



comune di
PRATO

Codice Fiscale: 84006890481

Progetto: **SCUOLA MEDIA INFERIORE "DON BOSCO" - loc. Maliseti
REALIZZAZIONE NUOVA PALESTRA**

Titolo: **Relazione specialistica opere strutturali**

Fase: **PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO**

Assessore ai lavori pubblici	Valerio Barberis
Servizio PI	Lavori Pubblici
Dirigente del Servizio	Arch. Emilia Quattrone
Responsabile Unico del Procedimento	Arch. Luca Piantini

Progettisti

Progetto opere architettoniche:

Arch. Antonella Cacciato

Direttore Lavori

Arch. Antonella Cacciato

Progetto e Direzione Lavori opere strutturali:

Ing. Francesco Sanzo

Progetto e Direzione Lavori impianti elettrici e meccanici:

Ing. Luca Tocchio

Coordinatore per la Sicurezza in fase di progettazione:

Ing. Francesco Sanzo

Collaboratori al progetto architettonico:

Arch. Andrea Cinelli

Geom. Elisabetta Santi

Elaborato: M
Scala: 1/100
Spazio riservato agli uffici:

COMUNE DI PRATO

Scuola Media Inferiore “Don Bosco”- Località Maliseti
Realizzazione Nuova Palestra

RELAZIONE SPECIALISTICA SULLE STRUTTURE

Progettista: Ing. Francesco Sanzo

INDICE GENERALE

1	Premessa	3
2	Descrizione della struttura	4
3	Normativa di riferimento	5
4	Carichi	6
4.1	<i>Carichi verticali</i>	6
4.1.1	Pesi propri e portati	6
4.1.2	Carichi Variabili	6
4.1.3	Carichi dovuti alla neve	7
4.1.4	Tabella riassuntiva carichi verticali	8
4.2	<i>Carichi orizzontali</i>	9
4.2.1	Azioni sismiche	9
4.2.2	Stato limite ultimo: stato limite di salvaguardia - SLV	11
4.2.3	Stato limite di esercizio: stato limite di danno - SLD	13
4.2.4	Stato limite di esercizio: stato limite di operatività - SLO	14
4.2.5	Masse associate	15
4.2.6	Eccentricità accidentale	15
4.2.7	Azione del vento	16
4.3	<i>Combinazioni di carico</i>	19
5	Modello di calcolo	22
5.1	<i>Introduzione</i>	22
5.2	<i>Modellazione piani rigidi</i>	23
5.3	<i>Sollecitazioni elementi resistenti</i>	24
6	Relazione geotecnica	25
6.1	<i>Scelta del piano di posa</i>	25
6.2	<i>Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento</i>	26
6.3	<i>Tensione massima sul terreno</i>	26
6.4	<i>Modulo di Winkler</i>	26
7	Verifiche strutture di fondazione	26
8	Verifiche strutture in elevazione	29
8.1	<i>Verifiche degli spostamenti per SLD</i>	29
8.2	<i>Verifiche degli spostamenti per SLO</i>	30
9	Materiali	30
10	Fascicolo dei Calcoli	Errore. Il segnalibro non è definito.

1 Premessa

La presente relazione ha lo scopo di illustrare le modalità di calcolo e di verifica della struttura della Nuova palestra a servizio anche della scuola Don Bosco sita a Maliseti..

Nei capitoli che seguono vengono quindi riportate le scelte progettuali, descritte le tipologie strutturali adottate, calcolate e verificate le strutture in accordo con quanto previsto dalle normative vigenti.

A3 - RELAZIONE GENERALE SULL'INTERVENTO

2 Descrizione della struttura

L'edificio si compone di due corpi di fabbrica giuntati tra di loro, progettati con sistemi costruttivi differenti:

- il corpo di fabbrica della palestra, in struttura prefabbricata, con base regolare rettangolare costituita da due telai spaziali capaci di assorbire oltre che i carichi verticali anche le azioni sismiche definite secondo normativa DM 14.01.2008 tamponata a pannelli prefabbricati e coperta con delle travi a Pigreco portanti degli Shed.
- Il corpo fabbrica spogliatoi a pianta rettangolare regolare realizzato in cemento armato gettato in opera, a telai tridimensionali ad un piano con solaio di copertura in predalles

Adiacente alla struttura prefabbricata del corpo palestra si trovano anche due locali tecnici, realizzati in muratura portante e solaio di copertura predalles. Tali murature hanno solo una funzione statica in quanto l'azione sismica di tale porzione di fabbricato è completamente sostenuta dai pilastri della palestra.

Tutti i corpi di fabbrica hanno un'unica fondazione a travi rovesce che trovano il loro piano di posa a quota -2.00m.

3 Normativa di riferimento

La progettazione dovrà risultare in accordo con le seguenti disposizioni normativo - tecniche:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 14.01.2008.
- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. Min. LL..PP. 16 Gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circolare Min. LL..PP. 4 Luglio 1996, n° 156AA.GG./S.T.C. – Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- CNR-UNI 10011 – Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- D.M. Min. LL..PP. 11 Marzo 1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ,il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione
- Circolare Min. LL..PP. 24 Settembre 1988 n°30483 – istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione , l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terer e delle opere di fondazione.

4 Carichi

4.1 Carichi verticali

Il carico verticale sulle strutture viene determinato sulla base della seguente analisi dei carichi, redatta secondo quanto previsto Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 14.01.2008.

4.1.1 Pesì propri e portati

I carichi permanenti sono calcolati in base ai pesi propri [$\gamma_{c.a.}=25\text{kN/m}^3$ e $\gamma_{acciaio}=78.5\text{kN/m}^3$] dei vari elementi strutturali e degli elementi non strutturali che gravano sulla struttura.

Solaio piano terra spogliatoio	
Solaio predalle	3.20 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	2.50 kN/mq
Variabile	4.00 kN/mq
Totale	9.70 kN/mq

Solaio piano terra palestra	
Solaio predalle	5.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	1.50 kN/mq
Variabile	5.00 kN/mq
Totale	11.50 kN/mq

Solaio copertura spogliatoio	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	1.50 kN/mq
Variabile	1.00 kN/mq
Totale	6.50 kN/mq

Solaio copertura palestra	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	1.00 kN/mq
Variabile	1.00 kN/mq
Totale	6.00 kN/mq

4.1.2 Carichi Variabili

Si considera un sovraccarico variabile per le scuole pari a :

$$Q_{k_scuole} = 400 \text{ kN/m}^2$$

Si considera un sovraccarico variabile di ispezione presente sulle coperture di tutti gli edifici pari a :

$$Q_{k_ispezione} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

4.1.3 Carichi dovuti alla neve

I carichi dovuti alla neve vengono calcolati secondo quanto previsto dal D.M. Infrastrutture e dei Trasporti, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 14.01.2008.

Vengono di seguito riassunte le geometrie delle coperture con i relativi carichi.

Il carico della neve sulle coperture viene determinato per situazioni di progetto persistenti/transitorie come segue:

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

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

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

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

Trovandosi l'edificio a Prato, in Zona II:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/mq.}$$

Dato che il manufatto si trova in una zona riconducibile a "Topografia normale", aree nelle quali non vi è una rimozione significativa della neve esercitata dal vento a causa della sua interazione con il terreno con altre costruzioni o con alberi si assume $C_e=1$. Non disponendo di uno studio

accurato circa le proprietà di isolamento termico del materiale impiegato si assume:

$$C_t = 1.0.$$

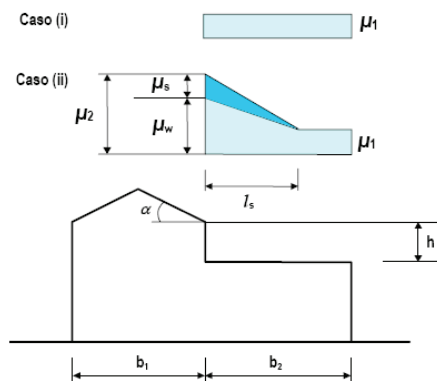
Il coefficiente di forma della copertura è funzione della pendenza della falda :

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

Essendo la copertura piana $\mu_i = 0.8$, perciò $q_s = 0.8 \text{ kN/mq}$.

Sulle coperture relative alle zone con solaio a quota +4.00m data la presenza di solai adiacenti a quota più alta viene assunto un carico neve dovuto all'accumulo pari a $q_s = 3.44 \text{ kN/mq}$ per una lunghezza di circa 5m.

Essendo $\mu_s = 0$ contributo dovuto allo scivolamento e $\mu_w = 3.44$ contributo dovuto al vento.



Il carico dovuto all'accumulo neve è stato considerato solo dove non sono presenti gli impianti in quanto la loro presenza impedisce che si formino zone di accumulo. In queste zone è stato comunque considerato il carico della neve.

4.1.4 Tabella riassuntiva carichi verticali

Nel seguente prospetto vengono riassunti tutti i carichi verticali assunti per il calcolo.

Solaio piano terra spogliatoio	
Solaio predalle	3.20 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	2.50 kN/mq

Variabile	4.00 kN/mq
Totale	9.70 kN/mq

Solaio piano terra palestra	
Solaio predalle	5.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	1.50 kN/mq
Variabile	5.00 kN/mq
Totale	11.50 kN/mq

Solaio copertura spogliatoio	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	1.50 kN/mq
Variabile	1.00 kN/mq
Totale	6.50 kN/mq

Solaio copertura palestra	
Solaio predalle	4.00 kN/mq
Pavimenti e controsoffitti	1.00 kN/mq
Variabile	1.00 kN/mq
Totale	6.00 kN/mq

4.2 Carichi orizzontali

4.2.1 Azioni sismiche

Il manufatto in oggetto è situato in zona sismica 2. Pertanto oltre ai carichi verticali elencati nel paragrafo precedente occorre considerare anche le azioni sismiche combinate ad esse nelle modalità espresse dalla normativa.

Le azioni sismiche vengono determinate attraverso un'analisi dinamica lineare.

Si considera che il manufatto abbia una vita nominale $V_N > 50$ anni

La classe d'uso, essendo una struttura in cui ha sede un'industria, è la III ; il valore del moltiplicatore c_u vale 1.5

Dunque $V_R = V_N \cdot c_u = 75$ anni

Da questo si ricava il tempo di ritorno $T_R = -V_R / \ln(1-P)$ con $P = \text{prob. di superamento}$

Non disponendo nella tabella fornita dalla normativa dei valori corrispondenti al T_R considerato si procede all'interpolazione usando l'equazione, (p è il parametro da aggiornare secondo il T_R desiderato):

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{P_2}{P_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

La relazione geologica indica come categoria di sottosuolo la "B" in quanto $V_{s30} = 409 \text{ m/s}$.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800 \text{ m/s}$).

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Trovandosi in zona pianeggiante si assume $S_T = 1$

I valori dello spettro elastico si desumono dalle seguenti formule:

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

Per ottenere i valori dello spettro di progetto $S_d(T)$ si utilizza lo spettro elastico sostituendo η con $1/q$ ove q è il fattore di struttura che tiene conto delle capacità dissipativa anelastica della struttura.

Per la struttura in esame devono essere valutati i seguenti stati limite:

- stati limite ultimi:
 - stato limite di salvaguardia SLV per strutture di fondazione
 - stato limite di salvaguardia SLV per strutture in elevazione
- stati limite di esercizio:
 - stato limite di operatività SLO
 - stato limite di danno SLD

4.2.2 Stato limite ultimo: stato limite di salvaguardia - SLV

Il tempo di ritorno per SLV (stato limite di salvaguardia della vita) risulta:

$Tr = -V_R / \ln(1-P)$ con $P = \text{prob. di superamento pari a } 10\%$

$Tr = 712$ anni

Le coordinate geografiche di Sesto Fiorentino sono:

Lat. $43^\circ 50' 0''$ N

Long. $11^\circ 11' 0''$ E

Per il calcoli della struttura in elevazione si considera lo spettro di progetto per SLV con fattore di struttura determinato in base alle effettive caratteristiche della struttura in elevazione mentre per le fondazioni si utilizza un'analisi elastica e quindi si utilizza lo spettro per SLV con il fattore di struttura q pari a 1.

- strutture di fondazione:

Lo spettro è caratterizzato da:

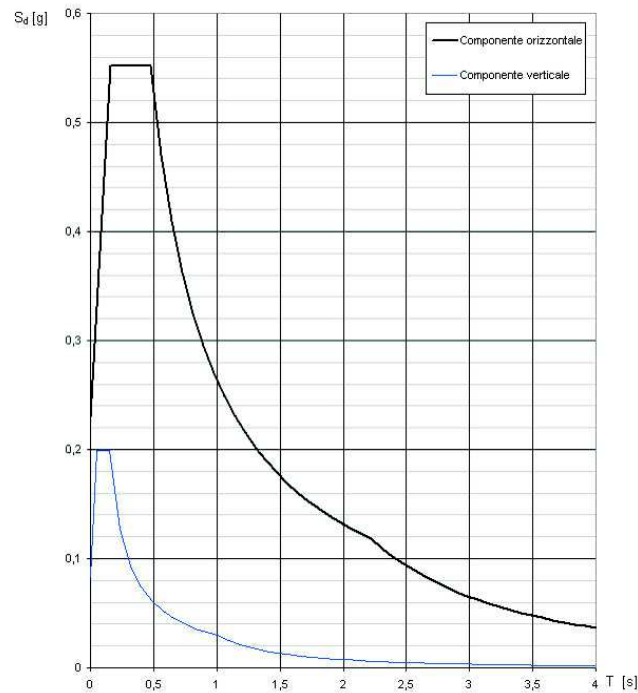
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,156 g
F_o	2,406
T_c^*	0,308 s
S_s	1,475
C_c	1,549
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,475
η	1,000
T_B	0,159 s
T_C	0,477 s
T_D	2,222 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



- strutture in elevazione:

Lo spettro è caratterizzato da:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,156 g
F_o	2,406
T_c^*	0,308 s
S_s	1,475
C_c	1,549
S_T	1,000
q	1,300

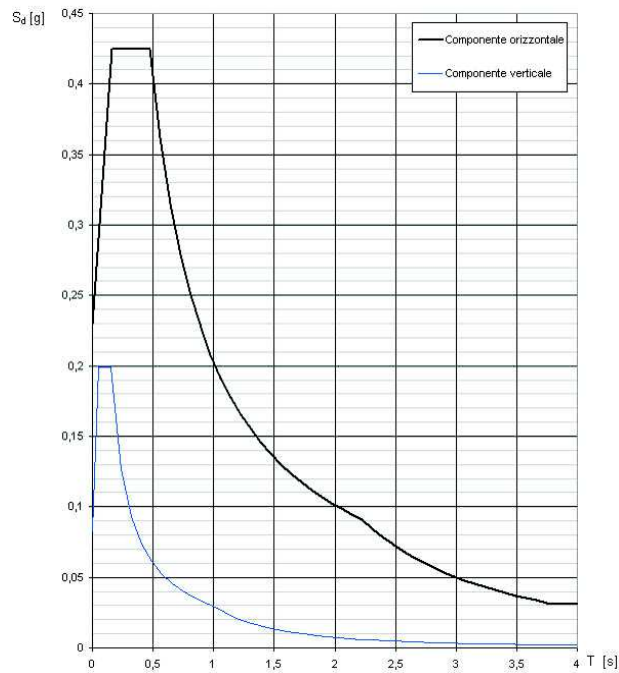
Parametri dipendenti

S	1,475
η	0,769
T_B	0,159 s
T_C	0,477 s
T_D	2,222 s

Sono stati individuati due fattori di struttura differenti:

- Per la palestra si è utilizzato un fattore di struttura pari a $q_o = 1$
- Per lo spogliatoio si è utilizzato un fattore di struttura pari a $q_o = 3.3$

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



4.2.3 Stato limite di esercizio: stato limite di danno - SLD

Il tempo di ritorno per SLD (stato limite di danno) risulta:

$Tr = -V_R / \ln(1-P)$ con $P = \text{prob. di superamento pari a } 63\%$

$Tr = 75$ anni

Le coordinate geografiche di Sesto Fiorentino sono:

Lat. $43^{\circ}50'0''$ N

Long. $11^{\circ}11'0''$ E

Per ottenere i valori dello spettro si utilizza lo spettro elastico assegnato ad η il valore 2/3.

Lo spettro è caratterizzato da:

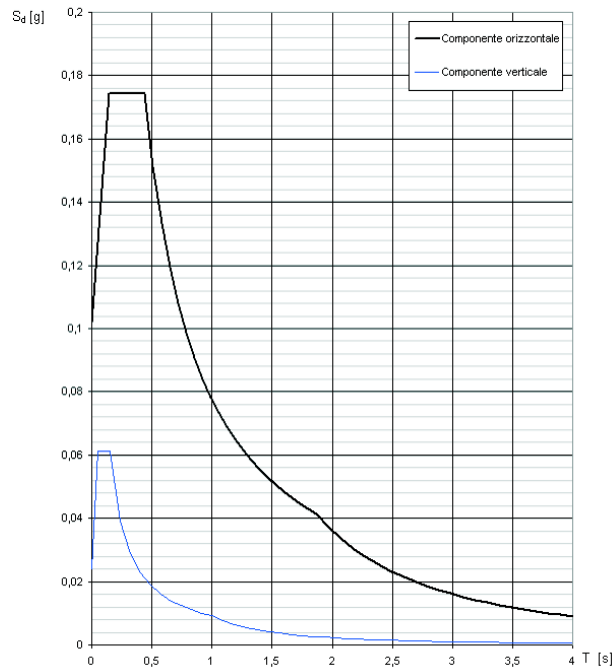
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_d	0,068 g
F_0	2,569
T_c^*	0,276 s
S_s	1,500
C_c	1,605
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,500
η	0,667
T_B	0,148 s
T_C	0,444 s
T_D	1,872 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



4.2.4 Stato limite di esercizio: stato limite di operatività - SLO

Il tempo di ritorno per SLO (stato limite di operatività) risulta:

$$Tr = -V_R / \ln(1-P) \text{ con } P = \text{prob. di superamento pari a } 81\%$$

Tr = 45 anni

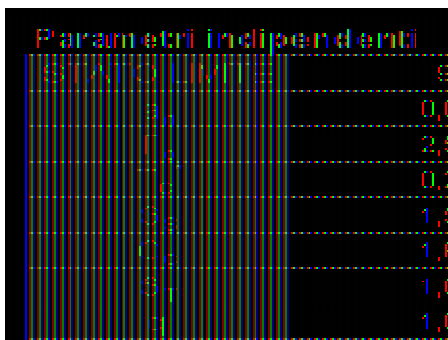
Le coordinate geografiche di Sesto Fiorentino sono:

Lat. 43°50'0" N

Long. 11°11'0" E

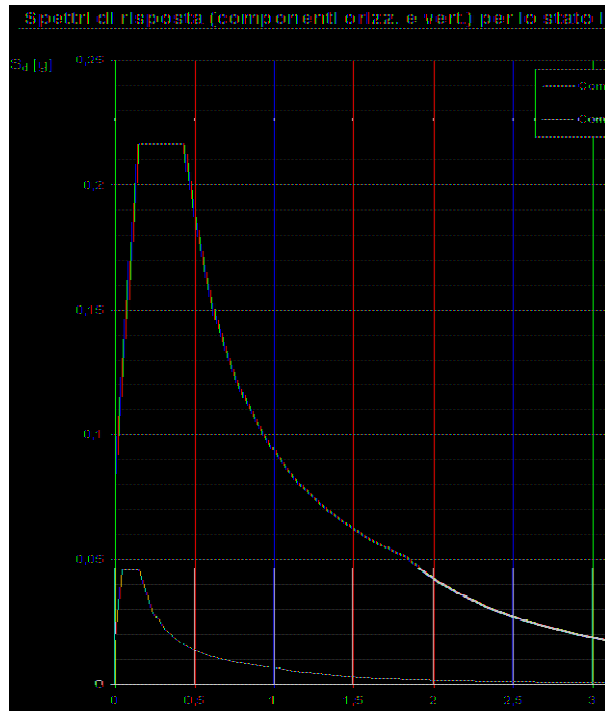
Per ottenere i valori dello spettro utilizza lo spettro elastico assegnato ad η il valore 1.

Lo spettro è caratterizzato da:



Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T _B	0,144 s
T _C	0,431 s
T _D	1,825 s



4.2.5 Masse associate

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

$$G + \sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

Nel caso del carico da neve si ha $\psi_{2j}=0$ e nel caso del carico accidentale a favore di sicurezza è stato assunto $\psi_{2j}=0,6$ e i valori dei carichi permanenti sono stati determinati come visto nei paragrafi precedenti. È stato quindi posizionato nel baricentro delle masse alla quota del solaio più alto un nodo speciale, al quale sono state assegnate le caratteristiche della massa.

$$M=908610 \text{ N s}^2/\text{m}$$

$$I_p= 155673010 \text{ N m}^2 / (\text{m/ s}^2)$$

4.2.6 Eccentricità accidentale

Gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa vengono tenuti in considerazione mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come

per l'analisi lineare statica, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo e cioè 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Pertanto nel modello agli elementi finiti sono stati assegnati, al baricentro di ogni piano, due momenti attorno all'asse globale verticale.

$M_i = F_i \cdot e_{ai}$ dove F_i è il taglio di piano in condizioni sismiche determinato con analisi statica lineare e e_{ai} è l'eccentricità.

La forza sismica al piano si determina come:

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

Dove $S_d(T)$ è l'ordinata dello spettro di progetto SLV riferito al periodo T , periodo relativo al modo di vibrare principale nella direzione considerata.

I periodi dei modi di vibrare principali si ricavano dall'analisi modale e risultano pari a: $T_x = 0,096$ s per il modo di vibrare principale in direzione x e $T_y = 0,081$ s per il modo di vibrare principale in direzione y .

Dati $\lambda = 1$, $T_B = 0,159$ s, $F_0 = 2,406$, $a_g = 0,156$ g, $S = 1,475$ e $q = 1,3$ si ottiene:

$$S_d(T_x) = 0,348g$$

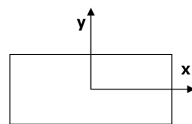
$$S_d(T_y) = 0,330g$$

Da cui $F(T_x) = 316466$ N e $F(T_y) = 299686$ N

I momenti corrispondenti risultano pari a

$$M_{z,x} = 556980 \text{ Nm}$$

$$M_{z,y} = 468259 \text{ Nm}$$



4.2.7 Azione del vento

Vengono di seguito riportati i dati relativi al carico del vento, calcolati secondo quanto previsto dal D.M. Infrastrutture e dei Trasporti, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 14.01.2008.

La velocità di riferimento v_b riferita a un $T_R = 50$ anni è data da:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

Dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone.

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Trovandosi l'edificio a Sesto Fiorentino, Zona 3 e altitudine < 500 m si assume:

$v_b = 27$ m/sec.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_{pe} \cdot c_d$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento e pari a 456 N/mq
- c_e è il coefficiente di esposizione e vale:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Ove $k_r = 0,22$, $z_0 = 0,30$ m e $z_{\min} = 8$

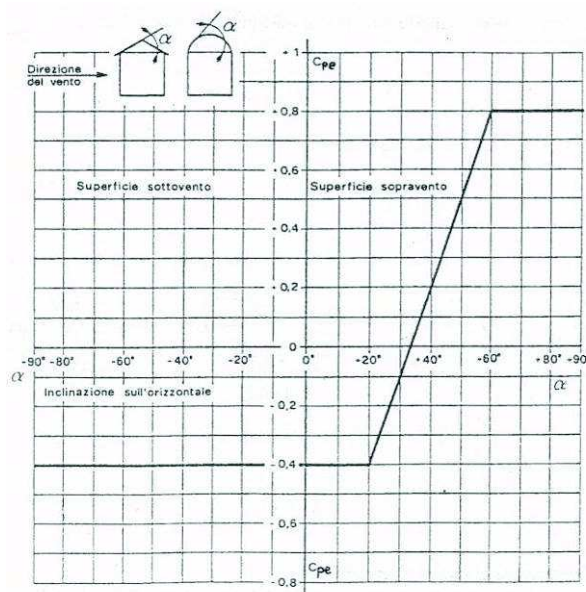
E c_t è il coefficiente di topografia posti pari a 1 perchè zona pianeggiante.

Considerando una classe di rugosità del terreno B:

La categoria di esposizione del sito è IV perciò:

$$c_{e \text{ Min}}(z=8\text{m}) = 1.63$$

- c_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento; i valori di $c_{p \text{ esterno}}$ sono in funzione dell'inclinazione di falda:



-
- i valori di $c_{p \text{ interno}}$ considerando l'edificio non stagno sono +/- 0.2
 - c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali, assunto in questo caso pari a 1

La pressione del vento sulla superficie sopravento risulta:

$$p_1 = q_{\text{ref}} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{N/m}^2 \cdot 1.63 \cdot 1 \cdot 1 = 745 \text{N/m}^2$$

La pressione del vento sulla superficie sottovento risulta:

$$p_2 = q_{\text{ref}} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 456 \text{N/m}^2 \cdot 1.63 \cdot 0.6 \cdot 1 = -445 \text{N/m}^2$$

L'azione tangenziale del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f = 456 \text{N/m}^2 \cdot 1.63 \cdot 0.04 = 30.00 \text{N/m}^2$$

dove:

q_b , c_e definiti come sopra

c_f è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente, assunto qui a favore di sicurezza pari a 0.04.

Data la tipologia di edificio l'azione del vento in termini di risultante risulta inferiore alla spinta sismica.

4.3 Combinazioni di carico

Ai fini degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni di carico, oggetto di verifica:

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

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} \gamma_{Qi} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

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

$$G_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

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

$$G_k + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_k + \psi_{21} Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ki})$$

In questo caso verranno considerati lo stato limite di danno (SLD), lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e lo stato limite di operatività (SLO).

dove:

G_k : il valore caratteristico delle azioni permanenti

Q_{k1} : il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ki} : i valori caratteristici delle azioni variabili che possono agire contemporaneamente

ψ : coefficiente che tiene conto della durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile.

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
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

Per quanto riguarda i valori dei coefficienti parziali da impiegare per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, nella presente relazione si adotta l'approccio progettuale "Approccio 2" nel quale è prevista un' unica combinazione di gruppi di coefficienti da adottare sia nelle verifiche strutturali che geotecniche. In particolare si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e eventualmente per la resistenza globale del sistema (R). Le verifiche sono effettuate nei confronti lo stato limite di resistenza della struttura (STR) e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO)

Per la valutazione dei coefficienti si fa riferimento alle seguenti tabelle:

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.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

L' "Approccio2" prevede l'impiego dei seguenti coefficienti: (A1+M1+R3), dunque:

1. GEO: $\gamma_{G,1}=1.3$; $\gamma_{Q,i}=1.5$; $\gamma_\phi=1$; $\gamma_c=1$; $\gamma_{cu}=1$; $\gamma_{R_capacità\ portante}=2.3$;
 $\gamma_{R_scorrimento}=1.1$
 $[\gamma_{G,1}=1$; $\gamma_{Q,i}=1$ in condizioni sismiche]
2. STR: $\gamma_{G,1}=1.3$; $\gamma_{Q,i}=1.5$; $\gamma_\phi=1$; $\gamma_c=1$; $\gamma_{cu}=1$;
 $[\gamma_{G,1}=1$; $\gamma_{Q,i}=1$ in condizioni sismiche]

5 Modello di calcolo

5.1 Introduzione

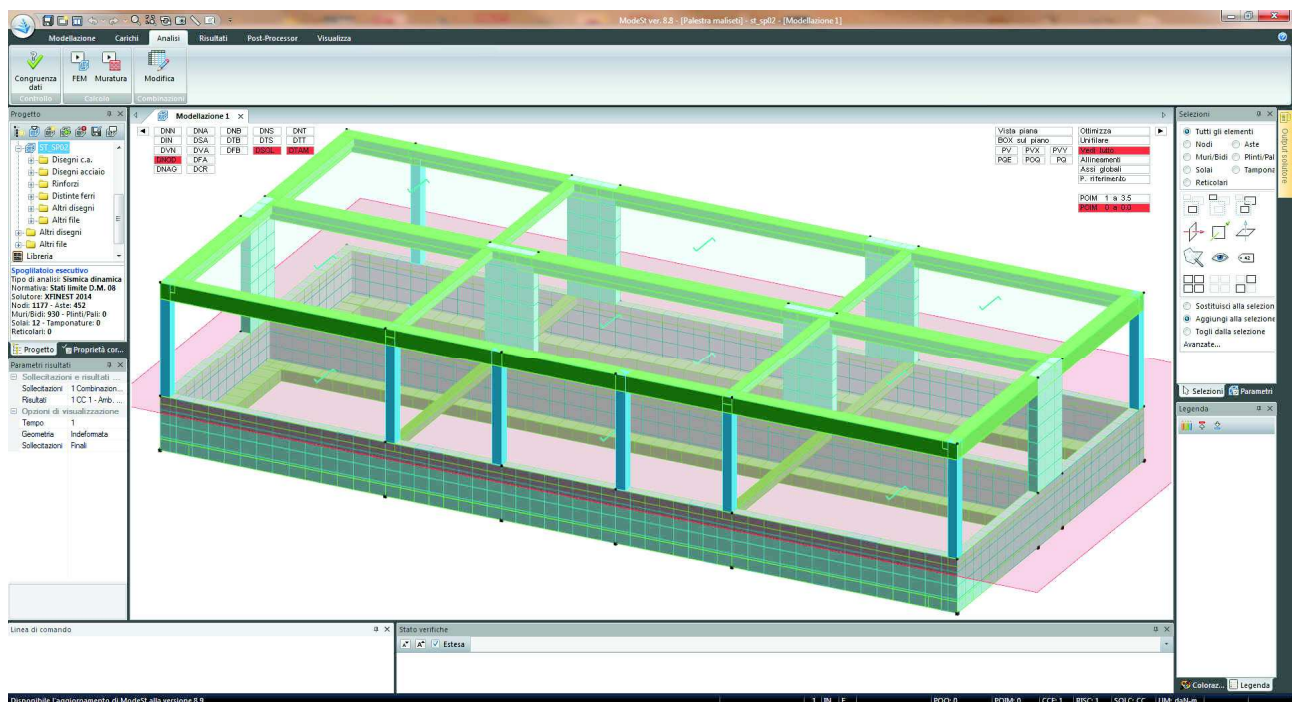
E' stato utilizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti al fine di valutare il comportamento strutturale della struttura e risolvere il problema della ripartizione dei carichi orizzontali e della determinazione delle sollecitazioni per carichi verticali e orizzontali sulla struttura. La modellazione della struttura in elevazione insieme alle travi di fondazione ha permesso di valutare il comportamento globale dell'edificio.

Il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione è stato eseguito con il metodo degli elementi finiti, utilizzando il programma Modest 8.8.

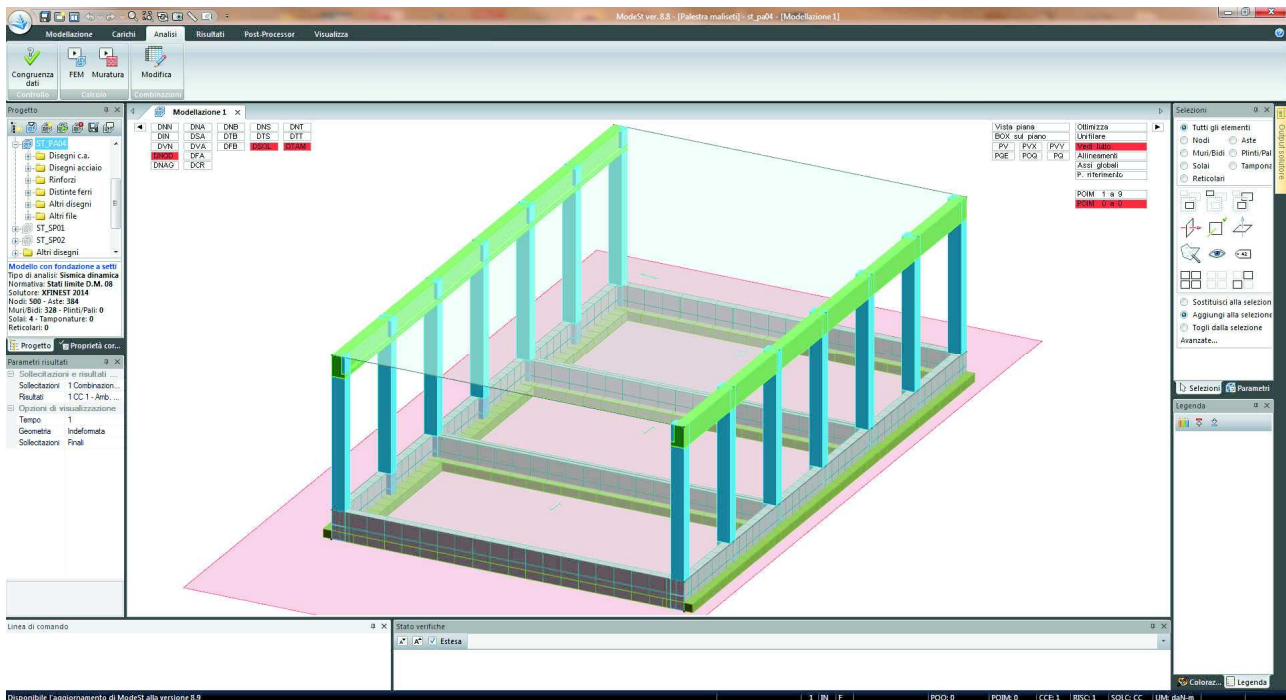
La geometria è stata definita mediante l'assegnazione delle coordinate geometriche dei nodi della struttura rispetto ad un sistema di riferimento fisso cartesiano ortogonale destrorso XYZ. Questo riferimento ha gli assi X e Y orizzontali e l'asse Z verticale ascendente.

I setti in c.a. sono state modellate mediante elementi piani a quattro e/o a tre nodi con comportamento sia membranale che flessionale. A tali elementi sono state assegnate le caratteristiche delle travi di fondazione. Le travi di fondazione sono state modellate con elementi frames.

Seguono alcune immagini raffiguranti il modello agli elementi finiti.



Sgogliatoio



Palestra

5.2 Modellazione piani rigidi

La presenza dei solai di piano ha permesso di modellare i vari orizzontamenti come dei piani rigidi. È stata assunta, quindi, valida l'ipotesi di solaio infinitamente rigido nel proprio piano inserendo il vincolo "DIAPHRAGM" a tutti i nodi appartenenti a ciascun piano

Determinate le coordinate del nodo master come baricentro delle masse, tutti gli altri nodi del piano si muovono secondo le formule della cinematica del corpo rigido; coerentemente con questa schematizzazione tutte le masse di piano devono essere attribuite al nodo master.

Il nodo master è assunto coincidente con il baricentro delle masse. La posizione del centro di massa (x_{NM} ; y_{NM}) può essere determinata dal rapporto della somma di tutti i momenti statici fratto la somma di tutti i pesi:

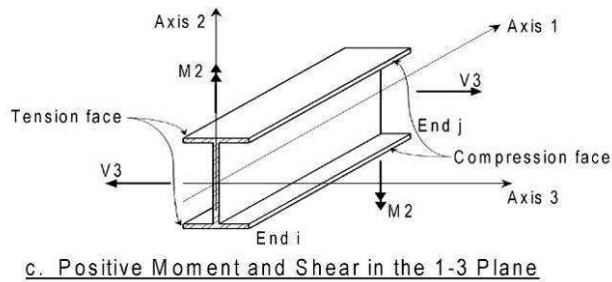
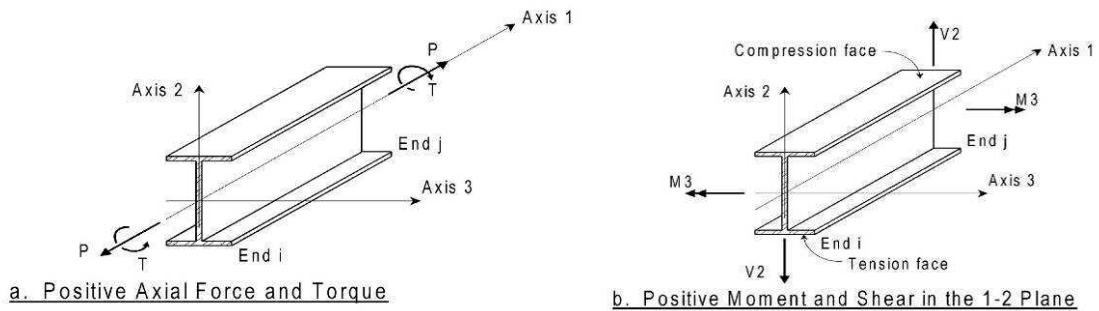
$$x_{NM} = \frac{\sum_i P_i \cdot x_i}{\sum_i P_i} \quad y_{NM} = \frac{\sum_i P_i \cdot y_i}{\sum_i P_i}$$

dove P_i è il peso dell'area i -esima e $(x_i; y_i)$ le coordinate del centro di massa di tale area che ne è anche baricentro poiché la densità di massa è costante su ogni area.

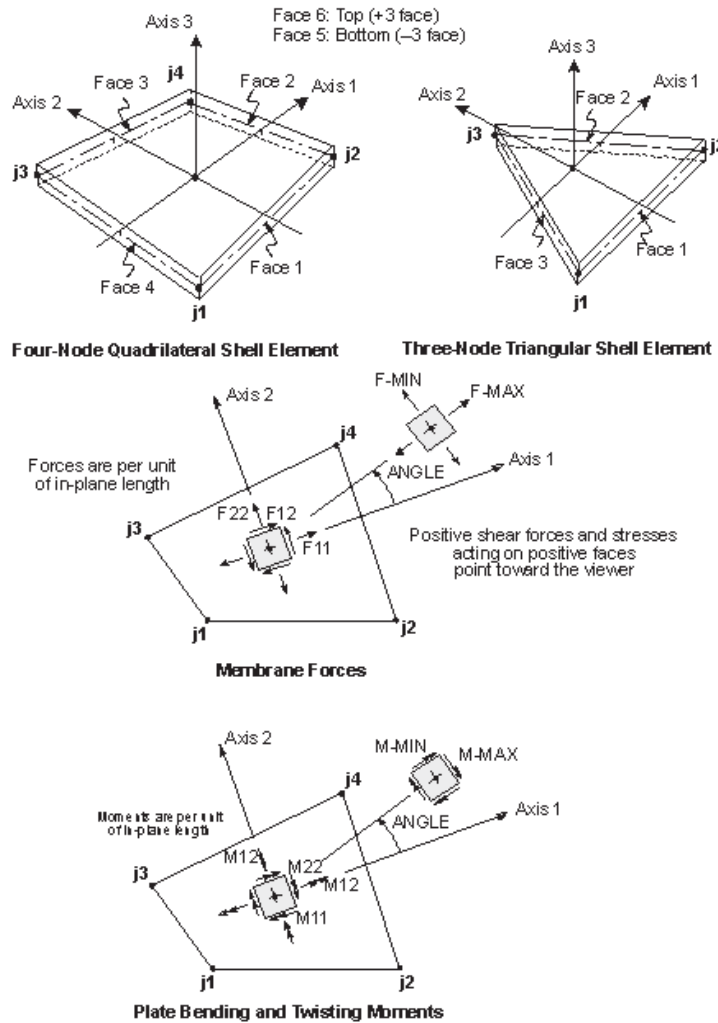
Infine la coordinata verticale del nodo master è assunta coincidente con la quota di impalcato.

5.3 Sollecitazioni elementi resistenti

Le sollecitazioni di tutti gli elementi *frame* sono riportate facendo riferimento alle convenzioni sugli assi indicate nelle seguenti immagini.



Le sollecitazioni di tutti gli elementi *shell* sono riportate facendo riferimento alle convenzioni sugli assi indicate nelle seguenti immagini.



A6 - RELAZIONE GEOTECNICA

6 Relazione geotecnica

Nella presente relazione sono riportate le caratteristiche geotecniche del terreno sul quale poggiano le fondazioni dell'edificio in oggetto.

6.1 Scelta del piano di posa

La profondità del piano su cui sono posate le fondazioni è stata definita in modo da conciliare le esigenze architettoniche con quelle strutturali legate alla portanza del terreno. La quota su cui viene posata la fondazione è di circa 2.00 m. al di sotto dell'attuale livello del piano di campagna.

6.2 Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento

Nelle presente relazione viene fatto riferimento ai dati conoscitivi riportati nelle carte geologiche per l'area in oggetto. In attesa che vengano eseguite delle indagini geognostiche relative alla realizzazione dell'edificio in esame.

Una volta eseguite le indagini geognostiche verrà integrata la presente relazione con i nuovi risultati.

6.3 Tensione massima sul terreno

Per quanto riguarda la determinazione del carico ammissibile del terreno viene fatta la seguente stima.

$$q_{portante} = \frac{CLF}{\gamma_R} \cong 2.0 \text{ kg / cmq}$$

6.4 Modulo di Winkler

In base alle caratteristiche litologiche dei terreni prima descritte si assume il valore:

$$k = 1.50 \text{ kg/cm}^3$$

A7 - RELAZIONE DI CALCOLO SULLE FONDAZIONI

7 Verifiche strutture di fondazione

Utilizzando i risultati ottenuti dal modello di calcolo agli elementi finiti, realizzato modellando tutta la struttura, vengono di seguito condotte le verifiche sugli elementi più sollecitati della struttura in elevazione e le verifiche degli spostamenti dell'edificio. Vengono di seguito riportate i diagrammi che massimizzano le tensioni sul terreno agli SLV, SLD, SLU e SLE(R).

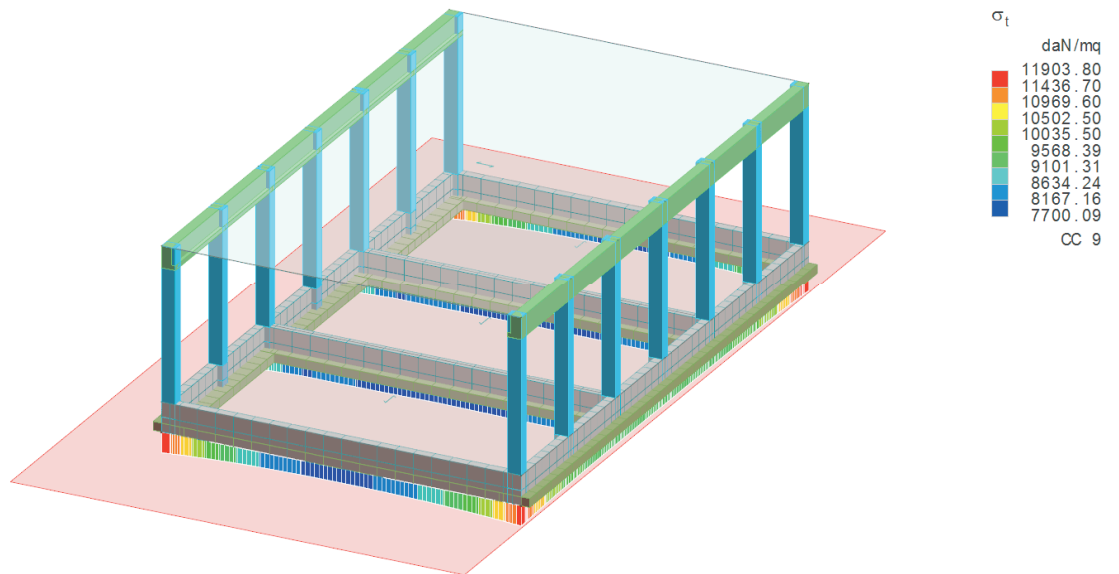


Figura 1: Tensioni massime sul terreno agli SLV

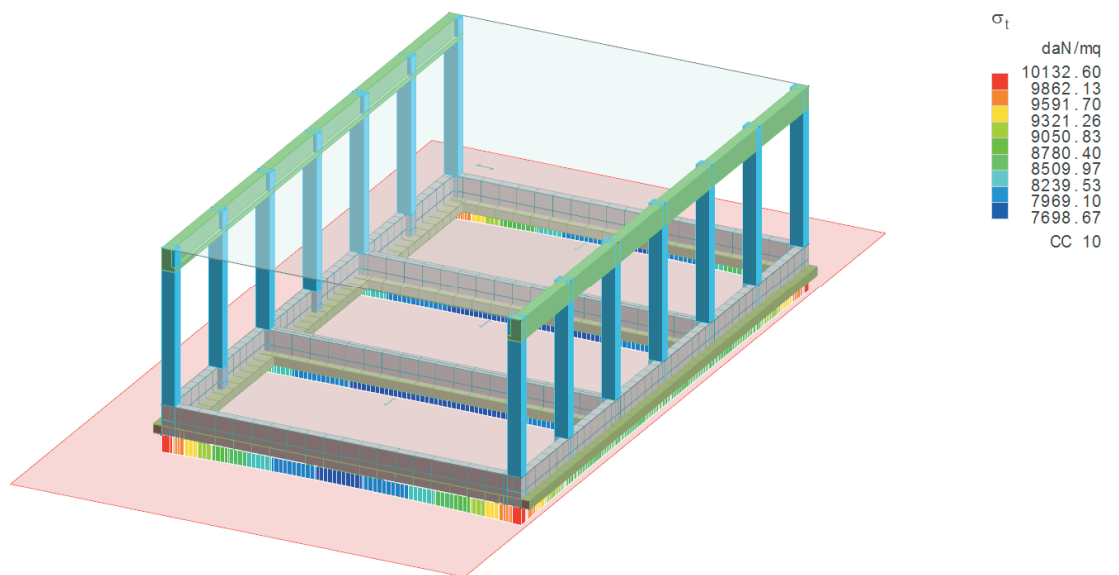


Figura 2: Tensioni massime sul terreno agli SLD

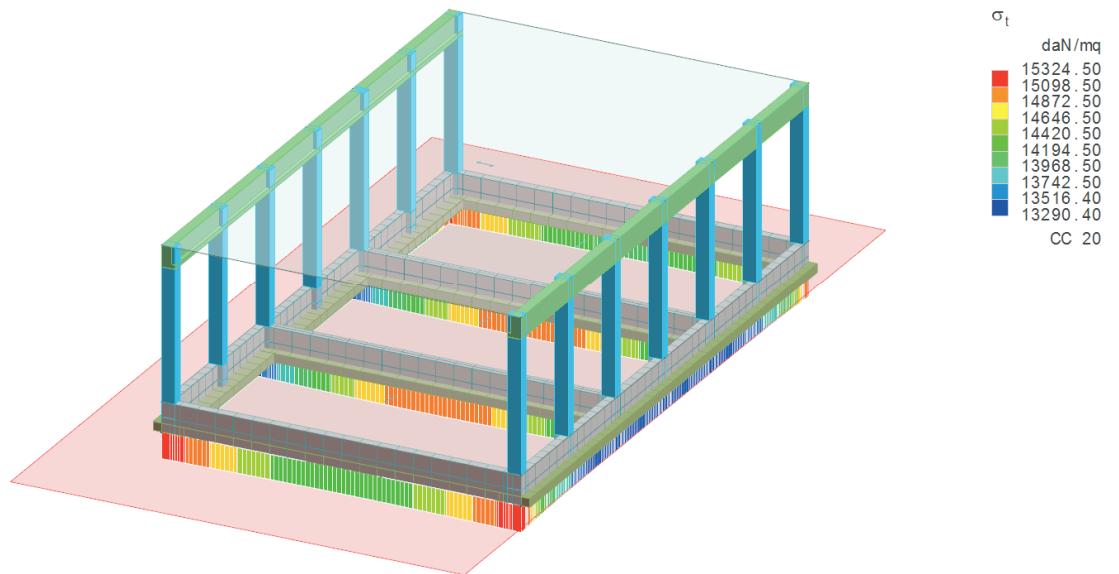


Figura 3: Tensioni massime sul terreno agli SLU

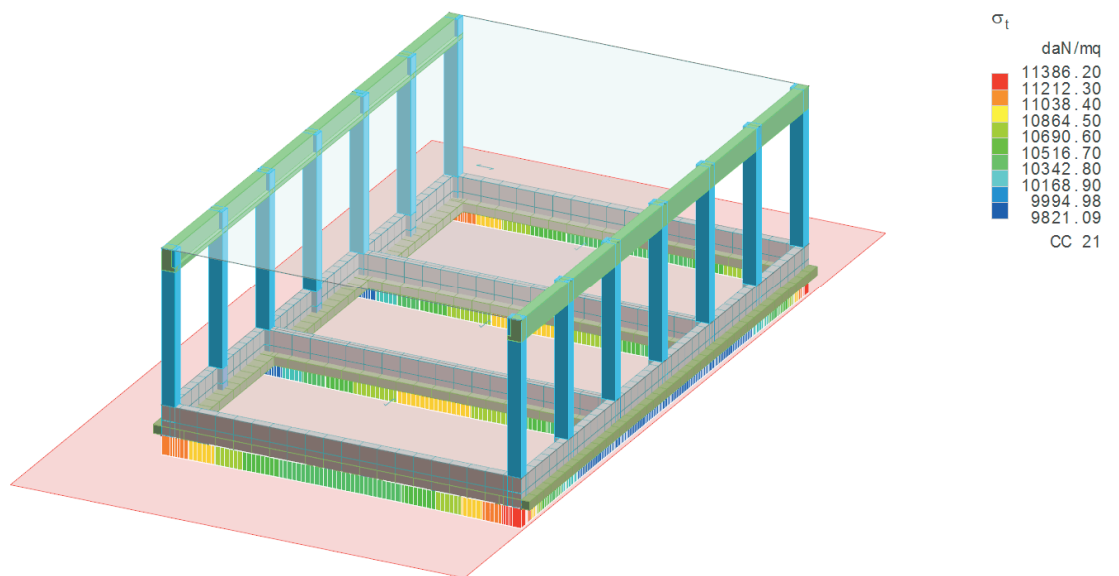


Figura 4: Tensioni massime sul terreno agli SLE rara

A8 - RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

8 Verifiche strutture in elevazione

Utilizzando i risultati ottenuti dal modello di calcolo agli elementi finiti, realizzato modellando tutta la struttura, vengono di seguito condotte le verifiche sugli elementi più sollecitati della struttura in elevazione e le verifiche degli spostamenti dell'edificio. Vengono di seguito riportate le verifiche degli elementi più sollecitati. Essendo una costruzione appartenente a classe III deve essere verificato che per tutti gli elementi strutturali, il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza di azioni sismiche corrispondenti allo SLD e attribuendo a η il valore di $2/3$ sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d) ossia assumendo $\gamma_m=1$. A favore di sicurezza si eseguono le verifiche per SLD e per SLV assumendo sempre come coefficienti per i materiali quelli per gli SLV.

8.1 Verifiche degli spostamenti per SLD

E' necessario verificare nel caso di costruzioni civili o industriali che gli spostamenti di interpiano ottenuti agli SLD siano inferiori ad un certo limite. Data che non è presente alcuna muratura di tamponamento, ma vista la presenza di impianti si assume come limite:

$$d_{r\text{ SLD}} \leq 0.005 \cdot h = 23 \text{ mm}$$

$$d_{\text{max}} = \sqrt{(d_x^2 + d_y^2)} = 9.3 \text{ mm} = 1.92\text{‰} < d_{r\text{ SLD}}$$

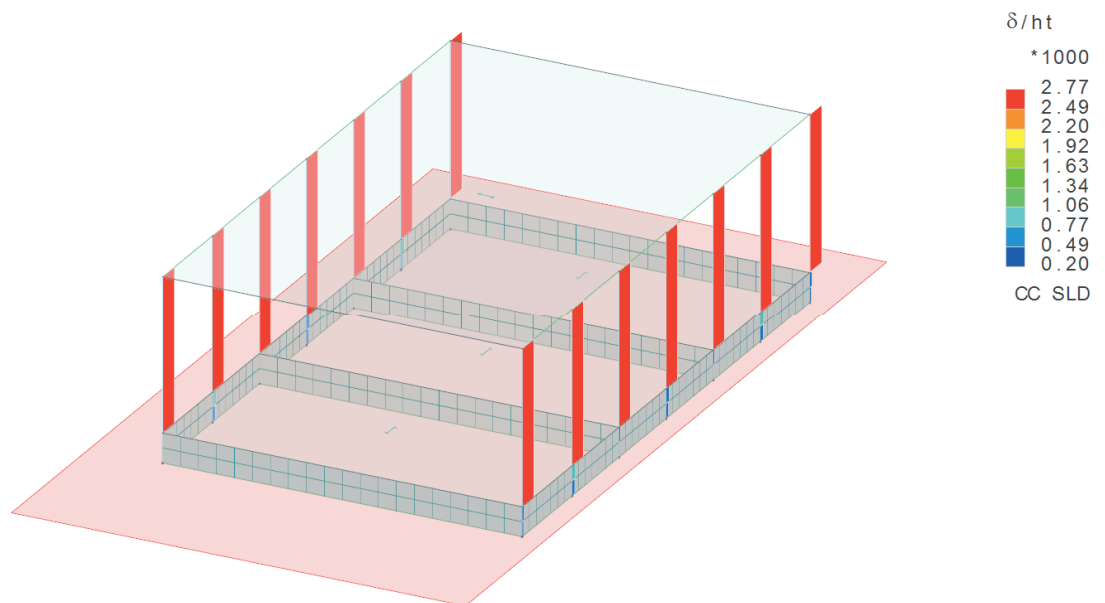


Figura 5: Deformazione relativa agli SLD

8.2 Verifiche degli spostamenti per SLO

Inoltre occorre verificare nel caso di edifici appartenenti alla III classe -come è l'edificio in esame- che gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (Stato Limite di Operatività) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati, ovvero:

$$d_{r\text{SLO}} \leq (2/3) \cdot 0.01 \cdot h = 18 \text{ mm}$$

$$d_{\text{max}} = \sqrt{(d_x^2 + d_y^2)} = 0.32 \text{ mm} < d_{r\text{SLO}}$$

A4 - RELAZIONE SUI MATERIALI

9 Materiali

I materiali utilizzati per le strutture in c.a. gettate in opera sono:

Calcestruzzo per strutture di fondazione gettate in opera C25/30 :

- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Calcestruzzo per strutture di elevazione gettate in opera C28/35 :

- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450C :

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{yt} = 540 \text{ N/mm}^2$