



Comune di Arezzo

Ufficio Mobilità
Servizio Governo del Territorio

PNRR "Rigenerazione Urbana"

Intervento di realizzazione di una pista ciclabile di collegamento tra il Centro Commerciale OBI e Via Bologna
CUP B11B21002300005

LIV. PROG.

PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTAZIONE

STRUTTURE:
Ing. Stefano Pittalis
Ordine Ing Firenze n.6732

ARCHITETTONICA:
Ing. Stefano Pittalis
Ordine Ing Firenze n.6732

IMPIANTISTICA:
Ing. Stefano Pittalis
Ordine Ing Firenze n.6732

GEOLOGICA:
Geol. Giuseppe Lotti
Ordine Geol. Toscana n.1422



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Roberto Bernardini

(Timbro & Firma)

TIPO ELABORATO

ELABORATI STRUTTURALI

ELABORATO

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
IN C.A. IN OPERA**

COD. PROGETTO

23036

RIFERIMENTO ELABORATO

N° Ordine Elaborato		Livello Progettuale		Tipo Elaborato		Codice Elaborato		Anno		Revisione	
1	6	P	E	R	T	0	6	2	4	0	0

DATA DI STAMPA

marzo 24

SCALA

NOME FILE

240220_23036_Arch

00	PROGETTO ESECUTIVO				
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

1 Introduzione

Oggetto della presente relazione sono le opere strutturali finalizzate alla realizzazione del nuovo sottopasso ferroviario della linea Arezzo-Stia con livello di progettazione esecutiva, per la realizzazione di una pista ciclabile tra il Centro Commerciale OBI e via Bologna ad Arezzo- PNRR - Missione 5 - Componente 2 - Investimento 2.1 CUP B11B21002300005".

Nello specifico in questa relazione saranno riportate le verifiche di tutti gli elementi strutturali realizzati in opera; le parti prefabbricate saranno trattate in apposita relazione specialistica.

1.1 Descrizione delle opere

La struttura in progetto è finalizzata alla realizzazione di un attraversamento della linea ferroviaria in concessione alla società LFI. Attualmente la ferrovia Arezzo-Stia è caratterizzata dalla presenza di una sola linea ma, nella prospettiva futura di un eventuale raddoppio, tutte le considerazioni, le verifiche sugli elementi ed i calcoli sono eseguiti nella condizione favorevole di attraversamento dell'opera di n.2 linee di binario. La stessa lunghezza dello scatolare tiene conto di tale considerazione.

Partendo dal lato OVEST (Centro Commerciale OBI), si distingue:

- un primo tratto di pista su strada bianca esistente ad uso esclusivo ciclo-pedonale;
- un secondo tratto in asfalto ad uso promiscuo ciclabile-carrabile sul sedime dell'attuale via del Castro;
- un terzo tratto di nuova realizzazione di avvicinamento alla rampa ciclabile e pedonale;
- un quarto tratto costituito dalla prima rampa, dal tombino di sottoattraversamento e dalla seconda rampa ad uso ciclabile e pedonale;
- un quinto tratto di nuova realizzazione disposto parallelamente alla via Perugia, fino al nuovo allaccio su via Genova ad uso ciclabile e pedonale;
- un sesto e ultimo tratto ciclabile in corrispondenza di via Genova al posto dell'attuale marciapiede.

La nuova pista avrà una larghezza variabile, compresa tra un minimo di 2.50m ed un massimo di 4.00m.

Nella presente relazione saranno trattate le opere relative alla realizzazione delle rampe di avvicinamento al monolite di sottoattraversamento.

Le rampe saranno costituite da uno scatolare aperto superiormente dalla larghezza di 4.00m ed altezza variabile fino a raggiungere profondità pari all'altezza dello scatolare.

Le rampe presenteranno una pendenza dell'8% e saranno costituite da un'alternanza di rampe e di pianerottoli. La struttura, per questioni di operatività, sarà realizzata a pendenza costante mentre le pendenze di progetto saranno ottenute con un getto di livellamento in magrone.

Lo spessore della platea sarà costante di 40cm, mentre per le pareti si distinguono due diversi tratti:

- tratti iniziali fino ad altezza di 2.30m con spessore di 30cm;
- tratto finali oltre altezza di 2.30m con spessore di 40cm.

2 Normativa di riferimento

Il progetto è stato redatto in conformità alla normativa vigente e, in particolare, alle norme e prescrizioni di seguito elencate:

- D.M.17.01.2018 "Aggiornamento delle norme tecniche delle costruzioni";
- Circolare del 21.01.2019 contenente le istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 17.01.2018;
- ETAG 001 - ALLEGATO C contenente le linee guida per il benessere tecnico europeo di metodi di progettazione degli ancoranti (Aggiornamento 09-2010);
- UNI EN 1991-1 "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 1: basi di calcolo".
- UNI EN 1992-1 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo".
- UNI EN 1997-1 "Progettazione Geotecnica - Parte 1: regole generali".
- UNI EN 1998-5 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".
- Istruzioni RFI Codifica RFI DTC SICS MA IFS 001 A del 29/12/2015: "Manuale di progettazione delle opere civili".
- Istruzioni RFI Codifica RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 27/12/2011: "Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario".
- Istruzione FF.SS. n° 44e - "Istruzione tecnica per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprighiunti negli impalcati ferroviari e nei cavalcavia".
- Istruzione FF.SS. n° 44g- "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.08 alla progettazione geotecnica delle opere ferroviarie".

3 Materiali impiegati

La resistenza di calcolo R_d si pone nella forma (D. M. 17 gennaio 2018 punto 4.2.4.1.1):

$$R_d = R_k / \gamma_M$$

Dove:

- | | |
|------------|--|
| R_k | valore caratteristico della resistenza (a trazione, compressione, flessione, taglio e torsione) della membratura, determinata dai valori caratteristici dei materiali e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti della classe della sezione; |
| γ_M | fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato ed è in funzione del materiale oggetto di calcolo. |

3.1 Calcestruzzo strutture in opera

3.1.1 C32/40 Elementi strutturali gettati in opera

Classe di esposizione:	XC2
Classe cls:	Classe C28/35
Massimo rapporto a/c:	0.60
Minimo contenuto di cemento:	300 kg/m ³
<u>Caratteristiche meccaniche:</u>	
$R_{ck} = 35.00 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$\gamma_c = 1.50$	Coefficiente parziale cls
$f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di progetto a compressione

3.1.2 C12/15 Magroni – Getti di pulizia

Classe di esposizione:	X0
Classe cls magro:	Classe C12/15
Massimo rapporto a/c:	0.50
Minimo contenuto di cemento:	340 kg/m ³
<u>Caratteristiche meccaniche:</u>	
$R_{ck} = 15.00 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica cubica a compressione
$f_{ck} = 12.45 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$\gamma_c = 1.50$	Coefficiente parziale cls
$f_{cd} = 7.06 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di progetto a compressione

3.2 Acciaio per cemento armato

Per l'acciaio da impiegare nelle opere in c.a. si impiegherà acciaio tipo: **B450C**

Caratteristiche meccaniche:

$f_{yk} = 450.00 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica a snervamento
$f_{tk} = 540.00 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica a rottura
$\gamma_s = 1.15$	Coefficiente parziale acciaio da c.a.
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di progetto a snervamento

4 Relazione geotecnica

4.1 Modello geotecnico

In base a quanto emerso nell'ambito della campagna geognostica e secondo quanto riportato all'interno della relazione geologica, trascurando lo strato superficiale di terreno vegetale, si assumerà un modello geotecnico costituito da n.2 strati di terreno di caratteristiche omogenee per i quali si adotteranno i seguenti parametri fisico-meccanici:

Strato 1 LIMI SABBIOSO - ARGILLOSI	c'	Coesione drenata	0	N/mm ²
	φ'	Angolo di attrito	35	°
	k0	Coefficiente di spinta a riposo	0.43	
	kA	Coefficiente di spinta attiva	0.27	
	γt	Peso di volume del terreno	19	kN/m ³
	m	Spessore strato	1.6	m
Strato 2 LIMI ARGILLOSI	c'	Coesione drenata	0	N/mm ²
	φ'	Angolo di attrito	31	°
	k0	Coefficiente di spinta a riposo	0.48	
	kA	Coefficiente di spinta attiva	0.32	
	γt	Peso di volume del terreno	19.5	kN/m ³
	m	Spessore strato	2.4	m

A seguito delle analisi condotte con la progettazione definitiva, si è proceduto al monitoraggio nel tempo del livello di falda. Si sono posizionati ulteriori 2 piezometri oltre a quelli posizionati in fase di progettazione definitiva.

In riferimento all'immagine seguente si specifica che:

- I piezometri posizionati in fase di progettazione definitiva sono "piezo 01 penetrometro" e "piezo 02 penetrometro";
- I piezometri installati successivamente sono "S2 piezo 2023" e "S piezo 2024".



4.2 Livello di falda

Si è proceduto alla lettura dei livelli con cadenza bisettimanale tra dicembre 2023 e febbraio 2024.

Nella tabella seguente il report delle letture rispetto al piano di campagna:

	Piezo 01 penetrometro	piezo 02 penetrometro	S2 (2023)	S (2024)
05/12/23	-7	non rilevata	non rilevata	/
09/12/23	-7	-6,5	non rilevata	/
22/12/23	-3,4	-1,8	-2,3	/
04/01/24	-3,15	-1,8	-2,3	
08/01/24	-3,1	-1,5	-2,4	
07/02/24	-2,75	-1,48	-2	-1,95
16/02/24	-2,1	-1,2	-1,5	-1,5

Fatta eccezione per le normali oscillazioni legate alla presenza delle acque meteoriche che portano la falda anche a livelli molto superficiali (vedasi la lettura del 16/02/2024 al *piezo 02*) il livello di falda si mantiene circa stabile intorno ad una quota che, a vantaggio di sicurezza è stata assunta pari a -1.50m dal piano di campagna.

4.3 Modellazione sismica del suolo

Il suolo è stato assunto, come indicato nella relazione redatta dal Dott. Geol. Giuseppe Lotti, appartenente alla categoria **C**: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.".

Nella stessa relazione si indica che la zona di intervento ha categoria topografica **T1**.

5 Relazione di calcolo

Come anticipato in precedenza, la presente relazione ha ad oggetto le sole rampe di avvicinamento al monolite. Per le verifiche strutturali dell'attraversamento si rimanda alla relazione specifica.

5.1 Analisi dei carichi

Ai fini delle verifiche delle pareti e della platea della rampa si assumono agenti i seguenti carichi variabili:

- Qk carico variabile sul terrapieno a tergo dei muri 4.00kN/m²;
- Qk carico variabile sulla pista (folla compatta) 5.00kN/m².

Agli elementi strutturali si sono assunti i seguenti pesi propri:

- G1 cemento armato 25.00kN/m³;

Per il peso dei terreni si rimanda alla relazione geologica riportata in precedenza.

5.2 Azione sismica

L'azione sismica è stata definita in ottemperanza alle norme tecniche per le costruzioni emanate con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri, ai carichi permanenti e ai carichi variabili. Per questi ultimi, in condizione sismica, è stato assunto un coefficiente $\Psi_2=0,6$ (coefficiente di combinazione associato ai carichi variabili in ambienti suscettibili di affollamento).

Il comune di Arezzo in cui ricade la costruzione è dichiarato sismico **in zona di categoria 2**.

I dati di progetto necessari alla costruzione dello spettro di risposta di progetto sono i seguenti:

- Vita nominale dell'opera: **VN = 50 anni;**
- Classe d'uso: **IV** (Par. 2.4.2 NTC18)
- Coefficiente d'uso associato: **CU = 2,00** (Tab. 2.4.II NTC18)
- Categoria di sottosuolo: **C**
- Condizioni topografiche: **T1**

Definiti i parametri sopra riportati si calcola il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

I parametri indipendenti per lo SLV sono:

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.199 g
F_o	2.424
T_C	0.301 s
S_S	1.411
C_C	1.560
S_T	1.000
q	1.000

Sulla base di quanto esposto in precedenza si determinano i parametri dipendenti secondo le espressioni seguenti:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

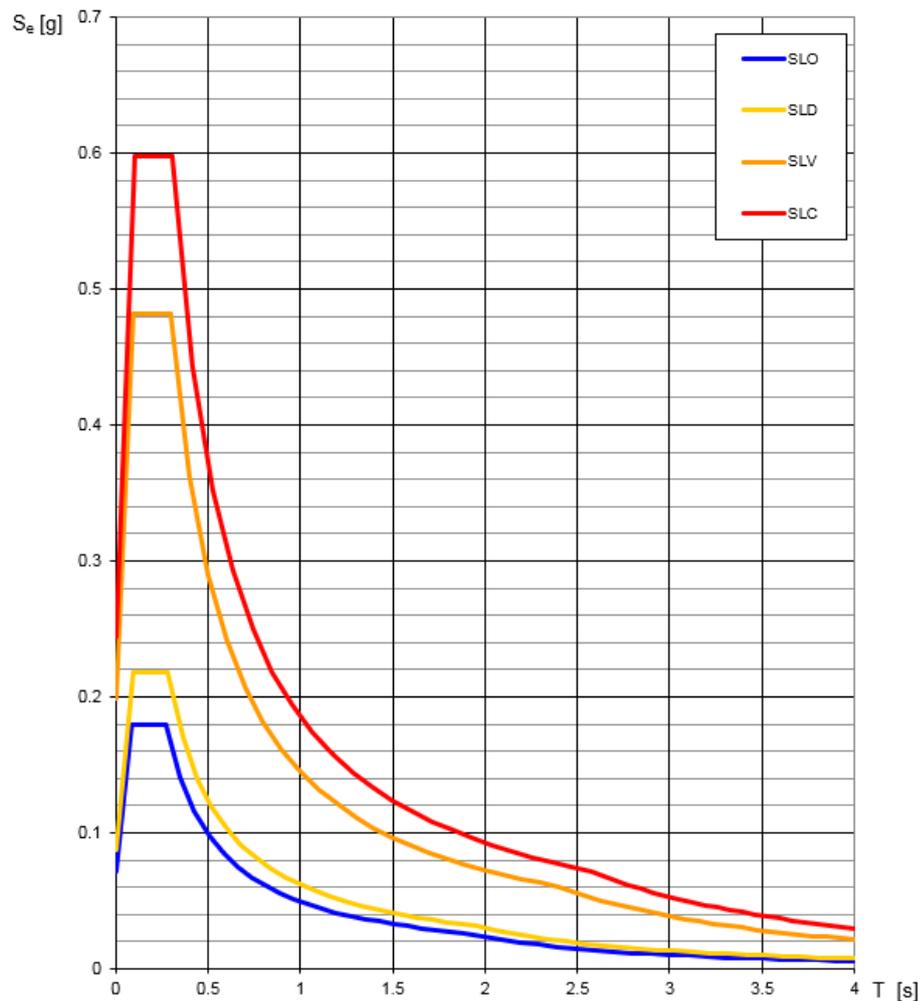
I valori che i parametri dipendenti assumono nel caso specifico sono:

S	1.411
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.470 s
T_D	2.395 s

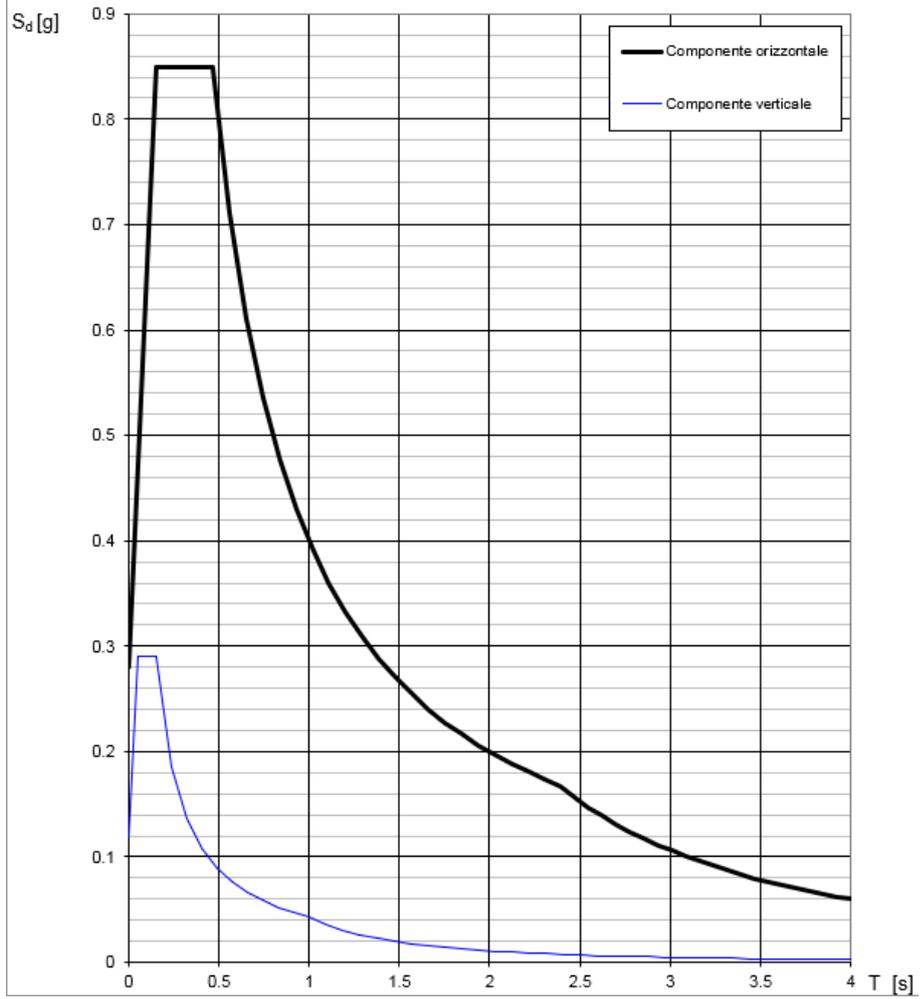
Le espressioni che si utilizzano per la definizione degli spettri di risposta sono:

$$\begin{array}{l|l}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

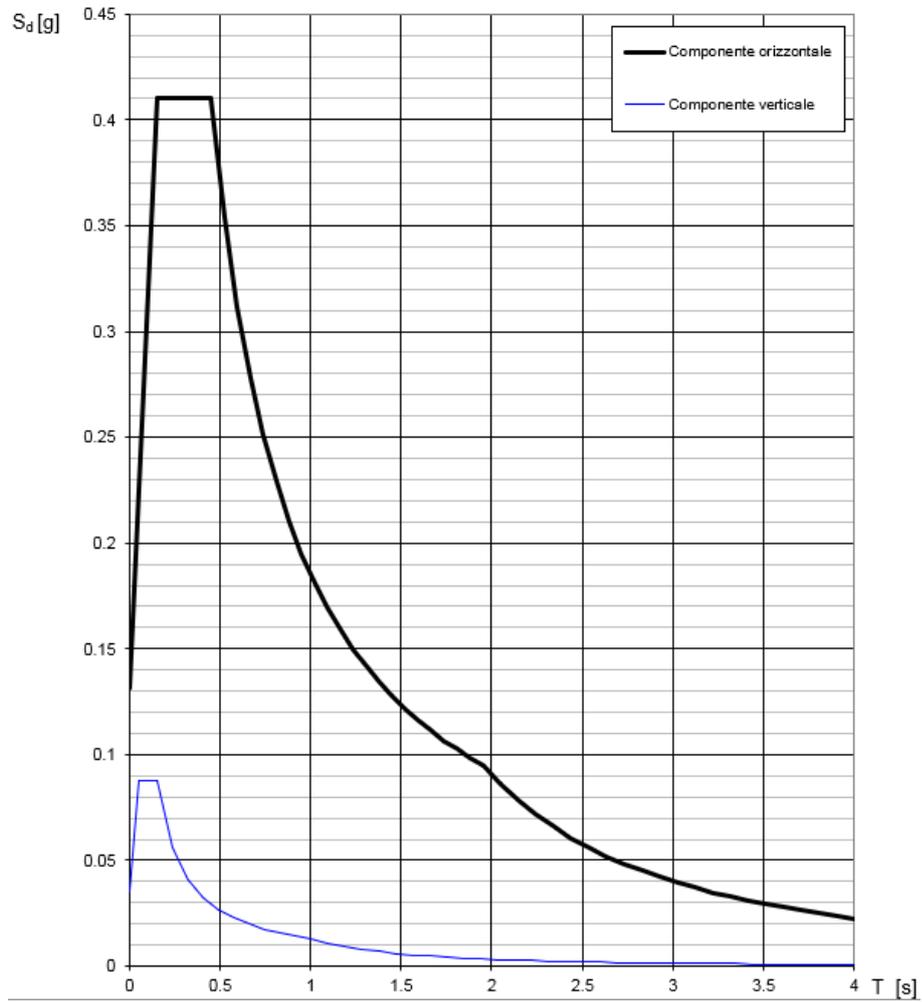
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



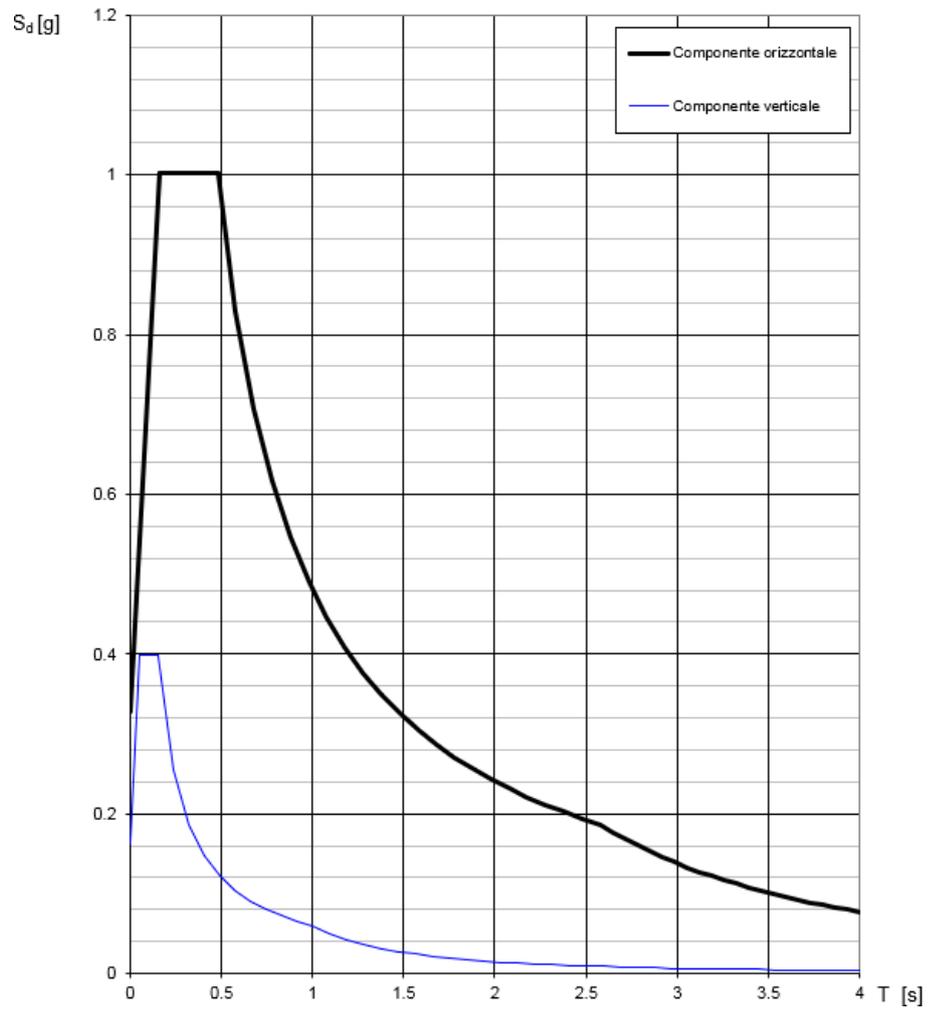
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



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



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



5.3 Combinazione di carico

Ai fini delle verifiche agli Stati Limite le azioni applicate alla struttura sono state considerate utilizzando le combinazioni riportate nei paragrafi successivi.

In ogni caso si adottano:

- G_k valore caratteristico delle azioni permanenti;
- E azione del sisma per lo Stato Limite considerato;
- Q_k valore caratteristico delle azioni variabili;
- γ_G e γ_Q coefficienti parziali di sicurezza;
- ψ_0 e ψ_2 coefficienti di combinazione delle azioni variabili.

I valori considerati dei coefficienti parziali di sicurezza e dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili sono riportati nelle tabelle seguenti.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

5.3.1 Combinazione fondamentale delle azioni (SLU)

La combinazione fondamentale utilizzata per lo Stato Limite Ultimo (SLU) è la seguente:

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

5.3.2 Combinazione sismica (SLV)

La combinazione sismica è la seguente:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

5.3.3 Combinazioni rara, frequente e quasi permanente (SLE)

Per le verifiche SLE si adottano le seguenti combinazioni:

- Combinazione caratteristica o rara:

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

- Combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente:

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

5.4 Verifica pareti

5.4.1 Verifiche strutturali

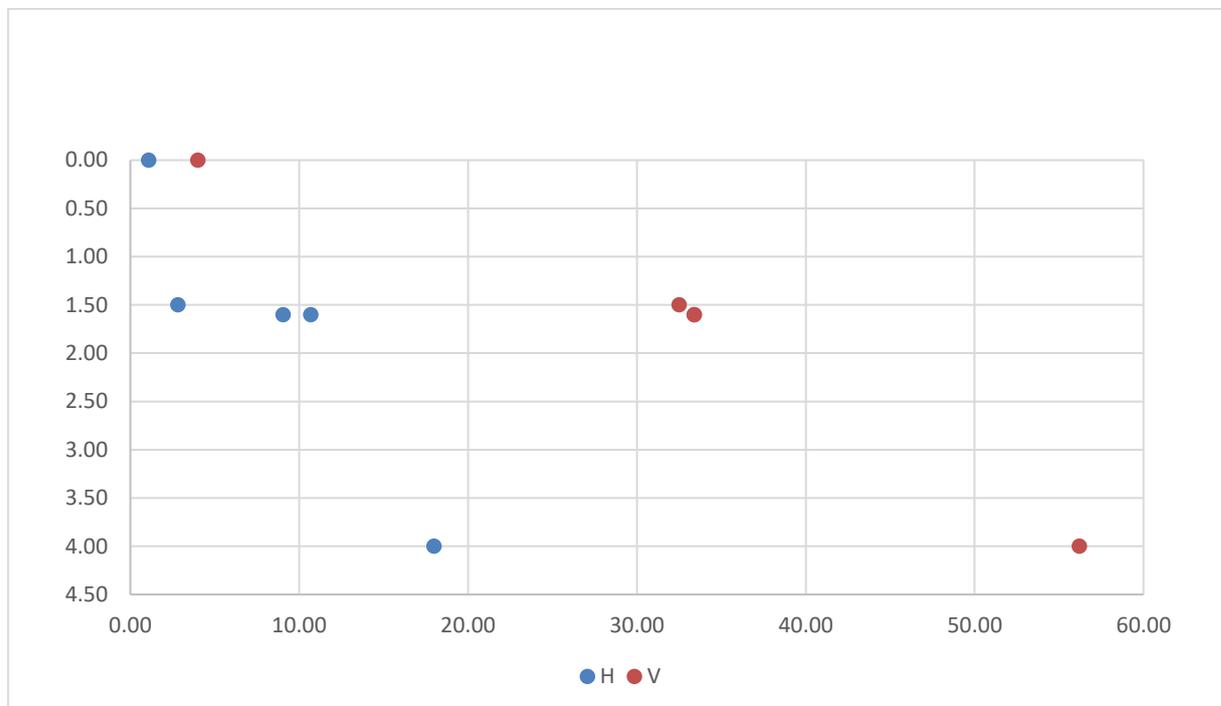
5.4.1.1 Muro in c.a. ZONA 2 - $H_{max} = 4,00m$

Prima di procedere alla verifica del muro in c.a. di altezza 4,00m e sp.40cm si determinano le spinte agenti in condizioni sismiche e statiche:

SPINTA SULLA PARETE:			
q	q	Sovraccarico	4 kN/m ²
Strato 1	c'	Coesione drenata	0 N/mm ²
	φ'	Angolo di attrito	35 °
	k0	Coefficiente di spinta a riposo	0.43
	kA	Coefficiente di spinta attiva	0.27
	γt	Peso di volume del terreno	19 kN/m ³
	m	Spessore strato	1.6 m
	σv, testa	Pressione verticale in testa	4 kN/m ²
	σv, piede	Pressione verticale al piede	33.4 kN/m ²
	σh, testa	Pressione orizzontale in testa	1.08396 kN/m ²
σh, piede	Pressione orizzontale al piede	9.051068 kN/m ²	
Strato 2	c'	Coesione drenata	0 N/mm ²
	φ'	Angolo di attrito	31 °
	k0	Coefficiente di spinta a riposo	0.48
	kA	Coefficiente di spinta attiva	0.32
	γt	Peso di volume del terreno	19.5 kN/m ³
	m	Spessore strato	2.4 m
	σv, testa	Pressione verticale in testa	33.4 kN/m ²
	σv, piede	Pressione verticale al piede	56.2 kN/m ²
	σh, testa	Pressione orizzontale in testa	10.6913 kN/m ²
σh, piede	Pressione orizzontale al piede	17.98955 kN/m ²	
Falda	γw	Peso di volume dell'acqua	10 kN/m ³
	w	Profondità della falda	1.5 m
	σv, falda	Pressione verticale sul livello di falda	32.5 kN/m ²
	σh, falda	Pressione orizzontale sul livello di falda	2.819167 kN/m ²
Geom.	Hmax	Altezza massima del muro	4 m
	L	Larghezza di verifica	1 m
	l	Larghezza dello zoccolo di fondazione	1.2 m
	s	Scarpa di fondazione	0 m
	t	Spessore parete e platea	0.4 m
	g2	Sovraccarico g2 sul terrapieno	12.6 kN/m ²
Spinte	sg2	Spinta dovuta al sovraccarico	3.41 kN/m ²
	Fg2	Risultante delle spinte g2	4.34 kN
	sq	Spinta dovuta al sopraccarico q	1.08 kN/m ²
	Fq	Risultante della spinta sq	4.34 kN
	st	Spinta massima dovuta al terreno	20.60 kN/m ²
	Ft	Risultante della spinta st	41.19 kN
SLU	V, SLU	Taglio alla base in condizione SLU	65.69 kN
	M,SLU	Momento alla base in condizione SLU	97.41 kNm
SLE R	V, SLE R	Taglio alla base in condizione SLE R	49.86 kN
	M,SLE R	Momento alla base in condizione SLE R	72.26 kNm
SIS	ag	Acceleraazione massima al sito su suolo rigido	0.199 g

S_T	Coefficiente di amplificazione topografica	1.00
S_S	Coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.20
β_m	Coefficiente riduttivo dell'accelerazione	1.00
$a_{max} = a_g S_T S_S$	Accelerazione massima attesa al sito	0.239 g
$k_h = a_{max} \beta_m$	Coefficiente di spinta sismica orizzontale	0.239 g
$\sigma_{hsis} = \gamma H k_h$	Incremento di spinta al mq	18.63 kN/m ²
$F = B H \sigma_{hsis}$	Spinta di wood complessiva sulla porzione	74.51 kN
V, SIS	Taglio alla base in condizione SIS	122.63 kN
M, SIS	Momento alla base in condizione SIS	217.81 kNm

Nel grafico seguente sono riportate le pressioni orizzontali e verticali agenti sul muro in funzione della profondità:



Di seguito la verifica del muro avente spessore di 40cm ed armatura $\phi 16/10\text{cm}$:

CARATTERISTICHE MATERIALI			
Acciaio e Calcestruzzo	Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 N/mm ²
	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	29.05 N/mm ²
	Resistenza di progetto di snervamento	f_{yd}	391.3 N/mm ²
	Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	16.46 N/mm ²
	Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	37.05 N/mm ²
	Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	2.83 N/mm ²
	Modulo elastico acciaio	E_s	210000 N/mm ²
	Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	32588.11 N/mm ²
	Deformazione ultima del calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.35%
	Deformazione di snervamento acciaio	ϵ_{yd}	0.19%
GEOMETRIA DELLA SEZIONE			
Altezza sezione	H	400 mm	VERIFICATO
Larghezza sezione	B	1000 mm	
Copriferro	c	35 mm	

	Altezza utile	d	365	mm	
	Altezza utile '	d'	35	mm	
	Area calcestruzzo	A _c	400000	mm ²	
	Rapporto	b/h	2.5		VERIFICATO
	lunghezza zona critica CD"B" mm	L _z	400	mm	per CD"B"
ARMATURA LONGITUDINALE					
Tesa	numero di ferri (n _i)	Diametro Φ _i (mm)	numero di ferri (n _i)	Diametro Φ _i (mm)	Area totale tesa (mm ²)
	10	16	0 0	0 0	2010.62
Compr.	numero di ferri (n _i)	Diametro Φ _i (mm)	numero di ferri (n _i)	Diametro Φ _i (mm)	Area totale comp. (mm ²)
	10	16	0 0	0 0	2010.62
Limiti di armatura	Area di armatura tesa minima [4.1.6.1.1]	A _{s,min}	597.9	mm ²	VERIFICATO
	Area di armatura tesa massima [4.1.6.1.1]	A _{s,max}	16000	mm ²	VERIFICATO
	Area di armatura compressa massima [4.1.6.1.1]	A _{s',max}	16000	mm ²	VERIFICATO
	Rapporto di armatura compressa	ρ _{comp}	0.0050		
	Verifica sul rapporto di armatura tesa [7.4.6.2.1]	ρ	0.0050		VERIFICATO
	Verifica sul rapporto di armatura compressa [7.4.6.2.1]	ρ _{comp} >0.5ρ	0.0025		VERIFICATO
VERIFICHE SLU					
Flessione	Momento agente SLU	M _{ed}	217.81	kNm	
	Area acciaio teso	A _s	2010.62	mm ²	
	Area acciaio compresso	A _{s'}	2010.62	mm ²	
	Posizione dell'asse neutro	x	41.70	mm	
	Rapporto	x/d	0.11		As snervato Sezione duttile
	Deformazione acciaio A _{s'}	ε' _s	0.06%		As' non snervato -
	Momento resistente	M _{rd}	269.69		
	Rapporto di verifica	M _{ed} /M _{rd}	0.81		VERIFICATO
Taglio (non armata)	Taglio agente SLU	V _{ed}	122.63	kN	
	coefficiente	k	1.740		
	taglio unitario minimo	v _{min}	0.433	N/mm ²	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ ₁	0.006		
	Tensione di compressione media	σ _{cp}	0.0	N/mm ²	
	Resistenza a taglio	V _{rd}	192.08	kN	
	Rapporto di verifica	V _{ed} /V _{rd}	0.64		VERIFICATO
VERIFICHE SLE					
Tensioni di esercizio	Momento agente SLE rara	M _{ed comb. Rara}	72.26	kNm	
	Momento agente SLE quasi permanente	M _{ed comb. quasi perm.}	72.26	kNm	
	Coefficiente di omogenizzazione	n	15		
	Posizione asse neutro	x	106.31	mm	
	Momento d'inerzia	J	2572137394	mm ⁴	
	Combinazione rara				
	Massima compressione sul calcestruzzo	σ _c	2.9867	N/mm ²	VERIFICATO
	Massima trazione sull'acciaio	σ _s	109.0112	N/mm ²	VERIFICATO
Combinazione quasi permanente					
	Massima compressione sul calcestruzzo	σ _c	2.9866631	N/mm ²	VERIFICATO
Apertura delle	Momento agente SLE frequente	M _{ed comb. Frequente}	72.26	kN	
	Momento agente SLE quasi permanente	M _{ed comb. quasi perm.}	72.26	kN	
	Fattore dipendente dalla durata del carico	k _t	0.4		

Rapporto E_s/E_{cm}	α_e	6.44	
Altezza dell'area di calcestruzzo efficace teso	$h_{c,eff}$	87.5	mm
Area di calcestruzzo efficace teso	$A_{c,eff}$	87500	mm ²
Rapporto geometrico di armatura su cls teso	ρ_{eff}	0.023	
Tensione nell'armatura con sezione fessurata SLE freq	σ_s frequente	109.011	N/mm ²
Tensione nell'armatura con sezione fessurata SLE quasi perm	σ_s quasi permanente	109.011	N/mm ²
Diametro equivalente delle barre	Φ_{eq}	16	
	k_1	0.8	
	k_2	0.5	
	k_3	3.4	
	k_4	0.425	
Diametro minimo delle barre	Φ_{min}	16	mm
	$5(c+\Phi_{min}/2)$	215	mm
Spaziatura massima barre	s	48.94736842	mm
Distanza massima tra le fessure	Δs_m	139.63	mm
Combinazione frequente			
Deformazione unitaria media delle barre	ϵ_{sm}	0.0003	
Ampiezza delle fessure	w_d	0.0739	mm
Rapporto di verifica	w_d/w_3	0.18	VERIFICATO
Combinazione quasi permanente			
Deformazione unitaria media delle barre	ϵ_s	0.0003	
Ampiezza delle fessure	w_d	0.0739	mm
Rapporto di verifica	w_d/w_2	0.25	VERIFICATO

Le verifiche sono soddisfatte. A vantaggio di sicurezza si sono condotte le verifiche SLE nella condizione rara.

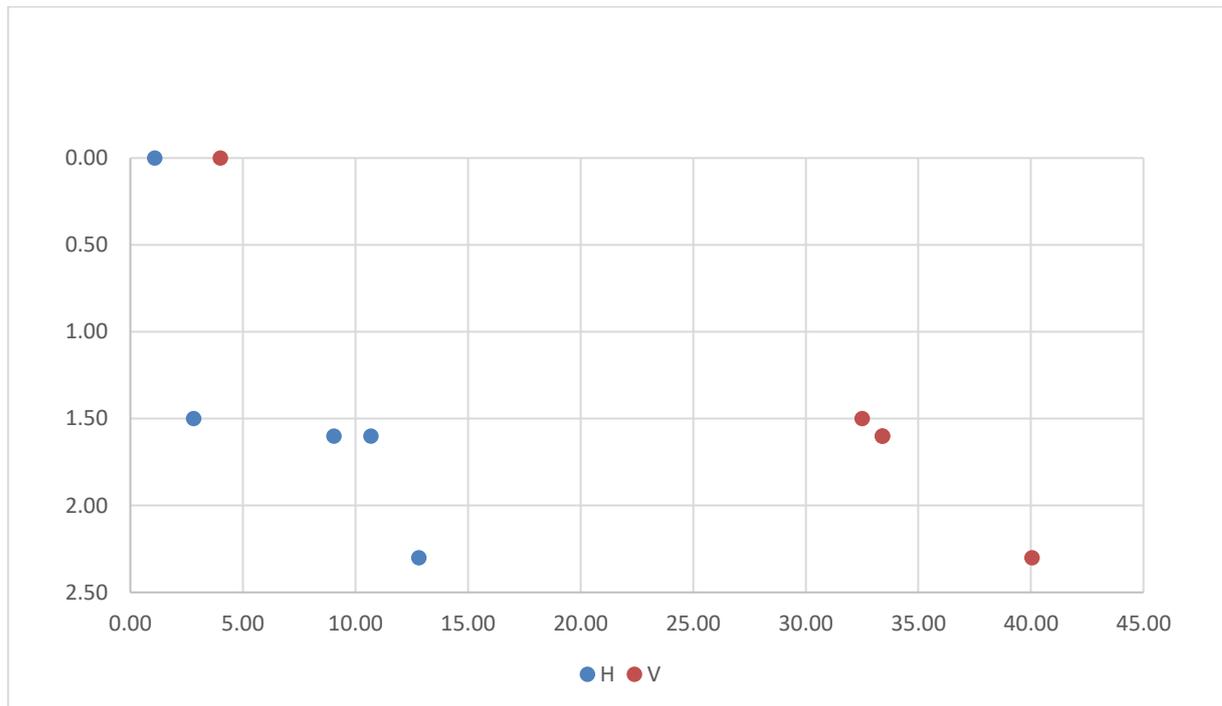
5.4.1.2 Muro in c.a. ZONA 1 - $H_{min} = 2,30m$

Prima di procedere alla verifica del muro in c.a. di altezza 2.30m e sp.30cm si determinano le spinte agenti in condizioni sismiche e statiche:

SPINTA SULLA PARETE:			
σ	q	Sovraccarico	4 kN/m ²
Strato 1	c'	Coesione drenata	0 N/mm ²
	ϕ'	Angolo di attrito	35 °
	k0	Coefficiente di spinta a riposo	0.43
	kA	Coefficiente di spinta attiva	0.27
	γ_t	Peso di volume del terreno	19 kN/m ³
	m	Spessore strato	1.6 m
	σ_v , testa	Pressione verticale in testa	4 kN/m ²
	σ_v , piede	Pressione verticale al piede	33.4 kN/m ²
	σ_h , testa	Pressione orizzontale in testa	1.08396 kN/m ²
	σ_h , piede	Pressione orizzontale al piede	9.051068 kN/m ²
Strato 2	c'	Coesione drenata	0 N/mm ²
	ϕ'	Angolo di attrito	31 °
	k0	Coefficiente di spinta a riposo	0.48
	kA	Coefficiente di spinta attiva	0.32
	γ_t	Peso di volume del terreno	19.5 kN/m ³
	m	Spessore strato	0.7 m
	σ_v , testa	Pressione verticale in testa	33.4 kN/m ²
	σ_v , piede	Pressione verticale al piede	40.05 kN/m ²

	oh, testa	Pressione orizzontale in testa	10.6913	kN/m ²
	oh, piede	Pressione orizzontale al piede	12.81996	kN/m ²
Falda	Yw	Peso di volume dell'acqua	10	kN/m ³
	w	Profondità della falda	1.5	m
	ov, falda	Pressione verticale sul livello di falda	32.5	kN/m ²
	oh, falda	Pressione orizzontale sul livello di falda	2.819167	kN/m ²
Geom.	Hmax	Altezza massima del muro	2.3	m
	L	Larghezza di verifica	1	m
	l	Larghezza dello zoccolo di fondazione	1.2	m
	s	Scarpa di fondazione	0	m
	t	Spessore parete e platea	0.3	m
	g2	Sovraccarico g2 sul terrapieno	12.6	kN/m ²
Spinte	sg2	Spinta dovuta al sovraccarico	3.41	kN/m ²
	Fg2	Risultante delle spinte g2	2.49	kN
	sq	Spinta dovuta al sopraccarico q	1.08	kN/m ²
	Fq	Risultante della spinta sq	2.49	kN
	st	Spinta massima dovuta al terreno	11.84	kN/m ²
	Ft	Risultante della spinta st	13.62	kN
SLU	V, SLU	Taglio alla base in condizione SLU	24.68	kN
	M,SLU	Momento alla base in condizione SLU	22.17	kNm
SLE	V, SLE R	Taglio alla base in condizione SLE R	18.60	kN
	M,SLE R	Momento alla base in condizione SLE R	16.18	kNm
SIS	a _g	Accelereazione massima al sito su suolo rigido	0.199	g
	S _T	Coefficiente di amplificazione topografica	1.00	
	S _S	Coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.20	
	β _m	Coefficiente riduttivo dell'accelerazione	1.00	
	a _{max} = a _g S _T S _S	Accelereazione massima attesa al sito	0.239	g
	k _h = a _{max} β _m	Coefficiente di spinta sismica orizzontale	0.239	g
	σ _{hsis} = γ H K _h	Incremento di spinta al mq	10.71	kN/m ²
	F = B H σ _{hsis}	Spinta di wood complessiva sulla porzione	24.63	kN
	V, SIS	Taglio alla base in condizione SIS	42.24	kN
M,SIS	Momento alla base in condizione SIS	43.36	kNm	

Nel grafico seguente sono riportate le pressioni orizzontali e verticali agenti sul muro in funzione della profondità:



Di seguito la verifica del muro avente spessore di 40cm ed armatura fi16/10cm:

VERIFICHE SLU					
Flessione	Momento agente SLU	M_{ed}	43.36	kNm	
	Area acciaio teso	A_s	1005.31	mm ²	
	Area acciaio compresso	A_s'	1005.31	mm ²	
	Posizione dell'asse neutro	x	33.10	mm	
	Rapporto	x/d	0.12	As snervato Sezione duttile	
	Deformazione acciaio A_s'	ϵ'_s	-0.02%	As' non snervato -	
	Momento resistente	M_{rd}	99.96	-	
	Rapporto di verifica	M_{ed}/M_{rd}	0.43	VERIFICATO	
Taglio (non armata)	Taglio agente SLU	V_{ed}	42.24	kN	
	coefficiente	k	1.869	-	
	taglio unitario minimo	v_{min}	0.482	N/mm ²	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_1	0.004	-	
	Tensione di compressione media	σ_{cp}	0.0	N/mm ²	
	Resistenza a taglio	V_{rd}	132.24	kN	
	Rapporto di verifica	V_{ed}/V_{rd}	0.32	VERIFICATO	
VERIFICHE SLE					
Tensioni di esercizio	Momento agente SLE rara	$M_{ed\ comb. Rara}$	22.17	kNm	
	Momento agente SLE quasi permanente	$M_{ed\ comb. quasi perm.}$	22.17	kNm	
	Coefficiente di omogenizzazione	n	15	-	
	Posizione asse neutro	x	69.63	mm	
	Momento d'inerzia	J	706195513	mm ⁴	
	Combinazione rara				
	Massima compressione sul calcestruzzo	σ_c	2.1859	N/mm ²	VERIFICATO
	Massima trazione sull'acciaio	σ_s	92.0017	N/mm ²	VERIFICATO
	Combinazione quasi permanente				
	Massima compressione sul calcestruzzo	σ_c	2.1858507	N/mm ²	VERIFICATO

Apertura delle fessure (condizioni ambientali ordinarie - armatura poco sensibile)	Momento agente SLE frequente	$M_{ed\ comb.}$ Frequente	22.17	kN		
	Momento agente SLE quasi permanente	$M_{ed\ comb.}$ quasi perm.	22.17	kN		
	Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0.4			
	Rapporto E_s/E_{cm}	α_e	6.44			
	Altezza dell'area di calcestruzzo efficace teso	$h_{c,eff}$	76.8	mm		
	Area di calcestruzzo efficace teso	$A_{c,eff}$	76791	mm ²		
	Rapporto geometrico di armatura su cls teso	ρ_{eff}	0.013			
	Tensione nell'armatura con sezione fessurata SLE freq	σ_s frequente	92.002	N/mm ²		
	Tensione nell'armatura con sezione fessurata SLE quasi perm	σ_s quasi permanente	92.002	N/mm ²		
	Diametro equivalente delle barre	Φ_{eq}	16			
		k_1	0.8			
		k_2	0.5			
		k_3	3.4			
		k_4	0.425			
	Diametro minimo delle barre	Φ_{min}	16	mm		
		$5(c+\Phi_{min}/2)$	215	mm	ok	
	Spaziatura massima barre	s	103.33333	mm		
	Distanza massima tra le fessure	Δs_m	192.22	mm		
	Combinazione frequente					
	Deformazione unitaria media delle barre	ϵ_{sm}	0.0003			
	Ampiezza delle fessure	w_d	0.0859	mm		
	Rapporto di verifica	w_d/w_3	0.21		VERIFICATO	
	Combinazione quasi permanente					
Deformazione unitaria media delle barre	ϵ_s	0.0003				
Ampiezza delle fessure	w_d	0.0859	mm			
Rapporto di verifica	w_d/w_2	0.29		VERIFICATO		

Le verifiche sono soddisfatte. A vantaggio di sicurezza si sono condotte le verifiche SLE nella condizione rara.

5.5 Verifiche fondazioni

Le opere in oggetto, viste le loro caratteristiche possono essere assimilate ad opere di sostegno.

Per tale ragione le verifiche legate all'interazione terreno-struttura che si sono condotte sono, secondi il punto 6.5.3.1.1 le seguenti:

- SLU di tipo Geotecnico (GEO)
 - Scorrimento sul piano di posa;
 - Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - Ribaltamento;
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo Strutturale (STR)
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Vista la particolare conformazione dell'opera, costituita da un profilo ad U aperto e soggetto alla spinta del terreno su entrambi i lati, alcune delle verifiche sopra riportate sono implicitamente soddisfatte; nello specifico:

- Scorrimento sul piano di posa i muri sono entrambi soggetti alla spinta del terreno diretta una in verso opposto all'altra; la struttura è posta in piano e nessuna delle due azioni orizzontali prevale sull'altra. Si esclude per tale ragione la possibilità di scorrimento orizzontale sul piano di posa;
- Ribaltamento i muri sono entrambi soggetti alla spinta del terreno diretta una in verso opposto all'altra; la struttura è posta in piano e nessuna delle due azioni orizzontali prevale sull'altra. Si esclude per tale ragione la possibilità di ribaltamento;
- Stabilità globale la struttura è posta in piano e scavata in trincea rispetto al piano di campagna; Si escludono per tale ragione fenomeni globali o di versante.

Le verifiche strutturali sono state riportate in precedenza.

Ci si limiterà alla verifica della capacità portante dell'insieme fondazione-terreno.

5.5.1 Calcolo delle sollecitazioni

Si procederà alla verifica del sistema fondazione-terreno schematizzando la platea come una trave alla Winkler; la verifica sarà condotta su di una striscia di larghezza unitaria, trascurando in questo modo l'effetto di ripartizione trasversale offerto dalla platea.

Sulla base di quanto riportato nella relazione geologica, si procede alla definizione della costante di sottofondo assumendo:

- E Modulo elastico del terreno 309 N/mm²;
- V Modulo di Poisson 0.3

La costante di sottofondo risulta:

Costante di Winkler	Larghezza della fondazione	L	1000	mm
	Modulo elastico	E	390	N/mm ²
	Modulo di Poisson	v	0.30	
	Modulo Edometrico	Eedo	525.00	N/mm ²
	Costante di sottofondo	k	0.525	N/mm ³

Le fondazioni saranno analizzate nelle due seguenti condizioni:

- condizione A1; M1; R3 che per le sollecitazioni corrisponde allo SLU;
- condizione SISMICA.

Oltre ai carichi e momenti concentrati sulla fondazione agiranno anche i carichi distribuiti dovuti a:

- peso proprio platea Sp=40cm (G₁) 0.40m · 25 kN/m³ = 10.00 kN/m²;
- peso del ricoprimento H_{max}=20cm (G₂) 0.20m · 20 kN/m³ = 4.00 kN/m²;
- carico d'uso folla compatta (Q_k) 5.00 kN/m².

Secondo quanto esposto in precedenza sulla platea, in ogni porzione delle rampe, agirà il seguente carico distribuito:

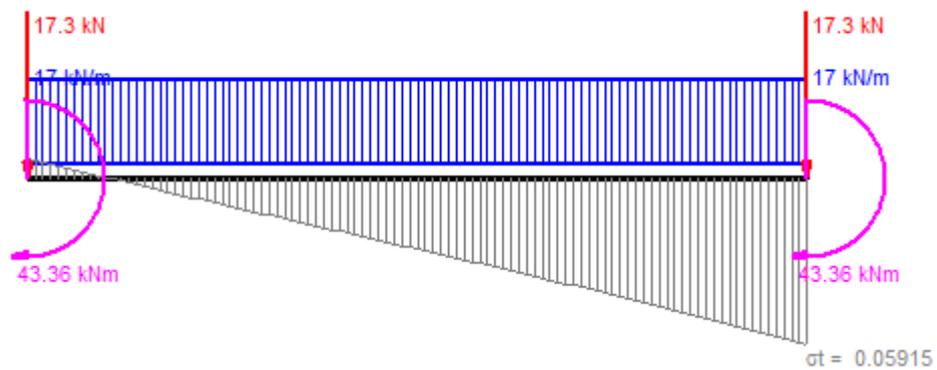
- SIS (5 kN/m²·0.6+10.00 kN/m²+4.00 kN/m²)·1.00 m=17.00 kN/m;
- SLU (5 kN/m²·1.5+4.00 kN/m²·1.5+10.00 kN/m²·1.3) 1.00 m=26.50 kN/m;

5.5.1.1 Muro in c.a. ZONA 1 - $H_{max} = 2,30m$

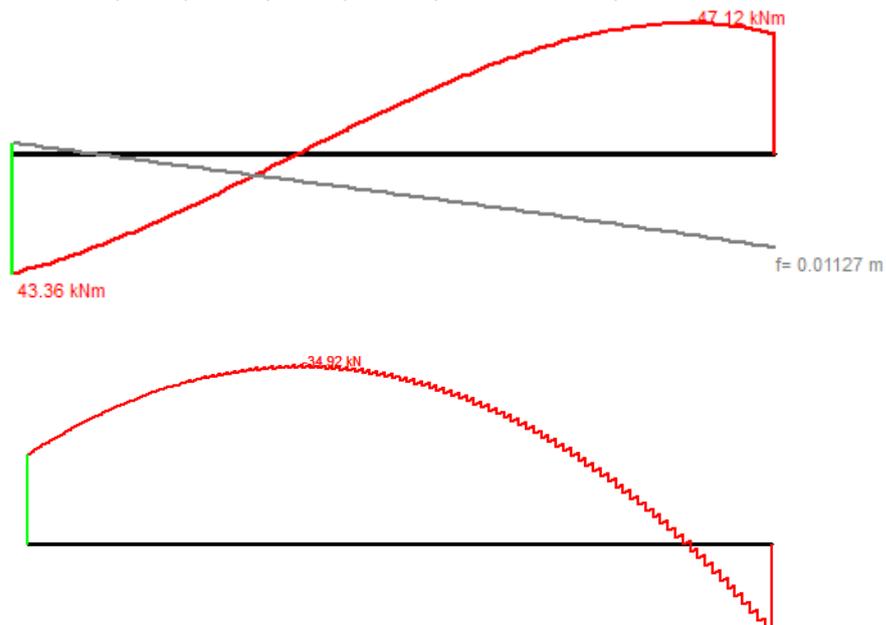
In questo tratto di rampa le pareti, assunte tutte di altezza pari a 2.30m, trasmettono alla fondazione le seguenti sollecitazioni:

- SIS $M_{Ed}=43.36$ kNm; $N_{Ed}=17.25$ kN;
- SLU $M_{Ed}=22.17$ kNm; $N_{Ed}=22.43$ kN.

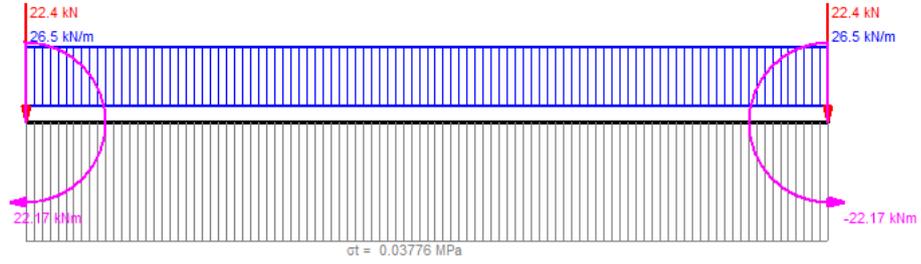
In condizione sismica SIS lo schema di calcolo è il seguente:



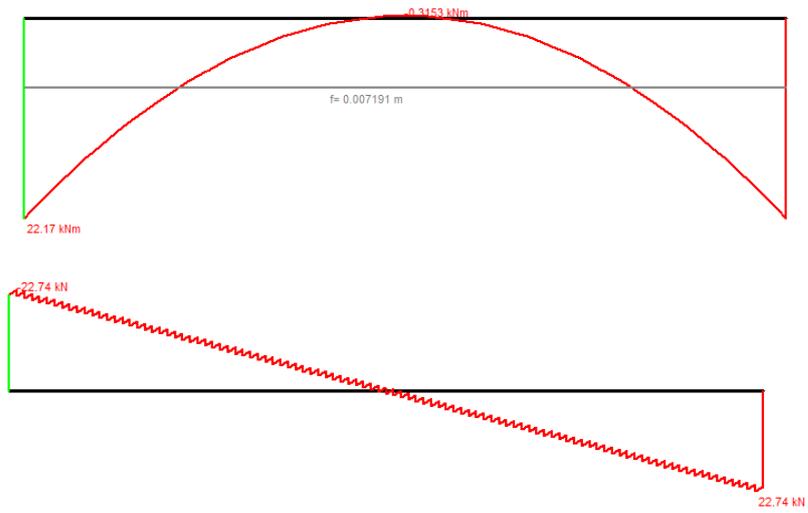
File : -
Luce = 4 m ; E = 32,000 MPa ; J = 533,333 cm⁴ ; K = 0.525 daN/cm³ ; b = 1 m



In condizione statica SLU lo schema di calcolo è il seguente:



File: Muro tratto 1 SIS -
Luce = 4 m ; E = 32,000 MPa ; J = 533,333 cm⁴ ; K = 0.525 daN/cm³ ; b = 1 m

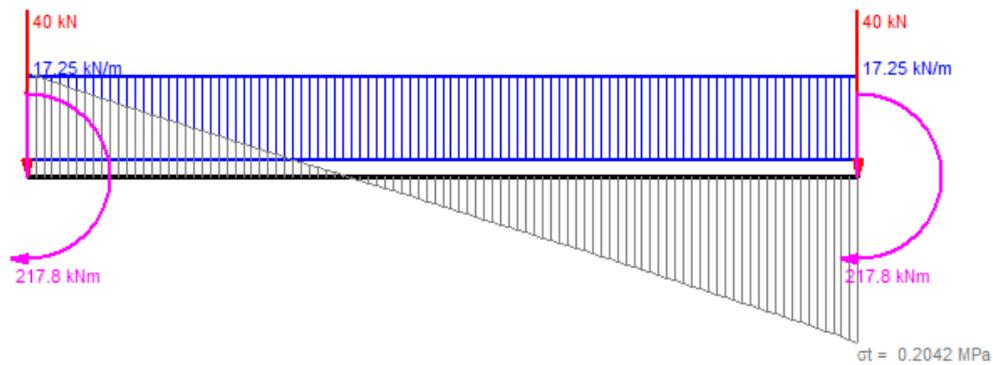


5.5.1.2 Muro in c.a. ZONA 2 - $H_{max} = 4,00m$

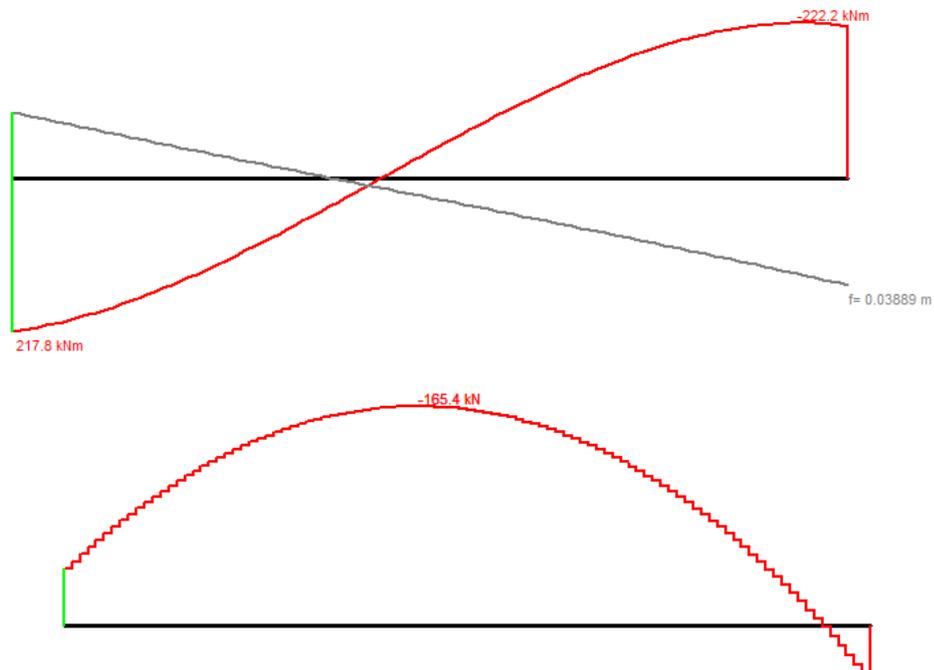
In questo tratto di rampa le pareti, assunte tutte di altezza pari a 2.30m, trasmettono alla fondazione le seguenti sollecitazioni:

- SIS $M_{Ed}=217.81 \text{ kNm}; \quad N_{Ed}=40.00 \text{ kN};$
- SLU $M_{Ed}=97.41 \text{ kNm}; \quad N_{Ed}=52.00 \text{ kN}.$

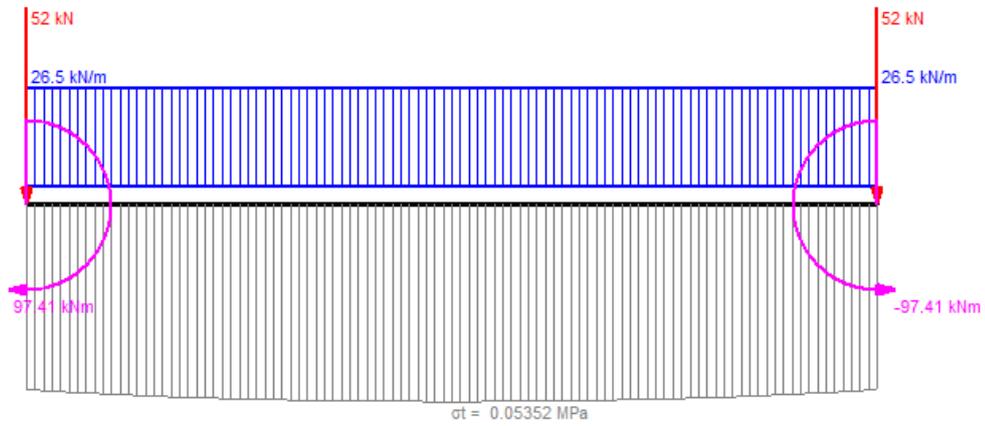
In condizione sismica SIS lo schema di calcolo è il seguente:



File : Muro tratto 2 SIS -
Luce = 4 m ; E = 32,000 MPa ; J = 533,333 cm⁴ ; K = 0.525 daN/cm³ ; b = 1 m

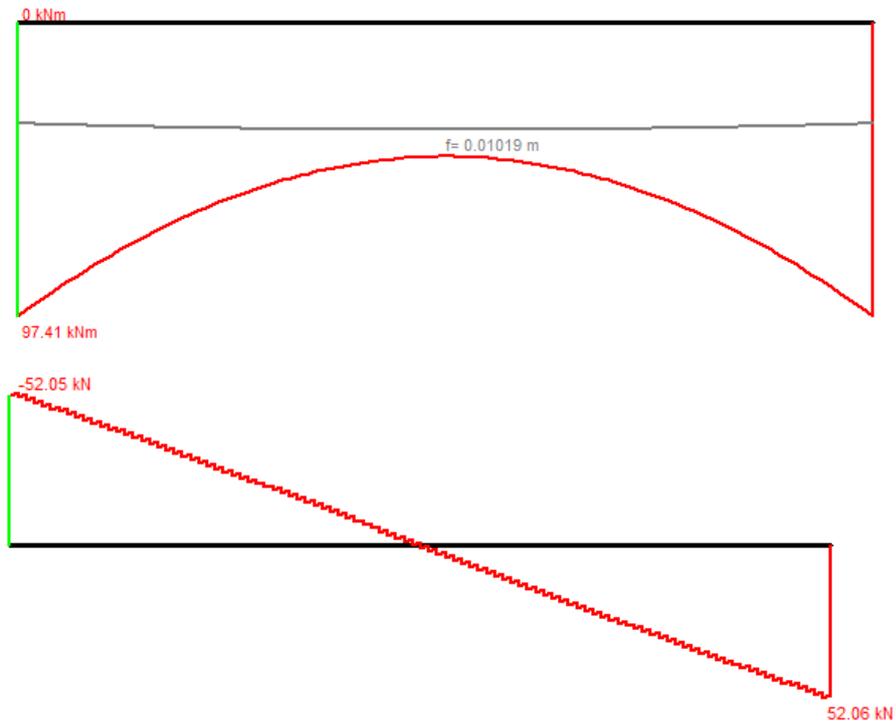


In condizione statica SLU lo schema di calcolo è il seguente:



File : Muro tratto 2 SLU -

Luce = 4 m ; E = 32,000 MPa ; J = 533,333 cm⁴ ; K = 0.525 daN/cm³ ; b = 1 m



5.5.2 Verifica di capacità portante

La massima pressione agente sul terreno risulta pari a 0.20Mpa e la si registra sulla porzione di muro n. 2 in condizione sismica.

Si riporterà la verifica di capacità portante relativa alla sola combinazione sopra riportata.

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - D.M. 17.01.2018:

Dati di calcolo:

Metodo calcolo - statico	VESIC (1975)
Gruppi di coefficienti	A1+M1+R3
Considera fattori d = 1	no
Considera fattori i = 1	no

Dati geotecnici:

P.terreno sopra p.di posa	γ_1	19.5	kN/m ³
P.terreno sotto p.di posa	γ	19.5	kN/m ³
P.terreno sotto p.di posa sommerso	γ'	9.5	kN/m ³
Coesione non drenata	$c_{u,k}$	0	kN/m ²
Angolo di attrito	ϕ'_k	31	°
Coesione efficace	c'_k	0	kN/m ²
Profondità della falda	z_w	1.50	m
Distanza falda piano di posa	d	-2.50	m
P.terreno p.d.posa di calcolo drenata	γ'	9.5	kN/m ³

Calcolo tensioni geostatiche al piano di posa:

Tensione verticale totale [kN/m ²]	$q = \sigma_{v0}$	78	kN/m ²
Pressione neutra [kN/m ²]	u	25	kN/m ²
Tensione verticale efficace [kN/m ²]	$q' = \sigma'_{v0}$	53	kN/m ²

Calcolo capacità portante in condizione drenata:

$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi) =$	32.67
$N_q = e^{(\pi \tan \phi)} [\tan^2(\pi/4 + \phi/2)] =$	20.63
$N_y = 2(N_q + 1) \tan \phi =$	25.99
$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi) =$	1.000
$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 (\lambda = D/B' \text{ o } \arctan D/B') =$	1.000
$d_v =$	1.000
$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi) =$	1.000
$g_q = (1 - \tan \omega)^2 \cos \omega =$	1.000
$g_v = (1 - \tan \omega)^2 =$	1.000

$$q_{lim} = c' N_c i_c s_c d_c b_c g_c + q' N_q i_q s_q d_q b_q g_q + 0.5 \gamma' B' N_y i_y s_y d_y b_y g_y = 1368.81 \text{ kN/m}^2$$

Pressione da analisi	$p_{sovrast}$	200.00	kN/m ²
----------------------	---------------	--------	-------------------

Coefficienti parziali:

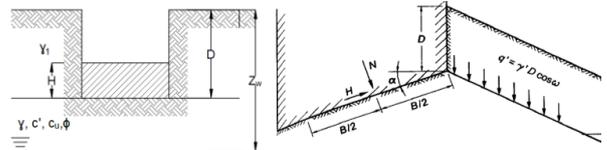
Coefficiente parziale - c_u	γ_{cu}	1
Coefficiente parziale - $\tan(\phi')$	$\gamma_{\phi'}$	1
Coefficiente parziale - c'	$\gamma_{c'}$	1
Coefficiente parziale - q_{lim}	γ_R	2.30

Dati geometria della fondazione:

Profondità del piano di posa	D	4.00	m
Inclinazione fondazione	α	0	°
Inclinazione del p.d.c.	ω	0	°
Dimensione minore fondazione	$B=B'$	1.00	m
Dimensione maggiore fondazione	$L=L'$	4.00	m

Dati di progetto:

Coesione non drenata	$c_{u,d}$	0	kN/m ²
Angolo di attrito	ϕ'_d	31	°
Coesione	c'_d	0	kN/m ²



$s_c = 1 + (N_q / N_c) (B' / L) =$	1.158
$s_q = 1 + B' / L' \tan \phi =$	1.150
$s_y = 1 - 0.4 B' / L' =$	0.900
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi) =$	1.000
$i_q = [1 - H / (N + B' L' / \tan \phi)]^m =$	1.000
$i_y = [1 - H / (N + B' L' / \tan \phi)]^{(m+1)} =$	1.000
$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi) =$	1.000
$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2 =$	1.000
$b_v = (1 - \alpha \tan \phi)^2 =$	1.000

Azione = Tensione sul terreno	$\sigma_t = E_d$	200.00	kN/m ²	<=	Resistenza = Capacità portante	$R_d = q_{lim} / \gamma_R$	595.13	kN/m ²
Tasso di sfruttamento	E_d / R_d	0.34			Verifica soddisfatta			

La verifica di capacità portante risulta soddisfatta.

5.5.3 Verifica Strutturale

5.5.3.1 Muro in c.a. ZONA 1 - $H_{max} = 2,30m$

In questo tratto di rampa la massima sollecitazioni sulle fondazioni risulta:

$$M_{Ed}=47.20 \text{ kNm} \quad V_{Ed}=34.92 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche SLU della platea:

CARATTERISTICHE MATERIALI					
Acciaio e Calcestruzzo	Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²	
	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	29.05	N/mm ²	
	Resistenza di progetto di snervamento	f_{yd}	391.3	N/mm ²	
	Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	16.46	N/mm ²	
	Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²	
	Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	2.83	N/mm ²	
	Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²	
	Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	32588.11	N/mm ²	
	Deformazione ultima del calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.35%		
	Deformazione di snervamento acciaio	ϵ_{yd}	0.19%		
GEOMETRIA DELLA SEZIONE					
Altezza sezione	H	400	mm		
Larghezza sezione	B	1000	mm		VERIFICATO
Copriferro	c	35	mm		
Altezza utile	d	365	mm		
Altezza utile '	d'	35	mm		
Area calcestruzzo	A_c	400000	mm ²		
Rapporto	b/h	2.5			VERIFICATO
lunghezza zona critica CD"B" mm	L_z	400	mm		per CD"B"
ARMATURA LONGITUDINALE					
Tesa	numero di ferri (n_i)	Diametro Φ_i (mm)	numero di ferri (n_i)	Diametro Φ_i (mm)	Area totale tesa (mm ²)
	5	16	0	0	1005.31
Compr.	numero di ferri (n_i)	Diametro Φ_i (mm)	numero di ferri (n_i)	Diametro Φ_i (mm)	Area totale comp. (mm ²)
	5	16	0	0	1005.31
VERIFICHE SLU					
Flessione	Momento agente SLU	M_{ed}	47.20	kNm	
	Area acciaio teso	A_s	1005.31	mm ²	
	Area acciaio compresso	$A_{s'}$	1005.31	mm ²	
	Posizione dell'asse neutro	x	33.10	mm	
	Rapporto	x/d	0.09		As snervato Sezione duttile
	Deformazione acciaio $A_{s'}$	$\epsilon'_{s'}$	-0.02%		As' non snervato
	Momento resistente	M_{rd}	139.30		
	Rapporto di verifica	M_{ed}/M_{rd}	0.34		VERIFICATO
Taglio (non armata)	Taglio agente SLU	V_{ed}	34.92	kN	
	coefficiente	k	1.740		
	taglio unitario minimo	v_{min}	0.433	N/mm ²	
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_1	0.003		
	Tensione di compressione media	σ_{cp}	0.0	N/mm ²	
	Resistenza a taglio	V_{rd}	158.07	kN	

Rapporto di verifica	V_{ed}/V_{rd}	0.22	VERIFICATO
----------------------	-----------------	-------------	-------------------

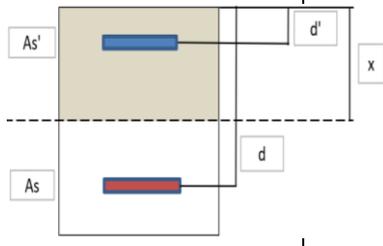
5.5.3.1 Muro in c.a. ZONA 1 - $H_{max} = 2,30m$

In questo tratto di rampa la massima sollecitazioni sulle fondazioni risulta:

$$M_{Ed}=222.20 \text{ kNm} \quad V_{Ed}=165.4 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche SLU della platea:

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Acciaio e Calcestruzzo	Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
	Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	29.05	N/mm ²
	Resistenza di progetto di snervamento	f_{yd}	391.3	N/mm ²
	Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	16.46	N/mm ²
	Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²
	Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	2.83	N/mm ²
	Modulo elastico acciaio	E_s	210000	N/mm ²
	Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	32588.11	N/mm ²
	Deformazione ultima del calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.35%	
	Deformazione di snervamento acciaio	ϵ_{yd}	0.19%	



GEOMETRIA DELLA SEZIONE				
Altezza sezione	H	400	mm	
Larghezza sezione	B	1000	mm	VERIFICATO
Copriferro	c	35	mm	
Altezza utile	d	365	mm	
Altezza utile '	d'	35	mm	
Area calcestruzzo	A_c	400000	mm ²	
Rapporto	b/h	2.5		VERIFICATO
lunghezza zona critica CD"B" mm	L_z	400	mm	per CD"B"

ARMATURA LONGITUDINALE					
Tesa	numero di ferri (n_i)	Diametro Φ_i (mm)	numero di ferri (n_i)	Diametro Φ_i (mm)	Area totale tesa (mm ²)
	10	16	0	0	2010.62
Compr.	numero di ferri (n_i)	Diametro Φ_i (mm)	numero di ferri (n_i)	Diametro Φ_i (mm)	Area totale comp. (mm ²)
	10	16	0	0	2010.62

VERIFICHE SLU				
Flessione	Momento agente SLU	M_{ed}	222.20	kNm
	Area acciaio teso	A_s	2010.62	mm ²
	Area acciaio compresso	A_s'	2010.62	mm ²
	Posizione dell'asse neutro	x	41.70	mm
	Rapporto	x/d	0.11	As snervato Sezione duttile
	Deformazione acciaio A_s'	ϵ'_s	0.06%	As' non snervato
	Momento resistente	M_{rd}	269.69	
	Rapporto di verifica	M_{ed}/M_{rd}	0.82	VERIFICATO
Taglio (non)	Taglio agente SLU	V_{ed}	165.40	kN
	coefficiente	k	1.740	
	taglio unitario minimo	v_{min}	0.433	N/mm ²
	Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_1	0.006	

Tensione di compressione media	σ_{cp}	0.0	N/mm ²	
Resistenza a taglio	V _{rd}	192.08	kN	
Rapporto di verifica	V _{ed} /V _{rd}	0.86	-	VERIFICATO

Il Progettista e Direttore dei lavori strutturali

Ing. Stefano Pittalis

Indice

1	Introduzione.....	1
1.1	Descrizione delle opere	1
2	Normativa di riferimento	2
3	Materiali impiegati	2
3.1	Calcestruzzo strutture in opera	3
3.1.1	C32/40 Elementi strutturali gettati in opera	3
3.1.2	C12/15 Magroni – Getti di pulizia	3
3.2	Acciaio per cemento armato	3
4	Relazione geotecnica	4
4.1	Modello geotecnico	4
4.2	Livello di falda	5
4.3	Modellazione sismica del suolo.....	5
5	Relazione di calcolo.....	5
5.1	Analisi dei carichi	5
5.2	Azione sismica	6
5.3	Combinazione di carico.....	11
5.3.1	Combinazione fondamentale delle azioni (SLU).....	12
5.3.2	Combinazione sismica (SLV).....	12
5.3.3	Combinazioni rara, frequente e quasi permanente (SLE)	12
5.4	Verifica pareti	13
5.4.1	Verifiche strutturali	13
5.5	Verifiche fondazioni.....	20
5.5.1	Calcolo delle sollecitazioni	21
5.5.2	Verifica di capacità portante	26
5.5.3	Verifica Strutturale.....	27