

**S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"  
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA  
1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola**

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PG143**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

Dott. Ing. Federico Durastanti  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° Terni n°A844

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

**Il Responsabile di Progetto**

Arch. Pianificatore Marco Colazza

**Il Responsabile del Procedimento**

Dott. Ing.  
Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**







Dott.Ing. N.Granieri  
Dott.Arch. N.Kamenicky  
Dott.Ing. V.Truffini  
Dott.Arch. A.Bracchini  
Dott.Ing. F.Durastanti  
Dott.Ing. E.Bartolucci  
Dott.Geol. G.Cerquiglini  
Geom. S.Scopetta  
Dott.Ing. L.Sbrenna  
Dott.Ing. E.Sellari  
Dott.Ing. L.Dinelli  
Dott.Ing. L.Nani  
Dott.Ing. F.Pambianco  
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini  
Dott. Ing. S.Sacconi  
Dott. Ing. C.Consorti  
Dott. Ing. E.Loffredo  
Dott. Ing. C.Chierichini

Dott. Ing. V.Rotisciani  
Dott. Ing. F.Macchioni  
Geom. C.Vischini  
Dott. Ing. V.Piunno  
Dott. Ing. G.Pulli  
Geom. C.Sugaroni



**12.TOMBINI  
12.01 TOMBINI**

Relazione di calcolo tombini DN 800

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	T00TM00STRRE01B		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00TM00STRRE01	B	
B	Rev. A seguito istr. ANAS		Sett. 2023	F.Macchioni	V.Rotisciani N.Granieri
A	Emissione		Ago 2023	F.Macchioni	V.Rotisciani N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>GEOMETRIA DELL'OPERA</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI IMPIEGATI</b>	<b>5</b>
4.1	CALCESTRUZZO	5
4.1.1	Scelta della classe di esposizione	6
4.1.2	Copriferri	6
4.2	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	7
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI TERRENI</b>	<b>8</b>
5.1	TERRENI DI RINFIANCO	8
5.2	TERRENO DI FONDAZIONE	8
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO</b>	<b>9</b>
6.1	SOFTWARE DI CALCOLO	9
6.1.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	9
6.1.2	Affidabilità dei codici utilizzati	9
6.1.3	Modalità di presentazione dei risultati	9
6.1.4	Convenzioni relative alle caratteristiche di sollecitazione	10
6.2	MODELLAZIONE	13
6.3	VERIFICHE SLU	13
6.3.1	Verifiche a pressoflessione	13
6.3.2	Verifiche a taglio	14
6.4	VERIFICHE SLE	16
<b>7</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>17</b>
7.1	COPERTURA POZZETTO	17
7.2	PLATEA POZZETTO	17
7.3	AZIONE DELLA TEMPERATURA	17
7.4	SPINTA DEL TERRENO SULLE PARETI	18
7.5	CRITERI DI CALCOLO DELLE AZIONI SISMICHE	20
7.5.1	Requisiti di regolarità in elevazione	22
7.5.2	Spettri di risposta	23
<b>8</b>	<b>CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>25</b>
8.1	CONDIZIONI DI CARICO	25
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO	26
<b>9</b>	<b>MODELLAZIONE: INPUT</b>	<b>29</b>
9.1	RAPPRESENTAZIONE GRAFICA MODELLO INPUT	35
<b>10</b>	<b>MODELLAZIONE: OUTPUT</b>	<b>39</b>
10.1	SCHEMI GRAFICI DEI RISULTATI DEI CALCOLI	39

<b>11</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>44</b>
11.1	VERIFICHE PARETI.....	44
11.2	VERIFICHE PLATEA DI FONDAZIONE.....	50
<b>12</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE .....</b>	<b>52</b>
12.1	VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO .....	52
12.2	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL COMPLESSO TERRENO-FONDAZIONE.....	52
<b>13</b>	<b>DIMENSIONAMENTO TUBO CIRCOLARE .....</b>	<b>55</b>

## 1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono presentati i calcoli di verifica delle opere strutturali relative ai tombini circolari DN800 da realizzarsi nell'ambito del progetto del I° Stralcio Baiano-Firenzuola della Strada delle Tre Valli Umbre nel tratto Eggi-Acquasparta.

I tombini DN800 previsti sono individuati con le denominazioni: TM01, TM02, TM03, TM04, TM05, TM06, TM07, TM08. Essi sono caratterizzati da tombini interrati circolati costituiti da elementi prefabbricati in c.a.v. poggianti su un sottofondo in c.a., con alle estremità dei pozzetti retangolari in c.a. gettato in opera di dimensioni interne 1.50x2.75 m, con pareti di spessore pari a 30 cm ed altezze variabili.

Pertanto la presente relazione di calcolo prende in considerazione le analisi e verifiche dei pozzetti gettati in opera, ed il dimensionamento per quanto riguarda gli elementi prefabbricati, rimandando alle specifiche del prefabbricatore per il dettaglio delle verifiche strutturali.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative e in particolare alle seguenti norme e circolari:

- Legge n. 1086 del 5 novembre 1971: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- O.P.C.M. n° 3274 del 20.03.2003 e successive modifiche: "Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione del territorio sismico nazionale"
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Circolare M.LL.PP. n. 7 del 21 gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 17/01/2018".

- UNI EN1990 Eurocode : Basis of structural design
- UNI EN1991 Eurocode 1: Actions on structures
- UNI EN1992 Eurocode 2: Design of concrete structures
- UNI EN1997 Eurocode 7: Geotechnical design
- UNI EN1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
- UNI 11104/2016 "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

### 3 GEOMETRIA DELL'OPERA

I tombini circolari sono realizzati tramite moduli prefabbricati in cemento armato a compressione radiale (vedi figura di seguito) in calcestruzzo con classe di resistenza  $135 \text{ kN/m}^2$ , e presenta diametro interno DN800 e spessore di 80 mm.

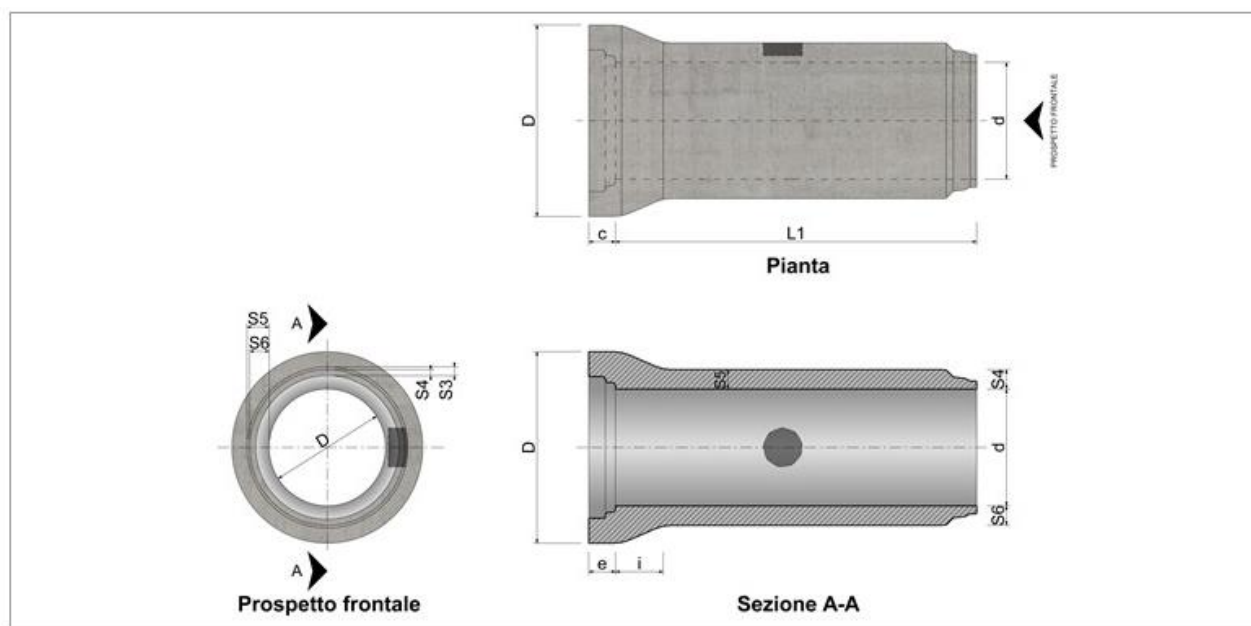


Figura 1 - Dimensioni caratteristiche del manufatto

I tombini idraulici relativi prevedono alle estremità pozzetti retangolari in c.a. gettato in opera di dimensioni interne 1.50x2.75 m ed altezze esterne variabili tra circa un minimo di 2.50 m ed un massimo di 6.20 m.

I pozzetti risultano interrati e presentano pareti e fondazione di spessore pari a 30 cm, mentre la copertura è costituita da un grigliato tipo keller in acciaio zincato.

Ai fini dei calcoli viene analizzato il pozzetto di altezza maggiore (TM01), pari a 6.20 m, i cui risultati sono estendibili agli altri di altezza inferiore.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

#### 4 MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate:

- Calcestruzzo di classe C12/15 ( $R_{ck}$  15 N/mm<sup>2</sup>) per sottofondazione.
- Calcestruzzo di classe C32/40 ( $R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>) per fondazione.
- Calcestruzzo di classe C32/40 ( $R_{ck}$  40 N/mm<sup>2</sup>) per elevazione.
- Acciaio B450C per armature metalliche.

##### 4.1 Calcestruzzo

<b>CLASSE CONGLOMERATO</b>	<b>C32/40</b>	
<i>Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni</i> $R_{ck}$	<b>40</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
<i>Classe di esposizione</i>	<b>XC4+XA2</b>	
<i>Classe di consistenza</i>	<b>S4</b>	
<i>Rapporto a/c</i>	<b>0.50</b>	
<i>Dosaggio cemento</i>	<b>340</b>	[kg/mc]
<i>Diametro massimo aggregati</i>	<b>30</b>	[mm]
<i>Resistenza caratteristica cilindrica a 28</i> $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	<b>33.20</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]

giorni

Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	<b>41.20</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	<b>22.13</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	<b>18.81</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3}$ [Rck<50/60]	<b>3.10</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	<b>2.17</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm}$	<b>3.72</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	<b>1.45</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	<b>33643</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### 4.1.1 Scelta della classe di esposizione

Per quanto riguarda la classe di esposizione, si precisa che le strutture di fondazione ed in elevazione risultano interrate ed esposte ad attacco chimico derivante dal terreno o delle acque di invaso, trattandosi di opere che entrano in contatto con acque provenienti dalla piattaforma stradale, caratterizzate da agenti chimici scarsamente o moderatamente aggressivi.

Pertanto si impiega sia per le strutture di fondazione che in elevazione **la Classe di Esposizione XA2** - Calcestruzzo esposto a terreno naturale ed acqua del terreno con caratteristiche chimiche moderatamente aggressive.

#### 4.1.2 Copriferrì

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferrò) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti) o monodimensionale (travi, pilastri).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV Copriferrì minimi in mm

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per le strutture in esame sono previsti i seguenti valori di copriferro per ciascuna tipologia di calcestruzzo impiegato:

#### PLATEA DI FONDAZIONE

Ambiente aggressivo - elementi a piastra - C<sub>min</sub> < C < C<sub>o</sub>

copriferro minimo: 30+10 mm = **40 mm**

#### PARETI

Ambiente ordinario - altri elementi (pareti) - C<sub>min</sub> < C < C<sub>o</sub>:

copriferro minimo: 35+10 mm = **45 mm**

Si impiega pertanto un **copriferro netto per le strutture di fondazione ed in elevazione a contatto con acque moderatamente aggressive pari a 50 mm.**

## 4.2 Acciaio da cemento armato

### TIPO DI ACCIAIO

**B450C**

Resistenza caratteristica a rottura	f <sub>tk</sub>	<b>540</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a snervamento	f <sub>yk</sub>	<b>450</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico	E <sub>s</sub>	<b>210000</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo	f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> /1.15	<b>391.3</b>	[N/mm <sup>2</sup> ]



## 5 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

La campagna di indagini effettuata ha permesso il riconoscimento dei litotipi, la successione stratigrafica e la caratterizzazione meccanica dei terreni lungo tutto lo sviluppo del tracciato di progetto. I risultati di dette indagini sono descritti nella relazione geotecnica e sul profilo geotecnico, ai quali si rimanda per ulteriori approfondimenti.

I tombini sono dislocati lungo il tracciato stradale, tuttavia si riportano le unità geotecniche riscontrate per la maggior parte dei tombini ed utilizzate, quindi, nelle verifiche geotecniche.

In accordo con i profili geotecnici, si ha:

- Rilevato stradale;
- Unità geotecnica All: alluvioni recenti e attuali, costituite essenzialmente da sabbie e ghiaie, frammisti a limi sabbioso-argillosi.

Nei paragrafi seguenti sono riportati i parametri geotecnici di riferimento utilizzati nel dimensionamento delle opere in oggetto.

### 5.1 Terreni di rinfiacco

Per le spinte a tergo delle pareti controterra si impiegano le caratteristiche del rilevato stradale, riportate di seguito:

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
Peso specifico	$\gamma$	18.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi$	35.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]

### 5.2 Terreno di fondazione

PROPRIETA'	SIGLA	VALORE	U.M.
------------	-------	--------	------

Peso specifico	$\gamma$	18	[kN/m <sup>3</sup> ]
Angolo di attrito	$\phi$	38.00	[°]
Coesione	c	0	[kPa]
Molle Winkler	k	60624.00	[kN/m <sup>3</sup> ]

La falda è assunta ad una profondità dal p.c. attuale tale da non interferire con il volume significativo interessato dall'opera in progetto.

## 6 CRITERI DI CALCOLO

### 6.1 Software di calcolo

#### 6.1.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Le analisi e le verifiche delle strutture analizzate sono state eseguite mediante l'ausilio di codici di calcolo di comprovata validità. Si riportano di seguito le informazioni relative al codice impiegato e gli estremi della licenza d'uso.

Nominativo	SismiCAD 12.21
Produttore	Concrete s.r.l , Padova
Nome utente finale	ICARIA s.r.l
Numero licenza	9692559

#### 6.1.2 Affidabilità dei codici utilizzati

L'analisi preliminare della documentazione a corredo del software impiegato ha consentito di accertarne l'affidabilità e l'idoneità al caso in oggetto.

Il produttore del software fornisce, infatti, un'esauriente documentazione, atta a testimoniare la validità, all'interno della quale sono descritte le basi teoriche e gli algoritmi impiegati, campi di impiego ed esempi risolti.

#### 6.1.3 Modalità di presentazione dei risultati

I risultati dell'elaborazione sono presentati in modo tale da costituire una sintesi completa ed efficace del comportamento della struttura, sia mediante l'ausilio di schemi grafici riportanti le

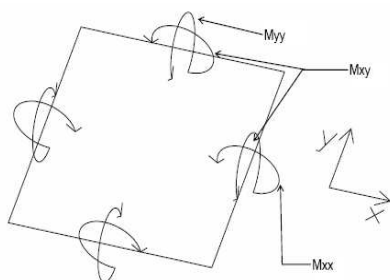
parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate e l'entità delle azioni, sia esplicitando i tabulati numerici con l'esito delle principali verifiche, i dati di input, le combinazioni di carico.

#### 6.1.4 Convenzioni relative alle caratteristiche di sollecitazione

La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente:

- sforzo normale  $F1$  (N): viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di sforzo normale positivo (di trazione) viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 2 positivo;
- $F2$ : viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di  $F2$  positivo viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 2 positivo;
- $F3$ : viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 3. Nel caso di  $F3$  positivo viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 3 positivo;
- momento torcente  $M1$  (Mt): viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di momento torcente positivo viene disegnato lungo l'asta dalla parte del semiasse 2 positivo;
- momento  $M2$ : viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 3. Nel caso di  $M2$  positivo viene disegnato dalla parte del semiasse 3 negativo;
- momento  $M3$ : viene rappresentato nel piano individuato dagli assi 1 e 2. Nel caso di  $M3$  positivo viene disegnato dalla parte del semiasse 2 negativo.

In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione  $M_{xx}$ ,  $M_{yy}$ ,  $M_{xy}$ .

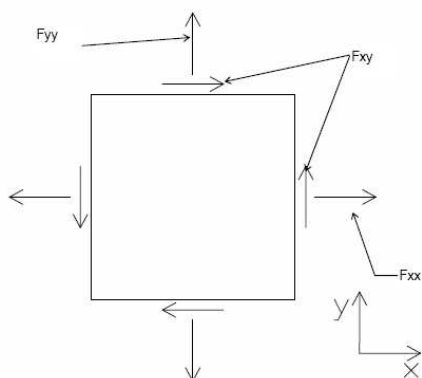


si definiscono:

- $M_{xx}$ : momento flettente [Forza\*Lunghezza/Lunghezza] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);

- $M_{yy}$ : momento flettente [ $\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$ ] agente sul bordo di normale  $y$  (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- $M_{xy}$ : momento torcente [ $\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$ ] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione  $F_{xx}$ ,  $F_{yy}$ ,  $F_{xy}$ .



Si definiscono:

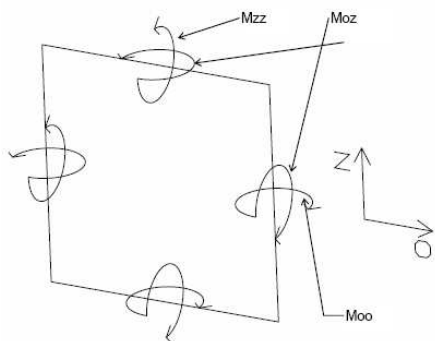
- $F_{xx}$ : sforzo estensionale [ $\text{Forza} / \text{Lunghezza}$ ] agente sul bordo di normale  $x$  (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- $F_{yy}$ : sforzo estensionale [ $\text{Forza} / \text{Lunghezza}$ ] agente sul bordo di normale all'asse  $y$  (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- $F_{xy}$ : sforzo di taglio [ $\text{Forza} / \text{Lunghezza}$ ] agente sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

Vengono riportati inoltre i tagli fuori dal piano dell'elemento shell:

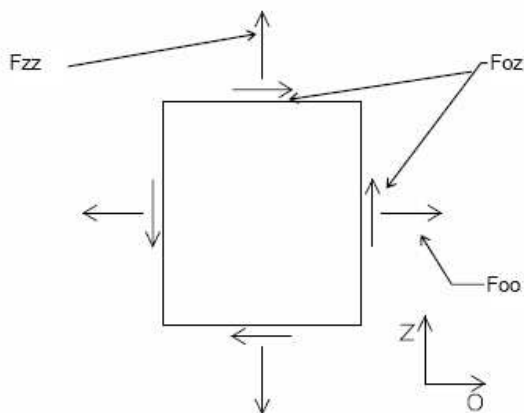
- $V_x$ : taglio fuori piano [ $\text{Forza} / \text{Lunghezza}$ ] applicato al bordo di normale parallela all'asse  $x$  (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti);
- $V_y$ : taglio fuori piano [ $\text{Forza} / \text{Lunghezza}$ ] applicato al bordo di normale parallela all'asse  $y$  (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti).

Gusci verticali: pareti e muri

Il sistema di riferimento nel quale sono espressi i parametri di sollecitazione è così definito: “origine appartenente al piano dell’elemento, asse O (ascisse) e z (ordinate) contenuti nel piano dell’elemento e terzo asse ortogonale al piano dell’elemento a formare una terna destrorsa”. In particolare l’asse O è orizzontale e l’asse z parallelo ed equiverso con l’asse Z globale. Si sottolinea che non ha alcun interesse collocare esattamente nel piano dell’elemento la posizione dell’origine in quanto i parametri di sollecitazione sono invarianti rispetto a tale posizione. In figura è mostrato un elemento infinitesimo di shell orizzontale con indicato il sistema di riferimento e i parametri di sollecitazione  $M_{oo}$ ,  $M_{zz}$ ,  $M_{oz}$ .



- $M_{oo}$ : momento flettente distribuito [ $\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$ ] applicato al bordo di normale parallela all’asse O (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- $M_{zz}$ : momento flettente distribuito [ $\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$ ] applicato al bordo di normale parallela all’asse z (verso positivo indicato dalla freccia in figura che tende le fibre inferiori);
- $M_{oz}$ : momento “torcente” distribuito [ $\text{Forza} \cdot \text{Lunghezza} / \text{Lunghezza}$ ] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura). Per quanto riguarda le sollecitazioni estensionali si faccia riferimento alla figura seguente dove per lo stesso elemento infinitesimo di shell con indicato il sistema di riferimento i parametri di sollecitazione  $F_{oo}$ ,  $F_{zz}$ ,  $F_{oz}$  sono rispettivamente:



- $F_{zz}$ : sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse  $z$  (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- $F_{oo}$ : sforzo tensionale distribuito [Forza/Lunghezza] applicato al bordo di normale parallela all'asse  $O$  (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- $F_{oz}$ : sforzo tagliante distribuito [Forza/Lunghezza] applicato sui bordi (verso positivo indicato dalla freccia in figura).

## 6.2 Modellazione

Le analisi sono state condotte mediante un modello di calcolo tridimensionale a gusci (shell) che riproduce la geometria completa dei pozzetti e degli elementi strutturali che la compongono.

La struttura è definita mediante piastre e pareti, sulle quali sono applicati carichi superficiali e potenziali, come da Analisi dei carichi.

L'analisi in condizioni sismiche è di tipo dinamico lineare (modale) e viene condotta applicando le forme spettrali desunte dalle coordinate del sito di intervento e dalle amplificazioni dovute agli effetti stratigrafici e topografici.

La fondazione è rappresentata con schema di piastra su letto di molle (alla Winkler) reagenti sia a trazione che a compressione. Il valore della costante di sottofondo adottato nel calcolo è riportato nel paragrafo 5.

## 6.3 Verifiche SLU

### 6.3.1 Verifiche a pressoflessione

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Il calcolo dei domini è stato svolto sotto le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ( $\sigma_{\max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$ );
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ( $\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$ )

### 6.3.2 Verifiche a taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi sprovvisti di specifica armatura è calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo (NTC18 - 4.1.2.1.3.1). Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

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

- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$
- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
- $d$  è l'altezza utile della sezione [mm];
- $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ );
- $\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione [mm].

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio (NTC18 - 4.1.2.1.3.2).

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

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

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

con:

- $d$  è l'altezza utile della sezione;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione;
- $\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- $S$  è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd}=0.5f_{cd}$ );
- $\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrane non compresse.



## 6.4 Verifiche SLE

Le verifiche di stato limite di esercizio sono state eseguite secondo le prescrizioni contenute al 4.1.2.2 delle NTC18.

Sebbene le vasche contenenti liquidi aggressivi debbano mantenere la tenuta, è prevista una impermeabilizzazione interna ed esterna delle stesse, che non consente il verificarsi di perdite di liquido attraverso le fessure sul calcestruzzo. Pertanto non si prescrivono valori limite dell'apertura delle fessure più stringenti rispetto a quelli riportati in tabella 4.1.IV delle NTC18.

Per le verifiche di **fessurazione** si è assunto quindi:

- classe di esposizione (funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006): **XA2**;
- condizioni ambientali **aggressive**;
- armature poco sensibili.

Secondo la tabella 4.1.IV delle NTC18 le verifiche di fessurazione sono da eseguire sulle combinazioni "frequente" e "quasi permanente".

I valori limite di apertura delle fessure valgono:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}; \quad w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

La verifica si ritiene soddisfatta se  $w_d \leq \min(w_1; w_2)$  dove  $w_d$ , valore di calcolo di apertura delle fessure, è valutato secondo le indicazioni al 4.1.2.2.4.6 delle NTC18.

La **verifica delle tensioni in esercizio** nel calcestruzzo e nell'acciaio, in accordo con il 4.1.2.2.5.1 ed il 4.1.2.2.5.2 delle NTC18, è stata eseguita verificando che:

$$\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

$$\sigma_a < 0.8 f_{yk} \text{ per combinazione caratteristica}$$

## 7 ANALISI DEI CARICHI

I **pesi propri** degli elementi strutturali sono calcolati automaticamente dal software di calcolo associando materiale e sezione alle varie strutture.

Si considerano i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo 25 kN/m<sup>3</sup>
- acqua 10 kN/m<sup>3</sup>

I valori dei carichi sono riepilogati di seguito.

### 7.1 Copertura pozzetto

#### CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Grigliato di copertura (acciaio - piatto 30x2 maglia 22x66).....2.00 kN/m<sup>2</sup>

**Carico permanente non strutturale totale G<sub>2k</sub> 2.00 kN/m<sup>2</sup>**

### 7.2 Platea pozzetto

#### CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Peso dell'acqua (H<sub>max</sub> = 5.90 m).....59.00 kN/m<sup>2</sup>

**Carico permanente non strutturale totale G<sub>2k</sub> 59.00 kN/m<sup>2</sup>**

### 7.3 Azione della temperatura

Per gli effetti della temperatura si tiene conto di quanto prescritto al §3.5.5 delle NTC2018, che affermano che nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Per gli effetti della temperatura, in linea con quanto previsto dalle norme tecniche, sono state considerate le seguenti variazioni termiche:

Tab. 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15$ °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10$ °C
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25$ °C
Strutture in acciaio protette	$\pm 15$ °C

Pertanto, essendo la struttura interrata e quindi protetta nei confronti delle variazioni termiche, è stata applicata a tutti gli elementi strutturali una variazione di temperatura uniforme di 10°C.

#### 7.4 Spinta del terreno sulle pareti

Si riportano di seguito i grafici delle spinte del terreno sulle pareti del manufatto tenendo conto della presenza di materiale di riporto a tergo, per il quale si considerano le seguenti caratteristiche geomeccaniche:

$\gamma_k = 18,0$  kN/m<sup>3</sup> peso di volume caratteristico;

$\varphi'_k = 35$  ° angolo di operativo attrito caratteristico.

Considerando che le strutture in esame non sono in grado di subire spostamenti sufficienti alla mobilitazione della spinta attiva le azioni agenti sulle stesse verranno calcolate per mezzo del coefficiente di spinta in quiete.

Nel calcolo delle spinte si è tenuto conto di un sovraccarico accidentale sul terreno di 20 kN/m<sup>2</sup>.

I risultati e gli andamenti delle pressioni di progetto (comprehensive dei fattori parziali di sicurezza), sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tutti i valori sono riferiti a una striscia di larghezza unitaria.

**GEOMETRIA MURO E RINTERRO**

$\gamma_M$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume
$s_1$	0,3	m	Spessore alla base
$s_2$	0,3	m	Spessore in testa
$h_f$	0,3	m	Altezza suola fondazione
$h$	5,9	m	Altezza paramento
$\beta$	0	°	Ang. terrapieno sull'orizzontale (>0 antiorario)
$\psi$	90	°	Ang. par. interna sull'orizzontale (>0 orario)
$H$	6,2	m	Altezza totale muro

**MODALITA' DI SPINTA**

Spinta in quiete

**PARAMETRI SISMICI**

C	Categoria suolo
T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i <= 15^\circ$	Caratteristiche pendio
Muro non in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno	Caratteristiche pendio

$a_{gr}$	0,223	g	Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (riferita all'accel. di gravità g)
$F_0$	2,476		Fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
$T_{c,0}$	0,330	s	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazioni orizzontale
$C_{c,0}$	1,514		Coefficiente che modifica il valore del periodo $T_{c,0}$
$S_{c,0}$	1,369		Coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_{t,0}$	1,000		Coefficiente di amplificazione topografica
$S_{s,0}$	1,369		Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo
$a_{max}$	0,305	g	Accelerazione massima attesa al sito (riferita all'accelerazione di gravità g)
$\beta_m$	1,00		Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
$k_h$	0,305		Coefficiente sismico orizzontale
$k_v$	0,153		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso l'alto
$k_v$	-0,153		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso il basso
$\theta_A$	14,83	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso l'alto
$\theta_B$	19,81	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso il basso

**SOVRACCARICHI SUL RINTERRO**

$q_{1k}$	$q_{2k}$	$q_{3k}$	kN/m <sup>2</sup>	Carico uniformemente distribuito a tergo del paramento
0	0	20		
$s_{q1k}$	$s_{q2k}$	$s_{q3k}$		Coefficiente di riduzione della massa del sovraccarico
1	1	0,3		

**Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi**

$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\gamma_G$	$\gamma_E$	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLE
1	1	1	-	
1,3	1,5	1,5	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (A1) E APPROCCIO 2
1	1,3	1,3	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (A2)
1	1	1	1	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi in combinazione sismica SLV

**Coefficiente parziali di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno**

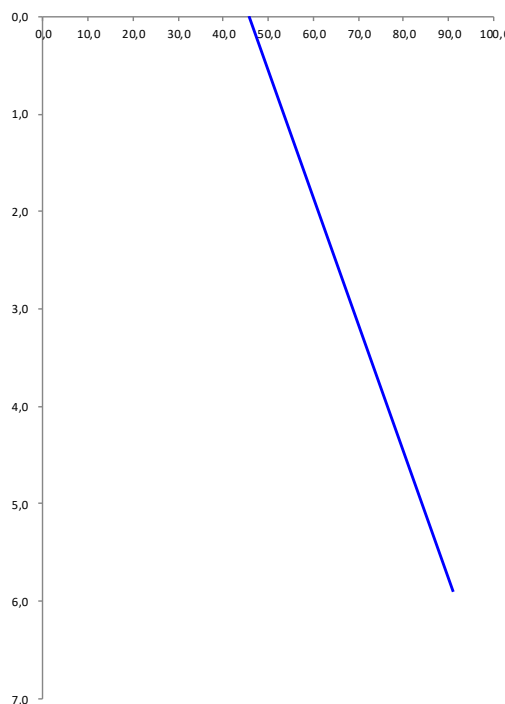
$\gamma_f$	$\gamma_a$	$\gamma_c$	Coefficiente parziali di sicurezza dei parametri geotecnici SLE / SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (M1), APPROCCIO 2 / SLV
1	1,25	1,25	Coefficiente parziali di sicurezza dei parametri geotecnici - SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (M2)

**CARATTERISTICHE STRATI TERRENO**

Strato	$z_{sup}$ [m]	$z_{inf}$ [m]	h [m]	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI				PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO SLE / SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (M1), APPROCCIO 2 / SLV				COEFF. DI SPINTA DI PROGETTO SLE / SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (M1), APPROCCIO 2 / SLV				PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (M2)				COEFF. DI SPINTA DI PROGETTO SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (M2)			
				$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_s$ [°]	$\delta_s$ [°]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_s$ [°]	$\delta_s$ [°]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$k_{s,0}$ [-]	$k_{s,1}$ [-]	$k_{s,2}$ [-]	$k_{s,3}$ [-]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi_s$ [°]	$\delta_s$ [°]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$k_{s,0}$ [-]	$k_{s,1}$ [-]	$k_{s,2}$ [-]	$k_{s,3}$ [-]
1	0,00	5,90	5,90	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
2	5,90	5,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
3	5,90	5,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
4	5,90	5,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
5	5,90	5,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
6	5,90	5,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
7	5,90	5,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
8	5,90	5,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
9	5,90	5,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659
10	5,90	5,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,447	0,537	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,547	0,659

PRESSIONI DI PROGETTO CONDIZIONI SISMICHE SLV

STRATO	$Z_{sup} / Z_{inf}$ [m]	$k_{hd}$ [-]	Tensione verticale litostatica $\sigma_{v0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{hd}$ Terreno [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{hd}$ Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{hd}$ Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{hd}$ Sovraccarichi variabili [kN/m <sup>2</sup> ]	Pressione della forza d'inerzia agente sul paramento [kN/m <sup>2</sup> ]	Pressione dell'incremento sismico di spinta [kN/m <sup>2</sup> ]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m <sup>2</sup> ]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m <sup>2</sup> ]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi variabili [kN/m <sup>2</sup> ]	Pressione orizzontale totale di progetto $\sigma_{hd,tot}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	0,00	0,43	0,0	0,00	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	45,66
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
2	5,90	0,43	106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
3	5,90	0,43	106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
4	5,90	0,43	106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
5	5,90	0,43	106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
6	5,90	0,43	106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
7	5,90	0,43	106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
8	5,90	0,43	106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
9	5,90	0,43	106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
10	5,90	0,43	106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95
	5,90		106,2	45,29	0,00	0,00	8,53	2,29	34,06	0,00	0,00	0,78	90,95



## 7.5 Criteri di calcolo delle azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare i diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

Tutti i parametri che definiscono tale caratterizzazione dipendono dalla probabilità di superamento PVR dell'evento sismico nel periodo di riferimento VR.

I valori dei parametri di progetto relativi alla tipologia e all'uso a cui le strutture sono destinate ed i parametri per la definizione degli spettri elastici in funzione della localizzazione geografica e del periodo di ritorno considerato sono descritti di seguito:

latitudine: 42.719601 [°]

longitudine: 12.627774 [°]

Assumendo:

- classe d'uso: IV
- vita nominale: 50 anni
- categoria sottosuolo: C
- categoria topografica: T1
- periodo di riferimento: 100 anni
- coefficiente d'uso  $C_u$ : 2

I parametri per l'individuazione dell'azione sismica sono:

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	60	Default (0,0819)	Default (2,471)	Default (0,285)
SLD	Default (63)	101	Default (0,1009)	Default (2,452)	Default (0,29)
SLV	Default (10)	949	Default (0,223)	Default (2,476)	Default (0,33)
SLC	Default (5)	1950	Default (0,2723)	Default (2,506)	Default (0,34)

Dal punto di vista sismico il suolo di fondazione lungo il tracciato è classificabile in parte di tipo "C" ed in parte di tipo "B".

A vantaggio di sicurezza si impiega la **categoria sismica C**.

L'amplificazione stratigrafica è descritta mediante i coefficienti SS e ST che assumono i seguenti valori per ciascuno stato limite considerato:

SS orizzontale SLO = 1.5

SS orizzontale SLD = 1.5

SS orizzontale SLV = 1.3408

**ST = 1.0 (categoria T1 - superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con pendenza < 15%)**

Le strutture vengono calcolate come non dissipative impiegando pertanto come spettro di risposta quello elastico definito dai parametri precedentemente riportati, abbattuto di un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

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

L'edificio si configura come struttura in c.a. a pareti non accoppiate regolare in elevazione. Di seguito si riportano i requisiti di regolarità prescritti dalle NTC 2018, che risultano ampiamente rispettati dalla struttura.

### 7.5.1 Requisiti di regolarità in elevazione

Una costruzione si può considerare regolare in elevazione se rispetta i requisiti elencati nel par. 7.2.2 delle NTC 2018, elencate di seguito:

e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;

f) 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;

g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto 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;

h) 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.

Il fattore di comportamento se la struttura fosse in CD "B", in accordo con la tabella 7.3.11 delle NTC2018, essendo la struttura regolare in elevazione ed essendo  $k_w = 0.5$  (cfr. §7.3.1), risulta:

$$q_{CD}^{B''} = q_0 k_R k_w = 3.00 \times 1.00 \times 0.5 = 1.5$$

Pertanto il fattore di comportamento impiegato per la determinazione degli spettri di risposta di progetto risulta:

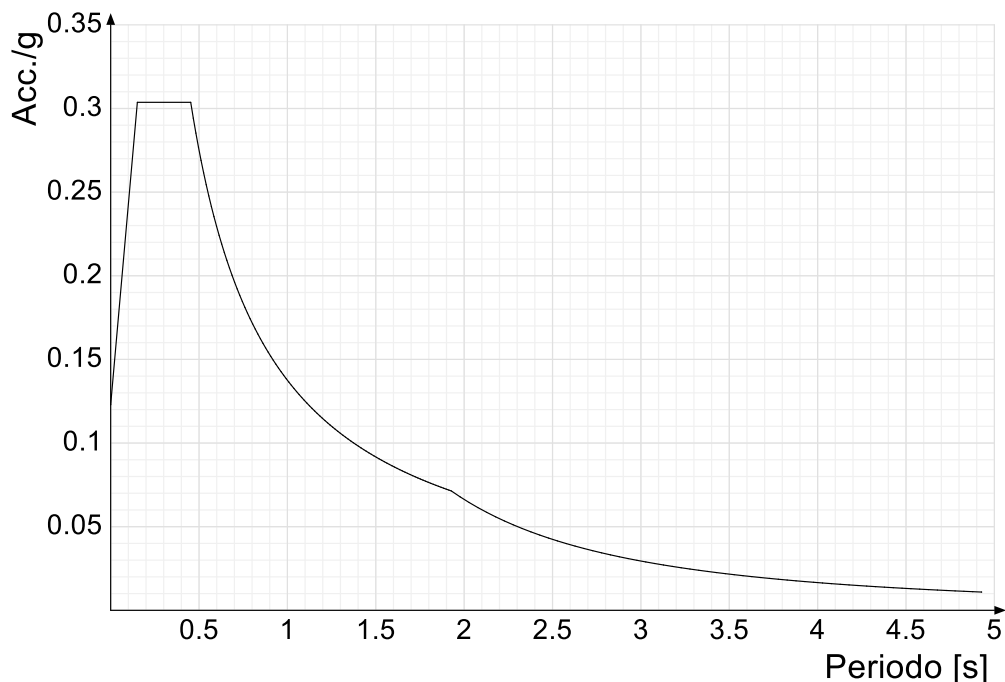
$$q_{ND} = 2/3 \times 1.5 = 1.0$$

Pertanto gli spettri di progetto coincidono con quelli elastici.

### 7.5.2 Spettri di risposta

Si riportano di seguito gli spettri di risposta elastici e di progetto della componente orizzontale per ciascuno stato limite considerato.

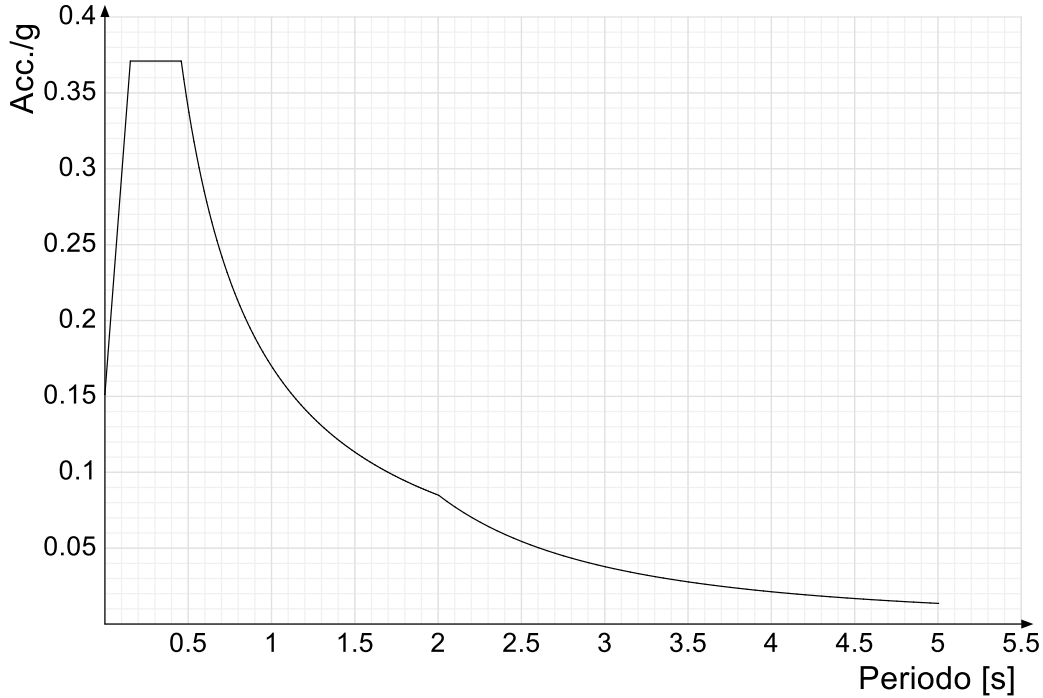
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



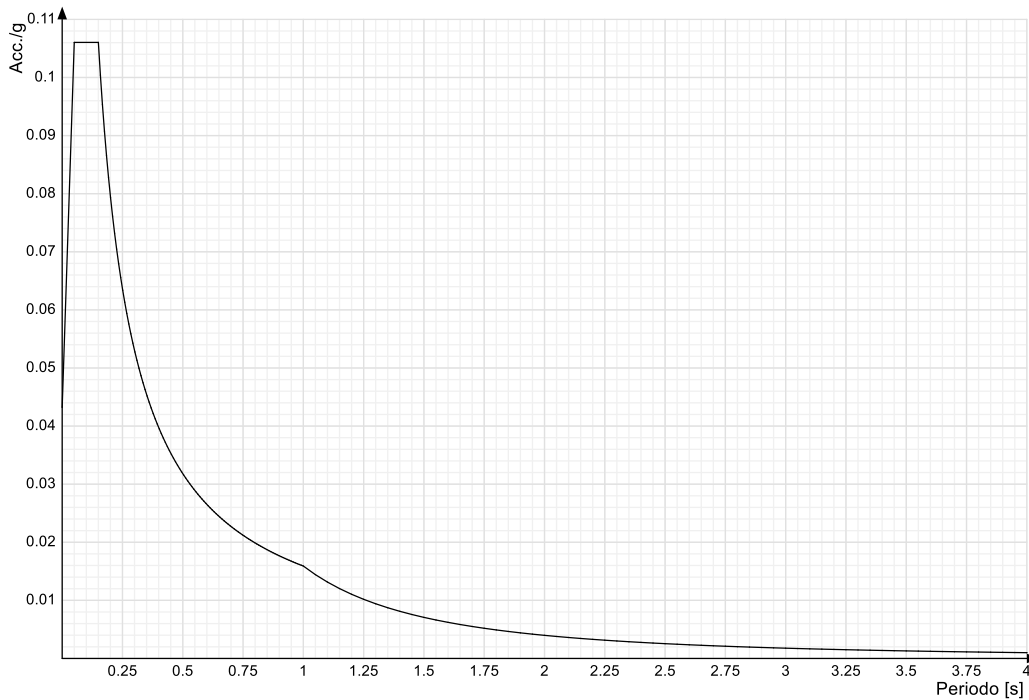


RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

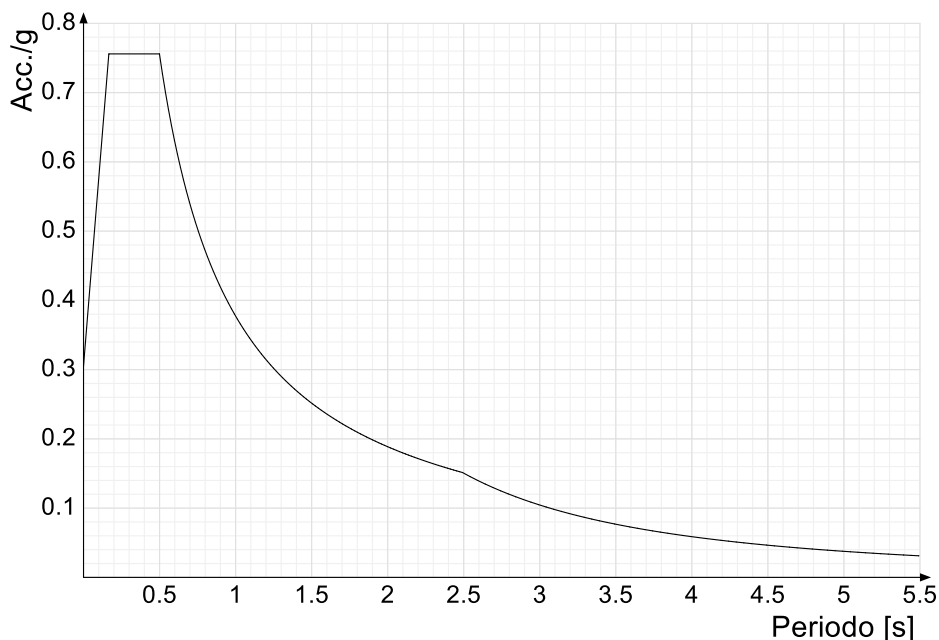
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



## 8 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

### 8.1 Condizioni di carico

Con riferimento al D.M. 17 gennaio 2018 le condizioni di carico prese in considerazione saranno le seguenti:

Descrizione	Durata	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Pesi strutturali	Permanente			
Permanenti portati	Permanente			
Sovr accidentale terreno	Media	0.7	0.5	0.3
Sisma terreno X sx	Istantaneo	0	0	0
Sisma terreno X dx	Istantaneo	0	0	0
Sisma terreno Y sx	Istantaneo	0	0	0
Sisma terreno Y dx	Istantaneo	0	0	0
$\Delta T$	Media	0.6	0.5	0
Sisma X SLV				
Sisma Y SLV				
Sisma Z SLV				
Eccentricità Y per sisma X SLV				
Eccentricità X per sisma Y SLV				
Sisma X SLD				
Sisma Y SLD				
Sisma Z SLD				
Eccentricità Y per sisma X SLD				
Eccentricità X per sisma Y SLD				
Sisma X SLO				
Sisma Y SLO				
Sisma Z SLO				
Eccentricità Y per sisma X SLO				
Eccentricità X per sisma Y SLO				

## 8.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche sono state elaborate tenendo conto di quanto riportato nel D.M.17 gennaio 2018.

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

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

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

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

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

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

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

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

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P=1$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sono riportati nelle tabelle seguenti.

### Famiglia SLU

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	$\Delta T$
1	SLU 1	1	0.8	0	0	0	0	0	0
2	SLU 2	1	0.8	0	0	0	0	0	1.5
3	SLU 3	1	0.8	1.05	0	0	0	0	1.5
4	SLU 4	1	0.8	1.5	0	0	0	0	0
5	SLU 5	1	0.8	1.5	0	0	0	0	0.9
6	SLU 6	1	1.5	0	0	0	0	0	0
7	SLU 7	1	1.5	0	0	0	0	0	1.5
8	SLU 8	1	1.5	1.05	0	0	0	0	1.5
9	SLU 9	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0
10	SLU 10	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
11	SLU 11	1.3	0.8	0	0	0	0	0	0
12	SLU 12	1.3	0.8	0	0	0	0	0	1.5
13	SLU 13	1.3	0.8	1.05	0	0	0	0	1.5
14	SLU 14	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0	0
15	SLU 15	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0	0.9
16	SLU 16	1.3	1.5	0	0	0	0	0	0
17	SLU 17	1.3	1.5	0	0	0	0	0	1.5
18	SLU 18	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	1.5
19	SLU 19	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0
20	SLU 20	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9
21	SLU 21	1	0.8	0	0	0	0	0	-1.5
22	SLU 22	1	0.8	1.05	0	0	0	0	-1.5
23	SLU 23	1	0.8	1.5	0	0	0	0	-0.9
24	SLU 24	1	1.5	0	0	0	0	0	-1.5
25	SLU 25	1	1.5	1.05	0	0	0	0	-1.5
26	SLU 26	1	1.5	1.5	0	0	0	0	-0.9
27	SLU 27	1.3	0.8	0	0	0	0	0	-1.5
28	SLU 28	1.3	0.8	1.05	0	0	0	0	-1.5
29	SLU 29	1.3	0.8	1.5	0	0	0	0	-0.9
30	SLU 30	1.3	1.5	0	0	0	0	0	-1.5
31	SLU 31	1.3	1.5	1.05	0	0	0	0	-1.5
32	SLU 32	1.3	1.5	1.5	0	0	0	0	-0.9

Famiglia SLE rara

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLE RA 1	1	1	0	0	0	0	0	-1
2	SLE RA 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLE RA 3	1	1	0	0	0	0	0	1
4	SLE RA 4	1	1	0.7	0	0	0	0	-1
5	SLE RA 5	1	1	0.7	0	0	0	0	1
6	SLE RA 6	1	1	1	0	0	0	0	-0.6
7	SLE RA 7	1	1	1	0	0	0	0	0
8	SLE RA 8	1	1	1	0	0	0	0	0.6

Famiglia SLE frequente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0	0	0	-0.5
2	SLE FR 2	1	1	0	0	0	0	0	0
3	SLE FR 3	1	1	0	0	0	0	0	0.5
4	SLE FR 4	1	1	0.3	0	0	0	0	-0.5
5	SLE FR 5	1	1	0.3	0	0	0	0	0.5
6	SLE FR 6	1	1	0.5	0	0	0	0	0

Famiglia SLE quasi permanente

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0	0	0	0
2	SLE QP 2	1	1	0.3	0	0	0	0	0

Famiglia SLO

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLO 1	1	1	0.3	1	1	1	1	0
2	SLO 2	1	1	0.3	1	1	1	1	0
3	SLO 3	1	1	0.3	1	1	1	1	0
4	SLO 4	1	1	0.3	1	1	1	1	0
5	SLO 5	1	1	0.3	1	1	1	1	0
6	SLO 6	1	1	0.3	1	1	1	1	0
7	SLO 7	1	1	0.3	1	1	1	1	0
8	SLO 8	1	1	0.3	1	1	1	1	0
9	SLO 9	1	1	0.3	1	1	1	1	0
10	SLO 10	1	1	0.3	1	1	1	1	0
11	SLO 11	1	1	0.3	1	1	1	1	0
12	SLO 12	1	1	0.3	1	1	1	1	0
13	SLO 13	1	1	0.3	1	1	1	1	0
14	SLO 14	1	1	0.3	1	1	1	1	0
15	SLO 15	1	1	0.3	1	1	1	1	0
16	SLO 16	1	1	0.3	1	1	1	1	0

Nome	Nome breve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
1	SLO 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLO 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLO 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLO 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLO 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLO 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLO 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLO 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLO 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLO 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLO 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLO 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Nome	Nome breve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
13	SLO 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLO 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLO 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLO 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLD

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLD 1	1	1	0.3	1	1	1	1	0
2	SLD 2	1	1	0.3	1	1	1	1	0
3	SLD 3	1	1	0.3	1	1	1	1	0
4	SLD 4	1	1	0.3	1	1	1	1	0
5	SLD 5	1	1	0.3	1	1	1	1	0
6	SLD 6	1	1	0.3	1	1	1	1	0
7	SLD 7	1	1	0.3	1	1	1	1	0
8	SLD 8	1	1	0.3	1	1	1	1	0
9	SLD 9	1	1	0.3	1	1	1	1	0
10	SLD 10	1	1	0.3	1	1	1	1	0
11	SLD 11	1	1	0.3	1	1	1	1	0
12	SLD 12	1	1	0.3	1	1	1	1	0
13	SLD 13	1	1	0.3	1	1	1	1	0
14	SLD 14	1	1	0.3	1	1	1	1	0
15	SLD 15	1	1	0.3	1	1	1	1	0
16	SLD 16	1	1	0.3	1	1	1	1	0

Nome	Nome breve	X SLD	Y SLD	Z SLD	EY SLD	EX SLD	Tr x SLD	Tr y SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLD 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

Famiglia SLV

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Sovr accidentale terreno	Sisma terreno X sx	Sisma terreno X dx	Sisma terreno Y sx	Sisma terreno Y dx	ΔT
1	SLV 1	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
2	SLV 2	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
3	SLV 3	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
4	SLV 4	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
5	SLV 5	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
6	SLV 6	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
7	SLV 7	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
8	SLV 8	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
9	SLV 9	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
10	SLV 10	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
11	SLV 11	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
12	SLV 12	1	1	0.3	0.3	0.3	1	1	0
13	SLV 13	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
14	SLV 14	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
15	SLV 15	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0
16	SLV 16	1	1	0.3	1	1	0.3	0.3	0

Nome	Nome breve	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
1	SLV 1	-1	-0.3	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	-1	-0.3	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	-1	0.3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	-1	0.3	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	-0.3	-1	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	-0.3	-1	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	-0.3	1	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	-0.3	1	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	0.3	-1	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLV 10	0.3	-1	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	0.3	1	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	0.3	1	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	1	-0.3	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	1	-0.3	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	1	0.3	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLV 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

## 9 MODELLAZIONE: INPUT

Si riportano di seguito i dati di input del modello di calcolo.

### 1 Dati generali DB

#### 1.1 Materiali

##### 1.1.1 Materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m<sup>2</sup>]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m<sup>2</sup>]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [kN/m<sup>2</sup>]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [kN/m<sup>3</sup>]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C32/40	40000	33642778	Default (15292172)	0.1	25	0.00001

##### 1.1.2 Curve di materiali c.a.

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Curva: curva caratteristica.

Reaz.traz.: reagisce a trazione.

Comp.frag.: ha comportamento fragile.

E.compr.: modulo di elasticità a compressione. [kN/m<sup>2</sup>]

Incr.compr.: incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

EpsEc: ε elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

EpsUc: ε ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

E.traz.: modulo di elasticità a trazione. [kN/m<sup>2</sup>]

Incr.traz.: incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

EpsEt: ε elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

EpsUt: ε ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

Descrizione	Curva									
	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
C32/40	No	Si	33642778	0.001	-0.002	-0.0035	33642778	0.001	0.0000645	0.0000709

##### 1.1.3 Armature

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

fyk: resistenza caratteristica. [kN/m<sup>2</sup>]

σ<sub>amm.</sub>: tensione ammissibile. [kN/m<sup>2</sup>]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m<sup>2</sup>]

γ: peso specifico del materiale. [kN/m<sup>3</sup>]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Livello di conoscenza: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A.

Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	σ <sub>amm.</sub>	Tipo	E	γ	v	α	Livello di conoscenza
B450C	450000	255000	Aderenza migliorata	206000000	78.5	0.3	0.000012	Nuovo

### 2 Dati di definizione

#### 2.1 Preferenze commessa

##### 2.1.1 Preferenze di normativa

Analisi

Normativa

D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Tipo di costruzione

2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

V<sub>n</sub>

50

Classe d'uso

IV

V<sub>r</sub>

100

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Considera sisma Z	Solo se $A_g \geq 0.15$ g, conformemente a §3.2.3.1	
Località	Terni, Acquasparta, Collebianco; Latitudine ED50 42,7196° (42° 43' 11"); Longitudine ED50 12,6278° (12° 37' 40"); Altitudine s.l.m. 395,75 m.	
Categoria del suolo	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti	
Categoria topografica	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
Ss orizzontale SLO	1.5	
Tb orizzontale SLO	0.151	[s]
Tc orizzontale SLO	0.453	[s]
Td orizzontale SLO	1.928	[s]
Ss orizzontale SLD	1.5	
Tb orizzontale SLD	0.153	[s]
Tc orizzontale SLD	0.458	[s]
Td orizzontale SLD	2.003	[s]
Ss orizzontale SLV	1.3686	
Tb orizzontale SLV	0.166	[s]
Tc orizzontale SLV	0.499	[s]
Td orizzontale SLV	2.492	[s]
Ss verticale	1	
Tb verticale	0.05	[s]
Tc verticale	0.15	[s]
Td verticale	1	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	60.21	
Ag/g SLO	0.0819	
Fo SLO	2.471	
Tc* SLO	0.285	[s]
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	101	
Ag/g SLD	0.1009	
Fo SLD	2.452	
Tc* SLD	0.29	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	949.12	
Ag/g SLV	0.223	
Fo SLV	2.476	
Tc* SLV	0.33	[s]
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	Non dissipativa	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	4	[m]
Regolarità in pianta	No	
Regolarità in elevazione	Si	
Edificio C.A.	Si	
Tipologia C.A.	Strutture a pareti non accoppiate $q_0=3.0$	
Kw	0.95	
Edificio esistente	No	
Altezza costruzione	1.9	[m]
T1,x	0.16834	[s]
T1,y	0.28656	[s]
$\lambda$ SLO,x	1	
$\lambda$ SLO,y	1	
$\lambda$ SLD,x	1	
$\lambda$ SLD,y	1	
$\lambda$ SLV,x	1	
$\lambda$ SLV,y	1	
Limite spostamenti interpiano SLD	0.005	
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1	
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1	
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1	
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1	
Coefficiente di sicurezza per carico limite (fondazioni superficiali)	2.3	
Coefficiente di sicurezza per scorrimento (fondazioni superficiali)	1.1	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15	

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7
Coefficiente di sicurezza per ribaltamento (plinti superficiali)	1.15
Eseguì verifiche in combinazioni SLD secondo Circolare 7	Si

Verifiche C.A.

Normativa	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
$\gamma_s$ (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15
$\gamma_c$ (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5
Limite $\sigma_c/f_{ck}$ in combinazione rara	0.6
Limite $\sigma_c/f_{ck}$ in combinazione quasi permanente	0.45
Limite $\sigma_f/f_{yk}$ in combinazione rara	0.8
Coefficiente di riduzione della $\tau$ per cattiva aderenza	0.7
Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4	0.0002 [m]
Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4	0.0003 [m]
Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4	0.0004 [m]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	No
Copriferro secondo EC2	No
acc elementi nuovi nelle combinazioni sismiche	0.85
acc elementi esistenti	0.85

2.2 Preferenze di verifica

2.2.1 Normativa di verifica in uso

Norma di verifica	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Cemento armato	Preferenze analisi di verifica in stato limite
Legno	Preferenze di verifica legno D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Acciaio	Preferenze di verifica acciaio D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

2.2.2 Normativa di verifica C.A.

Coefficiente di omogeneizzazione	15
$\gamma_s$ (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15
$\gamma_c$ (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5
Limite $\sigma_c/f_{ck}$ in combinazione rara	0.6
Limite $\sigma_c/f_{ck}$ in combinazione quasi permanente	0.45
Limite $\sigma_f/f_{yk}$ in combinazione rara	0.8
Coefficiente di riduzione della $\tau$ per cattiva aderenza	0.7
Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4	0.0002 [m]
Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4	0.0003 [m]
Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4	0.0004 [m]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	No
Copriferro secondo EC2	No

2.3 Preferenze FEM

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	0.8[m]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	0.8[m]
Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento
Metodo P-Delta	non utilizzato
Analisi buckling	non utilizzata
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2
Spessori membranale e flessionale pareti XLAM da sole tavole verticali	No
Moltiplicatore rigidità connettori pannelli pareti legno a diaframma	1
Tolleranza di parallelismo	4.99[deg]
Tolleranza di unicità punti	0.1[m]
Tolleranza generazione nodi di aste	0.01[m]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99[deg]



RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Tolleranza generazione nodi di gusci	0.04[m]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	1[m]
Considera deformazione a taglio delle piastre	No
Modello elastico pareti in muratura	Gusci
Concentra masse pareti nei vertici	No
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica
Memoria utilizzabile dal solutore	8000000
Metodo di risoluzione della matrice	Intel MKL PARDISO
Scrivi commenti nel file di input	No
Scrivi file di output in formato testo	No
Solidi colle e corpi ruvidi (default)	Solidi reali
Moltiplicatore rigidità molla torsionale applicata ad aste di fondazione 1	
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare	Equilibrio elastico

2.4 Moltiplicatori inerziali

Tipologia: tipo di entità a cui si riferiscono i moltiplicatori inerziali.

J2: moltiplicatore inerziale di J2. Il valore è adimensionale.

J3: moltiplicatore inerziale di J3. Il valore è adimensionale.

Jt: moltiplicatore inerziale di Jt. Il valore è adimensionale.

A: moltiplicatore dell'area della sezione. Il valore è adimensionale.

A2: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 2. Il valore è adimensionale.

A3: moltiplicatore dell'area a taglio in direzione 3. Il valore è adimensionale.

Conci rigidi: fattore di riduzione dei tronchi rigidi. Il valore è adimensionale.

Tipologia	J2	J3	Jt	A	A2	A3	Conci rigidi
Trave C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Pilastro C.A.	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Trave di fondazione	1	1	0.01	1	1	1	0.5
Palo	1	1	0.01	1	1	1	0
Trave in legno	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in legno	1	1	1	1	1	1	1
Trave in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Colonna in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Trave di reticolare in acciaio	1	1	1	1	1	1	1
Maschio in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di accoppiamento in muratura	0	1	0	1	1	1	1
Trave di scala C.A. nervata	1	1	1	1	1	1	0.5
Trave tralicciata	1	1	0.01	1	1	1	0.5

2.5 Preferenze di analisi non lineare FEM

Metodo iterativo	Secante
Tolleranza iterazione	0.00001
Numero massimo iterazioni	50

2.6 Preferenze di analisi carichi superficiali

Detrazione peso proprio solai nelle zone di sovrapposizione	non applicata
Metodo di ripartizione	a zone d'influenza
Percentuale carico calcolato a trave continua	0
Esegui smoothing diagrammi di carico	applicata
Tolleranza smoothing altezza trapezi	0.001[kN/m]
Tolleranza smoothing altezza media trapezi	0.001[kN/m]

2.2.5 Definizioni di carichi superficiali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore: modulo del carico superficiale applicato alla superficie. [kN/m<sup>2</sup>]

Applicazione: modalità con cui il carico è applicato alla superficie.

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
TERRENO FONDAZIONE	Pesi strutturali	59	Verticale

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
	Permanententi portati	0	Verticale
	Sovr accidentale terreno	0	Verticale
	Sisma terreno X sx	0	Verticale
	Sisma terreno X dx	0	Verticale
	Sisma terreno Y sx	0	Verticale
	Sisma terreno Y dx	0	Verticale
COPERTURA	Pesi strutturali	0	Verticale
	Permanententi portati	2	Verticale
	Sovr accidentale terreno	0	Verticale
	Sisma terreno X sx	0	Verticale
	Sisma terreno X dx	0	Verticale
	Sisma terreno Y sx	0	Verticale
	Sisma terreno Y dx	0	Verticale

2.2.6 Definizioni di carichi termici

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

$\Delta T$  faccia interna: variazione di temperatura della faccia interna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

$\Delta T$  faccia esterna: variazione di temperatura della faccia esterna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

Nome	$\Delta T$ faccia interna	$\Delta T$ faccia esterna
Temperatura	10	10

2.2.7 Definizioni di carichi potenziali

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

Valori: valori associati alle condizioni di carico.

Condizione: condizione di carico a cui sono associati i valori.

Descrizione: nome assegnato alla condizione elementare.

Valore i.: valore del carico pressorio alla quota iniziale. [kN/m<sup>2</sup>]

Quota i.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore iniziale. [m]

Valore f.: valore del carico pressorio alla quota finale. [kN/m<sup>2</sup>]

Quota f.: quota assoluta in cui il carico pressorio assume il valore finale. [m]

Nome	Condizione	Valori			
		Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
Spinta pareti normale X+	Pesi strutturali	45.3	0	0	5.9
	Permanententi portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	5.9
	Sisma terreno X sx	34.06	0	34.06	5.9
	Sisma terreno X dx	0	0	0	5.9
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale X-	Pesi strutturali	45.3	0	0	5.9
	Permanententi portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	5.9
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	34.06	0	34.06	5.9
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale Y+	Pesi strutturali	45.3	0	0	5.9
	Permanententi portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	5.9
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	34.06	0	34.06	5.9
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale Y-	Pesi strutturali	45.3	0	0	5.9
	Permanententi portati	0	0	0	0

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	5.9
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	34.06	0	34.06	5.9

2.3 Quote

2.3.1 Livelli

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.

Descrizione: nome assegnato al livello.

Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]

Spessore: spessore del livello. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	5.9	0

2.3.2 Tronchi

Descrizione breve: nome sintetico assegnato al tronco.

Descrizione: nome assegnato al tronco.

Quota 1: riferimento della prima quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Quota 2: riferimento della seconda quota di definizione del tronco. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Quota 1	Quota 2
T1	Fondazione - Piano 1	Fondazione	Piano 1
T2	135 - Piano 1	1.35	Piano 1

## 9.1 Rappresentazione grafica modello input

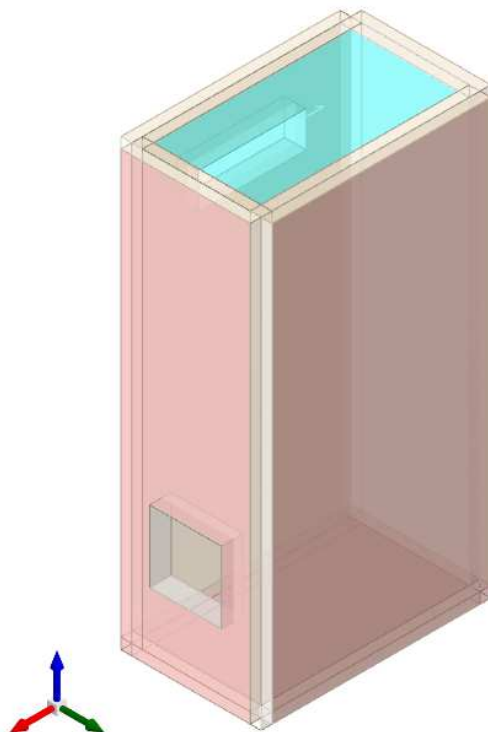


Figura 2 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo

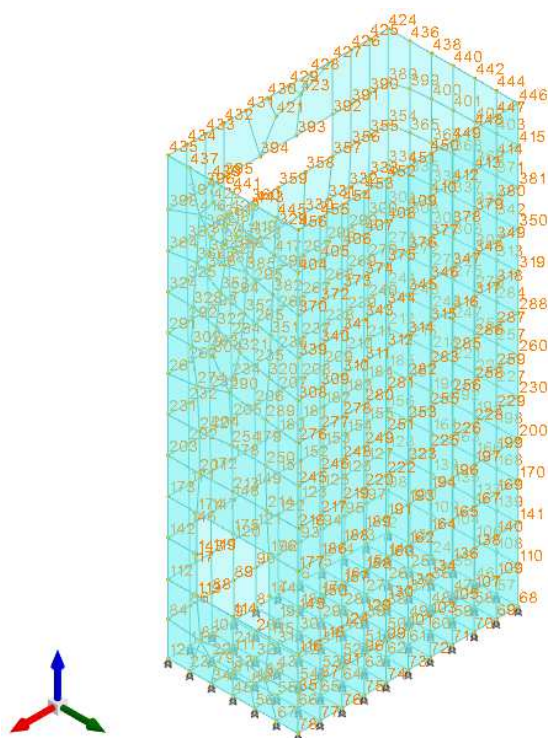


Figura 3 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo – Numerazione NODI

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

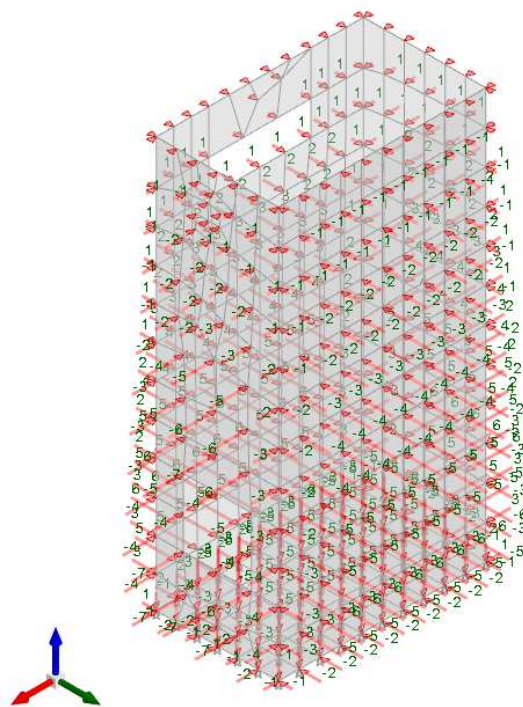


Figura 4 - Condizione permanenti strutturali

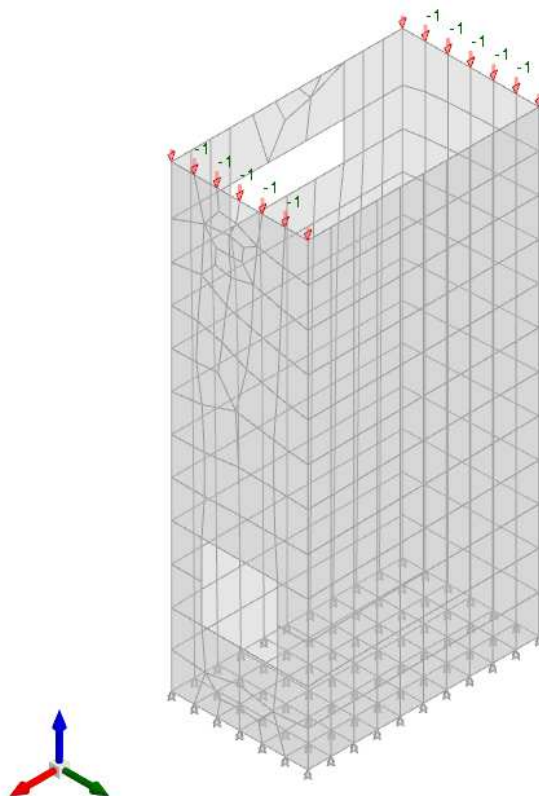


Figura 5 - Condizione permanenti NON strutturali

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

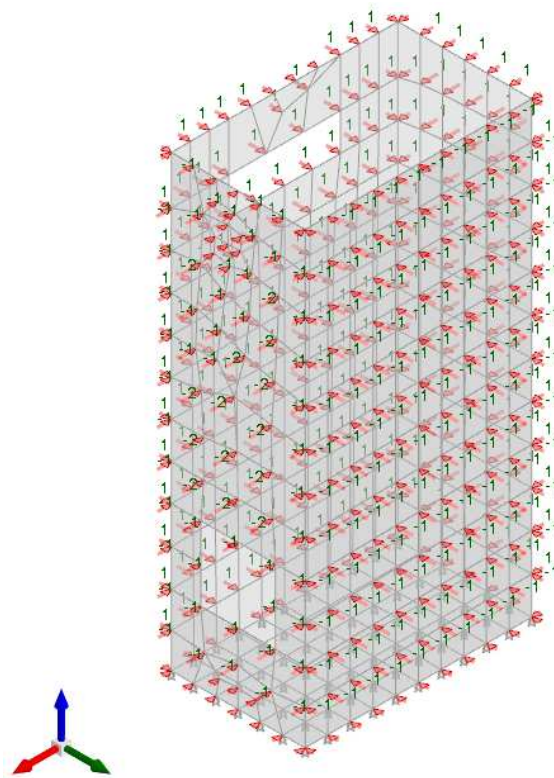


Figura 6 - Condizione Spinta Sovraccarico accidentale

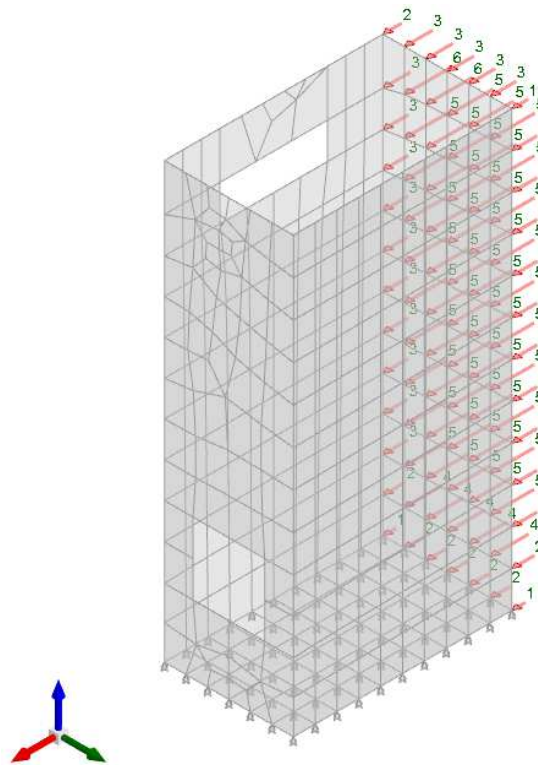


Figura 7 - Condizione sisma terreno X+

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

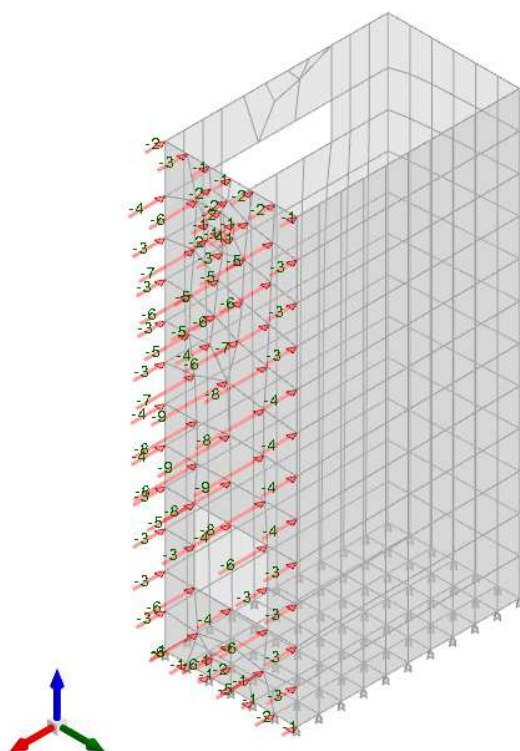


Figura 8 - Condizione sisma terreno X-

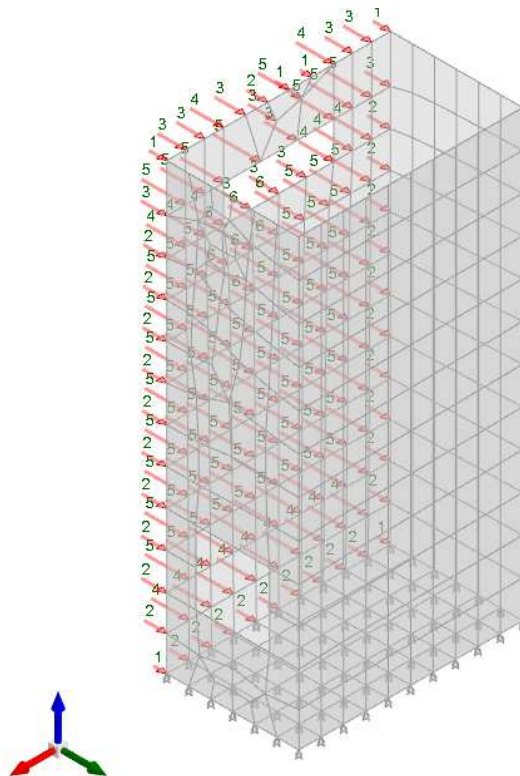


Figura 9 - Condizione sisma terreno Y+

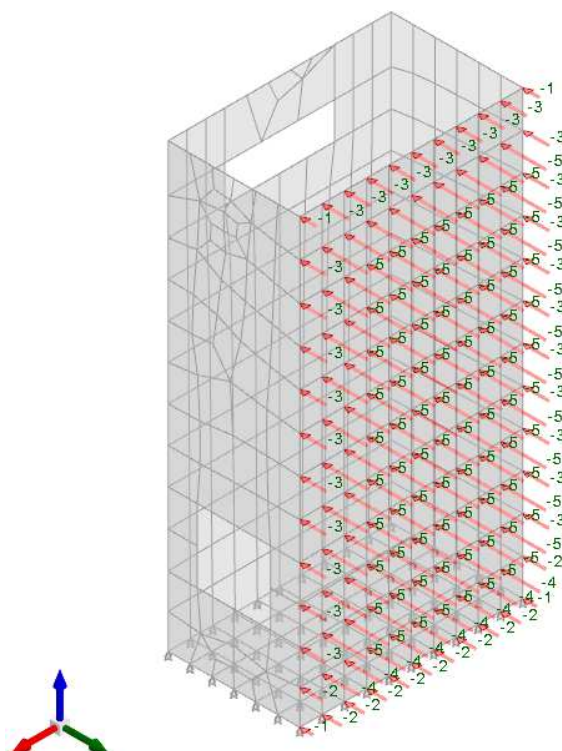


Figura 10 - Condizione sisma terreno Y-

## 10 MODELLAZIONE: OUTPUT

### 10.1 Schemi grafici dei risultati dei calcoli

Si riportano i risultati grafici dell'analisi agli elementi finiti. I valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione saranno utilizzati per le successive verifiche.



RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

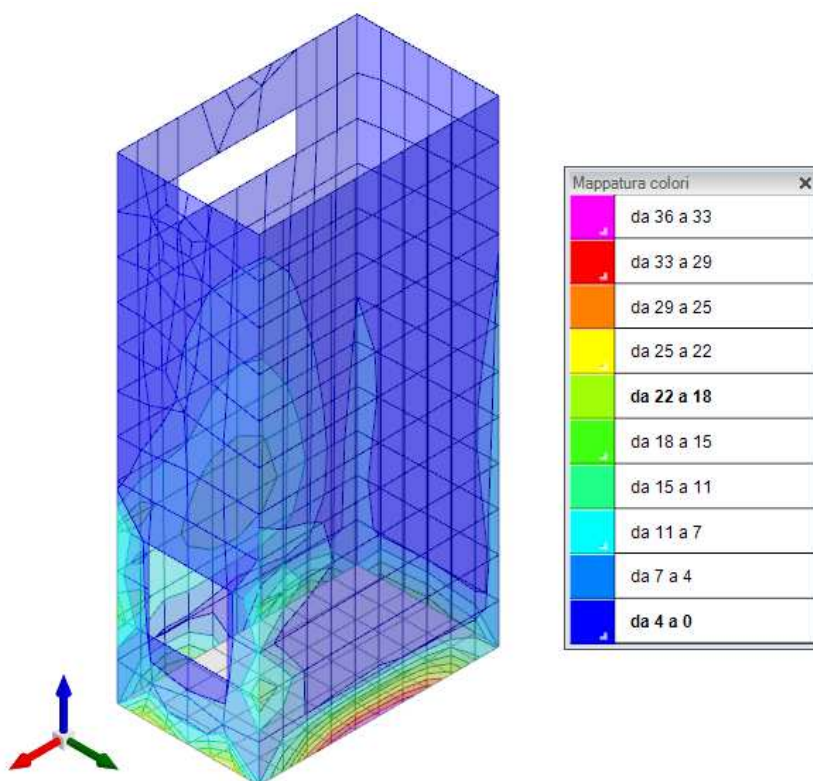


Figura 11 – Sollecitazione momento flettente  $M_{zz}$  (inviluppo SLU, SLV)

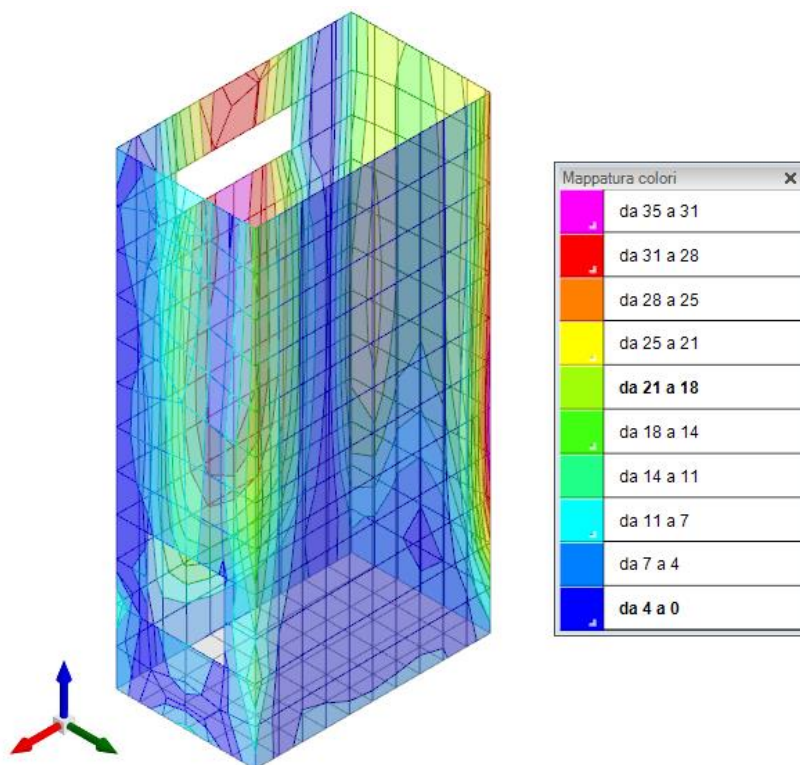


Figura 12 - Sollecitazione momento flettente  $M_{oo}$  (inviluppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

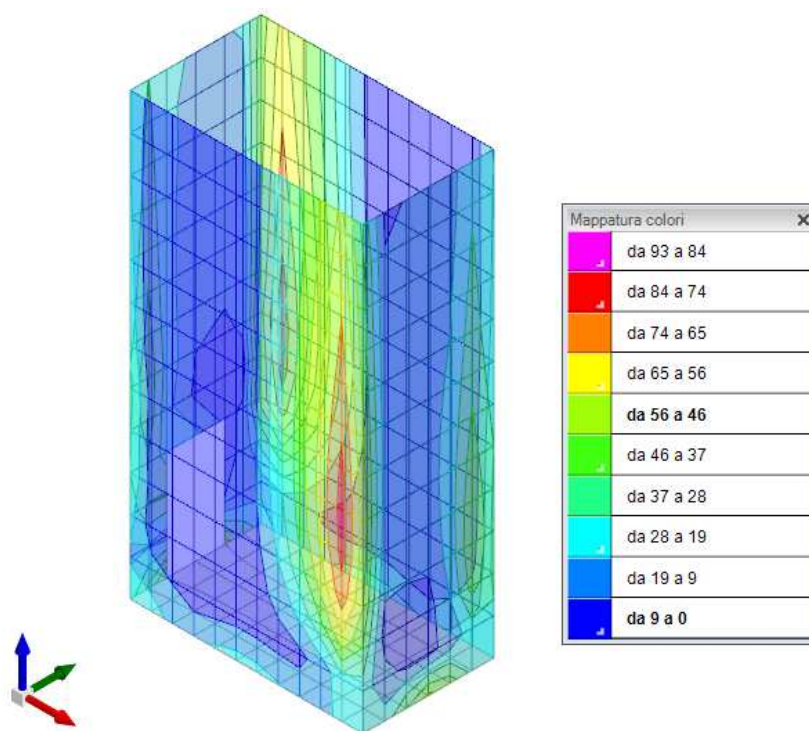


Figura 13 – Sollecitazioni di taglio  $V_o$  (involuppo SLU, SLV)

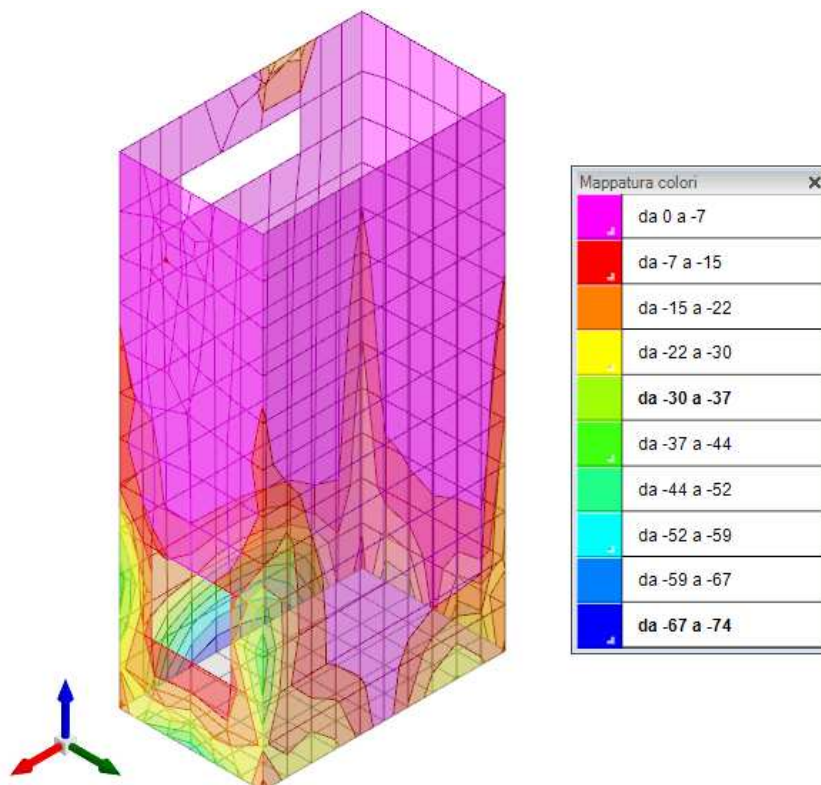


Figura 14 - Sollecitazioni di taglio  $V_z$  (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

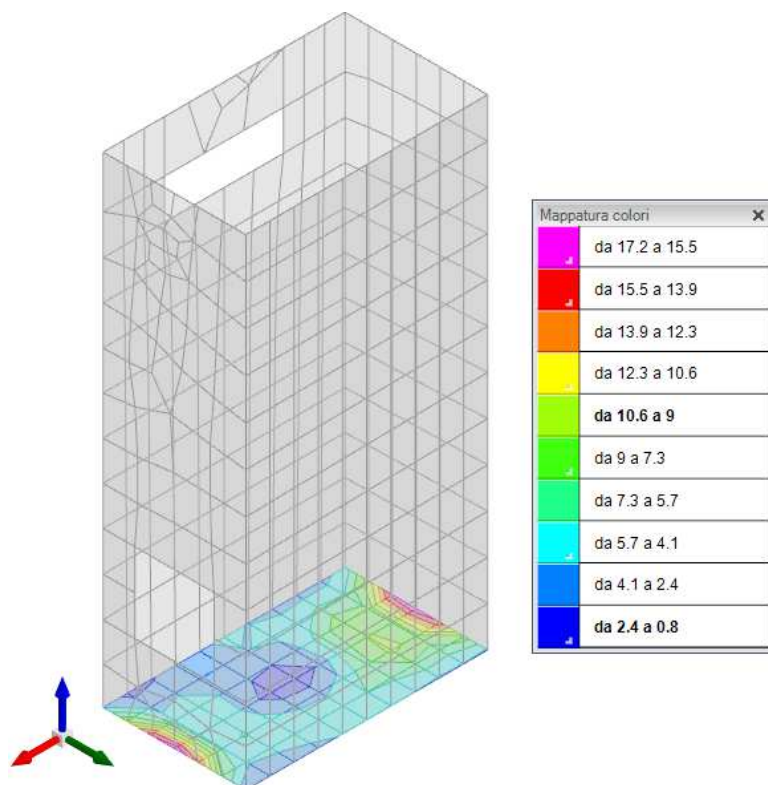


Figura 15 – Sollecitazione momento flettente  $M_{xx}$  (iniluppo SLU, SLV)

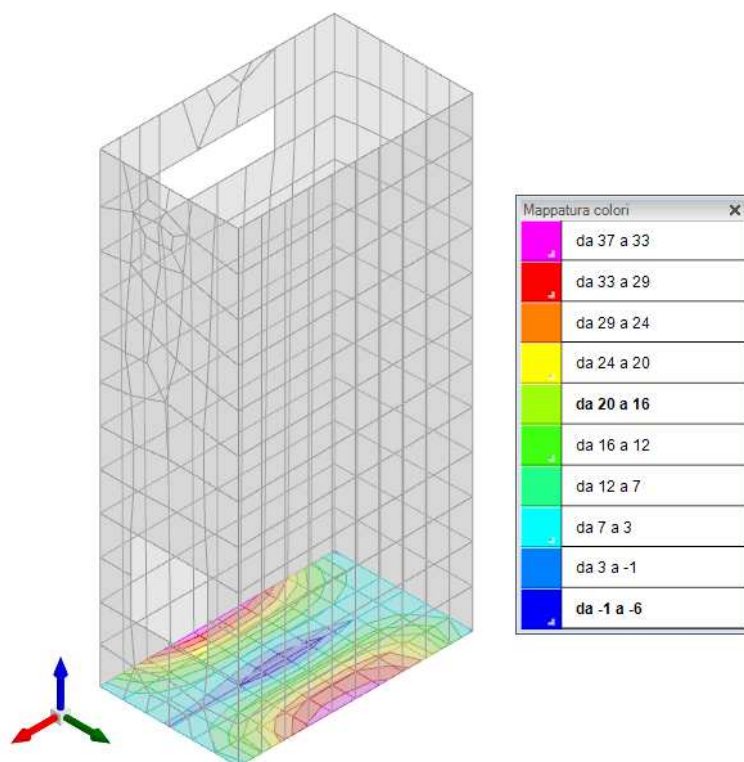


Figura 16 - Sollecitazione momento flettente  $M_{yy}$  (iniluppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

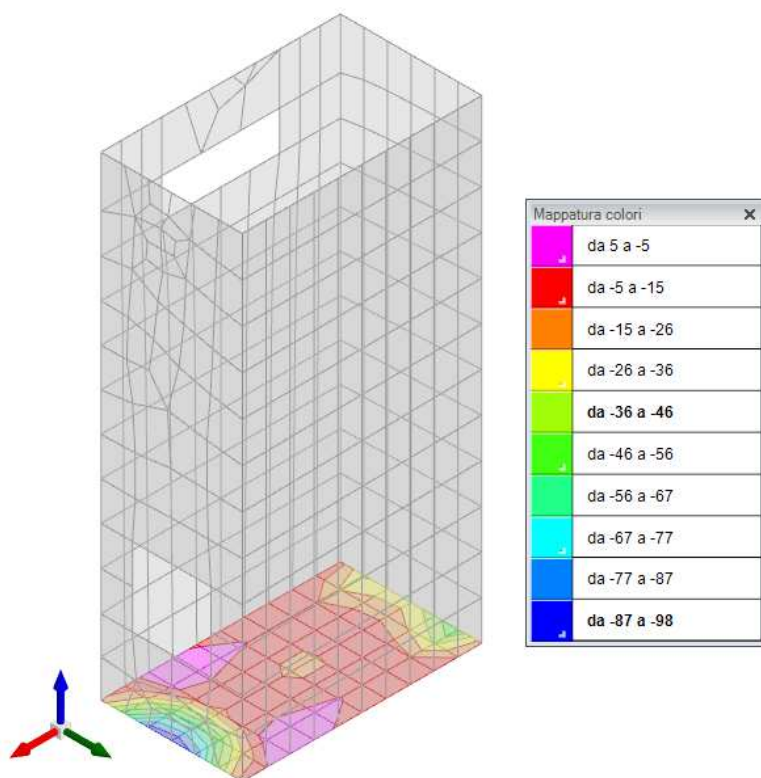


Figura 17 – Sollecitazioni di taglio  $V_x$  (involuppo SLU, SLV)

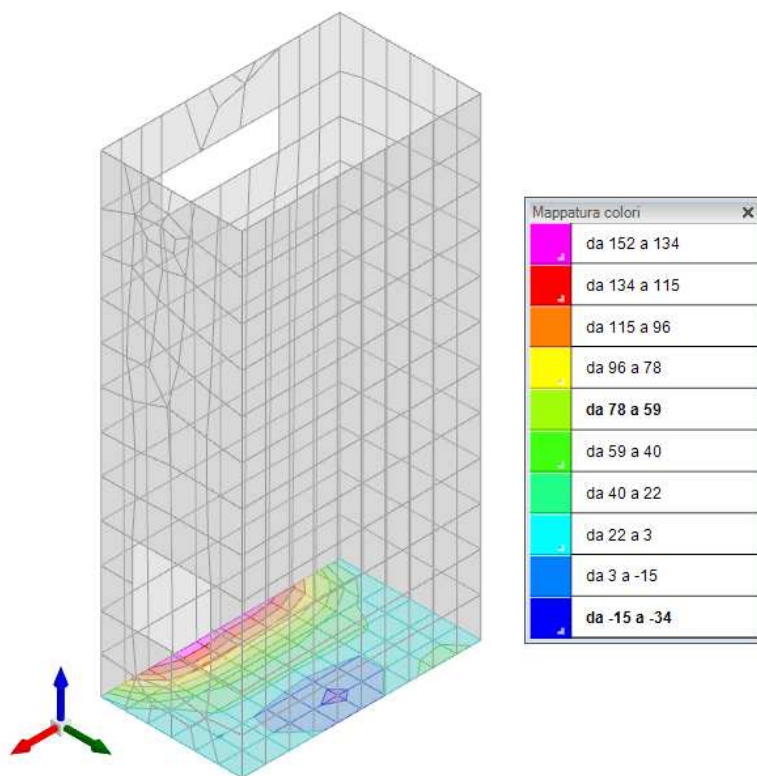


Figura 18 - Sollecitazioni di taglio  $V_y$  (involuppo SLU, SLV)

## 11 VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito i tabulati di calcolo delle verifiche dei vari elementi strutturali.

### 11.1 Verifiche pareti

Per maggiore chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo, riportati di seguito, si specifica quanto segue:

- Armatura verticale: 1+1 $\Phi$ 20/20
- Armatura orizzontale: 1+1 $\Phi$ 16/20
- Copriferro netto: 5 cm
- Copriferro di calcolo: 5.8 cm

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

*Descrizione breve: nome sintetico assegnato al livello.*

*Descrizione: nome assegnato al livello.*

*Quota: quota superiore espressa nel sistema di riferimento assoluto. [m]*

*Spessore: spessore del livello. [m]*

*Descrizione: descrizione della sezione di verifica.*

*Dir.: direzione della sezione di verifica.*

*Base: base della sezione. [m]*

*Altezza: altezza della sezione. [m]*

*As,sup: area di acciaio efficace superiore. [m]*

*As,inf: area di acciaio efficace inferiore. [m]*

*c,sup: copriferro medio superiore. [m]*

*c,inf: copriferro medio inferiore. [m]*

*Comb.: combinazione di verifica.*

*MEd: momento agente. [kN\*m]*

*NEd: sforzo normale agente, positivo se di trazione. [kN]*

*MRd: momento resistente. [kN\*m]*

*NRd: sforzo normale resistente, positivo se di trazione. [kN]*

*c.s.: coefficiente di sicurezza.*

*Verifica: stato di verifica.*

*d: altezza utile. [m]*

*bw: minima larghezza anima. [m]*

*Armatura a taglio: necessità di armatura a taglio.*

*Asw/s: rapporto tra l'area dell'armatura trasversale e l'interasse tra due armature consecutive.*

*VEd: taglio agente. [kN]*

*Vrd,c: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]*

*Vrcd: valore resistente di calcolo a taglio compressione del calcestruzzo d'anima. [kN]*

*Vrsd: valore resistente di calcolo a taglio trazione dell'armatura trasversale. [kN]*

*VRd: resistenza a taglio. [kN]*

*cotg( $\theta$ ): cotangente dell'angolo dei puntoni rispetto all'asse.*

*Asl: area armatura longitudinale. [m<sup>2</sup>]*

*Sezione fessurata: sezione fessurata.*

*$\sigma_c$ : tensione del calcestruzzo. [kN/m<sup>2</sup>]*

*$\sigma_c$  limite: tensione limite del calcestruzzo. [kN/m<sup>2</sup>]*

*Es/Ec: coefficiente di omogeneizzazione.*

*$\sigma_f$ : tensione dell'armatura. [kN/m<sup>2</sup>]*

*$\sigma_f$  limite: tensione limite dell'armatura. [kN/m<sup>2</sup>]*

#### Parete 1

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	5.9	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
236 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
266 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
207 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
296 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
329 Prosp.A	Verticale	0.9908	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
180 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0949	0.0949	0.058	0.058
206 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
208 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
236 Prosp.A	Verticale	SLV 5	33.8639	-22.07	92.5963	-60.35	2.7344	Si
266 Prosp.A	Verticale	SLV 7	34.4421	-29.85	95.043	-82.38	2.7595	Si
207 Prosp.A	Verticale	SLV 5	33.2707	-21.33	92.477	-59.28	2.7795	Si
296 Prosp.A	Verticale	SLV 11	33.8763	-29.74	95.1701	-83.54	2.8093	Si
329 Prosp.A	Verticale	SLV 9	30.6446	-7.4	88.173	-21.29	2.8773	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
236 Prosp.A	Verticale	SLD 1	32.262	-47.36	102.521	-150.49	3.1778	Si
207 Prosp.A	Verticale	SLD 5	31.67	-45.23	101.9935	-145.66	3.2205	Si
266 Prosp.A	Verticale	SLD 7	31.9705	-50.36	103.9617	-163.76	3.2518	Si
180 Prosp.A	Verticale	SLD 5	29.2447	-44.94	98.1397	-150.8	3.3558	Si
296 Prosp.A	Verticale	SLD 11	31.0638	-51.4	105.0551	-173.83	3.3819	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
202 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 5	-87.29	-26.35	-6.2251	131.92	709.77	0	131.92	2.5	0.0008653	1.5113	Si
232 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 7	-84.88	-30.73	-7.3224	132.45	710.32	0	132.45	2.5	0.000858	1.5605	Si
211 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 7	84.49	-37.6	-9.2868	133.28	711.18	0	133.28	2.5	0.0008652	1.5775	Si
184 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 11	83.98	-41.99	-8.7673	133.81	711.73	0	133.81	2.5	0.0008724	1.5935	Si
240 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 7	82.17	-33.79	-9.2796	132.82	710.7	0	132.82	2.5	0.0008579	1.6165	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
202 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 5	-86.75	-46.95	-8.159	134.41	712.35	0	134.41	2.5	0.0008653	1.5495	Si
232 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 7	-84.57	-51.93	-9.5614	135.02	712.97	0	135.02	2.5	0.000858	1.5965	Si
211 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 7	84.89	-58.51	-11.5035	135.81	713.8	0	135.81	2.5	0.0008652	1.5999	Si
184 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 11	84.99	-62.92	-10.9523	136.35	714.35	0	136.35	2.5	0.0008724	1.6042	Si
240 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 7	82.09	-54.61	-11.4508	135.34	713.31	0	135.34	2.5	0.0008579	1.6486	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
207 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	14.1238	-23.03	No	-915	14940	15	16.3208	Si
236 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	13.7285	-21.59	No	-887	14940	15	16.836	Si

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	$\sigma_c$	$\sigma_c$ limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
180 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	13.4221	-23.33	No	-879	14940	15	16.991	Si
206 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	13.1555	-22.34	No	-855	14940	15	17.4667	Si
208 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	12.7689	-24.07	No	-837	14940	15	17.8403	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	$\sigma_f$	$\sigma_f$ limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
207 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	17.2157	-27.04	No	8255	360000	15	43.6126	Si
236 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	16.9851	-26.03	No	8174	360000	15	44.0442	Si
180 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	16.2046	-27.21	No	7735	360000	15	46.5422	Si
266 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	15.9862	-24.59	No	7688	360000	15	46.8236	Si
206 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	16.0216	-26.46	No	7623	360000	15	47.2242	Si

## Parete 2

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	5.9	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
253 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
282 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
223 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
314 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
251 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
193 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
222 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
225 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
253 Prosp.A	Verticale	SLV 7	-33.9506	-24.03	-93.2271	-66	2.746	Si
282 Prosp.A	Verticale	SLV 9	-34.5851	-31.37	-95.5132	-86.63	2.7617	Si
223 Prosp.A	Verticale	SLV 7	-33.4841	-24.43	-93.4671	-68.18	2.7914	Si
314 Prosp.A	Verticale	SLV 9	-33.7415	-29.87	-95.2586	-84.34	2.8232	Si
251 Prosp.A	Verticale	SLV 7	-31.7635	-23.88	-93.7185	-70.45	2.9505	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
253 Prosp.A	Verticale	SLD 7	-32.2434	-48.4	-102.9629	-154.55	3.1933	Si
223 Prosp.A	Verticale	SLD 7	-31.885	-48.97	-103.4294	-158.84	3.2438	Si
282 Prosp.A	Verticale	SLD 9	-32.0973	-51.31	-104.2842	-166.72	3.249	Si
314 Prosp.A	Verticale	SLD 9	-30.9323	-49.75	-104.4193	-167.94	3.3757	Si
251 Prosp.A	Verticale	SLD 3	-30.2239	-49.18	-104.678	-170.34	3.4634	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg( $\theta$ )	Asl	c.s.	Verifica
217 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 7	85.5	-27.35	4.8513	132.04	709.9	0	132.04	2.5	0.0009008	1.5444	Si

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
246 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 5	84.72	-30.85	5.7001	132.47	710.33	0	132.47	2.5	0.0009008	1.5635	Si
229 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 5	-84.34	-38.02	8.2596	133.33	711.23	0	133.33	2.5	0.0009008	1.5809	Si
199 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 9	-84.24	-42.35	7.9819	133.86	711.77	0	133.86	2.5	0.0009008	1.5889	Si
259 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 5	-81.67	-34.01	7.9856	132.85	710.73	0	132.85	2.5	0.0009008	1.6266	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
217 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 7	85.09	-48.27	6.8117	134.57	712.51	0	134.57	2.5	0.0009008	1.5816	Si
246 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 5	84.35	-52.17	7.9829	135.05	713	0	135.05	2.5	0.0009008	1.6009	Si
199 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 9	-85.18	-63.2	10.1646	136.38	714.38	0	136.38	2.5	0.0009008	1.6012	Si
229 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 5	-84.62	-58.81	10.4402	135.85	713.83	0	135.85	2.5	0.0009008	1.6053	Si
259 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 5	-81.49	-54.76	10.1274	135.36	713.33	0	135.36	2.5	0.0009008	1.661	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
223 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-14.0996	-23.14	No	-914	14940	15	16.3407	Si
193 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-13.506	-23.79	No	-881	14940	15	16.9639	Si
253 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-13.5906	-20.98	No	-877	14940	15	17.0299	Si
222 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-13.2612	-22.43	No	-862	14940	15	17.3328	Si
225 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-12.8839	-24.01	No	-844	14940	15	17.6987	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
223 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-17.2467	-27.91	No	8232	360000	15	43.7305	Si
253 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-16.8977	-26.18	No	8118	360000	15	44.3433	Si
193 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-16.3339	-28.44	No	7705	360000	15	46.7217	Si
222 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-16.1894	-27.42	No	7672	360000	15	46.9246	Si
282 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-15.7513	-23.97	No	7587	360000	15	47.4473	Si

### Parete 3

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	5.9	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
417 Prosp.A	Verticale	0.9669	0.3	0.0952	0.0952	0.058	0.058
445 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0534	0.0534	0.058	0.058
382 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0996	0.0996	0.058	0.058
302 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0949	0.0949	0.058	0.058
437 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0534	0.0534	0.058	0.058
201 Prosp.A	Verticale	0.9909	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
214 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
174 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0503	0.0503	0.058	0.058



RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
323 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0989	0.0989	0.058	0.058

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
417 Prosp.A	Verticale	SLV 9	-20.7116	-64.63	-122.765	-383.11	5.9273	Si
445 Prosp.A	Verticale	SLV 9	-10.9722	-33.62	-67.5176	-206.88	6.1535	Si
382 Prosp.A	Verticale	SLV 9	-21.0236	-70.78	-133.0932	-448.11	6.3307	Si
302 Prosp.A	Verticale	SLV 7	-21.469	-80.7	-135.917	-510.9	6.3308	Si
437 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-10.2036	-29.94	-66.2406	-194.35	6.4919	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
445 Prosp.A	Verticale	SLD 9	-8.8877	-31	-71.9477	-250.93	8.0952	Si
417 Prosp.A	Verticale	SLD 9	-16.3599	-61.96	-136.1863	-515.81	8.3244	Si
437 Prosp.A	Verticale	SLD 11	-8.3014	-27.83	-70.4869	-236.31	8.4909	Si
302 Prosp.A	Verticale	SLD 7	-17.7955	-79.76	-153.1378	-686.33	8.6054	Si
382 Prosp.A	Verticale	SLD 9	-16.4529	-68.79	-151.4529	-633.2	9.2053	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
302 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 3	39.21	-43.75	6.6572	135.71	711.95	0	135.71	2.5	0.0009489	3.4617	Si
174 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLV 1	19.29	-49.05	3.3545	72.41	359.38	0	72.41	2.5	0.0005027	3.7538	Si
176 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLV 3	-18.79	-46.47	3.2407	72.1	359.05	0	72.1	2.5	0.0005027	3.8375	Si
445 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLV 1	-17.92	-12.92	-2.533	69.4	354.85	0	69.4	2.5	0.0005342	3.873	Si
274 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 3	30.95	-47.62	5.0766	138.71	712.43	0	138.71	2.5	0.0010053	4.4821	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
302 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 3	38.53	-79.04	17.5338	139.98	716.37	0	139.98	2.5	0.0009489	3.6331	Si
174 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLD 5	19.73	-73.71	-7.8253	75.39	362.46	0	75.39	2.5	0.0005027	3.8217	Si
176 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLD 7	-18.79	-67.74	-7.6604	74.67	361.72	0	74.67	2.5	0.0005027	3.9751	Si
445 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessaria	0	SLD 1	-16.04	-30.14	-8.3359	71.48	357.01	0	71.48	2.5	0.0005342	4.4569	Si
274 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 7	30.97	-85.03	16.0148	143.24	717.12	0	143.24	2.5	0.0010053	4.6255	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
201 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-7.3962	-66.93	No	-651	14940	15	22.9537	Si
214 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-7.4566	-65.8	No	-646	14940	15	23.1356	Si
174 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-3.4304	-31.31	No	-600	14940	15	24.8821	Si
201 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-9.0894	-81.12	No	-796	19920	15	25.0117	Si
214 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-9.1515	-79.29	No	-788	19920	15	25.2761	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
302 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-8.3891	-37.94	No	2915	360000	15	123.5019	Si
445 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-3.0973	-7.49	No	2714	360000	15	132.6404	Si
323 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-7.2263	-31.07	No	2573	360000	15	139.9009	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	of	of limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
417 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-5.9565	-18.64	No	2523	360000	15	142.6971	Si
437 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-2.8424	-6.85	No	2493	360000	15	144.399	Si

Parete 4

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	5.9	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
243 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0849	0.0849	0.058	0.058
371 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
365 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0853	0.0853	0.058	0.058
342 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
257 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
313 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
284 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
187 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
198 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
215 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
227 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058

Verifiche a flessione SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
243 Prosp.A	Verticale	SLV 7	23.6781	-95.82	129.9519	-525.89	5.4883	Si
371 Prosp.A	Verticale	SLV 5	21.7095	-71.66	119.6901	-395.09	5.5133	Si
365 Prosp.A	Verticale	SLV 7	20.47	-65.54	113.5567	-363.59	5.5475	Si
342 Prosp.A	Verticale	SLV 5	22.0409	-76.46	122.9347	-426.48	5.5776	Si
257 Prosp.A	Verticale	SLV 5	23.8708	-95.17	133.8068	-533.46	5.6054	Si

Verifiche a flessione SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.4.2

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
243 Prosp.A	Verticale	SLD 7	20.3658	-95.58	145.4338	-682.51	7.1411	Si
342 Prosp.A	Verticale	SLD 9	18.7419	-75.5	134.7395	-542.77	7.1892	Si
313 Prosp.A	Verticale	SLD 9	19.2962	-81.43	139.1693	-587.29	7.2122	Si
257 Prosp.A	Verticale	SLD 5	20.5094	-95.41	149.9051	-697.34	7.3091	Si
284 Prosp.A	Verticale	SLD 5	19.7618	-88.14	145.0078	-646.76	7.3378	Si

Verifiche a taglio SLU D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
159 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 15	-	-	8.3092	136.96	714.98	0	136.96	2.5	0.0008903	2.4064	Si
168 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 13	56.68	-	8.3704	137.01	715.04	0	137.01	2.5	0.0008903	2.4173	Si
187 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 15	55.62	68.18	9.7026	136.98	715.01	0	136.98	2.5	0.0008903	2.463	Si
198 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 13	55.06	67.98	9.6107	136.96	714.98	0	136.96	2.5	0.0008903	2.4873	Si
215 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLV 15	51.99	64.05	9.7096	136.48	714.49	0	136.48	2.5	0.0008903	2.6251	Si

Verifiche a taglio SLD Resistenza D.M. 17-01-18 §4.1.2.3.5

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
159 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 15	-59.64	-99.69	17.7789	140.8	718.95	0	140.8	2.5	0.0008903	2.3609	Si
168 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 13	59.48	-100.94	18.0736	140.95	719.11	0	140.95	2.5	0.0008903	2.3696	Si
187 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 11	58.18	-104.35	20.3118	141.36	719.53	0	141.36	2.5	0.0008903	2.4296	Si
198 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 9	57.77	-104.43	20.4845	141.37	719.54	0	141.37	2.5	0.0008903	2.4473	Si
139 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 13	53.13	-82.06	13.254	138.66	716.75	0	138.66	2.5	0.0008903	2.61	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.1

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σc	σc limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
187 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	8.9705	-51.1	No	-700	14940	15	21.3472	Si
198 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	8.9279	-51.06	No	-697	14940	15	21.4302	Si
215 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	8.9298	-47.71	No	-687	14940	15	21.7469	Si
227 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	8.9061	-47.85	No	-686	14940	15	21.7783	Si
243 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	8.3409	-42.1	No	-637	14940	15	23.4607	Si

Verifiche SLE tensione acciaio D.M. 17-01-18 §4.1.2.2.5.2

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σf	σf limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
215 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	10.9711	-57.11	No	3492	360000	15	103.082	Si
227 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	10.9529	-57.34	No	3472	360000	15	103.6935	Si
284 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	9.8077	-44.12	No	3441	360000	15	104.6295	Si
243 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	10.3649	-51.43	No	3431	360000	15	104.9228	Si
257 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	10.3635	-51.2	No	3425	360000	15	105.1028	Si

## 11.2 Verifiche Platea di fondazione

Per maggiore chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo, riportati di seguito, si specifica quanto segue:

- Armatura longitudinale: 1+1Φ20/20 superiori  
1+1Φ20/20 inferiori
- Copriferro netto: 5 cm
- Copriferro di calcolo: 8 cm

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

*Nodo: indice del nodo di verifica.*

*Dir.: direzione della sezione di verifica.*

*B: base della sezione rettangolare di verifica. [m]*

*H: altezza della sezione rettangolare di verifica. [m]*

*A. sup.: area barre armatura superiori. [m<sup>2</sup>]*

*C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione. [m]*

*A. inf.: area barre armatura inferiori. [m<sup>2</sup>]*

*C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione. [m]*

*Comb.: combinazione di verifica.*

*M: momento flettente. [kN\*m]*

*N: sforzo normale. [kN]*

*Mu: momento flettente ultimo. [kN\*m]*

*Nu: sforzo normale ultimo. [kN]*

*c.s.: coefficiente di sicurezza.*

Verifica: stato di verifica.

A. st.: area staffe su interasse. [m]

A. sag.: area sagomati su interasse. [m]

Ved: taglio agente. [kN]

Vrd: taglio resistente. [kN]

Vrdc: resistenza di calcolo a taglio per elementi privi di armature trasversali. [kN]

Vrds: resistenza di calcolo a taglio trazione. [kN]

Vrdc: resistenza di calcolo a taglio compressione. [kN]

cotgθ: cotangente dell'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento.

Asl: area longitudinale tesa nella combinazione di verifica di Ved. [m<sup>2</sup>]

σc: tensione nel calcestruzzo. [kN/m<sup>2</sup>]

σlim: tensione limite. [kN/m<sup>2</sup>]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σf: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m<sup>2</sup>]

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (34.079; 24.523; 0), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione, per le combinazioni SLV, viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 9	35.6053	-102.47	164.5609	-473.61	4.6218	Si
74	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 11	34.5638	-101.4	165.7082	-486.14	4.7943	Si
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 5	34.1553	-98.7	164.8034	-476.26	4.8251	Si
73	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 7	34.177	-102.98	167.3718	-504.32	4.8972	Si
9	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 9	32.65	-91.07	162.7644	-453.98	4.9851	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

La struttura è stata dichiarata come non dissipativa pertanto la verifica a pressoflessione viene eseguita calcolando i momenti resistenti in campo sostanzialmente elastico secondo D.M. 17-01-2018 §7.4.1

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 13	33.6573	-98.41	165.5024	-483.9	4.9173	Si
74	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 15	32.6224	-97.34	166.7544	-497.58	5.1116	Si
9	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 13	31.2573	-87.34	162.8673	-455.1	5.2105	Si
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 1	31.7005	-93.99	166.3596	-493.26	5.2479	Si
73	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 7	31.9586	-98.56	168.885	-520.86	5.2845	Si

Verifiche SLU taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrds	Vrds	Vrds	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
19	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 9	-146.75	-99.86	159.13	159.13	0	653.61	2.5	0.0015708	1.0844	Si	
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 9	-146.75	-102.47	159.42	159.42	0	653.91	2.5	0.0015708	1.0863	Si	
20	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 9	-141.53	-87.6	157.78	157.78	0	652.22	2.5	0.0015708	1.1148	Si	
9	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 9	-141.53	-91.07	158.16	158.16	0	652.61	2.5	0.0015708	1.1175	Si	
17	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 5	-141.53	-96.25	158.73	158.73	0	653.2	2.5	0.0015708	1.1215	Si	

Verifiche SLD Resistenza taglio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrds	Vrds	Vrds	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
19	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 9	-116.63	-95.79	232.76	232.76	0	653.15	2.5	0.0015708	1.9957	Si	
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 9	-116.63	-97.66	232.96	232.96	0	653.36	2.5	0.0015708	1.9975	Si	
18	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 9	-113.11	-97.64	232.96	232.96	0	653.36	2.5	0.0015708	2.0595	Si	
20	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 9	-110.97	-82.84	231.33	231.33	0	651.67	2.5	0.0015708	2.0846	Si	
9	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 9	-110.97	-85.28	231.6	231.6	0	651.95	2.5	0.0015708	2.087	Si	

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σc	σlim	Es/Ec	Verifica
73	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	21.459	-56.14	-1459	14940	15	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	21.17	-54.98	-1438	14940	15	Si
74	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	20.9857	-54.79	-1427	14940	15	Si
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	20.2057	-52.71	-1374	14940	15	Si
72	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	20.0107	-52.51	-1361	14940	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
------	------	---	---	---------	---------	---------	---------	-------	---	---	----	------	-------	----------

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σf	σlim	Es/Ec	Verifica
73	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	23.1491	-62.99	7075	360000	15	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	22.9998	-61.77	7065	360000	15	Si
74	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	22.6656	-61.43	6938	360000	15	Si
6	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	21.8567	-59.06	6698	360000	15	Si
72	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	21.5111	-58.72	6567	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

## 12 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 12.1 Valutazione della costante di sottofondo

La rigidezza delle molle, attraverso la quale viene schematizzata l'interazione terreno-struttura, viene calcolata utilizzando un coefficiente di sottofondo pari a 60624 kN/m<sup>3</sup>.

Tale valore è stato valutato mediante la metodologia di Joseph E. Bowles, che permette di stimare la costante di Winkler verticale per fondazioni superficiali rettangolari sulla base della capacità portante (carico ultimo) della fondazione, calcolata tramite la formula di Hansen, con la seguente formula:

$$k = 40 \times q_{lim}$$

dove la resistenza ultima del terreno corrisponde ad un cedimento  $w = 2.5$  cm, limite per le condizioni di esercizio di una struttura.

In relazione al valore di capacità portante calcolato nei paragrafi successivi si ottiene:  $k = 60624$  kN/m<sup>3</sup>.

### 12.2 Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione

Per il calcolo del carico limite della fondazione del tombino si utilizza la formula di Brinch-Hansen. La verifica viene condotta allo stato limite ultimo secondo l'Approccio di progetto 2:

- Combo 1: A1 + M1 + R3

In accordo con le sezioni di progetto e con i profili geotecnici, la platea di fondazione del pozzetto risulta interessare il litotipo All. Pertanto ai fini della verifica della capacità portante si impiegano le caratteristiche di questo litotipo.

I calcoli per la valutazione della pressione limite di progetto sono riepilogati nelle tabelle di seguito:

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

AZIONI IN TESTA ALLA FONDAZIONE

$F_x =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione X (Direzione parallela alla base)
$F_y =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione Y (Direzione parallela alla lunghezza)
$F_z =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
$M_x =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione X
$M_y =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE

$B =$	<input type="text" value="2,10"/>	m	Base
$L =$	<input type="text" value="3,35"/>	m	Lunghezza
$H =$	<input type="text" value="0,30"/>	m	Altezza
$D =$	<input type="text" value="0,30"/>	m	Profondità piano di posa
$\alpha =$	<input type="text" value="0"/>	°	Inclinazione del piano di posa

Considera peso proprio fondazione

$\gamma_p =$	<input type="text" value="25,00"/>	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume fondazione
$P_p =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Peso proprio plinto

AZIONI DALLA BASE DELLA FONDAZIONE

Considera momenti di trasporto

$F_{xd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione X
$F_{yd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza di taglio in direzione Y
$F_{zd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Forza in direzione verticale (>0 se di compressione)
$M_{xd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione X
$M_{yd} =$	<input type="text" value="0,00"/>	kNm	Momento in direzione Y
$V =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Componente verticale del carico
$H =$	<input type="text" value="0,00"/>	kN	Componente orizzontale del carico
$\theta_v =$	<input type="text" value="0,00"/>	°	Inclinazione del carico rispetto alla verticale
$\theta_H =$	<input type="text" value="90,00"/>	°	Inclinazione del carico orizzontale rispetto alla direzione della lunghezza
$e_x =$	<input type="text" value="0,00"/>	m	Eccentricità in direzione X
$e_y =$	<input type="text" value="0,00"/>	m	Eccentricità in direzione Y

CARATTERISTICHE FONDAZIONE RIDOTTA

$B' =$	<input type="text" value="2,10"/>	m	Base ridotta
$L' =$	<input type="text" value="3,35"/>	m	Lunghezza ridotta
$A' =$	<input type="text" value="7,04"/>		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

$\gamma =$	<input type="text" value="18"/>	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
$\phi' =$	<input type="text" value="38"/>	°	Angolo di attrito
$c' =$	<input type="text" value="0"/>	kN/m <sup>2</sup>	Coesione efficace
$c_u =$	<input type="text" value="0"/>	kN/m <sup>2</sup>	Coesione non drenata
$\gamma_r =$	<input type="text" value="18"/>	kN/m <sup>3</sup>	Peso per unità di volume del terreno di riempimento laterale
$K_p =$	<input type="text" value="4,204"/>		Coefficiente di spinta passiva
$q =$	<input type="text" value="5,40"/>	kN/m <sup>2</sup>	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

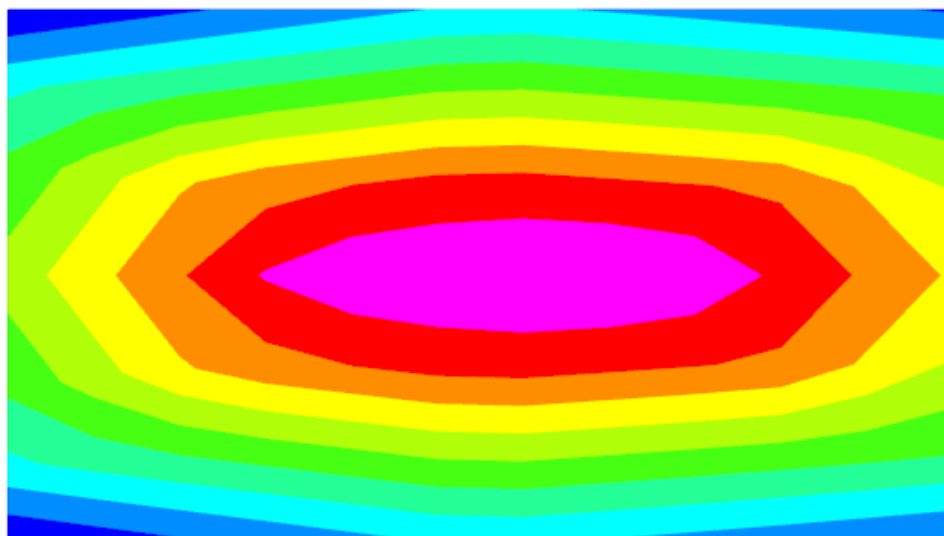
$k=$	0,14	Fattore di profondità
$m_B=$	1,61	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
$m_L=$	1,39	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
$m=$	1,61	Parametro di forma complessivo
$N_c=$	61,35	Fattori di capacità portante
$N_q=$	48,93	
$N_\gamma=$	74,90	
$s_c=$	1,39	Fattori di forma
$s_q=$	1,39	
$s_\gamma=$	0,81	
$b_c=$	1,00	Fattori di inclinazione del piano di posa
$b_q=$	1,00	
$b_\gamma=$	1,00	
$i_c=$	1,00	Fattori di inclinazione del carico
$i_q=$	1,00	
$i_\gamma=$	1,00	










PRESSIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

F.S.=	2,3	Fattore di sicurezza
$q_{LIM}=$	1515,597 kN/m <sup>2</sup>	Pressione limite
$q_{R,D}=$	658,96 kN/m <sup>2</sup>	Pressione resistente di progetto

La verifica della capacità portante del complesso terreno fondazione viene effettuata confrontando le pressioni esercitate dalla struttura sul terreno, ottenute dall'analisi ad elementi finiti, con la pressione resistente limite precedentemente determinata. I valori massimi delle pressioni sul terreno sono riportati graficamente nello schema seguente:



	da -185 a -207
	da -207 a -229
	da -229 a -251
	da -251 a -272
	da -272 a -294
	da -294 a -316
	da -316 a -338
	da -360 a -382
	da -382 a -403

Essendo la pressione sul terreno inferiore a quella limite di progetto la verifica risulta soddisfatta.

### 13 DIMENSIONAMENTO TUBO CIRCOLARE

Come già accennato, la tubazione scelta per i tombini circolari è in calcestruzzo con classe di resistenza  $135 \text{ kN/m}^2$ , e presenta diametro interno DN800 e spessore di 80 mm.

Viste le caratteristiche geometriche analoghe per tutti i tombini di questa tipologia, i calcoli sono eseguiti per un tipologico individuato in base alla massima altezza di ricoprimento di terreno (individuato nel TM01), e possono essere ragionevolmente estesi anche agli altri casi in progetto.

Il tubo viene posato su un magrone  $Sp=10 \text{ cm}$  e su di un sottofondo in CLS armato con rete  $\phi 12/20 \times 20$  e opportunamente rinfiancato con CLS.

Tale modalità di posa determina un coefficiente di posa  $CP=3.5$  come di seguito specificato:



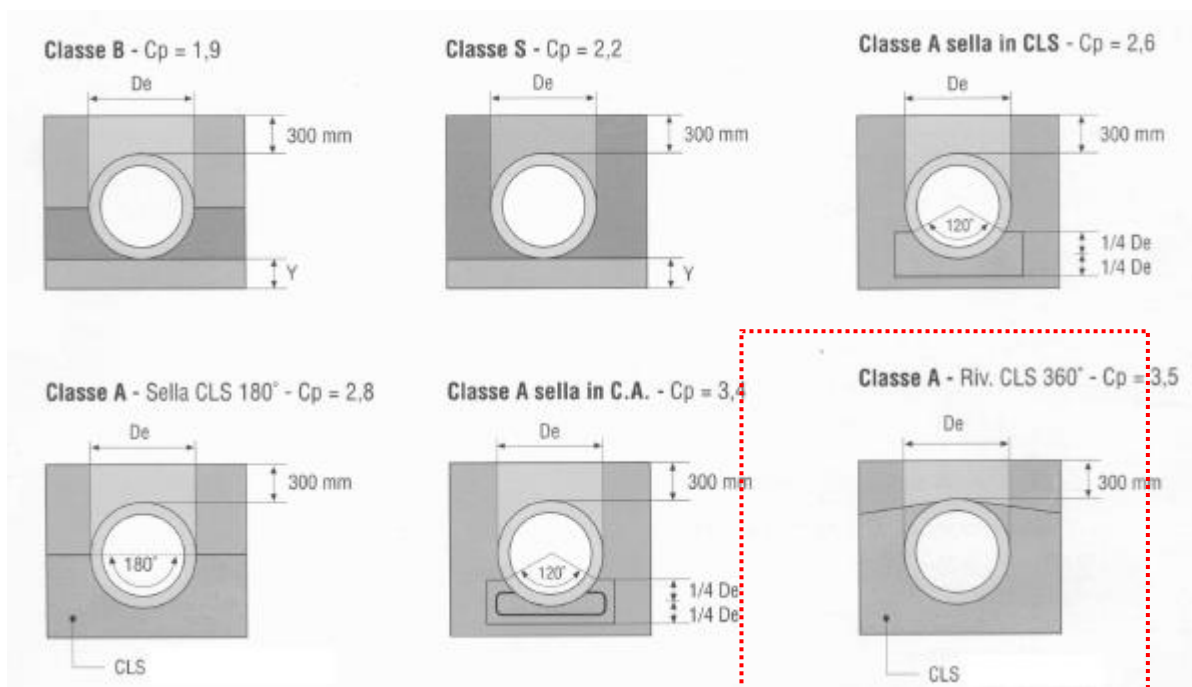


Figura 19 Modalità di scelta del coefficiente di posa CP

La verifica statica delle tubazioni rigide (calcestruzzo armato) è stata eseguita utilizzando il metodo diretto. Come già accennato si esegue la verifica per la tubazione con la massima altezza del rinterro, pari a 3.55 m (TM01).

Per la verifica deve risultare:

$$K_r / Q_s > \eta$$

in cui:

- $K_r$  è il carico di rottura in trincea ( $K_r = F_n \times C_p$ );
- $C_p$  = coefficiente di posa che dipende dalla rigidità del piano di posa;
- $F_n$  = carico di rottura per schiacciamento della tubazione, ottenuto come prodotto fra la classe di resistenza della tubazione = 135 kN/m<sup>2</sup> e il diametro esterno della stessa.
- $Q_s$  = sommatoria sei carichi esterni;
- $\eta$  = coefficiente di sicurezza > 1,5;

I calcoli di verifica sono riepilogati di seguito.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN800

VERIFICA TUBAZIONE INTERRATE.		
DATI		
DN	800 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)
s =	80 mm	Spessore tubo
Q <sub>0</sub> =	135 KN/m <sup>2</sup>	Classe di resistenza del tubo risultate da laboratorio
H =	3550 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore)
B =	1700 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo
L =	7100 mm	Lunghezza in metri di tubazione interessata dal sovraccarico
Tipo terreno	cemento	Materiale costruttivo della tubazione
ρ =	18 KN/m <sup>3</sup>	Peso specifico del terreno di ricoprimento
φ =	35,0 °	Angolo di attrito del rinterro
δ =	30,0 °	Angolo d'attrito terreno tubazione
Tipo rinterro	Normale	Normale - Indefinito
Tipo trincea	larga	Stretta - Larga
Tipo appoggio	Tipo A	Tipo A - Tipo B - Tipo C
P <sub>v</sub> =	150 KN	Forza concentrata per carico da traffico
P <sub>d</sub> =	0 KN/m <sup>2</sup>	Forza distribuita per carico statico ψ=1
γ <sub>s</sub> =	1,5	Coefficiente di sicurezza (1.3-1.5)
K =	3,5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)
C <sub>d</sub> =	0,80	Coeff. di carico (vedi diagramma)
RISULTATI		
K <sub>a</sub> =	0,2710	Coefficiente di spinta attiva
D =	960 mm	Diametro esterno tubazione
H/B =	2,0882	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea
H/D =	3,6979	Rapporto per la determinazione di Ct
C <sub>t</sub> =	6,3125	
P <sub>t,min</sub> =	61,3 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo
P <sub>t</sub> =	104,7 KN/m	Carico verticale rinterro
m =	1,6276	Fattore empirico che tiene conto della presenza delle altre ruote di un mezzo a due assali
ψ =	1,0845	Coefficiente di incremento dinamico stradale
L/2H =	1,00	
D/2H =	0,14	
P' <sub>vc</sub> =	29,8 KN/m	Carico verticale variabile sulla generatrice superiore
P <sub>vd</sub> =	0,0 KN/m	Carico verticale distribuito sulla generatrice superiore
P <sub>Ed</sub> =	134,6 KN/m	Carico totale
P <sub>Rd</sub> =	453,6 KN/m	Carico resistente in trincea
n =	✓ 3,371	Coefficiente di sicurezza > 1.3-1.5