

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 1500

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	<i>T00TM00STRRE03B</i>		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00TM00STRRE03	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

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	GEOMETRIA DELL'OPERA	4
4	MATERIALI IMPIEGATI	6
4.1	CALCESTRUZZO	6
4.1.1	Scelta della classe di esposizione	7
4.1.2	Copriferrì	7
4.2	ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	8
5	CARATTERISTICHE DEI TERRENI	9
5.1	TERRENI DI RINFIANCO	9
5.2	TERRENO DI FONDAZIONE	9
6	CRITERI DI CALCOLO	10
6.1	SOFTWARE DI CALCOLO	10
6.1.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	10
6.1.2	Affidabilità dei codici utilizzati	10
6.1.3	Modalità di presentazione dei risultati	10
6.1.4	Convenzioni relative alle caratteristiche di sollecitazione	11
6.2	MODELLAZIONE	14
6.3	VERIFICHE SLU	15
6.3.1	Verifiche a pressoflessione	15
6.3.2	Verifiche a taglio	15
6.4	VERIFICHE SLE	17
7	POZZETTO IN C.A.	18
7.1	ANALISI DEI CARICHI	18
7.1.1	Parapetto	18
7.1.2	Platea pozzetto	18
7.1.3	Azione della temperatura	18
7.1.4	Spinta del terreno sulle pareti del pozzetto	19
7.1.5	Criteri di calcolo delle azioni sismiche	21
7.1.5.1	Requisiti di regolarità in elevazione	23
7.1.5.2	Spettri di risposta	24
7.2	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	26
7.2.1	Condizioni di carico	26
7.2.2	Combinazioni di carico	27
7.3	MODELLAZIONE: INPUT	30
7.3.1	Rappresentazione grafica modello input	36
7.4	MODELLAZIONE: OUTPUT	40
7.4.1	Schemi grafici dei risultati dei calcoli	40
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI	45
7.5.1	Verifiche pareti	45
7.5.2	Verifiche Platea di fondazione	52
7.6	VERIFICHE GEOTECNICHE	54

7.6.1	Valutazione della costante di sottofondo	54
7.6.2	Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione	54
8	DIMENSIONAMENTO TUBO CIRCOLARE	58
9	MANUFATTO DI IMBOCCO	61
9.1	GEOMETRIA DELL'OPERA	61
9.2	ANALISI DEI CARICHI	61
9.2.1	Parapetto	61
9.2.2	Azione della temperatura	62
9.2.3	Spinta del terreno sulle pareti	62
9.2.4	Criteri di calcolo delle azioni sismiche	64
9.2.4.1	Spettri di risposta	66
9.3	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	68
9.3.1	Condizioni di carico	68
9.3.2	Combinazioni di carico	69
9.4	MODELLAZIONE: INPUT	72
9.4.1	Rappresentazione grafica modello input	78
9.5	MODELLAZIONE: OUTPUT	82
9.5.1	Schemi grafici dei risultati dei calcoli	82
9.6	VERIFICHE STRUTTURALI	86
9.6.1	Verifiche pareti	86
9.6.2	Verifiche Platea di fondazione	91
9.7	VERIFICHE GEOTECNICHE	93
9.7.1	Valutazione della costante di sottofondo	93
9.7.2	Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione	93
10	FOSSO DI GUARDIA TM13	97
10.1	ANALISI DEI CARICHI	97
10.1.1	Plotta di copertura	97
10.1.2	Spinta del terreno sulle pareti del muro	97
10.2	COMBINAZIONI DI CARICO	98
10.3	VERIFICA MANUFATTO DI SBOCCO/IMBOCCO	99
10.4	VERIFICA PLOTTA DI COPERTURA	107

1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono presentati i calcoli di verifica delle opere strutturali relative ai tombini circolari DN1500 da realizzarsi nell'ambito del progetto del I° Stralcio Baiano-Firenzuola della Strada delle Tre Valli Umbre nel tratto Eggi-Acquasparta.

I tombini DN1500 previsti sono individuati con le denominazioni: TM12, TM14, TM15, TM16. Essi sono caratterizzati da tombini interrati circolari 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 3.80x2.10 m e 2.75x2.10 m, con pareti di spessore pari a 30 cm ed altezze variabili.

Oltre ai pozzetti, il tombino TM14 presenta anche due manufatti di imbocco e di sbocco in c.a. gettato in opera di dimensioni in pianta rispettivamente 6.30x2.70 ed altezza di 2.70m e 6.90x2.70 ed altezza di 2.90m.

E' presente in progetto, inoltre, un tombino di tipologia differente, il tombino TM13, costituito da un fosso di guardia trapezio in c.a.v. prefabbricato, sormontato da una copertura a "plotta" in c.a. gettato in opera e manufatti di sbocco ed imbocco in c.a. anch'essi gettati in opera.

Pertanto la presente relazione di calcolo prende in considerazione le analisi e verifiche dei manufatti 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 kN/m², e presenta diametro interno DN1500 e spessore di 16 mm.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

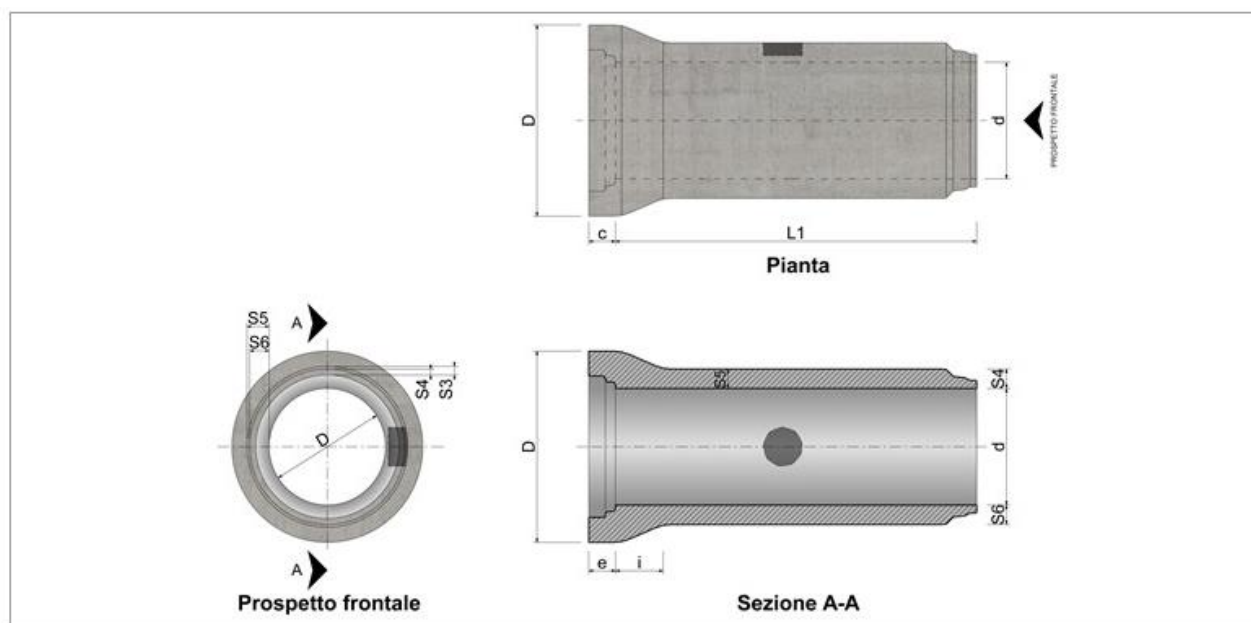


Figura 1 - Dimensioni caratteristiche del manufatto

I tombini idraulici relativi prevedono alle estremità pozzetti rettangolari in c.a. gettato in opera di dimensioni interne di dimensioni interne 3.80x2.10 m e 2.75x2.10 m, ed altezze esterne variabili tra circa un minimo di 2.00 m ed un massimo di 5.30 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 dimensioni maggiori ed altezza maggiore (TM12), pari a 5.30 m, i cui risultati sono estendibili agli altri di altezza inferiore.

Nel TM14 sono presenti anche un manufatto di imbocco in c.a. gettato in opera di dimensioni in pianta 6.90x2.70 ed altezza di 2.90m ed un manufatto di sbocco 6.60x2.70 di altezza di 2.70m. Essi sono costituiti da n.3 pareti, di cui due di altezza variabile, ed una platea di spessore pari a 30 cm.

Anche per i manufatti di imbocco/sbocco, ai fini dei calcoli viene analizzato il manufatto di dimensioni maggiori ed altezza maggiore, ed i risultati comprendono anche il caso del manufatto di dimensioni inferiori.

E' presente in progetto, inoltre, un tombino di tipologia differente, il tombino TM13, costituito da un fosso di guardia trapezio in c.a.v. prefabbricato, sormontato da una copertura a "plotta" in c.a. gettato in opera di forma rettangolare 2.10x7.60m di spessore pari a 20 cm, appoggiata lateralmente sul canale prefabbricato ed agli estremi su manufatti di sbocco ed imbocco in c.a. anch'essi gettati in opera.

I manufatti di imbocco e sbocco sono costituiti da muri controterra di altezza pari a 1.20m, spessi 40 cm, con sviluppo di circa 2.50m, con fondazione diretta a platea di spessore pari a 50 cm e larghezza di 1.00m.

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/mm²) per sottofondazione.
- Calcestruzzo di classe C32/40 (R_{ck} 40 N/mm²) per fondazione.
- Calcestruzzo di classe C32/40 (R_{ck} 40 N/mm²) per elevazione.
- Acciaio B450C per armature metalliche.

4.1 Calcestruzzo

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

giorni

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

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 Copriferri

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 (copriferro) 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.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Tabella C4.1.IV Copriferrì minimi in mm

C _{min}	C _o	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 _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C ≥ C _o	C _{min} ≤ C < C _o
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_{min} < C < C_o

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

PARETI

Ambiente ordinario - altri elementi (pareti) - C_{min} < C < C_o:

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 _{tk}	540	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a snervamento	f _{yk}	450	[N/mm ²]
Modulo elastico	E _s	210000	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo	f _{yd} = f _{yk} /1.15	391.3	[N/mm ²]

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	γ	18.00	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	35.00	[°]
Coesione	c	0.00	[kPa]

5.2 Terreno di fondazione

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

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Peso specifico	γ	18	[kN/m ³]
Angolo di attrito	ϕ	38.00	[°]
Coesione	c	0	[kPa]
Molle Winkler - pozzetto	k	73960.00	[kN/m ³]
Molle Winkler – manufatto imbocco	k	77370.00	[kN/m ³]

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

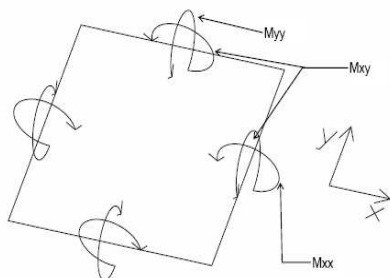
parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate e l'entità delle azioni, sia esplicitando i tabulati numerici con l'esito delle principali verifiche, i dati di input, le combinazioni di carico.

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} .

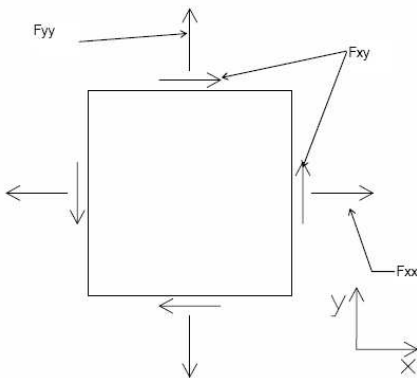


si definiscono:

- 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:

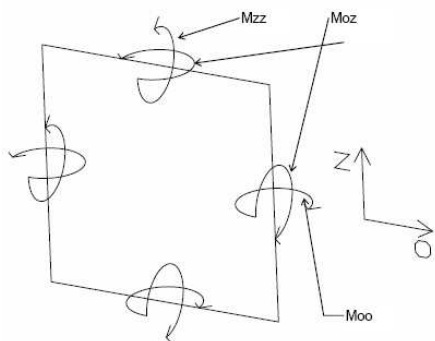
- F_{xx} : sforzo estensionale [$\text{Forza} / \text{Lunghezza}$] agente sul bordo di normale x (verso positivo indicato dalla freccia in figura che mette in trazione l'elemento);
- F_{yy} : sforzo estensionale [$\text{Forza} / \text{Lunghezza}$] agente sul bordo di normale all'asse y (verso positivo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

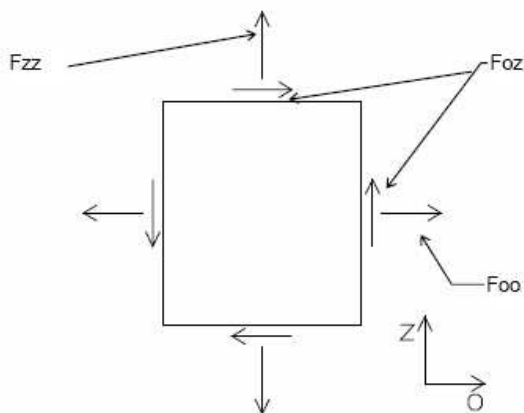
- V_x : taglio fuori piano [$\text{Forza} / \text{Lunghezza}$] applicato al bordo di normale parallela all'asse x (per il segno si veda l'immagine relativa ai tagli fuori piano nel sistema locale 1, 2, 3 riportata più avanti);
- V_y : taglio fuori piano [$\text{Forza} / \text{Lunghezza}$] applicato al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

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

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 θ 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;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α 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 ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);

- α_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 POZZETTO IN C.A.

7.1 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^3
- acqua 10 kN/m^3

I valori dei carichi sono riepilogati di seguito.

7.1.1 Parapetto

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Le azioni dovute al parapetto, alloggiato in testa alle pareti, sono valutate in accordo con quanto prescritto al par. 5.1.3.10 delle NTC2018, nel quale è scritto che i parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1.5 kN/m applicata al corrimano, che comporta una sollecitazione di momento flettente alla base del parapetto stesso. Oltre a tale azione si considera il peso proprio del parapetto.

I carichi e le sollecitazioni alla base del cordolo sono riepilogati di seguito:

$H = 1.5 \text{ kN/m}$, azione orizzontale applicata al corrimano

$N = 0.50 \text{ kN/m}$, peso del parapetto

$h = 1.00 \text{ m}$, altezza corrimano da base cordolo

7.1.2 Platea pozzetto

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Peso dell'acqua ($H_{\max} = 5.00 \text{ m}$)..... 50.00 kN/m^2

Carico permanente non strutturale totale G_{2k} 50.00 kN/m^2

7.1.3 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 ΔT_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 ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 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.

7.1.4 Spinta del terreno sulle pareti del pozzetto

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/m³ 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.

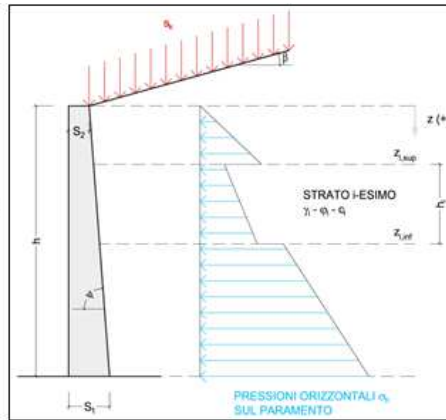
Nel calcolo delle spinte si è tenuto conto di un sovraccarico accidentale sul terreno di 20 kN/m².

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

γ_M	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
s_1	0,3	m	Spessore alla base
s_2	0,3	m	Spessore in testa
h_0	0,3	m	Altezza suola fondazione
h	5	m	Altezza paramento
β	0	°	Ang. terrapieno sull'orizzontale (>0 antiorario)
ψ	90	°	Ang. par. interna sull'orizzontale (>0 orario)
H	5,3	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 terre	Caratteristiche pendio

$a_{0,2}$	0,223	g	Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (riferita all'accel. di gravità g)
$F_{0,2}$	2,476		Fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
$T_{0,2}$	0,330	s	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
$C_{0,2}$	1,514		Coefficiente che modifica il valore del periodo $T_{0,2}$
$S_{0,2}$	1,369		Coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_{0,2}$	1,000		Coefficiente di amplificazione topografica
S	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)
$\beta_{0,2}$	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
θ_A	14,83	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso l'alto
θ_B	19,81	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso il basso

SOVRACCARICHI SUL RINTERRO

g_{1k}	g_{2k}	q_{1k}	
0	0	20	kN/m ²
s_{g1k}	s_{g2k}	s_{q1k}	
1	1	0,3	Coefficiente di riduzione della massa del sovraccarico

Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi

γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E	
1	1	1	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLE
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

γ_c	γ_a	γ_c	
1	1	1	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)

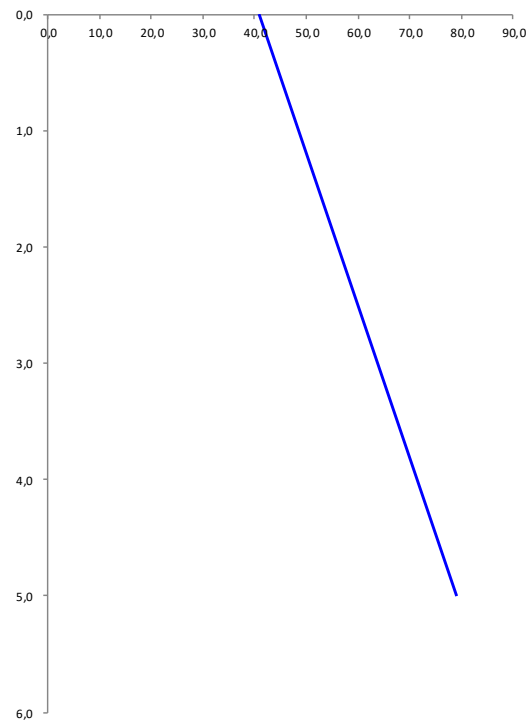
CARATTERISTICHE STRATI TERRENO

Strato	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)						
	z_{sup} [m]	z_{inf} [m]	h [m]	γ_k [kN/m ³]	ϕ_k [°]	δ_k [°]	c_k^* [kN/m ²]	γ_a [kN/m ³]	ϕ_a [°]	δ_a [°]	c_a^* [kN/m ²]	$k_{0,a}$ [-]	$k_{s,a}$ [-]	$k_{sa,a}$ [-]	$k_{sb,a}$ [-]	γ_c [kN/m ³]	ϕ_c [°]	δ_c [°]	c_c^* [kN/m ²]	$k_{0,c}$ [-]	$k_{s,c}$ [-]	$k_{sa,c}$ [-]	$k_{sb,c}$ [-]
1	0,00	5,00	5,00	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
2	5,00	5,00	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	5,00	5,00	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	5,00	5,00	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	5,00	5,00	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	5,00	5,00	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	5,00	5,00	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	5,00	5,00	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	5,00	5,00	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	5,00	5,00	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

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

PRESSIONI DI PROGETTO CONDIZIONI SISMICHE SLV

STRATO	z_{sup} / z_{inf} [m]	k_{rid} [-]	Tensione verticale illiostatica σ_{vd} [kN/m ²]	σ_{hd} Terreno [kN/m ²]	Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m ²]	Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m ²]	σ_{hd} Sovraccarichi variabili [kN/m ²]	Pressione della forza d'inerzia agente sul paramento [kN/m ²]	Pressione dell'incremento sismico di spinta [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi variabili [kN/m ²]	Pressione orizzontale totale di progetto $\sigma_{hd,tot}$ [kN/m ²]
1	0,00	0,43	0,0	0,00	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	40,72
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
2	5,00	0,43	90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
3	5,00	0,43	90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
4	5,00	0,43	90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
5	5,00	0,43	90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
6	5,00	0,43	90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
7	5,00	0,43	90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
8	5,00	0,43	90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
9	5,00	0,43	90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
10	5,00	0,43	90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09
	5,00		90,0	38,38	0,00	0,00	8,53	2,29	29,12	0,00	0,00	0,78	79,09



7.1.5 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.

7.1.5.1 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:

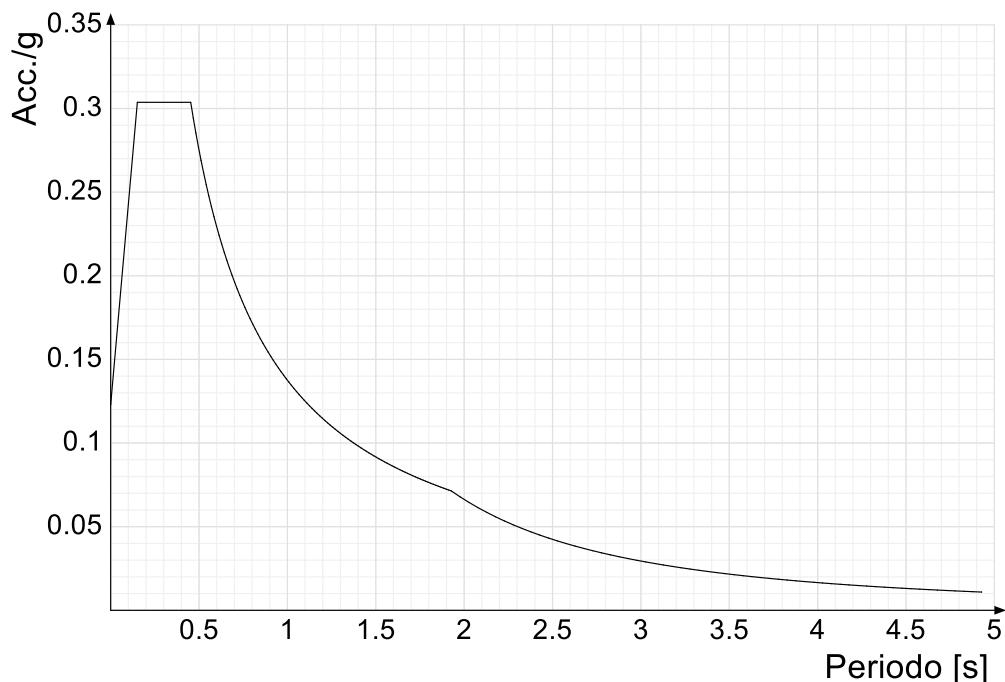
$$q_{ND} = 2/3 \times 1.5 = 1.0$$

Pertanto gli spettri di progetto coincidono con quelli elastici.

7.1.5.2 Spettri di risposta

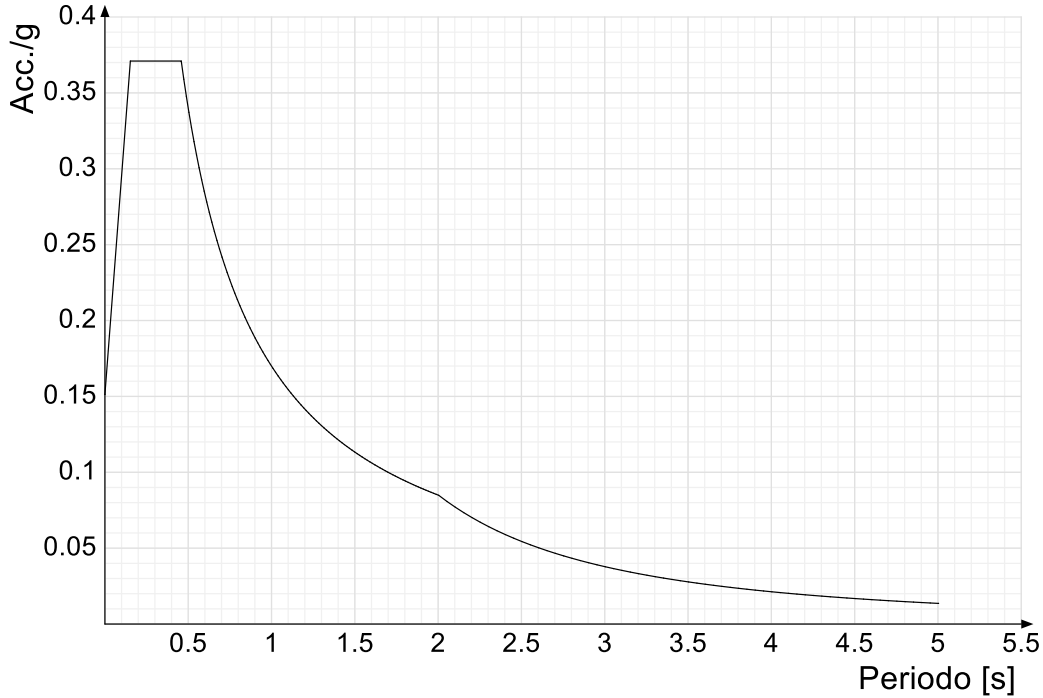
Si riportano di seguito gli spettri di risposta elastici e di progetto della componente orizzontale per ciascuno stato limite considerato.

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

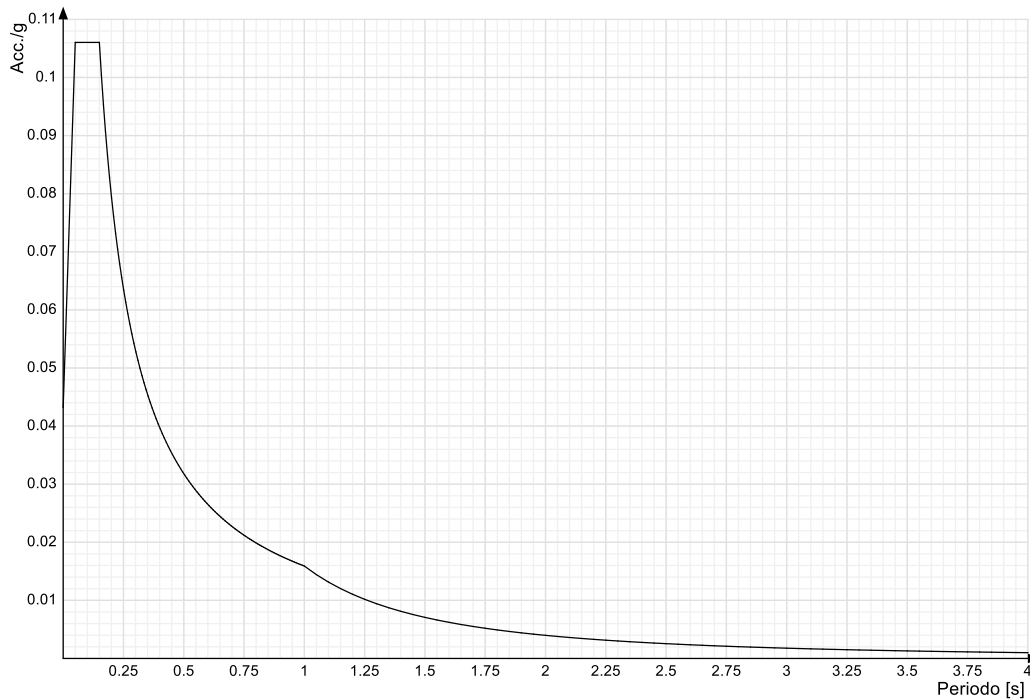


RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

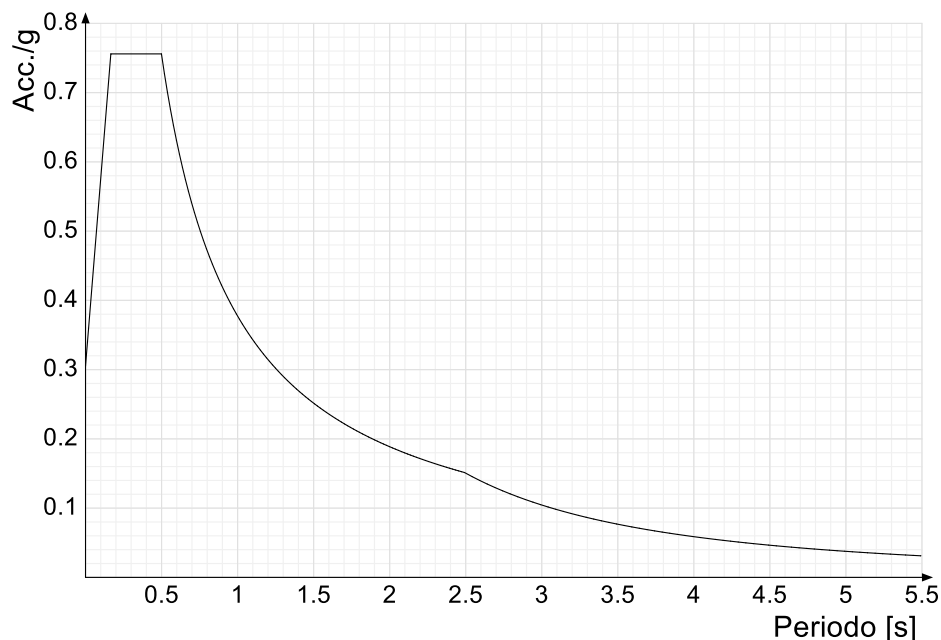
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



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]



7.2 Condizioni e combinazioni di carico

7.2.1 Condizioni di carico

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

Descrizione	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_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
ΔT	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				

7.2.2 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:

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

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

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{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	ΔT
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

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
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
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

Nome	Nome breve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
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
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

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Nome	Nome breve	X SLV	Y SLV	Z SLV	EY SLV	EX SLV	Tr x SLV	Tr y SLV	Tr z SLV
16	SLV 16	1	0.3	0	1	-0.3	1	0.3	0

7.3 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/m²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [kN/m²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

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/m²]

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/m²]

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/m²]

σamm.: tensione ammissibile. [kN/m²]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

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	σamm.	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.)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	
Vn	50	
Classe d'uso	IV	
Vr	100	
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	0	[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	0.5	
Edificio esistente	No	
Altezza costruzione	5	[m]
T1,x	0.09848	[s]
T1,y	0.15479	[s]
λ SLO,x	1	
λ SLO,y	1	
λ SLD,x	1	
λ SLD,y	1	
λ SLV,x	1	
λ 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	

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

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
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 verticale 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.)
γ_s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15
γ_c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione rara	0.6
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione quasi permanente	0.45
Limite σ_f/f_{yk} in combinazione rara	0.8
Coefficiente di riduzione della τ 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
γ_s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15
γ_c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione rara	0.6
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione quasi permanente	0.45
Limite σ_f/f_{yk} in combinazione rara	0.8
Coefficiente di riduzione della τ 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

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

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]
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/m²]

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

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
TERRENO FONDAZIONE	Pesi strutturali	30	Verticale
	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

2.2.5 Definizioni di carichi lineari

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.

Fx i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [kN/m]

Fx f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [kN/m]

Fy i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [kN/m]

Fy f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [kN/m]

Fz i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [kN/m]

Fz f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [kN/m]

Mx i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [kN]

Mx f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [kN]

My i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [kN]

My f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [kN]

Mz i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [kN]

Mz f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [kN]

Nome	Condizione	Valori											
		Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
	Descrizione												
Parapetto X	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanententi portati	1.5	1.5	0	0	-0.5	-0.5	0	0	1.5	1.5	0	0
	Sovr accidentale terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Parapetto Y+	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanententi portati	0	0	1.5	1.5	-0.5	-0.5	1.5	1.5	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Parapetto Y-	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanententi portati	0	0	-1.5	-1.5	-0.5	-0.5	-1.5	-1.5	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2.2.6 Definizioni di carichi termici

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

ΔT faccia interna: variazione di temperatura della faccia interna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

ΔT faccia esterna: variazione di temperatura della faccia esterna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

Nome	ΔT faccia interna	ΔT 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/m²]

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

Valore f.: valore del carico pressorio alla quota finale. [kN/m²]

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

Nome	Condizione Descrizione	Valori			
		Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
Spinta pareti normale X+	Pesi strutturali	38.38	0	0	5
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	5
	Sisma terreno X sx	29.12	0	29.12	5
	Sisma terreno X dx	0	0	0	3
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale X-	Pesi strutturali	38.38	0	0	5
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	5
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	29.12	0	29.12	5
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale Y+	Pesi strutturali	38.38	0	0	5
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	5
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	29.12	0	29.12	5
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale Y-	Pesi strutturali	38.38	0	0	5
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale terreno	8.53	0	8.53	5
	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	29.12	0	29.12	5

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	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

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

7.3.1 Rappresentazione grafica modello input

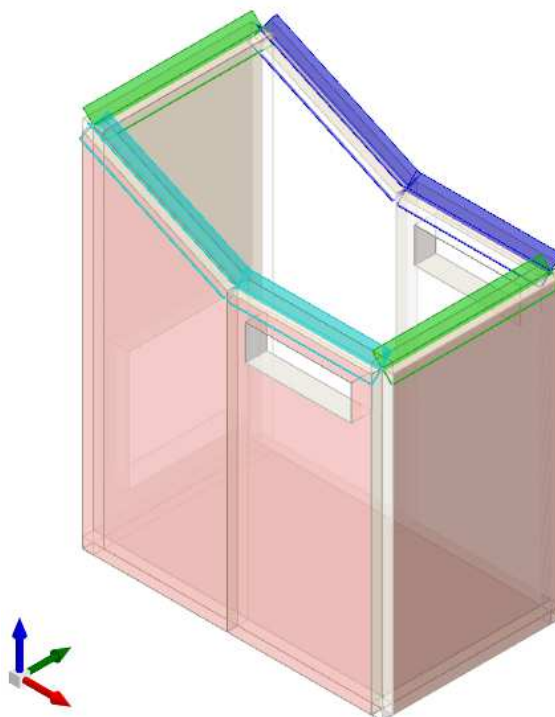


Figura 2 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo

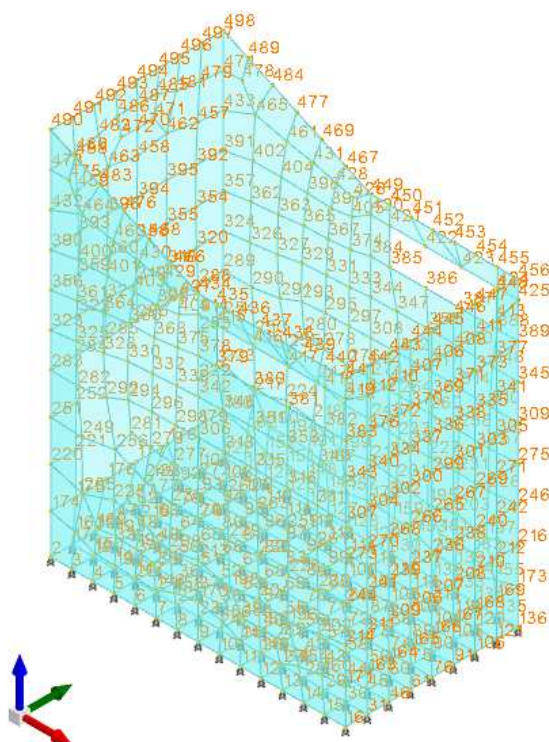


Figura 3 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo – Numerazione NODI

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

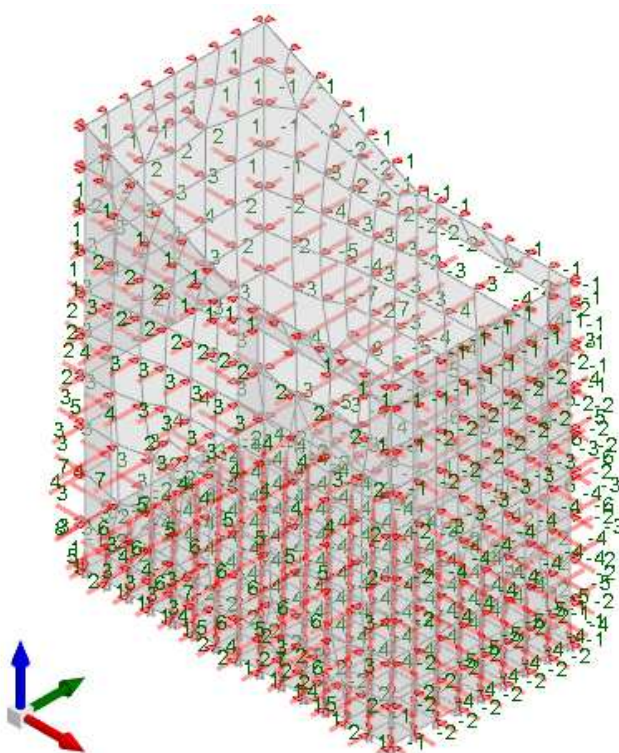


Figura 4 - Condizione permanenti strutturali

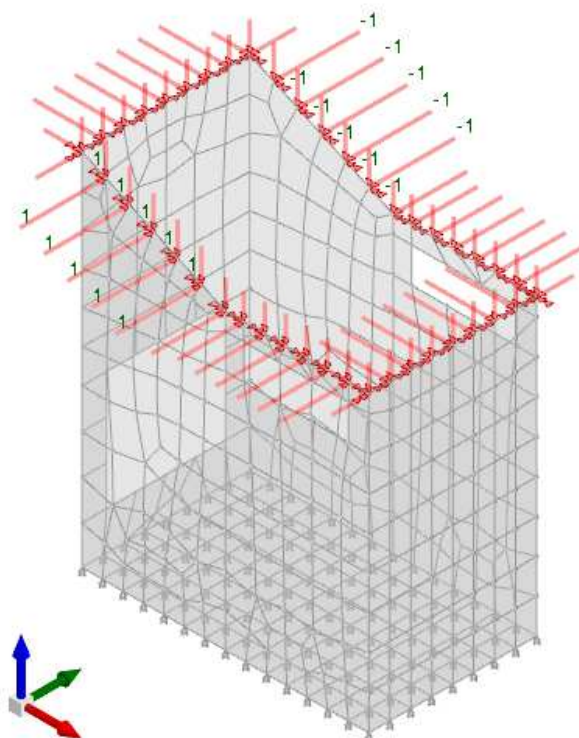


Figura 5 - Condizione permanenti NON strutturali

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

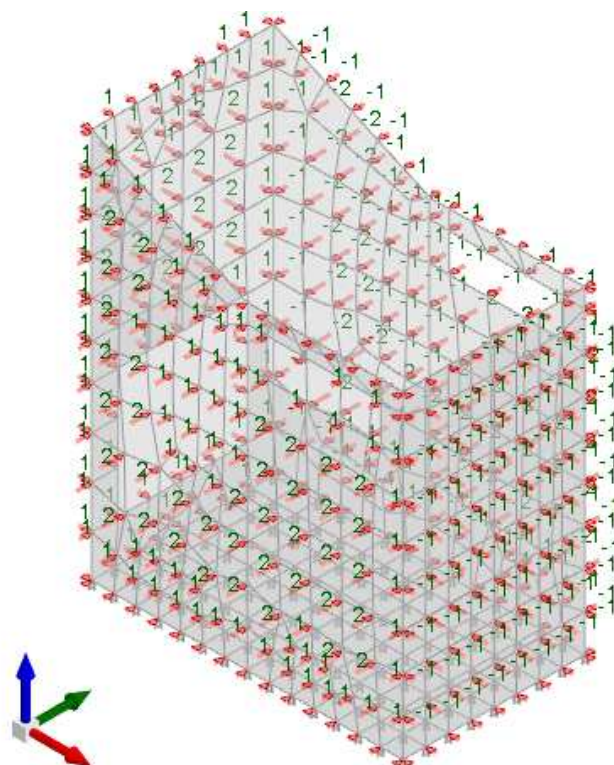


Figura 6 - Condizione Spinta Sovraccarico accidentale

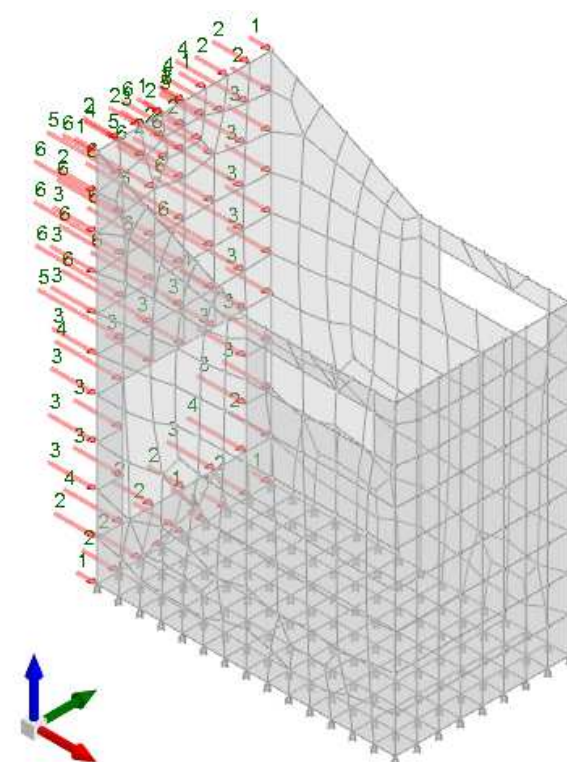


Figura 7 - Condizione sisma terreno X+

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

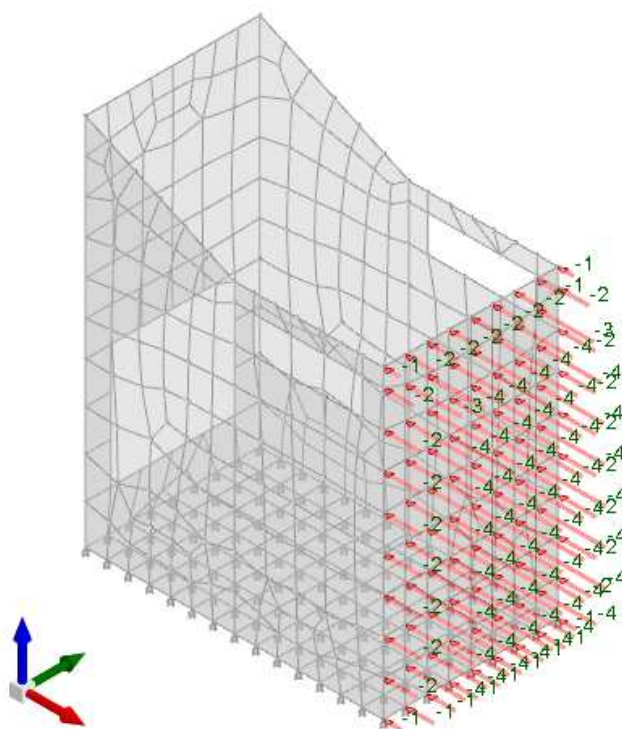


Figura 8 - Condizione sisma terreno X-

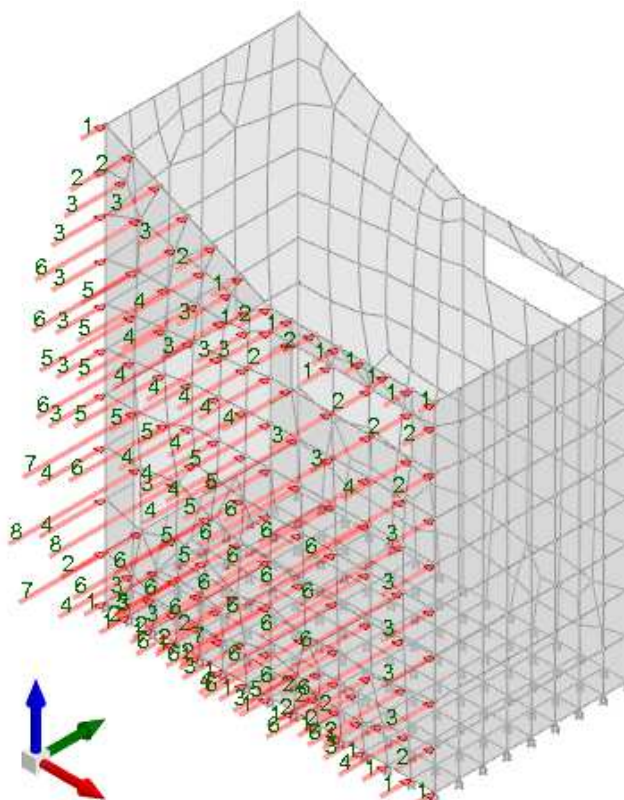


Figura 9 - Condizione sisma terreno Y+

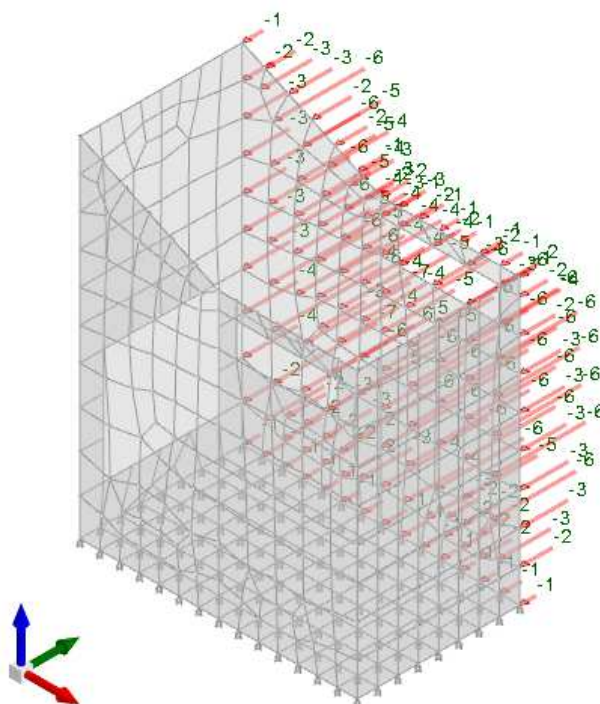


Figura 10 - Condizione sisma terreno Y-

7.4 Modellazione: output

7.4.1 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 DN1500

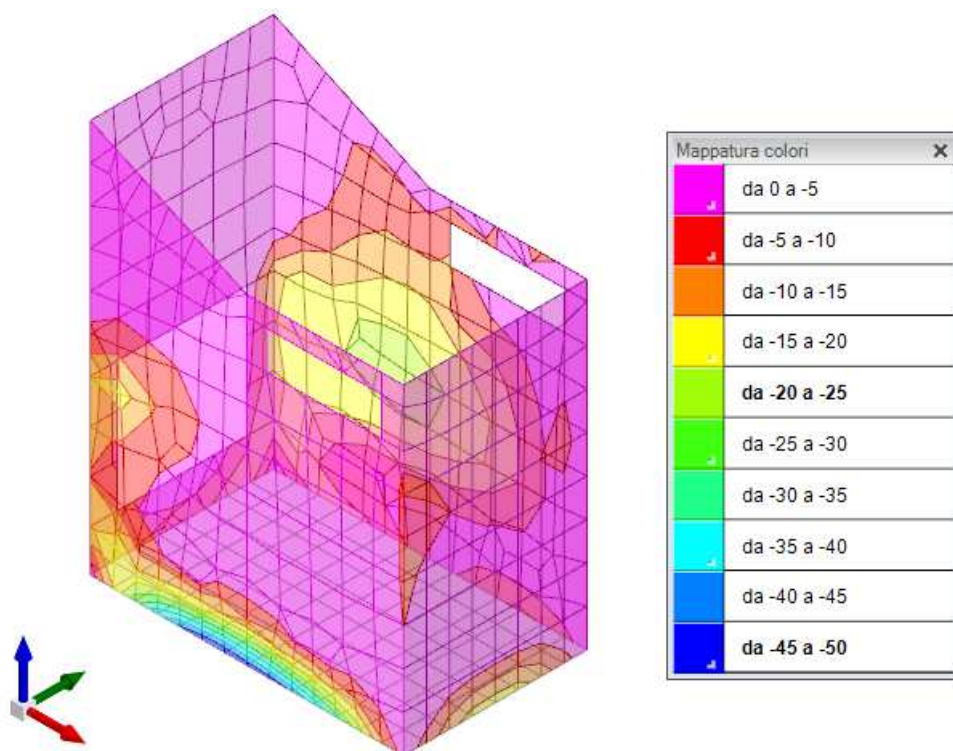


Figura 11 – Sollecitazione momento flettente M_{zz} (involuppo SLU, SLV)

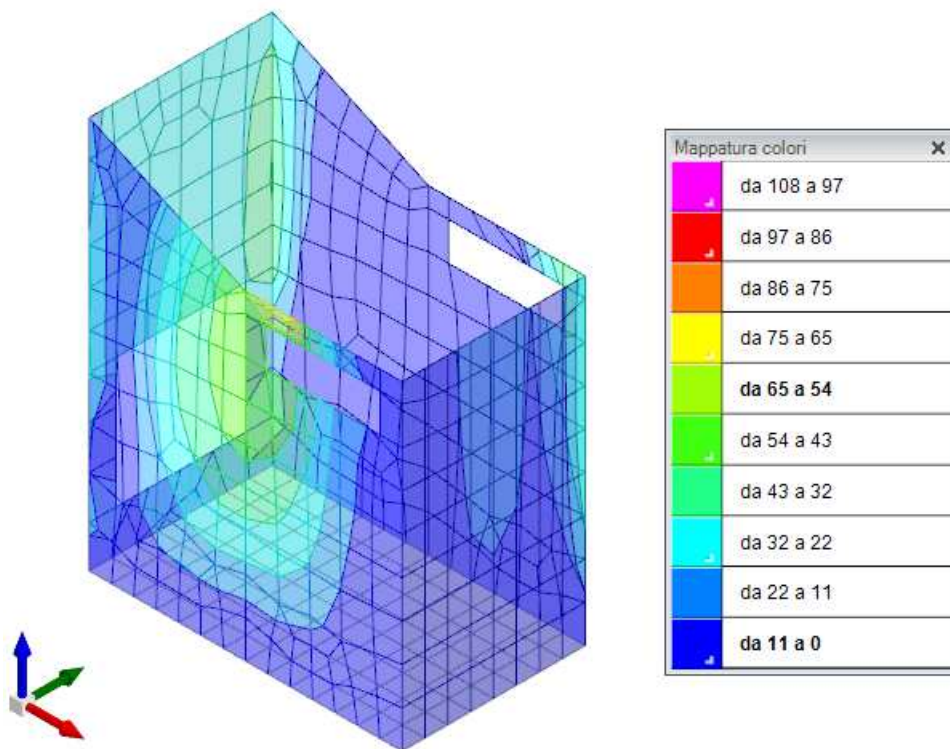


Figura 12 - Sollecitazione momento flettente M_{oo} (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

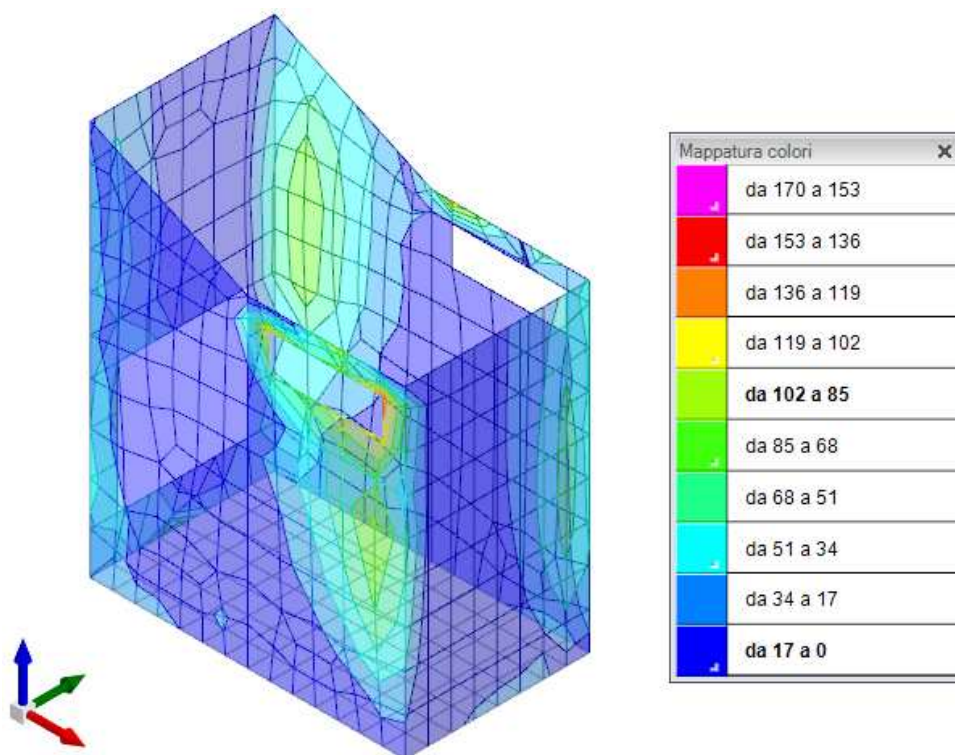


Figura 13 – Sollecitazioni di taglio V_o (involuppo SLU, SLV)

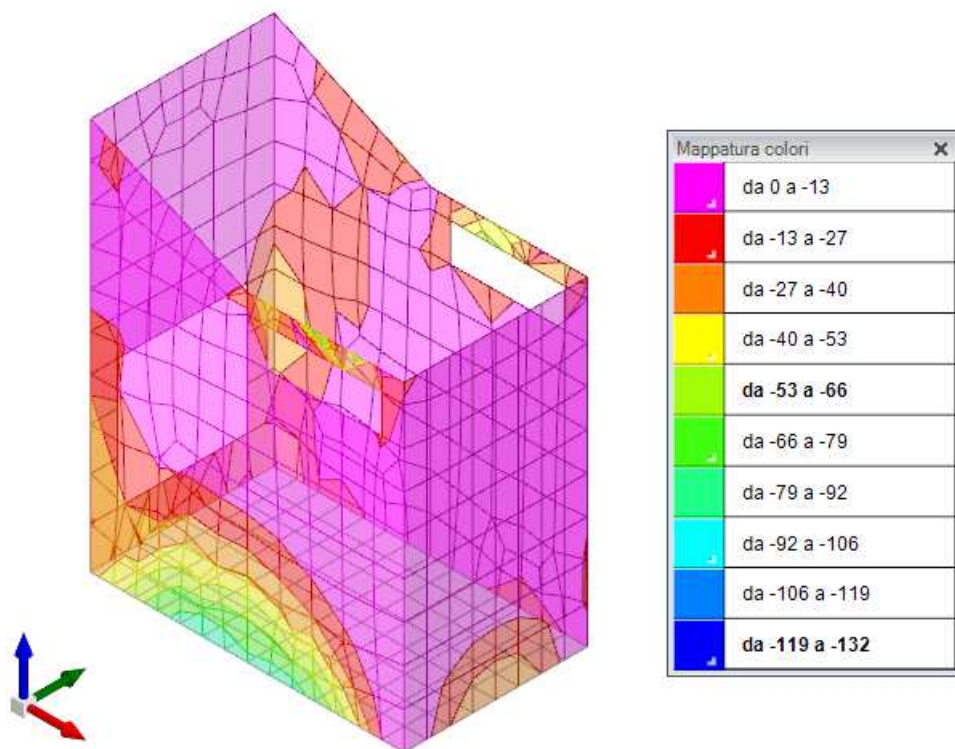


Figura 14 - Sollecitazioni di taglio V_z (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

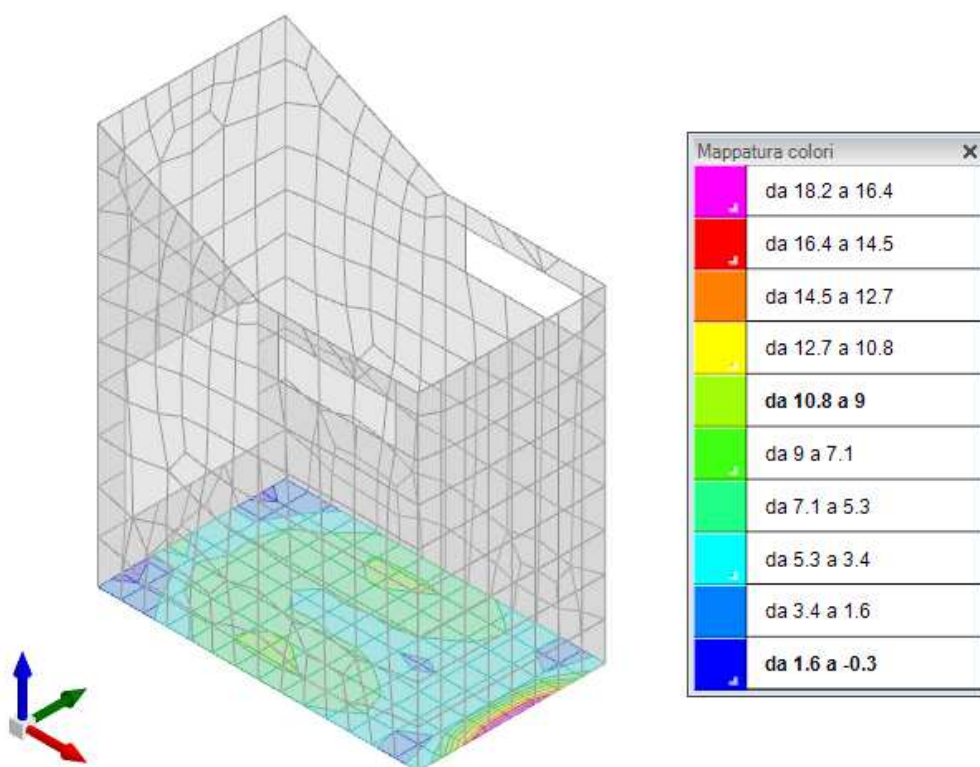


Figura 15 – Sollecitazione momento flettente M_{xx} (involuppo SLU, SLV)

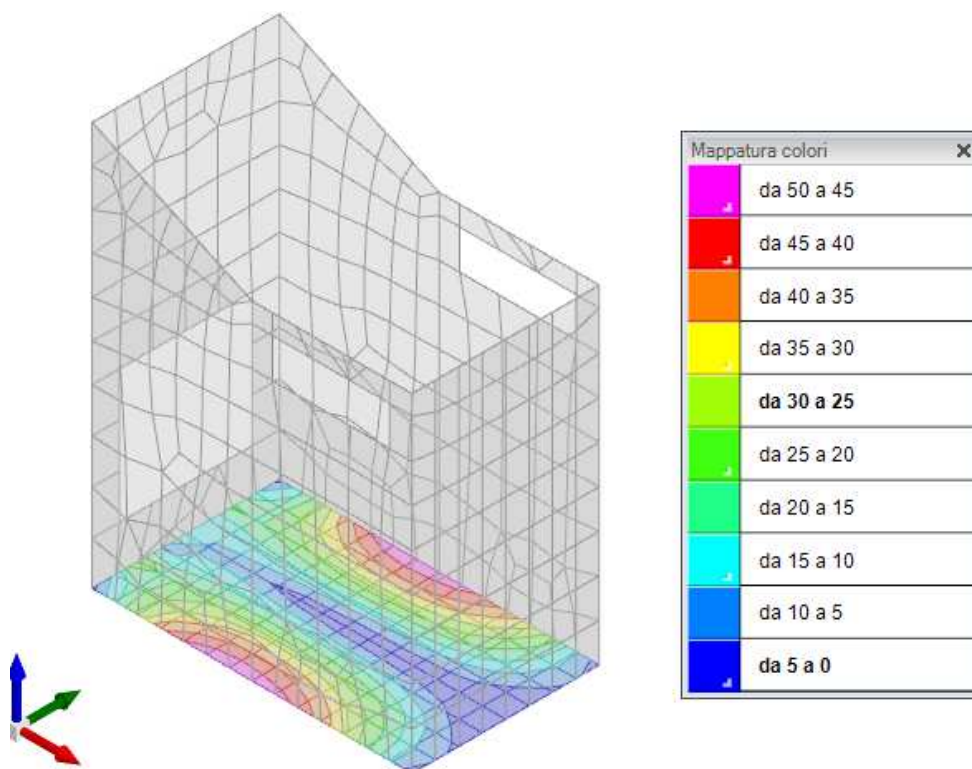


Figura 16 - Sollecitazione momento flettente M_{yy} (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

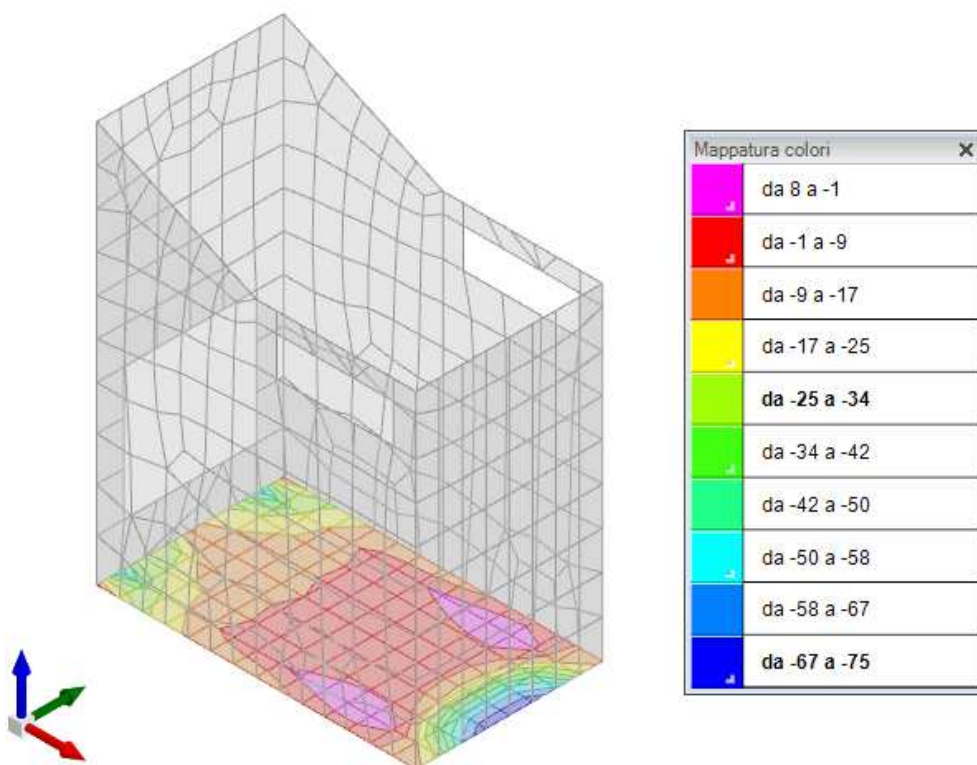


Figura 17 – Sollecitazioni di taglio V_x (involuppo SLU, SLV)

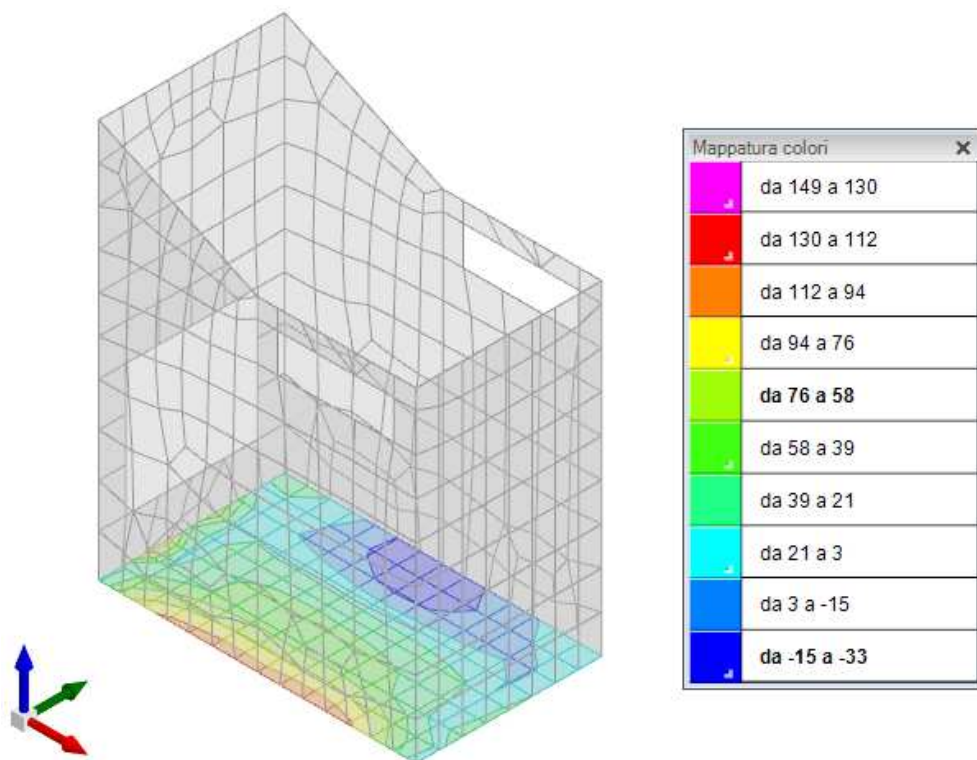


Figura 18 - Sollecitazioni di taglio V_y (involuppo SLU, SLV)

7.5 Verifiche strutturali

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

7.5.1 Verifiche pareti

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

- Armatura verticale: 1+1 Φ 20/20
- Armatura orizzontale: 1+1 Φ 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]

Vrzd: 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(θ): cotangente dell'angolo dei puntoni rispetto all'asse.

Asl: area armatura longitudinale. [m²]

Sezione fessurata: sezione fessurata.

σ_c : tensione del calcestruzzo. [kN/m²]

$\sigma_{climite}$: tensione limite del calcestruzzo. [kN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σ_f : tensione dell'armatura. [kN/m²]

$\sigma_{flimite}$: tensione limite dell'armatura. [kN/m²]

Parete 1

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 2	4.05	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
376 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
377 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
340 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0872	0.0872	0.058	0.058
341 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0872	0.0872	0.058	0.058
412 Prosp.A	Verticale	0.8535	0.3	0.0932	0.0932	0.0585	0.0585
304 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
305 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.089	0.089	0.058	0.058
442 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0576	0.0576	0.0588	0.0588
448 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0576	0.0576	0.0588	0.0588
413 Prosp.A	Verticale	0.8535	0.3	0.0932	0.0932	0.0585	0.0585

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
376 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-39.376	-103.36	-107.9291	-283.31	2.741	Si
377 Prosp.A	Verticale	SLV 9	-39.3341	-103.42	-107.9959	-283.95	2.7456	Si
340 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-38.4819	-108.13	-108.9724	-306.21	2.8318	Si
341 Prosp.A	Verticale	SLV 9	-38.4416	-108.3	-109.0886	-307.32	2.8378	Si
412 Prosp.A	Verticale	SLV 11	-33.8922	-76.77	-104.2961	-236.25	3.0773	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
376 Prosp.A	Verticale	SLD 11	-32.8293	-97.09	-113.4653	-335.56	3.4562	Si
377 Prosp.A	Verticale	SLD 9	-32.7793	-97.12	-113.5653	-336.49	3.4645	Si
340 Prosp.A	Verticale	SLD 11	-32.7371	-102.76	-114.629	-359.8	3.5015	Si
341 Prosp.A	Verticale	SLD 9	-32.6923	-102.9	-114.7863	-361.28	3.5111	Si
412 Prosp.A	Verticale	SLD 11	-27.9144	-70.31	-108.0279	-272.1	3.87	Si

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

Descrizione	Dir.	d	b/w	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
270 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLV 3	68.58	-71.58	15.7272	137.39	715.43	0	137.39	2.5	0.000890 3	2.0034	Si
271 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLV 1	68.53	-71.85	-15.7	137.43	715.47	0	137.43	2.5	0.000890 3	2.0054	Si
304 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLV 3	67.9	-67.93	16.9894	136.95	714.98	0	136.95	2.5	0.000890 3	2.0169	Si
305 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLV 1	67.85	68.03	16.9673	136.97	714.99	0	136.97	2.5	0.000890 3	2.0186	Si
241 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLV 3	65.68	-68.07	12.7879	136.97	714.99	0	136.97	2.5	0.000890 3	2.0855	Si

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

Descrizione	Dir.	d	b/w	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
270 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLD 7	71.7 3	-109.0 4	-28.067 9	141.9 3	720.1 2	0	141.9 3	2.5	0.000890 3	1.978 6	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Descrizione	Dir.	d	b w	Armatura a taglio	Asw/ s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrs d	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
271 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLD 5	-71.6 5	-109.4 2	-28.021	141.9 7	720.1 7	0	141.9 7	2.5	0.000890 3	1.981 4	Si
304 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLD 7	70.8 5	-107.7 9	-31.358 4	141.7 8	719.9 7	0	141.7 8	2.5	0.000890 3	2.001	Si
305 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLD 5	-70.7 7	-107.9 6	-31.314 2	141.8	719.9 9	0	141.8	2.5	0.000890 3	2.003 6	Si
241 Prosp.A	Verticale	0.24 2	1	Non necessari	0	SLD 7	68.5 2	-99.44	-22.483 7	140.7 7	718.9 2	0	140.7 7	2.5	0.000890 3	2.054 3	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
304 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-12.225	-46.92	No	-884	14940	15	16.8965	Si
305 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-12.2081	-47.01	No	-883	14940	15	16.911	Si
340 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-12.3266	-42.81	No	-879	14940	15	16.9889	Si
341 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-12.3096	-42.85	No	-878	14940	15	17.0064	Si
340 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-15.7963	-54.36	No	-1125	19920	15	17.7005	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
442 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-7.3825	-13.79	No	6794	360000	15	52.9914	Si
448 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-7.3672	-13.8	No	6776	360000	15	53.132	Si
412 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-12.7374	-30.72	No	6536	360000	15	55.0782	Si
413 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-12.712	-30.69	No	6521	360000	15	55.2051	Si
340 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-15.8001	-53.23	No	6374	360000	15	56.4772	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 2	4.05	0
L3	Piano 1	5	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
455 Prosp.A	Verticale	0.25	0.3	0.0173	0.0173	0.058	0.058
467 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0383	0.0383	0.0776	0.0776
426 Prosp.A	Verticale	0.7847	0.3	0.0748	0.0748	0.066	0.066
467 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.0099	0.0099	0.099	0.099
405 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0955	0.0955	0.0646	0.0646
384 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0889	0.0889	0.058	0.058
450 Prosp.A	Verticale	0.25	0.3	0.0515	0.0515	0.0592	0.0592
451 Prosp.A	Verticale	0.25	0.3	0.0515	0.0515	0.0592	0.0592
347 Prosp.A	Verticale	0.9849	0.3	0.1118	0.1118	0.0586	0.0586
385 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0716	0.0716	0.0589	0.0589
344 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0958	0.0958	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
455 Prosp.A	Verticale	SLV 5	15.024	-10.25	16.41	-11.2	1.0923	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	MRd	NRd	c.s.	Verifica
467 Prosp.A	Verticale	SLV 5	-26.1538	-21.75	-31.6076	-26.29	1.2085	Si
426 Prosp.A	Verticale	SLV 5	-43.1118	-36.33	-66.5118	-56.05	1.5428	Si
467 Prosp.A	Orizzontale	SLV 5	-6.1385	-3.84	-9.5052	-5.95	1.5485	Si
405 Prosp.A	Verticale	SLV 5	-53.2846	-48.08	-86.5636	-78.1	1.6246	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
455 Prosp.A	Verticale	SLD 5	13.8063	-19.57	18.0776	-25.63	1.3094	Si
467 Prosp.A	Verticale	SLD 5	-22.3901	-35.85	-34.8673	-55.82	1.5573	Si
426 Prosp.A	Verticale	SLD 5	-37.4937	-57.31	-72.4755	-110.78	1.933	Si
384 Prosp.A	Verticale	SLD 5	-47.0238	-74.87	-93.21	-148.41	1.9822	Si
405 Prosp.A	Verticale	SLD 5	-46.4771	-73.35	-94.2682	-148.77	2.0283	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
326 Prosp.A	Verticale	0.24	1	Non necessari	0	SLV 9	-93.04	-29.33	8.3241	136.5	710.14	0	136.5	2.5	0.0010053	1.4671	Si
388 Prosp.A	Verticale	0.24	0.5	Non necessari	0	SLV 5	44.37	-22.35	15.2385	67.06	356.03	0	67.06	2.5	0.0003457	1.5114	Si
348 Prosp.A	Verticale	0.24	0.98	Non necessari	0	SLV 5	88.12	-64.32	33.7852	134.53	703.61	0	134.53	2.5	0.0008042	1.5267	Si
455 Prosp.A	Verticale	0.24	0.25	Non necessari	0	SLV 9	20.98	-8.48	14.638	33.21	177.68	0	33.21	2.5	0.0001728	1.5829	Si
387 Prosp.A	Verticale	0.24	0.5	Non necessari	0	SLV 5	48.11	-32.31	-9.4644	77.83	356.04	0	77.83	2.5	0.0006947	1.6177	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
326 Prosp.A	Verticale	0.24	1	Non necessari	0	SLD 9	-93.46	-47.87	11.4791	138.75	712.47	0	138.75	2.5	0.0010053	1.4846	Si
348 Prosp.A	Verticale	0.24	0.98	Non necessari	0	SLD 5	84.22	-85.99	32.3365	137.15	706.32	0	137.15	2.5	0.0008042	1.6286	Si
388 Prosp.A	Verticale	0.24	0.5	Non necessari	0	SLD 5	41.22	-31.54	15.3551	68.18	357.18	0	68.18	2.5	0.0003457	1.654	Si
387 Prosp.A	Verticale	0.24	0.5	Non necessari	0	SLD 5	45.88	-43.82	-7.1453	79.22	357.47	0	79.22	2.5	0.0006947	1.7266	Si
362 Prosp.A	Verticale	0.24	1	Non necessari	0	SLD 9	-78.25	-54.15	14.2536	139.5	713.25	0	139.5	2.5	0.0010053	1.7827	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
450 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-9.7248	-6.65	No	-2188	19920	15	9.1047	Si
450 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-7.3856	-2.46	No	-1633	14940	15	9.1488	Si
451 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-8.3258	-6.39	No	-1881	19920	15	10.5911	Si
451 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-6.3088	-2.84	No	-1403	14940	15	10.6478	Si
347 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	-21.1605	-25.73	No	-1350	14940	15	11.0702	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
-------------	------	-------	-----	-----	-------------------	----	-----------	-------	------	----------

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	of	of limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
450 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-9.7223	-6.46	No	18376	360000	15	19.5906	Si
451 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-8.3238	-6.25	No	15613	360000	15	23.0572	Si
347 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-27.0222	-36.85	No	13257	360000	15	27.156	Si
385 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-13.1104	-16.61	No	12427	360000	15	28.9681	Si
344 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-24.0704	-28.79	No	12009	360000	15	29.9771	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 2	4.05	0
L3	Piano 1	5	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
440 Prosp.A	Verticale	0.25	0.3	0.0173	0.0173	0.058	0.058
466 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0383	0.0383	0.0776	0.0776
466 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.0099	0.0099	0.099	0.099
427 Prosp.A	Verticale	0.7769	0.3	0.075	0.075	0.0661	0.0661
409 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0957	0.0957	0.0646	0.0646
378 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0889	0.0889	0.058	0.058
435 Prosp.A	Verticale	0.25	0.3	0.0515	0.0515	0.0592	0.0592
436 Prosp.A	Verticale	0.25	0.3	0.0515	0.0515	0.0592	0.0592
346 Prosp.A	Verticale	0.9851	0.3	0.1118	0.1118	0.0586	0.0586
379 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0716	0.0716	0.0589	0.0589
342 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0958	0.0958	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
440 Prosp.A	Verticale	SLV 7	-15.0965	-10.3	-16.4089	-11.19	1.0869	Si
466 Prosp.A	Verticale	SLV 7	26.1801	-21.67	31.5937	-26.16	1.2068	Si
466 Prosp.A	Orizzontale	SLV 7	6.3496	-3.82	9.4753	-5.7	1.4923	Si
427 Prosp.A	Verticale	SLV 7	42.5972	-35.79	66.5592	-55.93	1.5625	Si
409 Prosp.A	Verticale	SLV 7	53.2916	-47.71	86.6292	-77.56	1.6256	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
440 Prosp.A	Verticale	SLD 7	-13.8808	-19.6	-18.063	-25.51	1.3013	Si
466 Prosp.A	Verticale	SLD 7	22.4246	-35.79	34.8451	-55.61	1.5539	Si
427 Prosp.A	Verticale	SLD 7	37.0531	-56.56	72.5169	-110.7	1.9571	Si
378 Prosp.A	Verticale	SLD 7	47.1184	-74.85	93.1657	-148	1.9773	Si
409 Prosp.A	Verticale	SLD 7	46.4684	-73.12	94.3592	-148.47	2.0306	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
325 Prosp.A	Verticale	0.24	1	Non necessari	0	SLV 11	93.5	-29.49	-9.564	136.42	710.16	0	136.42	2.5	0.0010029	1.4589	Si
382 Prosp.A	Verticale	0.24	0.5	Non necessari	0	SLV 7	-44.42	-22.37	-15.2711	67.07	356.04	0	67.07	2.5	0.0003457	1.51	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
349 Prosp.A	Verticale	0.242	0.983	Non necessari	0	SLV 7	-87.88	-64.38	-32.7463	134.27	702.19	0	134.27	2.5	0.0008042	1.5279	Si
440 Prosp.A	Verticale	0.242	0.25	Non necessari	0	SLV 11	-20.87	-8.49	-14.7065	33.21	177.68	0	33.21	2.5	0.0001728	1.5911	Si
381 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessari	0	SLV 7	-47.46	-32.66	9.1726	77.88	356.08	0	77.88	2.5	0.0006947	1.6409	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
325 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessari	0	SLD 11	93.84	-48.16	-12.7605	138.67	712.5	0	138.67	2.5	0.0010029	1.4778	Si
349 Prosp.A	Verticale	0.242	0.983	Non necessari	0	SLD 7	-84.01	86.02	-31.3703	136.89	704.9	0	136.89	2.5	0.0008042	1.6295	Si
382 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessari	0	SLD 7	-41.31	31.65	-15.3586	68.2	357.2	0	68.2	2.5	0.0003457	1.6508	Si
381 Prosp.A	Verticale	0.241	0.5	Non necessari	0	SLD 7	-45.25	44.08	6.9087	79.25	357.51	0	79.25	2.5	0.0006947	1.7513	Si
361 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessari	0	SLD 11	79.13	-54.13	-15.3432	139.5	713.25	0	139.5	2.5	0.0010053	1.7629	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
435 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	9.7426	-6.66	No	-2192	19920	15	9.088	Si
435 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	7.3981	-2.47	No	-1636	14940	15	9.1331	Si
436 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	8.3591	-6.38	No	-1888	19920	15	10.5509	Si
436 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	6.3311	-2.83	No	-1408	14940	15	10.6118	Si
346 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	21.3496	-25.6	No	-1360	14940	15	10.9827	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
435 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	9.7401	-6.47	No	18410	360000	15	19.5546	Si
436 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	8.3571	-6.25	No	15681	360000	15	22.9581	Si
346 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	27.2703	-36.67	No	13400	360000	15	26.8664	Si
379 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	13.169	-16.56	No	12494	360000	15	28.8142	Si
342 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	24.0558	-28.78	No	12001	360000	15	29.9964	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 2	4.05	0
L3	Piano 1	5	0

Verifiche nei nodi
Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
174 Prosp.A	Orizzontale	0.35	0.3	0.0525	0.0525	0.0824	0.0824

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
497 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0534	0.0534	0.058	0.058
491 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0534	0.0534	0.058	0.058
479 Prosp.A	Verticale	0.9534	0.3	0.0951	0.0951	0.058	0.058
179 Prosp.A	Verticale	0.4	0.3	0.0398	0.0398	0.058	0.058
223 Prosp.A	Orizzontale	0.35	0.3	0.0628	0.0628	0.0824	0.0824
222 Prosp.A	Orizzontale	0.35	0.3	0.0628	0.0628	0.0824	0.0824
221 Prosp.A	Orizzontale	0.35	0.3	0.0628	0.0628	0.0824	0.0824
220 Prosp.A	Orizzontale	0.35	0.3	0.0628	0.0628	0.0824	0.0824
322 Prosp.A	Verticale	0.9771	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
320 Prosp.A	Verticale	0.9648	0.3	0.1005	0.1005	0.058	0.058
288 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0597	0.0597	0.058	0.058
480 Prosp.A	Verticale	0.9485	0.3	0.0959	0.0959	0.058	0.058
457 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
174 Prosp.A	Orizzontale	SLV 9	-3.5549	76.93	-11.7227	253.7	3.2977	Si
497 Prosp.A	Verticale	SLV 5	14.3658	-16.4	51.9896	-59.36	3.619	Si
491 Prosp.A	Verticale	SLV 7	14.3554	-16.41	52.0012	-59.46	3.6224	Si
479 Prosp.A	Verticale	SLV 5	27.7774	-50.43	101.5787	-184.4	3.6569	Si
179 Prosp.A	Verticale	SLV 7	5.8276	29.42	21.3526	107.79	3.664	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
223 Prosp.A	Orizzontale	SLD 15	7.1208	55.03	25.7367	198.91	3.6143	Si
222 Prosp.A	Orizzontale	SLD 15	7.1208	55.03	25.7367	198.91	3.6143	Si
221 Prosp.A	Orizzontale	SLD 13	7.0854	54.75	25.7398	198.89	3.6328	Si
220 Prosp.A	Orizzontale	SLD 13	7.0854	54.75	25.7398	198.89	3.6328	Si
497 Prosp.A	Verticale	SLD 5	12.662	-14.29	51.9053	-58.58	4.0993	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
322 Prosp.A	Verticale	0.242	0.977	Non necessari	0	SLV 13	-46	-128.61	19.7372	146.48	706.39	0	146.48	2.5	0.0010053	3.184	Si
320 Prosp.A	Verticale	0.242	0.965	Non necessari	0	SLV 15	45.52	-127.49	19.285	145.24	697.55	0	145.24	2.5	0.0010053	3.1905	Si
392 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessari	0	SLV 13	40.96	-47.45	12.0802	138.69	712.41	0	138.69	2.5	0.0010053	3.3863	Si
393 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessari	0	SLV 15	-40.74	-47.2	11.9836	138.66	712.38	0	138.66	2.5	0.0010053	3.4037	Si
179 Prosp.A	Verticale	0.242	0.4	Non necessari	0	SLV 11	15.4	19.75	5.9216	53	282.59	0	53	2.5	0.0003979	3.4421	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
322 Prosp.A	Verticale	0.242	0.977	Non necessari	0	SLD 13	-44.92	-191.1	34.0059	154.04	714.21	0	154.04	2.5	0.0010053	3.4288	Si
320 Prosp.A	Verticale	0.242	0.965	Non necessari	0	SLD 15	44.52	-189.36	33.4833	152.72	705.29	0	152.72	2.5	0.0010053	3.4302	Si
392 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessari	0	SLD 13	40.48	-82.28	26.5332	142.91	716.77	0	142.91	2.5	0.0010053	3.53	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
393 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessari	0	SLD 15	-40.27	-81.95	26.3605	142.87	716.73	0	142.87	2.5	0.0010053	3.548	Si
284 Prosp.A	Verticale	0.242	0.5	Non necessari	0	SLD 9	-22.59	-97.55	16.5743	82.2	365.45	0	82.2	2.5	0.0005969	3.639	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
322 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	14.0593	-74.98	No	-1091	14940	15	13.6889	Si
320 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	13.8777	-74.31	No	-1091	14940	15	13.699	Si
322 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	18.0217	-96.96	No	-1402	19920	15	14.2122	Si
320 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	17.7883	-96.09	No	-1401	19920	15	14.2234	Si
288 Prosp.A	Verticale	SLE QP 2	6.7027	-35.82	No	-1001	14940	15	14.9263	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
497 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	6.2134	-2.93	No	6537	360000	15	55.0715	Si
491 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	6.204	-2.96	No	6524	360000	15	55.183	Si
479 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	11.9305	-17.47	No	6066	360000	15	59.3501	Si
480 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	11.7972	-17.33	No	6017	360000	15	59.8263	Si
457 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	13.2734	-30.78	No	5913	360000	15	60.8835	Si

7.5.2 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. [m²]

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

A. inf.: area barre armatura inferiori. [m²]

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. [m²]
σc: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]
σlim: tensione limite. [kN/m²]
Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.
σf: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]

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
32	X	0.5	0.3	0.000785	0.08	0.000785	0.08	SLV 11	10.092	76.84	29.1044	221.59	2.8839	Si
92	X	0.5	0.3	0.000785	0.08	0.000785	0.08	SLV 9	9.7924	76.97	28.6481	225.18	2.9256	Si
17	X	0.5	0.3	0.000785	0.08	0.000785	0.08	SLV 11	9.0557	76.35	27.6317	232.98	3.0513	Si
107	X	0.5	0.3	0.000785	0.08	0.000785	0.08	SLV 9	8.948	76.71	27.3829	234.75	3.0602	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 7	48.9828	-117.7	155.3889	-373.39	3.1723	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
9	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 7	44.3469	-110.22	156.9071	-389.98	3.5382	Si
129	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 5	44.2704	-110.02	156.9045	-389.95	3.5442	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 7	44.1964	-111.08	157.4292	-395.68	3.562	Si
128	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 5	44.1606	-111.76	157.7564	-399.26	3.5723	Si
10	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 11	43.2982	-106.79	156.5532	-386.11	3.6157	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	Vrvc	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
26	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 9	-107.7	-98.55	158.99	158.99	0	653.46	2.5	0.0015708	1.4762	Si
11	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 9	-107.7	-	159.26	159.26	0	653.75	2.5	0.0015708	1.4788	Si
116	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 11	107.39	-98.37	158.97	158.97	0	653.44	2.5	0.0015708	1.4803	Si
131	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 11	107.39	-	159.19	159.19	0	653.67	2.5	0.0015708	1.4824	Si
25	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLV 9	-	-	159.64	159.64	0	654.14	2.5	0.0015708	1.4883	Si
											107.26	104.52								

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	Vrvc	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
26	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 9	-	-95.8	232.76	232.76	0	653.15	2.5	0.0015708	2.7013	Si
11	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 9	-	-97.59	232.95	232.95	0	653.35	2.5	0.0015708	2.7036	Si
116	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 11	85.87	-95.57	232.73	232.73	0	653.12	2.5	0.0015708	2.7103	Si
131	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 11	85.87	-96.9	232.88	232.88	0	653.28	2.5	0.0015708	2.712	Si
25	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 9	-	-	233.55	233.55	0	653.97	2.5	0.0015708	2.7172	Si
											85.95	103.02								

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	25.9892	-58.62	-1740	14940	15	Si
128	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	25.9649	-58.95	-1740	14940	15	Si
9	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	25.9755	-58.2	-1738	14940	15	Si
129	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	25.9346	-58.13	-1736	14940	15	Si
127	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	24.9371	-57.45	-1673	14940	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
9	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	29.3642	-67.84	9496	360000	15	Si
129	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	29.3194	-67.76	9481	360000	15	Si
8	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	29.2007	-68.17	9413	360000	15	Si
128	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	29.1754	-68.57	9385	360000	15	Si
10	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	28.3696	-65.84	9162	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

7.6 Verifiche geotecniche

7.6.1 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 73960 kN/m³.

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: $k = 73960$ kN/m³.

7.6.2 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 DN1500

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="2,70"/>	m	Base
$L =$	<input type="text" value="4,40"/>	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 ³	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="2,70"/>	m	Base ridotta
$L' =$	<input type="text" value="4,40"/>	m	Lunghezza ridotta
$A' =$	<input type="text" value="11,88"/>		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

$\gamma =$	<input type="text" value="18"/>	kN/m ³	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
$\varphi =$	<input type="text" value="38"/>	°	Angolo di attrito
$c' =$	<input type="text" value="0"/>	kN/m ²	Coesione efficace
$c_u =$	<input type="text" value="0"/>	kN/m ²	Coesione non drenata
$\gamma_r =$	<input type="text" value="18"/>	kN/m ³	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 ²	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

k=	0,11	Fattore di profondità
m_b =	1,62	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
m_l =	1,38	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
m=	1,62	Parametro di forma complessivo
N_c =	61,35	Fattori di capacità portante
N_q =	48,93	
N_γ =	74,90	
s_c =	1,39	Fattori di forma
s_q =	1,38	
s_γ =	0,82	
b_c =	1,00	Fattori di inclinazione del piano di posa
b_q =	1,00	
b_γ =	1,00	
i_c =	1,00	Fattori di inclinazione del carico
i_q =	1,00	
i_γ =	1,00	

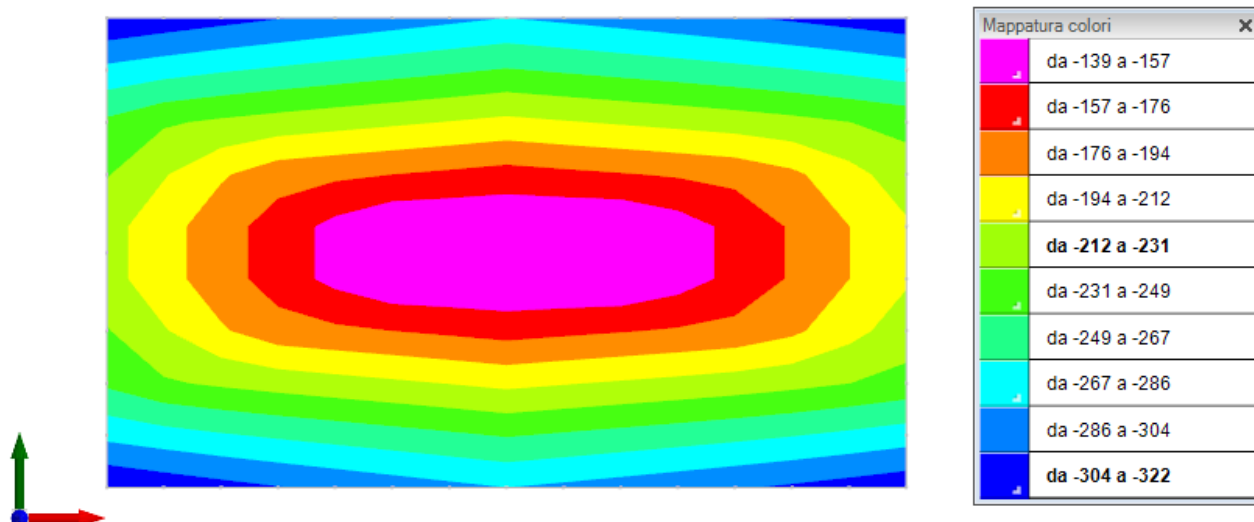
PRESIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

F.S.= 2,3 Fattore di sicurezza

q_{LIM} = 1849,061 kN/m² Pressione limite
 $q_{R,D}$ = 803,94 kN/m² 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:



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

8 DIMENSIONAMENTO TUBO CIRCOLARE

Come già accennato, la tubazione scelta per i tombini circolari è in calcestruzzo con classe di resistenza 135 kN/m^2 , e presenta diametro interno DN1500 e spessore di 160 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 TM12), 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:

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

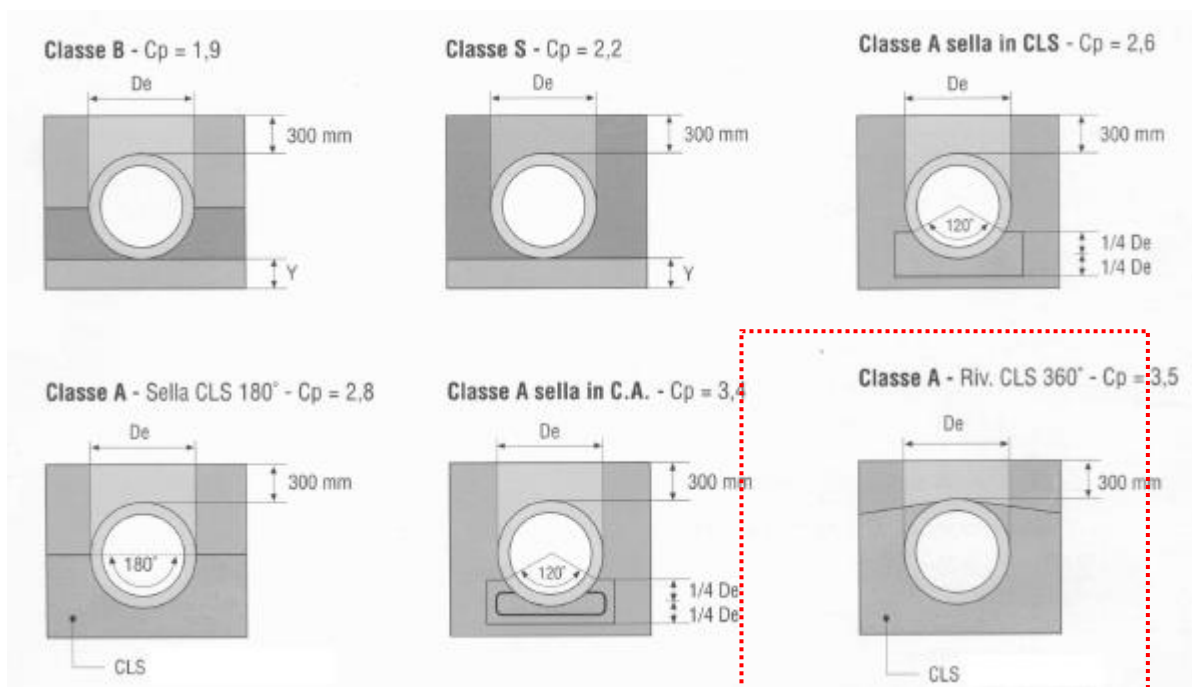


Figura 19 Modalità di scelta del coefficiente di posa CP

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 2.90 m (TM09).

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/m² e il diametro esterno della stessa.
- Q_s = sommatoria sei carichi esterni;
- η = coefficiente di sicurezza > 1,5;

I calcoli di verifica sono riepilogati di seguito.

Le verifiche risultano soddisfatte.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

VERIFICA TUBAZIONE INTERRATE.		
DATI		
DN	1500 mm	Diametro nominale tubazione (diametro interno)
s =	160 mm	Spessore tubo
Q ₀ =	135 KN/m ²	Classe di resistenza del tubo risultate da laboratorio
H =	6500 mm	Ricoprimento minimo del tubo dalla generatrice superiore)
B =	11000 mm	Larghezza della trincea alla generatrice superiore del tubo
L =	30000 mm	Lunghezza in metri di tubazione interessata dal sovraccarico
Tipo terreno	cemento	Materiale costruttivo della tubazione
ρ =	18 KN/m ³	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 _v =	150 KN	Forza concentrata per carico da traffico
P _d =	0 KN/m ²	Forza distribuita per carico statico ψ=1
γ _s =	1,5	Coefficiente di sicurezza (1.3-1.5)
K =	3,5	Coefficiente di posa (Dipendente dal tipo di appoggio)
C _d =	0,80	Coeff. di carico (vedi diagramma)
RISULTATI		
K _a =	0,2710	Coefficiente di spinta attiva
D =	1820 mm	Diametro esterno tubazione
H/B =	0,5909	Rapporto per la determinazione del tipo di trincea
H/D =	3,5714	Rapporto per la determinazione di C _t
C _t =	6,1000	
P _{t,min} =	212,9 KN/m	Carico verticale di ricoprimento minimo
P _t =	363,7 KN/m	Carico verticale rinterro
m =	1,8942	Fattore empirico che tiene conto della presenza delle altre ruote di un mezzo a due assali
ψ =	1,0462	Coefficiente di incremento dinamico stradale
L/2H =	2,31	
D/2H =	0,14	
P' _{vc} =	7,9 KN/m	Carico verticale variabile sulla generatrice superiore
P _{vd} =	0,0 KN/m	Carico verticale distribuito sulla generatrice superiore
P _{Ed} =	371,6 KN/m	Carico totale
P _{Rd} =	860,0 KN/m	Carico resistente in trincea
n =	✓ 2,314	Coefficiente di sicurezza > 1.3-1.5

9 MANUFATTO DI IMBOCCO

9.1 Geometria dell'opera

Il tombino idraulico prevede un manufatto di imbocco in c.a. gettato in opera, costituito da un paramento controterra a "C" di spessore pari a 30 cm, e dimensioni in pianta pari a 2.70x6.90m. Il manufatto presenta un'altezza massima di 2.90 m.

La suola di fondazione, di spessore pari a 30 cm, presenta una forma in pianta rettangolare di dimensioni 2.70x6.90m.

Per ulteriori dettagli si vedano gli elaborati grafici di progetto.

9.2 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/m³

I valori dei carichi sono riepilogati di seguito.

9.2.1 Parapetto

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Le azioni dovute al parapetto, alloggiato in testa alle pareti, sono valutate in accordo con quanto prescritto al par. 5.1.3.10 delle NTC2018, nel quale è scritto che i parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1.5 kN/m applicata al corrimano, che comporta una sollecitazione di momento flettente alla base del parapetto stesso. Oltre a tale azione si considera il peso proprio del parapetto.

I carichi e le sollecitazioni alla base del cordolo sono riepilogati di seguito:

H= 1.5 kN/m, azione orizzontale applicata al corrimano

N= 0.50 kN/m, peso del parapetto

h=1.00 m, altezza corrimano da base cordolo

9.2.2 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 ΔT_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 ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Pertanto, essendo la struttura esposta nei confronti delle variazioni termiche, è stata applicata a tutti gli elementi strutturali una variazione di temperatura uniforme di 15°C.

9.2.3 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:

$\gamma_k = 19,0$ kN/m³ peso di volume caratteristico;

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

Considerando che le strutture in esame 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 attiva.

Nel calcolo delle spinte si è tenuto conto di un sovraccarico accidentale sul terreno di 20 kN/m².

I risultati e gli andamenti delle pressioni caratteristiche, sono riportati nelle tabelle seguenti.

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

GEOMETRIA MURO E RINTERRO

γ_M	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
s_1	0,3	m	Spessore alla base
s_2	0,3	m	Spessore in testa
h_0	0,3	m	Altezza suola fondazione
h	2,9	m	Altezza paramento
β	0	°	Ang. terrapieno sull'orizzontale (>0 antiorario)
ψ	90	°	Ang. par. interna sull'orizzontale (>0 orario)
H	3,2	m	Altezza totale muro

MODALITA' DI SPINTA

Spinta attiva secondo la teoria di Mononobe-Oka

PARAMETRI SISMICI

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

$a_{0,2}$	0,223	g	Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale (riferita all'accel. di gravità g)
$F_{0,2}$	2,476		Fattore di amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
$T_{0,2}$	0,330	s	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
$C_{0,2}$	1,514		Coefficiente che modifica il valore del periodo $T_{0,2}$
$S_{0,2}$	1,369		Coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_{0,1}$	1,000		Coefficiente di amplificazione topografica
$S_{0,0}$	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)
$\beta_{0,2}$	0,38		Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
$k_{0,2}$	0,116		Coefficiente sismico orizzontale
$k_{0,1}$	0,058		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso l'alto
$k_{0,0}$	-0,058		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso il basso
$\theta_{0,2}$	6,26	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso l'alto
$\theta_{0,0}$	7,02	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso il basso

SOVRACCARICHI SUL RINTERRO

g_{1k}	g_{2k}	q_{1k}	
0	0	20	kN/m ²
s_{g1k}	s_{g2k}	s_{q1k}	
1	1	0,3	

Carico uniformemente distribuito a tergo del paramento

Coefficiente di riduzione della massa del sovraccarico

Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi

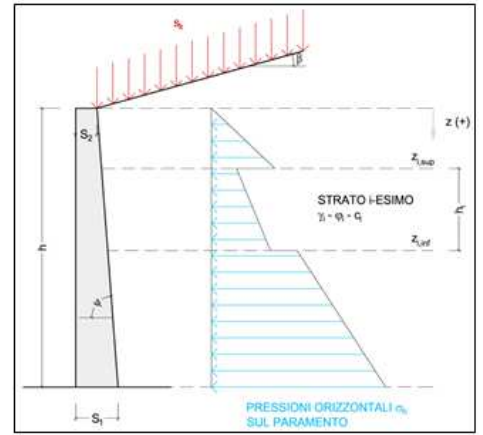
γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E	
1	1	1	-	
1,3	1,5	1,5	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLE
1	1,3	1,3	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLU - APPROCCIO 1 - COMB 1 (A1) E APPROCCIO 2
1	1	1	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi SLU - APPROCCIO 1 - COMB 2 (A2)
1	1	1	-	Coefficiente parziali di sicurezza dei carichi in combinazione sismica SLV

Coefficiente parziali di sicurezza per i parametri geotecnici del terreno

γ_c	γ_a	γ_c	
1	1	1	
1	1,25	1,25	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)

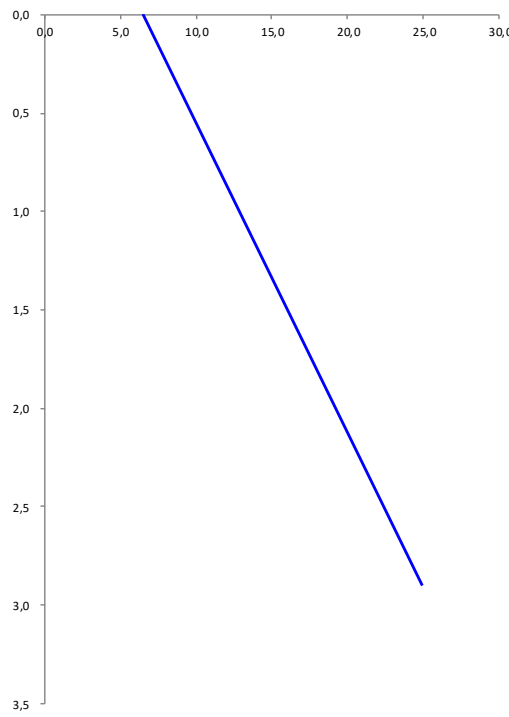
CARATTERISTICHE STRATI TERRENO

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)			
				γ_k [kN/m ³]	ϕ_k [°]	δ_k [°]	c_k^* [kN/m ²]	γ_a [kN/m ³]	ϕ_a [°]	δ_a [°]	c_a^* [kN/m ²]	$k_{0,0}$ [-]	$k_{0,1}$ [-]	$k_{0,2}$ [-]	$k_{0,3}$ [-]	γ_c [kN/m ³]	ϕ_c [°]	δ_c [°]	c_c^* [kN/m ²]	$k_{0,0}$ [-]	$k_{0,1}$ [-]	$k_{0,2}$ [-]	$k_{0,3}$ [-]
1	0,00	2,90	2,90	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
2	2,90	2,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
3	2,90	2,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
4	2,90	2,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
5	2,90	2,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
6	2,90	2,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
7	2,90	2,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
8	2,90	2,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
9	2,90	2,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424
10	2,90	2,90	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	18,00	35,00	0,00	0,00	0,426	0,271	0,334	0,342	18,00	29,26	0,00	0,00	0,511	0,343	0,415	0,424



PRESSIONI DI PROGETTO CONDIZIONI SISMICHE SLV

STRATO	z_{sup} / z_{inf} [m]	k_{hd} [-]	Tensione verticale litostatica σ_{vd} [kN/m ²]	σ_{hd} Terreno [kN/m ²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m ²]	σ_{hd} Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m ²]	σ_{hd} Sovraccarichi variabili [kN/m ²]	Pressione della forza d'inerzia agente sul paramento [kN/m ²]	Pressione dell'incremento sismico di spinta [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m ²]	Pressione incremento sismico spinta sovraccarichi variabili [kN/m ²]	Pressione orizzontale totale di progetto $\sigma_{hd,tot}$ [kN/m ²]
1	0,00	0,27	0,0	0,00	0,00	0,00	5,42	0,87	0,00	0,00	0,00	0,19	6,48
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
2	2,90	0,27	52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
3	2,90	0,27	52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
4	2,90	0,27	52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
5	2,90	0,27	52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
6	2,90	0,27	52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
7	2,90	0,27	52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
8	2,90	0,27	52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
9	2,90	0,27	52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
10	2,90	0,27	52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91
	2,90		52,2	14,15	0,00	0,00	5,42	0,87	4,29	0,00	0,00	0,19	24,91



9.2.4 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, e la struttura è analizzata come "non dissipativa", pertanto si impiega un fattore di comportamento unitario.

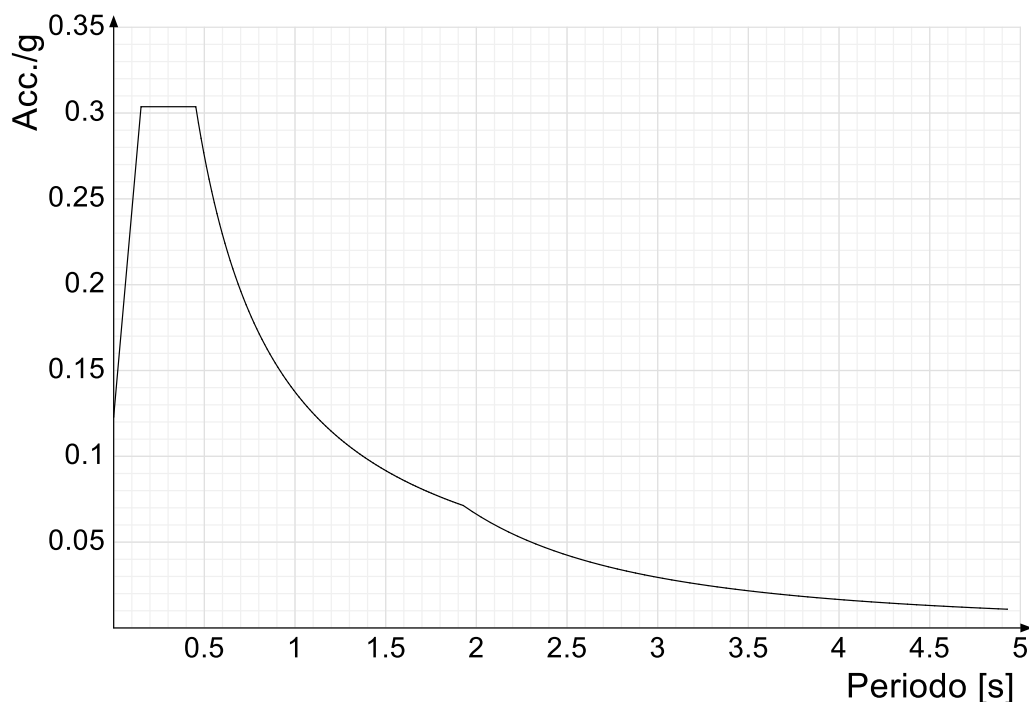
$$q_{ND} = 1.00$$

Pertanto gli spettri di progetto coincidono con quelli elastici.

9.2.4.1 Spettri di risposta

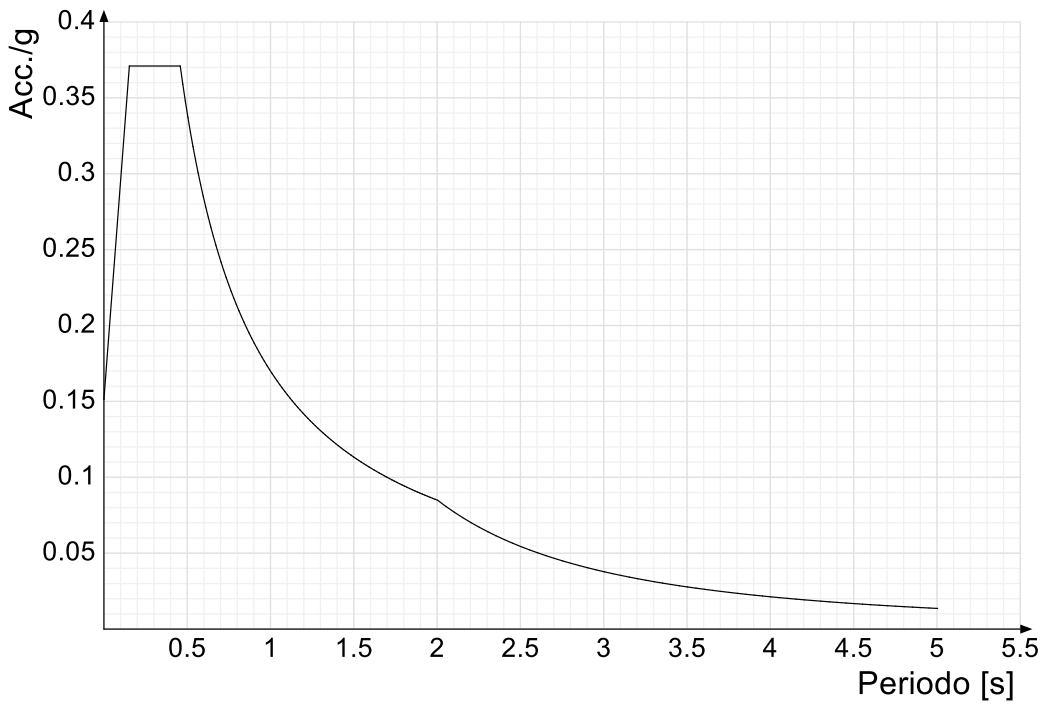
Si riportano di seguito gli spettri di risposta elastici e di progetto della componente orizzontale per ciascuno stato limite considerato.

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

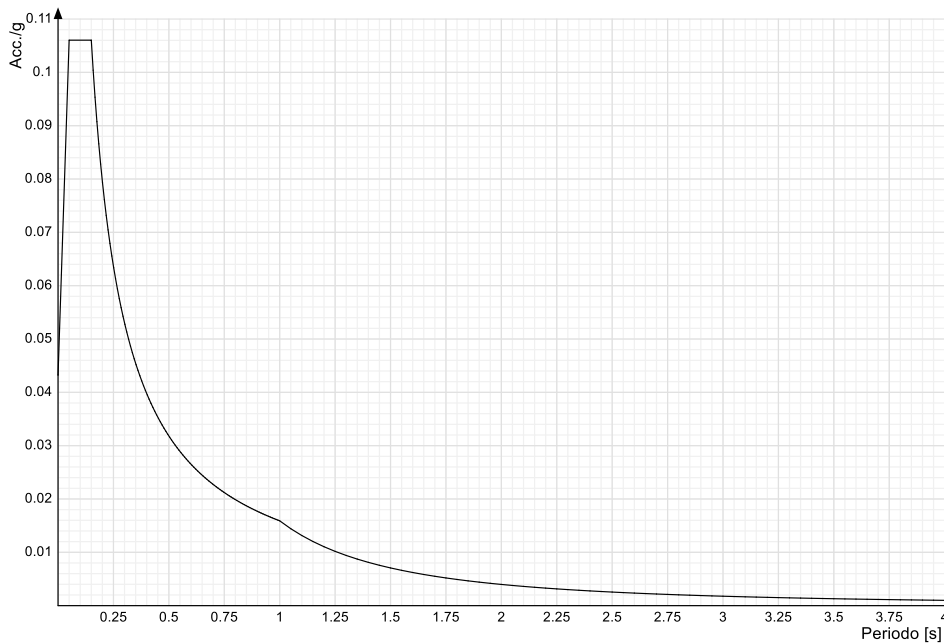


Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]

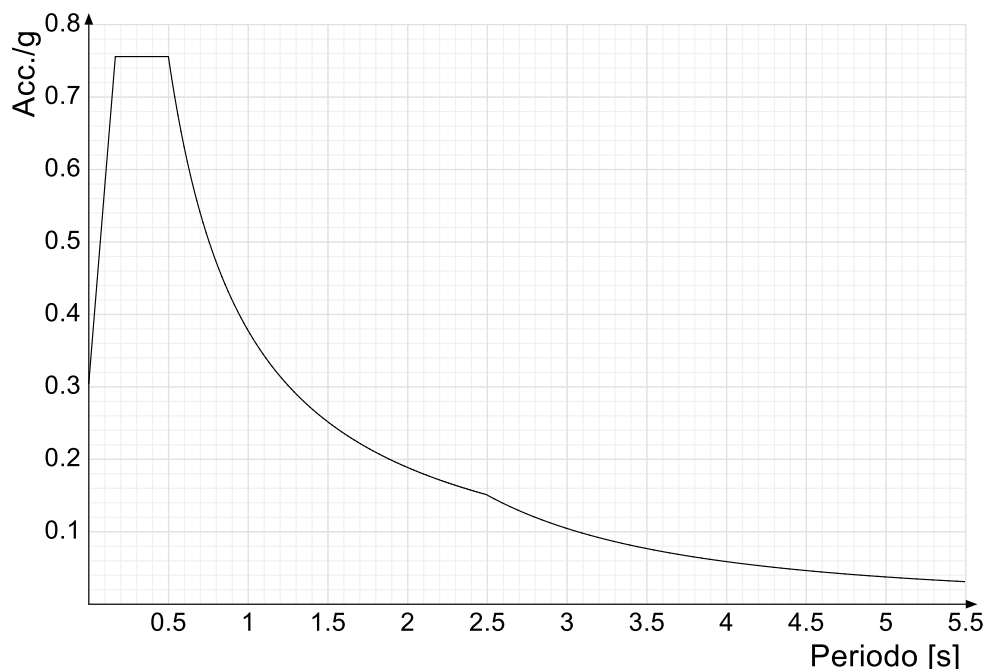
RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500



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]



9.3 Condizioni e combinazioni di carico

9.3.1 Condizioni di carico

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

Descrizione	Durata	ψ_0	ψ_1	ψ_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
ΔT	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				

9.3.2 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:

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

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

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{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	ΔT
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

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

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
10	SLU 10	1	1.5	1.5	0	0	0	0	0.9
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

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Nome	Nome breve	X SLO	Y SLO	Z SLO	EY SLO	EX SLO	Tr x SLO	Tr y SLO	Tr z SLO
12	SLO 12	0,3	1	0	0,3	-1	0,3	1	0
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

9.4 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/m²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [kN/m²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

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/m²]

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/m²]

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/m²]

σamm.: tensione ammissibile. [kN/m²]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

γ: peso specifico del materiale. [kN/m³]

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	σamm.	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 analisi

Analisi

Normativa

Tipo di costruzione

Vn

Classe d'uso

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

2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

50

IV

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Vr	100	
Tipo di analisi	Lineare statica	
Considera sisma Z	Solo se $Ag \geq 0.15$ 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. 420,16 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	0	[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	0.8	
Edificio esistente	No	
Altezza costruzione	2.9	[m]
T1,x	0.06328	[s]
T1,y	0.10931	[s]
λ SLO,x	0.85	
λ SLO,y	0.85	
λ SLD,x	0.85	
λ SLD,y	0.85	
λ SLV,x	0.85	
λ SLV,y	0.85	
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	

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15
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

2.2.2 Normativa di verifica C.A.

Coefficiente di omogeneizzazione	15
γ_s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15
γ_c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione rara	0.6
Limite σ_c/f_{ck} in combinazione quasi permanente	0.45
Limite σ_f/f_{yk} in combinazione rara	0.8
Coefficiente di riduzione della τ 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 rigidezza 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]
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 rigidezza 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.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

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 lineari

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.

Fx i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [kN/m]

Fx f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione X. [kN/m]

Fy i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [kN/m]

Fy f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Y. [kN/m]

Fz i.: valore iniziale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [kN/m]

Fz f.: valore finale della forza, per unità di lunghezza, agente in direzione Z. [kN/m]

Mx i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [kN]

Mx f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse X. [kN]

My i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [kN]

My f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Y. [kN]

Mz i.: valore iniziale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [kN]

Mz f.: valore finale della coppia, per unità di lunghezza, agente attorno l'asse Z. [kN]

Nome	Condizione	Valori											
		Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
Parapetto X	Descrizione												
	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	1.5	1.5	0	0	-0.5	-0.5	0	0	1.5	1.5	0	0
	Sovr accidentale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Parapetto Y+	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	1.5	1.5	-0.5	-0.5	1.5	1.5	0	0	0	0
	Sovr accidentale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Parapetto Y-	Pesi strutturali	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti portati	0	0	-1.5	-1.5	-0.5	-0.5	-1.5	-1.5	0	0	0	0
	Sovr accidentale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Nome	Valori												
	Condizione	Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
	Descrizione												
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2.2.6 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/m²]

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

Nome	Valori		
	Condizione	Valore	Applicazione
	Descrizione		
TERRENO FONDAZIONE	Pesi strutturali	50	Verticale
	Permanenti portati	0	Verticale
	Sovr accidentale	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

2.2.7 Definizioni di carichi termici

Nome: nome identificativo della definizione di carico.

ΔT faccia interna: variazione di temperatura della faccia interna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

ΔT faccia esterna: variazione di temperatura della faccia esterna dell'elemento rispetto alla temperatura di costruzione. [°C]

Nome	ΔT faccia interna	ΔT faccia esterna
Temperatura	15	15

2.2.8 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/m²]

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

Valore f.: valore del carico pressorio alla quota finale. [kN/m²]

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

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
Spinta pareti normale X+	Pesi strutturali	14.15	0	0	2.9
	Permanenti portati	0	0	0	2
	Sovr accidentale	5.42	0	5.42	2.9
	Sisma terreno X sx	4.29	0	4.29	2.9
	Sisma terreno X dx	0	0	0	2
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	0
Spinta pareti normale Y+	Pesi strutturali	14.15	0	0	2.9
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale	5.42	0	5.42	2.9
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	4.29	0	2.96	2.9
	Sisma terreno Y dx	0	0	0	2
Spinta pareti normale Y-	Pesi strutturali	14.15	0	0	2.9
	Permanenti portati	0	0	0	0
	Sovr accidentale	5.42	0	5.42	2.9

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Nome	Valori				
	Condizione	Valore i.	Quota i.	Valore f.	Quota f.
	Descrizione				
	Sisma terreno X sx	0	0	0	0
	Sisma terreno X dx	0	0	0	0
	Sisma terreno Y sx	0	0	0	2
	Sisma terreno Y dx	-4.29	0	-4.29	2.9

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	1.3	0
L3	Piano 3	1.9	0
L4	Piano 2	2.9	0

2.3.2 Falde

Descrizione breve: nome sintetico assegnato alla falda.

Descrizione: nome assegnato alla falda.

Sp.: spessore del piano della falda. [m]

Primo punto: primo punto di definizione del piano dell'estradosso della falda.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Quota: quota. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Secondo punto: secondo punto di definizione del piano dell'estradosso della falda.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Quota: quota. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Terzo punto: terzo punto di definizione del piano dell'estradosso della falda.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Quota: quota. esprimibile come livello, falda, piano orizzontale alla Z specificata. [m]

Descrizione breve	Descrizione	Sp.	Primo punto			Secondo punto			Terzo punto		
			X	Y	Quota	X	Y	Quota	X	Y	Quota
F1	Falda 1	0	35.579	26.648	Piano 3	34.079	26.648	Piano 2	34.079	24.048	Piano 2
F2	Falda 2	0	38.379	26.648	Piano 1	37.479	26.648	Piano 3	37.479	24.048	Piano 3

2.3.3 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 - Falda 1	Fondazione	Falda 1
T2	Fondazione - Piano 1	Fondazione	Piano 1
T3	Fondazione - Piano 2	Fondazione	Piano 2
T4	110 - Piano 2	1.1	Piano 2
T5	Fondazione - Piano 3	Fondazione	Piano 3
T6	Fondazione - Falda 2	Fondazione	Falda 2

9.4.1 Rappresentazione grafica modello input

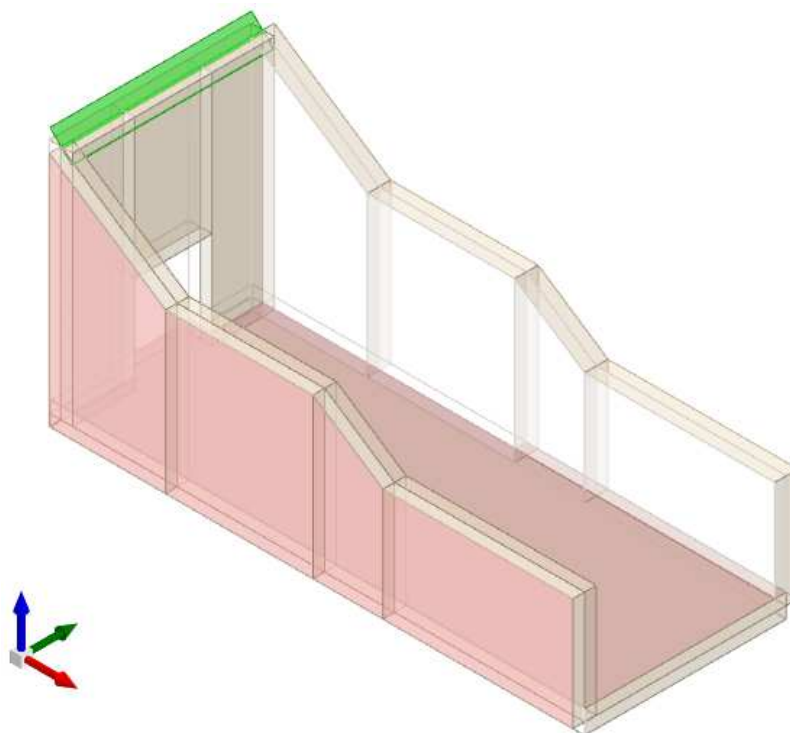


Figura 20 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo

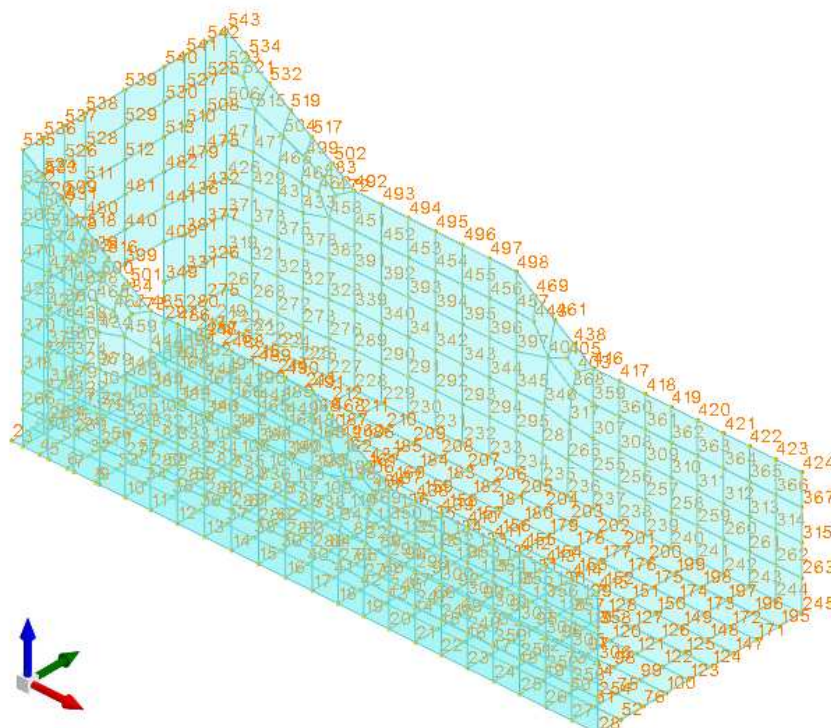


Figura 21 - Rappresentazione Grafica del Modello di Calcolo – Numerazione NODI

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

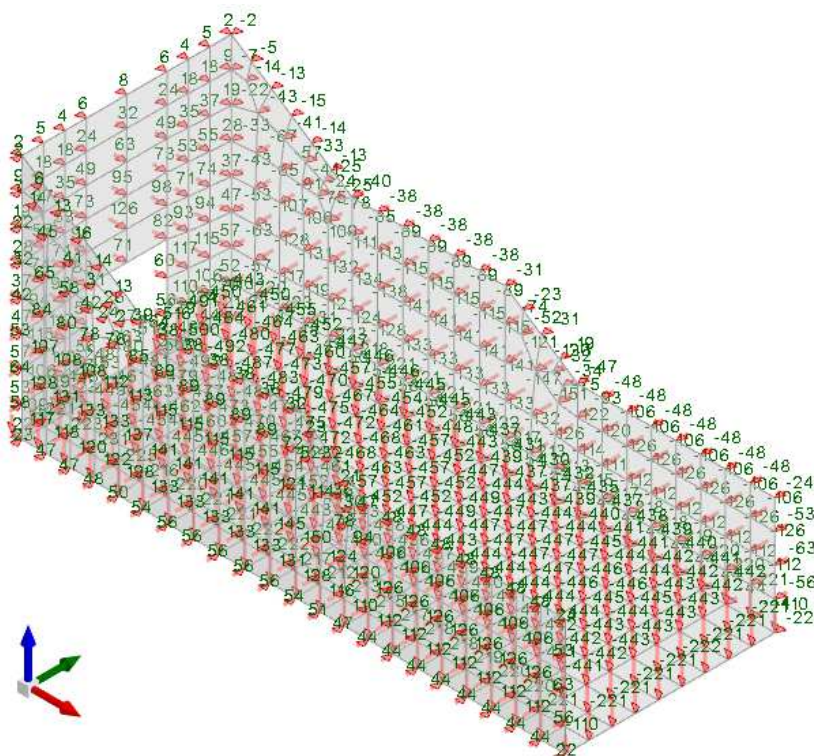


Figura 22 - Condizione permanenti strutturali [daN]

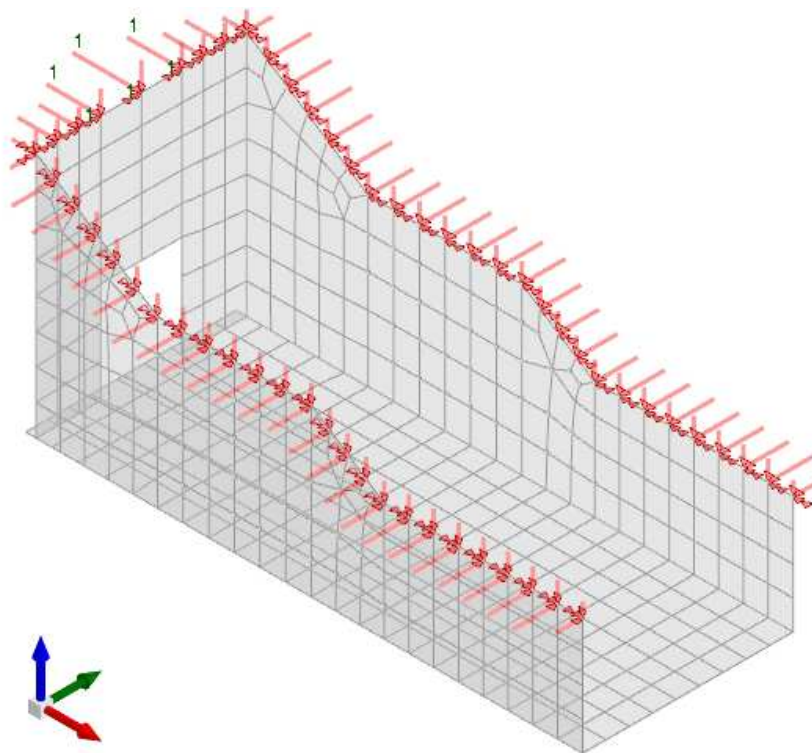


Figura 23 - Condizione permanenti NON strutturali [daN] (parapetto)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

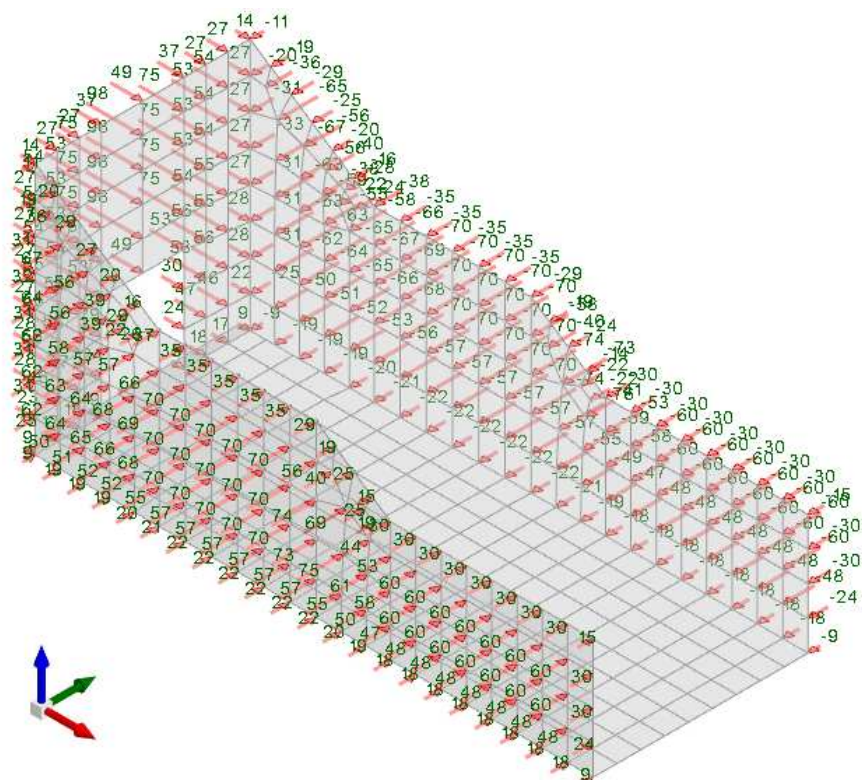


Figura 24 - Condizione Spinta Sovraccarico accidentale [daN]

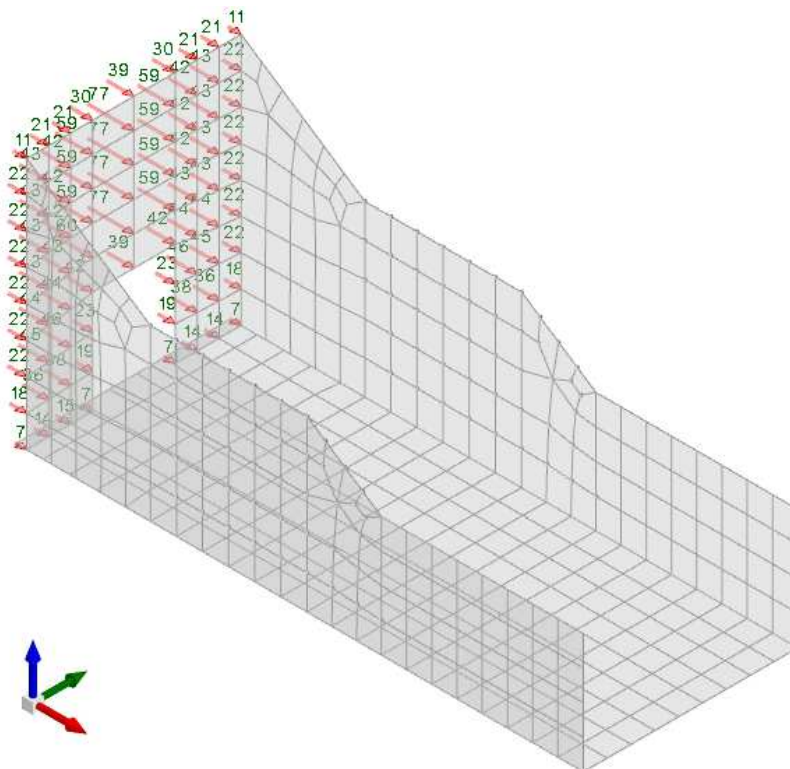


Figura 25 - Condizione sisma terreno X+ [daN]

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

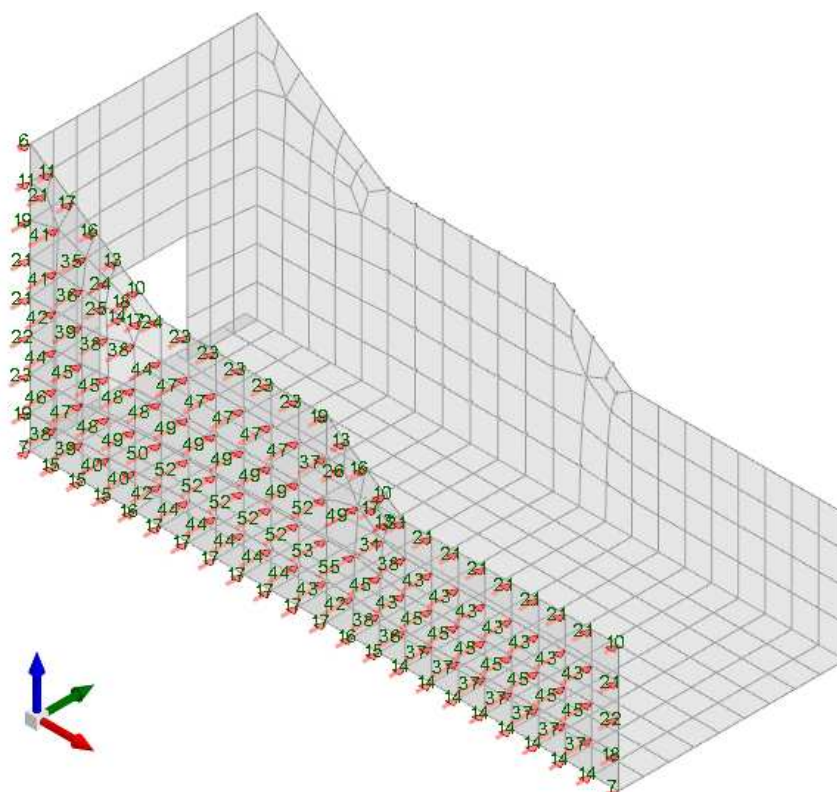


Figura 26 - Condizione sisma terreno Y+ [daN]

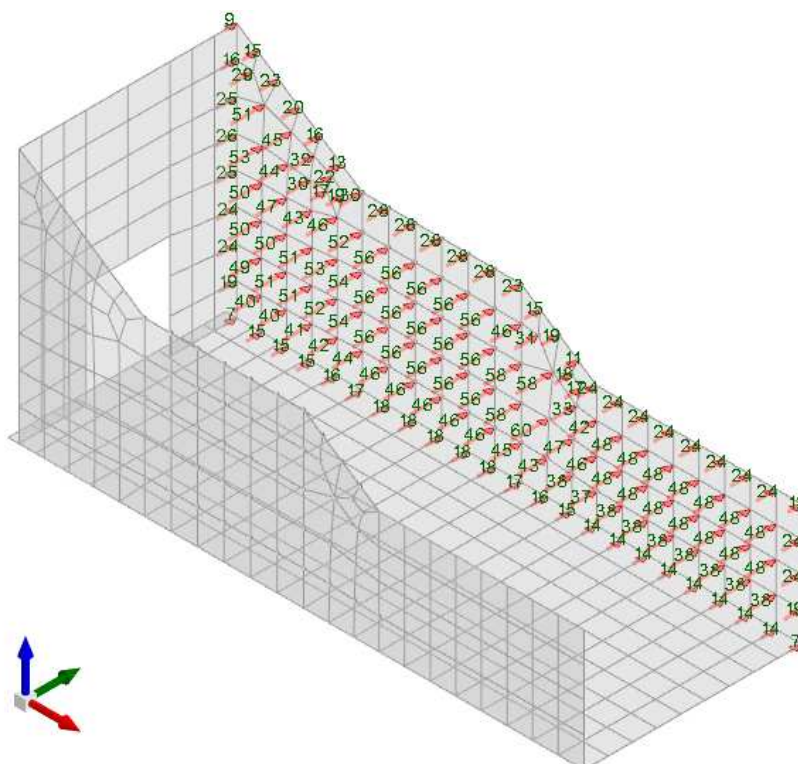


Figura 27 - Condizione sisma terreno Y- [daN]

9.5 Modellazione: Output

9.5.1 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.

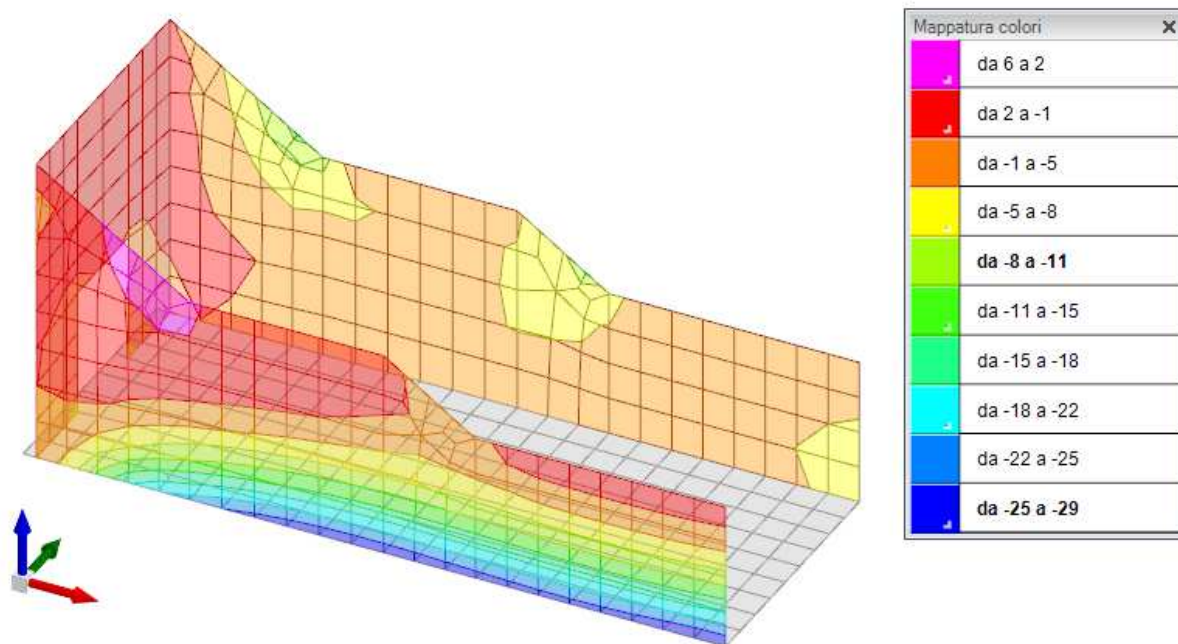


Figura 28 – Sollecitazione momento flettente M_{zz} (involuppo SLU, SLV)

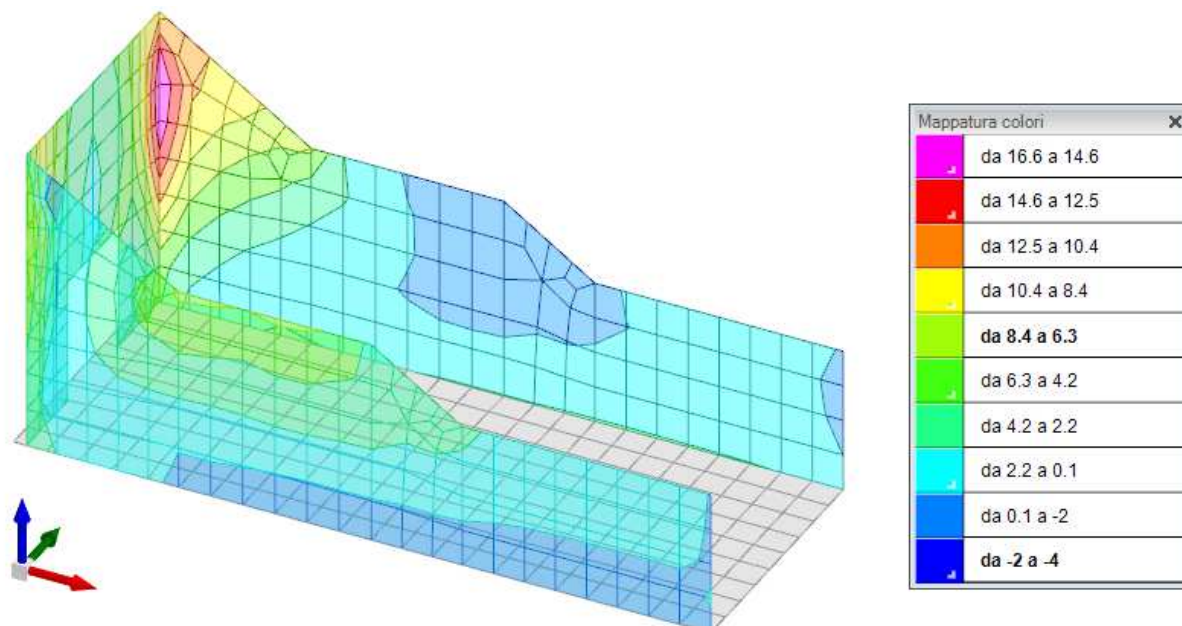


Figura 29 - Sollecitazione momento flettente M_{oo} (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

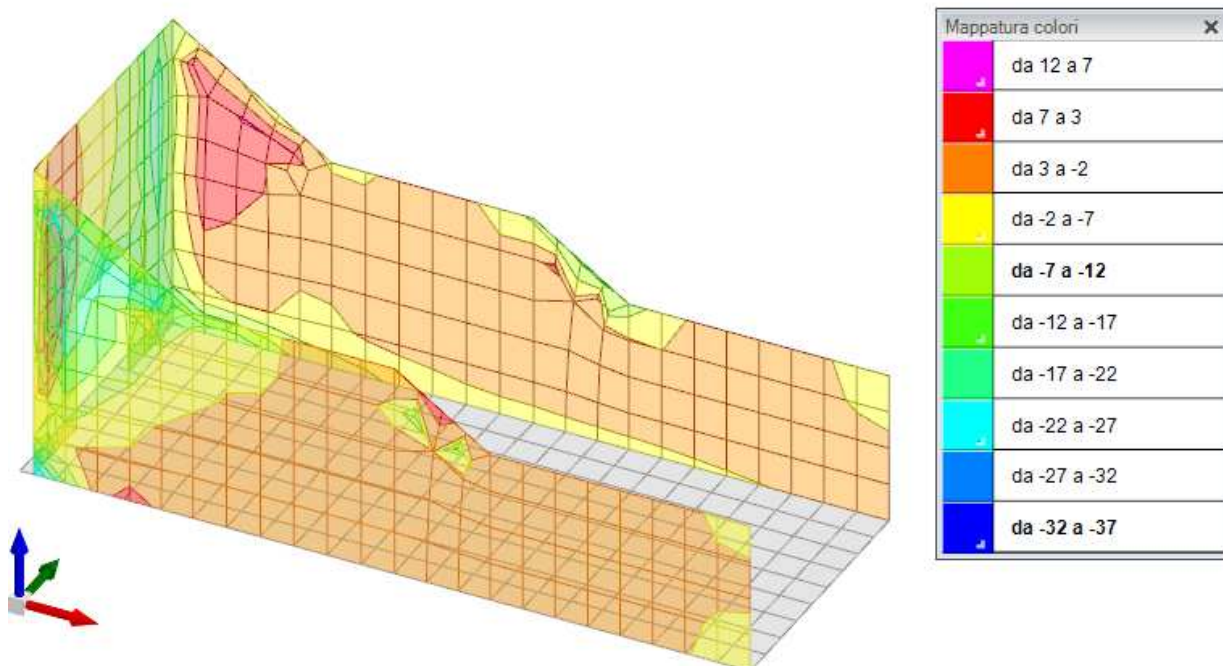


Figura 30 – Sollecitazioni di taglio V_o (involuppo SLU, SLV)

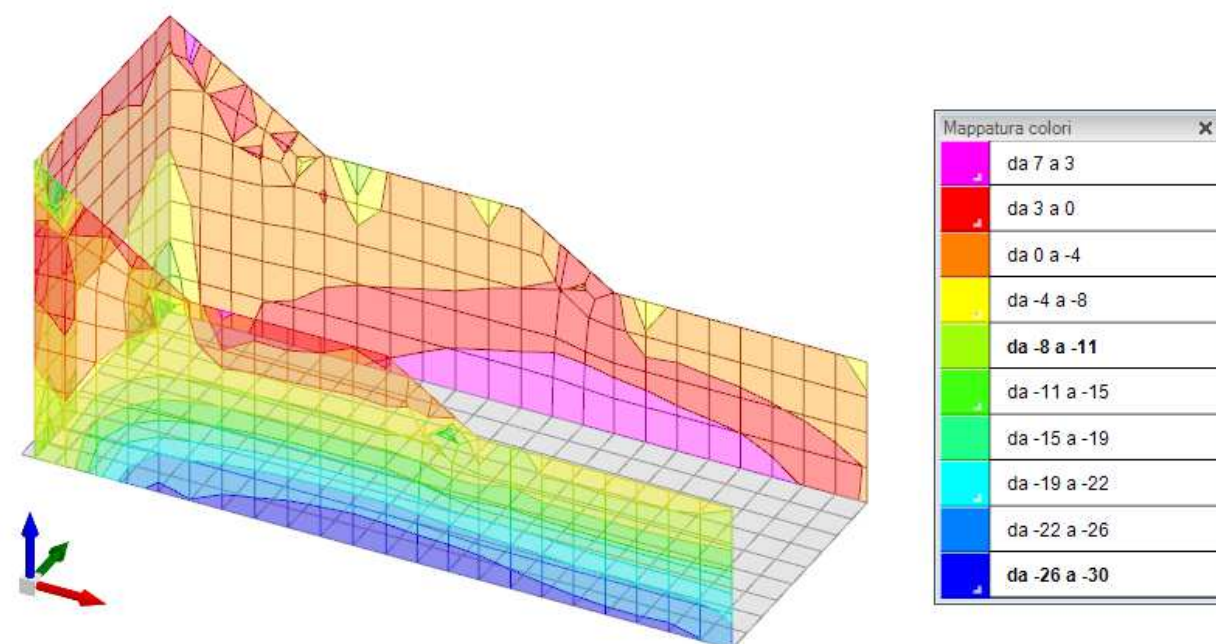


Figura 31 - Sollecitazioni di taglio V_z (involuppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

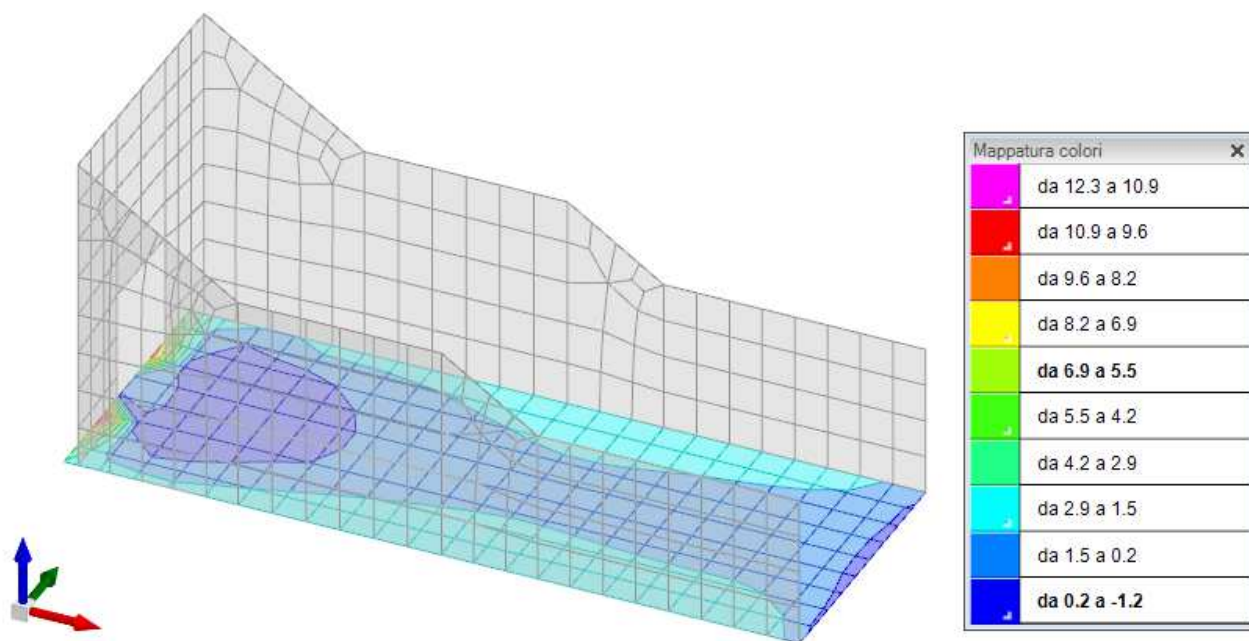


Figura 32 – Sollecitazione momento flettente Mxx (iniluppo SLU, SLV)

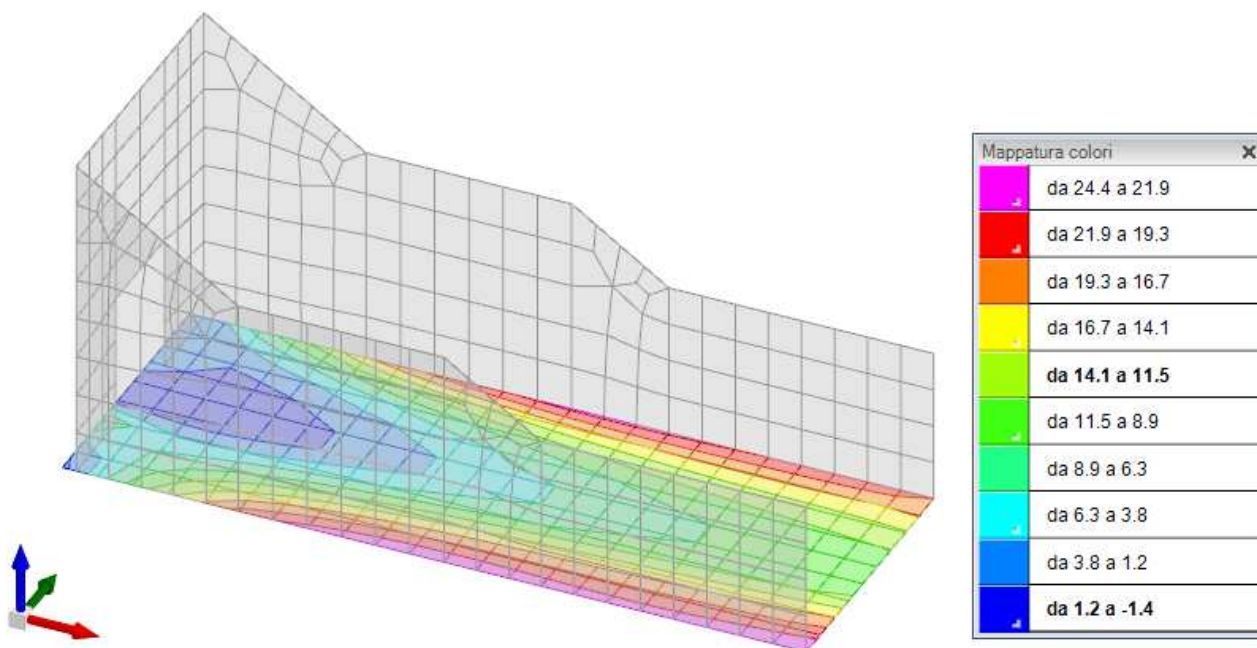


Figura 33 - Sollecitazione momento flettente Myy (iniluppo SLU, SLV)

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

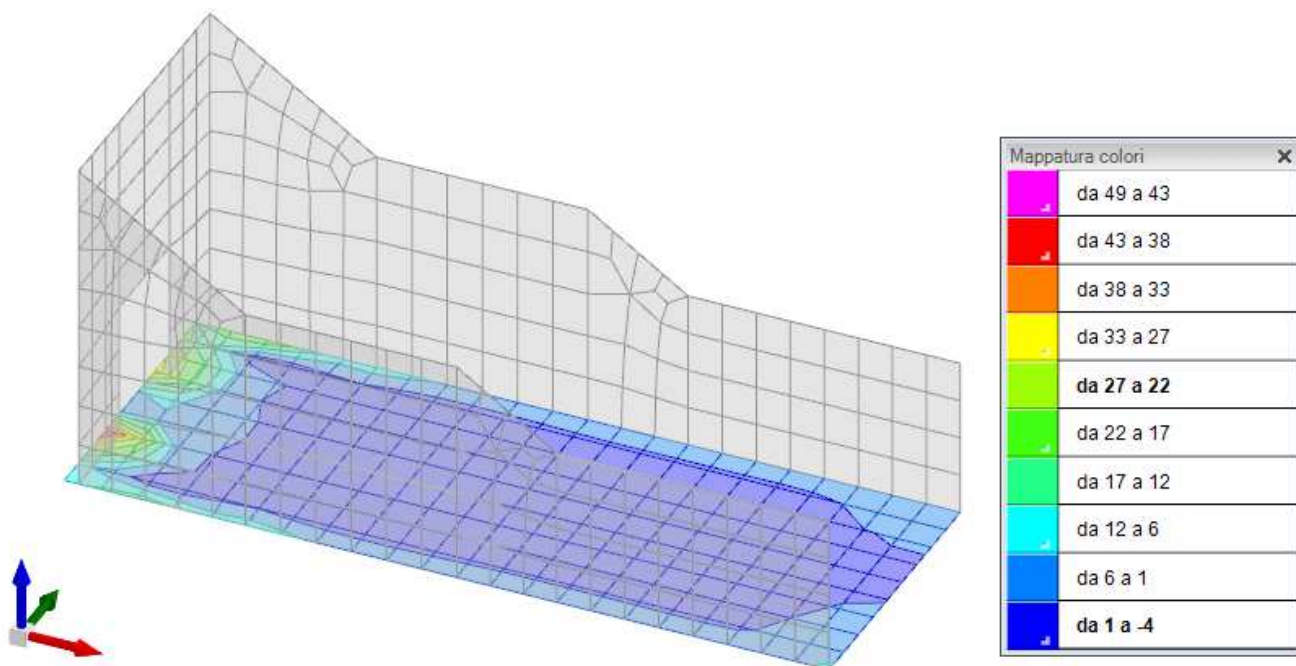


Figura 34 – Sollecitazioni di taglio V_x (inviluppo SLU, SLV)

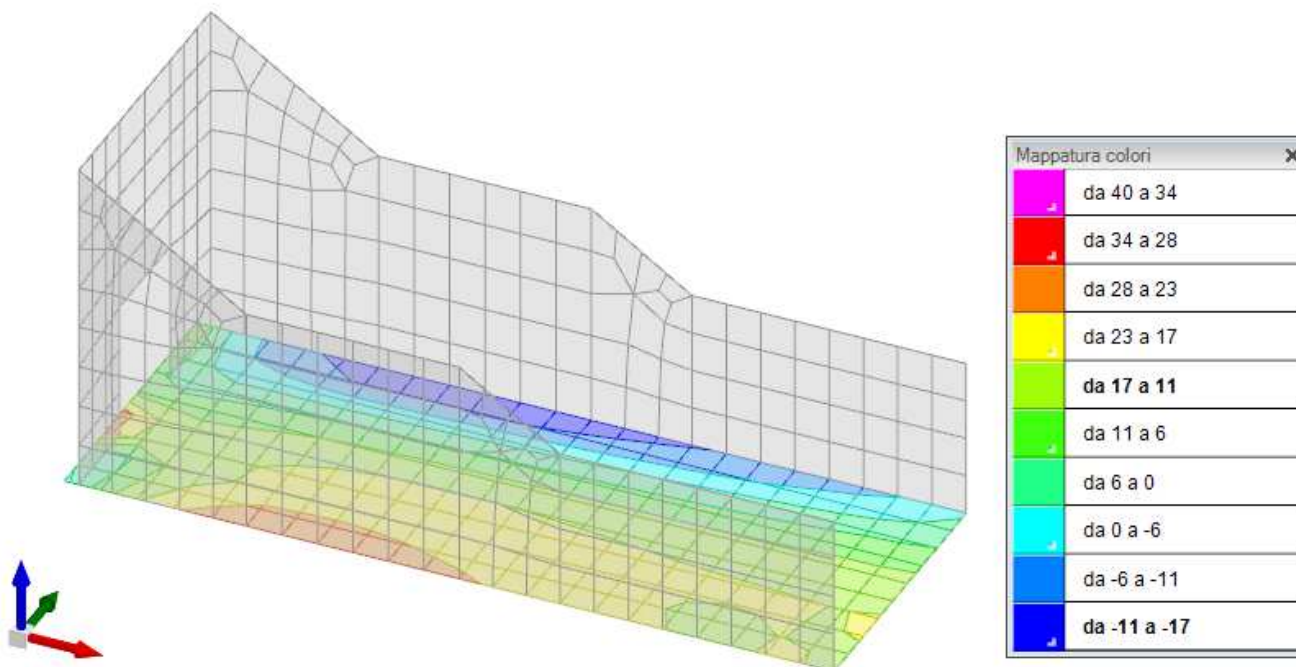


Figura 35 - Sollecitazioni di taglio V_y (inviluppo SLU, SLV)

9.6 Verifiche strutturali

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

9.6.1 Verifiche pareti

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

- Armatura verticale: 1+1 Φ 20/20
- Armatura orizzontale: 1+1 Φ 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(θ): cotangente dell'angolo dei puntoni rispetto all'asse.

Asl: area armatura longitudinale. [m²]

Sezione fessurata: sezione fessurata.

σ_c : tensione del calcestruzzo. [kN/m²]

σ_{cl} : tensione limite del calcestruzzo. [kN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σ_f : tensione dell'armatura. [kN/m²]

σ_{fl} : tensione limite dell'armatura. [kN/m²]

Parete di fondo

Caratteristiche dei materiali

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Acciaio: B450C Fyk 450000
Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

Livelli significativi

Descrizione breve	Descrizione	Quota	Spessore
L1	Fondazione	0	0.3
L2	Piano 1	1.3	0
L3	Piano 3	1.9	0
L4	Piano 2	2.9	0

Verifiche nei nodi
Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
525 Prosp.A	Verticale	0.8742	0.3	0.0657	0.0657	0.058	0.058
542 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.041	0.041	0.058	0.058
508 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0821	0.0821	0.058	0.058
524 Prosp.A	Verticale	0.8742	0.3	0.0657	0.0657	0.058	0.058
536 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.041	0.041	0.058	0.058
475 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0821	0.0821	0.058	0.058
507 Prosp.A	Verticale	1	0.3	0.0821	0.0821	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
525 Prosp.A	Verticale	SLV 7	6.7289	-0.76	57.8276	-6.49	8.594	Si
542 Prosp.A	Verticale	SLV 7	3.8512	0.14	35.3264	1.31	9.1729	Si
508 Prosp.A	Verticale	SLV 7	7.591	-1.2	72.2781	-11.43	9.5215	Si
524 Prosp.A	Verticale	SLV 5	6.7913	-9.27	67.725	-92.47	9.9723	Si
536 Prosp.A	Verticale	SLV 5	3.8428	-3.77	39.9695	-39.2	10.4011	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
525 Prosp.A	Verticale	SLD 7	5.1049	-3	61.2468	-35.94	11.9977	Si
542 Prosp.A	Verticale	SLD 7	2.8944	-0.97	36.9099	-12.41	12.7521	Si
508 Prosp.A	Verticale	SLD 7	5.8426	-4.32	77.542	-57.31	13.2719	Si
524 Prosp.A	Verticale	SLD 5	5.1692	-11.25	75.8761	-165.08	14.6786	Si
475 Prosp.A	Verticale	SLD 7	5.6703	-7.43	83.4299	-109.33	14.7135	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
474 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLU 15	-	-	9.4235	132.47	710.34	0	132.47	2.5	0.0008206	5.8549	Si
475 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLU 15	22.61	-	9.427	132.46	710.33	0	132.46	2.5	0.0008206	5.8584	Si
432 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLU 15	21.66	-	8.0127	132.09	709.95	0	132.09	2.5	0.0007424	6.0977	Si
431 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLU 15	-	-	8.0059	132.08	709.94	0	132.08	2.5	0.0007424	6.1048	Si
507 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLU 15	-	-	9.9017	132.41	710.28	0	132.41	2.5	0.0008206	6.2485	Si
							21.19	30.38									

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
474 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 13	-	-	4.6724	130.93	708.74	0	130.93	2.5	0.0008206	7.2417	Si
507 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 13	-	-	4.7388	130.97	708.78	0	130.97	2.5	0.0008206	7.58	Si
431 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 13	-	-	4.0967	130.55	708.35	0	130.55	2.5	0.0007424	7.7479	Si
							18.08	18.12									
							17.28	18.45									
							16.85	15.02									

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Descrizione	Dir.	d	bw	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
508 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 15	16.11	-7.56	4.5681	129.65	707.42	0	129.65	2.5	0.0008206	8.0494	Si
475 Prosp.A	Verticale	0.242	1	Non necessaria	0	SLD 15	15.96	-9.59	4.5162	129.89	707.67	0	129.89	2.5	0.0008206	8.1384	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
507 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	7.0896	-21.64	No	-499	19920	15	39.8998	Si
508 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	7.0891	-21.6	No	-499	19920	15	39.9119	Si
524 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	6.1504	-16.21	No	-490	19920	15	40.6642	Si
525 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	6.1497	-16.18	No	-490	19920	15	40.6776	Si
475 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	6.7661	-22.22	No	-481	19920	15	41.3897	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
536 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	3.4562	-6.72	No	3259	360000	15	110.4528	Si
542 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	3.4556	-6.72	No	3259	360000	15	110.4666	Si
525 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	6.1585	-14.85	No	3193	360000	15	112.7428	Si
524 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	6.159	-14.89	No	3191	360000	15	112.8134	Si
508 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	7.0891	-21.6	No	2981	360000	15	120.7556	Si

Parete trasversale 1

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	1.3	0
L3	Piano 3	1.9	0
L4	Piano 2	2.9	0

Verifiche nei nodi

Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
516 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.0126	0.0126	0.0784	0.0784
518 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.0126	0.0126	0.0777	0.0777
485 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.0238	0.0238	0.058	0.058
484 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.0549	0.0549	0.0575	0.0575
501 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.034	0.034	0.0648	0.0648
285 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
284 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
286 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
520 Prosp.A	Verticale	0.7841	0.3	0.0625	0.0625	0.038	0.038
514 Prosp.A	Verticale	0.9692	0.3	0.0973	0.0973	0.0447	0.0447
486 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0817	0.0817	0.0388	0.0388

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
516 Prosp.A	Orizzontale	SLV 7	3.6329	4.94	9.3779	12.75	2.5814	Si
518 Prosp.A	Orizzontale	SLV 7	2.6987	5.22	8.8246	17.08	3.27	Si
485 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	8.3453	-4.51	27.9963	-15.13	3.3547	Si
484 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	13.2741	-7.61	63.9879	-36.67	4.8205	Si
501 Prosp.A	Orizzontale	SLV 7	4.5306	4.2	25.2547	23.4	5.5742	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
516 Prosp.A	Orizzontale	SLD 7	2.8155	1.54	10.2982	5.63	3.6577	Si
485 Prosp.A	Orizzontale	SLD 7	5.028	-0.39	21.4211	-1.67	4.2604	Si
484 Prosp.A	Orizzontale	SLD 7	8.4748	-0.45	48.853	-2.59	5.7645	Si
518 Prosp.A	Orizzontale	SLD 7	1.6012	2.06	9.4599	12.19	5.9082	Si
501 Prosp.A	Orizzontale	SLD 7	3.9633	0.78	27.3716	5.42	6.9063	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
286 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLU 15	29.22	-23.81	-13.8098	157.73	715.32	0	157.73	2.5	0.0015708	5.3975	Si
285 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLU 15	28.73	-25.07	-13.76	157.88	715.48	0	157.88	2.5	0.0015708	5.4961	Si
246 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLU 29	28.42	-17.93	-13.6386	157.01	714.57	0	157.01	2.5	0.0015708	5.5239	Si
247 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLU 29	27.96	-16.96	-13.2728	156.89	714.45	0	156.89	2.5	0.0015708	5.6109	Si
287 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLU 15	27.75	-21.81	-13.7331	157.1	715.06	0	157.1	2.5	0.0015591	5.6621	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
286 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLD 7	24.86	-14.7	-11.1695	156.62	714.17	0	156.62	2.5	0.0015708	6.3003	Si
285 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLD 7	24.84	-15.15	-10.7373	156.67	714.22	0	156.67	2.5	0.0015708	6.3065	Si
284 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLD 7	24.52	-15.46	-10.3899	156.71	714.26	0	156.71	2.5	0.0015708	6.3908	Si
287 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLD 7	23.33	-13.51	-11.6991	156.09	714.02	0	156.09	2.5	0.0015591	6.69	Si
246 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessaria	0	SLD 7	23.15	-11.91	-14.0226	156.28	713.81	0	156.28	2.5	0.0015708	6.7516	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
485 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 8	5.9823	-3.16	No	-777	19920	15	25.6342	Si
485 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	3.9863	-1.72	No	-515	14940	15	28.9886	Si
285 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	-8.0695	-15.16	No	-498	14940	15	30.0222	Si
284 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	-7.9921	-16	No	-496	14940	15	30.1399	Si
286 Prosp.A	Orizzontale	SLE QP 2	-7.8939	-17.79	No	-495	14940	15	30.1621	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
485 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 8	5.9823	-3.16	No	6663	360000	15	54.0336	Si
520 Prosp.A	Verticale	SLE RA 8	-7.6784	-8.21	No	5966	360000	15	60.3379	Si
484 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 8	9.5199	-5.45	No	5292	360000	15	68.0282	Si
514 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	-8.6137	-10.32	No	5280	360000	15	68.1814	Si
486 Prosp.A	Verticale	SLE RA 6	4.8561	-5.31	No	5256	360000	15	68.492	Si

Parete a trasversale 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	1.3	0
L3	Piano 2	2	0

Verifiche nei nodi
Sezioni rettangolari

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
426 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.009	0.009	0.08	0.08

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Descrizione	Dir.	Base	Altezza	As,sup	As,inf	c,sup	c,inf
441 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.009	0.009	0.08	0.08
443 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.009	0.009	0.08	0.08
445 Prosp.A	Orizzontale	0.5	0.3	0.007	0.007	0.08	0.08
426 Prosp.A	Verticale	0.5	0.3	0.0408	0.0408	0.0593	0.0593
250 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.144	0.144	0.056	0.056
251 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
252 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
249 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
253 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056
254 Prosp.A	Orizzontale	1	0.3	0.1571	0.1571	0.056	0.056

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
426 Prosp.A	Orizzontale	SLU 20	-3.4037	-0.96	-10.6811	-3.02	3.1381	Si
441 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	-3.3595	-1.84	-11.1159	-6.08	3.3088	Si
443 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	-2.889	-1.29	-10.9435	-4.88	3.788	Si
445 Prosp.A	Orizzontale	SLU 15	-1.7706	-0.76	-8.5675	-3.67	4.8387	Si
426 Prosp.A	Verticale	SLV 7	1.6779	10.99	18.1579	118.89	10.8217	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
426 Prosp.A	Orizzontale	SLD 7	-1.1325	-1.01	-9.0404	-8.08	7.9828	Si
441 Prosp.A	Orizzontale	SLD 1	-0.7391	-0.88	-9.4632	-11.32	12.8037	Si
443 Prosp.A	Orizzontale	SLD 5	-0.6724	-0.83	-9.5257	-11.82	14.1675	Si
445 Prosp.A	Orizzontale	SLD 5	-0.4665	-0.62	-7.6344	-10.09	16.364	Si
426 Prosp.A	Verticale	SLD 7	1.2016	5.92	20.3838	100.49	16.964	Si

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

Descrizione	Dir.	d	b/w	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
250 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-19.21	-16.52	8.7237	152.41	714.4	0	152.41	2.5	0.0014399	7.9358	Si
257 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-18.95	-13.07	8.5855	153.79	713.96	0	153.79	2.5	0.0014923	8.1156	Si
260 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-19.12	-12.73	8.1999	156.38	713.92	0	156.38	2.5	0.0015708	8.1775	Si
259 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-19.06	-12.76	8.3572	156.38	713.92	0	156.38	2.5	0.0015708	8.2067	Si
251 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLU 15	-19.09	-15.78	8.7828	156.75	714.3	0	156.75	2.5	0.0015708	8.2121	Si

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

Descrizione	Dir.	d	b/w	Armatura a taglio	Asw/s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrcd	Vrsd	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
230 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 5	-8.13	-14.41	3.6005	156.58	714.13	0	156.58	2.5	0.0015708	19.2561	Si
250 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 5	-7.78	-12.16	3.6315	151.88	713.85	0	151.88	2.5	0.0014399	19.5311	Si
251 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 5	-7.66	-11.61	3.6224	156.24	713.78	0	156.24	2.5	0.0015708	20.4052	Si
252 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 5	-7.57	-11.13	3.601	156.18	713.72	0	156.18	2.5	0.0015708	20.6405	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Descrizione	Dir.	d	b w	Armatura a taglio	Asw/ s	Comb.	VEd	NEd	MEd	Vrd,c	Vrzd	Vrs d	VRd	cotg(θ)	Asl	c.s.	Verifica
257 Prosp.A	Orizzontale	0.244	1	Non necessari	0	SLD 9	-7.38	-9.73	3.3442	153.39	713.54	0	153.39	2.5	0.0014923	20.7737	Si

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

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σ_c	σ_c limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
250 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3173	-12.48	No	-396	19920	15	50.2485	Si
251 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3492	-12.01	No	-392	19920	15	50.8468	Si
252 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3611	-11.6	No	-391	19920	15	50.9124	Si
249 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3076	-12.23	No	-390	19920	15	51.0689	Si
253 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3525	-11.22	No	-390	19920	15	51.1185	Si

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

Descrizione	Dir.	Comb.	MEd	NEd	Sezione fessurata	σ_f	σ_f limite	Es/Ec	c.s.	Verifica
250 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.4258	-8.91	No	3053	360000	15	117.9094	Si
252 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.4303	-8.26	No	3043	360000	15	118.2944	Si
253 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.4055	-8	No	3042	360000	15	118.358	Si
251 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.4366	-8.56	No	3034	360000	15	118.6552	Si
254 Prosp.A	Orizzontale	SLE RA 6	6.3638	-7.74	No	3031	360000	15	118.79	Si

9.6.2 Verifiche Platea di fondazione

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

- Armatura longitudinale: 1+1 Φ 20/20 superiori
1+1 Φ 20/20 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. [m²]

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

A. inf.: area barre armatura inferiori. [m²]

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]

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

Vr_{sd}: resistenza di calcolo a taglio trazione. [kN]

Vr_{cd}: 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. [m²]

σ_c: tensione nel calcestruzzo. [kN/m²]

σ_{lim}: tensione limite. [kN/m²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione.

σ_f: tensione nell'acciaio d'armatura. [kN/m²]

Caratteristiche dei materiali

Acciaio: B450C Fyk 450000

Calcestruzzo: C32/40 Rck 40000

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 (33.949; 24.123; 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
27	X	0.808	0.3	0.001269	0.08	0.001269	0.08	SLV 11	19.4455	-18.55	91.6031	-87.4	4.7108	Si
28	X	0.502	0.3	0.000788	0.08	0.000788	0.08	SLV 11	12.1248	-10.1	60.3681	-50.29	4.9789	Si
51	X	0.806	0.3	0.001266	0.08	0.001266	0.08	SLV 7	16.4846	-15.92	91.3296	-88.21	5.5403	Si
17	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 7	24.3092	-29.11	135.0317	-161.7	5.5548	Si
18	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLV 7	24.1462	-28.17	134.5675	-156.98	5.573	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
27	X	0.808	0.3	0.001269	0.08	0.001269	0.08	SLD 11	16.8069	-17.87	92.8333	-98.71	5.5235	Si
28	X	0.502	0.3	0.000788	0.08	0.000788	0.08	SLD 11	10.4353	-10.07	61.2913	-59.15	5.8735	Si
18	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 7	21.1308	-26.54	135.9174	-170.72	6.4322	Si
17	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 7	21.1677	-27.22	136.3748	-175.38	6.4426	Si
19	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLD 7	20.9997	-25.83	135.524	-166.72	6.4536	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	Vr _{dc}	Vr _{sd}	Vr _{cd}	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
101	X	0.5	0.3	0.000785	0.08	0.000785	0.08	0	0	SLV 7	-13.33	-0.54	74.13	74.13	0	321.19	2.5	0.0007854	5.5603	Si
211	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLU 30	26.55	-22.61	150.63	150.63	0	644.82	2.5	0.0015708	5.6739	Si
229	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLU 30	26.48	-19.71	150.31	150.31	0	644.49	2.5	0.0015708	5.6761	Si
36	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLU 30	-26.52	-22.55	150.63	150.63	0	644.81	2.5	0.0015708	5.6791	Si
12	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLU 30	-26.45	-19.7	150.31	150.31	0	644.49	2.5	0.0015708	5.6824	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	Vr _{dc}	Vr _{sd}	Vr _{cd}	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
101	X	0.5	0.3	0.000785	0.08	0.000785	0.08	0	0	SLD 7	-10.6	-0.24	111.14	111.14	0	321.15	2.5	0.0007854	10.4869	Si
36	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 1	-20.27	-23.51	224.8	224.8	0	644.92	2.5	0.0015708	11.0907	Si
212	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 3	20.11	-8.72	223.18	223.18	0	643.24	2.5	0.0015708	11.1002	Si
37	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 1	-20.21	24.64	224.93	224.93	0	645.05	2.5	0.0015708	11.1275	Si

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	A. st.	A. sag.	Comb.	Ved	N	Vrd	Vrdc	Vrsd	Vrcd	cotgθ	Asl	c.s.	Verifica
13	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	0	0	SLD 1	-	-	224.91	224.91	0	645.03	2.5	0.0015708	11.137	Si
											20.19	24.46								

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
17	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	12.6899	-19.54	-824	14940	15	Si
234	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	12.6889	-19.54	-823	14940	15	Si
16	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	12.6396	-19.7	-821	14940	15	Si
233	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	12.6391	-19.7	-821	14940	15	Si
18	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE QP 2	12.6507	-19.29	-820	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
19	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	16.4767	-24.9	5897	360000	15	Si
236	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	16.4736	-24.9	5896	360000	15	Si
20	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	16.3835	-24.27	5885	360000	15	Si
237	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	16.382	-24.27	5885	360000	15	Si
18	X	1	0.3	0.001571	0.08	0.001571	0.08	SLE RA 6	16.4861	-25.39	5880	360000	15	Si

Verifiche SLE fessurazione nei nodi

La piastra non presenta nodi con apertura delle fessure.

9.7 Verifiche geotecniche

9.7.1 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 77370 kN/m³.

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: $k = 77370$ kN/m³.

9.7.2 Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

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 manufatto 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:

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="2,70"/>	m	Base
$L =$	<input type="text" value="6,90"/>	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 ³	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

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

CARATTERISTICHE FONDAZIONE RIDOTTA

B' =	2,70	m	Base ridotta
L' =	6,90	m	Lunghezza ridotta
A' =	18,63		Area ridotta

PARAMETRI DEL TERRENO

γ =	18	kN/m ³	Peso per unità di volume del terreno di fondazione
φ =	38	°	Angolo di attrito
c' =	0	kN/m ²	Coesione efficace
c_u =	0	kN/m ²	Coesione non drenata
γ_r =	18	kN/m ³	Peso per unità di volume del terreno di riempimento laterale
K_p =	4,204		Coefficiente di spinta passiva
q =	5,40	kN/m ²	Pressione litostatica alla profondità del piano di posa

PARAMETRI DI PORTANZA DELLA FONDAZIONE (BRINCH-HANSEN)

k =	0,11	Fattore di profondità
m_b =	1,72	Parametro di forma per carico agente in direzione della base
m_l =	1,28	Parametro di forma per carico agente in direzione della lunghezza
m =	1,72	Parametro di forma complessivo
N_c =	61,35	Fattori di capacità portante
N_q =	48,93	
N_γ =	74,90	
s_c =	1,25	Fattori di forma
s_q =	1,24	
s_γ =	0,88	
b_c =	1,00	Fattori di inclinazione del piano di posa
b_q =	1,00	
b_γ =	1,00	
i_c =	1,00	Fattori di inclinazione del carico
i_q =	1,00	
i_γ =	1,00	

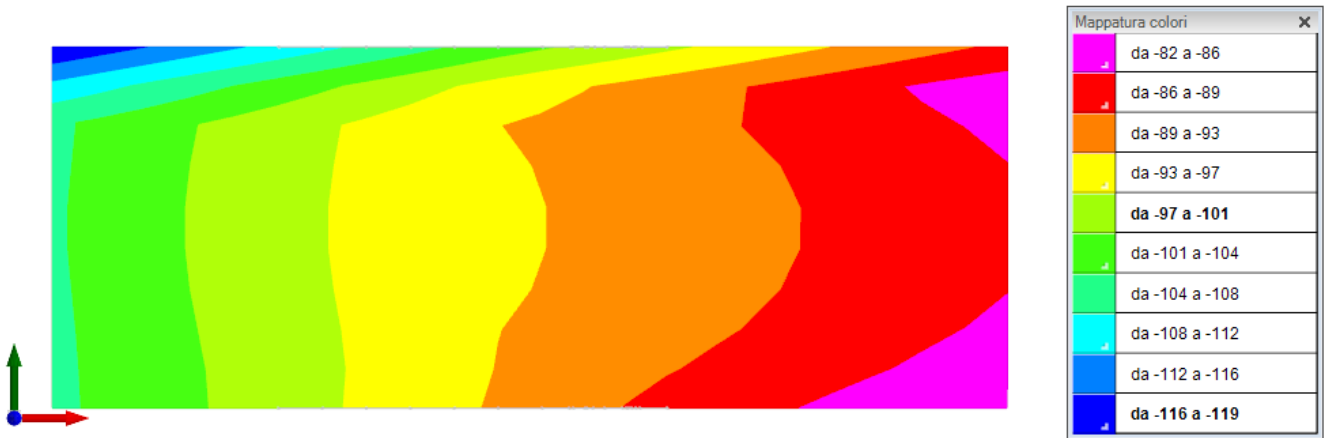
PRESSIONI LIMITE ED AMMISSIBILI

Condizioni drenate

F.S. =	2,3	Fattore di sicurezza	
q_{LIM} =	1934,289	kN/m ²	Pressione limite
$q_{R,D}$ =	841,00	kN/m ²	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:

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500



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

10 FOSSO DI GUARDIA TM13

I calcoli di verifica del fosso di guardia TM13 riguardano la plotta di copertura in c.a. gettato in opera, analizzata come piastra appoggiata su quattro lati, ed i manufatti di sbocco e imbocco, di dimensioni identiche, analizzati come muro di sostegno in grado di subire spostamenti rispetto al terreno.

10.1 Analisi dei carichi

I **pesi propri** degli elementi strutturali sono calcolati considerando i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo 25 kN/m³

I valori dei carichi sono riepilogati di seguito.

10.1.1 Plotta di copertura

La copertura del fosso di guardia ha la funzione di attraversamento dello stesso da parte di mezzi agricoli di piccole dimensioni. Pertanto, oltre al peso proprio della stessa, si considera un carico accidentale per aree soggette al traffico di veicoli (categoria G delle NTC2018)

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Peso proprio copertura (sp=20 cm) 5.00 kN/m²

Carico permanente non strutturale totale G_{1k} 5.00 kN/m²

CARICHI VARIABILI

Aree per traffico di veicoli medi 5.00 kN/m²

Carico permanente non strutturale totale Q_{1k} 5.00 kN/m²

10.1.2 Spinta del terreno sulle pareti del muro

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/m³ peso di volume caratteristico;
 $\varphi'_k = 35$ ° angolo di operativo attrito caratteristico.

Considerando che le strutture in esame 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 attiva secondo la formulazione di Mononobe-Okabe.

Nel calcolo delle spinte si è tenuto conto di un sovraccarico accidentale sul terreno di 5.00 kN/m² per tenere conto dell'eventuale circolazione di mezzi di manutenzione nelle aree a monte del paramento.

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

10.2 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:

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

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

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

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

10.3 Verifica manufatto di sbocco/imbocco

Si riportano di seguito le verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO - scorrimento, ribaltamento e carico limite) del manufatto di imbocco/sbocco, analizzato come muro di sostegno a mensola, ipotizzando a vantaggio di sicurezza la presenza di terreno a tergo per tutta l'altezza e per tutto lo sviluppo.

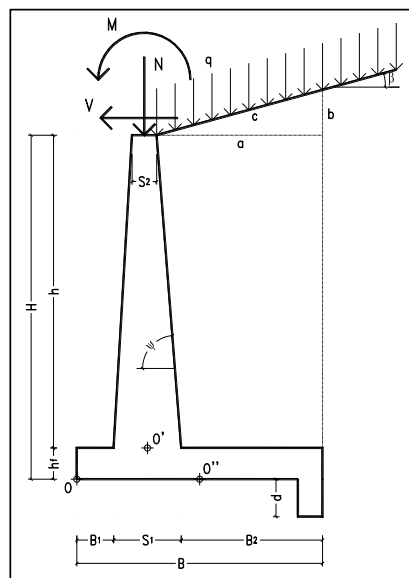
Tutti i valori sono riferiti a una striscia di larghezza unitaria.

Parametri caratteristici del terreno

$\gamma =$	18	kN/m ³	Peso per unità di volume
$\varphi_k =$	35	°	Angolo d'attrito interno
$\delta_k =$	35	°	Angolo d'attrito su superficie spinta
$\delta_{r,k} =$	24,0	°	Angolo d'attrito fra fondazione e terreno
$\beta =$	0	°	Ang. terrapieno sull'orizzontale (>0 antiorario)

Caratteristiche del muro

$\gamma_M =$	25	kN/m ³	Peso per unità di volume
$B_1 =$	0,3	m	Piede esterno
$B_2 =$	0,3	m	Piede interno
$B =$	1	m	Piede
$s_1 =$	0,4	m	Spessore alla base
$s_2 =$	0,4	m	Spessore in testa
$h_1 =$	0,5	m	Altezza suola fondazione
$h =$	1,2	m	Altezza paramento
$\nu =$	90	°	Ang. par. interna sull'orizzontale (>0 orario)
$H =$	1,7	m	Altezza totale muro
$a =$	0,30	m	
$b =$	0,00	m	
$c =$	0,30	m	



Parametri sismici

C	Categoria suolo
T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
Muro in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno	
SLV	Stato limite considerato

Tipologia di opera

Categoria topografica

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

$a_g =$	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
$T_c^* =$	0,330	s	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
$S_s =$	1,369		Coefficiente di amplificazione stratigrafica
$S_T =$	1,000		Coefficiente di amplificazione topografica
$S =$	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)
$\beta_m =$	0,38		Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
$k_h =$	0,116		Coefficiente sismico orizzontale
$k_v^+ =$	0,058		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso l'alto
$k_v^- =$	-0,058		Coefficiente sismico verticale con accelerazione diretta verso il basso
$\theta_A =$	6,26	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso l'alto
$\theta_B =$	7,02	°	Rotazione addizionale terreno-muro per accelerazione sismica verticale verso il basso

Parametri di carico

Sovraccarichi permanenti strutturali

$g_{1k} =$ kN/m² Sovraccarico uniformemente distribuito a tergo del paramento

Sovraccarichi permanenti non strutturali

$g_{2k} =$ kN/m² Sovraccarico uniformemente distribuito a tergo del paramento

Sovraccarichi variabili

$q_k =$ kN/m² Sovraccarico uniformemente distribuito a tergo del paramento
 $\psi_2 =$ Coefficiente di combinazione

Coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, dei parametri e delle resistenze del terreno

Coeff. Azioni (A1)						
Condizioni statiche				Condizioni sismiche		
SL	EQU		STR			
	fav.	sfav.	fav.	sfav.	fav.	sfav.
$\gamma_{G1} =$	0,9	1,1	1	1,3	1	1
$\gamma_{G2} =$	0	1,5	0	1,5	0	1
$\gamma_{Q} =$	0	1,5	0	1,5	0	1
				$\gamma_E =$	1	1
				$\psi_2 =$	0	0

Coeff. Terreno		
M1	M2	
GEO	STRU	EQU (RIBALTAMEN TO)
$\gamma_{\phi} =$	1,00	1,25
$\gamma_c =$	1,00	1,25
$\gamma_r =$	1,00	1,00

Resistenza terreno (R3)		
Capacità portante fondazione	Scorrimento	Resistenza del terreno a valle
$\gamma_R =$	1,4	1,1
		1,4

Parametri di calcolo del terreno

	Condizioni statiche	Condizioni sismiche	Ver. RIB.	
$\gamma =$	18	18	18	kN/m ³
$\varphi_{i,d} =$	35,0	35,0	29,3	°
$\delta_{i,d} =$	35,0	35,0	29,3	°
$\delta_{t,d} =$	24,0	24,0	19,6	°

Peso per unità di volume
Angolo d'attrito interno
Angolo d'attrito fra muro e terreno
Angolo d'attrito fra fondazione e terreno

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Parametri di calcolo sulla superficie di applicazione della spinta

Considera attrito nel calcolo della spinta (solo per spinta attiva)

	Condizioni statiche	Condizioni sismiche	Ver. RIB.
$\delta_s =$	35	35	29,3 °
$\psi_s =$	90	90	90 °

Angolo di attrito sulla superficie di applicazione della spinta
Inclinazione superficie di applicazione della spinta (positiva se oraria)

Coefficiente di spinta

Modalità di spinta da parte del terreno

Spinta attiva secondo la teoria di Mononobe-Okal

	Verifiche geotecniche	Verifiche Ribaltamento (RIB)
$K_s =$	0,250	0,305
$K_{e+} =$	0,326	0,389
$K_{e-} =$	0,337	0,402

Coefficiente di spinta statica
Coefficiente di spinta sismica con accelerazione verticale verso l'alto
Coefficiente di spinta sismica con accelerazione verticale verso il basso

Spinte e bracci d'azione (calcolati rispetto al punto di rotazione O)

Spinta statica

		Ver. RIB.	
$S_A =$	6,50	7,93	kN
$\alpha =$	35	29,3	°
$S_{AH} =$	5,32	6,92	kN
$S_{AV} =$	3,73	3,88	kN
$d_{SAH} =$	0,57	0,57	m
$d_{SAV} =$	1,00	1,00	m

Spinta attiva
Angolo di inclinazione della spinta attiva
Componente orizzontale spinta attiva
Componente verticale spinta attiva
Braccio della componente orizzontale della spinta attiva
Braccio della componente verticale spinta attiva

Spinte dovute al sovraccarico in condizioni statiche

		Ver. RIB.	
$S_{G1} =$	0,00	0,00	kN
$d_{SG1} =$	0,85	0,85	m
$S_{G2} =$	0,00	0,00	kN
$d_{SG2} =$	0,85	0,85	m
$S_0 =$	2,12	2,59	kN
$d_{S0} =$	0,85	0,85	m

Spinta dovuta al sovraccarico permanente strutturale
Braccio della spinta dovuta al sovraccarico permanente strutturale
Spinta dovuta al sovraccarico permanente non strutturale
Braccio della spinta dovuta al sovraccarico permanente non strutturale
Spinta dovuta al sovraccarico variabile
Braccio della spinta dovuta al sovraccarico variabile

Peso del muro del rinterro e del sovraccarico

		Ver. RIB.	
$W_M =$	24,50	24,50	kN
$d_{WM} =$	0,50	0,50	m
$W_R =$	6,48	6,48	kN
$d_{WR} =$	0,85	0,85	m

Peso del muro
Braccio del peso del muro
Peso del rinterro
Braccio del peso del rinterro

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Spinte sismiche

	Ver. RIB.		
$S_{ae,k}^+$	8,98	10,72	kN
$S_{ae,k}^-$	8,27	9,84	kN
α	35,00	29,26	°
$S_{ae,H}^+$	7,36	9,35	kN
$S_{ae,H}^-$	6,77	8,59	kN
$S_{ae,V}^+$	5,15	5,24	kN
$S_{ae,V}^-$	4,74	4,81	kN
$d_{Sae,H}$	0,57	0,57	m
$d_{Sae,V}$	1,00	1,00	m
ΔS_W	3,59	3,59	kN
$d_{\Delta SW}$	0,85	0,85	m
S_{G1e}^+	0,00	0,00	kN
S_{G1e}^-	0,00	0,00	kN
d_{SG1e}	0,85	0,85	m
S_{G2e}^+	0,00	0,00	kN
S_{G2e}^-	0,00	0,00	kN
d_{SG2e}	0,85	0,85	m
S_{Qe}^+	2,87	3,41	kN
S_{Qe}^-	2,87	3,41	kN
d_{SQe}	0,85	0,85	m

Spinta sismica con componente verticale diretta verso l'alto
Spinta sismica con componente verticale diretta verso il basso
Angolo di inclinazione dell'incremento sismico di spinta
Comp. orizz. spinta sismica con componente verticale diretta verso l'alto
Comp. orizz. spinta sismica con componente verticale diretta verso il basso
Comp. vert. spinta sismica con componente verticale diretta verso l'alto
Comp. vert. spinta sismica con componente verticale diretta verso il basso
Braccio della componente orizzontale della spinta sismica
Braccio della componente verticale della spinta sismica
Spinta sismica associata ai pesi di muro e rinterro
Braccio della spinta sismica associata ai pesi di muro e rinterro (appross. ad H/2)
Spinta sismica dovuta al sovraccarico permanente strutturale con componente verticale diretta verso l'alto
Spinta sismica dovuta al sovraccarico permanente strutturale con componente verticale diretta verso il basso
Braccio della spinta sismica dovuta al sovraccarico permanente strutturale
Spinta sismica dovuta al sovraccarico permanente non strutturale con componente verticale diretta verso l'alto
Spinta sismica dovuta al sovraccarico permanente non strutturale con componente verticale diretta verso il basso
Braccio della spinta sismica dovuta al sovraccarico permanente non strutturale
Spinta sismica dovuta al sovraccarico variabile con componente verticale diretta verso l'alto
Spinta sismica dovuta al sovraccarico variabile con componente verticale diretta verso il basso
Braccio della spinta sismica dovuta al sovraccarico variabile

Verifiche di sicurezza

Resistenza passiva sul dente di fondazione

$\gamma_{k,dente}$	0	kN/m ³	Peso unità di volume terreno dente fondazione
$\varphi_{k,dente}$	0	°	Angolo d'attrito interno terreno dente fondazione
$c'_{k,dente}$	0	kPa	Coesione terreno dente fondazione
d	0,00	m	Lunghezza del dente
L_d/L	0,00		Larghezza fronte dente/Larghezza fronte muro
σ_m	0,00	kN/m ²	Pressione media in fondazione
k_p	1,000		Coefficiente di spinta passiva
σ_{p1}	0,00	kN/m ²	Pressione passiva estremità superiore del dente
σ_{p2}	0,00	kN/m ²	Pressione passiva estremità inferiore del dente
R_p	0,00	kN	Resistenza passiva

Verifica a scorrimento

	Condizioni statiche	Condizioni sismiche		
		k_v^+	k_v^-	
F_R	10,10	10,95	10,37	kN
F_S	14,05	11,23	16,69	kN
$F.S._i$	1,39	1,03	1,61	

Forza di scorrimento di progetto
Forza resistente allo scorrimento di progetto

$F.S.=$ 1,03 **Verifica soddisfatta** Fattore di sicurezza a scorrimento

Verifica a ribaltamento

	Condizioni statiche	Condizioni sismiche		
		k_v^+	k_v^-	
M_r	7,62	8,35	7,92	kNm
M_s	19,47	11,49	23,60	kNm
$F.S._i$	2,56	1,38	2,98	

Momento ribaltante di progetto
Momento stabilizzante di progetto

$F.S.=$ 1,38 **Verifica soddisfatta** Fattore di sicurezza a ribaltamento

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Sollecitazioni in fondazione (bracci calcolati rispetto al centro della fondazione O')

	Condizioni statiche		Condizioni sismiche				
	N _{min}	N _{max}	k _y ⁺		k _y ⁻		
			N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	
M _{R, fon}	6,63	6,63	7,22	7,22	6,89	6,89	kNm
M _{S, fon}	21,48	21,48	11,58	11,58	23,53	23,53	kNm
N	34,71	47,37	27,76	27,76	27,76	27,76	kN
a	0,43	0,31	0,16	0,16	0,60	0,60	m
e	-0,07	-0,19	-0,34	-0,34	0,10	0,10	m
M	-2,50	-8,83	-9,53	-9,53	2,76	2,76	kNm
V	10,10	10,10	10,95	10,95	10,37	10,37	kN

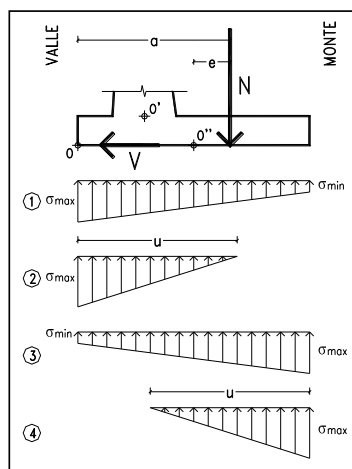
Momento ribaltante per soll. fondazione
Momento stabilizzante per soll. fondazione
Sforzo normale (depurato del sovraccarico)
Distanza retta azione di N da O: $a=(M_S-M_R)/N$
Eccentricità di N (>0 se a destra di O''): $e=a-B/2$
Momento (>0 se orario): $M=Nxe$
Taglio: $V=F_R$

Pressioni in fondazione

Perm. sfavor.		
d	0,17 m	Estremo di nocciolo
A	1,00 m ²	Area fondazione
W	0,17 m ³	Modulo di resistenza fondazione

Fondazione interamente reagente: CASO 1

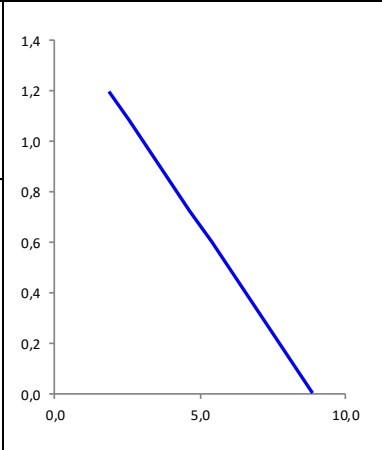
	Condizioni statiche		Condizioni sismiche				
	N _{min}	N _{max}	k _y ⁺		k _y ⁻		
			N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	
σ _{min}	19,74	0,00	0,00	0,00	11,20	11,20	kN/m ²
σ _{max}	49,68	100,67	118,00	118,00	44,31	44,31	kN/m ²
u	-	0,94	0,47	0,47	-	-	m
Caso	1	2	2	2	3	3	



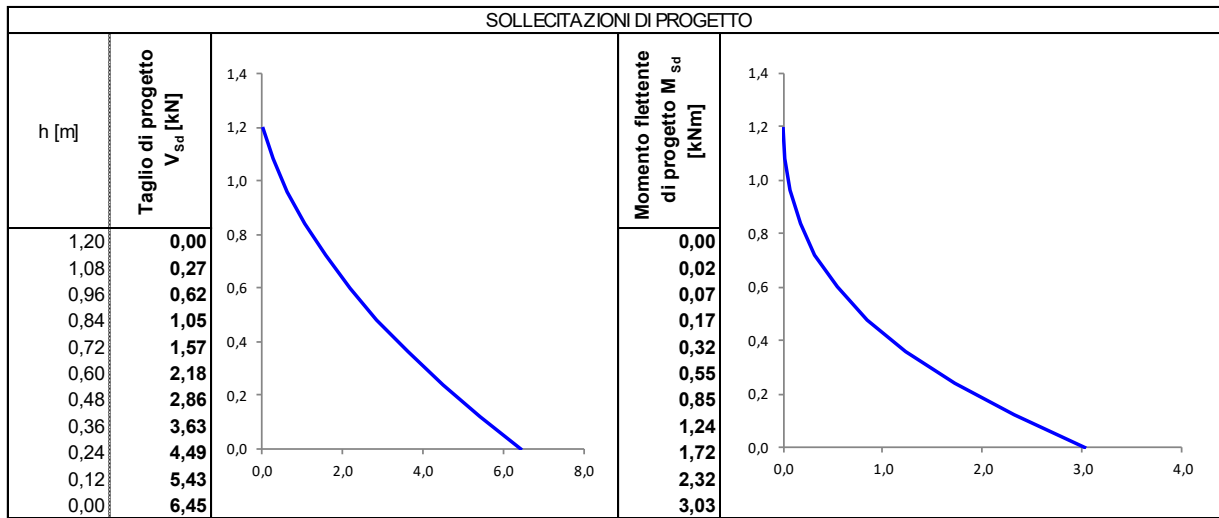
Pressioni e sollecitazioni di progetto sul paramento verticale

CONDIZIONI STATICHE SLU

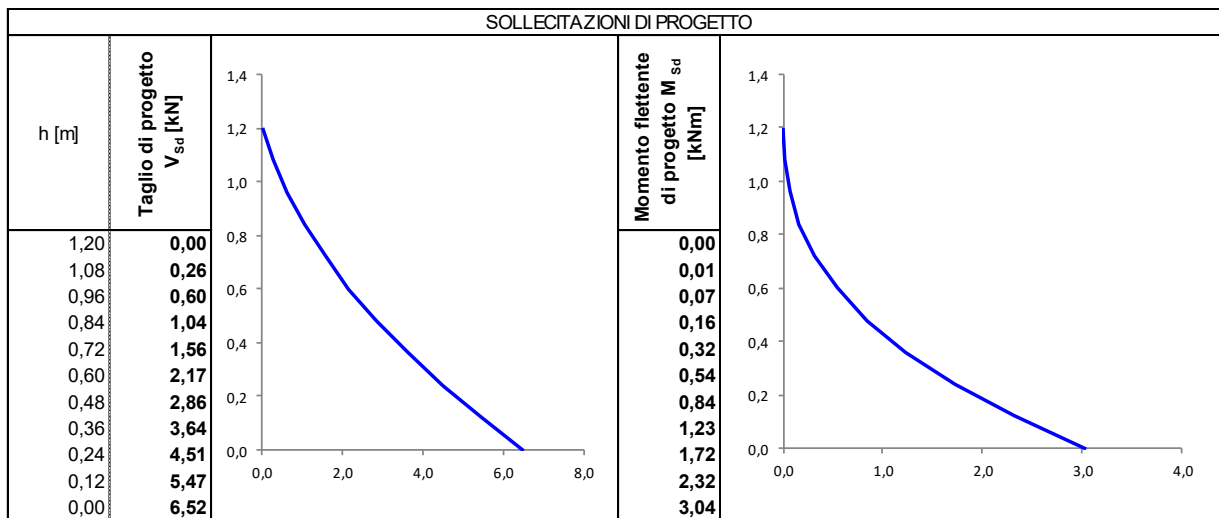
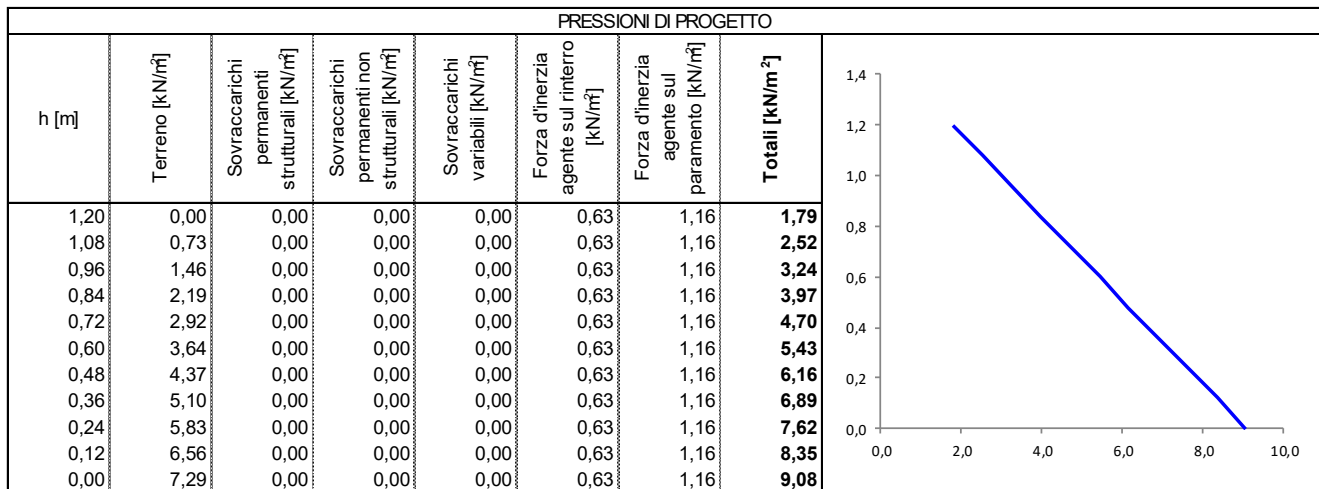
h [m]	PRESSIONI DI PROGETTO					Totali [kN/m ²]
	Terreno [kN/m ²]	Sovraccarichi permanenti strutturali [kN/m ²]	Sovraccarichi permanenti non strutturali [kN/m ²]	Sovraccarichi variabili [kN/m ²]		
1,20	0,00	0,00	0,00	1,87	1,87	
1,08	0,70	0,00	0,00	1,87	2,57	
0,96	1,40	0,00	0,00	1,87	3,28	
0,84	2,10	0,00	0,00	1,87	3,98	
0,72	2,80	0,00	0,00	1,87	4,68	
0,60	3,51	0,00	0,00	1,87	5,38	
0,48	4,21	0,00	0,00	1,87	6,08	
0,36	4,91	0,00	0,00	1,87	6,78	
0,24	5,61	0,00	0,00	1,87	7,48	
0,12	6,31	0,00	0,00	1,87	8,18	
0,00	7,01	0,00	0,00	1,87	8,88	



RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500



CONDIZIONI SISMICHE



RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONI DIRETTE

	SLU 1	SLU 2	SLU 3	SLU 4	SLU 5	SLU 6
CARATTERISTICHE FONDAZIONE	B [m]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	L [m]	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
	H [m]	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	D [m]	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	α [°]	0	0	0	0	0
	Considera peso proprio plinto (SI=1; NO=2)	2	2	2	2	2
	γ_p [kN/m ³]	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00
P_p [kN/m ²]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
AZIONI BASE FONDAZIONE	Considera momenti di trasporto (SI=1; NO=2)	2	2	2	2	2
	F_{vd} [kN]	25,3	25,3	27,4	27,4	25,9
	F_{vd} [kN]					
	F_{zd} [kN]	86,8	118,4	69,4	69,4	69,4
	M_{vd} [kNm]					
	M_{vd} [kNm]	-6,2	-22,1	-23,8	-23,8	6,9
	V [kN]	87	118	69	69	69
	H [kN]	25	25	27	27	26
	θ_v [°]	16,23	12,04	21,53	21,53	20,48
	θ_H [°]	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00
	e_x [m]	-0,07	-0,19	-0,34	-0,34	0,10
	e_y [m]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
CAR. FOND. RID.	B' [m]	0,86	0,63	0,31	0,31	0,80
	L' [m]	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
	A' [m ²]	2,14	1,57	0,78	0,78	2,00
PARAMETRI TERRENI	γ [kN/m ³]	18	18	18	18	18
	ϕ [°]	38	38	38	38	38
	c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0
	c_u [kN/m ²]	0	0	0	0	0
	γ_r [kN/m ³]	18	18	18	18	18
	Cond. pressioni interstiziali (D=1; U=2)	1	1	1	1	1
PARAMETRI DI PORTANZA (BRINCH-HANSEN)	K_p [-]	4,204	4,204	4,204	4,204	4,204
	q [kN/m ²]	9,00	9,00	9,00	9,00	9,00
	k [-]	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	M_b [-]	1,74	1,80	1,89	1,89	1,76
	m [-]	1,26	1,20	1,11	1,11	1,24
	m [-]	1,74	1,80	1,89	1,89	1,76
	N_c [-]	61,35	61,35	61,35	61,35	61,35
	N_q [-]	48,93	48,93	48,93	48,93	48,93
	N_γ [-]	74,90	74,90	74,90	74,90	74,90
	s_c [-]	1,22	1,16	1,08	1,08	1,20
	s_q [-]	1,21	1,15	1,08	1,08	1,20
	s_γ [-]	0,90	0,92	0,96	0,96	0,90
	b_c [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b_q [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b_γ [-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	i_c [-]	0,54	0,65	0,38	0,38	0,43
i_q [-]	0,55	0,65	0,39	0,39	0,44	
i_γ [-]	0,39	0,51	0,23	0,23	0,28	
CARICO LIMITE VERTICALE	q_{LIM} [kN/m ²]	494	530	232	232	366
	γ_R [-]	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
	R_d [kN]	755	594	130	130	524
	E_d [kN]	87	118	69	69	69
	F.S.= R_d/E_d	8,71	5,01	1,87	1,87	7,55
	VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

Con riferimento alle sollecitazioni precedentemente calcolate, si hanno le seguenti sollecitazioni massime alla base del paramento, coincidenti con quelle della suola di fondazione. Le massime sollecitazioni si hanno in condizioni sismiche.

$M_{sd} = 3.04$ kNm, momento flettente di progetto

$V_{sd} = 6.52$ kNm, taglio di progetto

La parete e la suola di fondazione risultano armate con $\Phi 16/20$ superiormente ed inferiormente in entrambe le direzioni. Considerando una sezione di larghezza unitaria, si riportano di seguito le verifiche strutturali della sezione di base della parete.

DATI SEZIONE

Base:	$B = 1000$ mm.
Altezza	$H = 400$ mm.
Copriferro:	$c = 50$ mm.
Altezza Utile:	$d = 350$ mm.

Armature

Armatura Inferiore: (5f16) $A_s = 1005,00$ mmq

Armatura Superiore: (5f16) $A'_s = 1005,00$ mmq

Sollecitazioni

Sforzo Assiale: $N_x = 0,00$ kN

Momento Flettente: $M_y = 3,04$ kN·m

Taglio: $T_z = 6,52$ kN

DATI MATERIALI

Calcestruzzo Classe	C32/40
Resistenza Car. Cubica	$R_{ck} = 40$ N/mm ²
Resistenza Car. Cilindrica	$f_{ck} = 33,20$ N/mm ²
Resistenza di Progetto a Compressione	$f_{cd} = 18,81$ N/mm ²
Resistenza di Progetto a Trazione	$f_{ctd} = 1,45$ N/mm ²
Acciaio Classe	B450C
Resistenza Caratteristica	$f_{yk} = 450,00$ N/mm ²

Resistenza Progetto Trazione Acciaio $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

VERIFICA S.L.U. di FLESSIONE SEMPLICE

$$x_{n,y} = 43 \text{ mm}$$

$$s_{inf,y} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{sup,y} = -120 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{ed,y} = 3,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{rd,y} = 133,40 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$M_{ed}=3 < M_{rd}(Ned)=133,40$ – **VERIFICA SODDISFATTA**

VERIFICA S.L.U. di TAGLIO

Taglio di Calcolo $V_{ed} = 6,52 \text{ kN}$

Resistenza a Taglio CLS. Teso. $V_{rd} = 197,02 \text{ kN} > V_{ed} = 6,52 \text{ kN}$ – **VERIFICA SODDISFATTA**

VERIFICA S.L.E. di Fessurazione

$$e_{sm} = 0,000027$$

$$D_{sm} = 267,8373$$

$W_k = 0,012 \text{ mm.} < W_{lim.} = 0,3 \text{ mm.}$ – **VERIFICA SODDISFATTA**

10.4 Verifica plotta di copertura

Le sollecitazioni sulla copertura in c.a. gettato in opera sono state valutate considerando uno schema statico a piastra omogenea e isotropa vincolata alle estremità su quattro lati, mediante vincoli di semplice appoggio, sulla quale agisce il carico distribuito dovuto alle azioni descritte in analisi dei carichi. Il carico, comprensivo dei fattori parziali di sicurezza, risulta:

$$p_{tot} = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} = 1.3 \times 5.00 + 1.5 \times 5.00 = 14.00 \text{ kN/m}^2$$

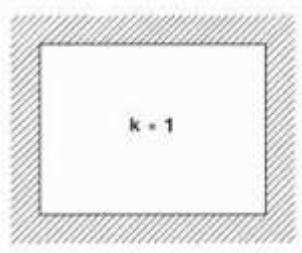
Per il calcolo delle sollecitazioni si impiega il metodo semplificato di Grashov per la soluzione del problema della piastra rettangolare comunque vincolata.

Le sollecitazioni flettenti e taglianti per piastre omogenee e isotrope si calcolano nei due sensi l_x e l_y secondo lo schema statico dipendente dai vincoli di estremità, con il carico di competenza:

$$p_x = p_{tot} \cdot \frac{l_y^4}{Kl_x^4 + l_y^4}$$

$$p_y = p_{tot} - p_x$$

Lo schema adottato è quello di piastra con vincolo di incastro su tre lati, come riportato nell'immagine di seguito:



Le caratteristiche della piastra sono:

$$l_x = 2.10 \text{ m}$$

$$l_y = 7.60 \text{ m}$$

$$p_{tot} = 14 \text{ kN/m}^2$$

Le azioni risultano pertanto come segue:

$$p_x = 13.9 \text{ kN/m}$$

$$p_y = 0.10 \text{ kN/m}$$

Considerando uno schema a doppio appoggio si ha:

$$M_x = p_x l_x^2/8 = 7.66 \text{ kNm}$$

$$V_x = p_x l_x/2 = 14.60 \text{ kN}$$

$$M_y = p_y l_y^2/8 = 0.72 \text{ kNm}$$

$$V_y = p_y l_y/2 = 0.38 \text{ kN}$$

La piastra risulta armata con doppia rete $\Phi 12/20$ superiormente ed inferiormente in entrambe le direzioni. Considerando una sezione di larghezza unitaria, si riportano di seguito le verifiche strutturali della soola.

RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI DN1500

DATI SEZIONE

Base: $B = 1000 \text{ mm.}$
Altezza $H = 200 \text{ mm.}$
Copriferro: $c = 50 \text{ mm.}$
Altezza Utile: $d = 150 \text{ mm.}$

Armature

Armatura Inferiore: (5f12) $A_s = 565,00 \text{ mm}^2$
Armatura Superiore: (5f12) $A'_s = 565,00 \text{ mm}^2$

Sollecitazioni

Sforzo Assiale: $N_x = 0,00 \text{ kN}$
Momento Flettente: $M_y = 7,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Taglio: $T_z = 14,60 \text{ kN}$

DATI MATERIALI

Calcestruzzo Classe	C32/40
Resistenza Car. Cubica	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza Car. Cilindrica	$f_{ck} = 33,20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di Progetto a Compressione	$f_{cd} = 18,81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di Progetto a Trazione	$f_{ctd} = 1,45 \text{ N/mm}^2$
Acciaio Classe	B450C
Resistenza Caratteristica	$f_{yk} = 450,00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza Progetto Trazione Acciaio	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$

VERIFICA S.L.U. di FLESSIONE SEMPLICE

$x_{n,y} = 30 \text{ mm}$
 $\sigma_{inf,y} = 391 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{sup,y} = -490 \text{ N/mm}^2$
 $M_{ed,y} = 7,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $M_{rd,y} = 38,33 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$M_{ed} = 7,65 < M_{rd} = 38,33$ – VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA S.L.U. di TAGLIO

Taglio di Calcolo $V_{ed} = 14,60 \text{ kN}$

Resistenza a Taglio CLS. Teso. $V_{rd} = 105,28 \text{ kN} > V_{ed} = 14,60 \text{ kN}$ – **VERIFICA SODDISFATTA**

VERIFICA S.L.E. di Fessurazione

$e_{sm} = 0,000281$

$D_{sm} = 210,6614$

$W_k = 0,101 \text{ mm.} < W_{lim.} = 0,3 \text{ mm.}$ – **VERIFICA SODDISFATTA**