Regione Marche

Provincia di Pesaro Urbino

AMPLIAMENTO E MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELL'IMPIANTO DI DEPURAZIONE DI MAROTTA - COMUNE DI MONDOLFO (PU)

PROGETTO ESECUTIVO

elaborato	titolo elaborato	scale
E-R.22.S29	Locale compressori: Relazione di calcolo strutturale e geotecnica	— : —
consegna Luglio 2017		

Committente:

ASET
Azienda Servizi sul Territorio

Azienda Servizi sul Territorio S.p.A.
via Enrico Mattei, 17 - 61032 Fano (PU)
tel: 0721 83391
aset@asetservizi.it

Responsabile del Procedimento - Ing. Marco Romei

I progettisti:

Ingegneria Ambiente S.r.l.

INGEGNERIA AMBIENTE S.r.l.
Via del Consorzio, 39 - 60015 Falconara Marittima (AN)
tel. 071-9162094 - fax. 071-9189580
e_mail: info@ingegneriaambiente.it

Ing. Enrico Maria BATTISTONI - Direttore Tecnico

BATTISTONI EN
2017.12.13 22:09:38
CN=BATTISTONI ENRICO
C=IT
O=NON PRESENTE
2.5.4.4=BATTISTONI
RSA/2048 bits

Ing. Lorenzo BURZACCA

La proprieta' del presente elaborato e' tutelata a termini di legge. E' vietata qualsiasi forma di riproduzione o di copia non autorizzata.

RELAZIONE TECNICA GENERALE
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMITTENTE:	ASET Azienda Servizi sul Territorio

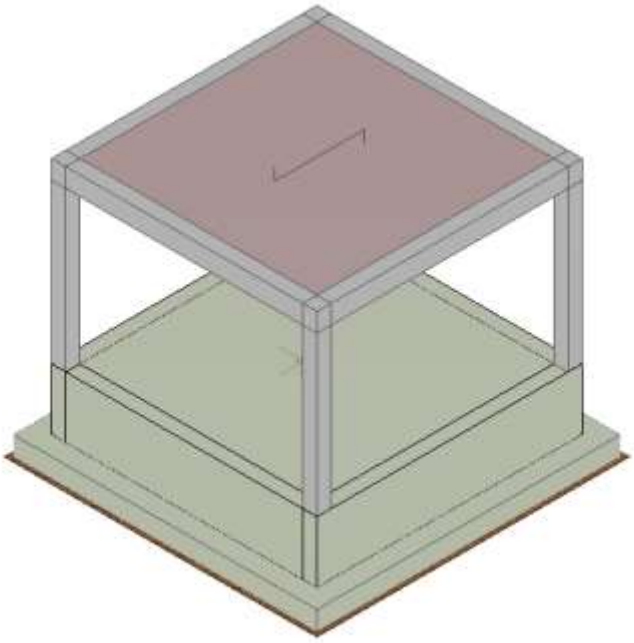
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Locale compressori

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

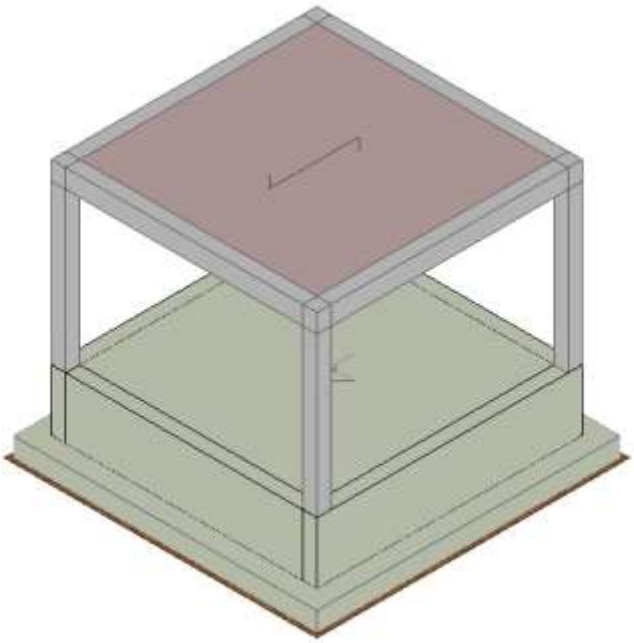
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (1;1;-1)



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale 0,X,Y, Z, ha versore (-1;-1;-1)



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*".
Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
"*Norme tecniche per le Costruzioni*".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
"*Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008*".

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI CALCESTRUZZO ARMATO

Caratteristiche calcestruzzo armato

N_{id}	g_k	$a_{T,i}$	E	G	C_{Erid}	Stz	R_{ck}	R_{cm}	$\%R_{ck}$	g_c	f_{cd}	f_{ctd}	f_{cfm}	N	n Ac
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]		[N/mm²]	[N/mm²]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]		
Cls C35/45_B450C - (C35/45)															
001	25 000	0,000010	34 625	13 850	100	P	45,00	-	0,85	1,50	21,17	1,56	4,02	15	002

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
g_k Peso specifico.
$a_{T,i}$ Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot c_{Erid}$].
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
R_{ck} Resistenza caratteristica cubica.
R_{cm} Resistenza media cubica.
$\%R_{ck}$ Percentuale di riduzione della R_{ck}
g_c Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
f_{cd} Resistenza di calcolo a compressione.
f_{ctd} Resistenza di calcolo a trazione.
f_{cfm} Resistenza media a trazione per flessione.
n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio

N_{id}	g_k	$a_{T,i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}$/ $f_{yk,2}$	$f_{tk,1}$/ $f_{tk,2}$	$f_{yd,1}$/ $f_{yd,2}$	f_{td}	g_s	g_{M1}	g_{M2}	$g_{M3,SLV}$	$g_{M3,SLE}$	g_{M7} NCnt	g_{M7} Cnt
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]							
Acciaio B450C - (B450C)																
002	78 500	0,000010	210 000	80 769	P	450,00 / -	-	391,30 / -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

LEGENDA:

Caratteristiche acciaio

N_{id}	g_k	$a_{T,i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}$/ $f_{yk,2}$	$f_{tk,1}$/ $f_{tk,2}$	$f_{yd,1}$/ $f_{yd,2}$	f_{td}	g_s	g_{M1}	g_{M2}	$g_{M3,SLV}$	$g_{M3,SLE}$	g_{M7} NCnt	g_{M7} Cnt
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]							

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
g_k Peso specifico.
$a_{T,i}$ Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
$f_{tk,1}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
$f_{tk,2}$ Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
g_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
g_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
g_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$g_{M3,SLV}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
$g_{M3,SLE}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
g_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
$f_{yk,1}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t <= 40 mm).
$f_{yk,2}$ Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
$f_{yd,1}$ Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
$f_{yd,2}$ Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali

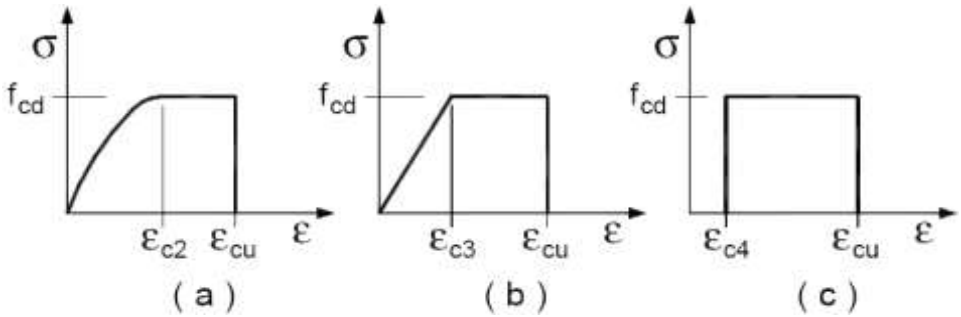
Materiale	SL	Tensione di verifica	$s_{d,amm}$
			[N/mm²]
Cls C35/45_B450C	Caratteristica(RARA)	Compressione Calcestruzzo	22,41
	Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo	16,81
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360,00

LEGENDA:
SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
$s_{d,amm}$ Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al par. 4.1.2.1.2.2 del D.M. 14/01/2008; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).

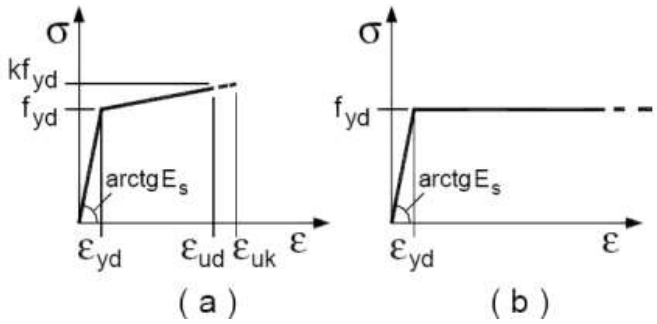


Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

e_{c2} = 0,0020; e_{cu2} = 0,0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al par. 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14/01/2008; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).
La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/g_f. Il coefficiente di sicurezza g_f si assume pari a 1,15.



4 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

5 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.
Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).
La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del **D.M. 14/01/2008**.
La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

ANALISI CARICHI

Analisi carichi

N_{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m²]
001	S	LECABLOCCO (25cm)	Carico Permanente	Mattone pieno (25x20x25)	2 850	Intonaco interno fonoisolante/fonoassorbente, intonaco esterno	500		0	0
002	S	Soletta locale compressori	Autorimessa <= 30kN	**vedi le relative tabelle dei carichi*	-	Compressore nuovo e Quadri elettrici	15 000	Rimesse parcheggi (Cat. F – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	2 500	0
003	S	Platea locale	Autorimessa > 30kN	**vedi le relative tabelle dei carichi*	-	Compressore + quadri elettrici	40 000		0	0
004	S	LatCem Abitazione H24	Abitazioni	Solaio di tipo tradizionale latero-cementizio di spessore 24 cm (20+4)	3 280	Pavimento e sottofondo, incidenza dei tramezzi e intonaco inferiore	2 360	Civile abitazione (Cat. A – Tab. 3.1.II - DM 14.01.2008)	2 000	0

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.
T. C. Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.
PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi

Analisi carichi

N_{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m²]

Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

6 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g, F_0 e T^*_c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
43.7505	13.1683	5

6.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.
La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	SI
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Nelle strutture intelaiate progettate in CD"B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti	NO
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e d, spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).
Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
REGOLARE	**NON REGOLARE**

6.2 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.
Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14/01/2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

a) comportamento strutturale non-dissipativo;
b) comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD"A" (Alta);
- CD"B" (Bassa).

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

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **classe "BASSA".**

6.3 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **2**.
In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

							Parametri di pericolosità sismica	
Stato Limite	a_g	F_O	T^*_c	C_C	T_B	T_C	T_D	S_S
	[g]		[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0462	2.428	0.278	1.60	0.149	0.446	1.785	1.50
SLD	0.0601	2.585	0.280	1.60	0.149	0.447	1.841	1.50
SLV	0.1810	2.468	0.298	1.57	0.156	0.467	2.324	1.43
SLC	0.2356	2.510	0.310	1.55	0.160	0.479	2.542	1.35

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura (q).
Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.
Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1,00**.
Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "*Tabulati di calcolo*" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura (q_X) per sisma orizzontale in direzione X: **2,400**;
Fattore di Struttura (q_Y) per sisma orizzontale in direzione Y: **2,400**;
Fattore di Struttura (q_Z) per sisma verticale: **1,50**.

Di seguito si esplicita il calcolo del fattore di struttura utilizzato per il sisma orizzontale:

	Dir. X	**Dir. Y**
Tipologia (*Tab. 7.4.I D.M. 14/01/2008*)	**A pareti, miste equivalenti a pareti**	**A pareti, miste equivalenti a pareti**

Tipologia strutturale	**con pareti non accoppiate**	**con pareti non accoppiate**
a_u/a_1	**1**	**1**
q_o	**3,000**	**3,000**
k_w	**1,00**	**1,00**

Il fattore di struttura è calcolato secondo la relazione (7.3.1) del par. 7.3.1 del D.M. 14/01/2008:

$$q = K_W \cdot q_o \cdot K_R;$$

dove:

q_o è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto a_u/a_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, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza;

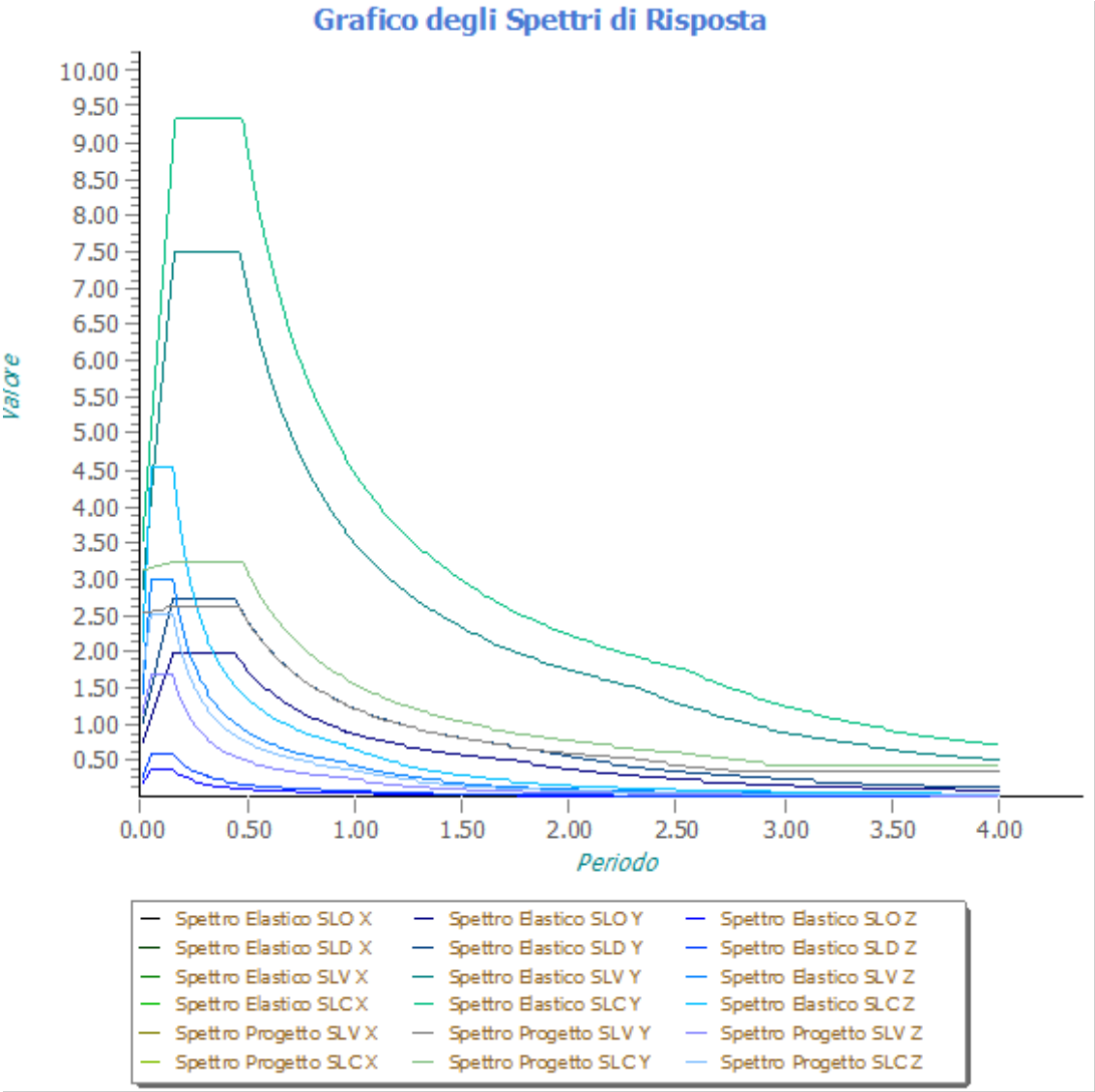
k_w è il coefficiente che riflette la modalità di collasso prevalente in sistemi strutturali con pareti.

N.B: Per le costruzioni ***regolari in pianta***, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto a_u/a_1, per esso possono essere adottati i valori indicati nei par. 7.4.3.2 del D.M. 14/01/2008 per le diverse tipologie costruttive. Per le costruzioni ***non regolari in pianta***, si possono adottare valori di a_u/a_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Tabella 7.4.I - Valori di q_0

Tipologia	**q_0**	
	CD"B"	**CD"A"**
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3{,}0 \cdot a_u/a_1$	$4{,}5 \cdot a_u/a_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4{,}0 \cdot a_u/a_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.



6.4 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.
Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**15**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	85.7
salvaguardia della vita	Y	86.9
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \qquad \text{con} \qquad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1+\beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1+\beta_{ij}^2)} \qquad \beta_{ij} = \frac{\varpi_i}{\varpi_j}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- x è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- b_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.
Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).
Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.
Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

6.5 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm\, m_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$m_d = q$ se $T_1 \geq T_C$;
$m_d = 1+(q-1)\cdot T_C/T_1$ se $T_1 < T_C$.

In ogni caso $m_d \leq 5q - 4$.

6.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdY} \qquad E_{EdY} \pm 0{,}30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;
E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.
La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdY} \pm 0{,}30E_{EdZ} \qquad E_{EdY} \pm 0{,}30E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdZ} \qquad E_{EdZ} \pm 0{,}30E_{EdX} \pm 0{,}30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;
E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

6.7 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

7 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14/01/2008. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).
I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.
Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).
Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

7.1 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.
Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$g_{G1} \cdot G_1 + g_{G2} \cdot G_2 + g_p \cdot P + g_{Q1} \cdot Q_{K1} + g_{Q2} \cdot y_{02} \cdot Q_{K2} + g_{Q3} \cdot y_{03} \cdot Q_{K3} + \ldots\ldots \qquad (1)$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
g_g, g_q, g_p coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 14/01/2008;
y_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **64 combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).
I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "*Tabulati di calcolo*".
In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + S_i y_{2i} \cdot Q_{ki};$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
y_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

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

$$G_K+S_i(y_{2i}\cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti y_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

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

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 14/01/2008.
I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 14/01/2008.
I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.
Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "*Tabulati di calcolo*" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

7.2 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1+G_2+P+E+S_i y_{2i}\cdot Q_{ki};$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
y_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

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

$$G_K+S_i(y_{2i}\cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti y_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

7.3 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14/01/2008 al par. 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente

$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

G_{kj}: valore caratteristico della j-esima azione permanente;
P_{kh}: valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
Q_{kl}: valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
Q_{ki}: valore caratteristico della i-esima azione variabile;
y_{0i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
y_{1i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
y_{2i}: coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti y_{0i}, y_{1i}, y_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	y_{0i}	y_{1i}	y_{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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).
Negli allegati "*Tabulati Di Calcolo*" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (**1**), "**Frequente**" (**3**) e "**Rara**" (**3**).
Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

8 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

8.1 Denominazione

Nome del Software	**EdiLus**
Versione	40.00d
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	85051235
Intestatario Licenza	INGEGNERIA AMBIENTE s.r.l.
Produzione e Distribuzione	**ACCA software S.p.A.** Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it

8.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.
È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).
L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.
Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti MICROSAP prodotto dalla società TESYS srl. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

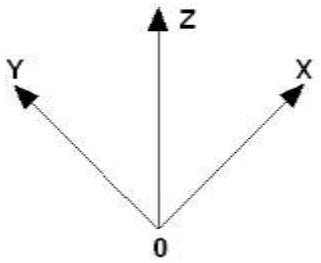
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

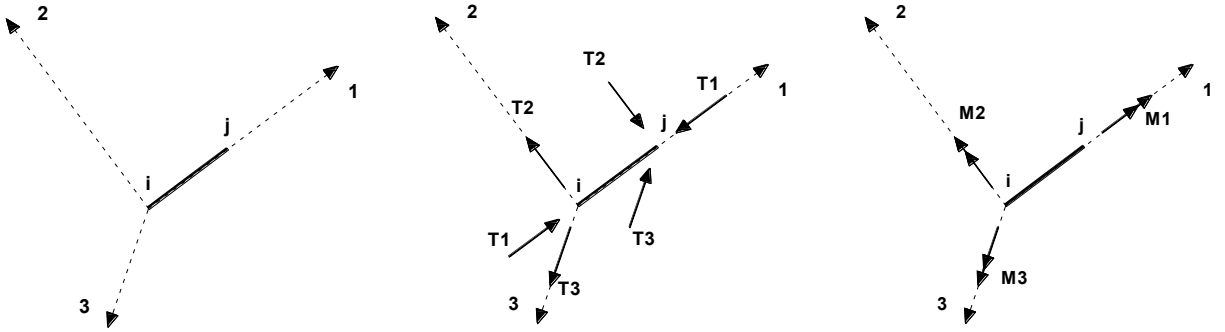
8.3 Sistemi di Riferimento

8.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



8.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti

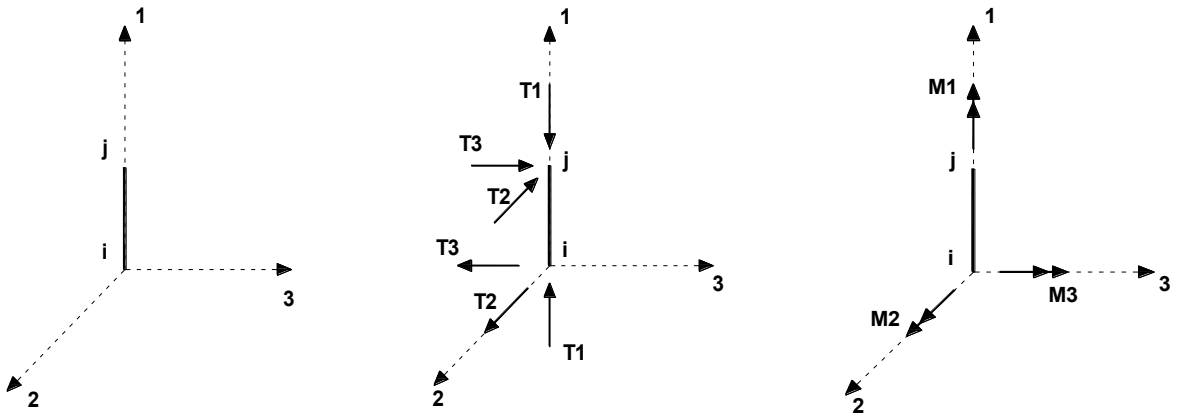
flettenti e torcenti.
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglianti T_2 e T_3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1.

8.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

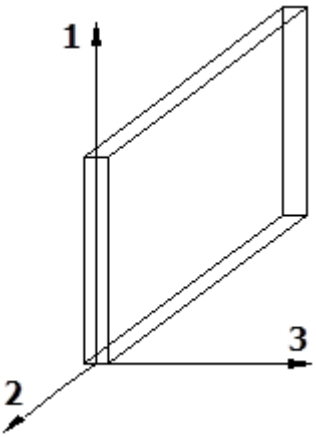
- una forza di trazione o compressione T_1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

8.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.
Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.
Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al mimino gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.
Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

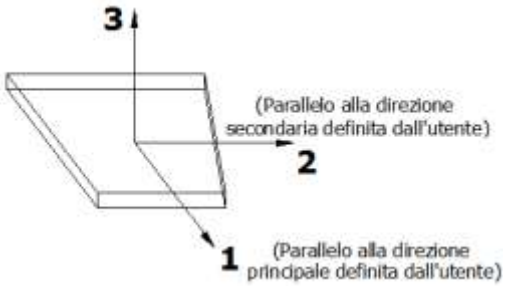
In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.
La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

8.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

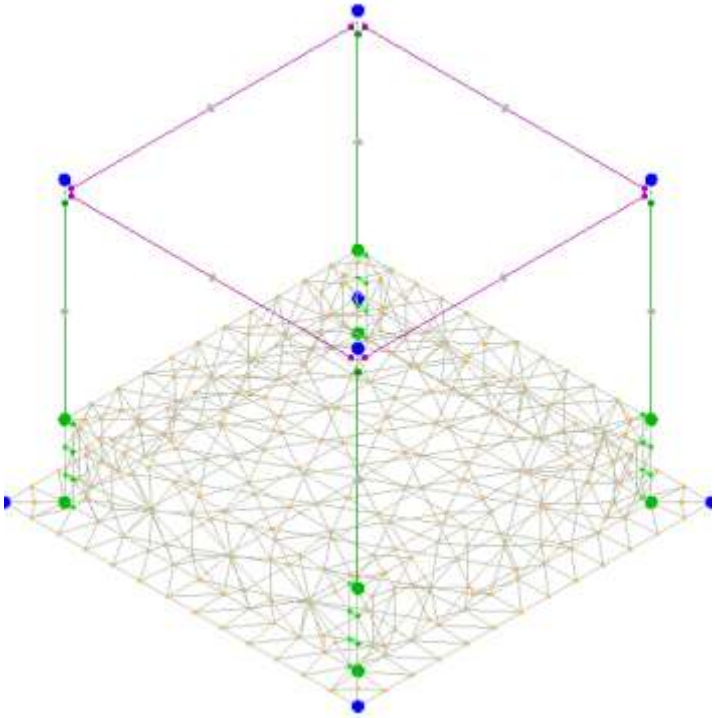
- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



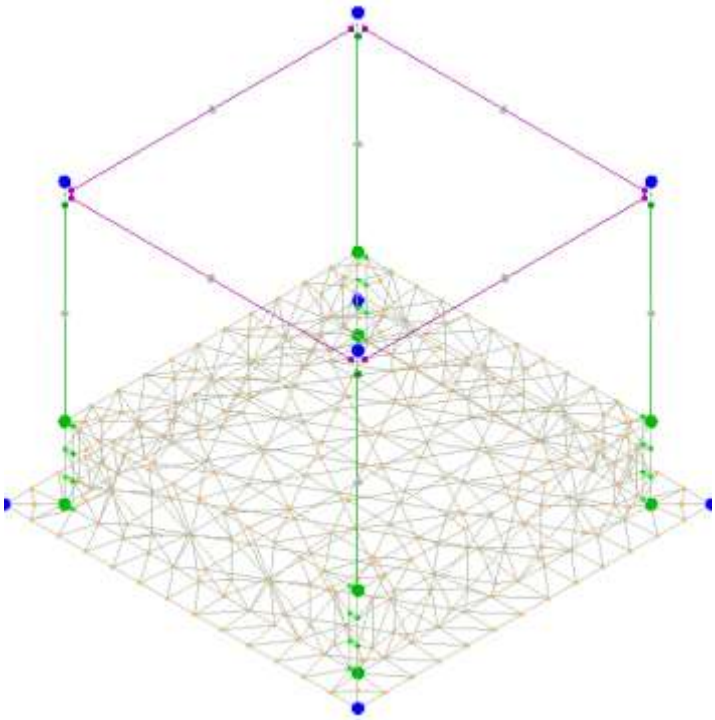
8.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "*Tabulati di calcolo*".
Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.
In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.
Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.
Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

9 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 14/01/2008, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel par. 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 14/01/2008;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

9.1 Verifiche di Resistenza

9.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne Mx, My, N, individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.10 del D.M. 14/01/2008, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}}\right)^{\alpha} \leq 1$$

  dove:

  M_{Ex}, M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

  M_{Rx}, M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente a può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.10 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie Mx, N, individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna Mx, My, N, o la coppia Mx, N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.
Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

9.1.1.1 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del ***carico limite*** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

9.2 Gerarchia delle Resistenze

9.2.1 Elementi in C.A.

Relativamente agli elementi in c.a., sono state applicate le disposizioni contenute al par. 7.4.4 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- per le **travi**, al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al ***taglio***, le sollecitazioni di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti delle due sezioni di estremità, amplificati del fattore di sovraresistenza g_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A", ad 1,00 per strutture in CD"B". La verifica di resistenza è eseguita secondo le indicazioni del par. 7.4.4.1.2.2.
- per i **pilastri**, al fine di scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto a ***flessione*** delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente g_{Rd} che vale 1,3 in CD"A" e 1,1 per CD"B". In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente g_{Rd}, in accordo con la formula (7.4.4) del D.M. 14/01/2008. Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.2.1.
  Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al ***taglio***, le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore ed inferiore secondo l'espressione (7.4.5). Le verifiche di resistenza sono eseguite secondo le indicazioni del par. 7.4.4.2.2.2.
- per i **nodi trave-pilastro**, si deve verificare che la resistenza del nodo sia tale da assicurare che non pervenga a rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacente. L'azione di taglio, agente in direzione orizzontale per le varie direzioni del sisma, nel nucleo di calcestruzzo del nodo è calcolata secondo l'espressione (7.4.6) per i nodi interni e (7.4.7) per quelli esterni. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del par. 7.4.4.3.1.
- per i **setti** sismo resistenti, le sollecitazioni di calcolo sono determinate secondo quanto indicato nel par. 7.4.4.5.1. Le verifiche di resistenza sono eseguite invece secondo le indicazioni del par. 7.4.4.5.2.

9.2.2 Fondazioni

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al par. 7.2.5 del D.M. 14/01/2008. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite, nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, assumendo come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un coefficiente g_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

I risultati delle suddette verifiche sono riportate nei "*Tabulati di calcolo*".

10 - PROGETTAZIONE DEI SOLAI

Il solaio è un elemento strutturale fondamentale la cui funzione principale è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi verticali alla struttura portante. In zona sismica il solaio assume anche la funzione di trasferire le forze inerziali di piano alla struttura principale, nell'ipotesi che esso sia dotato di sufficiente rigidità nel proprio piano. La vigente normativa per le costruzioni in cemento armato individua le seguenti tipologie di solaio:

- Solai in getto pieno (Tipo I);
- Solai misti in c.a. e c.a.p. con elementi di alleggerimento (Tipo II);
- Solai con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. (Tipo III).

Nella struttura oggetto della presente relazione, in considerazione delle caratteristiche geometriche e dei sovraccarichi, si è deciso di adottare solai di tipo:

Solai con travetti prefabbricati in c.a.p.

I solai *con travetti prefabbricati in c.a.p.* sono solai misti in laterizio e cemento armato. I travetti prefabbricati, a seconda delle loro caratteristiche, hanno capacità portanti più o meno elevate e sono in grado, quindi, di sostenere da soli il peso dei laterizi e del getto di completamento in calcestruzzo, aiutati solo da elementi rompitratta situati ad intervalli regolari. Inoltre, rispetto al solaio gettato in opera, conservano comunque una discreta flessibilità di adattamento anche a fabbricati di pianta complessa.
I travetti in c.a.p. sono indicati soprattutto in presenza di luci o carichi elevati o quando è difficoltosa la realizzazione di un puntellamento adeguato poiché posseggono capacità autoportanti superiore ai travetti prefabbricati in c.a. ordinario.
Le dimensioni e l'armatura di precompressione, realizzata con acciai ad alta resistenza, variano a seconda del campo di utilizzazione, mentre l'armatura destinata ad assorbire i momenti flettenti negativi deve essere posizionata in opera poco prima del getto di completamento finale.

Modello di calcolo

Il solaio è composto da un'alternanza di travetti in cemento armato (precompresso o non) con elementi di alleggerimento in laterizio e da una soletta di completamento in cemento armato che, coprendone tutta la superficie ed inglobando una opportuna armatura di ripartizione, rende i vari elementi tra loro solidali.
La presenza della soletta fa sì che il solaio sia per certi versi assimilabile ad una piastra caricata in direzione perpendicolare al piano stesso (ricordiamo che una piastra è in grado di trasferire i carichi alle strutture portanti perimetrali diffondendoli lungo la propria superficie).
Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in direzione ortogonale ai travetti.
Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli).*
Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata. Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate in dettaglio, per ciascun appoggio, negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

Per quanto non espressamente riportato in questo paragrafo, ed in particolare per le analisi dei carichi, la determinazione delle azioni agenti sulla struttura, la definizione del modello strutturale agli elementi finiti e le verifiche,

può farsi riferimento a quanto illustrato nella restante parte della presente relazione e negli allegati "*Tabulati di calcolo*".

11 - SPINTA DEL TERRENO

Il calcolo della spinta del terrapieno, in condizioni ***statiche***, viene effettuato con:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K \cdot H^2 ;$$

in cui:

g: peso unità di volume del terreno;
H: altezza del terrapieno;
K: coefficiente di spinta.

In condizioni ***sismiche*** la formula precedente diventa:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 ;$$

con:

$K_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$ = coefficiente di intensità sismico verticale;
$K_h = b_m \cdot S_T \cdot S_S \cdot a_g/g$ = coefficiente di intensità sismico orizzontale;

b_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
S_T = coefficiente di amplificazione topografico;
S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafico;
a_g/g = coefficiente di accelerazione al suolo.

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede (*spostamenti consentiti*), si assume che la spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica (andamento triangolare delle tensioni). In questo caso il coefficiente b_m assume i valori della Tab. 7.11-II (D.M. 14/01/2008).

Il calcolo del coefficiente di spinta K può essere effettuato, a scelta dell'utente, nei seguenti modi:

Condizioni statiche	***Condizioni sismiche***
Attiva	
Passiva	Attiva
Riposo	Passiva
Utente	

Spinta Attiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) Appendice E]:

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}}\right]^2} \quad \text{(per } b \le f\text{-}q\text{);}$$

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)} \quad \text{(per } b > f\text{-}q\text{);}$$

dove:

f = angolo di attrito del terreno;
y = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (assunto pari a 90°);
b = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (assunto pari a zero);
d = valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro (assunto pari a zero);
q = angolo definito dalla seguente espressione (pari a zero in condizioni ***statiche***):

$$\tan\theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} .$$

Spinta Passiva

Viene calcolato secondo la formulazione di Mononobe-Okabe [OPCM 3274 par. 4.4.3 - EN 1998-5 (EC8) App. E]:

$$K = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \operatorname{sen}^2\psi \cdot \operatorname{sen}(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}\phi \cdot \operatorname{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\operatorname{sen}(\psi + \beta) \cdot \operatorname{sen}(\psi + \theta)}}\right]^2}.$$

Spinta a Riposo

Viene calcolato secondo la formulazione:

$$K = 1\text{-sen}f.$$

Spinta Utente

Va infine ricordato che il coefficiente di spinta K può essere altresì liberamente indicato dall'utente.

- **Terreno con Sovraccarico**

In caso di terreno in cui a tergo della parete agisce un sovraccarico (Q), viene calcolato il contributi:

$$Ds_Q = K \cdot Q.$$

- **Terreno con Coesione**

In caso di terreno dotato di coesione (c), viene calcolato il contributo:

$$\Delta\sigma_C = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K}.$$

che può essere additivo (spinta passiva) o sottrattivo (spinta attiva/a riposo).

12 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "*Tabulati di calcolo*" costituente parte integrante della presente relazione.

RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE E DELLE FONDAZIONI

COMMITTENTE:	ASET Azienda Servizi sul Territorio

1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del "*volume significativo*" per l'opera in esame e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.
Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"*Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*"
Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
"*Norme tecniche per le Costruzioni*".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
"*Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008*".

Eurocodice 7 - "*Progettazione geotecnica*" - ENV 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2008 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".

3 - INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, si è proceduto alla progettazione della campagna di indagini geognostiche finalizzate alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "*volume significativo*" dell'opera in esame.

3.1 Prove effettuate e Caratterizzazione geotecnica

Al fine della determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni coinvolti nel "*volume significativo*" dell'opera in esame, sono state condotte delle prove geotecniche, riassunte nella relazione geologica.

Le indagini realizzate hanno permesso di ricostruire le seguenti stratigrafie per ognuna delle quali sono state definite le proprietà geotecniche dei singoli terreni coinvolti.

TERRENI

Terreni

N_{TRN}	g_T	K			f	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_X	K_Y	K_Z						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	
Terreno Marotta										
T001	21 000	20	20	60	27	0,220	0,000	9	163	0,750

LEGENDA:

N_{TRN} Numero identificativo del terreno.
g_T Peso specifico del terreno.
K Valori della costante di sottofondo del terreno nelle direzioni degli assi del riferimento globale X (K_X), Y (K_Y), e Z (K_Z).
f Angolo di attrito del terreno.

Terreni

N_{TRN}	g_T	K			f	c_u	c'	E_d	E_{cu}	A_{S-B}
		K_X	K_Y	K_Z						
	[N/m³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[N/cm³]	[°]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	

c_u Coesione non drenata.
c' Coesione efficace.
E_d Modulo edometrico.
E_{cu} Modulo elastico in condizione non drenate.
A_{S-B} Parametro "A" di Skempton-Bjerrum per pressioni interstiziali.

NB: Nel caso di fondazioni dirette con stratigrafia, il calcolo del carico limite (q_{lim}) viene fatto su un terreno "*equivalente*" con parametri geotecnici calcolati come media pesata degli strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità "*significativa*" (stabilita come "*Multiplo della dimensione Significativa della fondazione*").

$$\text{Parametro "J"} = \frac{\sum_{i}^{n}\left[\text{Parametro "J" (strato, i)} \cdot \text{Spessore (strato, i)}\right]}{\text{Profondità significativa}}$$

con i = 1,…, n (numero di strati compresi tra la quota del piano di posa e la quota della profondità significativa).

3.2 Idrogeologia

Non è stata riscontrata la presenza di falde acquifere a profondità di interesse relativamente al "*volume significativo*" investigato.

3.3 Problematiche riscontrate

Durante l'esecuzione delle prove e dall'elaborazione dei dati non sono emerse problematiche rilevanti alla realizzazione delle opere di fondazione.

4 - MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria:
C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti], basandosi sulla valutazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30}) e/o del numero di colpi dello Standard Penetration Test (N_{SPT}) e/o della resistenza non drenata equivalente ($c_{u,30}$).
Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei successivi paragrafi.

4.1 Modellazione geotecnica

Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioè un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Ciò consente di ricavare le rigidezze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

4.2 Pericolosità sismica

Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe dell'edificio e la vita nominale.

Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

DATI GENERALI ANALISI SISMICA

Dati generali analisi sismica

Ang	NV	CD	MP	Dir	TS	EcA	Ir_{Tmp}	C.S.T.	RP	RH	x
[°]											
0	15	B	ca	X	[P NC]	S	N	C	SI	NO	2
				Y	[P NC]						

LEGENDA:

Ang Direzione di una componente dell'azione sismica rispetto all'asse X (sistema di riferimento globale); la seconda componente dell'azione sismica e' assunta con direzione ruotata di 90 gradi rispetto alla prima.

NV Nel caso di analisi dinamica, indica il numero di modi di vibrazione considerati.

CD Classe di duttilità: [A] = Alta - [B] = Bassa - [ND] = Non Dissipativa - [-] = Nessuna.

MP Tipo di struttura sismo-resistente prevalente: [ca] = calcestruzzo armato - [caOld] = calcestruzzo armato esistente - [muOld] = muratura esistente - [muNew] = muratura nuova - [muArm] = muratura armata - [ac] = acciaio.

Dir Direzione del sisma.

TS Tipologia della struttura:
Cemento armato: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [P] = Pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti- [2P NC] = Due pareti per direzione non accoppiate - [P NC] = Pareti non accoppiate - [DT] = Deformabili torsionalmente - [PI] = Pendolo inverso - [PM] = Pendolo inverso intelaiate monopiano;
Muratura: [P] = un solo piano - [PP] = più di un piano;
Acciaio: [T 1C] = Telai ad una sola campata - [T+C] = Telai a più campate - [CT] = controventi concentrici diagonale tesa - [CV] = controventi concentrici a V - [M] = mensola o pendolo inverso - [TT] = telaio con tamponature.

EcA Eccentricita' accidentale: [S] = considerata come condizione di carico statica aggiuntiva - [N] = Considerata come incremento delle sollecitazioni.

Ir_{Tmp} Per piani con distribuzione dei tamponamenti in pianta fortemente irregolare, l'eccentricità accidentale è stata incrementata di un fattore pari a 2: [SI] = Distribuzione tamponamenti irregolare fortemente - [NO] = Distribuzione tamponamenti regolare.

C.S.T. Categoria di sottosuolo: [A] = Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi - [B] = Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti - [C] = Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti - [D] = Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti - [E] = Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m - [S1] = Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche - [S2] = Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

RP Regolarita' in pianta: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

RH Regolarita' in altezza: [SI] = Struttura regolare - [NO] = Struttura non regolare.

x Coefficiente viscoso equivalente.

NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.

DATI GENERALI ANALISI SISMICA - FATTORI DI STRUTTURA

Fattori di struttura

Dir. X				Dir. Y				Dir. Z
q	q_0	a_u/a_1	K_w	q	q_0	a_u/a_1	K_w	q
2,400	3,00	1,00	1,00	2,400	3,00	1,00	1,00	1,500

LEGENDA:

q Fattore di riduzione dello spettro di risposta sismico allo SLU (Fattore di struttura).

q_0 Valore di base.

a_u/a_1 Rapporto di sovraresistenza.

K_w Fattore di riduzione di q_0.

Stato Limite	T_r	a_g/g	Amplif. Stratigrafica		F_0	T^*_C	T_B	T_C	T_D
			S_S	C_C					
	[t]					[s]	[s]	[s]	[s]
SLO	30	0,0462	1,500	1,602	2,428	0,278	0,149	0,446	1,785
SLD	50	0,0601	1,500	1,598	2,585	0,280	0,149	0,447	1,841
SLV	475	0,1810	1,432	1,565	2,468	0,298	0,156	0,467	2,324
SLC	975	0,2356	1,345	1,545	2,510	0,310	0,160	0,479	2,542

LEGENDA:

T_r Periodo di ritorno dell'azione sismica. [t] = anni.

a_g/g Coefficiente di accelerazione al suolo.

S_S Coefficienti di Amplificazione Stratigrafica allo SLO/SLD/SLV/SLC.

C_C Coefficienti di Amplificazione di Tc allo SLO/SLD/SLV/SLC.

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.

T_B Periodo di inizio del tratto accelerazione costante dello spettro di progetto.

T_C Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di progetto.

T_D Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di progetto.

Cl Ed	V_N	V_R	Lat.	Long.	Q_g	CTop	S_T
	[t]	[t]	[°ssdc]	[°ssdc]	[m]		
2	50	50	43.7505	13.1683	5	T1	1,00

LEGENDA:

Cl Ed Classe dell'edificio.
Lat. Latitudine geografica del sito.
Long. Longitudine geografica del sito.
Q_g Altitudine geografica del sito.
CTop Categoria topografica (Vedi NOTE).
S_T Coefficiente di amplificazione topografica.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il tipo di calcolo effettuato.
Categoria topografica.
T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i <= 15°.
T2: Pendii con inclinazione media i > 15°.
T3: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° <= i <= 30°.
T4: Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°.

5 - SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione sono consone alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.
Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette.

6 - VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al par. 2.6.1 del D.M. 14/01/2008, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14/01/2008.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [D.M. 14/01/2008]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale g_F (o g_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Permanenti	Favorevole	g_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	g_{G2}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30
Variabili	Favorevole	g_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 14/01/2008.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [EN 1997-1:2005 (EC7)]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale g_M	M1	M2
Angolo di attrito	$tanj_k$	$g_{j'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$g_{c'}$	1,00	1,25
Coesione non drenata	c_{uk}	g_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	g	g_g	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 14/01/2008 per le fondazioni superficiali.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

6.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = g·D = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

g = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi **NB**);

L = lunghezza della fondazione;

g_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

N_c, N_q, N_g = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, y, r = coefficienti correttivi.

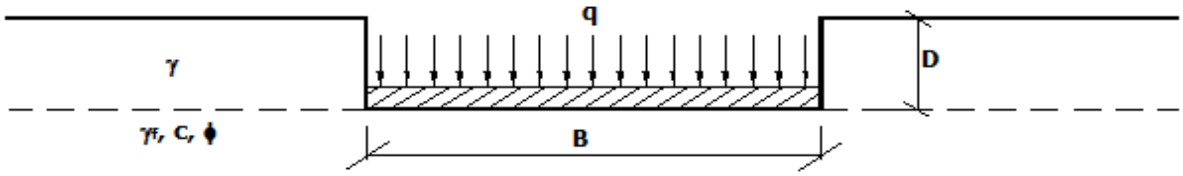
NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $\quad$ e_B = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

$L' = L - 2 \cdot e_L$ $\quad$ e_L = eccentricità parallela al lato di dimensione L;

con $B' \leq L'$.

dove:



Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_g

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	Terreni dotati di attrito e coesione (c≠0, f≠0)
$N_c = 2+p$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot f$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{p \cdot \tan f}$
$N_g = 0$ se w = 0 $N_g = -2 \cdot \sin w$ se w ≠ 0	$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan f$

dove:

$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;

f = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

w = angolo di inclinazione del piano campagna.

Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_g

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	Terreni dotati di attrito e coesione (c≠0, f≠0)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2+\pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan\phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

con B'/L'<1.

Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_g

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} \le 1\,;$$

$$K = \text{arctg}\left(\frac{D}{B'}\right) \quad \text{se} \quad \frac{D}{B'} > 1\,.$$

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c≠0, f≠0)
$d_c = 1+0{,}4\cdot K$	$d_c = d_q - \frac{1-d_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1+2\cdot\tan f\cdot(1-\sin f)^2\cdot K$
$d_g = 1$	$d_g = 1$

Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_g

Si definisce il seguente parametro:

$m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$ se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione

$m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$ se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione

$m = m_q = m_L\cdot\cos^2 q + m_B\cdot\text{sen}^2 q$ se la forza H forma un angolo q con la direzione longitudinale della fondazione

Terreni coesivi (c≠0, f=0)	**Terreni incoerenti** (c=0, f≠0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c≠0, f≠0)
$i_c = 1 - \frac{m\cdot H}{c\cdot N_c\cdot B\cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1-\frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1-\frac{H}{V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\phi}\right)^m$
$i_g = 0$	$i_\gamma = \left(1-\frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_\gamma = \left(1-\frac{H}{V+B\cdot L\cdot c\cdot\cot\phi}\right)^{m+1}$

dove:

H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;
V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

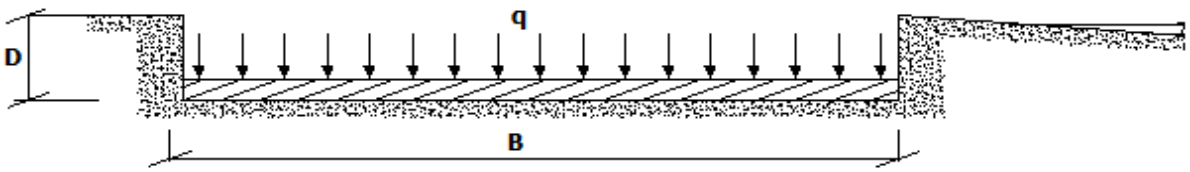
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_g

Indicando con **w** la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c≠0, f≠0)
$b_c = 1 - \frac{2\cdot\omega}{(2+\pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c\cdot\tan\phi}$
$b_q = (1-\tan w)^2\cdot\cos w$	$b_q = (1-\tan w)^2\cdot\cos w$
$b_g = b_q/\cos w$	$b_g = b_q/\cos w$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$w < f; \qquad w < 45°.$$



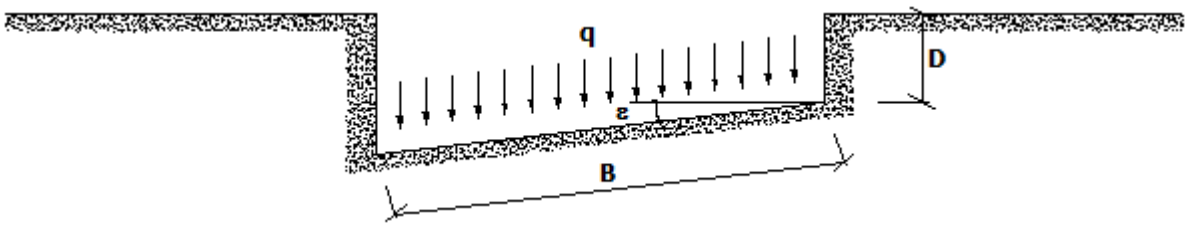
Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_g

Indicando con **e** la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c≠0, f≠0)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2+\pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - e \cdot \tan f)^2$
$g_g = 1$	$g_g = g_q$

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$$e < 45°$$



Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento y_c, y_q, y_g

Si definisce l'*indice di rigidezza* del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan\phi}$$

dove:

$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}$ = modulo d'elasticità tangenziale del terreno;

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);
n = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);
s= tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento y_c, y_q, y_g sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L}\right) \cdot \cot\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)\right]}.$$

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c≠0, f≠0)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \mathrm{Log}(I_r)$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan\phi}$
$Y_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{\left(0,6 \cdot \frac{B'}{L'} - 4,4\right) \cdot \tan\phi + \frac{3,07 \cdot \sin\phi \cdot \mathrm{Log}(2 \cdot I_r)}{1 + \sin\phi}\right\}}$
$Y_g = 1$	$Y_g = Y_q$

Correzione per fondazione tipo piastra

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine "$B \cdot N_g$", che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione $\mathbf{r_g}$:

$$r_g = 1 - 0,25 \cdot \mathrm{Log}(B/2) \qquad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r_g al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r_g	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine "$B \cdot N_g$" è predominante.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di *tensioni totale*, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2+\pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

g_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito f sia nullo (f = 0).

6.2 Fattori correttivi al carico limite in presenza di sisma

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (**effetto cinematico**) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (**effetto inerziale**).
Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati $\mathbf{K_{hi}}$ e $\mathbf{K_{hk}}$, il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito.
La formula generale del carico limite si modifica nel seguente modo:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q \cdot z_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

in cui, oltre ai termini già precedentemente indicati, si sono introdotti i seguenti termini:

z_c, z_q, z_g = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;
c_g = coefficiente correttivo dovuto all'effetto cinematico.

Calcolo del fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico c_g

L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente Ng in funzione del coefficiente sismico K_{hk} che è pari a:

$$K_{hk} = b_s \cdot S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

dove:

b_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
g = accelerazione di gravità;
S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
S_T = coefficiente di amplificazione topografica;
a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di b_s sono riportati nella seguente tabella:

	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	
	A	**B,C,D,E**
	$\mathbf{b_s}$	$\mathbf{b_s}$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Il fattore correttivo dovuto all'effetto cinematico $\mathbf{c_g}$ è stato, pertanto, determinato con la seguente relazione:

Terreni puramente coesivi (c≠0, f=0)	**Terreni dotati di attrito e coesione** (c≠0, f≠0)
$c_g = 1$	$c_\gamma = \left(1 - \frac{K_{hk}}{\tan\phi}\right)^{0.45}$ se $\frac{K_{hk}}{\tan\phi} < 1$, altrimenti $c_g = 0$

Calcolo dei fattori correttivi dovuti all'effetto inerziale z_c, z_q, z_g

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico K_{hi}.
Tali effetti correttivi vengono valutati con la teoria di **Paolucci - Pecker** attraverso le seguenti relazioni:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0$, $f=0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0$, $f \neq 0$)		
$Z_c = Z_q = Z_g = 1$	$Z_c = 1-0{,}32 \cdot K_{hi}$	se $z_c > 0$	altrimenti $z_c = 0$
	$z_\gamma = z_q = \left(1 - \frac{K_{hi}}{\tan\phi}\right)^{0.35}$	se $\frac{K_{hi}}{\tan\phi} < 1$	altrimenti $z_g = z_q = 0$

dove:

K_{hi} è ricavato dallo spettro di progetto allo SLV attraverso la relazione:

$$K_{hi} = S_S \cdot S_T \cdot a_g/g;$$

i cui termini sono stati precedentemente precisati.

Si fa notare che il coefficiente sismico K_{hi} coincide con l'ordinata dello spettro di progetto allo SLU per T =0 ed è indipendente dalle combinazioni di carico.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.
Si precisa che il valore relativo alla colonna $Q_{d,Rd}$, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza R_d, ossia il rapporto fra il carico limite q_{lim} (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza $\mathbf{g}_R$ relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza $\mathbf{g}_R$ è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 14/01/2008).
Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia Q_{Ed} e $Q_{d,Rd}$ è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "***per N_q***, ***per N_c*** e ***per N_g***", relative ai "***Coef. Cor. Terzaghi***", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

Coef. Cor. Terzaghi per N_q = $s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot y_q \cdot z_q$
Coef. Cor. Terzaghi per N_c = $s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot y_c \cdot z_c$
Coef. Cor. Terzaghi per N_g = $s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot g_g \cdot b_g \cdot y_g \cdot r_g\, z_g \cdot c_g$

VERIFICHE CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE ALLO SLU

Verifiche Carico Limite fondazioni dirette allo SLU

Id_{Fnd}	CS	L_X	L_Y	Rtz	$Z_{P.cmp}$	Z_{Fld}	Cmp T	C. Terzaghi						Q_{Ed}	Q_{Rd}	R_f
								per N_q	per N_c	per N_g	N_q	N_c	N_g			
		[m]	[m]	[°]	[m]	[m]								[N/mm²]	[N/mm²]	
Platea 1	1,96	6,40	6,40	90,00	1,70	2,10	NON Coesivo	0,85	0,45	0,27	1,00	5,14	0,00	0,120	0,235	NO

LEGENDA:

Id_{Fnd} Descrizione dell'oggetto di fondazione al quale è riferita la verifica.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
$L_{X/Y}$ Dimensioni dell'elemento di fondazione.
Rtz Angolo compreso tra l'asse X e il lato più lungo del minimo rettangolo che delimita il poligono della platea.
$Z_{P.cmp}$ Profondità di posa dell'elemento di fondazione dal piano campagna.
Z_{Fld} Profondità della falda dal piano campagna.
Cmp T Classificazione del comportamento del terreno ai fini del calcolo.
C. Terzaghi Coefficienti correttivi per la formula di Terzaghi.
Q_{Ed} Carico di progetto sul terreno.
Q_{Rd} Resistenza di progetto del terreno.
R_f [SI] = elemento con presenza di rinforzo; [NO] = elemento senza rinforzo.

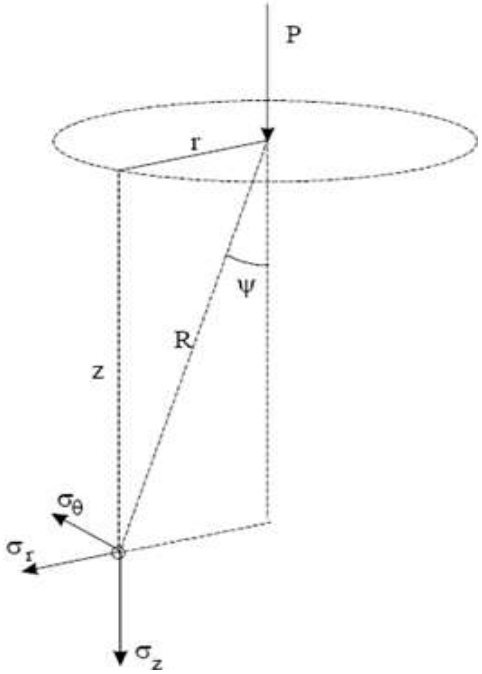
7 - STIMA DEI CEDIMENTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni superficiali sono il risultato (l'integrale) delle deformazioni verticali del terreno sottostante la fondazione. Queste deformazioni sono conseguenti ad un'alterazione dello stato di tensione nel sottosuolo imputabile a vari motivi quali il carico trasmesso dalle strutture di fondazione, variazioni del regime delle pressioni neutre nel sottosuolo, vibrazioni indotte, scavi eseguiti nei pressi della fondazione.

Nel calcolo eseguito dal software vengono stimati i cedimenti prodotti dai carichi trasmessi dalla fondazione, che sono sempre presenti, e ne è stata valutata l'ammissibilità in condizioni di esercizio.

7.1 Calcolo dell'incremento delle tensioni

Gli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo, dai carichi applicati in superficie, sono stati valutati mediante la teoria di Boussinesq, che definisce lo stato di tensione e deformazione indotto in un semispazio elastico da una forza concentrata P agente normalmente al suo piano limite (figura sottostante).



Gli incrementi di tensione nel sottosuolo, che generano i cedimenti, espressi in un sistema di coordinate cilindriche q, z, r, sono determinate attraverso le seguenti relazioni:

$$\sigma_z = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^3}{R^5} \qquad \sigma_r = -\frac{P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[-\frac{3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot R}{(R + z)} \right]$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{z^2 \cdot r}{R^5} \qquad \sigma_\theta = -\frac{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{(R + z)} \right]$$

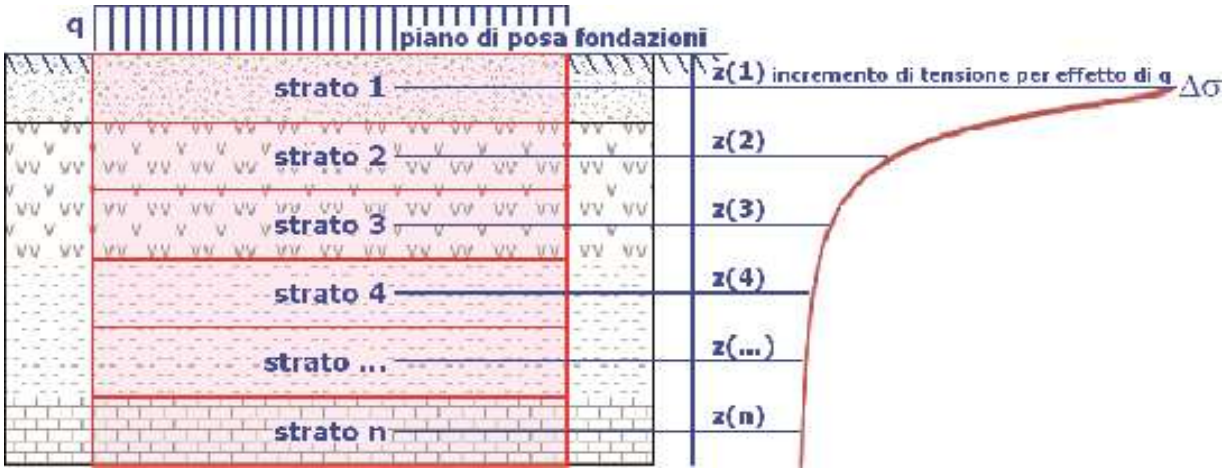
dove $R = \sqrt{r^2 + z^2}$.

I valori delle tensioni radiali s_r e tangenti s_q, proiettati sugli assi X e Y, diventano:

$s_x = s_r \cdot \cos(a) - s_q \cdot \sin(a)$;
$s_y = s_r \cdot \sin(a) + s_q \cdot \cos(a)$;

dove a è l'angolo formato dal raggio r con l'asse X.

Gli incrementi di tensione sono stati calcolati, per ogni combinazione di carico allo SLE e allo SLD, al centro di strati elementari (substrati) con cui si è discretizzato il sottosuolo in corrispondenza di ogni verticale di calcolo (vedi figura sottostante). L'altezza adottata per il substrato è di 100 cm.



Distribuzione delle forze al contatto del piano di posa

Per poter affrontare il problema in maniera generale, l'area di impronta della fondazione viene discretizzata in areole elementari sufficientemente piccole e si sostituisce all'azione ripartita, competente ad ogni singola areola, un'azione concentrata equivalente. Il terreno a contatto con la fondazione viene corrispondentemente discretizzato in elementi elastici, detti bounds, che lavorano nelle tre direzioni principali XYZ. Le fondazioni trasmettono agli elementi bounds le azioni provenienti dal calcolo in elevazione e su tale modello il solutore determina le azioni F_X, F_Y, F_Z agenti sul

singolo bound. Inizialmente si ritiene il bound elastico e bidirezionale, ossia reagente anche a trazione, e in tale ipotesi viene condotto un calcolo lineare. Se, per effetto di eccentricità, si hanno bounds reagenti a trazione, si ridefinisce il legame costitutivo nell'ipotesi di assenza di resistenza a trazione e si effettua un calcolo NON lineare in cui sono definite aree di contatto parzializzate e vengono esclusi i bounds a trazione.
Attraverso questo procedimento, effettuato per tutte le combinazioni di carico, sono note le reazioni dei bounds compressi e quindi le forze (F_Z) da cui calcolare gli incrementi di tensione nel sottosuolo in una serie di punti significativi.
Per ogni verticale in cui si è calcolato il cedimento, l'incremento di tensione nel sottosuolo è stato calcolato sommando gli effetti di tutte le forze elementari.
Inoltre, è stato considerato il *decremento di tensione dovuto allo scavo*, in modo da sottrarre all'intensità del carico applicato il valore della tensione litostatica agente sul piano di posa prima della realizzazione della fondazione.

7.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

- **Terreni a grana grossa**

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_o) coincide con quello finale (w_f).
In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.
Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

- **Terreni a grana fina**

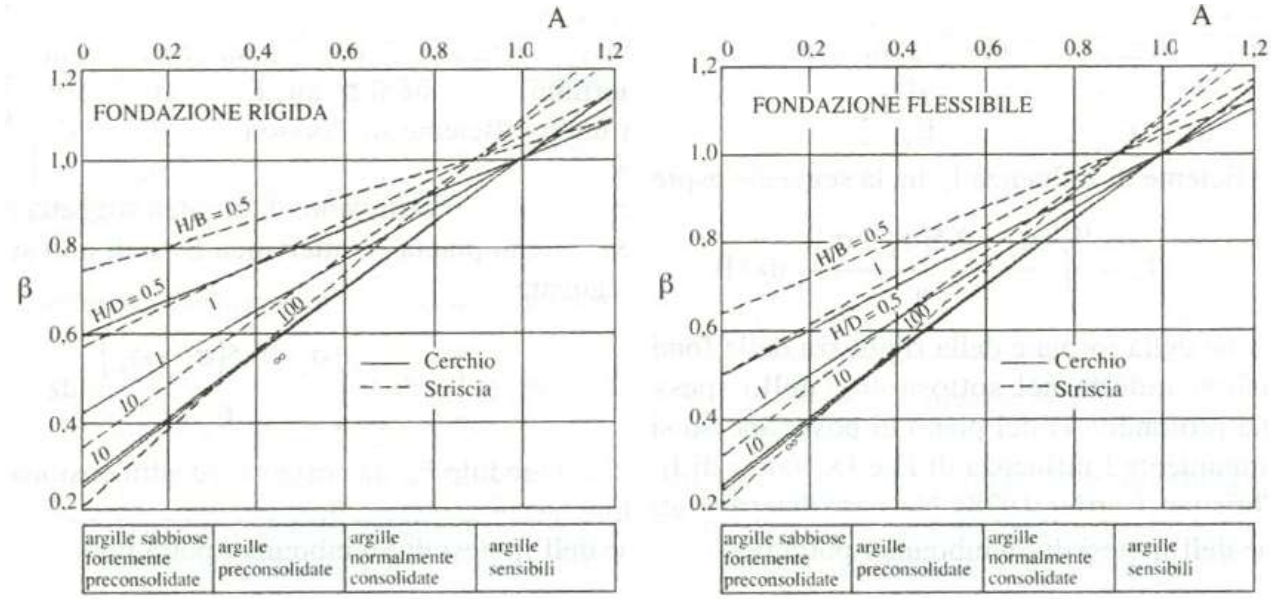
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni Ds nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$w_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i \ .$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$W_c = b \cdot W_{ed}.$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente "A" di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	$A_{Skempton}$
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il software utilizza il valore medio degli intervalli indicati. Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Il cedimento iniziale w_o è calcolato con la teoria dell'elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

$$w_0 = \frac{q \cdot B}{E_u} \cdot I_w$$

in cui:

E_u è il modulo di elasticità NON drenato;
q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione;
B è la larghezza caratteristica della fondazione,
I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz / B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le s_x e s_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u=(E_u/c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	**$I_p < 0,3$**	**$0,3 < I_p < 0,5$**	**$I_p > 0,5$**
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_o + w_c.$$

7.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (b) come:

$$b_{ij} = Dw_{ij}/L_{ij};$$

dove:

Dw_{ij}: cedimento differenziale tra i punti i e j;
L_{ij}: distanza tra la coppia di punti i e j.

Sia nel tabulato che nelle tabelle seguenti, per comodità di lettura, sono riportati i valori inversi delle distorsioni angolari, confrontati con il valore inverso della distorsione ammissibile compatibile con la funzionalità dell'intera opera.

GEOTECNICA - VERIFICHE DEI CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali

Id_W	Id_{DW}	$(L/DW)_{i-f}$	$(L/DW)_{lim}$	CS
001	C0003-C0008	1 339,47	200	6,70
002	C0008-C0004	1 384,45	200	6,92
003	C0001-C0006	1 338,95	200	6,69
004	C0006-C0002	1 383,51	200	6,92
005	C0003-C0005	1 398,14	200	6,99
006	C0005-C0001	1 397,92	200	6,99

Geotecnica - Verifiche dei cedimenti differenziali

Id_W	Id_{DW}	$(L/DW)_{i-f}$	$(L/DW)_{lim}$	CS
007	C0004-C0007	1 318,91	200	6,59
008	C0007-C0002	1 318,37	200	6,59

LEGENDA:

Id_W Identificativo del Punto Significativo (punto in cui viene calcolato il cedimento).
Id_{DW} Identificativo del cedimento differenziale.
$(L/DW)_{i-f}$ Distorsione angolare ([NS] = Non Significativo - per valori di $(L/DW)_{i-f}$ maggiori o uguali di 50.000).
$(L/DW)_{lim}$ Distorsione angolare limite.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).

8 - VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (R_d), ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

1) Componente dovuta all'attrito F_{RD1}, pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan f;$$

dove:

N_d = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;
f = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

2) Componente dovuta all'adesione F_{RD2}, pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c;$$

dove:

A' = superficie efficace della base della fondazione;
c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (c_u) in condizioni non drenate.

3) Componente dovuta all'affondamento F_{RD3} della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati.
Inoltre, nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna F_{Rd}, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento R_d, ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza $\mathbf{g}_R$ relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza $\mathbf{g}_R$ è stato assunto pari a **1,10** (tabella 6.4.I del D.M. 14/01/2008).
Sia nei "*Tabulati di calcolo*" che nella tabella seguente si riporta l'esito della suddetta verifica.

GEOTECNICA - VERIFICHE A SCORRIMENTO

Geotecnica - Verifiche a scorrimento

Elm	Dir	N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	F_{RD1}	F_{RD2}	F_{RD3}	F_{RD}	CS
		[N]	[N·m]	[N]	[N]	[N]	[N]	[N]	
Platea 1	B	3 376 383	-545 784	-134 991	0	8423500	2557124	10980625	81,34
	L	3 378 381	-557 227	144 282	0	8416091	2557124	10973215	76,05

LEGENDA:

Elm Elemento di fondazione su cui si esegue la verifica.
Dir Direzione di verifica: per Plinti [B]= asse locale 2; [L]= asse locale 3. Per Winkler [B]= asse locale 3; [L]= asse locale 1. Per Platee [B]= asse globale Y; [L]= asse globale X.
F_{RD1} Aliquota di resistenza allo scorrimento per attrito terra-fondazione.
F_{RD2} Aliquota di resistenza allo scorrimento per adesione.
F_{RD3} Aliquota di resistenza allo scorrimento per affondamento.
F_{RD} Resistenza allo scorrimento.
CS Coefficiente di sicurezza ([NS] = Non Significativo per valori di CS >= 100; [VNR]= Verifica Non Richiesta).
N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} Sollecitazioni di progetto.

ELABORATI GRAFICI SINTETICI

COMMITTENTE:	ASET Azienda Servizi sul Territorio

PREMESSA

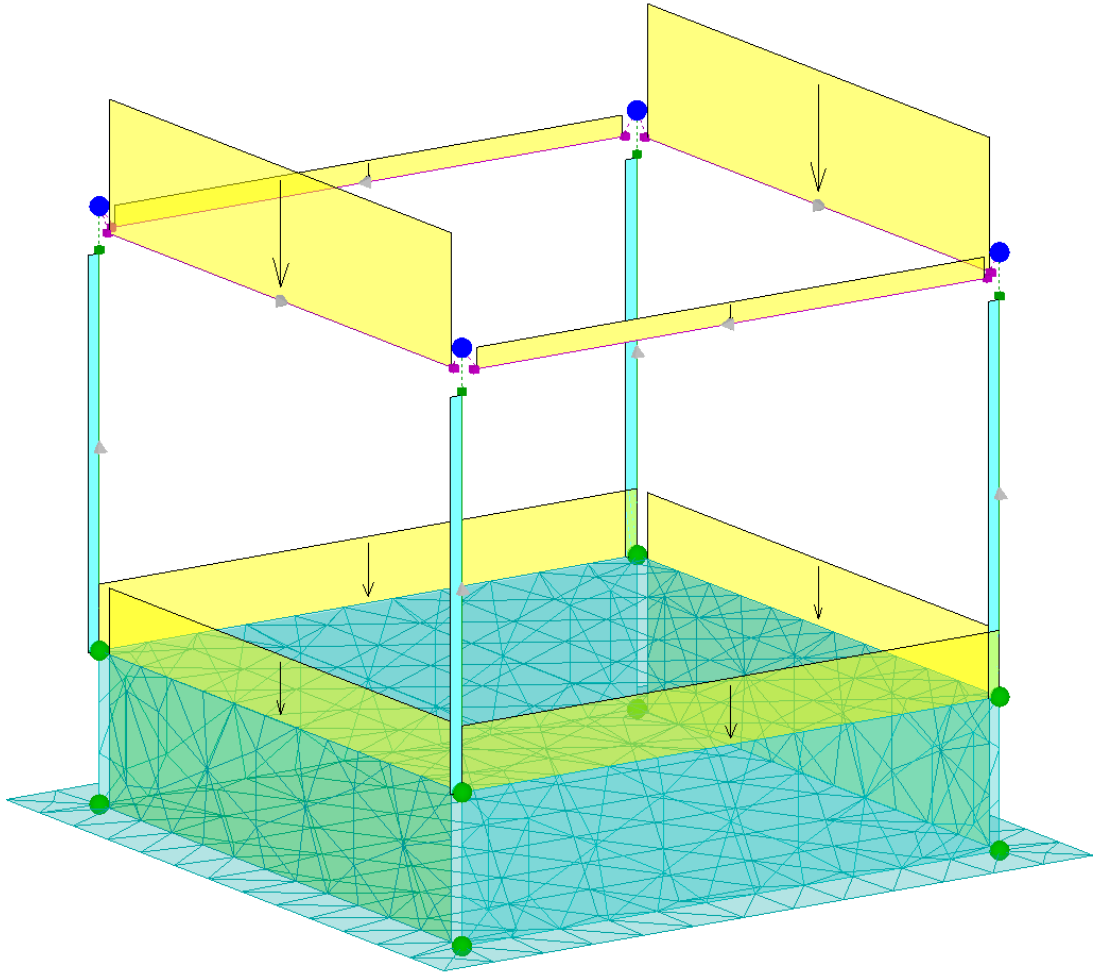
Il presente documento riporta gli **elaborati grafici sintetici** in conformità a quanto previsto nel par. 10.2 del D.M. 14 gennaio 2008.
Tali elaborati hanno lo scopo di riassumere il comportamento della struttura relativamente al tipo di analisi svolta e possono riportare informazioni sintetiche e schemi relativi a carichi, sollecitazioni e sforzi, spostamenti, tensioni sul terreno, etc.

Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, si riportano delle rappresentazioni che ne sintetizzano i valori numerici dei coefficienti di sicurezza nelle sezioni significative della struttura stessa.

Per ogni singolo elaborato grafico, contenente un telaio, una parte della struttura o la struttura nel suo insieme, si riportano indicazioni sulle convenzioni adottate e sulle unità di misura, nonché disegni, schemi grafici e mappature cromatiche che schematizzano il comportamento complessivo della struttura.

Grazie alle mappature a colori, per ciascun tipo di risultato, si fornisce un quadro chiaro e sintetico: è possibile rilevare agevolmente il valore delle diverse grandezze in base al colore assunto dagli elementi della struttura. Ogni colore rappresenta un determinato valore, dal blu (corrispondente generalmente al valore minimo) al rosso (generalmente valore massimo), passando attraverso le varie sfumature di colore corrispondenti ai valori intermedi.
Prima di ogni tipologia di risultato è riportata la scala cromatica con l'indicazione numerica del valore minimo e massimo.

Carichi



Descrizione Tavola

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

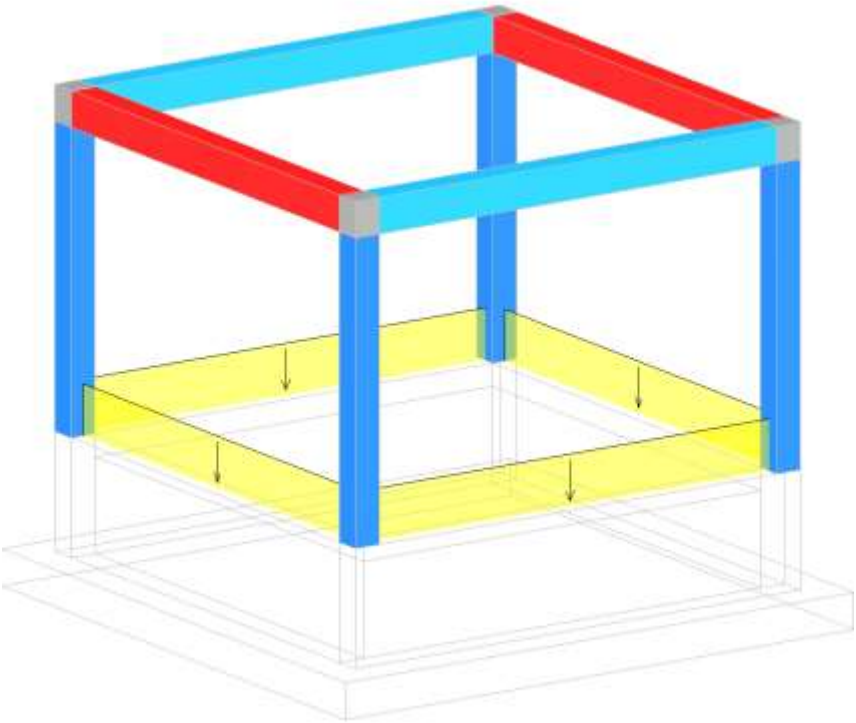
Abitazioni

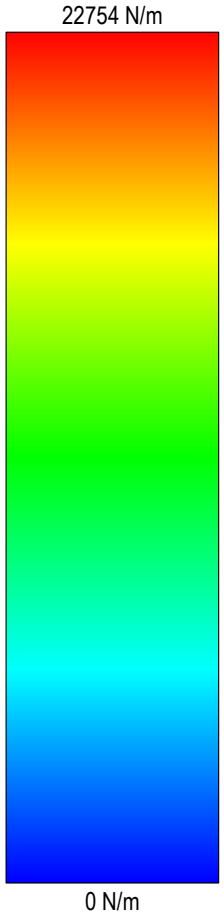
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Carichi





Descrizione Tavola

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

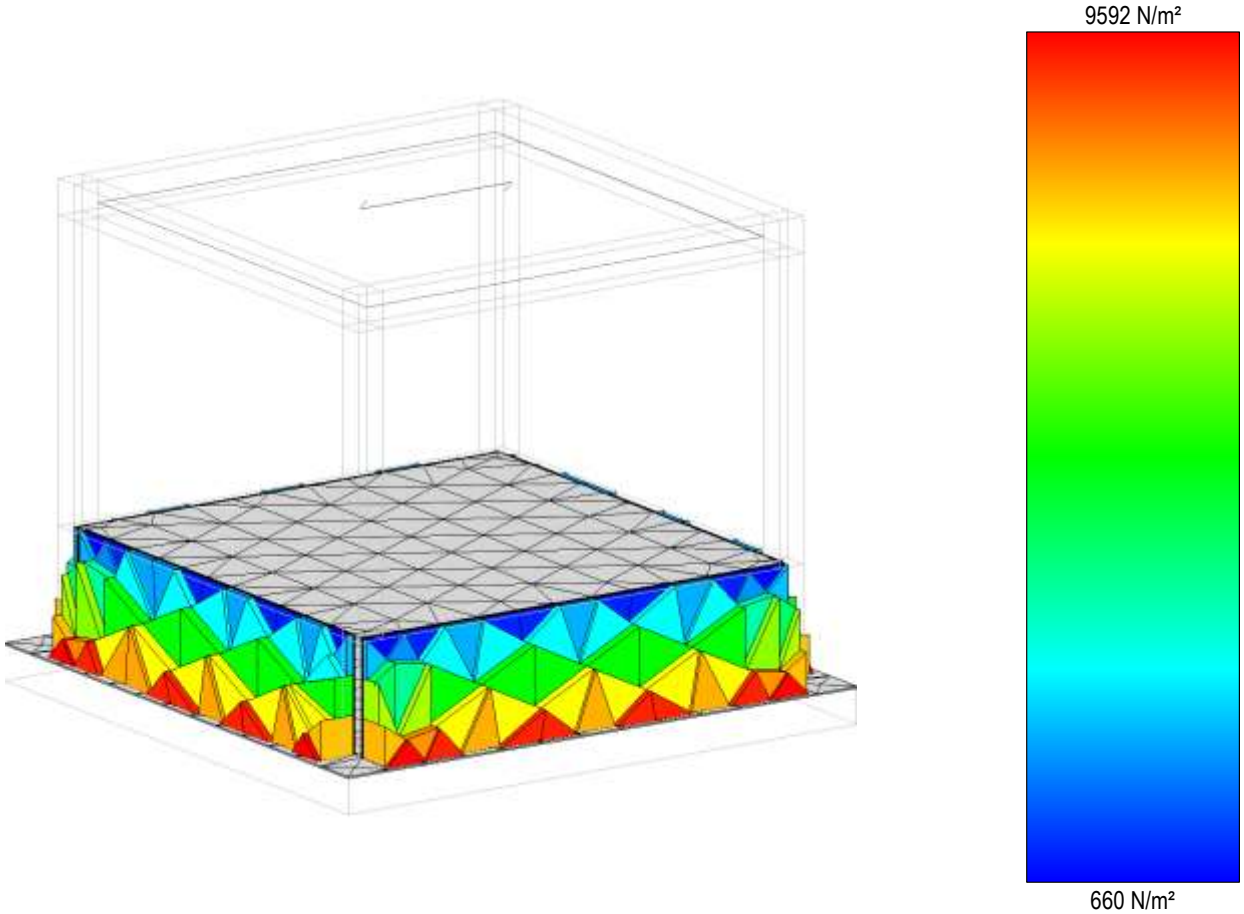
Abitazioni

Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Spinte terreno e idrostatiche

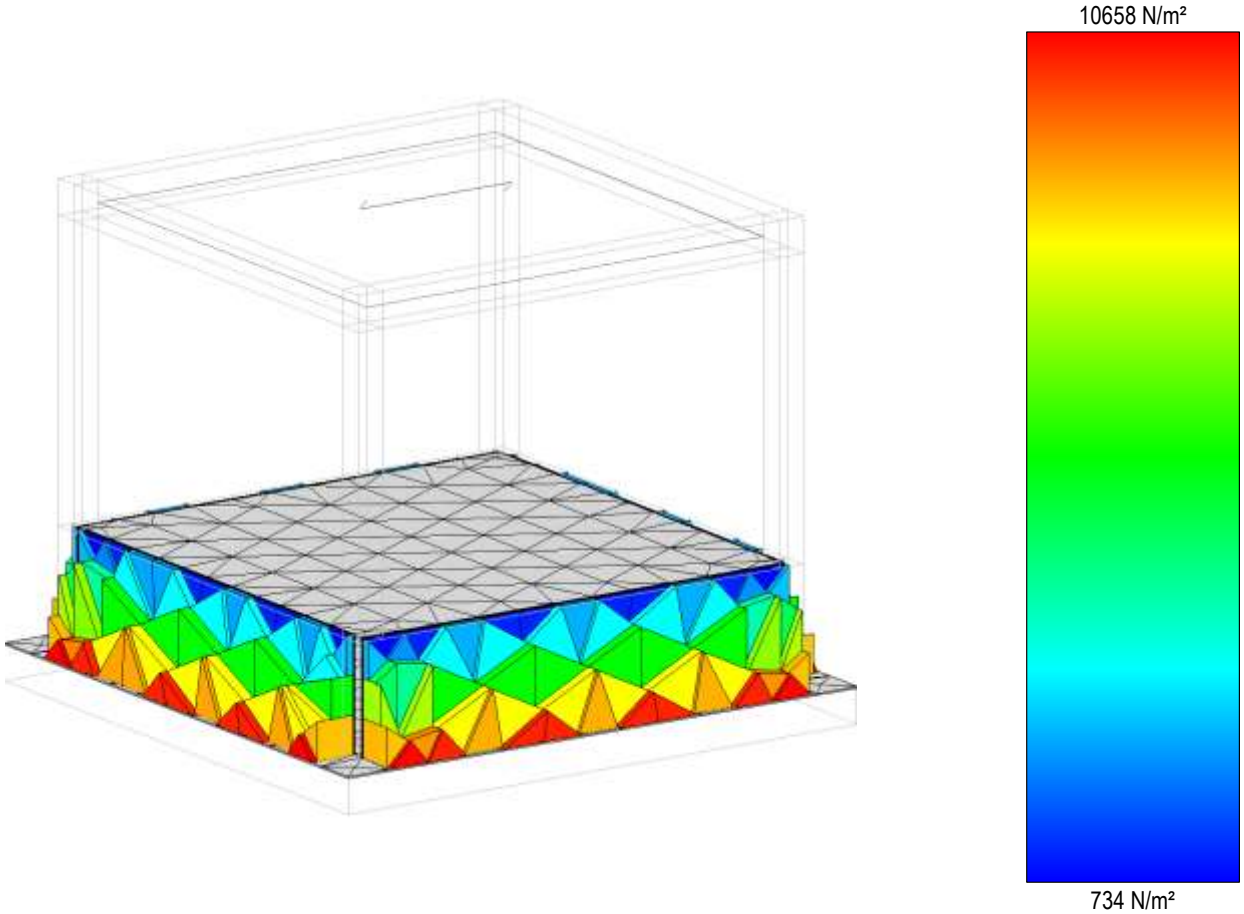


Descrizione Tavola

CONDIZIONI di CARICO

Spinta Terreno (statica)

Spinte terreno e idrostatiche

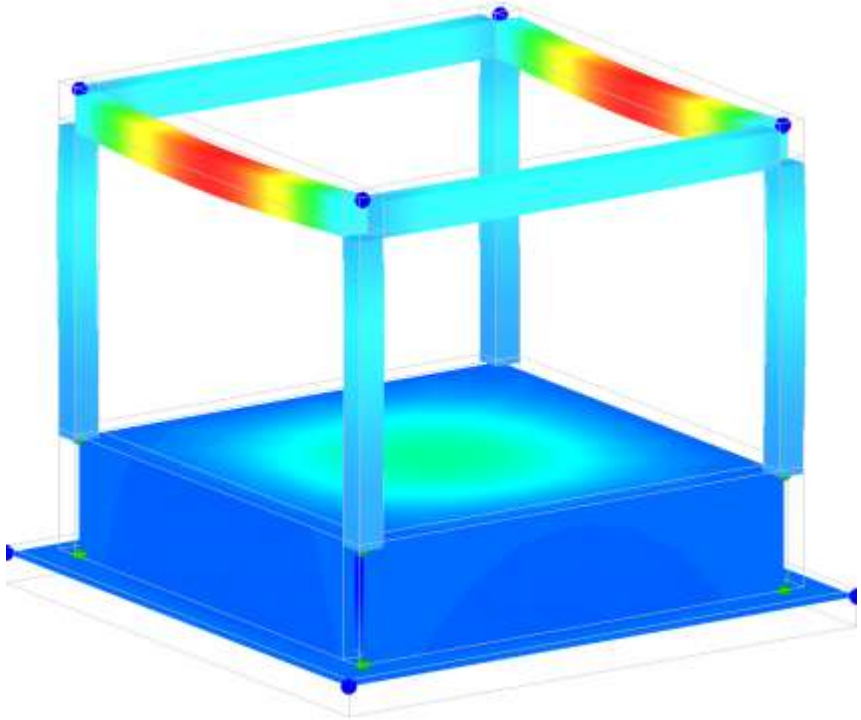


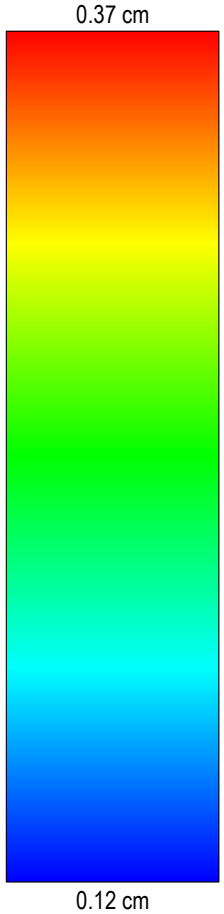
Descrizione Tavola

CONDIZIONI di CARICO

Spinta Terreno (sisma)

Spostamenti





Descrizione Tavola

Spostamenti - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

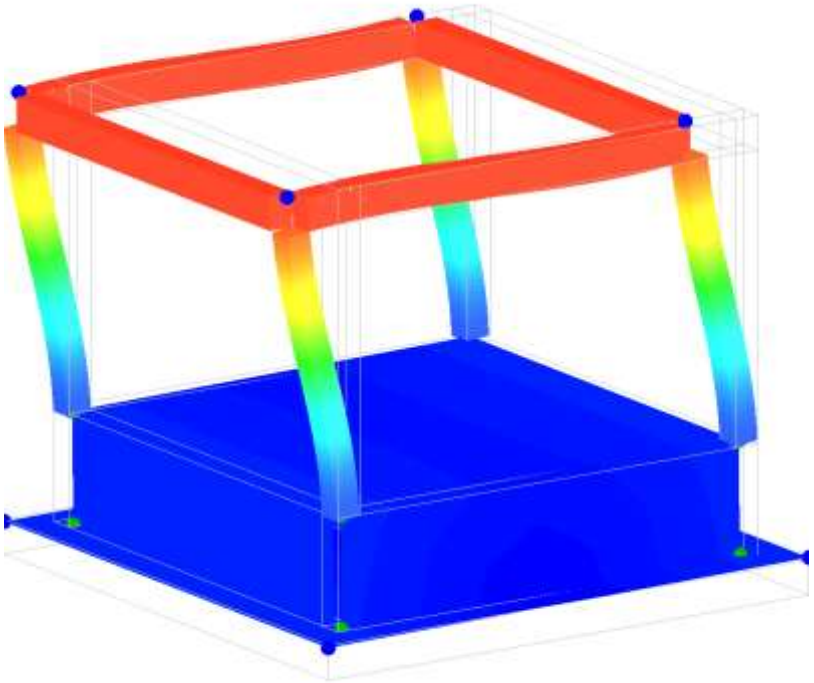
Abitazioni

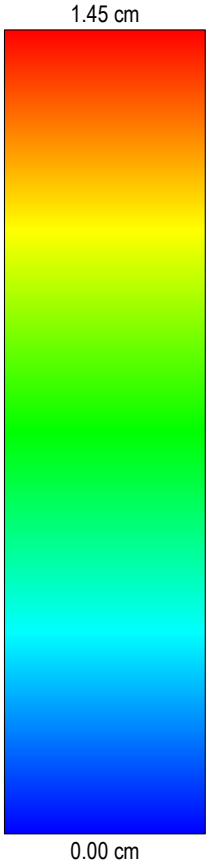
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Spostamenti





Descrizione Tavola

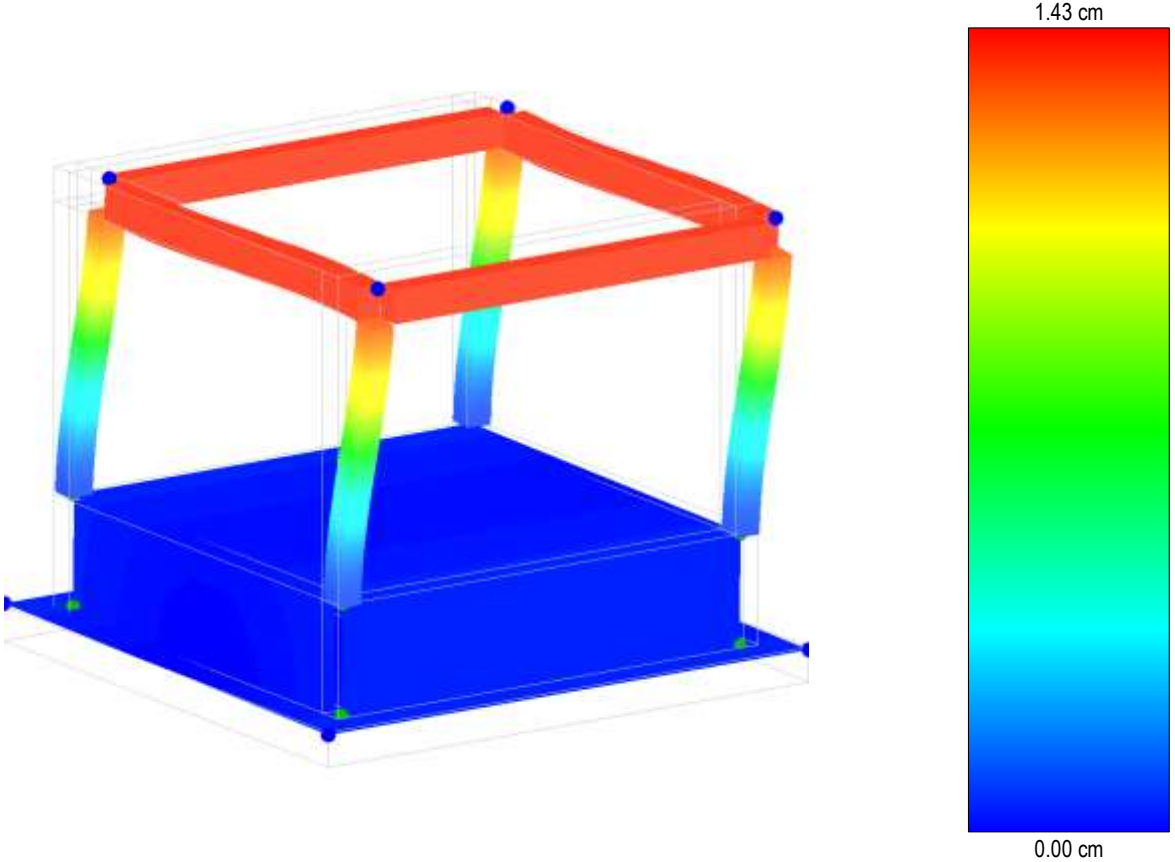
Spostamenti - per effetto del sisma

Sisma: X

Stato Limite Ultimo

Modo: Preponderante

Spostamenti



Descrizione Tavola

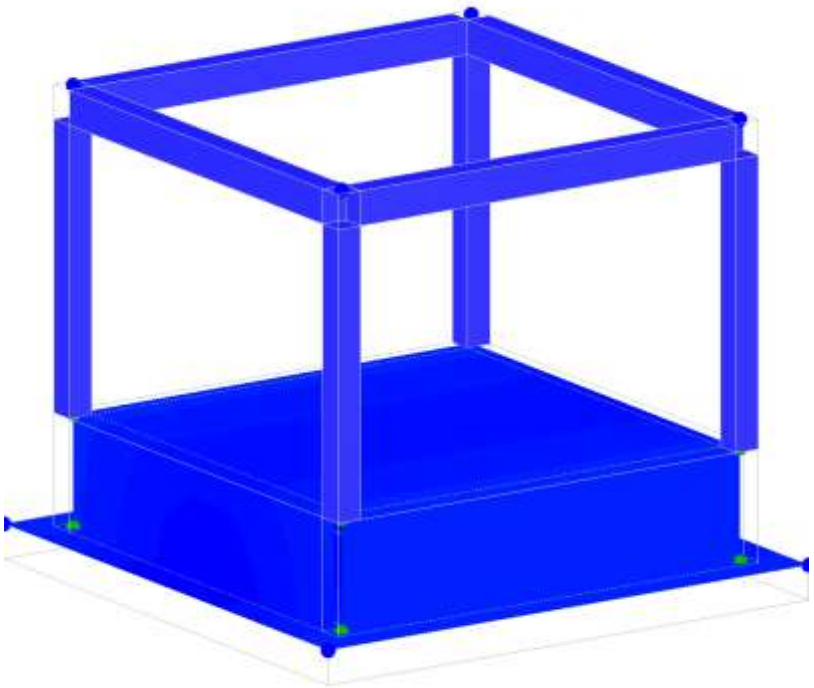
Spostamenti - per effetto del sisma

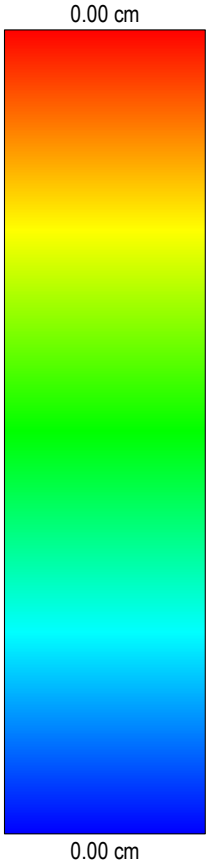
Sisma: Y

Stato Limite Ultimo

Modo: Preponderante

Spostamenti





Descrizione Tavola

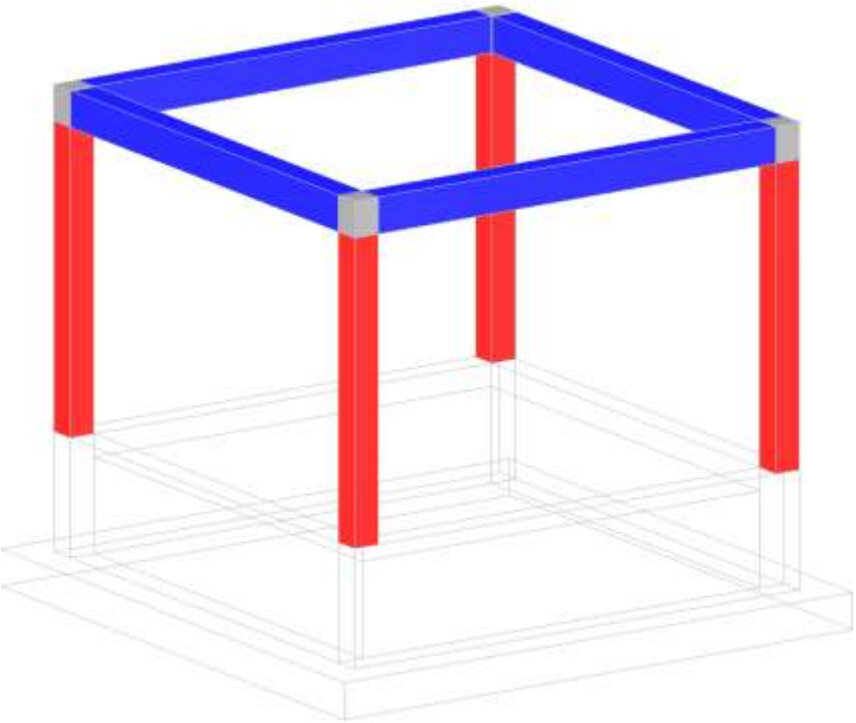
Spostamenti - per effetto del sisma

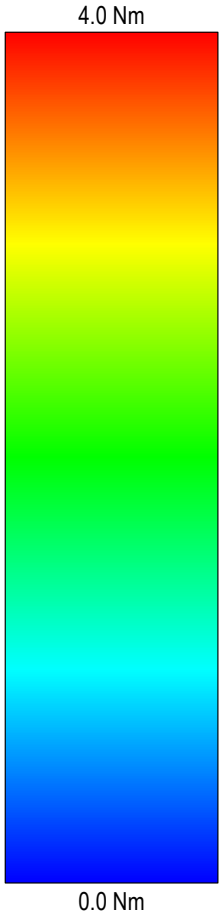
Sisma: Z

Stato Limite Ultimo

Modo: Preponderante

Sollecitazioni Pilastri, Travi e Winkler





Descrizione Tavola

Sollecitazioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

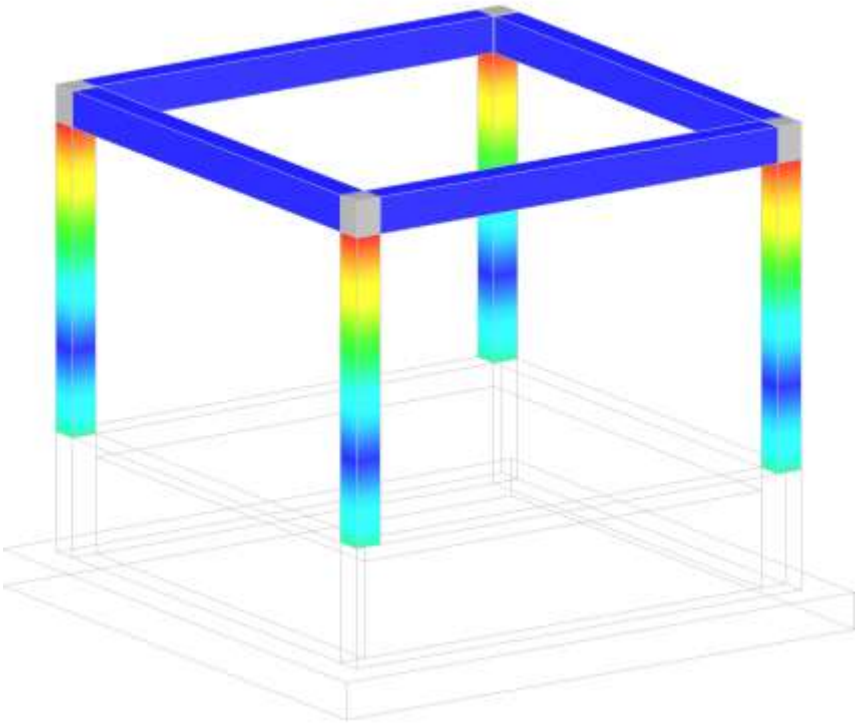
Abitazioni

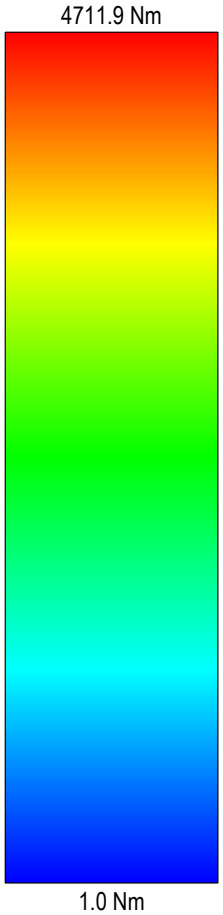
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Sollecitazioni Pilastri, Travi e Winkler





Descrizione Tavola

Sollecitazioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

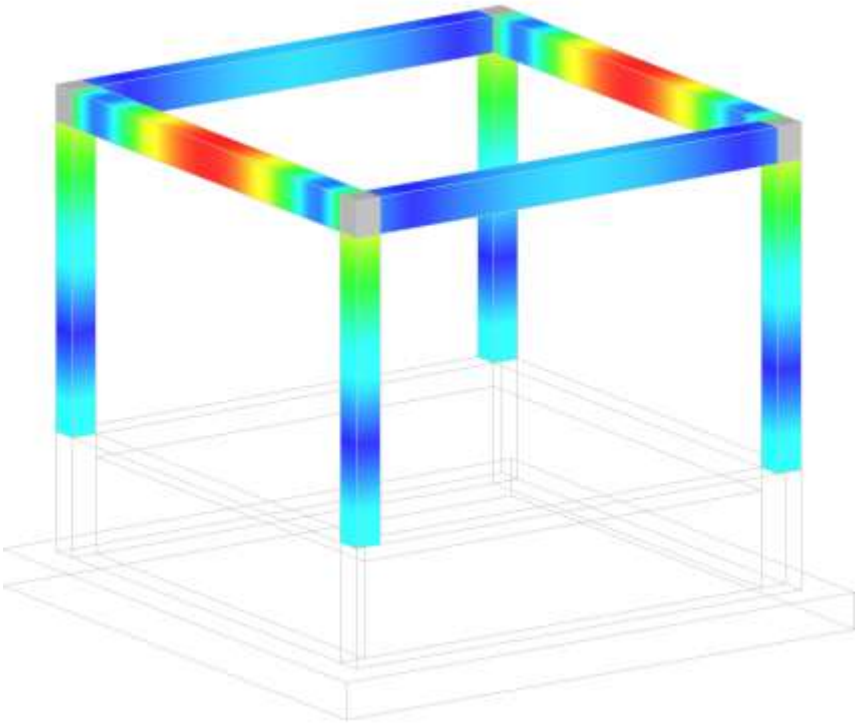
Abitazioni

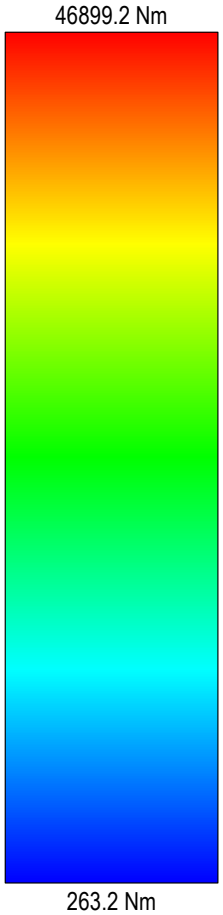
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Sollecitazioni Pilastri, Travi e Winkler





Descrizione Tavola

Sollecitazioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

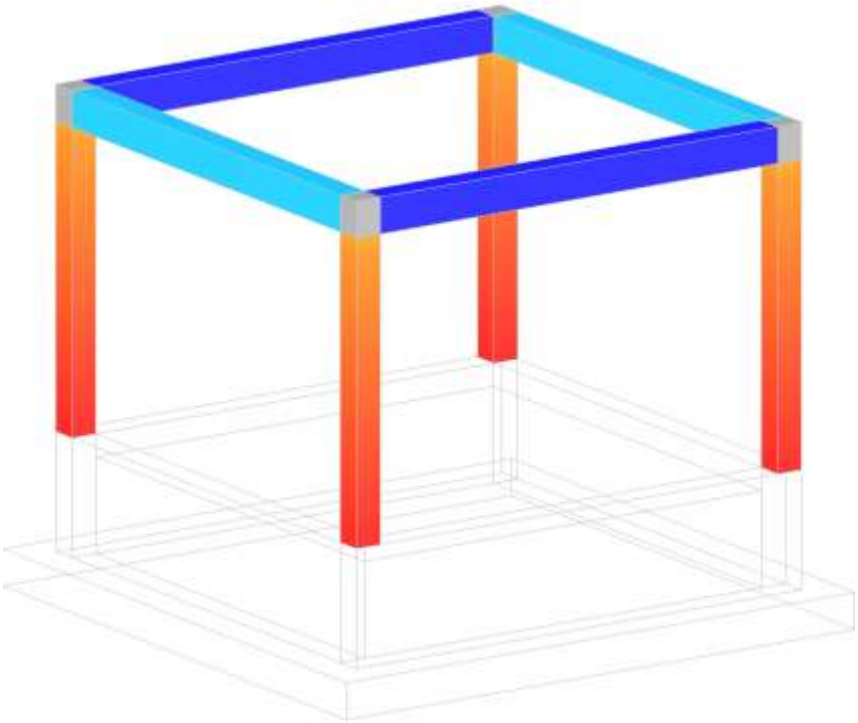
Abitazioni

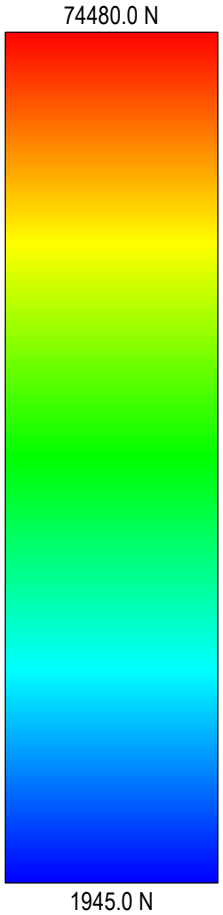
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Sollecitazioni Pilastri, Travi e Winkler





Descrizione Tavola

Sollecitazioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

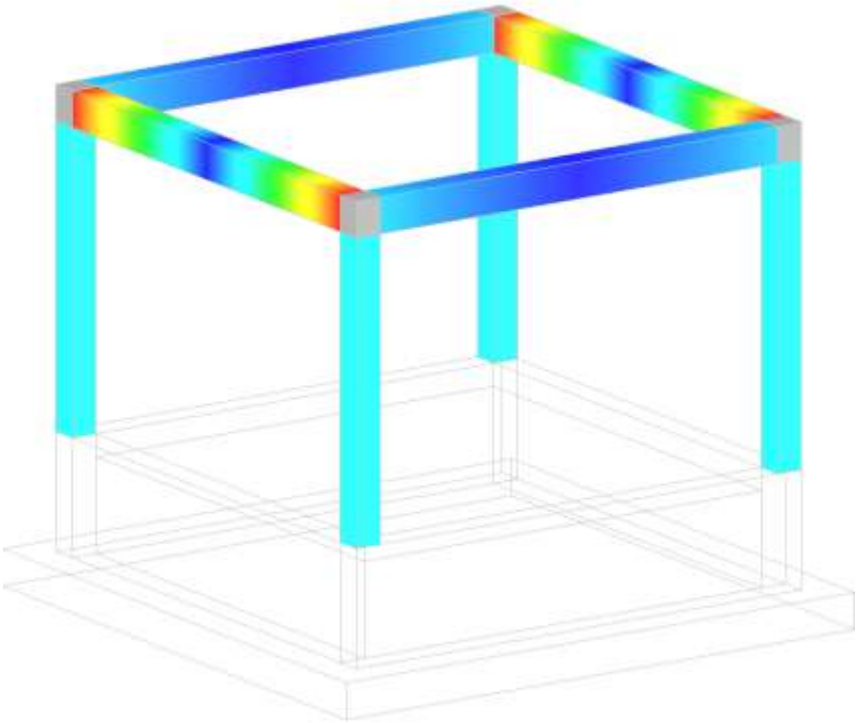
Abitazioni

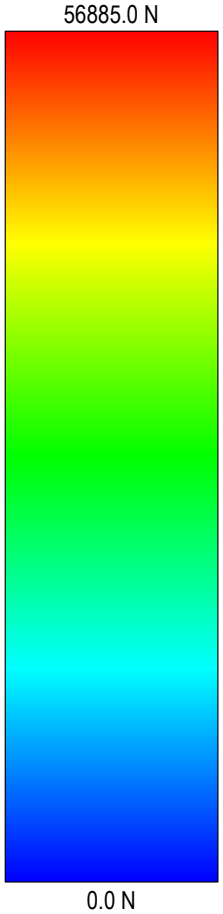
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Sollecitazioni Pilastri, Travi e Winkler





Descrizione Tavola

Sollecitazioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

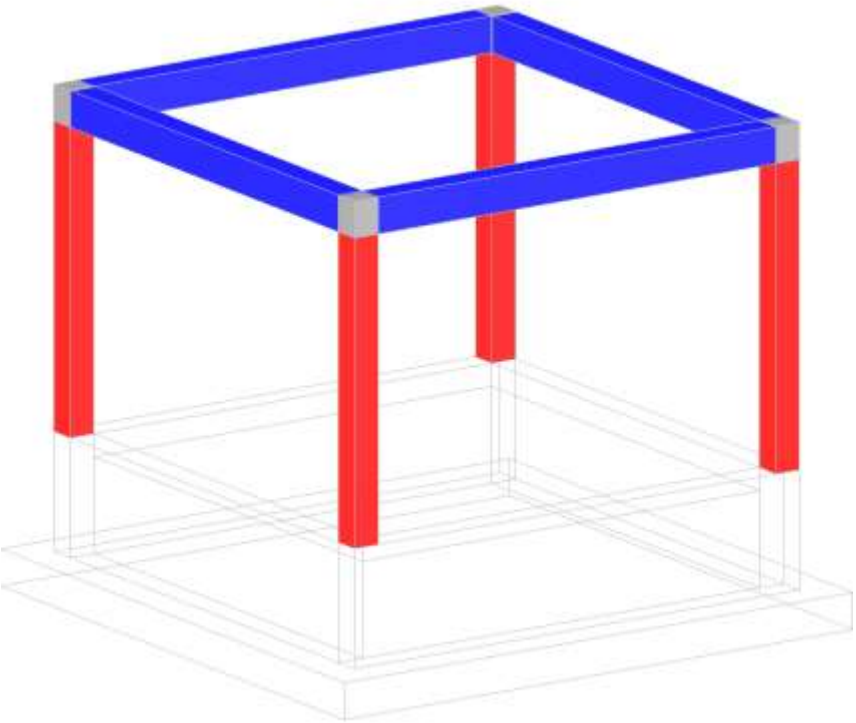
Abitazioni

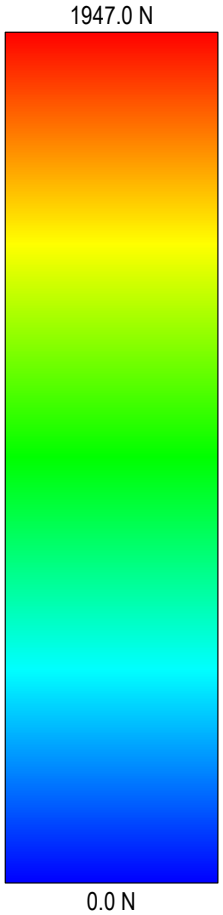
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Sollecitazioni Pilastri, Travi e Winkler





Descrizione Tavola

Sollecitazioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

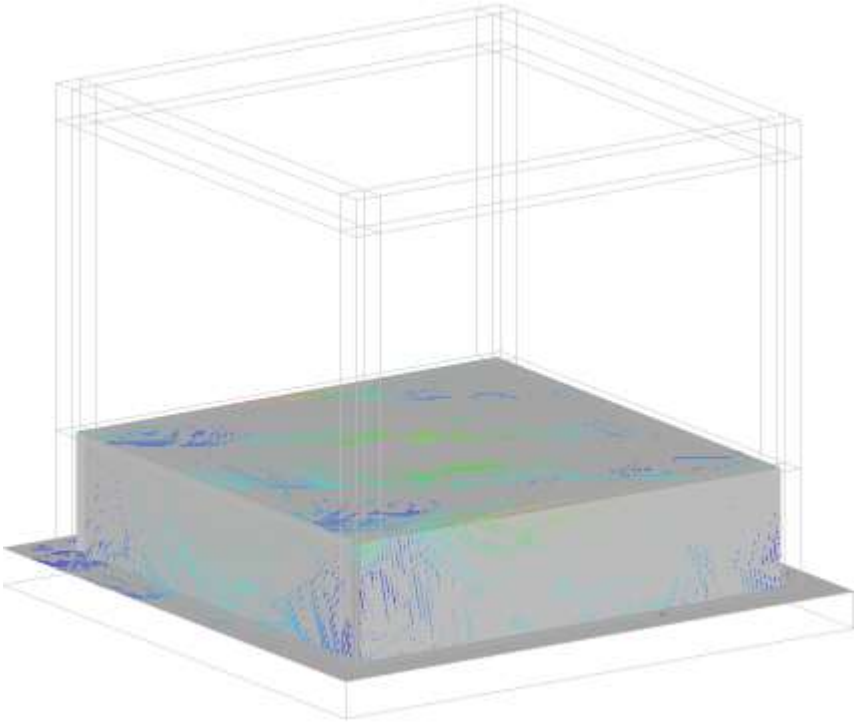
Abitazioni

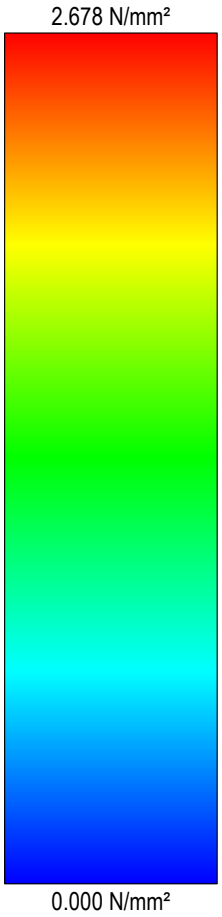
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Tensioni Shell





Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

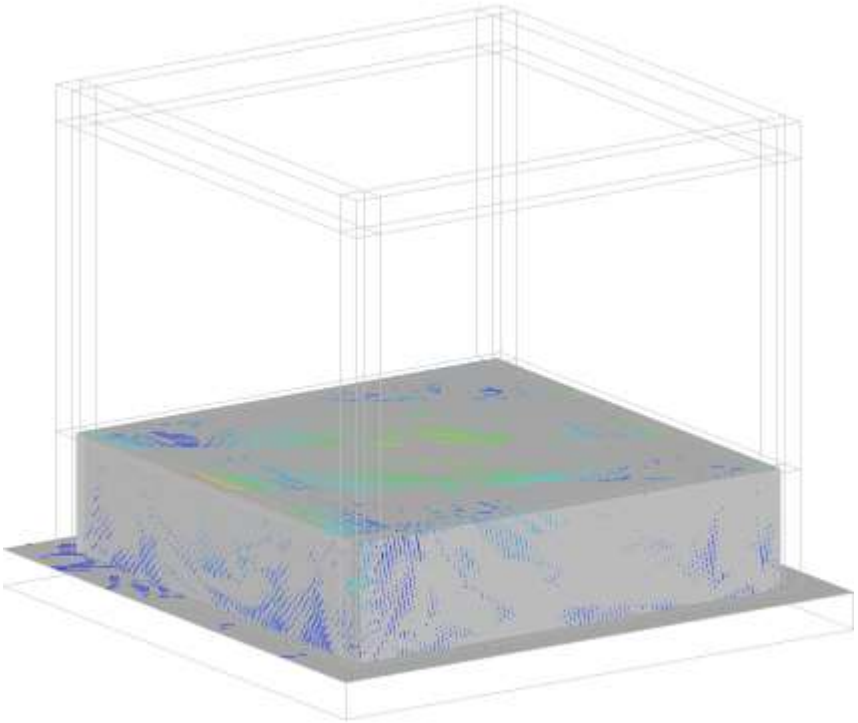
Abitazioni

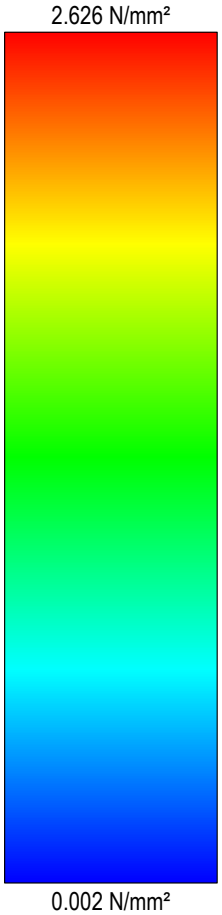
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Tensioni Shell





Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

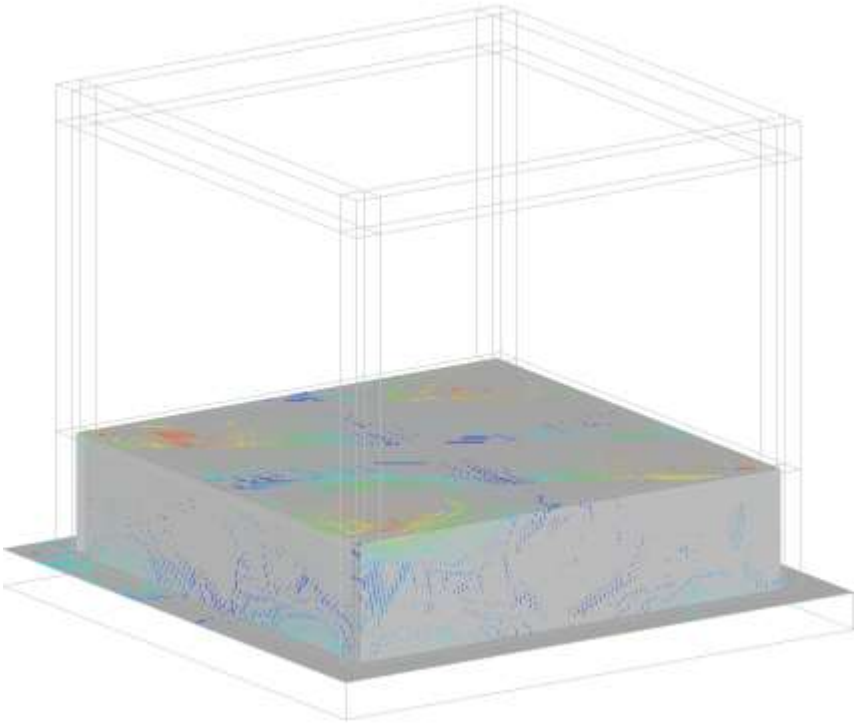
Abitazioni

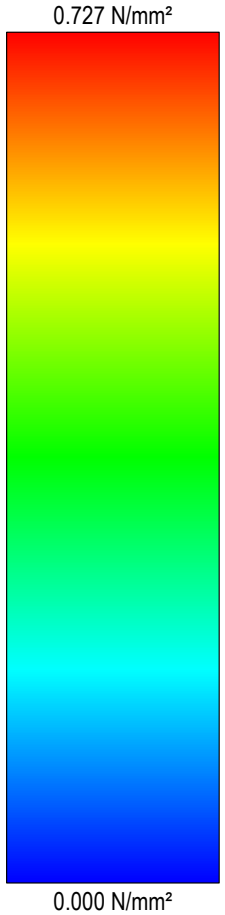
Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Tensioni Shell





Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

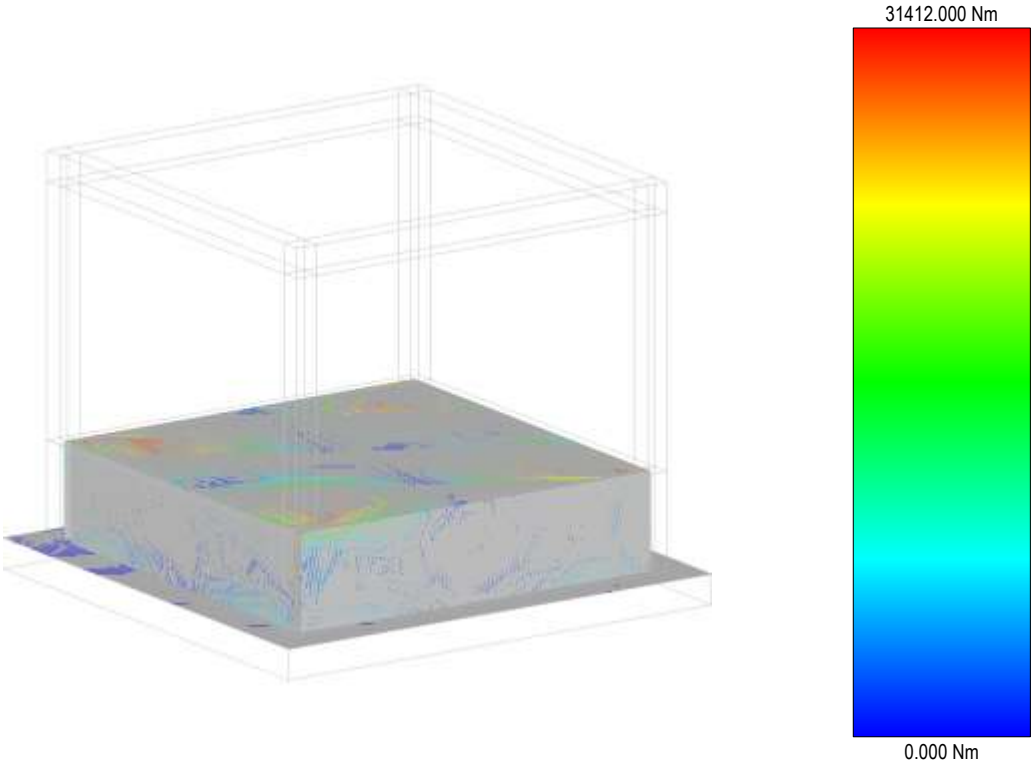
Abitazioni

Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Tensioni Shell



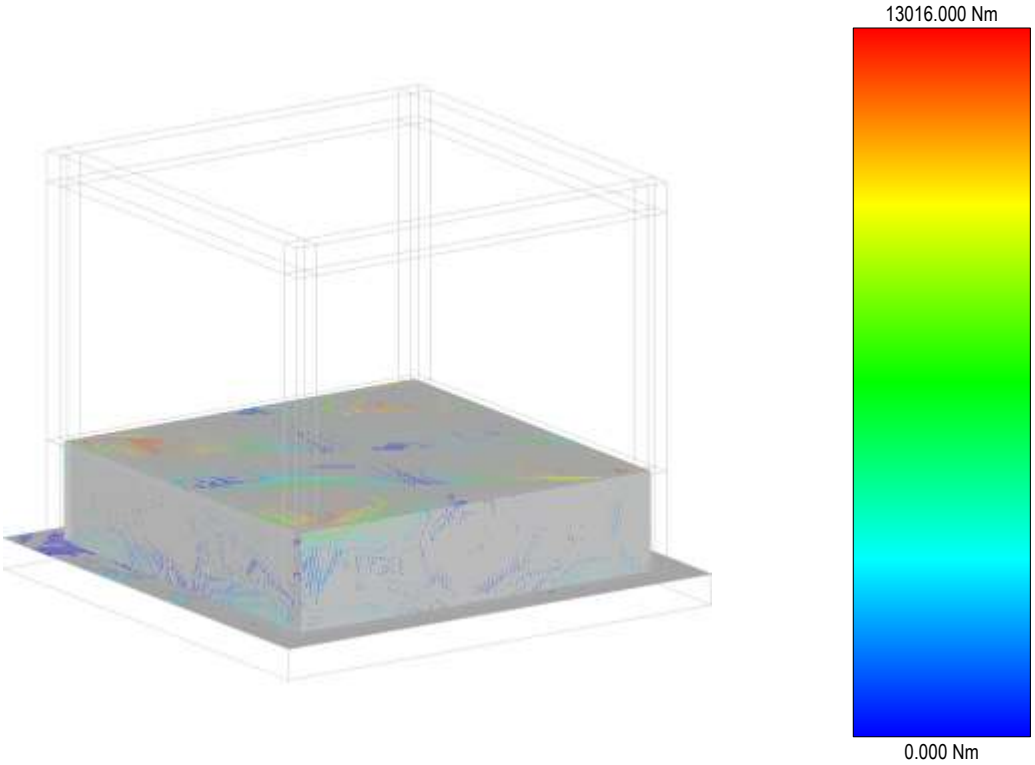
Descrizione Tavola

Tensioni - Inviluppo Momenti di Calcolo per Fondazione

Direzione: Direzione principale

Lato: Superiore

Tensioni Shell



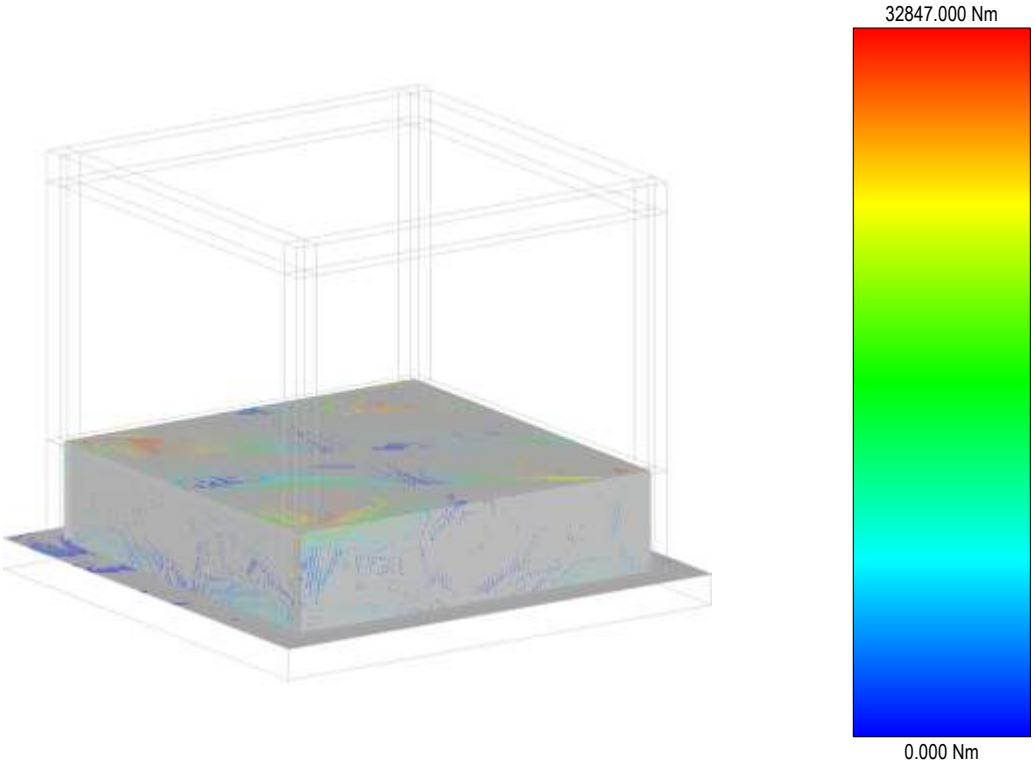
Descrizione Tavola

Tensioni - Inviluppo Momenti di Calcolo per Fondazione

Direzione: Direzione principale

Lato: Inferiore

Tensioni Shell



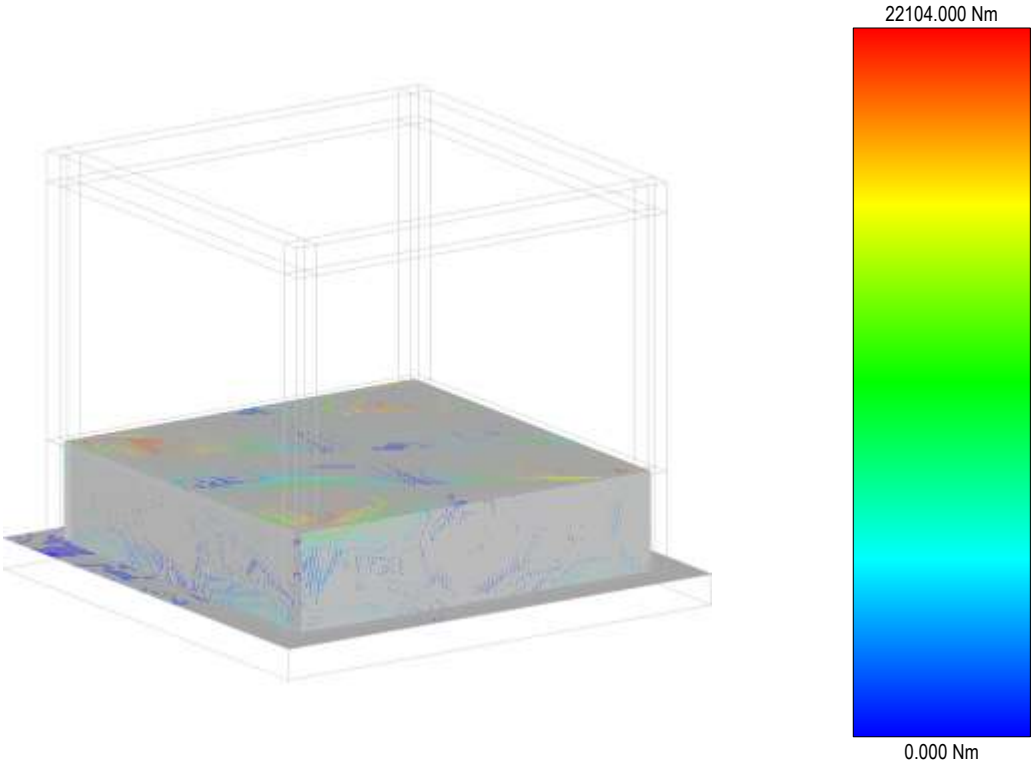
Descrizione Tavola

Tensioni - Inviluppo Momenti di Calcolo per Fondazione

Direzione: Direzione secondaria

Lato: Superiore

Tensioni Shell



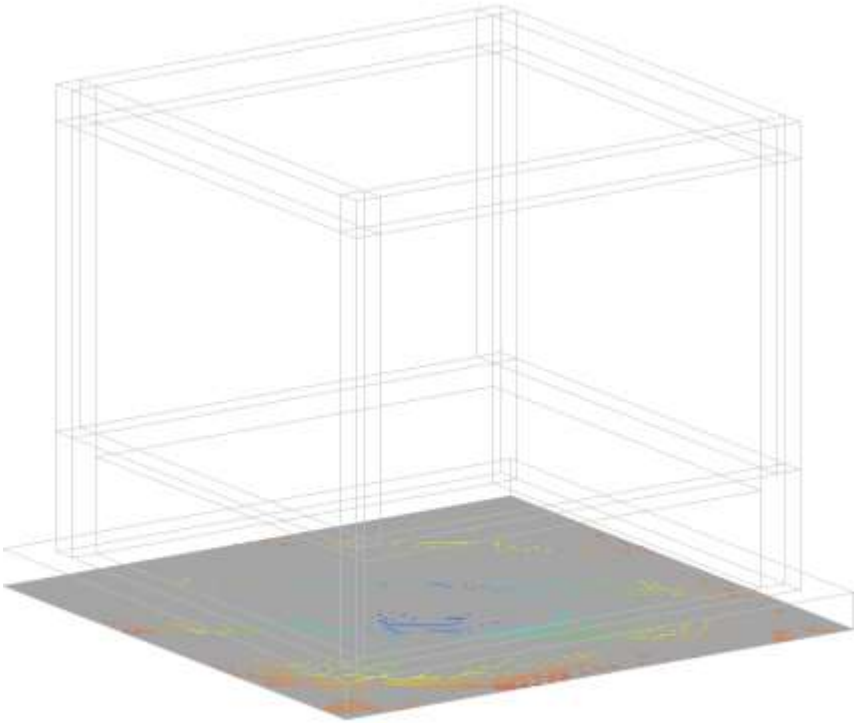
Descrizione Tavola

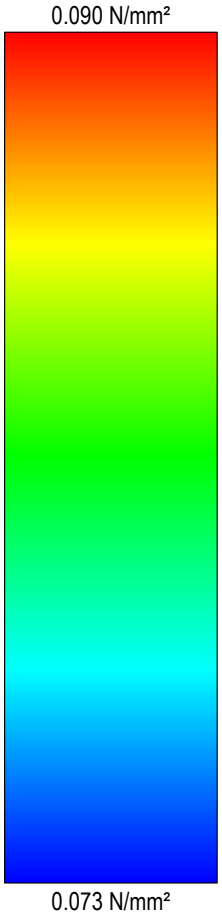
Tensioni - Inviluppo Momenti di Calcolo per Fondazione

Direzione: Direzione secondaria

Lato: Inferiore

Geotecnica





Descrizione Tavola

Tensioni - per carichi statici

CONDIZIONI di CARICO

Carico Permanente

Permanenti NON Strutturali

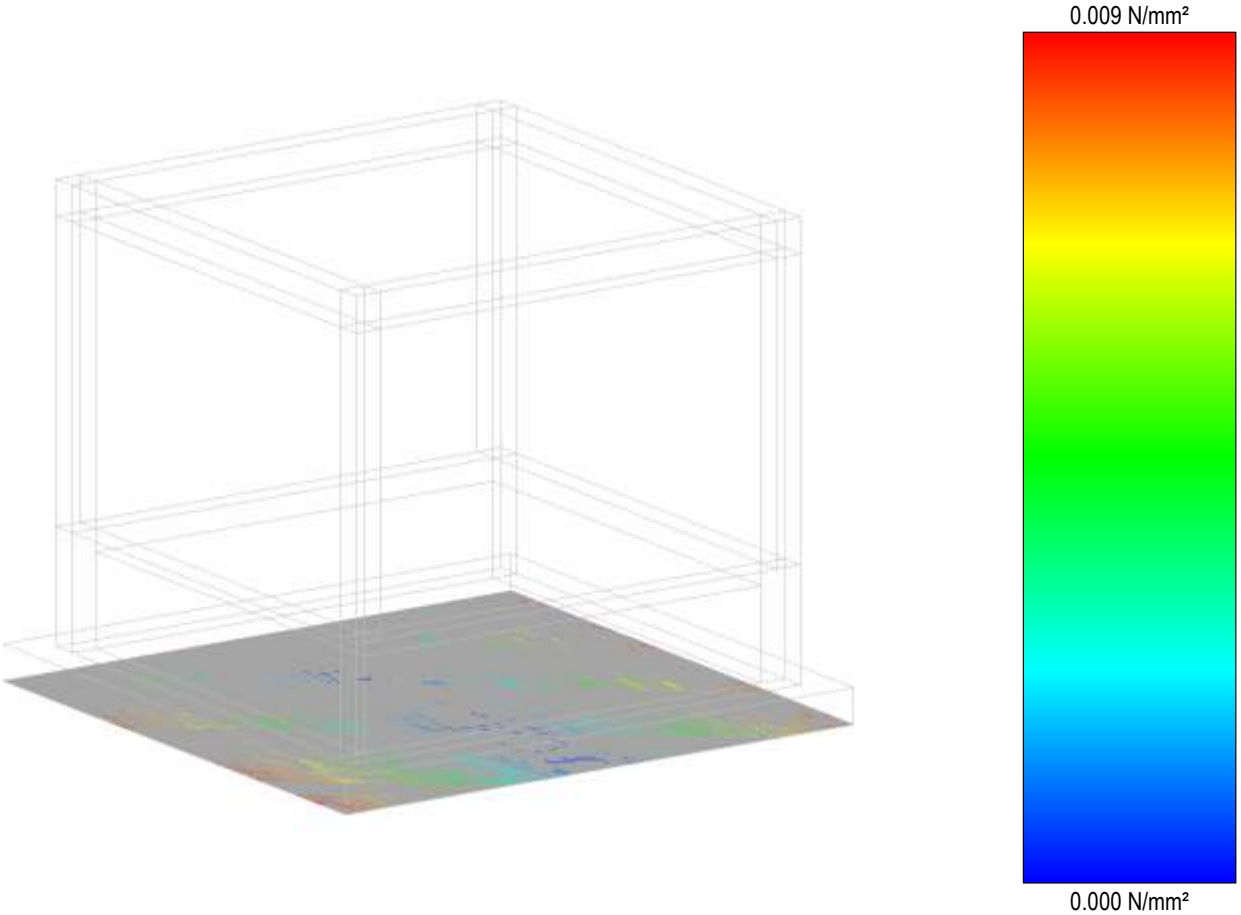
Abitazioni

Autorimessa <= 30kN

Spinta Terreno (statica)

Spinta Terreno (sisma)

Geotecnica



Descrizione Tavola

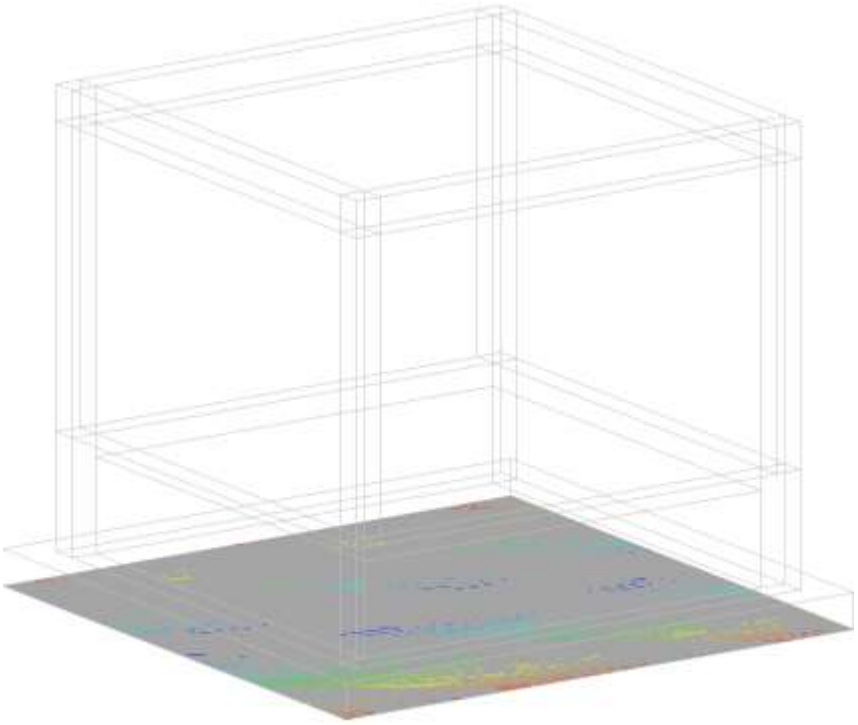
Tensioni - per effetto del sisma

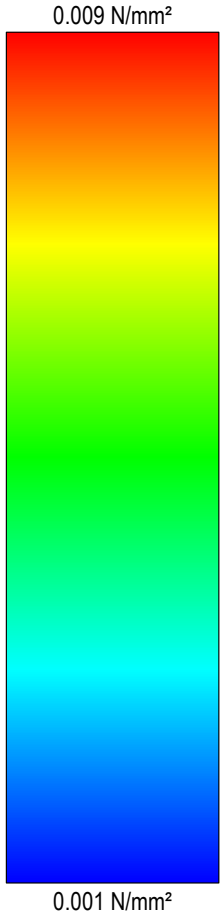
Sisma: X

Stato Limite Ultimo

Modo: Preponderante

Geotecnica





Descrizione Tavola

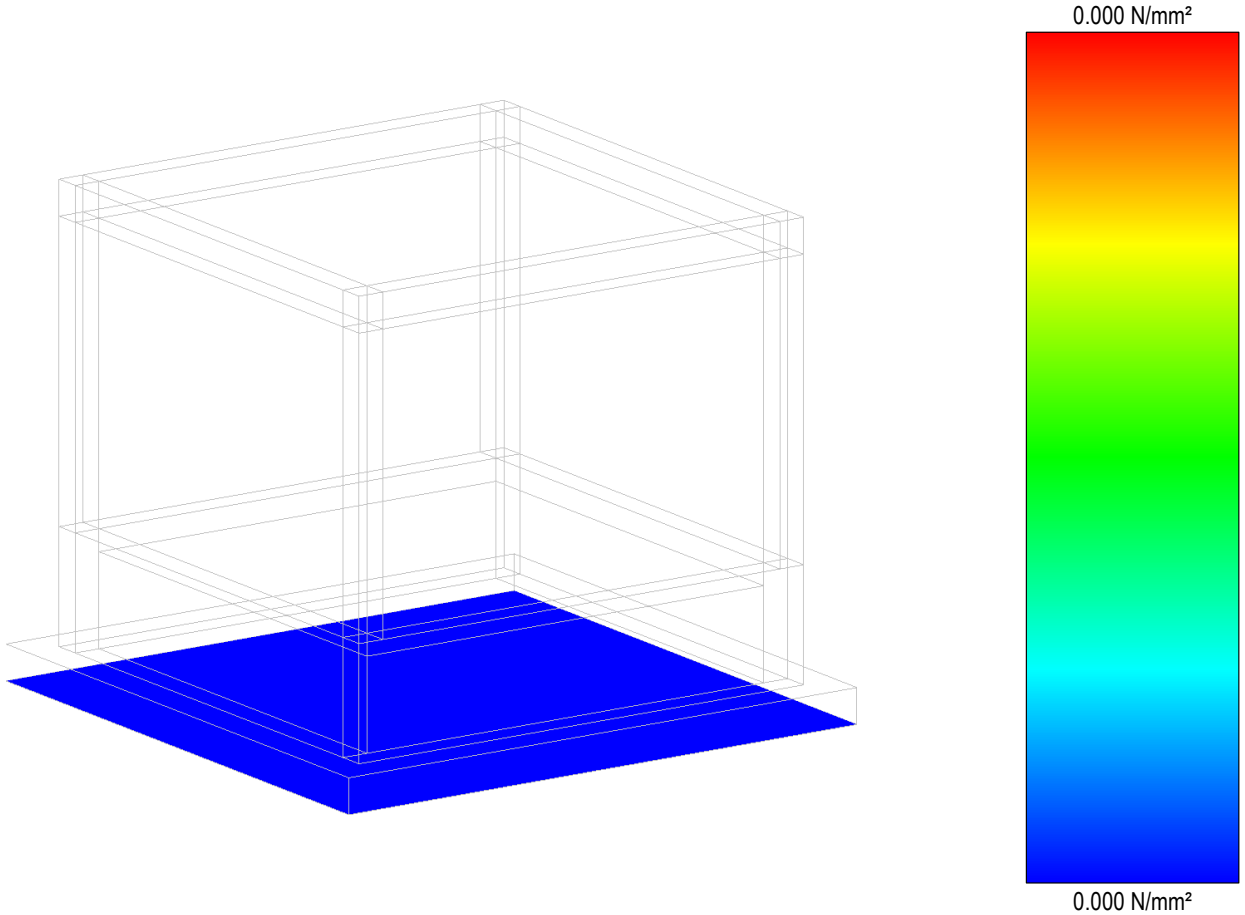
Tensioni - per effetto del sisma

Sisma: Y

Stato Limite Ultimo

Modo: Preponderante

Geotecnica



Descrizione Tavola

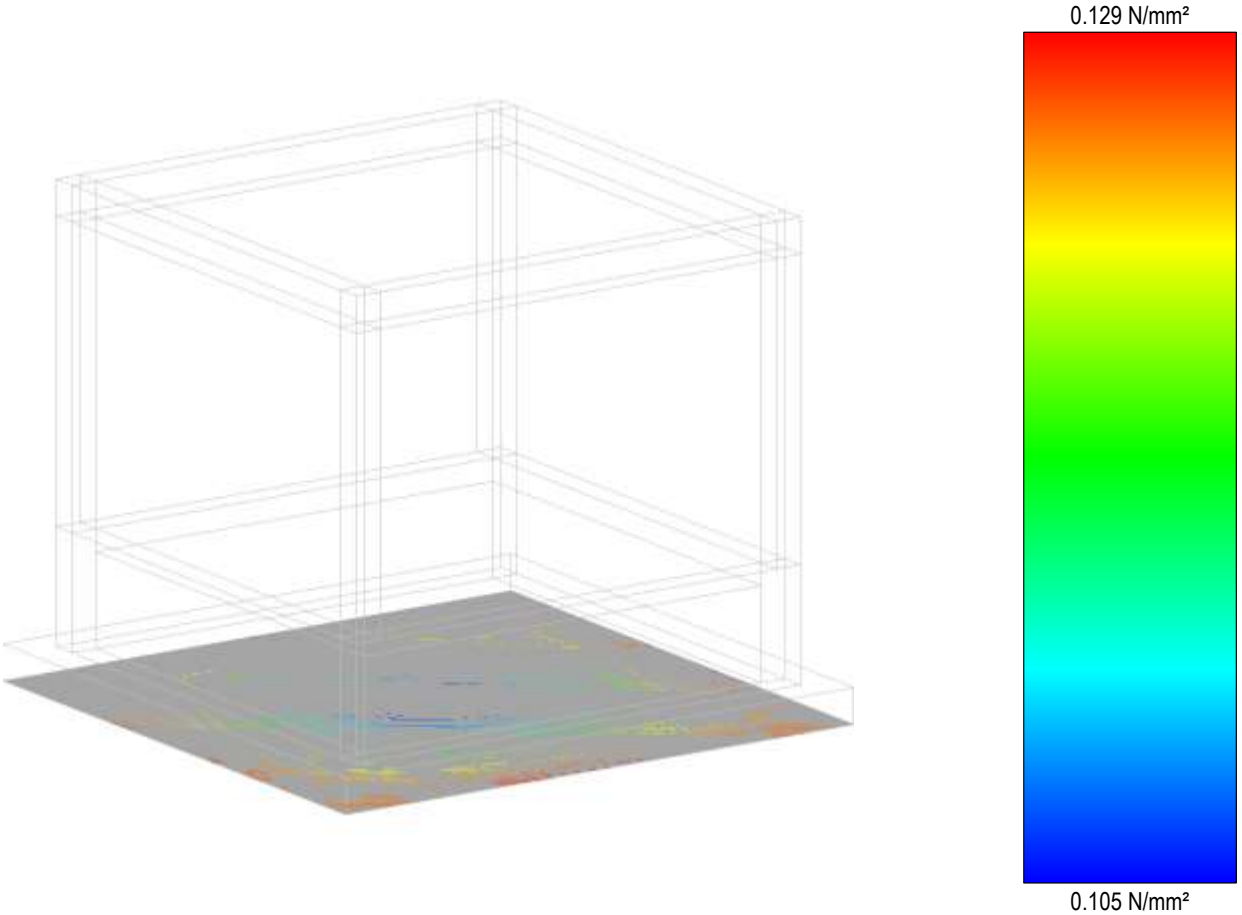
Tensioni - per effetto del sisma

Sisma: Z

Stato Limite Ultimo

Modo: Preponderante

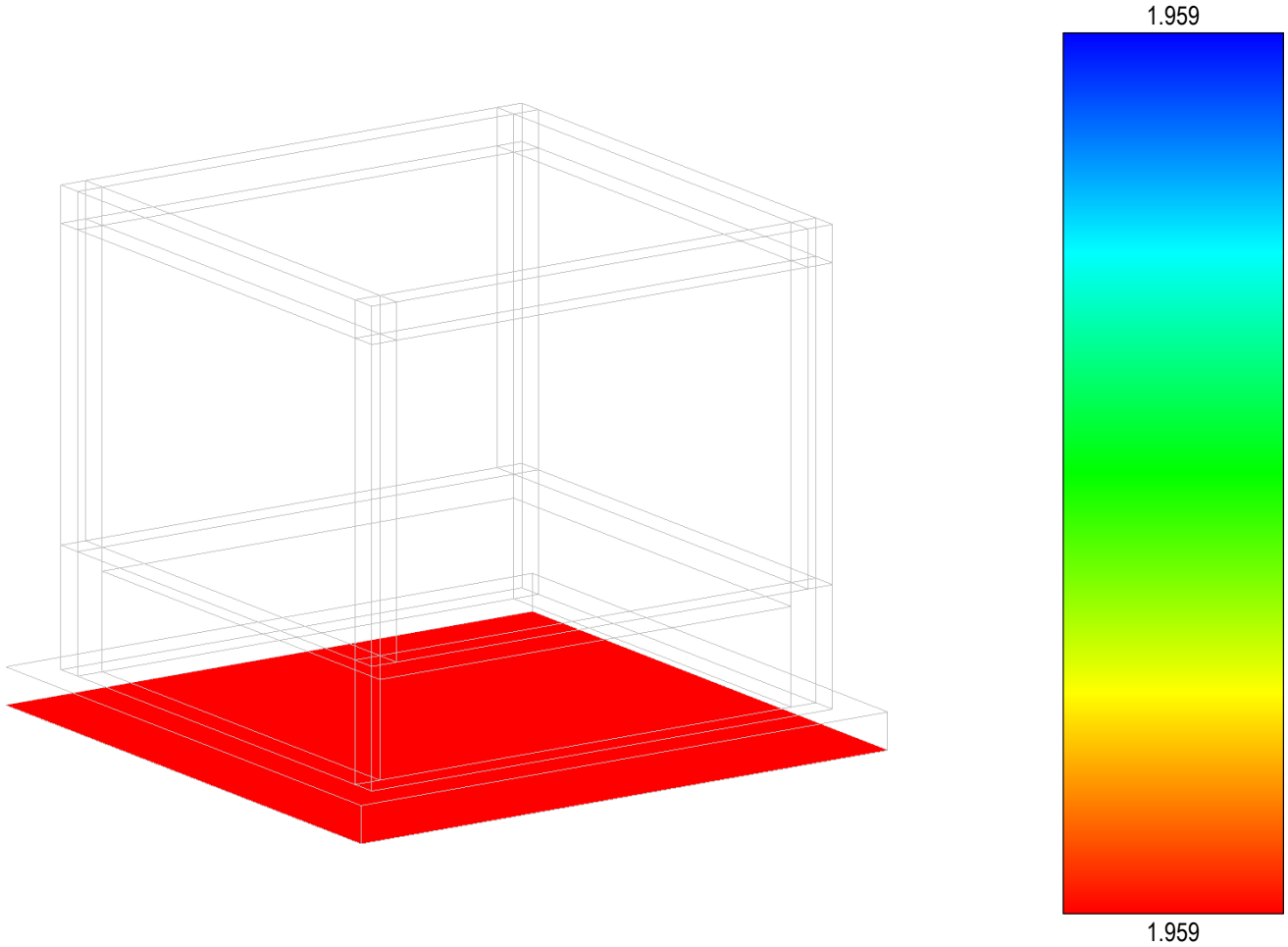
Geotecnica



Descrizione Tavola

Tensioni - massime allo SLU

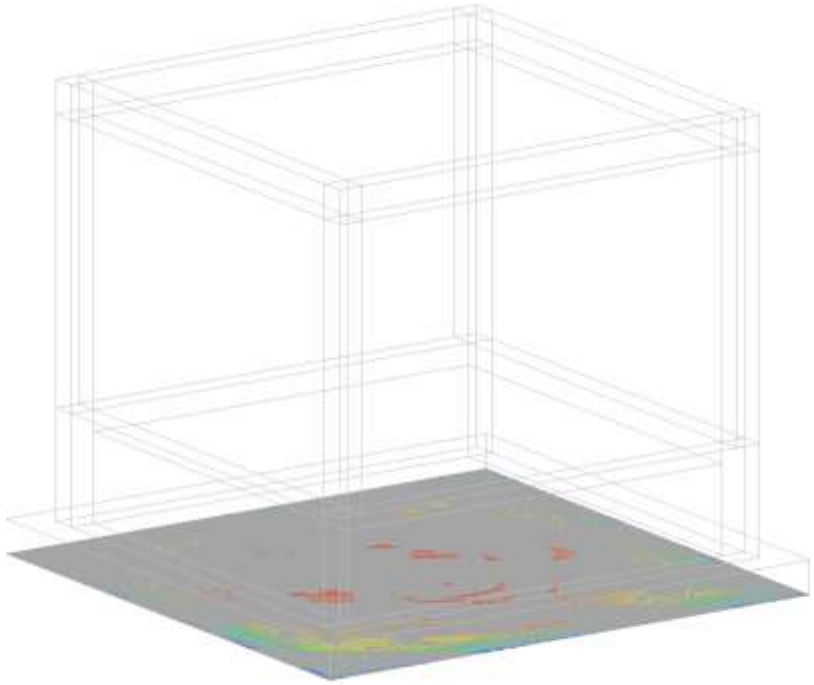
Geotecnica

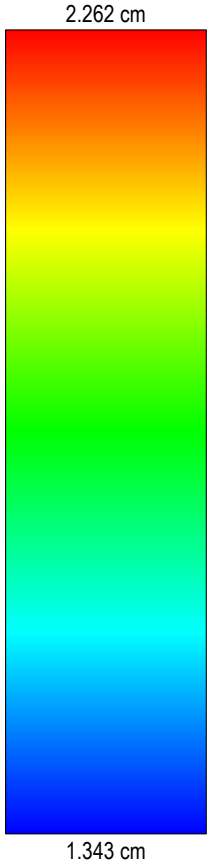


Descrizione Tavola

Carico Limite - verticale

Geotecnica



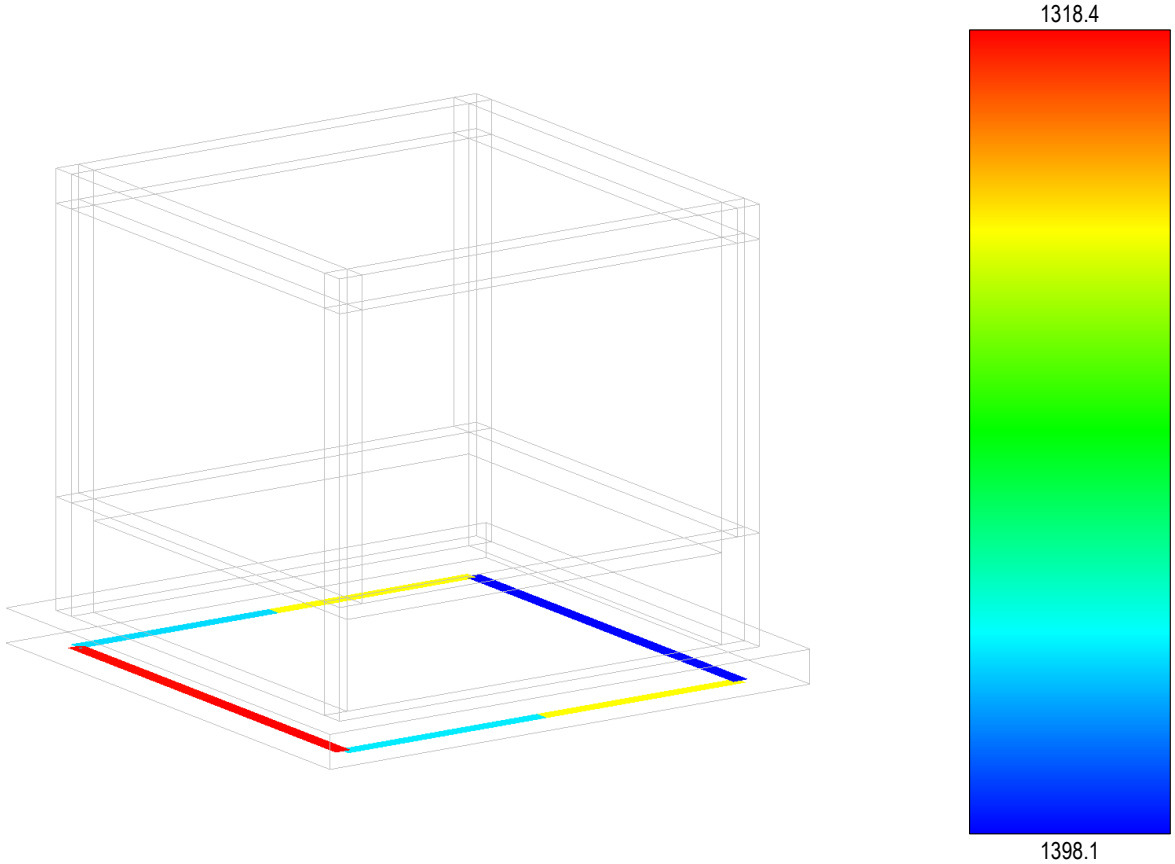


Descrizione Tavola

Cedimenti - assoluti

Condizione di carico: INVILUPPO

Geotecnica

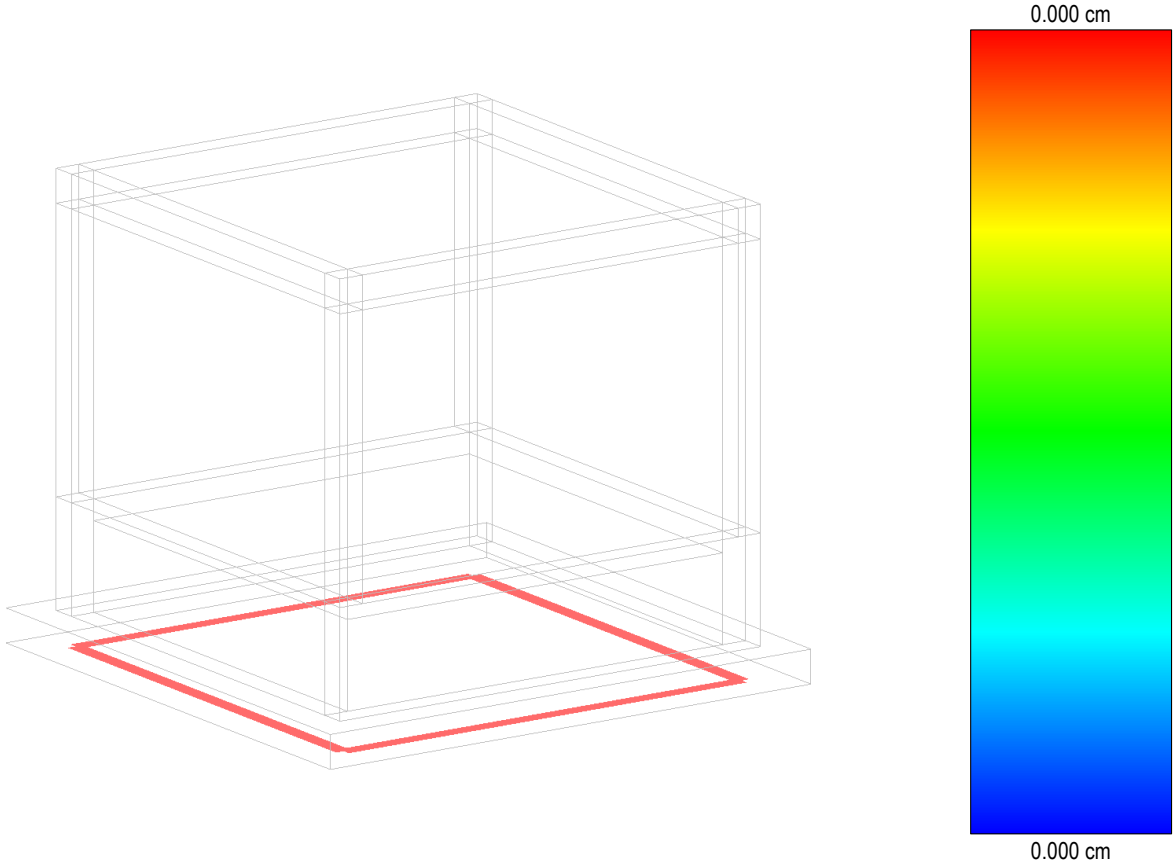


Descrizione Tavola

Cedimenti - differenziali

Condizione di carico: INVILUPPO

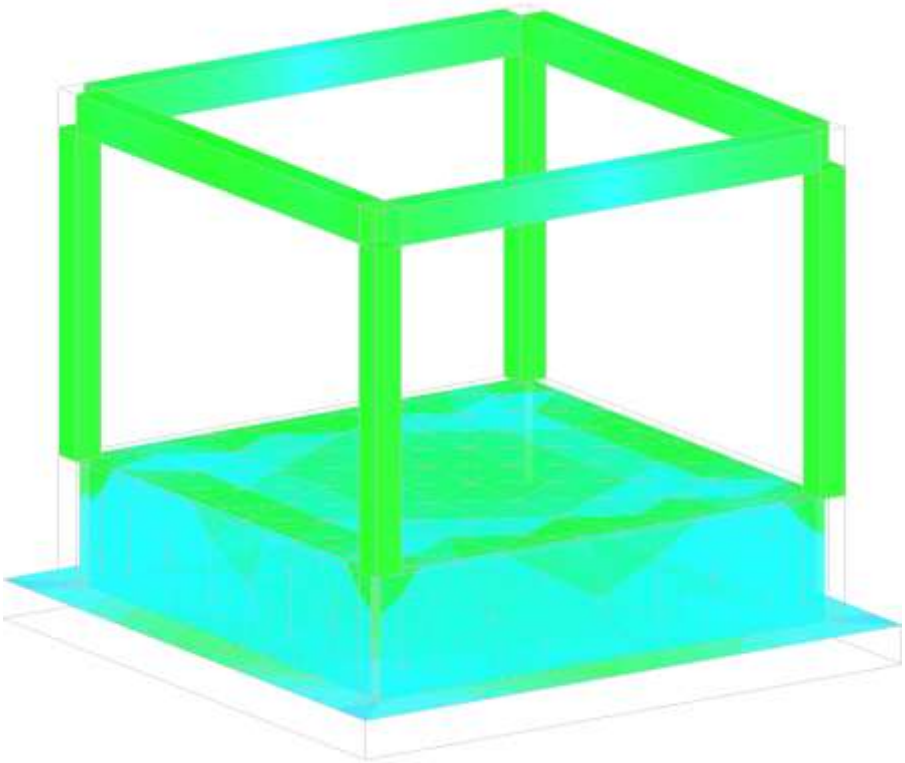
Geotecnica

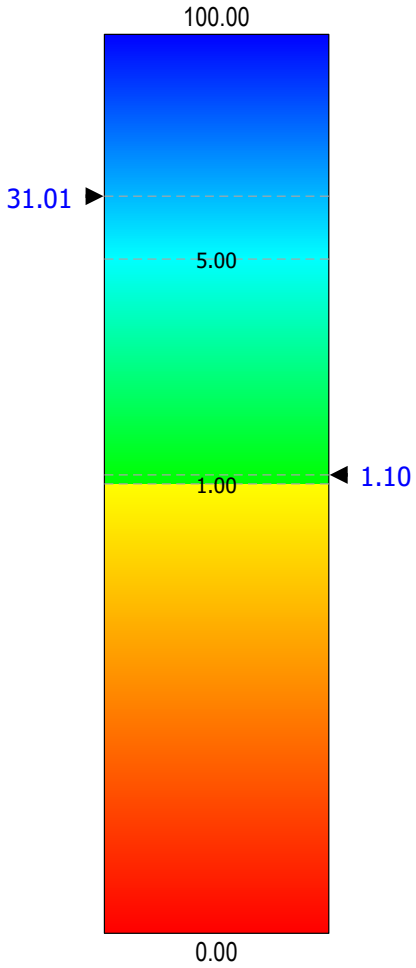


Descrizione Tavola

Cedimenti - verifica ced. differenziali

Coefficienti di Sicurezza

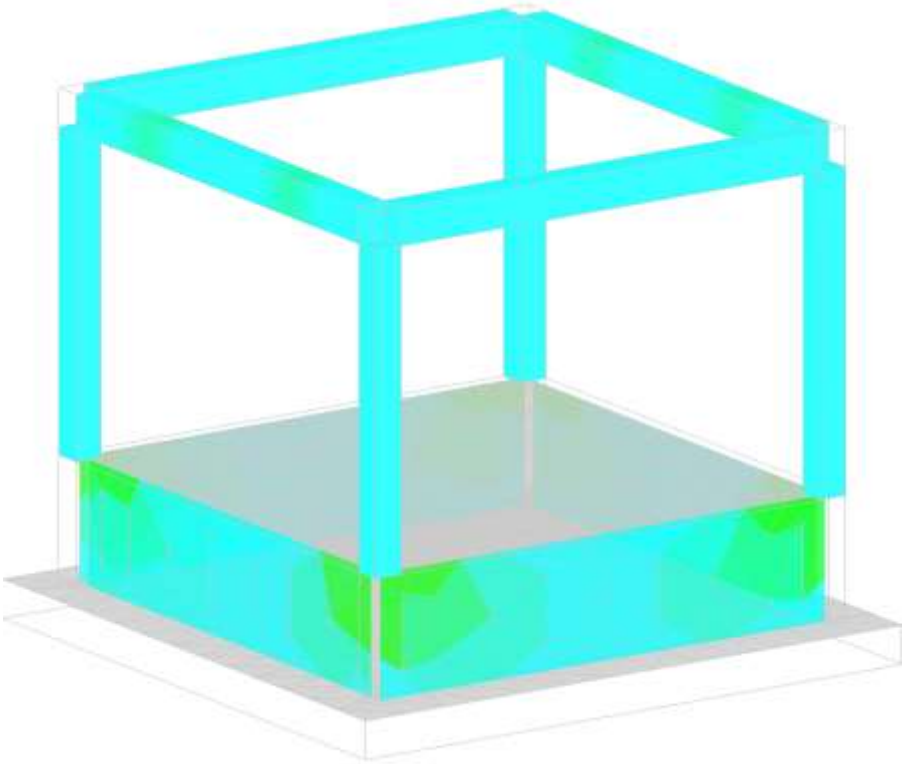


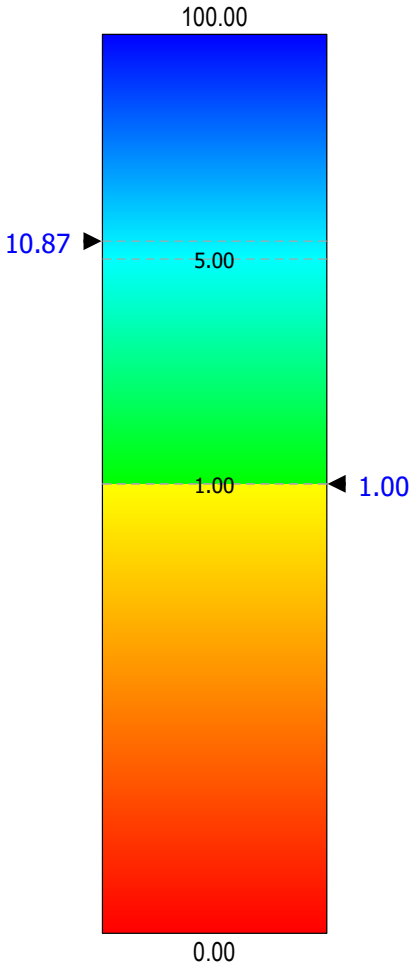


Descrizione Tavola

Tipo verifica: Flessione

Coefficienti di Sicurezza

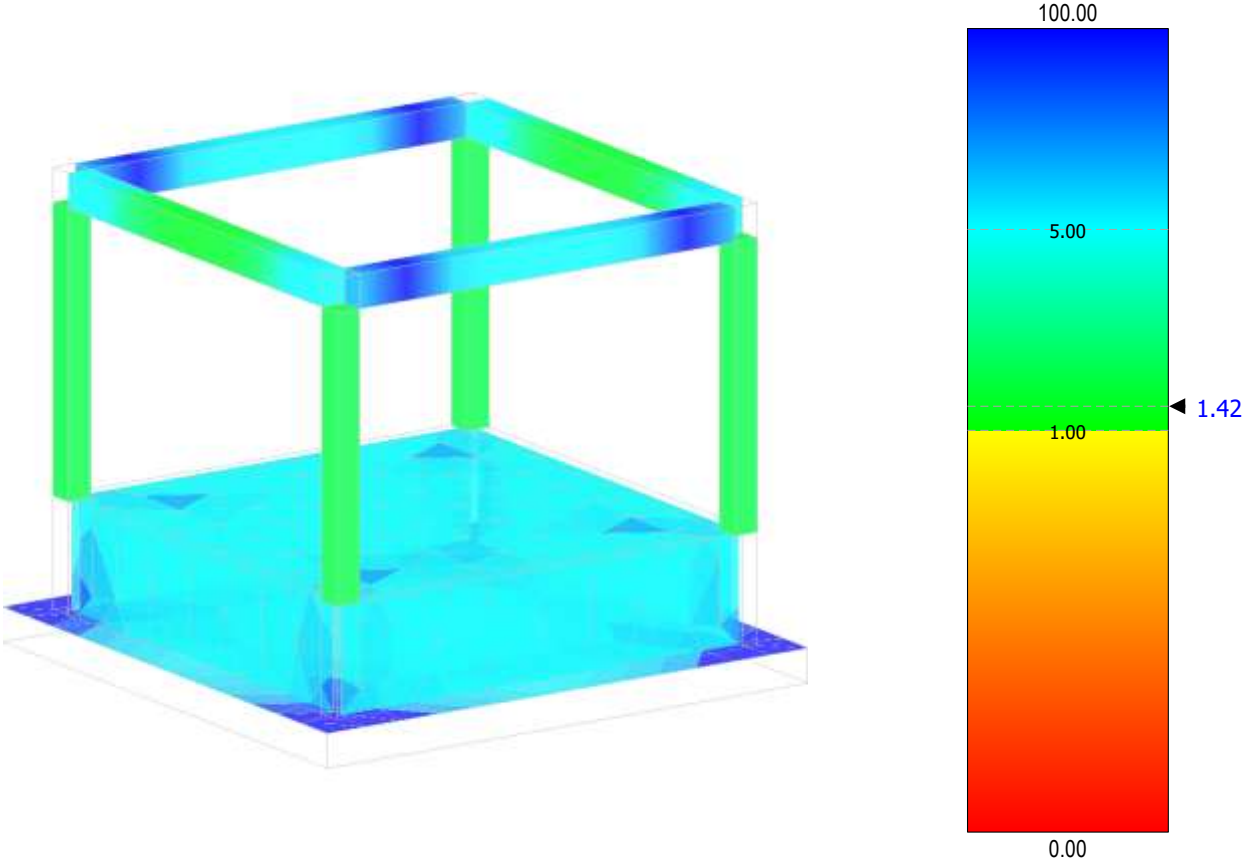




Descrizione Tavola

Tipo verifica: Taglio

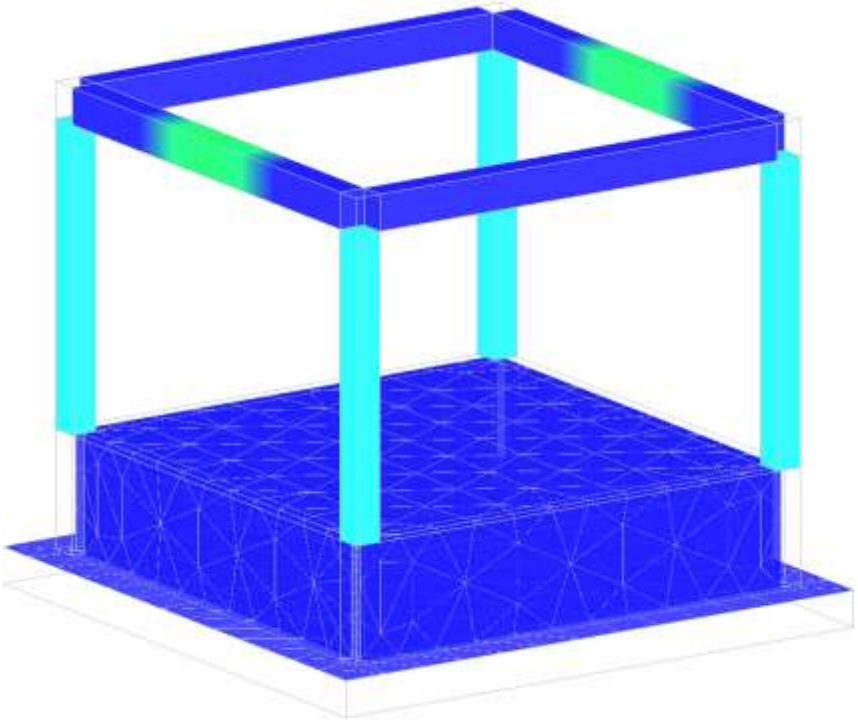
Coefficienti di Sicurezza

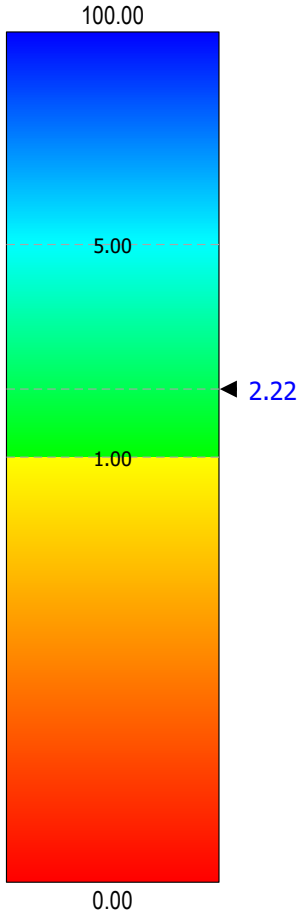


Descrizione Tavola

Tipo verifica: Tensioni di Esercizio

Coefficienti di Sicurezza





Descrizione Tavola

Tipo verifica: Fessurazione