno delle pareti s=30 cm del piano seminterrato, in modo da garantire opportuno confinamento e aumentare la resistenza a compressione della muratura in c.a.

I setti aventi dimensioni 100x100x20 a "L" vengono armati con 32 ϕ 20 longitudinali e staffe ϕ 10/15.

In tutti i casi le staffe vengono infittite nelle zone dissipative con passo massimo 10 cm, così come previsto dalle NTC2018 al par. 7.4.6.2.2.

Pareti in c.a.

Le pareti del piano seminterrato vengono realizzate in c.a. con spessore 30 cm o 25 cm, e con armatura base composta da una doppia rete elettrosaldata ϕ 10/15/15 e riprese 1+1 ϕ 12/20. In particolare, le armature dei setti S2-S3-S5-S8-S9-S12- S14 e S15 (barre longitudinali ϕ 20 e staffe ϕ 10/15) vengono proseguite fino in fondazione in modo da creare zone opportunamente confinate.

Le pareti ai piani superiori vengono realizzate in c.a. con spessore 20 cm e con armatura base composta da una doppia rete elettrosaldata ϕ 10/15/15 e passanti 1+1 ϕ 14/20. Le intersezioni, le testate e i giunti ad angolo vengono armati con barre aggiuntive ϕ 16 e staffe (o forchette), tali da creare zone opportunamente confinate.

Le verifiche vengono distinte nelle zone centrali e in quelle di estremità confinate, che vengono calcolate alla stregua di pilastri considerando le armature presenti. Le verifiche nelle zone soggette a trazione vengono infine condotte attribuendo gli sforzi esclusivamente alle barre di armatura predisposte.

Si riportano di seguito le mappe a colori degli stati tensionali delle pareti. In tabulati allegati sono riportati i dimensionamenti, che confermano la bontà della scelta di armatura.

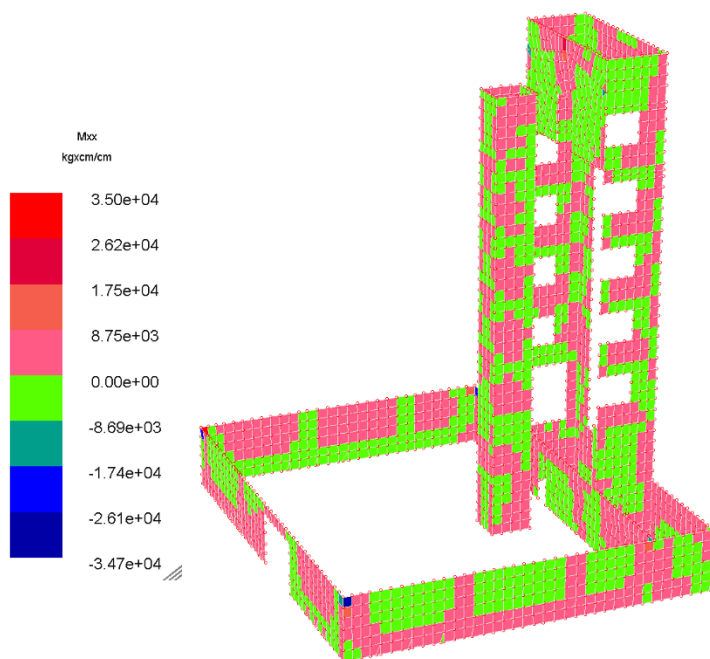


Figura 14: Involuppo momenti M_{xx} allo SLU/SLV (valori al centro dell'elemento) – pareti in c.a.

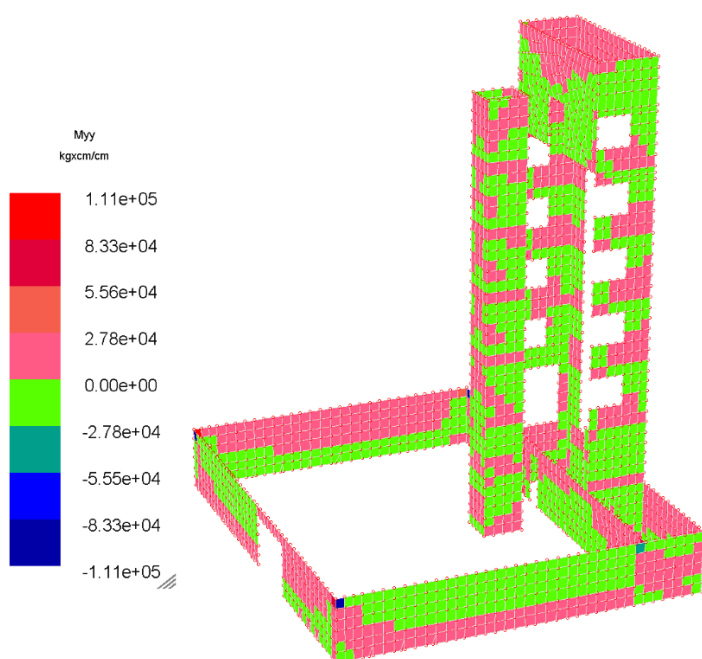


Figura 15: Involuppo momenti M_{yy} allo SLU/SLV (valori al centro dell'elemento) – pareti in c.a.

Relazione geotecnica e sulle fondazioni

La presente relazione è il risultato di un accurato esame in sito, dell'analisi delle indagini eseguite anche in siti limitrofi e della relazione geologica, nonché delle esperienze dirette in terreni limitrofi a quello interessato dal presente, tali da ricavarne i dati necessari per poter definire la tipologia di sottosuolo ed eseguire un dimensionamento delle opere fondazionali previste per l'intervento in esame.

Parametrazione geotecnica e sismica

La ricostruzione stratigrafica dei terreni, effettuata con il supporto delle indagini geognostiche svolte nel sito di progetto, definisce un primo livello di depositi di natura coerente a cui seguono depositi sabbioso limosi dalla profondità di circa 2 m dal p.c. Le indagini a sismica passiva HVSR eseguite nel sito di progetto confermano la tipologia di terreno coesivo nel primo dominio e il passaggio a terreni sabbioso – limosi che hanno una potenza di circa 13 m. Dalla profondità di – 15 m dal p.c. vi è un aumento della velocità delle Vs a 380 m/sec, e questo può essere attribuito alla presenza di materiale più grossolano e maggiormente compatto come la prima fascia molto alterata dell'ammasso roccioso flyschoidale. È stata riscontrata la falda a una profondità di circa 0.9 m dal p.c.

Con un coefficiente FSL > 1,25 i terreni investigati non sono soggetti a liquefazione.

A fronte delle caratteristiche del terreno si prevedono fondazioni del tipo indiretto a pali tipo Titan 73/56 con punta di perforazione 280, reso $\Phi 300$ e lunghezza 20 metri, posti a interasse variabile e intestati nel terreno con caratteristiche geotecniche migliori per minimo 350 cm. Al piano interrato è prevista inoltre la realizzazione di un solaio di calpestio monolitico in c.a. con spessore 30 cm (platea) e plinti di fondazione in corrispondenza dei quattro setti centrali.

Dopo la demolizione della struttura e la realizzazione dei pali di fondazione, è stato eseguito un approfondimento d'indagine con tre prove penetrometriche statiche, che hanno raggiunto profondità oltre i – 16,4 m, fino al massimo di - 20 m dal piano campagna. Inoltre, essendo stati eseguiti dei pozzetti d'indagine nella fase post demolizione che hanno coinvolto il primo livello di terreno, è stato possibile svolgere delle osservazioni a completamento dei dati raccolti. In accordo con le parti coinvolte nella progettazione, la campagna d'indagine geognostica integrativa è stata impostata per definire il modello geotecnico di sottosuolo ricostruendo la stratigrafia e individuando le proprietà fisico meccaniche del volume significativo di terreno in relazione alle opere fondazionali profonde di progetto, e implementare quindi la modellazione geologica del sito.

Con il supporto dei dati dell'indagine integrativa è stato possibile evidenziare una variabilità areale dei terreni argillosi limosi - sabbiosi entro i primi 5 m ÷ 6 m dal piano campagna, geotecnicamente scadenti, e parametrare il livello sabbioso limoso, più o meno argilloso che aumenta in consistenza da circa – 15 m dal p.c. L'indagine sismica passiva HVSR eseguita in sito di progetto, che ha rilevato un aumento di velocità delle onde di taglio Vs e un progressivo miglioramento delle proprietà fisico meccaniche, è comparabile con i risultati della nuova campagna d'indagine che appunto registra un graduale miglioramento nei terreni sabbioso – limosi a partire da circa – 15 m dal p.c.

È stata riscontrata la falda a una profondità di circa -1.1 m dal p.c. Con un coefficiente FSL > 1,25 i terreni investigati non sono soggetti a liquefazione.

A fronte delle caratteristiche del terreno si prevedono fondazioni del tipo indiretto a pali tipo Titan 73/56 con punta di perforazione 280, reso $\Phi 300$ e lunghezza ~ 20 metri, posti a interasse variabile. Al piano interrato è prevista inoltre la realizzazione di un solaio di calpestio monolitico in c.a. con spessore 30 cm (platea) e plinti di fondazione in corrispondenza dei quattro setti centrali.

In sintesi, i risultati dell'indagine geologica condotta e le conoscenze dirette dello scrivente possono essere così riassunti:

- Terreno di riporto rimaneggiato da quota 0 a $-1,60$ m dal p.c.;
- Argilla con limo e sabbia da quota $-1,60$ a quota $-4,10/-5,80$ m;
- Sabbia e limo debolmente argillosa da quota $-4,10/-5,80$ m a quota $-12,0/-14,1$ m;
- Sabbia con argilla e limo da quota $-12,0/-14,1$ m a quota -20 m;
- Acqua di falda a quota -1.1 m;
- Assenza di pericolo di liquefazione.

Per quanto sopra la classificazione in termini sismici e topografici del terreno risulta essere:

- Categoria del sottosuolo: C
- Condizioni topografiche: T1

Calcolo del carico limite

Si assumono ai fini del calcolo della capacità portante i valori desunti dalla relazione geologica condotta in sito. Le verifiche delle fondazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio vengono condotte seguendo l'impostazione dettata dall'Approccio 2 (A1+M1+R3) e quindi con le medesime combinazioni di carico utilizzate per il dimensionamento strutturale come previsto al punto 7.2.5 delle NTC.

Pali di fondazione

Si prevede l'utilizzo di pali tipo Titan Ischebeck 73/56 con punta di perforazione 280 mm e reso $\Phi 300$ mm; i pali saranno realizzati da quota -1.20 m dall'attuale p.c. (quota ± 0.00) e avranno una lunghezza di 20 m. Per il calcolo della portata del singolo palo si fa riferimento al software smartTITAN della casa madre.

Si riportano le pressioni massime calcolate allo SLV, allo SLU e agli SLE.

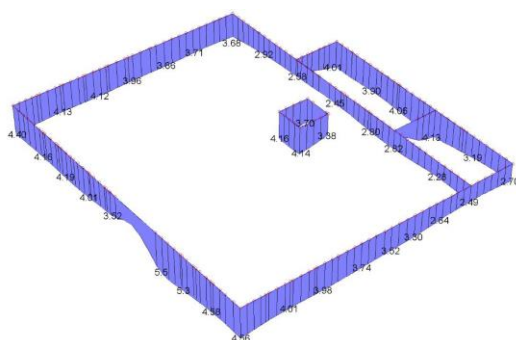


Figura 16: Involuppo pressioni allo SLU/SLV [daN/cm²]

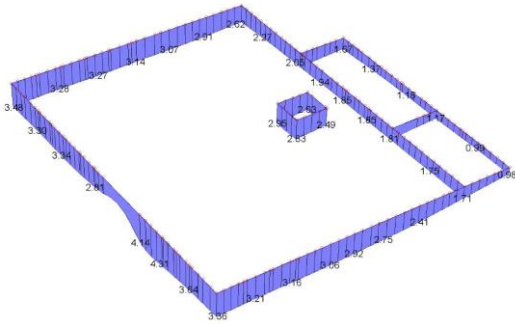


Figura 17: Inviluppo pressioni allo SLE [daN/cm²].

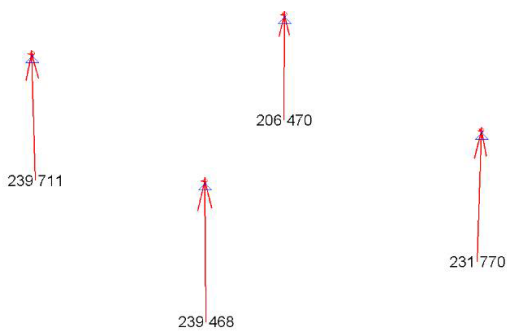


Figura 18: Inviluppo reazioni vincolari sui setti centrali allo SLV [daN].

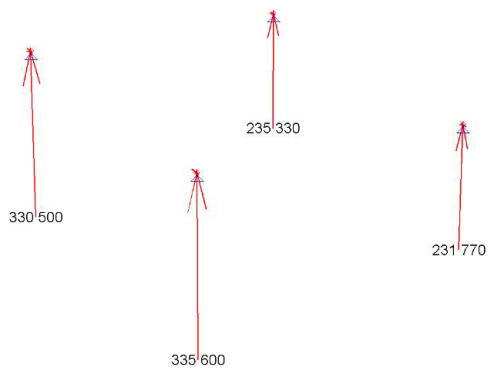


Figura 19: Inviluppo reazioni vincolari sui setti centrali allo SLU [daN].

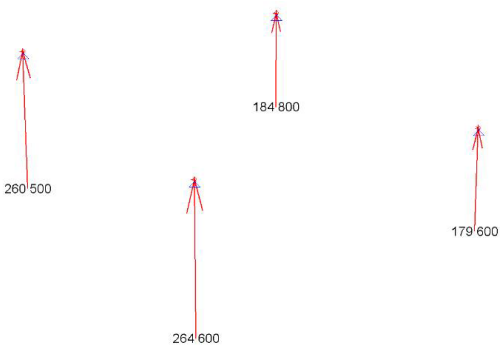


Figura 20: Inviluppo reazioni vincolari sui setti centrali allo SLE [daN].

Si riporta di seguito il calcolo del carico massimo dei pali previsti in funzione degli interassi considerati, integrando le pressioni massime dedotte dal modello.

RESISTENZA ULTIMA PALO A COMPRESSIONE				752 kN			
Parete	Pressione SLU/SLV [kPa]		Interasse max [cm]	n° pali	Carico su palo [kN]		
A1	Massima	440	140	1	Massimo	616	VERIFICATO
	Minima	352			Minimo	493	
A2	Massima	550	110	1	Massimo	605	VERIFICATO
	Minima	456			Minimo	502	
B	Massima	440	140	1	Massimo	616	VERIFICATO
	Minima	368			Minimo	515	
C	Massima	330	190	1	Massimo	627	VERIFICATO
	Minima	249			minimo	473	
D	Massima	401	170	1	Massimo	682	VERIFICATO
	Minima	258			minimo	439	
E	Massima	414	165	1	Massimo	683	VERIFICATO
	Minima	270			minimo	446	
F	Massima	419	165	1	Massimo	691	VERIFICATO
	Minima	282			minimo	465	
G	Massima	456	140	1	Massimo	638	VERIFICATO
	Minima	270			minimo	378	
VA	Massima	416	150	1	Massimo	624	VERIFICATO
	Minima	338			minimo	507	

SETTO	Sollecitazioni SLU/SLV		n° pali	Carico su palo [kN]	
S6	Massima	3305	5	661	VERIFICATO
S7	Massima	2355	4	589	VERIFICATO
S10	Massima	3360	5	672	VERIFICATO
S11	massima	2320	4	580	VERIFICATO

L'azione sismica al piede della struttura viene ripresa mediante la spinta passiva del terreno sulle murature dell'edificio, interrato di circa 110 cm da quota ± 0.00 , su quelle della fossa ascensore e sui ribassi dei plinti di fondazione e della nervatura centrale della platea. Si trascura, a favore di sicurezza, il contributo dato dall'attrito platea-terreno.

Il taglio sismico sollecitante è quello a quota +195.0, in quanto quello valutato dal software a quota 0.00 non è significativo.

Tale ipotesi è confermata anche dall'analisi statica lineare eseguita manualmente, e successivamente riportata, che conferma i valori ottenuti a quota +195.0.

Statica+(EX+λ*EY)													
FX							FY						
TOTALE	PILASTRI	%	SETTI	%	PARETI	%	TOTALE	PILASTRI	%	SETTI	%	PARETI	%
436785	22806	5	45844	10	368135	84	283380	16869	6	74043	26	192468	68

Statica+(λ*EX+EY)													
FX							FY						
TOTALE	PILASTRI	%	SETTI	%	PARETI	%	TOTALE	PILASTRI	%	SETTI	%	PARETI	%
391062	29197	7	40460	10	321405	82	378387	20851	6	108861	29	248675	66

CARATTERISTICHE DEL SITO		
Latitudine	45,6033 6	°
Longitudine	13,7700 1	°
Categoria sottosuolo	C	
Categoria topografica	T1	
	Ag/g	0,096 4
Fattore amplificazione spettro	F0	2,546
T inizio tratto velocità costante spettro	Tc* [s]	0.335
Coefficiente amplificazione stratigrafica	Ss	1.50
Coefficiente amplificazione topografica	St	1.00
Coefficiente amplificazione totale	S	1.50

CARATTERISTICHE DEL TERRENO			
Peso del terreno	ytk	1900	daN/mc
Angolo di attrito	φ'k	29	gradi
		0.506	radianti
Coesione efficace	c'k	3500	daN/mq
Coefficiente di spinta passiva	KP	2,88	

CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA - direzione Y			
Altezza muro	h	1,1	m
Spinta passiva	Pp	16385	daN/m
Lunghezza muratura filo B	Lb	14,1	m
Resistenza terreno filo B	Fh,Rd_b	231028	daN
Lunghezza muratura filo D	Lb	2,8	m
Resistenza terreno filo D	Fh,Rd_d	45878	daN
Altezza fossa	h	1,25	m
Spinta passiva	Pp	19133	daN/m
Lunghezza fossa	Lb	2,05	m
Resistenza terreno fossa	Fh,Rd_f	39222	daN
Altezza plinti	h	0,2	m
Spinta passiva	Pp	2486	daN/m
Lunghezza complessiva plinti	Lp	10	m
Resistenza terreno plinti	Fh,Rd_p	24862	daN
Altezza nervature	h	0,2	m
Spinta passiva	Pp	2486	daN/m
Lunghezza complessiva nervature	Ln	15,85	m
Resistenza terreno nervature	Fh,Rd_n	39407	daN
Totale resistente	Fh,rd_tot	380397	daN
Azione sollecitante sisma dir. Y	Fh,y	378387	daN
		VERIFICATO	

CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA - direzione X			
Altezza muro	h	1,1	m
Spinta passiva	Pp	16385	daN/m
Lunghezza muratura filo B	Lb	18,95	m
Resistenza terreno filo B	Fh,Rd_b	310495	daN
Lunghezza muratura filo D	Lb	0	m
Resistenza terreno filo D	Fh,Rd_d	0	daN
Altezza fossa	h	1,25	m
Spinta passiva	Pp	19133	daN/m
Lunghezza fossa	Lb	1,9	m
Resistenza terreno fossa	Fh,Rd_f	36352	daN
Altezza plinti	h	0,2	m
Spinta passiva	Pp	2486	daN/m
Lunghezza complessiva plinti	Lp	10	m
Resistenza terreno plinti	Fh,Rd_p	24862	daN
Altezza nervature	h	0,2	m
Spinta passiva	Pp	2486	daN/m
Lunghezza complessiva nervature	Ln	30,55	m
Resistenza terreno nervature	Fh,Rd_n	75955	daN
Totale resistente	Fh,rd_tot	447664	daN
Azione sollecitante sisma dir. Y	Fh,y	436785	daN
		VERIFICATO	

Plinti

Plinti dimensioni 250x250x50, per i quali in relazione è riportata la verifica considerando l'azione trasmessa dai setti e dai pali di fondazione.

Platea

La platea, avente spessore 30 cm, viene armata con armatura base composta da una doppia rete elettrosaldata f10/15x15 cm, alla quale vanno aggiunte le armature integrative necessarie. Si riportano di seguito i diagrammi delle tensioni di momento flettente. Le verifiche riferite alla fascia di platea unitaria sono riportate nello specifico tabulato.

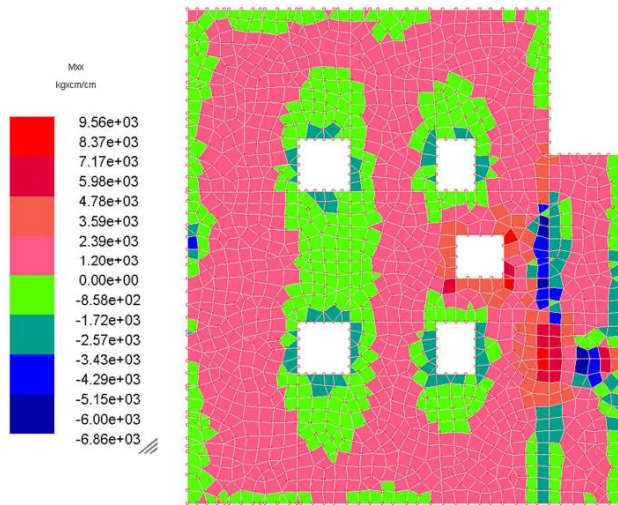


Figura 21: Involuppo momenti M_{xx} allo SLU/SLV (valori al centro dell'elemento) – platea $s=30$.

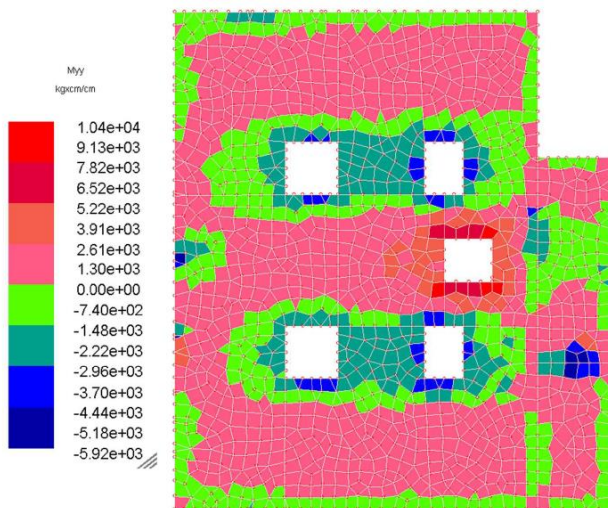


Figura 22: Involuppo momenti M_{yy} allo SLU/SLV (valori al centro dell'elemento) – platea $s=30$.

Validazione dei risultati

Al fine di validare il calcolo strutturale e le verifiche effettuate si sono eseguiti opportuni controlli incrociati con fogli di calcolo appositamente predisposti. Tutte le verifiche eseguite hanno sempre dato esito positivo.

Si ritiene che il modello tridimensionale realizzato mediante il programma di calcolo MasterSap, con gli elementi finiti disponibili e utilizzati, sia rappresentativo a riprodurre nei modelli matematici il comportamento reale della struttura. Tutte le operazioni di controllo disponibili, principalmente quelle grafiche, hanno dato esito positivo sulla corrispondenza dei modelli introdotti con la realtà costruttiva, dimensionale, di materiali e di carico previste. Gran parte delle verifiche sono state condotte a mano ovvero per mezzo di fogli di calcolo appositamente predisposti secondo le regole classiche e comprovate della Scienza e Tecnica delle Costruzioni e validati con esempi da bibliografia.

Si procede alla verifica sommaria di alcune grandezze caratteristiche per valutare la congruenza dei risultati.

Verifica dei tagli sismici

Si valuta il taglio sismico alla base della struttura per mezzo di un'analisi sismica statica equivalente.

Dati sito					
Accelerazione orizzontale	ag/g	0,0964	Periodo a velocità costante	T* _c	0,335 s
Fattore di amplificazione	F0	2,546	Fattore di struttura	q	1,5
Categoria sottosuolo	C		Categoria topografica	T1	

CALCOLO DELLE MASSE DI PIANO			
Carichi unitari			
Solaio INT	750	300	930
Solaio cop. alto	525	80	525
Solaio calpestio interno	750	200	810
Solaio poggioli	575	400	815
Tamponamento	300		300
Setti 20x100	500		500
Setti a L	1000		1000

PIANO	PESO [daN]	QUOTA [m]	W*z [daNm]	FORZA [daN]	TAGLIO [daN]
Cop scale	11550	22.15	255833	5193	0
Cop inclinata	92408	20.90	1931331	39204	5193
Livello 5	294971	17.40	5132492	104185	44398
Livello 4	386719	14.45	5588087	113433	148583
Livello 3	361267	11.55	4172633	84701	262016
Livello 2	356047	8.65	3079810	62518	346717
Livello 1	356651	5.75	2050740	41628	409235
Livello 0	345615	2.85	985003	19995	450863
Livello FOND	78090	0	0	0	470858
Tot.	2283318		23195928		
Coefficiente	λ	0.85			
TAGLIO ALLA BASE	Fh	470858	daN		

Il taglio sismico significativo derivante dall'analisi modale eseguita risulta pari a 436785 daN.

Le calcolazioni di larga massima eseguite hanno confermato la bontà dell'analisi numerica effettuata.