

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO
ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA**

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA

I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO – Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO – Progettista	ATTIVITA' DI SUPPORTO RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. – Strutture TechProject S.r.L. – Geotecnica – Impianti
COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'	
IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO	
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA	
RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT E PROGETTI SPECIALI Ing. Nicola MARZI	
IL COMMISSARIO STRAORDINARIO Ing. Vincenzo MARZI	

09 - OPERE D'ARTE MINORI

OPERE DI SOSTEGNO

Elaborati generali

Relazione tipo muro

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. L0503A D 1701	NOME FILE T00_OS00_STR_RE00_B.pdf CODICE ELAB. T00OS00STRRE00	REVISIONE B	SCALA: -
B	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Marzo 2022	
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Giugno 2018	Ing. C. Beltrami
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1.	NORMATIVE E RIFERIMENTI	2
1.1	Normative e standard	2
1.2	Software di calcolo	3
2.	MATERIALI	4
2.1	Calcestruzzi	4
2.2	Acciai	5
3.	PRESTAZIONI ATTESE	6
3.1	Premessa	6
3.2	Vita nominale e classe d'uso	7
3.3	Sicurezza agli stati limite ultimi (SLU)	8
4.	CARICHI DI PROGETTO	11
4.1	Pesi propri strutturali	11
4.2	Sovraccarico variabile sul rilevato	11
4.3	Spinta delle terre	11
4.4	Azione sismica	12
5.	VERIFICHE GEO	15
5.1	Muro tipo A ($0 < H \leq 2.00\text{m}$)	15
5.2	Muro tipo B ($2.00 < H \leq 4.00\text{m}$)	19
5.3	Muro tipo C ($4.00 < H \leq 6.00\text{m}$)	23
5.4	Muro tipo D ($6.00 < H \leq 8.00\text{m}$)	27
5.5	Muro tipo E ($8.00 < H \leq 10.00\text{m}$)	31
6.	VERIFICHE STR	35
6.1.1	SLU – Flessione	35
6.1.2	SLU – Taglio	39

1. NORMATIVE E RIFERIMENTI

1.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

[1]	Legge 05/11/1971, n.1086	Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951)
[2]	Legge 02/02/1974, n.64	Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
[3]	D.M. 14/01/2008 n. 30	Norme Tecniche per le costruzioni
[4]	Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617	Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008
[5]	UNI EN 1990	Basis of structural design
[6]	UNI EN 1991-1-1	Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads
[7]	UNI EN 1991-1-4	Actions on structures - General actions - Wind actions
[8]	UNI EN 1991-1-5	Actions on structures - General actions - Thermal actions
[9]	UNI EN 1992-1-1	Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures
[10]	UNI EN 1992-1-2	Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design
[11]	UNI EN 1992-2	Design of concrete structures -Bridges
[12]	UNI EN 1993-1-1	Design of steel structures- General rules and rules for buildings
[13]	UNI EN 1993-1-8	Design of steel structures- Design of Joints
[14]	UNI EN 1994-1-1	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for buildings
[15]	UNI EN 1994-2	Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
[16]	UNI EN 1997-1	Geotechnical design - General rules
[17]	UNI EN 1998-1	Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
[18]	UNI EN 1998-2	Design of structures for earthquake resistance - Bridges
[19]	UNI EN 1998-5	Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
[20]	Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici	Linee guida sul calcestruzzo strutturale

– Servizio Tecnico Centrale

- [21] UNI-EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [22] UNI-EN 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

1.2 Software di calcolo

- [1] MIDAS/Civil, Ver. 7.6.1 Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale per fasi con proprietà reologiche non omogenee, la modellazione della precompressione tramite tracciato cavi 3D, il calcolo degli effetti dei carichi mobili tramite linee/superfici d'influenza, l'analisi di tutte le componenti di tensione locale nelle sezioni
sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea)
- [2] PRESSFLE Calcolo e verifica delle sezioni in c.a.-c.a.p., sviluppato dalla Concrete s.r.l. di Padova. Versione 5.5
- [3] VCASLU Programma per la verifica a pressoflessione delle sezioni in c.a. e c.a.p.

2. MATERIALI

2.1 Calcestruzzi

Magrone sottofondazione

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15	N/mm ²
Classe di esposizione		XC0	-

Fondazione

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35	N/mm ²
Classe di esposizione		XC2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.55	-
Contenuto minimo di cemento		300	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		32	mm

Elevazione muro

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm ²
Classe di esposizione		XC4+	-
		XD1	
Rapporto massimo acqua/cemento		0.50	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S5	-
Dimensione massima dell'aggregato		25	mm

Cordolo andatore

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	45	N/mm ²
		XC4+	
Classe di esposizione		XD3	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.45	-
Contenuto minimo di cemento		360	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		25	mm

2.2 Acciai

Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3. PRESTAZIONI ATTESE

3.1 Premessa

Il presente progetto è redatto in accordo con il D.M. 14/1/2008 “Norme tecniche per le costruzioni” e relative Istruzioni (Circolare 26/2/2009) per opere in calcestruzzo e acciaio.

La sicurezza e le prestazioni dell'opera o di una parte di essa sono valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nel D.M. 2008, le strutture dovranno garantire i seguenti requisiti prestazionali:

- **Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)** ovvero capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.
- **Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)** ovvero capacità di garantire nel tempo le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **Durabilità** ovvero capacità conservare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali affinché il livello di sicurezza strutturale sia garantito per tutta la vita di riferimento dell'opera;
- **Robustezza nei confronti di azioni eccezionali** ovvero capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere unicamente irreversibile e si definisce collasso mentre il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere sia reversibile che irreversibile.

Nei paragrafi successivi verranno illustrati i criteri di verifica dei requisiti prestazionali di cui sopra.

3.2 Vita nominale e classe d'uso

Coerentemente con la tipologia di opera in progetto e con le specifiche del Progetto Definitivo, si assume quanto segue:

- vita nominale dell'opera: $V_N = 50$ anni;
- classe d'uso: IV
- coefficiente d'uso: $c_u = 2.0$;
- vita di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times c_u = 50 \times 2.00 = 100$ anni

3.3 Sicurezza agli stati limite ultimi (SLU)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Per le opere in progetto, in accordo con le NTC2008 si considerano i seguenti stati limite ultimi.

- | | | |
|--|--------------|---|
| - Stato limite di equilibrio | (EQU) | Verifica degli elementi intesi come corpi rigidi |
| - Stato limite di resistenza delle strutture | (STR) | Verifica della resistenza “lato struttura” di tutti gli elementi portanti (fondazioni ed elevazioni) |
| - Stato limite di resistenza del terreno | (GEO) | Verifica della resistenza del terreno di fondazione su cui sono impostate e con cui possono interagire gli elementi strutturali |

Le verifiche sono svolte per ciascuno stato limite ultimo di cui sopra, sia in condizioni statiche che sismiche. A tal proposito, coerentemente con quanto indicato al par.7.1 delle NTC2008, per le verifiche in condizioni sismiche si fa riferimento al solo **SLV** (stato limite di salvaguardia della Vita).

- Combinazioni SLU in condizioni statiche

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j} ; \gamma_P P ; \gamma_{Q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazioni SLU in condizioni sismiche

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; A_{Ed} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i \geq 1$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

In generale le verifiche sono svolte secondo l'Approccio 2 delle NTC2008

Approccio 2: A1+M1+R1

Di seguito si riportano in sintesi i principali coefficienti parziali per le azioni (A), per i materiali (M) e per le resistenze complessive dei sistemi (R) definite in accordo con le NTC2008, cui si rimanda per eventuali ed ulteriori dettagli non richiamati nel presente documento.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti strutturali	<i>Favorevoli</i>	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti (ovvero derivanti da un'analisi di dettaglio)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2 (A)}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti (ovvero presunti)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2 (B)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico stradale	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Q(TS)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.35	1.35	1.15
Altri variabili (vento, neve...)	<i>Favorevoli</i>	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
Precompressione	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\epsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.00	1.00	1.00
Ritiro, viscosità, cedimenti vincolari	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.20	1.20	1.00

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni (A)

Materiale	Grandezza cui si applica il coefficiente parziale		Gruppo M1	Gruppo M2
<i>Calcestruzzo</i>	Resistenza a compressione / trazione / taglio	f_{ck}, f_{ctk}, v_k	$\gamma_c = 1.50$	$\gamma_c = 1.50$
<i>Acciaio in barre per c.a.</i>	Tensione di snervamento	f_{yk}	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$
<i>Acciaio in trefolo per c.a.p.</i>	Tensione allo 0.1% di residuo plastico	$f_{p0.1k}$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$
<i>Altri materiali strutturali</i>		Rif. direttamente NTC2008		
	Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1.00$	$\gamma_{\phi'} = 1.25$
<i>Terreno</i>	Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'} = 1.00$	$\gamma_{c'} = 1.25$
	Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1.00$	$\gamma_{cu} = 1.40$
	Peso dell'unità di volume	γ_T	$\gamma_\gamma = 1.00$	$\gamma_\gamma = 1.00$

Tabella 2 – Coefficienti parziali per i parametri nominali di resistenza (M)

4. CARICHI DI PROGETTO

4.1 Pesì propri strutturali

I pesì strutturali sono definiti sulla base delle effettive geometrie delle opere, adottando i seguenti pesì specifici di riferimento:

- calcestruzzo armato: $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- acciaio: $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

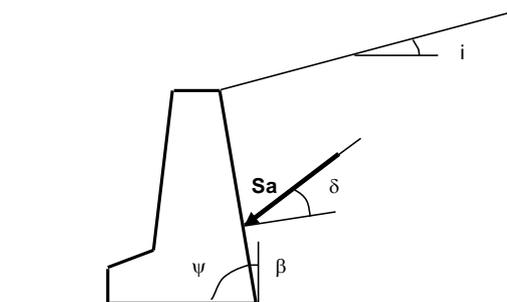
4.2 Sovraccarico variabile sul rilevato

Tenuto conto della tipologia di opera, si prevede un sovraccarico variabile verticale di 20 kN/m^2 .

4.3 Spinta delle terre

Le spinte delle terre sono valutate assumendo i seguenti dati/ipotesi di calcolo:

- condizioni di spinta attiva in condizioni statiche ($k = k_a$)
- condizioni di spinta attiva in condizioni sismiche secondo la formulazione di Mononobe Okabe ($k = k_{AE}$)
- angolo d'attrito interno $\phi = 35^\circ$.
- peso specifico del rilevato $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.



$$\begin{aligned} \text{per } i \leq \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - i - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + i)}} \right]^2} \\ \text{per } i > \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)} \\ k_p &= \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \text{sen}(\varphi' + i - \theta)}{\text{sen}(\psi + i) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2} \end{aligned}$$

4.4 Azione sismica

L'azione sismica è assunta sulla base delle indicazioni contenute nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 3.2), per quanto riguarda gli spettri di risposta e di progetto. In particolare, gli spettri di risposta allo SLV in accelerazione delle componenti orizzontali sono definiti dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

- S è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante l'espressione $S = S_S \cdot S_T$;
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- q rappresenta il "fattore di struttura";
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = T^*_C \cdot C_C$;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da $T_B = T_C / 3$;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, dato da $T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$.

Si adottano i seguenti parametri progettuali per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e la quantificazione degli spettri riportati in precedenza:

- | | |
|---|------------------|
| - vita nominale dell'opera: | $V_N = 50$ anni |
| - classe d'uso: | IV |
| - coefficiente d'uso: | $C_U = 2.0$ |
| - probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r | $P_{V_r} = 10\%$ |
| - periodo di ritorno dell'evento sismico ($T_R = f(V_N; P_{V_r})$): | $T_R = 949$ |
| - tipologia di terreno: | Tipo B |
| - categoria topografica: | T1 |

I parametri a_g , F_0 e T^*_C , definiti in precedenza, dipendono dalla localizzazione della struttura in esame e sono definiti per tutti i nodi appartenenti alla mappa di pericolosità sismica nazionale; poiché le coordinate del sito non corrispondono ad un nodo esatto della griglia riportata negli allegati

alle Norme Tecniche, si calcolano i parametri relativi al sito di interesse con una media ponderata sulle distanze di ciascun dei 4 nodi di riferimento dal sito in esame.

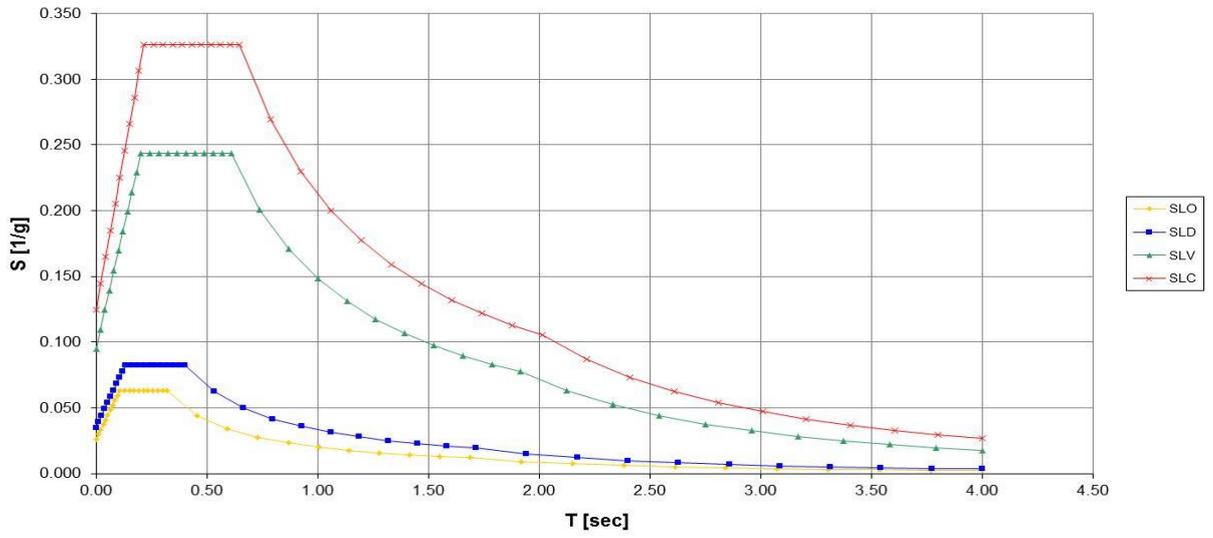
Essendo inoltre il periodo di ritorno diverso da quelli forniti dagli allegati alle Norme Tecniche, si procede per interpolazione secondo la seguente espressione:

$$\log (P) = \log (P_1) + \log (P_2/P_1) \cdot \log (T_R/T_{R1}) \cdot [\log (T_{R2}/T_{R1})]^{-1}$$

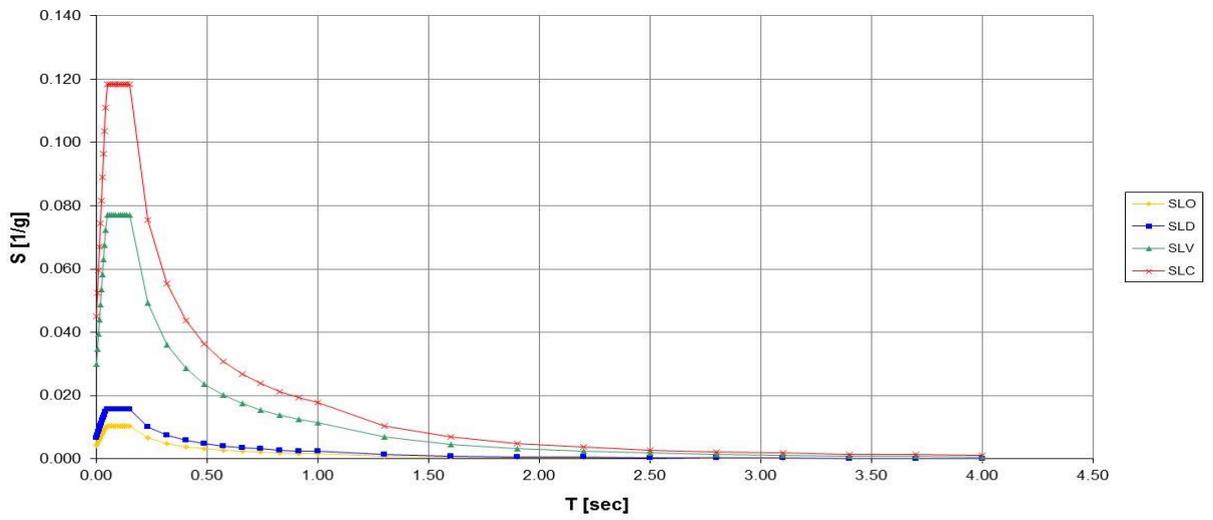
dove:

- P rappresenta il parametro d'interesse, riferito al periodo di ritorno T_R ;
- T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispongono i valori P_1 e P_2 del parametro di interesse P.

**SPETTRI DI PROGETTO
COMPONENTI ORIZZONTALI**



**SPETTRI DI PROGETTO
COMPONENTI VERTICALI**



5. VERIFICHE GEO

5.1 Muro tipo A ($0 < H \leq 2.00\text{m}$)

OPERA h=2.00m

DATI DI PROGETTO:

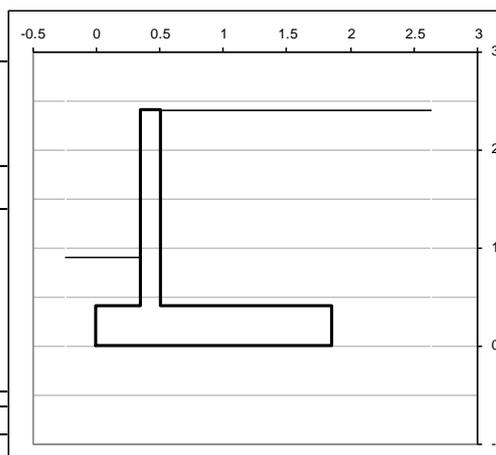
Geometria del Muro

Elevazione	H3	2.00	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.15	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	1.85	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1	0.35	(m)
Suola Lato Monte	B5	1.35	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	0.93	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------



Dati Geotecnici

			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	26.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	15.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	15.00	15.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	200.00	200.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	ϕ_1'	30.00	30.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	17.00	17.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	17.00	17.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	0.90		(m)
	Profondità Falda	Zw	20.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	3.70		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.08		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.20		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0474		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0237		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.27	0.27	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.27	0.27	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.00	3.00	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	2.92	2.92	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	2.91	2.91	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.25	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.30	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.31	(-)	

Carichi Agenti

			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	20.00	30.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	17.92	(kN/m)
Spinta sovraccarico	17.23	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	26.00	(kN/m)
PP terreno a monte	54.00	(kN/m)
Spinta terreno	4.80	(kN/m)
Spinta sovraccarico	4.62	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	14.34	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	20.68	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	20.30	(kNm/m)
PP terreno a monte	63.45	(kNm/m)
Spinta terreno	8.88	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	8.54	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 89.42 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 35.15 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Coefficiente di attrito alla base (f)} \quad f = 0.58 \text{ (-)}$$

$$\mathbf{Fs = (N*f + Sp) / T} \quad \mathbf{1.47} \quad \mathbf{(-)}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\text{Momento stabilizzante (Ms)} \quad Ms = 101.17 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{Momento ribaltante (Mr)} \quad Mr = 35.01 \text{ (kNm/m)}$$

$$\mathbf{Fr = Ms / Mr} \quad \mathbf{2.89} \quad \mathbf{(-)}$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 89.42 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 35.15 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Momento rispetto al baric. della fond. (M)} \quad M = 16.55 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{eccentricità} \quad e = 0.19 \text{ (m)}$$

$$\text{larghezza equivalente} \quad B^* = 1.48 \text{ (m)}$$

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.89	(-)
ic	0.88	(-)
i _γ	0.83	(-)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) = 5790.16 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\mathbf{F} \quad \mathbf{q_{lim} * B^* / N} \quad \mathbf{95.82} \quad \mathbf{(-)}$$

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	20.25	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	1.23	(kN/m)
Inerzia terrapieno	2.56	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	26.00	(kN/m)
PP terreno a monte	54.00	(kN/m)
Spinta terreno	5.43	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	1.28	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	16.20	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	0.67	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	2.08	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	20.30	(kNm/m)
PP terreno a monte	63.45	(kNm/m)
Spinta terreno	10.04	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 86.70 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 24.04 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 2.08 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 93.79 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 18.95 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 4.95 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 86.70 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 24.04 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 5.37 (kNm/m)

eccentricità e = 0.06 (m)

larghezza equivalente B* = 1.73 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.93	(-)
ic	0.93	(-)
i _γ	0.90	(-)

qlim (carico limite unitario) = 6145.59 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 122.35 (-)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	19.40	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	1.23	(kN/m)
Inerzia terrapieno	2.56	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	26.00	(kN/m)
PP terreno a monte	54.00	(kN/m)
Spinta terreno	5.20	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-1.28	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	15.52	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	0.67	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	5.09	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	20.30	(kNm/m)
PP terreno a monte	63.45	(kNm/m)
Spinta terreno	9.62	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 83.92 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 23.19 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 2.09 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 93.37 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 21.28 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 4.39 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 83.92 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 23.19 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 5.54 (kNm/m)

eccentricità e = 0.07 (m)

larghezza equivalente B* = 1.72 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.93	(-)
ic	0.93	(-)
i _γ	0.90	(-)

qlim (carico limite unitario) = 6157.29 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 126.05 (-)

5.2 Muro tipo B ($2.00 < H \leq 4.00\text{m}$)

OPERA h=4.00m

DATI DI PROGETTO:

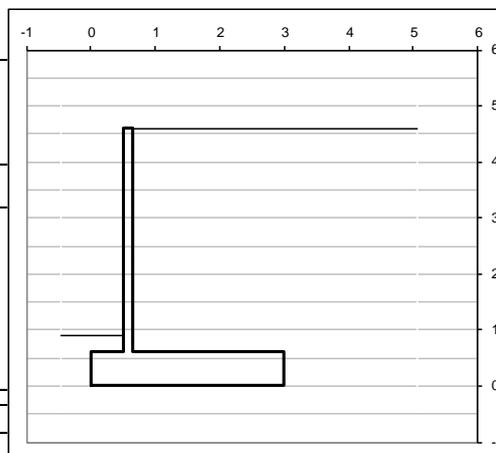
Geometria del Muro

Elevazione	H3	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.15	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	3.00	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5	2.35	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	1.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------

**Dati Geotecnici**

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	26.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	15.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	15.00	15.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c_1'	200.00	200.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	30.00	30.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	17.00	17.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	17.00	17.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posizione della Fondazione	H2'	0.90		(m)
	Profondità Falda	Zw	20.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	6.00		(m)
Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.08		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.20		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0474		(-)
	coefficiente sismico verticale	kv	0.0237		(-)
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.27	0.27	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.27	0.27	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.00	3.00	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	2.92	2.92	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	2.91	2.91	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.25	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.30	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.31	(-)

Carichi Agenti

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	20.00	30.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	65.83	(kN/m)
Spinta sovraccarico	33.03	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	60.00	(kN/m)
PP terreno a monte	188.00	(kN/m)
Spinta terreno	17.64	(kN/m)
Spinta sovraccarico	8.85	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	100.94	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	75.96	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	76.13	(kNm/m)
PP terreno a monte	343.10	(kNm/m)
Spinta terreno	52.92	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	26.55	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 274.49 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 98.86 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Coefficiente di attrito alla base (f)} \quad f = 0.58 \text{ (-)}$$

$$\mathbf{Fs = (N*f + Sp) / T} \quad \mathbf{1.60} \quad \mathbf{(-)}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\text{Momento stabilizzante (Ms)} \quad Ms = 498.69 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{Momento ribaltante (Mr)} \quad Mr = 176.90 \text{ (kNm/m)}$$

$$\mathbf{Fr = Ms / Mr} \quad \mathbf{2.82} \quad \mathbf{(-)}$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 274.49 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 98.86 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Momento rispetto al baric. della fond. (M)} \quad M = 89.95 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{eccentricità} \quad e = 0.33 \text{ (m)}$$

$$\text{larghezza equivalente} \quad B^* = 2.34 \text{ (m)}$$

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.83	(-)
ic	0.82	(-)
i _γ	0.75	(-)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) = 5488.91 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\mathbf{F} \quad \mathbf{q_{lim} * B^* / N} \quad \mathbf{46.89} \quad \mathbf{(-)}$$

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	74.38	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	2.84	(kN/m)
Inerzia terrapieno	8.91	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	60.00	(kN/m)
PP terreno a monte	188.00	(kN/m)
Spinta terreno	19.93	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	4.46	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	114.05	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	2.49	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	15.04	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	76.13	(kNm/m)
PP terreno a monte	343.10	(kNm/m)
Spinta terreno	59.79	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 272.39 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 86.13 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.83 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 479.01 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 131.57 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.64 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 272.39 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 86.13 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 61.14 (kNm/m)

eccentricità e = 0.22 (m)

larghezza equivalente B* = 2.55 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.86	(-)
ic	0.85	(-)
i _γ	0.79	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5739.72 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 53.76 (-)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	71.28	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	2.84	(kN/m)
Inerzia terrapieno	8.91	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	60.00	(kN/m)
PP terreno a monte	188.00	(kN/m)
Spinta terreno	19.10	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-4.46	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	109.29	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	2.49	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	31.30	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	76.13	(kNm/m)
PP terreno a monte	343.10	(kNm/m)
Spinta terreno	57.29	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 262.64 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 83.03 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.83 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 476.52 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 143.08 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.33 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 262.64 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 83.03 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 60.52 (kNm/m)

eccentricità e = 0.23 (m)

larghezza equivalente B* = 2.54 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.86	(-)
ic	0.85	(-)
i _γ	0.80	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5762.51 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 55.71 (-)

CONDIZIONE STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	139.66	(kN/m)
Spinta sovraccarico	48.10	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	90.75	(kN/m)
PP terreno a monte	372.00	(kN/m)
Spinta terreno	37.42	(kN/m)
Spinta sovraccarico	12.89	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	311.91	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	161.15	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	149.40	(kNm/m)
PP terreno a monte	874.20	(kNm/m)
Spinta terreno	145.95	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	50.27	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 513.06 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 187.77 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.58 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 1219.82 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 473.06 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.58 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 513.06 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 187.77 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 253.71 (kNm/m)

eccentricità e = 0.49 (m)

larghezza equivalente B* = 2.91 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.77	(-)
ic	0.76	(-)
i _γ	0.67	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5141.38 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 29.17 (-)

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	157.79	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	4.30	(kN/m)
Inerzia terrapieno	17.63	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	90.75	(kN/m)
PP terreno a monte	372.00	(kN/m)
Spinta terreno	42.28	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	8.82	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	352.40	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	5.08	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	44.52	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	149.40	(kNm/m)
PP terreno a monte	874.20	(kNm/m)
Spinta terreno	164.89	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 513.85 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 179.73 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.65 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 1188.49 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 402.01 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.96 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 513.85 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 179.73 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 215.51 (kNm/m)

eccentricità e = 0.42 (m)

larghezza equivalente B* = 3.06 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.78	(-)
ic	0.77	(-)
i _γ	0.70	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5281.66 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 31.46 (-)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	151.21	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	4.30	(kN/m)
Inerzia terrapieno	17.63	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	90.75	(kN/m)
PP terreno a monte	372.00	(kN/m)
Spinta terreno	40.52	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-8.82	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	337.70	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	5.08	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	85.96	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	149.40	(kNm/m)
PP terreno a monte	874.20	(kNm/m)
Spinta terreno	158.01	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 494.45 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 173.14 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.65 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 1181.61 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 428.74 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.76 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 494.45 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 173.14 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 211.30 (kNm/m)

eccentricità e = 0.43 (m)

larghezza equivalente B* = 3.05 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.79	(-)
ic	0.78	(-)
i _γ	0.70	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5311.40 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 32.71 (-)

5.4 Muro tipo D ($6.00 < H \leq 8.00\text{m}$)

OPERA h=8.00m

DATI DI PROGETTO:

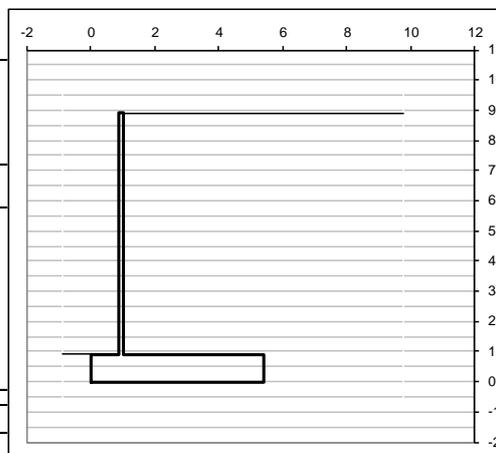
Geometria del Muro

Elevazione	H3	8.00	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.15	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	5.40	(m)
Spessore Fondazione	H2	0.90	(m)
Suola Lato Valle	B1	0.90	(m)
Suola Lato Monte	B5	4.35	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	2.70	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------

Dati Geotecnici

			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	20.00	26.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	15.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	15.00	15.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	c_1'	200.00	200.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	30.00	30.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γ_1	17.00	17.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γ_d	17.00	17.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	0.90		(m)
	Profondità Falda	Zw	20.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	10.80		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.08		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.20		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0474		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0237		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.27	0.27	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.27	0.27	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.00	3.00	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	2.92	2.92	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	2.91	2.91	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.25	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.30	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.31	(-)	

Carichi Agenti

			Valori caratteristici	Valori di progetto	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	20.00	30.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	246.44	(kN/m)
Spinta sovraccarico	63.90	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	151.50	(kN/m)
PP terreno a monte	696.00	(kN/m)
Spinta terreno	66.03	(kN/m)
Spinta sovraccarico	17.12	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	731.10	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	284.35	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	357.30	(kNm/m)
PP terreno a monte	2244.60	(kNm/m)
Spinta terreno	356.58	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	92.46	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 930.65 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 310.34 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Coefficiente di attrito alla base (f)} \quad f = 0.58 \text{ (-)}$$

$$\mathbf{Fs = (N*f + Sp) / T} \quad \mathbf{1.73} \quad \mathbf{(-)}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

$$\text{Momento stabilizzante (Ms)} \quad Ms = 3050.93 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{Momento ribaltante (Mr)} \quad Mr = 1015.45 \text{ (kNm/m)}$$

$$\mathbf{Fr = Ms / Mr} \quad \mathbf{3.00} \quad \mathbf{(-)}$$

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

$$\text{Risultante forze verticali (N)} \quad N = 930.65 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Risultante forze orizzontali (T)} \quad T = 310.34 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{Momento rispetto al baric. della fond. (M)} \quad M = 477.28 \text{ (kNm/m)}$$

$$\text{eccentricità} \quad e = 0.51 \text{ (m)}$$

$$\text{larghezza equivalente} \quad B^* = 4.37 \text{ (m)}$$

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.76	(-)
ic	0.75	(-)
i _γ	0.67	(-)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) = 5282.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\mathbf{F} \quad \mathbf{q_{lim} * B^* / N} \quad \mathbf{24.83} \quad \mathbf{(-)}$$

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	278.43	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	7.18	(kN/m)
Inerzia terrapieno	32.99	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	151.50	(kN/m)
PP terreno a monte	696.00	(kN/m)
Spinta terreno	74.61	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	16.50	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	826.01	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	9.56	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	108.46	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	357.30	(kNm/m)
PP terreno a monte	2244.60	(kNm/m)
Spinta terreno	402.87	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 938.60 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 318.60 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.70 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 3004.77 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 944.03 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.18 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 938.60 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 318.60 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 473.48 (kNm/m)

eccentricità e = 0.50 (m)

larghezza equivalente B* = 4.39 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.76	(-)
ic	0.74	(-)
i _γ	0.66	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5248.39 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 24.55 (-)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	266.81	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	7.18	(kN/m)
Inerzia terrapieno	32.99	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	151.50	(kN/m)
PP terreno a monte	696.00	(kN/m)
Spinta terreno	71.49	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-16.50	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	791.54	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	9.56	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	214.85	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	357.30	(kNm/m)
PP terreno a monte	2244.60	(kNm/m)
Spinta terreno	386.06	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 902.50 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 306.98 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.70 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 2987.96 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 1015.95 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.94 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 902.50 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 306.98 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 464.73 (kNm/m)

eccentricità e = 0.51 (m)

larghezza equivalente B* = 4.37 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.76	(-)
ic	0.75	(-)
i _γ	0.67	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5279.30 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 25.56 (-)

5.5 Muro tipo E (8.00 < H ≤ 10.00m)

OPERA h=10.00m

DATI DI PROGETTO:

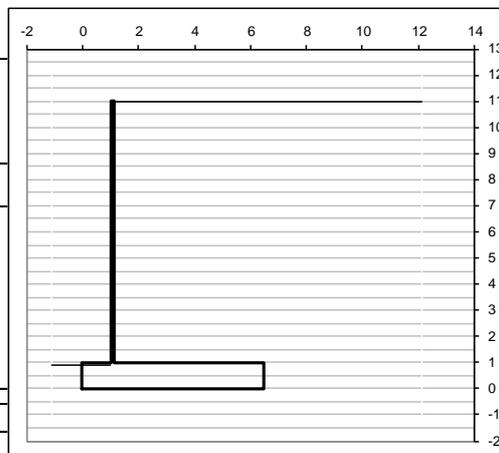
Geometria del Muro

Elevazione	H3	10.00	(m)
Aggetto Valle	B2	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	0.15	(m)
Aggetto monte	B4	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	6.50	(m)
Spessore Fondazione	H2	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5	5.35	(m)
Altezza dente	Hd	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	0.00	(m)
Mezzera Sezione	Xc	3.25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls}	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	----------------	-------	----------------------

**Dati Geotecnici**

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	35.00	35.00	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	20.00	26.00	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	0.00	0.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	15.00	15.00	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	15.00	15.00	(°)
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	$c1'$	200.00	200.00	(kPa)
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	φ_1'	30.00	30.00	(°)
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	γl	17.00	17.00	(kN/m ³)
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	γd	17.00	17.00	(kN/m ³)
	Profondità Piano di Posa della Fondazione	H2'	0.90		(m)
	Profondità Falda	Zw	20.00		(m)
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	Hs	13.00		(m)
Dati Sismici	Modulo di deformazione	E	80000	80000	(kN/m ²)
	Accelerazione sismica	a_g/g	0.08		(-)
	Coefficiente Categoria di Suolo	S	1.20		(-)
	coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0474		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale	kv	0.0237		(-)
	Coeff. di Sp. Attiva sulla superficie ideale	ka	0.25	0.25	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+	0.27	0.27	(-)
	Coeff. Di Sp. Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas-	0.27	0.27	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva in Fondazione	kp	3.00	3.00	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma +	kps+	2.92	2.92	(-)
	Coeff. Di Sp. Passiva Sismica in Fondazione sisma -	kps-	2.91	2.91	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	0.32	0.25	(-)
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	0.54	0.30	(-)	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	0.70	0.31	(-)	

Carichi Agenti

		Valori caratteristici	Valori di progetto		
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	20.00	30.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	0.00	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	0.00	0.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	0.00	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	0.00	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	0.00	0.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	376.45	(kN/m)
Spinta sovraccarico	78.98	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	200.00	(kN/m)
PP terreno a monte	1070.00	(kN/m)
Spinta terreno	100.87	(kN/m)
Spinta sovraccarico	21.16	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1380.33	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	434.37	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	568.44	(kNm/m)
PP terreno a monte	4092.75	(kNm/m)
Spinta terreno	655.66	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	137.55	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 1392.03 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 455.43 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.76 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 5454.40 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 1814.70 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.01 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 1392.03 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 455.43 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 884.41 (kNm/m)

eccentricità e = 0.64 (m)

larghezza equivalente B* = 5.23 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.74	(-)
ic	0.72	(-)
i _γ	0.63	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5180.11 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 19.46 (-)

CONDIZIONE SISMICA +**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	425.33	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	9.48	(kN/m)
Inerzia terrapieno	50.72	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	200.00	(kN/m)
PP terreno a monte	1070.00	(kN/m)
Spinta terreno	113.97	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	25.36	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1559.53	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	14.52	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	207.31	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	568.44	(kNm/m)
PP terreno a monte	4092.75	(kNm/m)
Spinta terreno	740.78	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 1409.33 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 485.53 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.68 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 5401.97 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 1781.36 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 3.03 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 1409.33 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 485.53 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 959.70 (kNm/m)

eccentricità e = 0.68 (m)

larghezza equivalente B* = 5.14 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.72	(-)
ic	0.70	(-)
i _γ	0.61	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5033.26 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 18.35 (-)

CONDIZIONE SISMICA -**Azioni orizzontali**

Spinta terreno	407.58	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Spinta passiva	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia muro	9.48	(kN/m)
Inerzia terrapieno	50.72	(kN/m)

Azioni verticali

PP muro	200.00	(kN/m)
PP terreno a monte	1070.00	(kN/m)
Spinta terreno	109.21	(kN/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kN/m)
Azioni esterne	0.00	(kN/m)
Inerzia terrapieno	-25.36	(kN/m)

Momenti ribaltanti

Spinta terreno	1494.45	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Spinta passiva	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)
Inerzia muro	14.52	(kNm/m)
Inerzia terrapieno	401.31	(kNm/m)

Momenti stabilizzanti

PP muro	568.44	(kNm/m)
PP terreno a monte	4092.75	(kNm/m)
Spinta terreno	709.86	(kNm/m)
Spinta sovraccarico	0.00	(kNm/m)
Azioni esterne	0.00	(kNm/m)

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = 1353.85 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 467.77 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f) f = 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.67 (-)

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = 5371.05 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr) Mr = 1910.27 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 2.81 (-)

VERIFICA DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = 1353.85 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T) T = 467.77 (kN/m)

Momento rispetto al baric. della fond. (M) M = 939.23 (kNm/m)

eccentricità e = 0.69 (m)

larghezza equivalente B* = 5.11 (m)

Coefficienti di carico limite

Nq	18.40	(-)
Nc	30.14	(-)
N _γ	22.40	(-)

Coefficienti di inclinazione del carico

iq	0.72	(-)
ic	0.71	(-)
i _γ	0.61	(-)

qlim (carico limite unitario) = 5064.43 (kN/m²)

F qlim*B*/ N 19.12 (-)

6. VERIFICHE STR

6.1.1 SLU – Flessione

La suola di fondazione è dimensionata facendo riferimento alle condizioni limite di ribaltamento ovvero ipotizzando una forte parzializzazione del piano di contatto. Lo sbalzo di monte è pertanto assimilabile ad una mensola soggetta ad un carico distribuito rappresentato dal peso proprio della suola stessa e del rinterro.

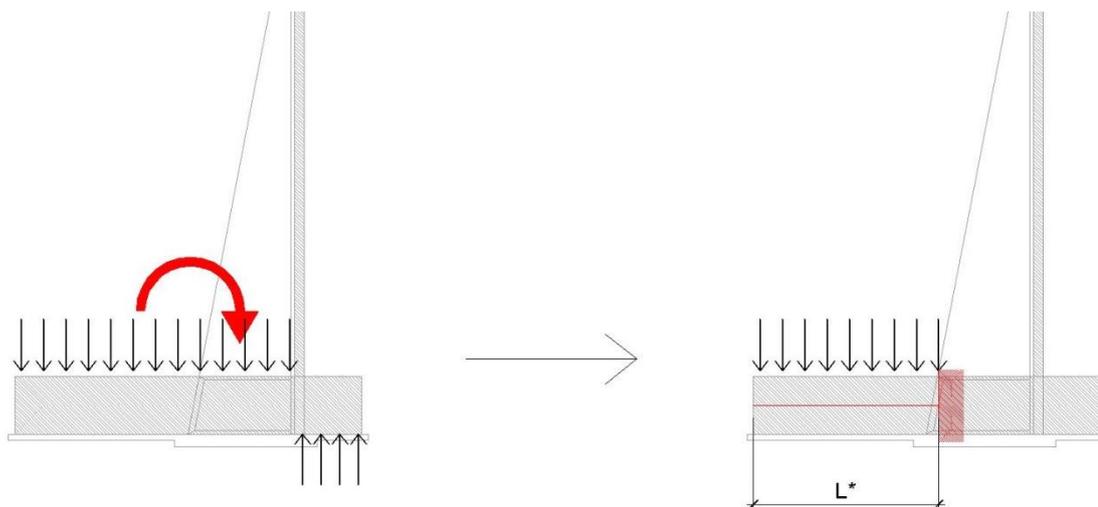


Figura 1 – Schema di calcolo

Nella tabella successiva si riassumono le verifiche a flessione.

Tipo di muro			A	B	C	D	E
Spessore suola	s_1	[m]	0.40	0.60	0.60	0.90	1.00
Spessore rinterro	s_2	[m]	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00
Peso specifico calcestruzzo	γ_{CLS}	[kN/m ³]	25	25	25	25	25
Peso specifico terreno	γ_T	[kN/m ³]	20	20	20	20	20
Sovraccarico massimo suola	g_k	[kN/m ²]	50	95	135	182.5	225
Luce netta sbalzo	L^*	[m]	1.20	1.90	2.20	3.05	3.80
Momento flettente sollecitante (SLU)	M_{sd}	[kNm/m]	46.8	222.9	424.7	1103.5	2111.9
Armatura tesa	A_s	[-]	1 ϕ 12/15	1 ϕ 16/15	1 ϕ 24/15	1 ϕ 24/10	1 ϕ 26/10+ 1 ϕ 26/20
Momento flettente resistente (SLU)	M_{rd}	[kNm/m]	97.1	273.3	586.9	1373	2473
Coefficiente di sicurezza	F_s	[-]	2.07	1.23	1.38	1.24	1.17
			OK	OK	OK	OK	OK

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1456.0-MU1-0

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **MURO TIPO A**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	7.54	34

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed kN
 M xEd kNm
 M yEd

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 %
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M xRd kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1456.0-MU2-0

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **MURO TIPO B**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	13.41	54

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed kN
 M xEd kNm
 M yEd

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 %
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M xRd kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1456.0-MU3-0

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **MURO TIPO C**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	30.17	54

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd cm cm cm
 N° rett. 100 Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 %
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} 586.9 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 3.5 %
 ϵ_s 14.88 %
 d 54 cm
 x 10.29 x/d 0.1905
 δ 0.7

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1456.0-MU4-0

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **MURO TIPO D**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	90	1	45.24	84

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd cm cm cm
 N° rett. 100 Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 %
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

M_{xRd} 1,373 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 3.5 %
 ϵ_s 15.56 %
 d 84 cm
 x 15.42 x/d 0.1836
 δ 0.7

Verifica C.A. S.L.U. - File: 1456.0-MU5-0

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **MURO TIPO E**

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	53.09	94
			2	26.55	84

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L_o cm

Precompresso

Materiali

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

6.1.2 SLU – Taglio

Si adotta lo stesso schema di calcolo considerato per il dimensionamento a flessione dell'elemento.

Per i muri tipo A e B, la resistenza a taglio è riferita al caso di “*elementi senza armatura resistente a taglio*”. Per le altre tipologie, si considera invece la presenza di ferri piegati, come mostrato in figura.

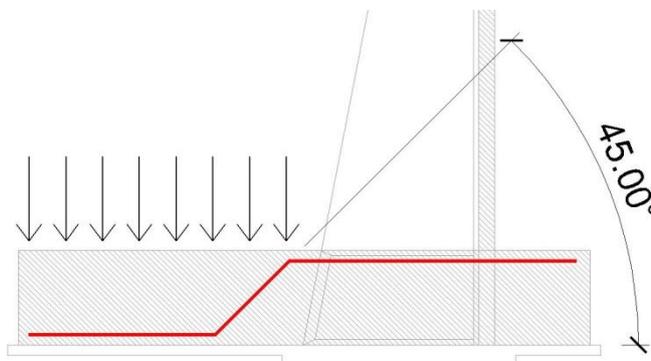


Figura 2 – Schema disposizione ferri piegati

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi non armati - C.A.ORDINARIO

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.1)

Elemento	[-]	Muro tipo A	Muro tipo B	
Sezione	[-]	Sbalzo di monte	Sbalzo di monte	
Piano	[-]	-	-	
γ_c	[-]	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	30	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	24.9	24.9	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	14.1	14.1	Resistenza a compressione di progetto
A_s	[mm ²]	754	1341	Armatura longitudinale tesa
d	[mm]	340	540	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	1000	Larghezza sezione
ρ_L	[-]	0.0022	0.0025	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.767	1.609	Vedi NTC2008
σ_{cp}	[N/mm ²]	0	0	Sforzo medio di compressione
$V_{Rd,min}$	[kN]	139.5	192.4	Resistenza minima
$V_{Rd,eff}$	[kN]	127.4	191.3	Resistenza effettiva
V_{Rd}	[kN]	139.5	192.4	Resistenza di calcolo

Tipo di muro			A	B	C	D	E
Spessore suola	s_1	[m]	0.40	0.60	0.60	0.90	1.00
Spessore rinterro	s_2	[m]	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00
Peso specifico calcestruzzo	γ_{CLS}	[kN/m ³]	25	25	25	25	25
Peso specifico terreno	γ_T	[kN/m ³]	20	20	20	20	20
Sovraccarico massimo suola	g_k	[kN/m ²]	50	95	135	182.5	225
Luce di taglio	L_v	[m]	0.80	1.30	1.60	2.15	2.80
Taglio sollecitante (SLU)	V_{sd}	[kN/m]	52.0	160.6	280.8	510.1	819.0
Armatura ferri piegati	A_s	[-]	-	-	3 ϕ 24	5 ϕ 24	5 ϕ 26+ 2 ϕ 26
Taglio resistente (SLU)	V_{rd}	[kN/m]	139.5	192.4	418	627	1031
Coefficiente di sicurezza	F_s	[-]	2.68	1.20	1.49	1.23	1.26

OK OK OK OK OK