

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC VERONA - PADOVA

SUB TRATTA VERONA – VICENZA

1° SUB LOTTO VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

RELAZIONE

OPERE D'ARTE: RI83

RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600 – RELAZIONE DI CALCOLO

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
ATI bonifica Progettista integrato Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 - Sez. A settore Civile ed Ambientale	Consorzio IRICAV DUE Project Manager		-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

	00	D	12	CL	RI8305	001	B
--	----	---	----	----	--------	-----	---

ATI bonifica	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma Ing. F. P. Bocchetto	Data

Programmazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista integrato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	A.Lombardi <i>[Signature]</i>	30/03/2015	V.Capata <i>[Signature]</i>	03/04/2015	V.Capata <i>[Signature]</i>	02/07/2015	V.Capata 02/07/2015
B	Revisione	A.Lombardi <i>[Signature]</i>	30/06/2015	V.Capata <i>[Signature]</i>	01/07/2015	V.Capata <i>[Signature]</i>	02/07/2015	

File: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B	CUP.:	n. Elab.:
--------------------------------	-------	-----------

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE DA REALIZZARE	4
3	DOCUMENTAZIONE E NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	10
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	11
5	SISMICITA' DELL'AREA ED AZIONI SISMICHE SULLE OPERE	14
6	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA.....	16
7	AZIONI SUL MURO E SUI PALI DI FONDAZIONE.....	19
7.1	Spinte in condizioni statiche	19
7.2	Peso proprio della struttura.....	19
7.3	Azione sismica.....	19
7.4	Spinte in condizioni sismiche.....	24
7.5	Sovraccarichi permanenti	26
7.6	Sovraccarichi accidentali	26
7.6.1	Transito treno.....	26
7.6.2	Barriera antirumore: effetto della spinta del vento.....	28
7.6.3	Barriera antirumore: effetto del passaggio del treno	31
7.7	Combinazioni di carico.....	33
8	VERIFICHE SUL MURO (calcolo delle caratteristiche di sollecitazione).....	35
8.1	Stato Limite di Esercizio (Spinta a riposo) – Altezza paramento 8.00 m	36
8.2	Stato Limite Ultimo - STR (Spinta a riposo) – Altezza paramento 8.00 m	44
8.3	Stato Limite Ultimo - SLV (Spinta sismica) – Altezza paramento 8.00 m	51
8.4	Stato Limite di Esercizio (Spinta a riposo) – Altezza paramento 8.60 m	63
8.5	Stato Limite Ultimo - STR (Spinta a riposo) – Altezza paramento 8.60 m	71
8.6	Stato Limite Ultimo - SLV (Spinta sismica) – Altezza paramento 8.60 m	79
8.7	Riepilogo dei valori delle sollecitazioni	92
9	ANALISI E VERIFICHE DELLA BERLINESE DI MICROPALI PROVVISORIA.....	95
9.1	Analisi delle condizioni di progetto	96
9.2	Verifiche strutturali dei micropali.....	100
10	VERIFICHE SUI PALI DI FONDAZIONE (caratteristiche di sollecitazione).....	101
11	VERIFICHE DI PORTANZA DEI PALI DI FONDAZIONE	111
12	DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE STATICHE.....	121
12.1	Verifiche a fessurazione	121
12.2	Verifiche a pressoflessione allo Stato Limite Ultimo.....	123
12.3	Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo	125

12.3.1	Verifiche della sezione in assenza di armatura di taglio.....	125
12.3.2	Verifiche della sezione in presenza di armatura di taglio	126
13	RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI.....	129
13.1	Risultati verifiche a pressoflessione	130
13.1.1	Muro Htot= 9.20 m	130
13.1.2	Muro Htot= 9.80 m	131
13.2	Risultati verifiche a taglio	140
13.2.1	Muro Htot= 9.20 m	140
13.2.2	Muro Htot= 9.80 m	144
13.3	Risultati a pressoflessione - palo di fondazione	147
13.3.1	Muro Htot= 9.20 m	147
13.3.2	Muro Htot= 9.80 m	149
13.4	Risultati verifica a taglio - palo di fondazione	151
13.4.1	Muro Htot= 9.20 m	152
13.4.2	Muro Htot= 9.80 m	153

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B - OPERE D'ARTE: RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600.08 – RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 4di 153

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del lotto 3 della nuova linea ferroviaria AV/AC Verona – Padova è prevista la realizzazione di tratti di rilevato in affiancamento a quello della linea storica. Nella presente relazione è effettuato il progetto geotecnico e strutturale del muro di contenimento del nuovo rilevato compreso tra le progressive Km 30+421.67 e Km 31+600.08. La struttura è del tipo “a mensola” e, considerata l'altezza del terrapieno da sostenere, fondata su pali di grande diametro disposti secondo una maglia di tipo rettangolare.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE DA REALIZZARE

In tale tratto, come già accennato, il tracciato si sviluppa “in affiancamento” alla linea storica in rilevato. L'altezza dei rilevati è variabile tra 8.00 e 9.50 m mentre i terreni di fondazione sono costituiti in prevalenza da limi argilloso-sabbiosi ed argille limose di notevole compressibilità e caratteristiche di resistenza piuttosto modeste. Per tale motivo affinché l'opera di sostegno potesse avere le prestazioni richieste dalla Normativa vigente sia in fase statica sia sismica è stato necessario fondare il muro su pali lunghi 25 m intestati nelle sabbie (talvolta ghiaie) di base.

Nel tratto analizzato il muro presenta le seguenti caratteristiche:

- altezza (max) paramento= 8.60 m;
- spessore del muro in testa= 0.65 m;
- spessore (max) paramento= 1.51 m;
- pendenza del paramento: 1/10;
- spessore fondazione= 1.20 m
- larghezza fondazione= 5.40 m;
- suola lato valle= 1.11 m;
- suola lato monte= 2.78 m;
- aggetto di valle=0.86 m

- diametro pali di fondazione= 1.00 m passo 3 m (interasse trasversale= 3.8 m)
- barbacani: \varnothing = 100 mm disposti ad interasse longitudinale= 3 m
- canaletta in testa (dimensioni= 0.6 x 0.5 m)
tubo microfessurato a tergo: \varnothing = 150 mm

Nelle figure che seguono si riporta le carpenterie del muro.

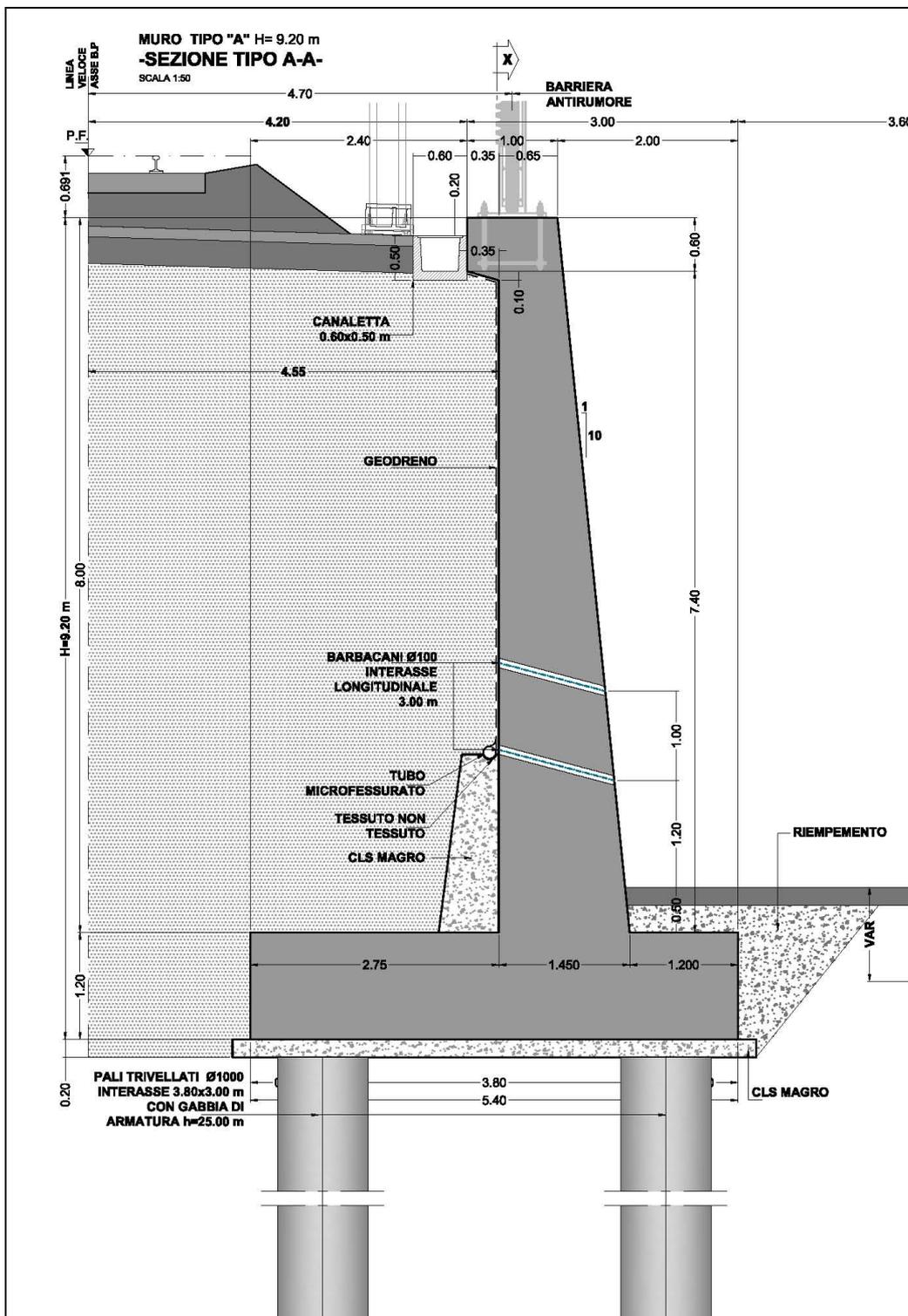


Figura 2-2: sezione di carpenteria del muro (altezza paramento= 8.00 m)

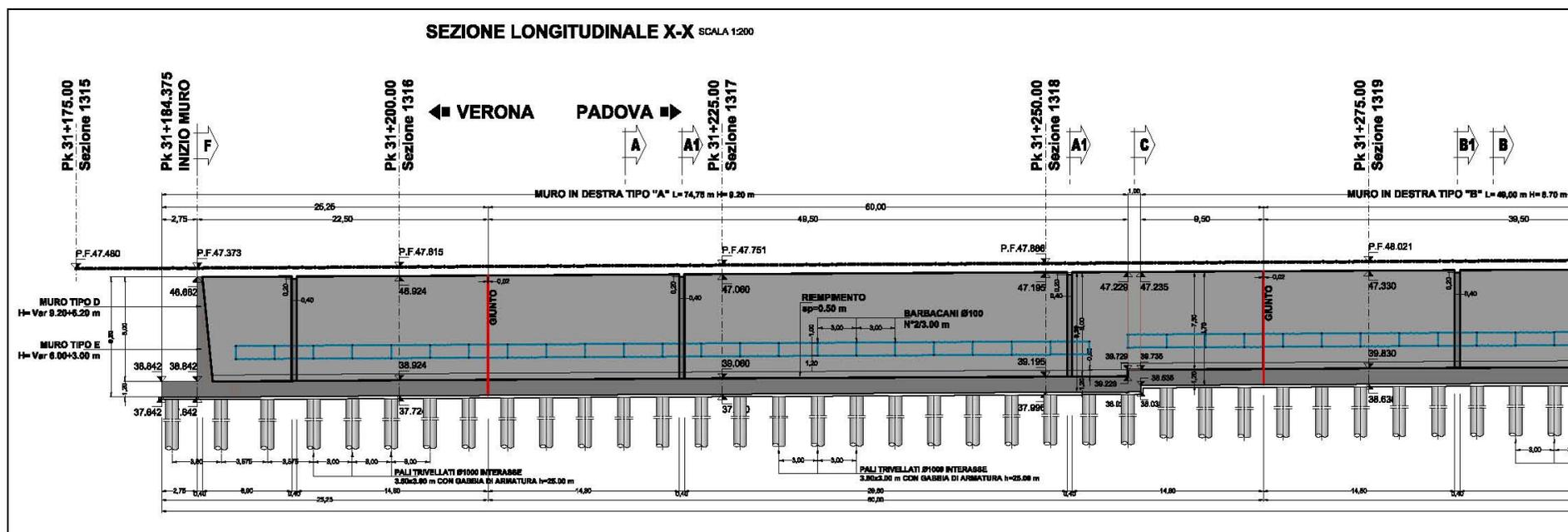


Figura 2-3: prospetto del muro (stralcio)

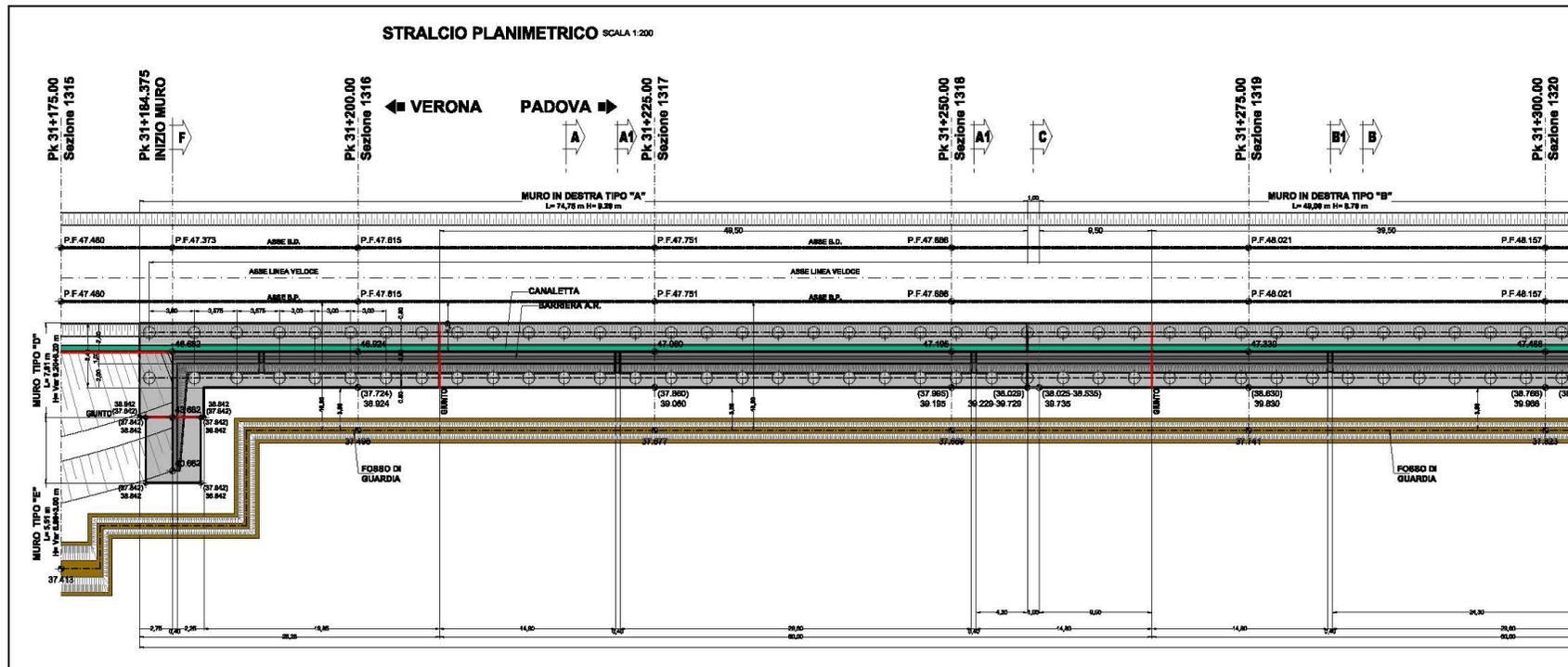


Figura 2-4: vista in pianta del muro (stralcio)

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B - OPERE D'ARTE: RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600.08 – RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 10di 153

3 DOCUMENTAZIONE E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Infrastrutture ferroviarie strategiche definite dalla legge obiettivo n. 443/01 - progetto preliminare – tratta AV/AC Verona – Padova - Studio geologico.
- Nuove norme tecniche per le costruzioni- Decreto ministeriale (infrastrutture) 14 gennaio 2008.
- Circolare n. 617/CSLLPP del 2-02-2009 “Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- UNI ENV 1992-1-1 “Eurocodice2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo- Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici”.
- Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie (RFI DTC INC CS SP IFS 001 A)

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle strutture sono previsti i seguenti materiali:

Calcestruzzo paramento

Classe di resistenza: C32-40

Classe di esposizione: XC4

$R_{ck} \geq 40$ MPa

resistenza caratteristica cubica;

$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 33.2$ MPa

resistenza caratteristica cilindrica;

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ MPa

$E = 22000 * [f_{cm}/10]^{0.3} = 33643$ MPa

modulo elastico;

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 33.2 / 1.5 * 0.85 = 18.81$ MPa resistenza cilindrica di progetto

$\alpha_{cc} = 0.85$ nel caso di resistenze di lunga durata

$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} = 3.10$ MPa

resistenza media a trazione;

$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.17$ MPa

resistenza caratteristica a trazione;

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44$ MPa

resistenza a trazione di calcolo.

Massime tensioni ammesse in condizioni di esercizio:

$\sigma_{f,max} = 0.45 * f_{ck} = 14.94$ MPa

per combinazioni caratteristiche quasi permanenti;

$\sigma_{f,max} = 0.60 * f_{ck} = 19.92$ MPa

per combinazioni caratteristiche rare.

- Massimo valore di apertura delle fessure: $W_k = 0.20$ mm (per combinazione di carico quasi permanente ed acciaio poco sensibile alla corrosione).
- Copriferro minimo = 50 mm

Calcestruzzo strutture di fondazione

Classe di resistenza: C32-40

Classe di esposizione: XC2

$R_{ck} \geq 40$ MPa

resistenza caratteristica cubica;

$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 33.2$ MPa

resistenza caratteristica cilindrica;

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ MPa

$E = 22000 * [f_{cm}/10]^{0.3} = 33643$ MPa

modulo elastico;

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 33.2 / 1.5 * 0.85 = 18.81$ MPa

resistenza cilindrica di progetto;

$\alpha_{cc} = 0.85$ nel caso di resistenze di lunga durata

$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} = 3.10$ MPa

resistenza media a trazione;

$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.17$ MPa

resistenza caratteristica a trazione;

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44$ MPa

resistenza a trazione di calcolo.

Massime tensioni ammesse in condizioni di esercizio:

$\sigma_{f,max} = 0.45 * f_{ck} = 14.94$ MPa

per combinazioni caratteristiche quasi permanenti;

$\sigma_{f,max} = 0.60 * f_{ck} = 19.92$ MPa

per combinazioni caratteristiche rare;

- Massimo valore di apertura delle fessure: $W_k = 0.30$ mm (per combinazione di carico quasi permanente ed acciaio poco sensibile alla corrosione).
- Copriferro minimo = 50 mm

Calcestruzzo per sottofondo e rinfianco

Riferimento Norma Europea UNI EN 206

Classe di resistenza: C12/15

Classe di esposizione: X0

Acciaio

Per barre ad aderenza migliorata: B450C

Per rete elettrosaldada ad aderenza migliorata: B450C

- ✓ $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$
- ✓ $f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$
- ✓ $1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$
- ✓ $(f_t / f_{y,nom})_k \leq 1.35$
- ✓ Allungamento = $A_{gt,k} \geq 7.5\%$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B - OPERE D'ARTE: RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600.08 – RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 14di 153

5 SISMICITA' DELL'AREA ED AZIONI SISMICHE SULLE OPERE

Per la definizione dei parametri che caratterizzano l'azione sismica si faccia riferimento al documento 00-D-I2-RH-000000-001-A (Relazione Sismica). Di seguito si riporta la mappa dell'accelerazione massima attesa al sito allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per una categoria di suolo "D" ed un tempo di ritorno $T_r = 1500$ anni nel tratto in esame. Il valore di accelerazione massima attesa in superficie allo Stato Limite SLV risulta variabile tra 0.339 e 0.343 g. Gli effetti del sisma sulle strutture viene valutato nel paragrafo 7.3.

LEGENDA

0.341g



Accelerazione orizzontale massima attesa in superficie (SLV; $T_R=1500$ anni)

Categoria di sottosuolo (Tabella 3.2 II, NTC 2008)



Categoria "C"



Categoria "D"



Asse ferroviario di progetto

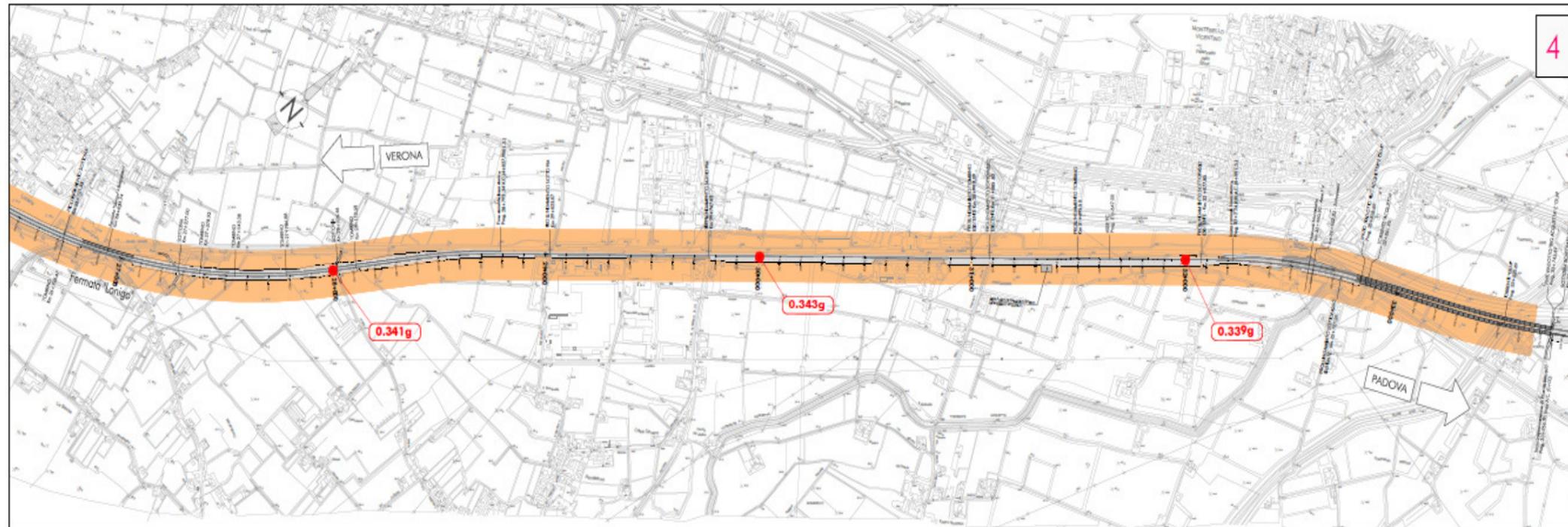


Figura 5-1: Accelerazione orizzontale massima attesa in superficie nel tratto in esame (categoria suolo: D; SLV; $T_R=1500$ anni)

6 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA

Gli elementi ricavati dai sondaggi attraverso le misure in situ, unitamente ai risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati (tra il 2003 ed il 2015), hanno condotto a definire le caratteristiche geotecniche da attribuire ai singoli strati. Per la stratigrafia di dettaglio del tratto compreso tra le progressive di progetto del muro si rimanda agli elaborati grafici specifici. Nella figura che segue si riporta uno stralcio del profilo geotecnico di progetto per il tratto interessato dal muro su pali.

La caratterizzazione geotecnica di dettaglio, riportata nei seguenti documenti,

- 00-D-I-2-RB-R-I00A-001-A (RILEVATO DA Km 29+400 A Km 32+916– RELAZIONE GEOTECNICA).

ha consentito di stimare i seguenti parametri di resistenza e di deformabilità per le unità geotecniche interessate dall'esecuzione dell'opera:

unità	litotipo	γ	ϕ	c'	E	c_c	c_s	E_{ed} (50-100 kPa)
[-]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]
LS-AL	limi sabbiosi-argille limose	18.5-19.1	26	15	-	0.30-0.33	0.05	3.3-3.9
SFM	sabbie-sabbie medie e sabbie limose grossolane	18.5	34	5-10	80	-	-	-
G	ghiaie	20	38	5	150	-	-	-

Figura 6-1: tabella dei parametri di resistenza e di deformabilità dei terreni interessati dalla costruzione dell'opera

Legenda:

γ : peso di volume;

c' : coesione efficace;

ϕ' : angol di resistenza al taglio;

E: modulo di Young;

c_c : indice di compressione

c_s : indice di rigonfiamento

E_{ed} : modulo edometrico nell'intervallo di carico 50-100 kPa

Per il materiale costituente il rilevato sono stati assunti i seguenti parametri:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$\phi' = 36^\circ$ (valore minimo dell'angolo di attrito)

$c' = 10$ kPa (non considerato nel calcolo delle spinte sull'opera di sostegno)

La stratigrafia di calcolo prevede:

Muro H= 9.20 m

- da 0 a 5.5 m di profondità: ghiaie;
- da 5.5 m a 20 m di profondità: limi argillosi-argille limose;
- al di sotto dei 20 m di profondità: sabbie

Muro H= 9.80 m

- da 0 a 6 m di profondità: limi argillosi-argille limose;
- da 6 m a 15 m di profondità: ghiaie;
- da 15 m a 20 m di profondità: limi argillosi-argille limose;
- al di sotto dei 20 m di profondità: sabbie

Il livello di falda risulta posizionato circa 1.00-2.00 m al di sotto del piano campagna.

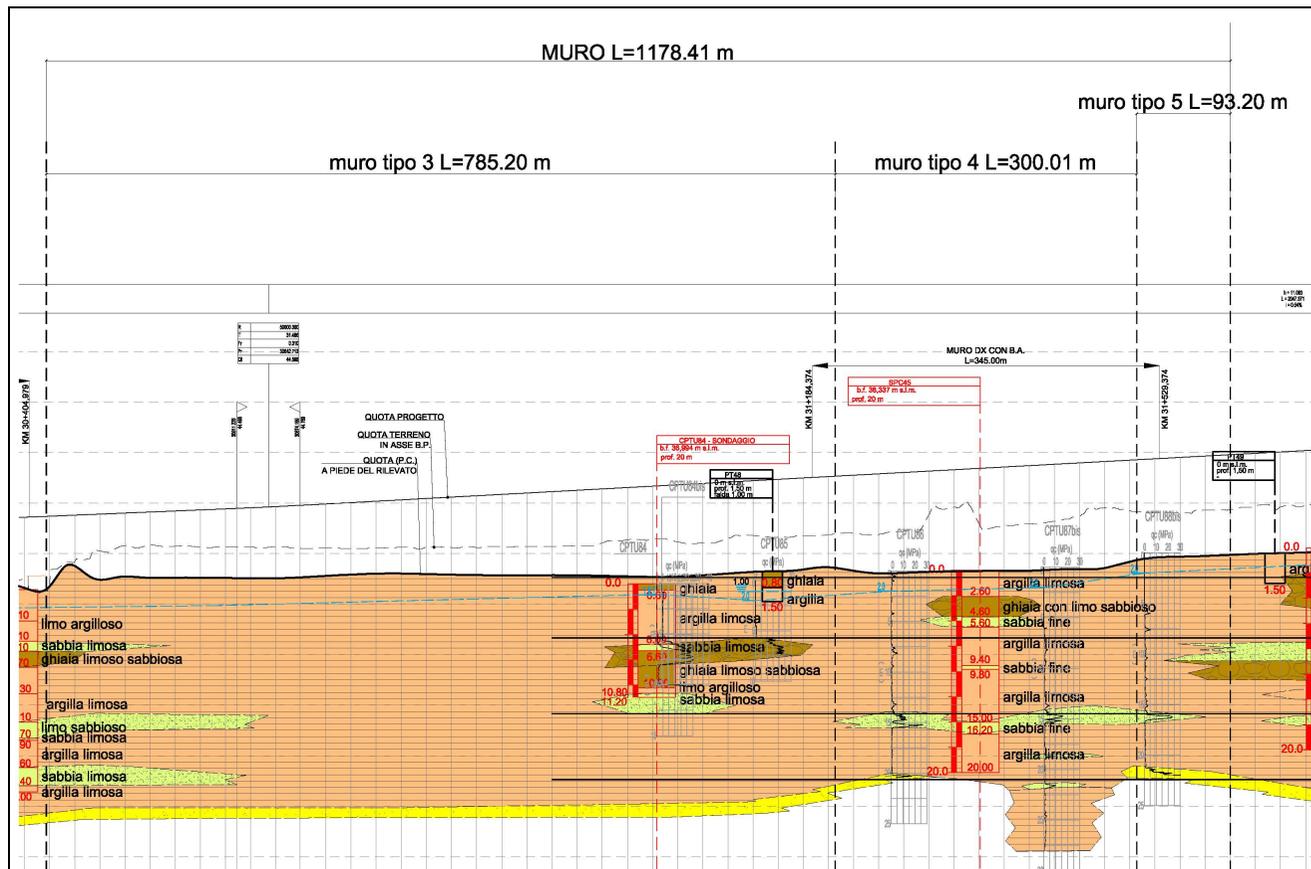


Figura 6-2: profilo geotecnico di progetto nel tratto interessato dalla costruzione del muro

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	<small>LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B - OPERE D'ARTE: RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600.08 – RELAZIONE DI CALCOLO</small>	Pag 19di 153

7 AZIONI SUL MURO E SUI PALI DI FONDAZIONE

Di seguito si riportano i valori delle azioni applicate al muro in termini di spinte delle terre, carichi accidentali e permanenti in condizioni statiche e sismiche.

7.1 Spinte in condizioni statiche

In condizioni statiche, considerando che l'opera di sostegno non subisce spostamenti significativi si applica sul paramento la spinta a riposo. I valori, allo SLE ed allo SLU sono stati calcolati assumendo per K_0 il valore fornito dalla ben nota relazione di Jaky:

$$K_0 = 1 - \tan \varphi' = 1 - \tan 36^\circ = 0.412$$

7.2 Peso proprio della struttura

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato calcolato automaticamente dal foglio di calcolo Excel durante l'analisi usando per il peso di volume del calcestruzzo il valore:

$$\gamma_{CA} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

7.3 Azione sismica

L'azione sismica è rappresentata mediante un insieme di forze, sia orizzontali che verticali, la cui intensità è pari al prodotto dei pesi per un coefficiente sismico e dipende dall'entità dello spostamento permanente tollerabile o effettivamente consentito dall'opera di sostegno adottata. In particolare le nuove Norme abbandonano il concetto di "Zona Sismica", almeno ai fini della definizione delle azioni sismiche. L'accelerazione sismica orizzontale a_g (valore massimo atteso in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale) infatti, non è più valutata genericamente sulla base

dell'appartenenza ad una zona sismica del comune in cui realizzare l'opera, ma calcolata nell'effettiva posizione geografica del sito (microzonazione sismica). Le azioni sismiche da introdurre nelle verifiche ai diversi stati limite (SLO, SLD, SLV e SLC) saranno di intensità crescente in funzione della probabilità di superamento dell'evento sismico (PVR) in base alla seguente tabella.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 7-1: probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

Definita poi la vita nominale dell'opera ($V_N=100$ anni nel presente caso) (cfr. tabella seguente),

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Figura 7-2: Vita nominale per tipo di costruzione

e la sua classe d'uso (è stata assunta una classe III: "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti nella classe IV. Ponti e reti viarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso"), si può determinare il periodo di riferimento per l'azione sismica, come:

$$V_R = V_N \times C_U$$

Nella quale C_U è il coefficiente d'uso, così definito:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 7-3: valori del coefficiente d'uso al variare della classe d'uso dell'opera

Il periodo di riferimento è allora pari a:

$$V_R = 100 \cdot 1.5 = 150 \text{ anni}$$

Attraverso i dati su riportati è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni con la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

e da questo infine i tre parametri che di fatto consentono la determinazione del sisma agente sull'opera, ovvero:

a_g : accelerazione sismica orizzontale già definita;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Secondo le NTC2008 al paragrafo 7.11.6.2 per muri di sostegno, nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

nella quale:

a_{max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g : accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

nella quale:

S_S : coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica;

S_T : coefficiente che tiene conto dell'amplificazione topografica;

$$S_S = 1.7 - 0.6 F_0 \cdot a_g / g$$

$S_T = 1$ (per una categoria topografica T1: “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$).

Mentre per i valori di β_m si fa riferimento alla Figura 7-4 sotto riportata.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 7-4: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione sismica attesa al sito

E' tuttavia necessario osservare che per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (come nel presente caso), il coefficiente β_m assume valore unitario.

Di seguito si riportano i valori di riferimento dei parametri che caratterizzano l'azione sismica.

Progressiva di riferimento	Categoria Sottosuolo	SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	S (-)	a_{max} (g)
28+600 circa	D	SLO	90	0.066	2.493	1.80	0.119
		SLD	151	0.083	2.49	1.80	0.149
		SLV	1424	0.208	2.435	1.64	0.341
		SLC	2475	0.255	2.385	1.49	0.379
30+600 circa	D	SLO	90	0.067	2.492	1.80	0.121
		SLD	151	0.084	2.479	1.80	0.151
		SLV	1424	0.21	2.436	1.63	0.343
		SLC	2475	0.257	2.385	1.48	0.381

Figura 7-5: coefficienti di sito S ($S_T=1$) e accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento per le opere dell'asse principale

terreno tipo:		D								
stato limite	a_g/g (-)	T^*_C (s)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	F_0 (-)	S_S (-)	C_C (-)	S_T (-)	S (-)
SLO	0.067	0.267	0.215	0.646	1.868	2.486	1.80	2.42	1.00	1.80
SLD	0.084	0.271	0.217	0.651	1.936	2.487	1.80	2.40	1.00	1.80
SLV	0.21	0.288	0.224	0.671	2.440	2.47	1.62	2.33	1.00	1.62
SLC	0.257	0.294	0.226	0.678	2.628	2.387	1.48	2.31	1.00	1.48
T^*_C :	periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accel. orizz.;									
T_C :	periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;									
T_B :	periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;									
T_D :	periodo corrispondente all'inizio del tratto a spost. costante dello spettro;									
F_0 :	fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizz.;									
S_S :	coefficienti funzione della categoria di sottosuolo;									
C_C :										

Allo SLV i coefficienti sismici K_h e K_v risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 1 \cdot 0.343$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.171$$

7.4 Spinte in condizioni sismiche

In condizioni sismiche si è fatto ricorso alla teoria di Mononobe-Okabe considerando per il calcolo della spinta un coefficiente valutato secondo la relazione formule sotto riportata.

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

φ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale.

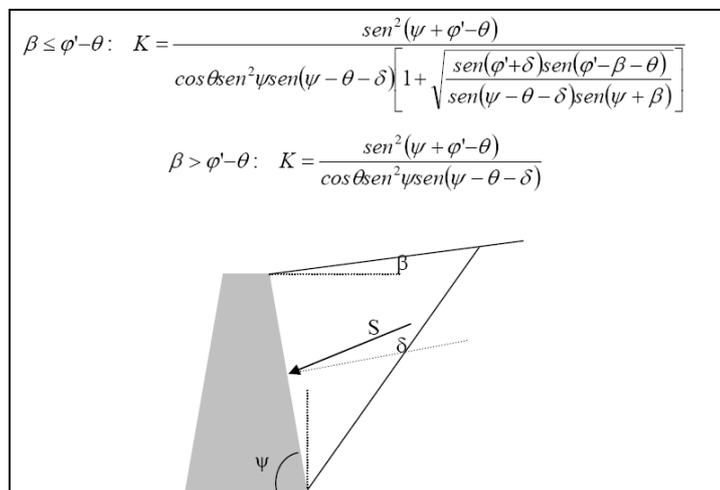


Figura 7-6: schema con indicazione dei parametri per il calcolo della spinta sismica in base alla teoria di Mononobe-Okabe

I valori di coefficiente di spinta che ne risultino (in caso di sisma verticale diretto verso l'alto (+) e verso il basso (-)) sono di seguito riportati.

SISMICA
coefficienti di spinta attiva sulla superficie ideale

$$a_g/g = 0.21$$

$$S = 1.63$$

 il muro ammette spostamenti? no $\beta_m = 1$

$$k_h = 0.3423$$

$$k_v = 0.1712$$

$$\theta^+ = \arctg(k_h/(1+k_v)) \quad \theta = 16.29 \quad (^\circ)$$

$$0.2844$$

$$\theta^- = \arctg(k_h/(1-k_v)) \quad \theta = 22.44 \quad (^\circ)$$

$$0.3916$$

$$kas^+ = \mathbf{0.4548} \quad (-)$$

$$kas^- = \mathbf{0.5757} \quad (-)$$

7.5 Sovraccarichi permanenti

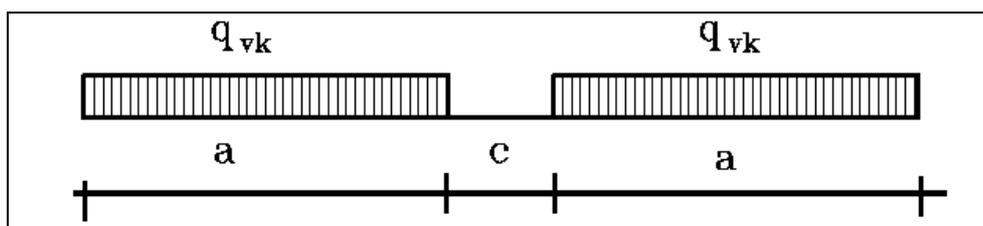
Su tutta la larghezza del rilevato ferroviario è stato considerato il sovraccarico uniformemente distribuito permanente dell'armamento (traverse, ballast, rotaie) pari a:

$$q_{perm} = \gamma \cdot H_{arm} = 20 \cdot 0.8 = 16 \text{ kPa}$$

7.6 Sovraccarichi accidentali

7.6.1 Transito treno

Il sovraccarico accidentale, rappresentato dal transito di un treno di categoria SW2 (Figura 7-7), è caratterizzato da un valore di 150 kN/m in direzione longitudinale. Tale carico viene ripartito in senso trasversale al rilevato, su una traversa (L= 2.60 m) e dunque sulla superficie di riferimento definita dalla figura che segue:



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 7-7: treno di carico SW

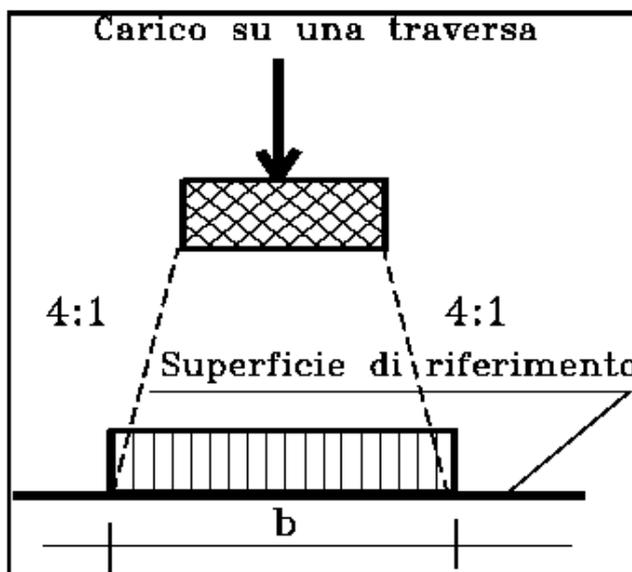


Figura 7-8: Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast

Sulla base dello schema la larghezza complessiva risulta pari a $b = 2.60 + 2 \cdot 0.35 / 4 = 2.77$ m, avendo assunto per il ballast uno spessore di 35 cm. Il carico sulla superficie di riferimento (estradosso dello strato supercompattato), risulta dunque pari a:

$$q_{acc} = 150 / 2.77 = 54 \text{ kPa}$$

7.6.2 Barriera antirumore: effetto della spinta del vento

Di seguito si riporta il calcolo dell'effetto dell'azione del vento sulla barriera antirumore.

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			42
T_R (Tempo di ritorno)			500
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
\underline{v}_b ($T_R = 50$ [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.12318
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			28.079

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
C_e (coefficiente di esposizione)
C_p (coefficiente di forma)
C_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	492.79
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5 ** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6				
A	--	III	IV	V
B	--	II	III	IV
C	--	II	III	IV
D	I	I	II	III

ZONE 7,8		
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

ZONA 9	
A	I
B	I
C	I
D	I

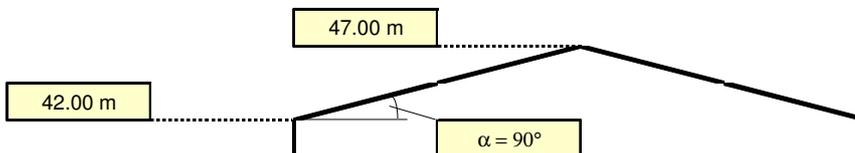
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
1	D	42

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

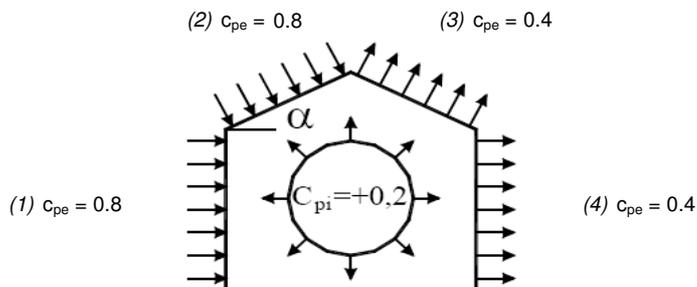
z [m]	c _e
z ≤ 5	1.708
z = 42	3.151
z = 47	3.237



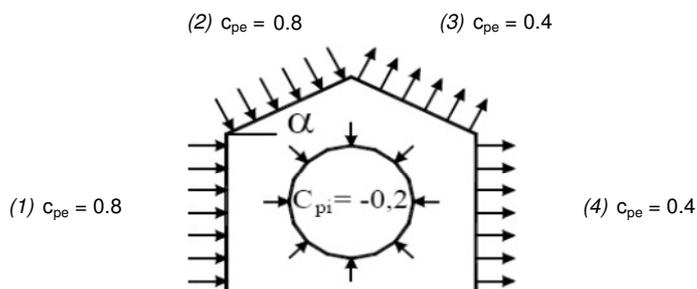
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	1.242
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	1.276
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.638
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.621

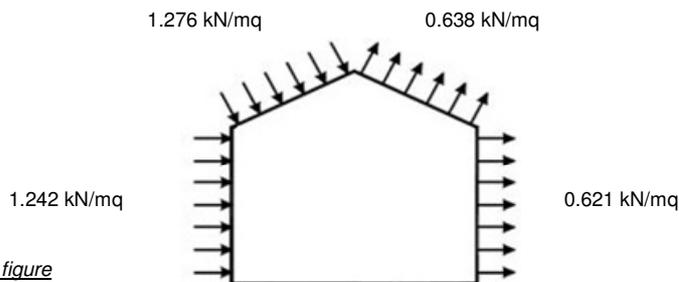


(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	1.242
(2)	c_p	p [kN/mq]
	0.80	1.276
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.638
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.40	0.621



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	1.242
(2)	1.276
(3)	0.638
(4)	0.621



N.B. - Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

Quindi si assume una pressione di.

$$Q1 = 1.242 \text{ kN/m}^2$$

e una depressione di:

$$Q2 = 0.621 \text{ kN/m}^2$$

7.6.3 Barriera antirumore: effetto del passaggio del treno

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio barriere antirumore) onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno nei casi in cui, in ragione della velocità della linea, non si instaurino amplificazioni dinamiche significative per il comportamento degli elementi strutturali investiti dalle azioni aerodinamiche. Esse dovranno essere utilizzate per il progetto delle barriere e delle relative strutture di sostegno.

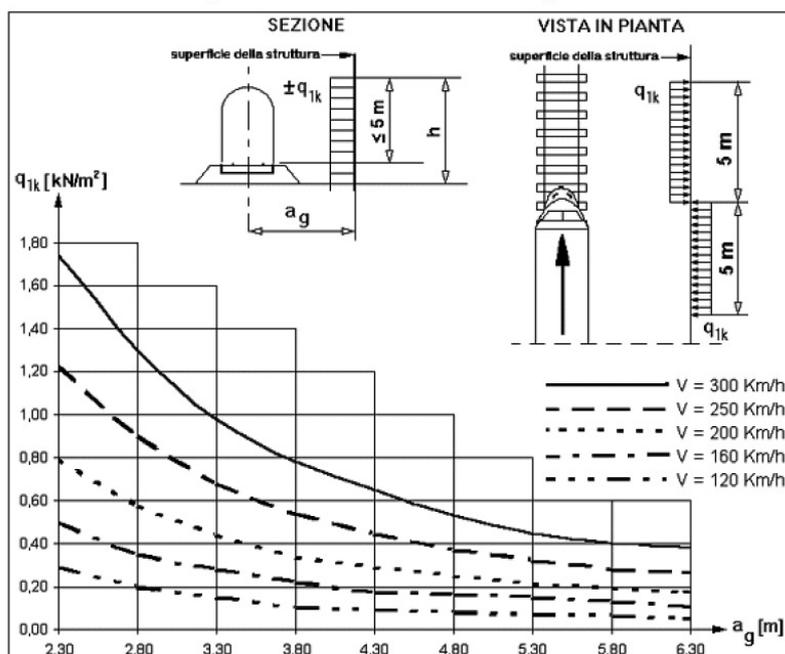


Figura 7-9: Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

I suddetti valori sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore k_1 , ove:

$k_1 = 0,85$ per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0,60$ per treni aerodinamici.

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è $\leq 1,0$ m o se la larghezza è $\leq 2,50$ m, l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore $k_2 = 1,3$.

Nel caso in esame essendo la velocità del treno: $v=300$ km/h, avremo, per $a_g = 4.70$ m:

$$\pm q_{1k} = 0.55 \text{ kN/m}^2$$

Tale valore viene corretto perché in presenza di treni aerodinamici.

$$[\pm q_{1k}]_{\text{corretto}} = 0.55 \times 0.6 = 0.33 \text{ kN/m}^2 = 33 \text{ kg/m}^2$$

L'effetto del passaggio del treno sommato alla spinta del vento agente sulla barriera antirumore produce un momento flettente di trasporto e uno sforzo di taglio sulla testa del muro:

$$q_{\text{tot}} = 0.33 \text{ kN/mq} + 1.242 \text{ kN/mq} + 0.621 \text{ kN/mq} = 2.193 \text{ kN/mq}$$

$$Q_{\text{tot}} = q_{\text{tot}} \times h_p = 2.193 \text{ kN/mq} \times 5 \text{ m} = 10.96 \text{ kN/m} \quad (\text{al metro lineare})$$

h_p è l'altezza della barriera antirumore

$$m = Q_{\text{tot}} \times h_p / 2 = 10.96 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} / 2 = 27 \text{ kNm/m}$$

$$f = Q_{\text{tot}} = 11 \text{ kN/m}$$

7.7 Combinazioni di carico

Le analisi sono state effettuate in aderenza al *DM Infrastrutture 14 gennaio 2008*, il quale prescrive i seguenti coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni di carico agli Stati limite di esercizio (SLE) e ultimi (SLU).

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA SU AZIONI E PARAMETRI GEOTECNICI (ANALISI SLE)

CASO	Azioni		Proprietà del terreno		
	<i>Permanenti</i>	<i>Temporanee variabili</i>	$\tan \varphi'$	c'	c_u
SLE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA SU AZIONI E PARAMETRI GEOTECNICI (ANALISI SLU)

CASO	Azioni		Temporanee variabili	
	<i>Sfavorevoli</i>	<i>Favorevoli</i>	<i>Sfavorevoli</i>	<i>Favorevoli</i>
Caso A1		1.00	1.50	0.00
Caso A2	1.3	1.00	1.30	0.00

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA SU AZIONI E PARAMETRI GEOTECNICI (ANALISI SLU)

CASO	Azioni		Proprietà del terreno		
	<i>Permanenti</i>	<i>Temporanee variabili</i>	$\tan \varphi'$	c'	c_u
SLU	1.00	0.50	1.25	1.25	1.40

Il muro è stato verificato allo SLE ed allo SLU di tipo strutturale (A1+M1) in condizioni statiche. In condizioni sismiche lo stato limite ultimo considerato è lo SLV con fattori moltiplicativi dei carichi tutti di valore unitario.

Per le verifiche geotecniche dei pali di fondazione (portanza a carichi verticali), si è fatto riferimento all'approccio di progetto AP2: A1+M1+R3 sia in condizioni statiche che sismiche. I fattori parziali da applicare alle resistenze di calcolo sono di seguito riportati.

pali trivellati					
R1	R2	R3			
1	1.7	1.35	(base)		
1	1.45	1.15	(laterale compr.)		
1	1.6	1.3	(totale*)		
1	1.6	1.25	(laterale traz.)		

*: da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati delle prove di carichi

Come prescritto dalle NTC 2008 alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati delle prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ va ridotto dividendo per il fattore ξ in questo caso assunto pari a 1.4, avendo considerato un numero di verticali indagate pari a 10, ovvero:

- SPC 44 (sondaggio)
- CPTU84 (sondaggio)
- CPTU84bis (prova penetrometrica statica)
- CPTU84ter (prova penetrometrica statica)
- CPTU85 (prova penetrometrica statica)
- CPTU86 (prova penetrometrica statica)
- SPC45 (sondaggio)
- CPTU87bis (prova penetrometrica statica)
- CPTU88bis (prova penetrometrica statica)
- CPTU NA203O007 (prova penetrometrica statica)

8 VERIFICHE SUL MURO (calcolo delle caratteristiche di sollecitazione)

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche di stabilità sul muro unitamente ai valori di sollecitazione nelle varie sezioni del muro (paramento e fondazioni) per i diversi stati limite considerati. I calcoli sono stati effettuati avvalendosi di un foglio di calcolo Excel (file: muri_pali_v1.02.xls sviluppato dagli Autori Marco Mancina, Roberto Nori e Pia Lasiello nel volume: “Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel”, Dei-Tipografia del Genio Civile).

Il metodo di calcolo prevede per il paramento del muro e per la fondazione (suola di valle e suola di monte) schemi statici di trave a mensola caricate rispettivamente con le spinte statiche e sismiche del terreno e degli eventuali sovraccarichi permanenti ed accidentali e dalla reazione del terreno di fondazione. La ripartizione dei carichi sui pali di fondazione viene eseguita, a partire dai valori delle sollecitazioni riferite al baricentro della palificata, mediante la relazione riportata nella figura che segue.

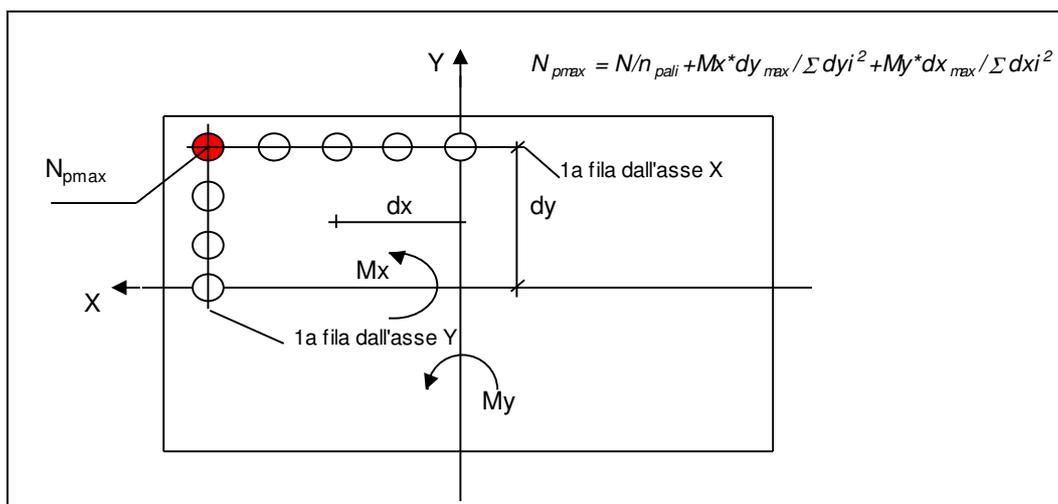
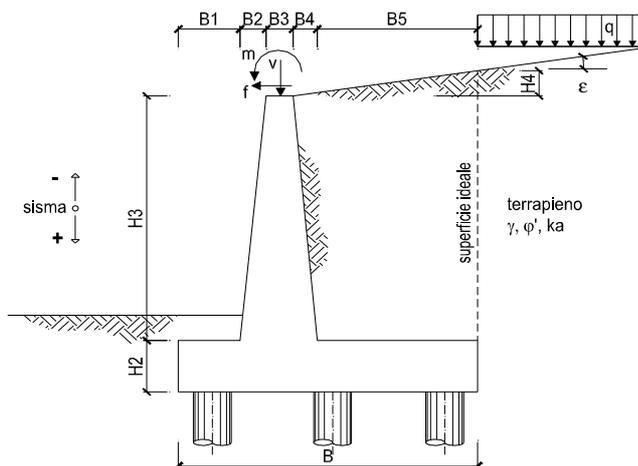


Figura 8-1: relazione per la determinazione del massimo carico sui pali di fondazione e relativo schema grafico

8.1 Stato Limite di Esercizio (Spinta a riposo) – Altezza paramento 8.00 m



OPERA Muro AV Verona-Padova (con barriera H= 9.20 m)

DATI DI PROGETTO: Stato limite di Esercizio

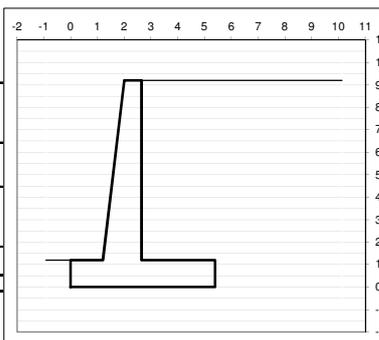
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	8.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.80	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.65	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.75	(m)

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



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi' = 36.00$	(°)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma = 20.00$	(kN/m ³)		
Dati Sismici	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon = 0.00$	(°)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro} = 0.00$	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup, id} = 0.00$	(°)		
	Accelerazione sismica	$a_g/g = 0.00$	(-)		
Coeff. Spinta	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	$ka_+ = 0.00$	(-)	0.260	Val. Norm.
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	$ka_- = 0.00$	(-)	0.260	

Carichi Agenti

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	$q_{acc} = 54.00$	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente	$q_{perm} = 16.00$	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	$f = 11.00$	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	$v = 0.00$	(kN/m)
	Momento in Testa	$m = 27.00$	(kNm/m)

		coefficienti parziali			
		azioni		proprietà del terreno	
SIU	C	caso	permanenti	temporanea variabili sfavorevoli	tan ϕ'
		caso A	1.00	1.50	
caso B	1.35	1.50	1.00		
caso C	1.00	1.30	1.25		
SLD	○	1.00	1.00	1.00	
def.	⊗	1.00	1.00	1.00	

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	=	36.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	=	20.00	(kN/m ³)		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	=	0.00	(°)		
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta a riposo		K0	=	0.41	(-)	0.412
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale		kas+	=	0.26	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale		kas-	=	0.26	(-)	0.260
							Val. Norm.

Carichi Agenti

Condizioni di spinta a riposo	Sovraccarico Accidentale	q_acc	=	54.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f	=	11.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v	=	0.00	(kN/m)
	Sovraccarico Permanente	q_perm	=	16.00	(kN/m ²)
	Momento in Testa	m	=	27.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	=	80.00	(kN/m)
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	=	130.00	(kN/m)
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	=	162.00	(kN/m)
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	=	372.00	(kN/m)

A2) Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	=	440.00	(kN/m)
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	=	0.00	(kN/m)
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3	=	440.00	(kN/m)

B) MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

B1) Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	=	138.67	(kNm/m)
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	=	302.25	(kNm/m)
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	=	437.40	(kNm/m)
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	=	878.32	(kNm/m)

B2) Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	=	1771.00	(kNm/m)
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3	=	1771.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k0$	=	348.90	(kN/m)
Sq =	$q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k0$	=	204.79	(kN/m)
Sq.perm =	$q_{perm} \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k1$	=	60.68	(kN/m)

componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	=	348.90	(kN/m)
Sqh =	$Sq \cdot \cos \delta$	=	204.79	(kN/m)
Sq.perm_h =	$Sq_{perm} \cdot \cos \delta$	=	60.68	(kN/m)

componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sqv =	$Sq \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sq.perm_v =	$Sq_{perm} \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

$MSt1 = Sth \cdot (H2+H3+H4)/3$	=	1069.96	(kN/m)
$MSt2 = Stv \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
$MSq1 = Sqh \cdot (H2+H3+H4)/2$	=	942.03	(kN/m)
$MSq2 = Sqv \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
$MSq,perm = Sq,perm_h \cdot (H2+H3+H4)/2$	=	279.12	(kN/m)

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$Mfext1 = m$	=	27.00	(kNm/m)
$Mfext2 = f \cdot (H3 + H2)$	=	101.20	(kNm/m)
$Mfext3 = v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	=	0.00	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv$	=	812.00	(kN/m)
-------------------------------	---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sth + Sqh + Sq_perm_h + f$	=	625.36	(kN/m)
-----------------------------------	---	--------	--------

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3$	=	2649.32	(kNm/m)
---------------------------------------	---	---------	---------

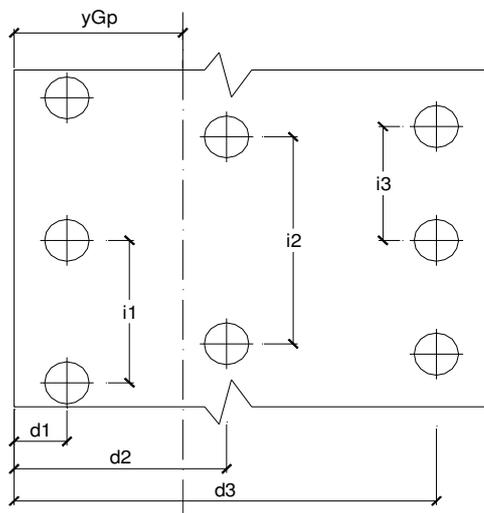
Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSt1 + MSq1 + MSq,perm + Mfext1 + Mfext2$	=	2419.30	(kNm/m)
---	---	---------	---------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$MM = Ms - Mr$	=	230.02	(kNm/m)
----------------	---	--------	---------

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali $d = 1.00$ (m)
 Fila n° 1 distanza asse bordo valle (d1) = 0.80 (m) interasse pali (i1) = 3.00 (m)
 Fila n° 2 distanza asse bordo valle (d2) = 4.60 (m) interasse pali (i2) = 3.00 (m)
 Fila n° 3 distanza asse bordo valle (d3) = 0.00 (m) interasse pali (i3) = 0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (y_{Gp}) = 2.700 (m)

Risultante forze verticali ($N_p = N$)

Risultante forze orizzontali ($T_p = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (M_p)

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

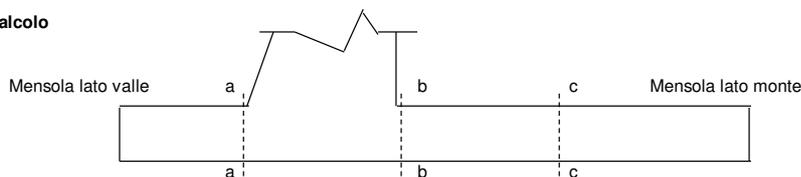
caso	N_p [kN/m]	M_p [kNm/m]	T_p [kN/m]
statico	812.00	1962.38	625.36

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1 [kN]	N pali all.2 [kN]	N pali all.3 [kN]	T pali [kN]
statico	2767.25	-331.25		938.05

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum N_i \cdot (B1 - d) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$Mb = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$Mc = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B - d)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

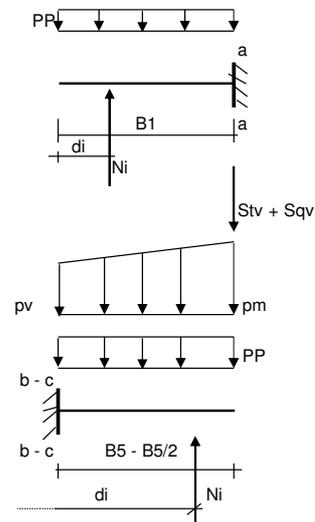
Peso Proprio PP = 30.00 (kN/m)

$p_m = 160.00$ (kN/m²) $Ta = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1$

$p_{vb} = 160.00$ (kN/m²) $Tb = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B5 + p_{vb} \cdot B5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5 / 2] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$

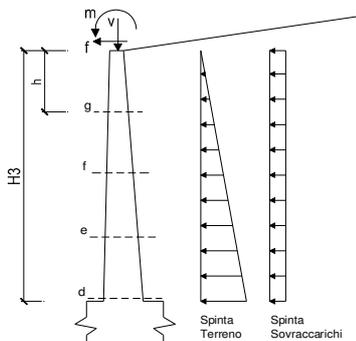
$p_{vc} = 160.00$ (kN/m²) $Tc = \sum N_i / i_i - [(Peso P.) \cdot (B5 / 2) + p_{vc} \cdot (B5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2) / 2] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$

caso	Ma	Mb	Mc	Ta	Tb
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico	347	-934	-180	776	290



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.00	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.00	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	r =	j		
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.0000	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0000	(-)	
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.41	(-)	0.412
	componente orizzontale	kah	=	0.41	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	kash+	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	kash-	=	0.26	(-)	
componente verticale	kasv-	=	0.00	(-)		

$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$ o $\frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2$ (con sisma)

$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$

$M_{ext} = m + f \cdot h$

$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh$ (solo con sisma)

$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$

$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$

$N_{ext} = v$

$N_{pp+inerzia} = \sum P_m \cdot (1 \pm kv)$

Stato Limite di Esercizio - Spinta a Riposo

sezione	h	Mt	M _{qperm}	M _{qacc}	M _{ext}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}	T _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	703.51	211.05	712.31	115.00	1742	0.00	0.00	0.00	210.00	210	506
e-e	6.00	296.79	118.72	400.67	93.00	909	0.00	0.00	0.00	142.50	143	333
f-f	4.00	87.94	52.76	178.08	71.00	390	0.00	0.00	0.00	85.00	85	192
g-g	2.00	10.99	13.19	44.52	49.00	118	0.00	0.00	0.00	37.50	38	85

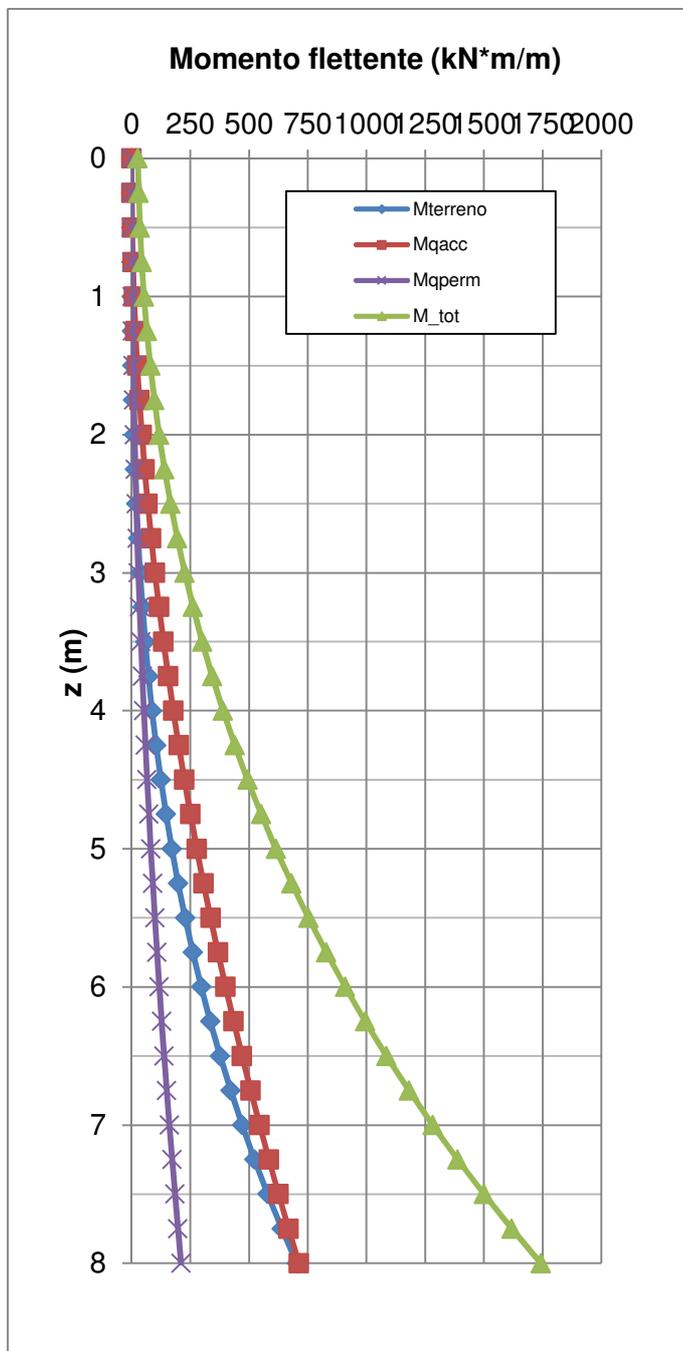


Figura 8-2: andamento del momento flettente sul paramento

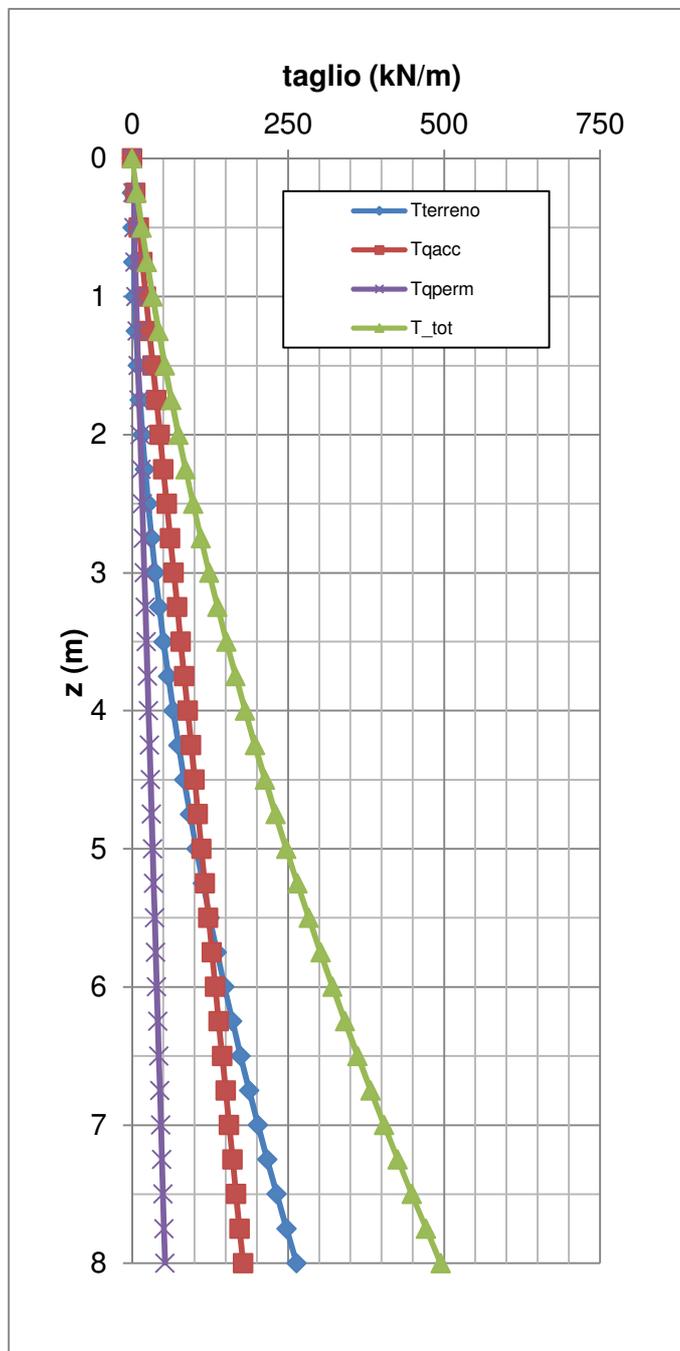
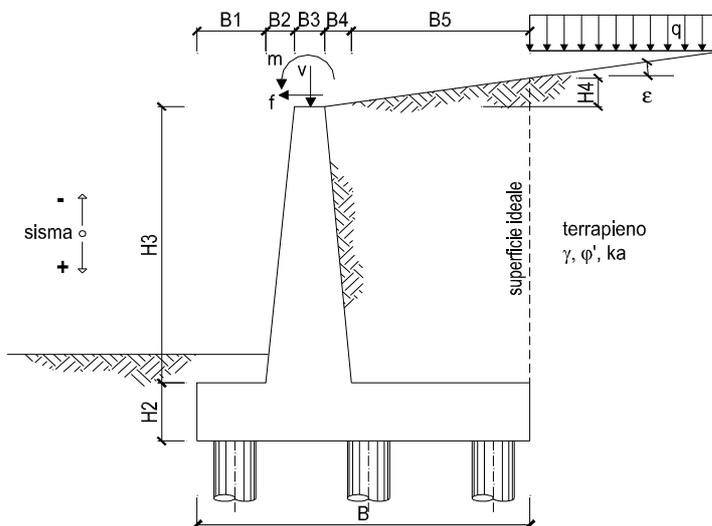


Figura 8-3: andamento del taglio sul paramento

8.2 Stato Limite Ultimo - STR (Spinta a riposo) – Altezza paramento 8.00 m



OPERA Muro AV Verona-Padova (con barriera H= 9.20 m)

DATI DI PROGETTO: Stato Limite Ultimo (STR)

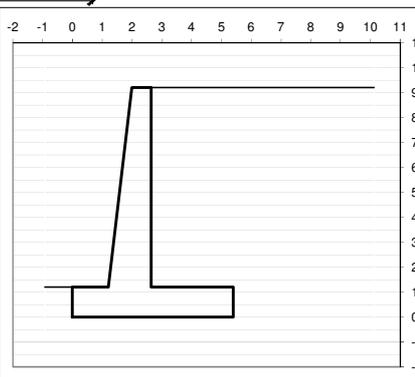
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	8.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.80	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.65	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.75	(m)

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



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ' =	36.00	(°)	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ =	20.00	(kN/m ³)	
Dati Sismici	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ =	0.00	(°)	il muro ammette spostamenti? (si/no)
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro} =	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$ =	0.00	(°)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no
	Accelerazione sismica	a_q/g =	0.00	(-)	
	Categoria di suolo	S =	1.00	(-)	
	Coeff. Spinta	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		
coefficiente sismico orizzontale		kh =	0.0000	(-)	Val. Norm.
coefficiente sismico verticale		k _v =	0.0000	(-)	
	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka =	0.00	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+ =	0.00	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas- =	0.00	(-)	0.260

Carichi Agenti

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	q _{acc} =	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente	q _{perm} =	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f =	11.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v =	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa	m =	27.00	(kNm/m)

SLU	S	coefficienti parziali			
		caso	azioni		proprietà del terreno tan ϕ'
			permanenti sfavorevoli	temporanee variabili sfavorevoli	
	<input type="radio"/>	caso A	1.00	1.50	1.10
	<input type="radio"/>	caso B	1.35	1.50	1.00
	<input type="radio"/>	caso C	1.00	1.30	1.25
SLD	<input type="radio"/>	--	1.00	1.00	1.00
def.	<input checked="" type="radio"/>	--	1.30	1.50	1.00

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ'	=	36.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	=	26.00	(kN/m ³)		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	=	0.00	(°)		
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta a riposo	K0	=	0.41	(-)	0.412	Val. Norm.
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.26	(-)	0.260	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.26	(-)	0.260	

Carichi Agenti

Condizioni di spinta a riposo	Sovraccarico Accidentale	q_acc	=	81.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f	=	16.50	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v	=	0.00	(kN/m)
	Sovraccarico Permanente	q_perm	=	20.80	(kN/m ²)
	Momento in Testa	m	=	40.50	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	=	80.00	(kN/m)
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	=	130.00	(kN/m)
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	=	162.00	(kN/m)
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	=	372.00	(kN/m)

A2) Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	=	440.00	(kN/m)
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	=	0.00	(kN/m)
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3$	=	440.00	(kN/m)

B) MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

B1) Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	=	138.67	(kNm/m)
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	=	302.25	(kNm/m)
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	=	437.40	(kNm/m)
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	=	878.32	(kNm/m)

B2) Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	=	1771.00	(kNm/m)
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3$	=	1771.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot k0$	=	453.57	(kN/m)
Sq =	$q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k0$	=	307.18	(kN/m)
Sq,perm =	$q_{perm} \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k1$	=	78.88	(kN/m)
componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	=	453.57	(kN/m)
Sqh =	$Sq \cdot \cos \delta$	=	307.18	(kN/m)
Sq,perm_h =	$Sq_{perm} \cdot \cos \delta$	=	78.88	(kN/m)

componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sqv =	$Sq \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sq,perm_v =	$Sq_{perm} \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

MSt1 =	$S_{th} \cdot (H2+H3+H4)/3$	=	1390.94	(kN/m)
MSt2 =	$S_{tv} \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq1 =	$S_{qh} \cdot (H2+H3+H4)/2$	=	1413.04	(kN/m)
MSq2 =	$S_{qv} \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq,perm =	$S_{q,perm_h} \cdot (H2+H3+H4)/2$	=	362.85	(kN/m)

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

Mfext1 =	m	=	40.50	(kNm/m)
Mfext2 =	$f \cdot (H3 + H2)$	=	151.80	(kNm/m)
Mfext3 =	$v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	=	0.00	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$	=	812.00	(kN/m)
-----	-----------------------------------	---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$S_{th} + S_{qh} + S_{q,perm_h} + f$	=	856.13	(kN/m)
-----	---------------------------------------	---	--------	--------

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{St2} + M_{Sq2} + M_{fext3}$	=	2649.32	(kNm/m)
------	---	---	---------	---------

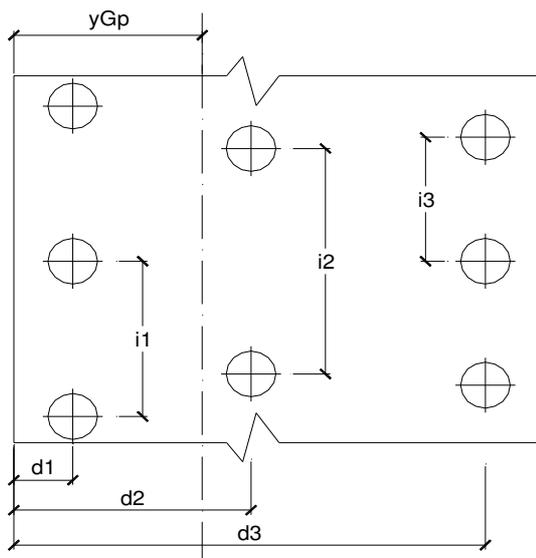
Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St1} + M_{Sq1} + M_{Sq,perm} + M_{fext1} + M_f$	=	3359.14	(kNm/m)
------	---	---	---------	---------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM =	$M_s - M_r$	=	-709.82	(kNm/m)
------	-------------	---	---------	---------

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali	d	=	1.00	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1) =		0.80	(m)	interasse pali (i1) =	3.00 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2) =		4.30	(m)	interasse pali (i2) =	3.00 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3) =		0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.550 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

Mp = yGp*Np - MM

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

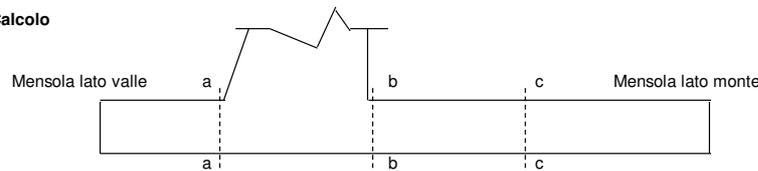
caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	812.00	2780.42	856.13

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	3601.22	-1165.22		1284.20

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$Mb = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + pvb \cdot B5^2 / 2 + (pm - pvb) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$Mc = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + pvc \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (pm - pvc) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

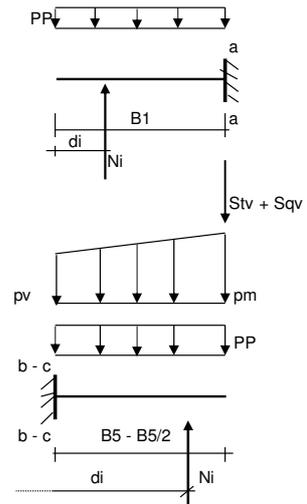
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio PP = 30.00 (kN/m)

pm = 208.00 (kN/m²) Ta = Σ Ni / i_i - PP · (1 ± kv) · B1

pvb = 208.00 (kN/m²) Tb = Σ Ni / i_i - [PP · B5 + pvb · B5 + (pm - pvb) · B5 / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)

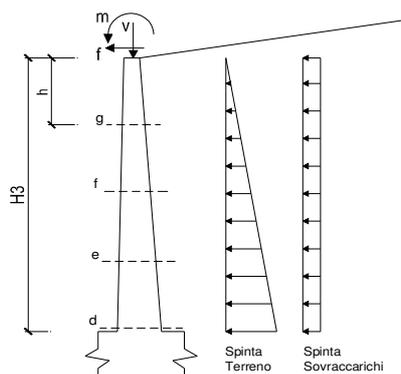
pvc = 208.00 (kN/m²) Tc = Σ Ni / i_i - [(Peso P.) · (B5 / 2) + pvc · (B5 / 2) + (pm - pvc) · (B5 / 2) / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)



caso	Ma	Mb	Mc	Ta	Tb	Tc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico	458.56	-1540.81	-224.98	776	158	485

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.00	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.00	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no			$r = 1$
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.0000	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0000	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.41	(-)	0.412
	componente orizzontale	kah	=	0.41	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	kash+	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.00	(-)	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.26	(-)	0.260	
componente orizzontale	kash-	=	0.26	(-)		
componente verticale	kasv-	=	0.00	(-)		

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

Stato Limite di Ultimo - Spinta a riposo

sezione	h	Mt	M _{gperm}	M _{gacc}	M _{ext}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}	V _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	914.57	274.37	1068.46	172.50	2430	0.00	0.00	0.00	210.00	210	695
e-e	6.00	385.83	154.33	601.01	139.50	1281	0.00	0.00	0.00	142.50	143	461
f-f	4.00	114.32	68.59	267.12	106.50	557	0.00	0.00	0.00	85.00	85	270
g-g	2.00	14.29	17.15	66.78	73.50	172	0.00	0.00	0.00	37.50	38	122

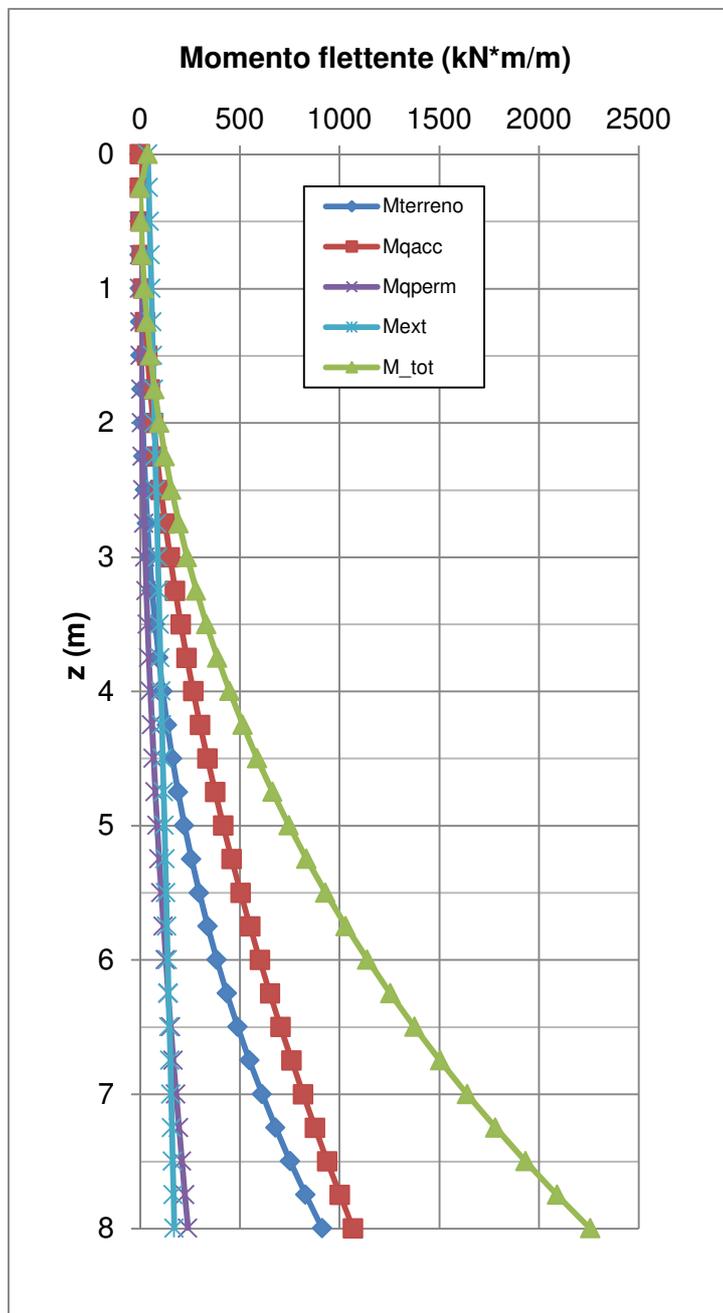


Figura 8-4: andamento del momento flettente sul paramento

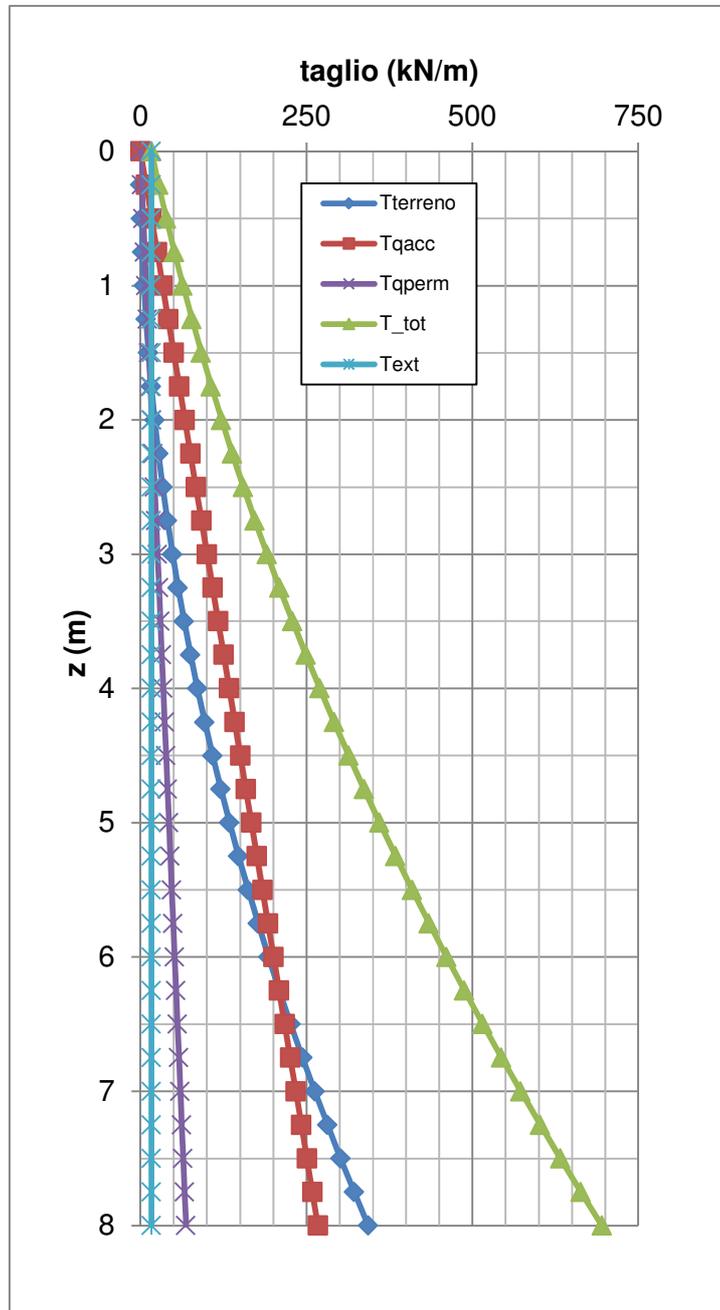
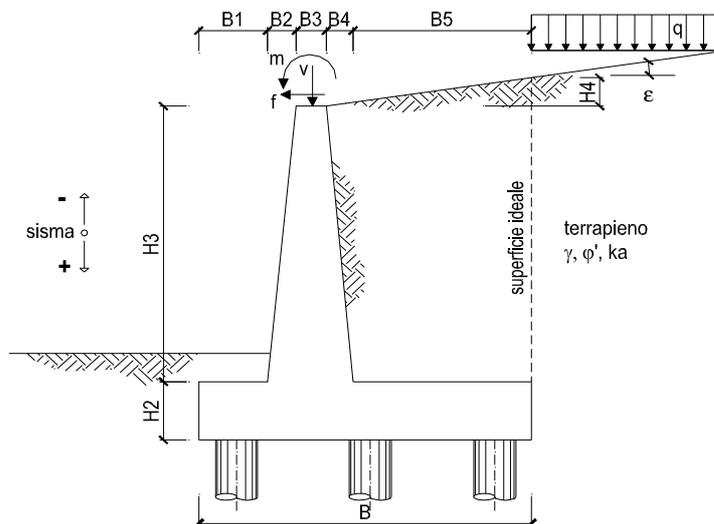


Figura 8-5: andamento del taglio sul paramento

8.3 Stato Limite Ultimo - SLV (Spinta sismica) – Altezza paramento 8.00 m



OPERA Muro AV Verona-Padova (con barriera H= 9.20 m)

DATI DI PROGETTO:

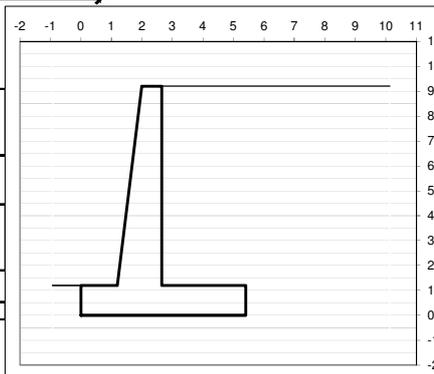
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	8.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.80	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.65	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.75	(m)

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



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ' =	36.00	(°)	suolo tipo: D
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ =	20.00	(kN/m ³)	
Dati Sismici	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ =	0.00	(°)	beta_m = 1.00
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro} =	0.00	(°)	S_T = 1.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$ =	0.00	(°)	S_S = 1.63
	Accelerazione sismica	a_g/g =	0.21	(-)	a_{max}/g = 0.34
	Categoria di suolo	S =	1.63	(-)	
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	beta_m = 1
Coeff. Spinta	coefficiente sismico orizzontale	kh =	0.342	(-)	Val. Norm. (teoria di Mononobe-Okabe)
	coefficiente sismico verticale	kv =	0.171	(-)	
	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka =	0.26	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+ =	0.455	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas- =	0.576	(-)	

Carichi Agenti

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs =	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente in condizioni sismiche	q_perm_sism =	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs =	11.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs =	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms =	27.00	(kNm/m)

SLU	azioni	coefficienti parziali		proprietà del terreno
		azioni		
		permanenti sfavorevoli	temporanee variabili sfavorevoli	
	caso A	1.00	1.50	1.10
	caso B	1.35	1.50	1.00
	caso C	1.00	1.30	1.25
SLD	--	1.00	1.00	1.00
def.	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	=	36.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	=	20.00	(kN/m ³)		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	=	0.00	(°)		
Coef. Spinta	Coef. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	Ka	=	0.260	(-)	0.260	Val. Norm.
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma	kas+	=	0.455	(-)	0.455	
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma	kas-	=	0.576	(-)	0.576	

Carichi Agenti

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente in condizioni sismiche	q_perm_sism	=	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	11.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	27.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	=	80.00	(kN/m)
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	=	130.00	(kN/m)
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	=	162.00	(kN/m)
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	=	372.00	(kN/m)

A2) Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	=	440.00	(kN/m)
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	=	0.00	(kN/m)
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3$	=	440.00	(kN/m)

B) MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

B1) Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	=	138.67	(kNm/m)
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	=	302.25	(kNm/m)
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	=	437.40	(kNm/m)
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	=	878.32	(kNm/m)

B2) Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	=	1771.00	(kNm/m)
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3$	=	1771.00	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot k0$	=	219.74	(kN/m)
Sq =	$q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k0$	=	128.98	(kN/m)
Sq,perm =	$q_perm \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k1$	=	38.22	(kN/m)
componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	=	219.74	(kN/m)
Sqh =	$Sq \cdot \cos \delta$	=	128.98	(kN/m)
Sq,perm_h =	$Sq_perm \cdot \cos \delta$	=	38.22	(kN/m)

componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sqv =	$Sq \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sq,perm_v =	$Sq_perm \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)

\

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

MSt1 =	$S_{th} \cdot (H_2 + H_3 + H_4) / 3$	=	673.87	(kN/m)
MSt2 =	$S_{tv} \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq1 =	$S_{qh} \cdot (H_2 + H_3 + H_4) / 2$	=	593.30	(kN/m)
MSq2 =	$S_{qv} \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq,perm =	$S_{q,perm_h} \cdot (H_2 + H_3 + H_4) / 2$	=	175.79	(kN/m)

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

Mfext1 =	m	=	0.00	(kNm/m)
Mfext2 =	$f \cdot (H_3 + H_2)$	=	0.00	(kNm/m)
Mfext3 =	$v \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	=	0.00	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$	=	812.00	(kN/m)
-----	-----------------------------------	---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$S_{th} + S_{qh} + S_{q_perm_h} + f$	=	386.93	(kN/m)
-----	--	---	--------	--------

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{St2} + M_{Sq2} + M_{fext3}$	=	2649.32	(kNm/m)
------	---	---	---------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St1} + M_{Sq1} + M_{Sq,perm} + M_{fext1} + M_f$	=	1442.95	(kNm/m)
------	---	---	---------	---------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM =	$M_s - M_r$	=	1206.36	(kNm/m)
------	-------------	---	---------	---------

CONDIZIONE SISMICA +

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione sismica +

Sst1 =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4)^2 \cdot k_{as}^+$	=	450.79	(kN/m)
Ssq1 =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as}^+$	=	225.93	(kN/m)

componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h =	$S_{st1} \cdot \cos \delta$	=	450.79	(kN/m)
Ssq1h =	$S_{sq1} \cdot \cos \delta$	=	225.93	(kN/m)

componente verticale condizione sismica +

Sst1v =	$S_{st1} \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Ssq1v =	$S_{sq1} \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione sismica +

MSst1 =	$S_{st1h} \cdot (H_2 + H_3 + H_4) / 2$	=	2073.64	(kN/m)
MSst2 =	$S_{st1v} \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSsq1 =	$S_{sq1h} \cdot (H_2 + H_3 + H_4) / 2$	=	1039.27	(kN/m)
MSsq2 =	$S_{sq1v} \cdot B$	=	0.00	(kN/m)

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

Inerzia del muro (Ps)

$$Ps = Pm \cdot kh = 127.34 \text{ (kN/m)}$$

Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

$$Ptsh = Pt \cdot kh = 150.61 \text{ (kN/m)}$$

$$Ptsh = Pt \cdot kh = 150.61 \text{ (kN/m)}$$

$$Ptsh = Pt \cdot kh = 150.61 \text{ (kN/m)}$$

Incremento di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs)

$$MPs1 = kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3) = 105.88 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs2 = kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2) = 231.39 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs3 = kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs4 = kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2) = 33.27 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs = MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 = 370.55 \text{ (kNm/m)}$$

Incremento di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts)

$$MPts1 = kh \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5) = 480.08 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts2 = kh \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts3 = kh \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts = MPts1 + MPts2 + MPts3 = 480.08 \text{ (kNm/m)}$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$$Mfext1 = ms = 27.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext2 = fs \cdot (H3 + H2) = 101.20 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext3 = vs \cdot (B1 + B2 + B3/2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vs + Sst1v + Ssq1v + Ptsh = 887.31 \text{ (kN/m)}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fs + Ps + Ptsh = 965.67 \text{ (kN/m)}$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSst2 + MSsq2 + Mfext3 = 2649.32 \text{ (kNm/m)}$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst1 + MSsq1 + Mfext1 + Mfext2 + MPs + Mpts = 4091.74 \text{ (kNm/m)}$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = -1442.42 \text{ (kNm/m)}$$

CONDIZIONE SISMICA -

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione sismica -

$$\begin{aligned} Sst2 &= 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - kv) \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k_{as} &= & 403.90 \quad (\text{kN/m}) \\ Ssq2 &= q_s \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k_{as} &= & 286.02 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

componente orizzontale condizione sismica -

$$\begin{aligned} Sst2h &= Sst2 \cdot \cos \delta &= & 403.90 \quad (\text{kN/m}) \\ Ssq2h &= Ssq2 \cdot \cos \delta &= & 286.02 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

componente verticale condizione sismica -

$$\begin{aligned} Sst2v &= Sst2 \cdot \sin \delta &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\ Ssq2v &= Ssq2 \cdot \sin \delta &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione sismica -

$$\begin{aligned} MSst1 &= Sst2h \cdot (H2 + H3 + H4) / 2 &= & 1857.92 \quad (\text{kN/m}) \\ MSst2 &= Sst2v \cdot B &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\ MSsq1 &= Ssq2h \cdot (H2 + H3 + H4) / 2 &= & 1315.70 \quad (\text{kN/m}) \\ MSsq2 &= Ssq2v \cdot B &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

Inerzia del muro (Ps)

$$Ps = P_m \cdot kh = 127.34 \quad (\text{kN/m})$$

Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

$$\begin{aligned} Ptsh &= P_t \cdot kh &= & 150.61 \quad (\text{kN/m}) \\ Ptsv &= P_t \cdot kv &= & -75.31 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

Incremento di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs)

$$\begin{aligned} MPs1 &= kh \cdot P_m \cdot (H2 + H3 / 3) &= & 105.88 \quad (\text{kNm/m}) \\ MPs2 &= kh \cdot P_m \cdot (H2 + H3 / 2) &= & 231.39 \quad (\text{kNm/m}) \\ MPs3 &= kh \cdot P_m \cdot (H2 + H3 / 3) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\ MPs4 &= kh \cdot P_m \cdot (H2 / 2) &= & 33.27 \quad (\text{kNm/m}) \\ MPs &= MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 &= & 370.55 \quad (\text{kNm/m}) \end{aligned}$$

Incremento di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts)

$$\begin{aligned} MPts1 &= kh \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3 / 2) + (B - B5 / 2) \cdot 0.5) &= & 1086.29 \quad (\text{kNm/m}) \\ MPts2 &= kh \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4 / 3) + (B - B5 / 3) \cdot 0.5) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\ MPts3 &= kh \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2 / 3) + (B1 + B2 + B3 + 2 / 3 \cdot B4) \cdot 0.5) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\ MPts &= MPts1 + MPts2 + MPts3 &= & 1086.29 \quad (\text{kNm/m}) \end{aligned}$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$$\begin{aligned} Mfext1 &= m_s &= & 27.00 \quad (\text{kNm/m}) \\ Mfext2 &= f_s \cdot (H3 + H2) &= & 101.20 \quad (\text{kNm/m}) \\ Mfext3 &= v_s \cdot (B1 + B2 + B3 / 2) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \end{aligned}$$

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + Pt + v_s + Sst1v + Ssq1v + Ptsv = 736.69 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + f_s + P_s + Ptsh = 978.87 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + MSst2 + MSsq2 + Mfext3 = 2649.32 \quad (\text{kNm/m})$$

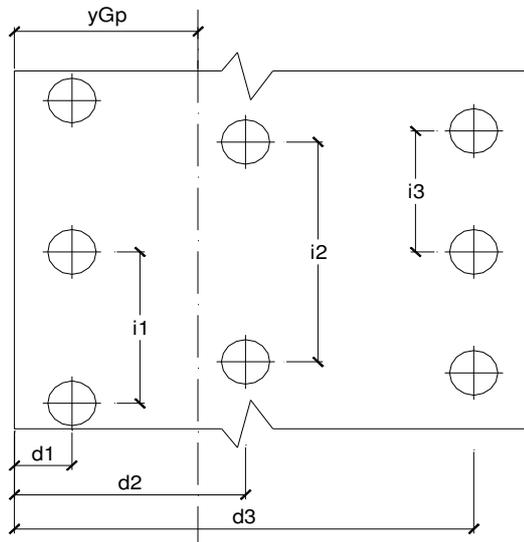
Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst1 + MSsq1 + Mfext1 + Mfext2 + MP_s + Mpts = 4758.67 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = M_s - M_r = -2109.35 \quad (\text{kNm/m})$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali $d = 1.00$ (m)
 Fila n° 1 distanza asse bordo valle ($d1$) = 0.80 (m) interasse pali ($i1$) = 3.00 (m)
 Fila n° 2 distanza asse bordo valle ($d2$) = 4.60 (m) interasse pali ($i2$) = 3.00 (m)
 Fila n° 3 distanza asse bordo valle ($d3$) = 0.00 (m) interasse pali ($i3$) = 0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.700 (m)

Risultante forze verticali ($Np = N$)

Risultante forze orizzontali ($Tp = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$Mp = yGp \cdot Np - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

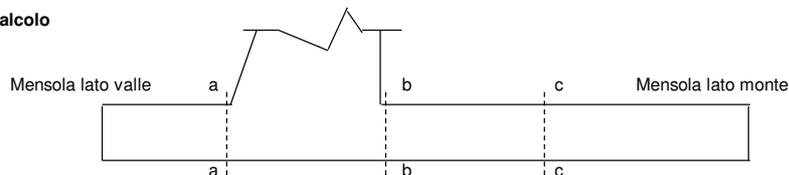
caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	812.00	986.04	386.93
sisma+	887.31	3838.14	965.67
sisma-	736.69	4098.42	978.87

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	1996	440		580
sisma+	4361	-1699		1449
sisma-	4341	-2131		1468

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i (B_1 - d_i) / i_i - PP (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5$$

$$M_c = \sum N_i (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 / 2$$

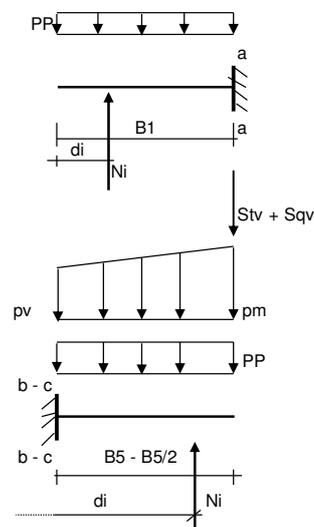
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio PP = 30.00 (kN/m)

pm = 160.00 (kN/m²) Ta = Σ Ni / i_i - PP (1 ± kv) · B1

pvb = 160.00 (kN/m²) Tb = Σ Ni / i_i - [PP · B5 + pvb · B5 + (pm - pvb) · B5 / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)

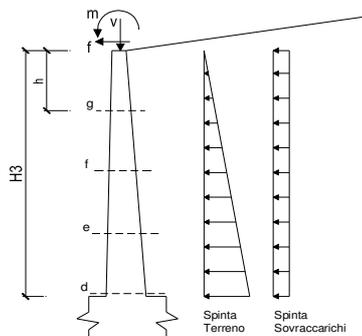
pvc = 160.00 (kN/m²) Tc = Σ Ni / i_i - [(Peso P.) · (B5 / 2) + pvc · (B5 / 2) + (pm - pvc) · (B5 / 2) / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)



caso	Ma [kNm/m]	Mb [kNm/m]	Mc [kNm/m]	Ta [kN/m]	Tb [kN/m]
sisma+	556	-1946	-210	1003	427
sisma-	561	-1980	-149	575	302

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.21	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.63	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no			$r = 1$
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.3423	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.1712	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	kah	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.45	(-)	0.455
	componente orizzontale	kash+	=	0.45	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.00	(-)	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.58	(-)	0.576	
	componente orizzontale	kash-	=	0.58	(-)	
	componente verticale	kasv-	=	0.00	(-)	

$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma' (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$ o $\frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma' (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2$ (con sisma)

$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$

$M_{ext} = m + f \cdot h$

$M_{inerzia} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh$ (solo con sisma)

$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma' (1 \pm kv) \cdot h^2$

$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$

$N_{ext} = v$

$N_{pp+inerzia} = \sum P_m \cdot (1 \pm kv)$

condizione sismica +

sezione	h	M_t	M_q	M_{qperm}	M_{ext}	$M_{inerzia}$	M_{tot}	N_t	N_q	N_{ext}	$N_{pp+inerzia}$	N_{tot}	V_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	1363.45	785.83	232.84	115.00	251.02	2748.15	0.00	0.00	0.00	245.94	245.94	628.60
e-e	6.00	575.21	442.03	130.97	93.00	130.93	1372.14	0.00	0.00	0.00	166.89	166.89	414.49
f-f	4.00	170.43	196.46	58.21	71.00	53.63	549.73	0.00	0.00	0.00	99.55	99.55	240.19
g-g	2.00	21.30	49.11	14.55	49.00	12.27	146.24	0.00	0.00	0.00	43.92	43.92	105.69

condizione sismica -

sezione	h	M_t	M_q	M_{qperm}	M_{ext}	$M_{inerzia}$	M_{tot}	N_t	N_q	N_{ext}	$N_{pp+inerzia}$	N_{tot}	V_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	1221.61	994.86	294.77	115.00	251.02	2877.27	0.00	0.00	0.00	174.06	174.06	706.02
e-e	6.00	515.37	559.61	165.81	93.00	130.93	1464.72	0.00	0.00	0.00	118.11	118.11	458.04
f-f	4.00	152.70	248.71	73.69	71.00	53.63	599.74	0.00	0.00	0.00	70.45	70.45	259.55
g-g	2.00	19.09	62.18	18.42	49.00	12.27	160.96	0.00	0.00	0.00	31.08	31.08	110.53

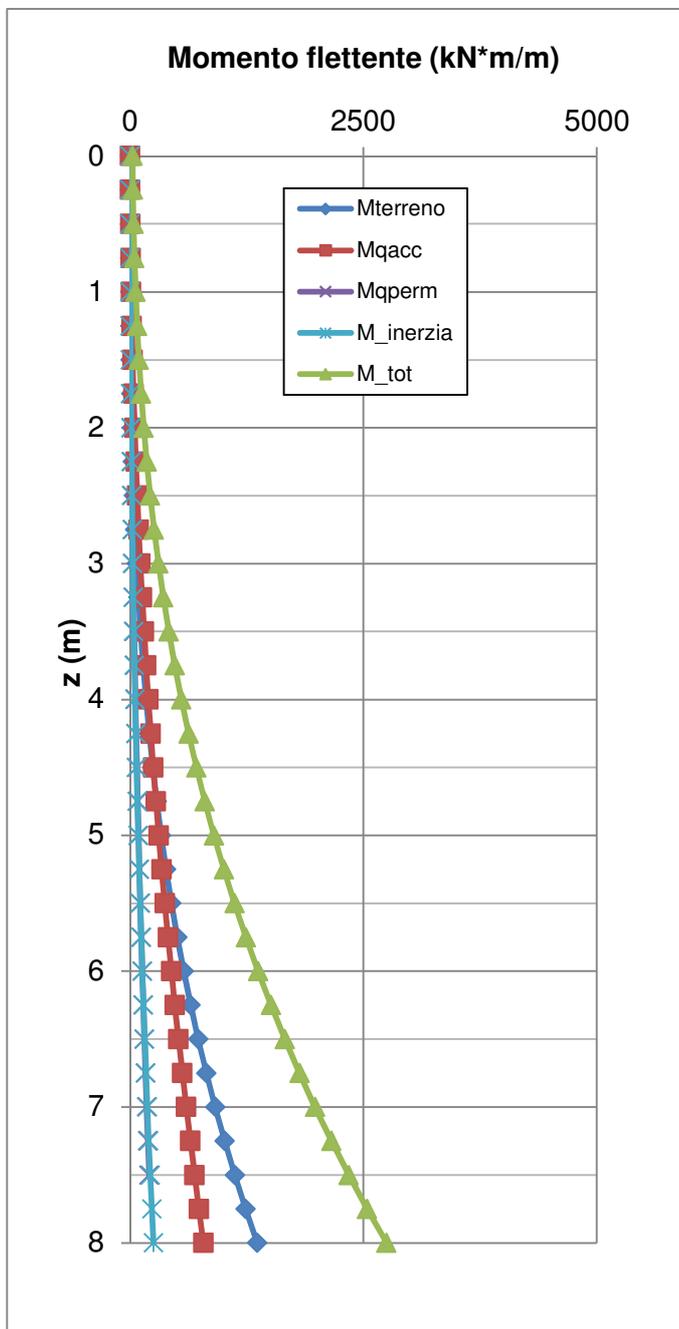


Figura 8-6: andamento del momento flettente sul paramento (condizione sismica +)

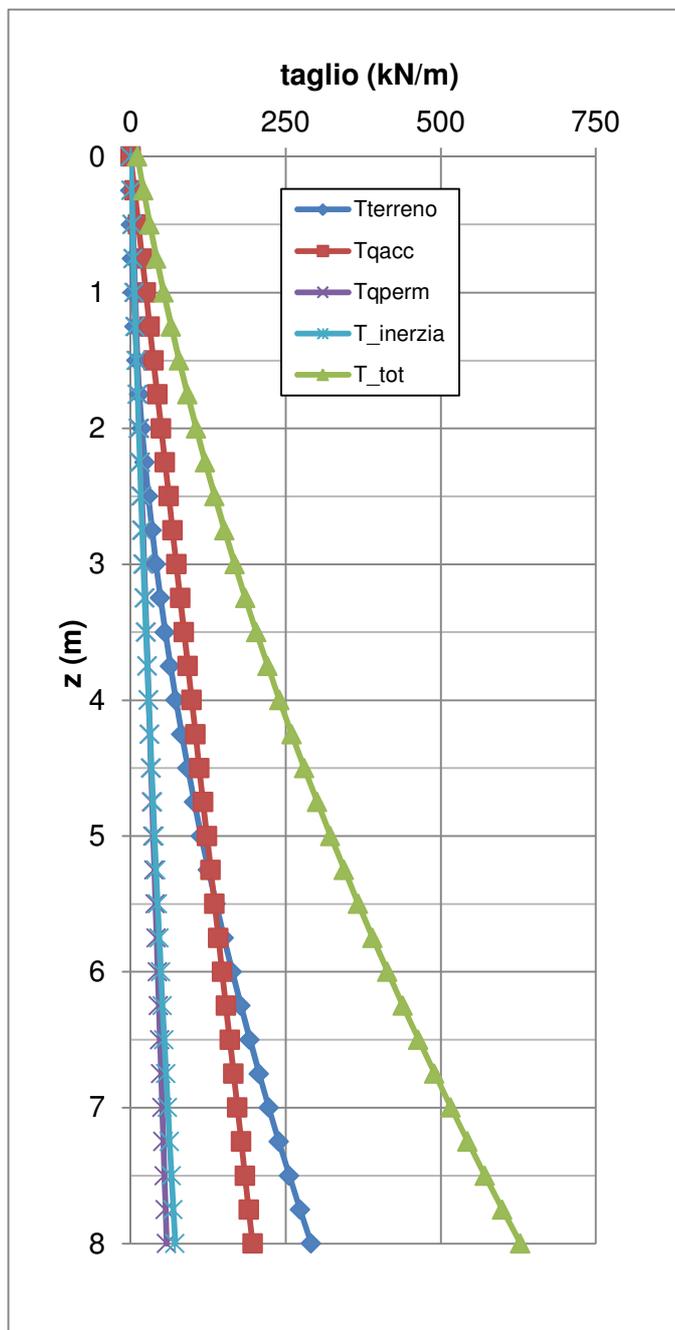


Figura 8-7: andamento del momento flettente sul paramento (condizione sismica -)

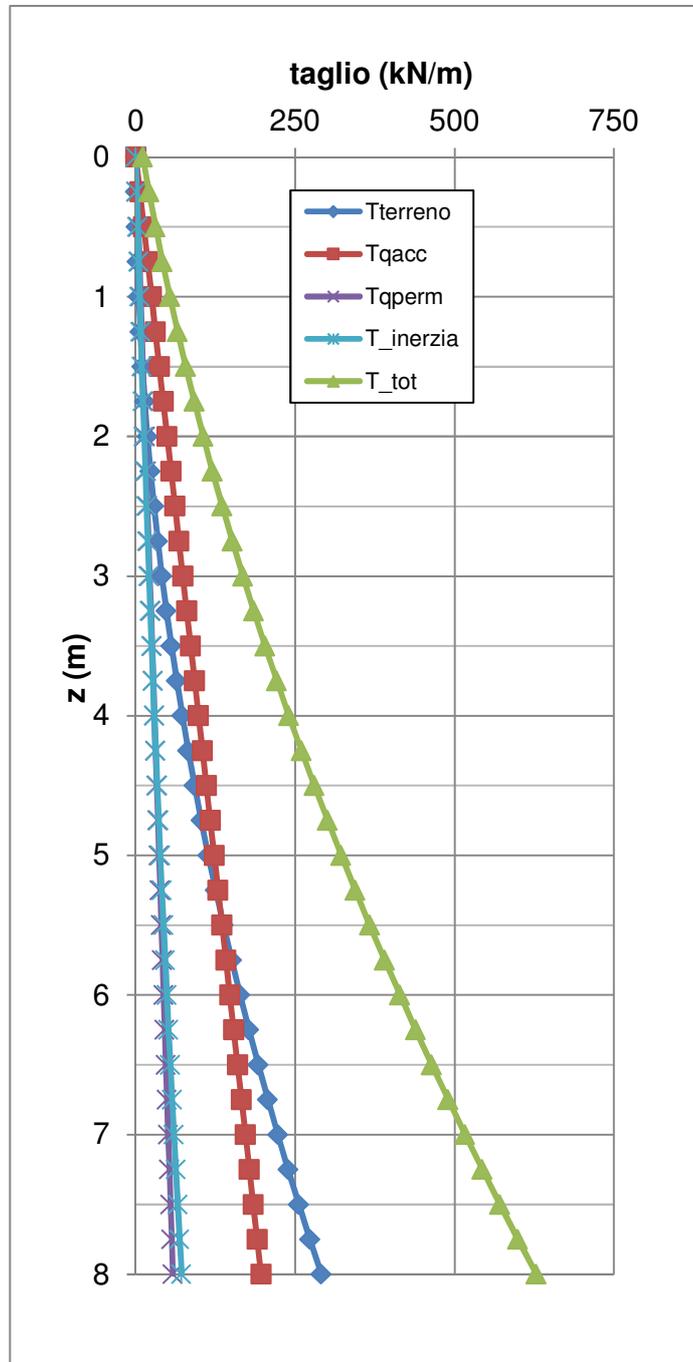


Figura 8-8: andamento del taglio (condizione sismica +)

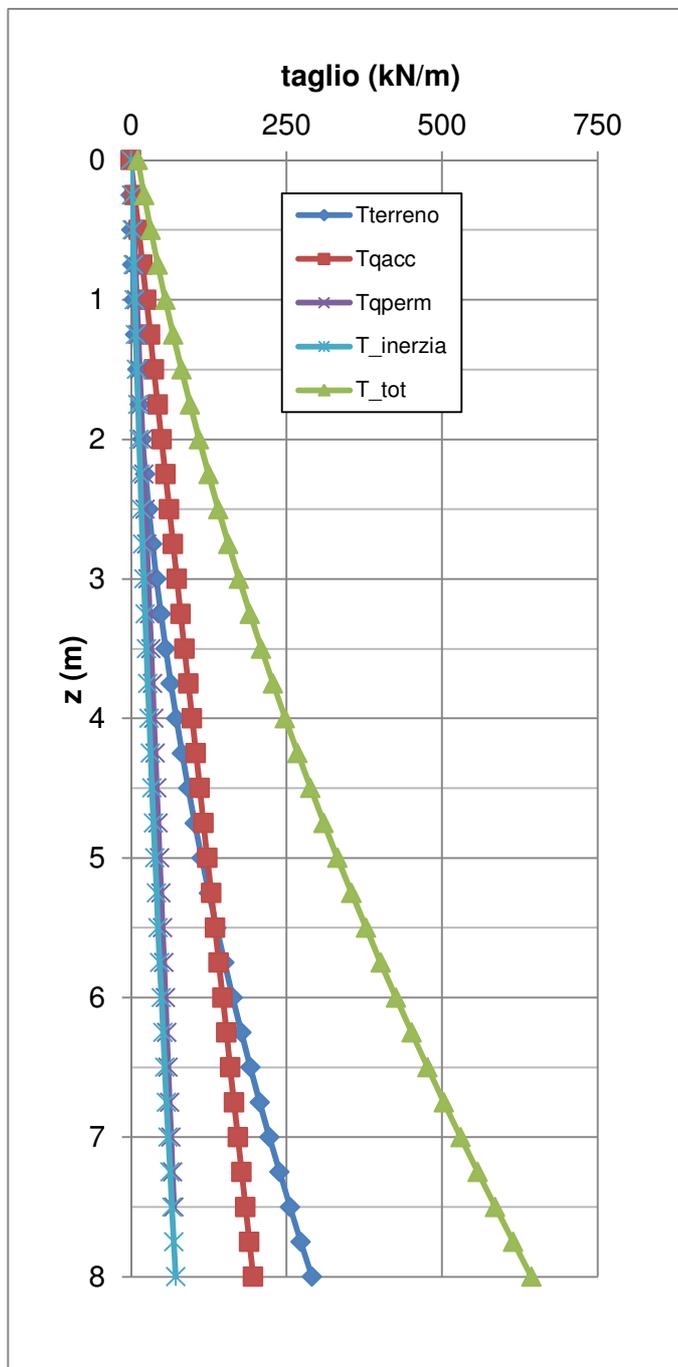
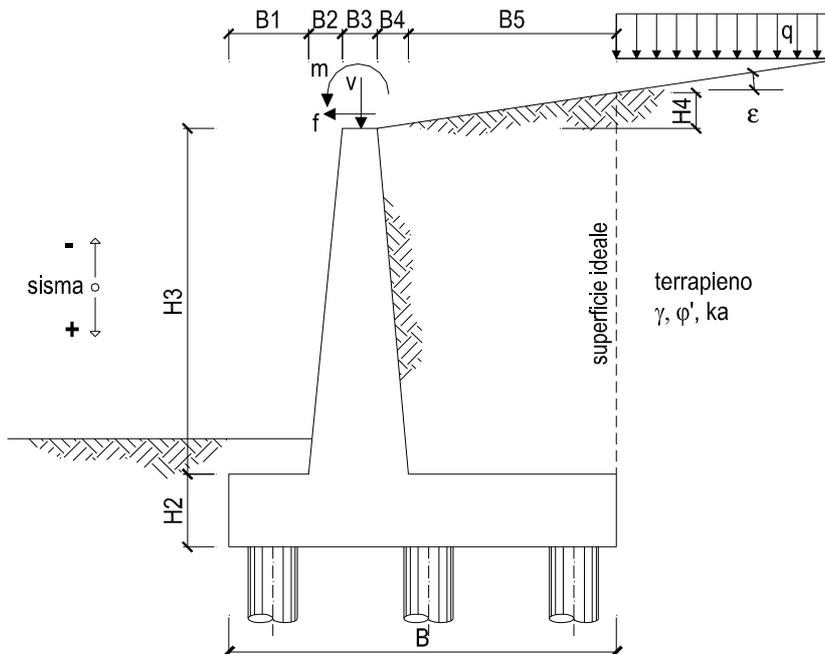


Figura 8-9: andamento del taglio (condizione sismica -)

8.4 Stato Limite di Esercizio (Spinta a riposo) – Altezza paramento 8.60 m



OPERA Muro AV Verona-Padova (con barriera H= 9.80 m)

DATI DI PROGETTO:

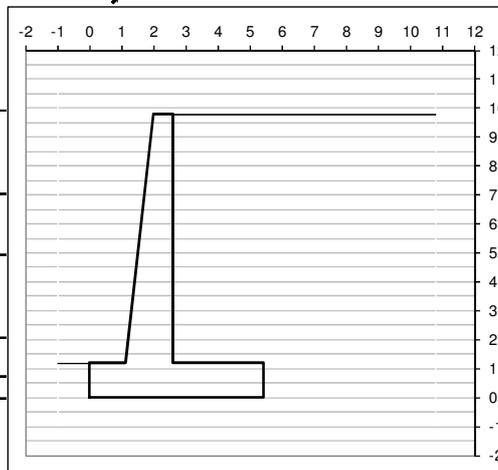
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	8.60	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.86	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.65	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.11	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.78	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi' = 36.00$	(°)
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma = 20.00$	(kN/m ³)
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon = 0.00$	(°)
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro} = 0.00$	(°)
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id} = 0.00$	(°)
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g = 0.00$	(-)
	Categoria di suolo	S = 1.00	(-)
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	r = 1
	coefficiente sismico orizzontale	kh = 0.0000	(-)
coefficiente sismico verticale	k _v = 0.0000	(-)	
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka = 0.00	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+ = 0.00	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas- = 0.00	(-)

0.260	Val. Norm.
0.260	
0.260	

Carichi Agenti

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	q_acc	=	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente	q_perm	=	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa	m	=	0.00	(kNm/m)

coefficienti parziali

	caso	azioni		proprietà del terreno	
		permanent	temporanee variabili	tan φ'	
		sfavorevoli	sfavorevoli		
SLU	○	caso A	1.00	1.50	1.10
	○	caso B	1.35	1.50	1.00
	○	caso C	1.00	1.30	1.25
SLD	○	--	1.00	1.00	1.00
def.	⊗	--	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	=	36.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	=	20.00	(kN/m ³)		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ _{muro}	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ _{sup id}	=	0.00	(°)		
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta a riposo	K0	=	0.41	(-)	0.412	Val. Norm.
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.26	(-)	0.260	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.26	(-)	0.260	

Carichi Agenti

Condizioni di spinta a riposo	Sovraccarico Accidentale	q_acc	=	54.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v	=	0.00	(kN/m)
	Sovraccarico Permanente	q_perm	=	16.00	(kN/m ²)
	Momento in Testa	m	=	0.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

Pm1	=	(B2*H3*γ _{cls})/2	=	92.45	(kN/m)
Pm2	=	(B3*H3*γ _{cls})	=	139.75	(kN/m)
Pm3	=	(B4*H3*γ _{cls})/2	=	0.00	(kN/m)
Pm4	=	(B*H2*γ _{cls})	=	162.00	(kN/m)
Pm	=	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	=	394.20	(kN/m)

A2) Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1	=	(B5*H3*γ)	=	478.16	(kN/m)
Pt2	=	(0,5*(B4+B5)*H4*γ)	=	0.00	(kN/m)
Pt3	=	(B4*H3*γ)/2	=	0.00	(kN/m)
Pt	=	Pt1 + Pt2 + Pt3	=	478.16	(kN/m)

B) MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

B1) Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	=	155.62	(kNm/m)
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	=	320.73	(kNm/m)
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	=	437.40	(kNm/m)
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	=	913.75	(kNm/m)

B2) Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	=	1917.42	(kNm/m)
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3$	=	1917.42	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot k0$	=	395.89	(kN/m)
Sq =	$q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k0$	=	218.14	(kN/m)
Sq,perm =	$q_{perm} \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k1$	=	64.64	(kN/m)

componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	=	395.89	(kN/m)
Sqh =	$Sq \cdot \cos \delta$	=	218.14	(kN/m)
Sq,perm_h =	$Sq_{perm} \cdot \cos \delta$	=	64.64	(kN/m)

componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sqv =	$Sq \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sq,perm_v =	$Sq_{perm} \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

MSt1 =	$Sth \cdot (H2 + H3 + H4) / 3$	=	1293.24	(kN/m)
MSt2 =	$Stv \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq1 =	$Sqh \cdot (H2 + H3 + H4) / 2$	=	1068.91	(kN/m)
MSq2 =	$Sqv \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq,perm =	$Sq_{perm_h} \cdot (H2 + H3 + H4) / 2$	=	316.71	(kN/m)

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

Mfext1 =	m	=	0.00	(kNm/m)
Mfext2 =	$f \cdot (H3 + H2)$	=	0.00	(kNm/m)
Mfext3 =	$v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	=	0.00	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv$	=	872.36	(kN/m)
-----	---------------------------	---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Squ + Sq_{perm_h} + f$	=	678.67	(kN/m)
-----	--------------------------------	---	--------	--------

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3$	=	2831.17	(kNm/m)
------	----------------------------------	---	---------	---------

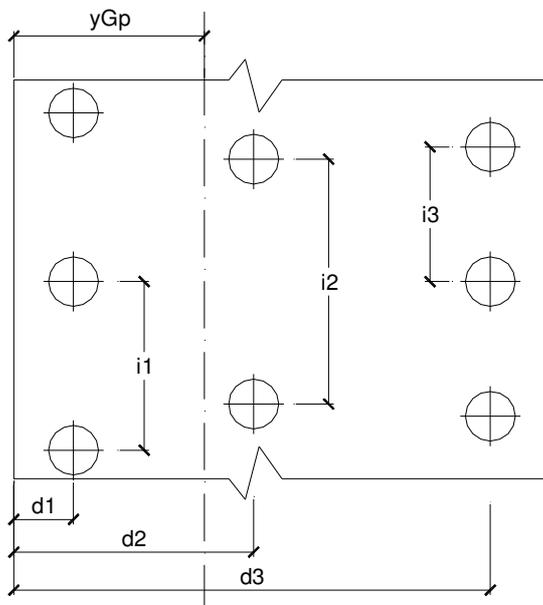
Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt1 + MSq1 + MSq_{perm} + Mfext1 + v$	=	2678.86	(kNm/m)
------	---	---	---------	---------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM =	$Ms - Mr$	=	152.31	(kNm/m)
------	-----------	---	--------	---------

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali	d	=	1.00	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d_1) =		0.80	(m)	interasse pali (i_1) =	3.00 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d_2) =		4.60	(m)	interasse pali (i_2) =	3.00 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d_3) =		0.00	(m)	interasse pali (i_3) =	0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (y_{Gp})		=	2.700	(m)	
---	--	---	-------	-----	--

Risultante forze verticali ($N_p = N$)

Risultante forze orizzontali ($T_p = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (M_p)

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	N_p	M_p	T_p
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	872.36	2203.06	678.67

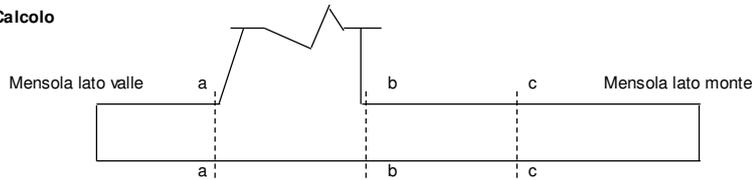
Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	3047.80	-430.72		1018.01

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Fe B 44k

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

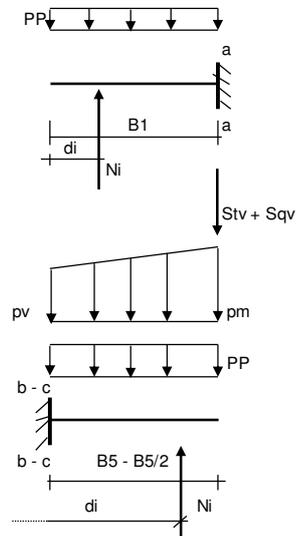
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$Mb = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$Mc = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio PP = 30.00 (kN/m)

$p_m = 172.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1$

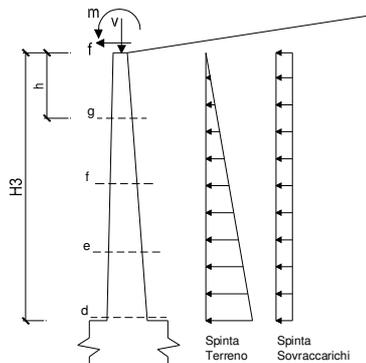
$p_{vb} = 172.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $T_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B5 + p_{vb} \cdot B5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5 / 2] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$

$p_{vc} = 172.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $T_c = \sum N_i / i_i - [(Peso P.) \cdot (B5 / 2) + p_{vc} \cdot (B5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2) / 2] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv)$

caso	Ma [kNm/m]	Mb [kNm/m]	Mc [kNm/m]	Ta [kNm/m]	Tb [kNm/m]
statico	296	-1065	-195	839	311

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.00	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.00	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no			$r = 1$
	coefficiente sismico orizzontale	k_h	=	0.0000	(-)	
	coefficiente sismico verticale	k_v	=	0.0000	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	k_a	=	0.41	(-)	0.412
	componente orizzontale	k_{ah}	=	0.41	(-)	
	componente verticale	k_{av}	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	k_{as+}	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	k_{ash+}	=	0.26	(-)	
	componente verticale	k_{asv+}	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	k_{as-}	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	k_{ash-}	=	0.26	(-)	
	componente verticale	k_{asv-}	=	0.00	(-)	

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^* (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^* (1 \pm k_v) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot k_h \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma^* (1 \pm k_v) \cdot h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm k_v)$$

Stato Limite di Esercizio - Spinta a Riposo

sezione	h	Mt	M _{qperm}	M _{qacc}	M _{ext}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}	T _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.60	873.97	243.90	823.16	0.00	1941	0.00	0.00	0.00	232.20	232	553
e-e	6.45	368.71	137.19	463.03	0.00	969	0.00	0.00	0.00	156.82	157	358
f-f	4.30	109.25	60.97	205.79	0.00	376	0.00	0.00	0.00	92.99	93	200
g-g	2.15	13.66	15.24	51.45	0.00	80	0.00	0.00	0.00	40.72	41	81

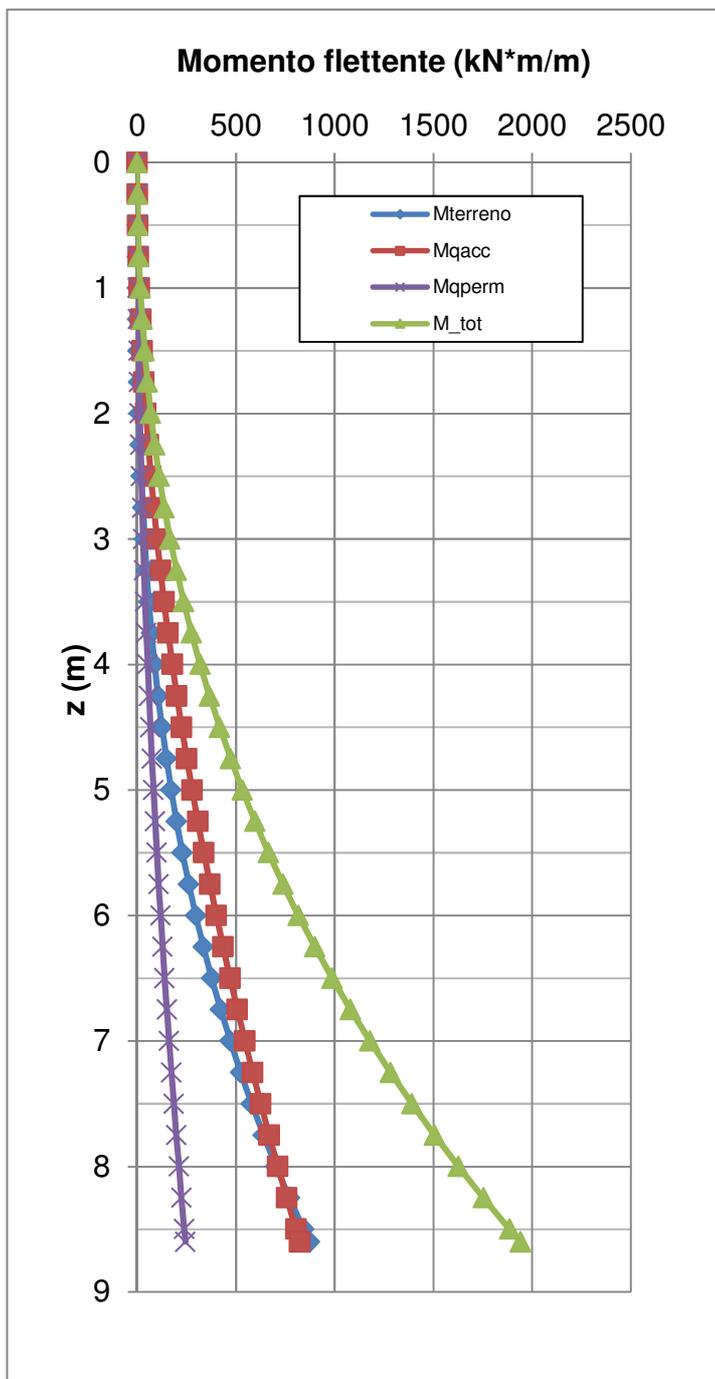


Figura 8-10: andamento del momento flettente sul paramento

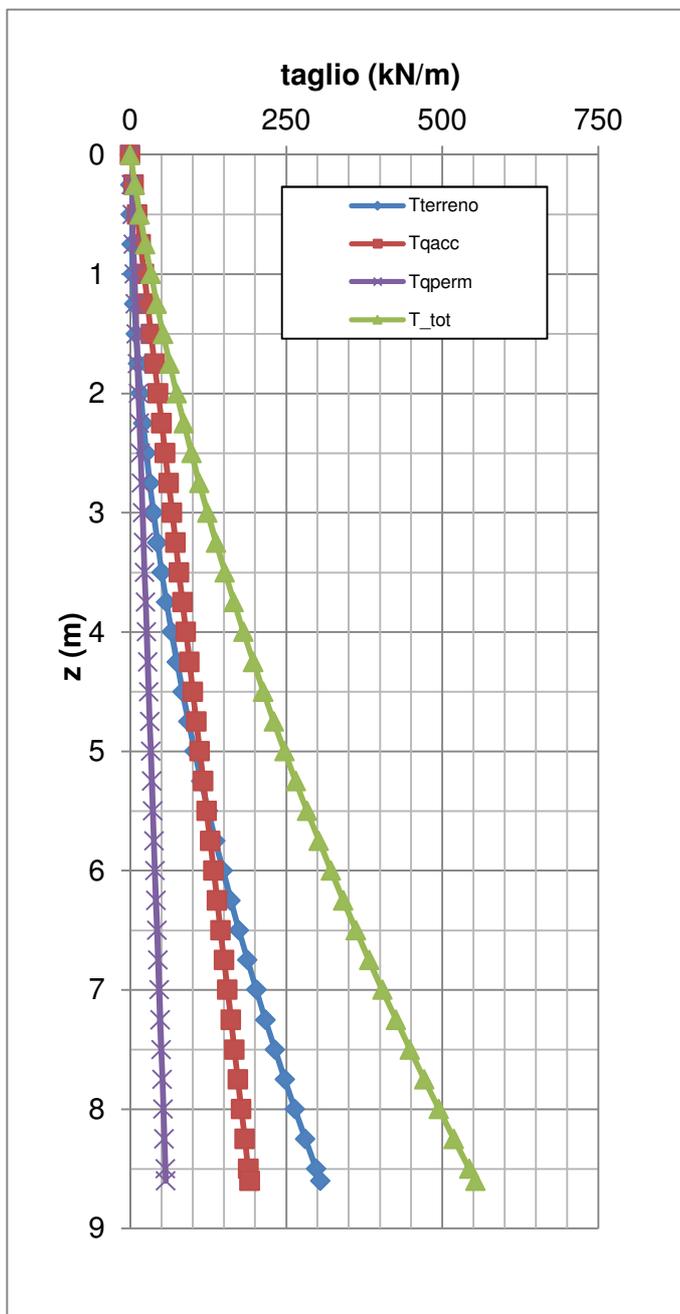
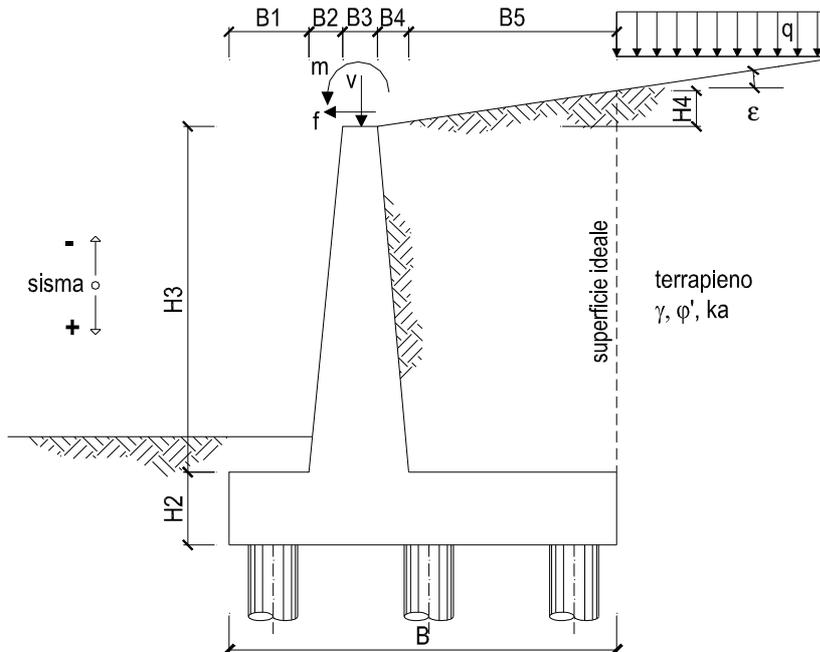


Figura 8-11: andamento del taglio sul paramento

8.5 Stato Limite Ultimo - STR (Spinta a riposo) – Altezza paramento 8.60 m



OPERA Muro AV Verona-Padova (H= 9.80 m)

DATI DI PROGETTO: Stato Limite Ultimo (STR)

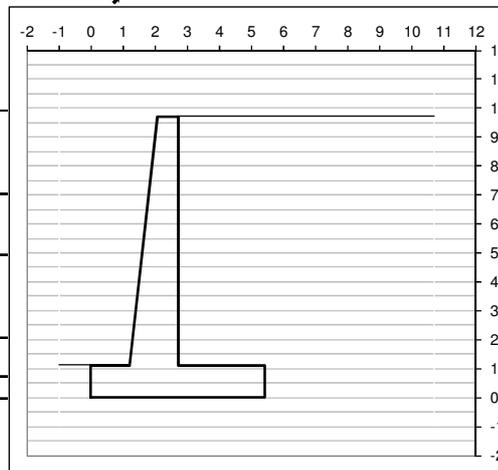
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	8.60	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.86	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.65	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.11	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.69	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi' = 36.00$	(°)			
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma = 20.00$	(kN/m ³)			
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon = 0.00$	(°)			
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro} = 0.00$	(°)			
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id} = 0.00$	(°)			
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g = 0.00$	(-)			
	Categoria di suolo	S =	1.00	(-)		
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		r = 1		
Coef. Spinta	coefficiente sismico orizzontale	kh =	0.0000	(-)		
	coefficiente sismico verticale	kv =	0.0000	(-)		
	Coef. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka =	0.00	(-)		
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+ =	0.00	(-)	0.260	Val. Norm.
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas- =	0.00	(-)	0.260	

Carichi Agenti

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	q_acc	=	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente	q_perm	=	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa	m	=	0.00	(kNm/m)

coefficienti parziali

SLU	condizione	caso	azioni		proprietà del terreno
			permanenti	temporanee variabili	tan φ'
	○	caso A	1.00	1.50	1.10
	○	caso B	1.35	1.50	1.00
	○	caso C	1.00	1.30	1.25
SLD	○	--	1.00	1.00	1.00
def.	⊗	--	1.30	1.50	1.00

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	=	36.00	(°)	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	=	26.00	(kN/m ³)	
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ _{muro}	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ _{sup id}	=	0.00	(°)	
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta a riposo	K0	=	0.41	(-)	0.412
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.26	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.26	(-)	0.260

Carichi Agenti

Condizioni di spinta a riposo	Sovraccarico Accidentale	q_acc	=	81.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v	=	0.00	(kN/m)
	Sovraccarico Permanente	q_perm	=	20.80	(kN/m ²)
	Momento in Testa	m	=	0.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	=	92.45	(kN/m)
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	=	139.75	(kN/m)
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	(B*H2*γcls)	=	149.85	(kN/m)
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	=	382.05	(kN/m)

A2) Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	(B5*H3*γ)	=	462.68	(kN/m)
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ)	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	(B4*H3*γ)/2	=	0.00	(kN/m)
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3	=	462.68	(kN/m)

B) MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

B1) Muro (Mm)

Mm1 =	Pm1*(B1+2/3 B2)	=	163.94	(kNm/m)
Mm2 =	Pm2*(B1+B2+0,5*B3)	=	333.30	(kNm/m)
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	Pm4*(B/2)	=	404.60	(kNm/m)
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	=	901.84	(kNm/m)

B2) Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	=	1876.17	(kNm/m)
Mt2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3	=	1876.17	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k0 = 505.25 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq = q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0 = 324.21 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq,perm = q_{perm} \cdot (H2+H3+H4) \cdot k1 = 83.25 \text{ (kN/m)}$$

componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta = 505.25 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqh = Sq \cdot \cos \delta = 324.21 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq,perm_h = Sq_{perm} \cdot \cos \delta = 83.25 \text{ (kN/m)}$$

componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Sqv = Sq \cdot \sin \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq,perm_v = Sq_{perm} \cdot \sin \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

$$MSt1 = Sth \cdot (H2+H3+H4)/3 = 1635.32 \text{ (kN/m)}$$

$$MSt2 = Stv \cdot B = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$MSq1 = Sqh \cdot (H2+H3+H4)/2 = 1574.04 \text{ (kN/m)}$$

$$MSq2 = Sqv \cdot B = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$MSq,perm = Sq,perm_h \cdot (H2+H3+H4)/2 = 404.20 \text{ (kN/m)}$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$$Mfext1 = m = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext2 = f \cdot (H3 + H2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext3 = v \cdot (B1 + B2 + B3/2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv = 844.73 \text{ (kN/m)}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + Sq,perm_h + f = 912.71 \text{ (kN/m)}$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 2778.01 \text{ (kNm/m)}$$

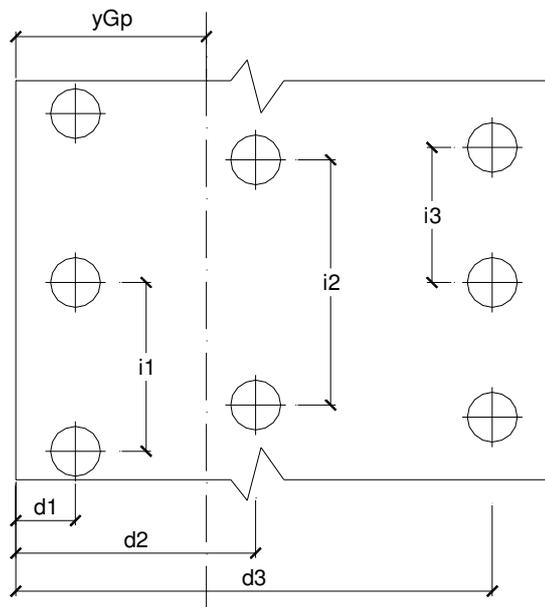
Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt1 + MSq1 + MSq,perm + Mfext1 + M = 3613.57 \text{ (kNm/m)}$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = -835.55 \text{ (kNm/m)}$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali	d	=	1.00	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1) =		0.80	(m)	interasse pali (i1) =	3.00 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2) =		4.30	(m)	interasse pali (i2) =	3.00 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3) =		0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.550 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

Mp = yGp*Np - MM

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	844.73	2989.62	912.71

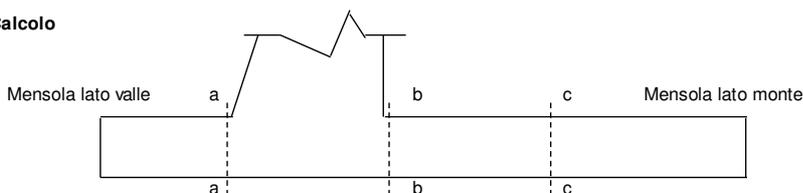
Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	3829.62	-1295.43		1369.07

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Fe B 44 k

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i (B_1 - d_i) / i_i - PP * (1 \pm kv) * B_1^2 / 2$$

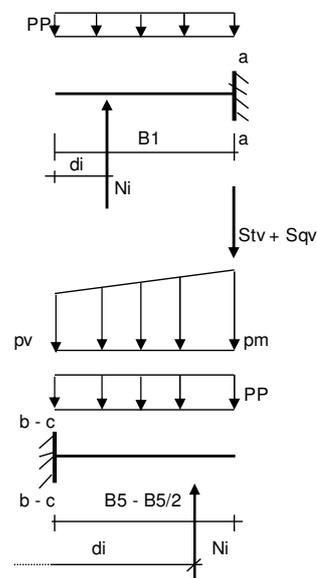
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP * B_5^2 / 2 + p_{vb} * B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) * B_5^2 / 3] * (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) * B_5$$

$$M_c = \sum N_i (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP * (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} * (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) * (B_5 / 2)^2 / 3] * (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) * B_5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio PP = 27.75 (kN/m)

$p_m = 223.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $T_a = \sum N_i / i_i - PP * (1 \pm kv) * B_1$

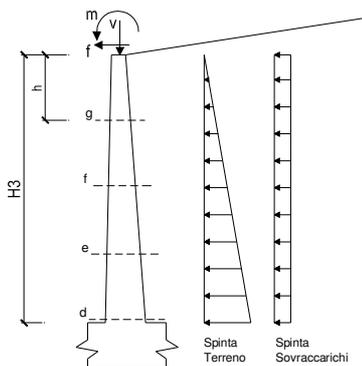
$p_{vb} = 223.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $T_b = \sum N_i / i_i - [PP * B_5 + p_{vb} * B_5 + (p_m - p_{vb}) * B_5 / 2] * (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$

$p_{vc} = 223.60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ $T_c = \sum N_i / i_i - [(Peso P.) * (B_5 / 2) + p_{vc} * (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) * (B_5 / 2) / 2] * (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$

caso	Ma	Mb	Mc	Ta	Tb
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico	490.64	-1595.98	-227.35	811	169

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dat Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.00	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.00	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si		<input checked="" type="radio"/> no	r = 1	
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.0000	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0000	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.41	(-)	0.412
	componente orizzontale	kah	=	0.41	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	kash+	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.00	(-)	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.26	(-)	0.260	
componente orizzontale	kash-	=	0.26	(-)		
componente verticale	kasv-	=	0.00	(-)		

$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$ o $\frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2$ (con sisma)

$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$

$M_{ext} = m + f \cdot h$

$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$ (solo con sisma)

$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$

$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$

$N_{ext} = v$

$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$

Stato Limite di Ultimo - Spinta a riposo

sezione	h	Mt	Mqperm	Mqacc	Mext	Mtot	Nt	Nq	Next	Npp	Ntot	Vtot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.60	1136.16	317.07	1234.74	0.00	2688	0.00	0.00	0.00	232.20	232	757
e-e	6.45	479.32	178.35	694.54	0.00	1352	0.00	0.00	0.00	156.82	157	494
f-f	4.30	142.02	79.27	308.68	0.00	530	0.00	0.00	0.00	92.99	93	280
g-g	2.15	17.75	19.82	77.17	0.00	115	0.00	0.00	0.00	40.72	41	115

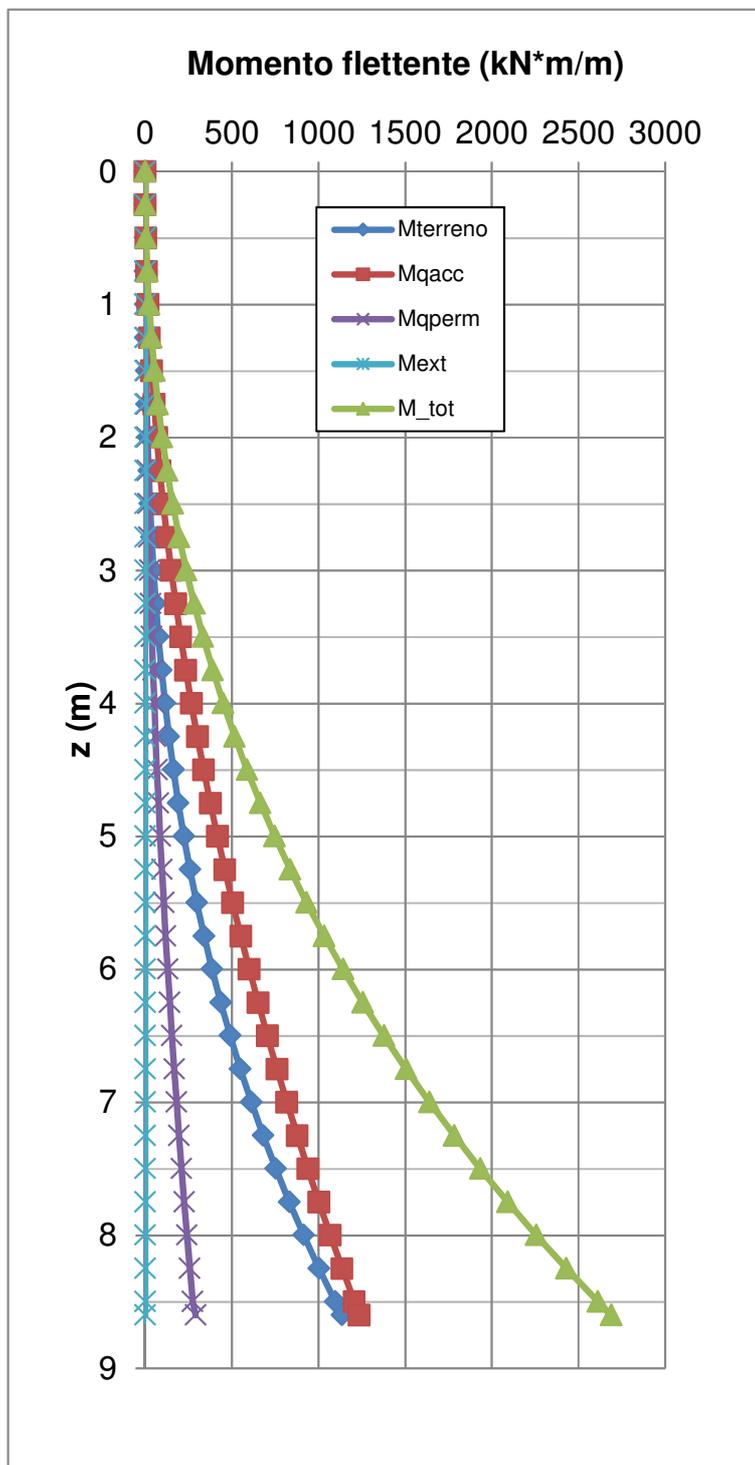


Figura 8-12: andamento del momento flettente sul paramento

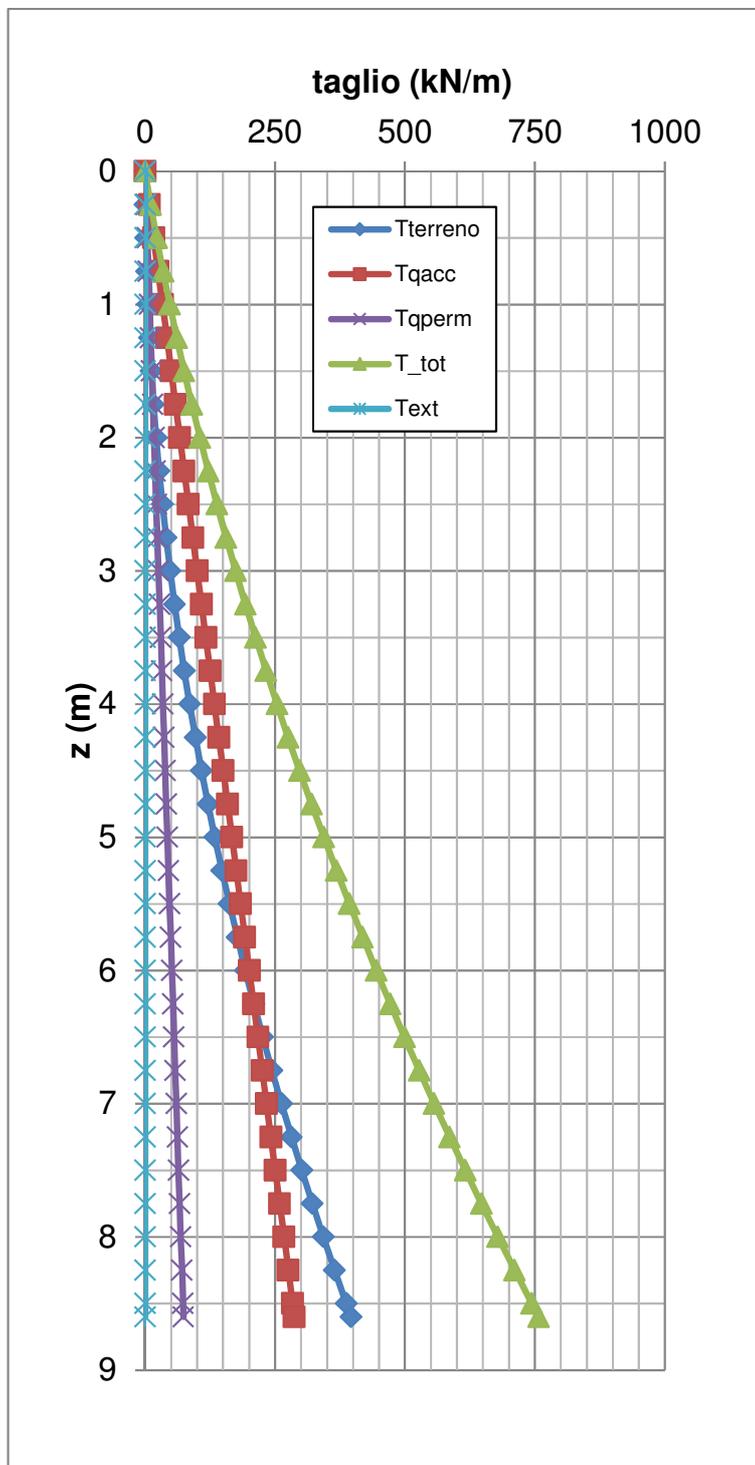
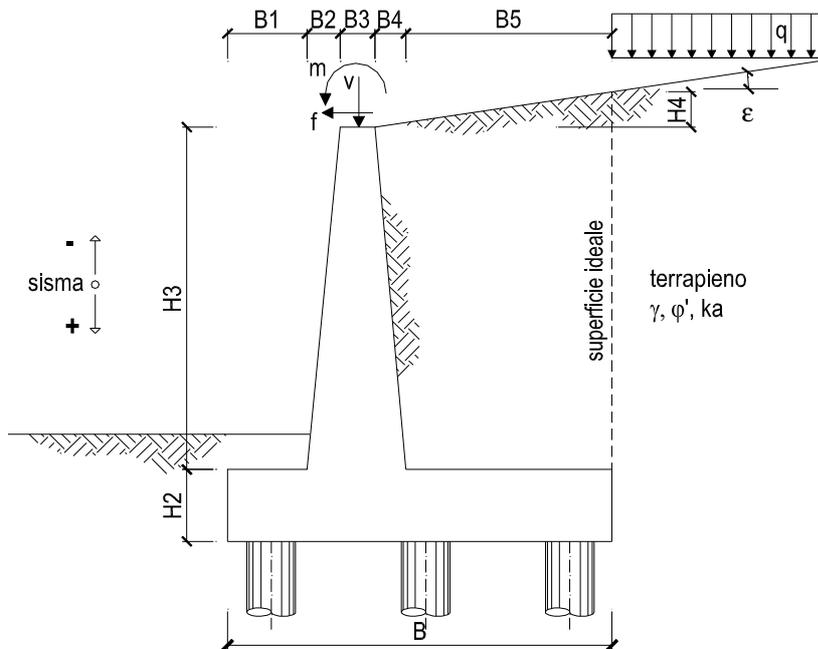


Figura 8-13: andamento del taglio sul paramento

8.6 Stato Limite Ultimo - SLV (Spinta sismica) – Altezza paramento 8.60 m



OPERA Muro AV Verona-Padova (H=9.80 m)

DATI DI PROGETTO:

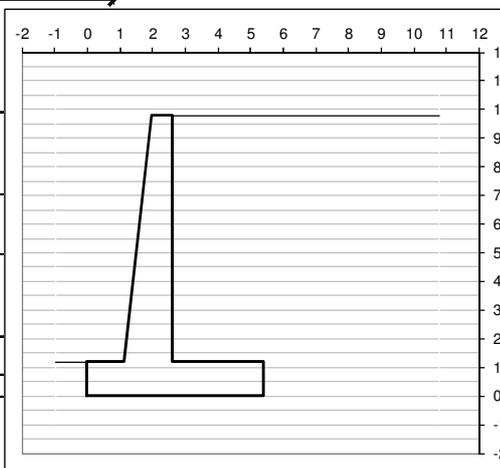
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	8.60	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.86	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.65	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.11	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.78	(m)

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



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ' =	36.00	(°)	suolo tipo: D
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ =	20.00	(kN/m ³)	
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ =	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro} =	0.00	(°)	
Dati Sismici	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$ =	0.00	(°)	beta_m = 1.00
	Accelerazione sismica	a_g/g =	0.21	(-)	S _T = 1.00
	Categoria di suolo	S =	1.63	(-)	S _S = 1.63
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no			a _{max} /g = 0.34
Coeff. Spinta	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	beta_m = 1		Val. Norm. (teoria di M)
	coefficiente sismico orizzontale	kh =	0.342	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv =	0.171	(-)	
	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka =	0.26	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+ =	0.455	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas- =	0.576	(-)	0.455
					0.576

Carichi Agenti

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente in condizioni sismiche	q_perm_sism	=	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

coefficienti parziali

	caso	azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	
		sfavorevoli	sfavorevoli		
SLU	○ ○ ○ ○ ○	caso A	1.00	1.50	1.10
		caso B	1.35	1.50	1.00
		caso C	1.00	1.30	1.25
SLD	○ ○ ○ ○ ○	--	1.00	1.00	1.00
def.	●	--	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	=	36.00	(°)	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	=	20.00	(kN/m ³)	
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ _{muro}	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ _{sup id}	=	0.00	(°)	
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	Ka	=	0.260	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sis	kas+	=	0.455	(-)	0.455
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sis	kas-	=	0.576	(-)	0.576
						Val. Norm.

Carichi Agenti

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente in condizioni sismiche	q_perm_sism	=	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	=	92.45	(kN/m)
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	=	139.75	(kN/m)
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	(B*H2*γcls)	=	162.00	(kN/m)
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	=	394.20	(kN/m)

A2) Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	(B5*H3*γ)	=	478.16	(kN/m)
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ)	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	(B4*H3*γ)/2	=	0.00	(kN/m)
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3	=	478.16	(kN/m)

B) MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

B1) Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	=	155.62	(kNm/m)
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	=	320.73	(kNm/m)
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	=	437.40	(kNm/m)
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	=	913.75	(kNm/m)

B2) Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	=	1917.42	(kNm/m)
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3$	=	1917.42	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot k0$	=	249.34	(kN/m)
Sq =	$q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k0$	=	137.39	(kN/m)
Sq,perm =	$q_{perm} \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k1$	=	40.71	(kN/m)

componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	=	249.34	(kN/m)
Sqh =	$Sq \cdot \cos \delta$	=	137.39	(kN/m)
Sq,perm_h =	$Sq_{perm} \cdot \cos \delta$	=	40.71	(kN/m)

componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sqv =	$Sq \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sq,perm_v =	$Sq_{perm} \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

MSt1 =	$Sth \cdot (H2 + H3 + H4) / 3$	=	814.50	(kN/m)
MSt2 =	$Stv \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq1 =	$Sqh \cdot (H2 + H3 + H4) / 2$	=	673.21	(kN/m)
MSq2 =	$Sqv \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq,perm =	$Sq_{perm_h} \cdot (H2 + H3 + H4) / 2$	=	199.47	(kN/m)

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

Mfext1 =	m	=	0.00	(kNm/m)
Mfext2 =	$f \cdot (H3 + H2)$	=	0.00	(kNm/m)
Mfext3 =	$v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	=	0.00	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv$	=	872.36	(kN/m)
-----	---------------------------	---	--------	----------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + Sq_{perm_h} + f$	=	427.43	(kN/m)
-----	--------------------------------	---	--------	----------

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3$	=	2831.17	(kNm/m)
------	----------------------------------	---	---------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt1 + MSq1 + MSq_{perm} + Mfext1 + N$	=	1687.17	(kNm/m)
------	---	---	---------	-----------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM =	$Ms - Mr$	=	1144.00	(kNm/m)
------	-----------	---	---------	-----------

CONDIZIONE SISMICA +

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione sismica +

$$Sst1 = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + kv) \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot kas^+ = 511.51 \text{ (kN/m)}$$

$$Ssq1 = qs \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot kas^+ = 240.66 \text{ (kN/m)}$$

componente orizzontale condizione sismica +

$$Sst1h = Sst1 \cdot \cos \delta = 511.51 \text{ (kN/m)}$$

$$Ssq1h = Ssq1 \cdot \cos \delta = 240.66 \text{ (kN/m)}$$

componente verticale condizione sismica +

$$Sst1v = Sst1 \cdot \sin \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$Ssq1v = Ssq1 \cdot \sin \delta = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione sismica +

$$MSst1 = Sst1h \cdot (H2 + H3 + H4) / 2 = 2506.39 \text{ (kN/m)}$$

$$MSst2 = Sst1v \cdot B = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$MSsq1 = Ssq1h \cdot (H2 + H3 + H4) / 2 = 1179.24 \text{ (kN/m)}$$

$$MSsq2 = Ssq1v \cdot B = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

Inerzia del muro (Ps)

$$Ps = Pm \cdot kh = 134.93 \text{ (kN/m)}$$

Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

$$Ptsh = Pt \cdot kh = 163.67 \text{ (kN/m)}$$

$$Ptsh = Pt \cdot kv = 81.84 \text{ (kN/m)}$$

Incremento di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs)

$$MPs1 = kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3 / 3) = 128.69 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs2 = kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3 / 2) = 263.10 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs3 = kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3 / 3) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs4 = kh \cdot Pm4 \cdot (H2 / 2) = 33.27 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPs = MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 = 425.06 \text{ (kNm/m)}$$

Incremento di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts)

$$MPts1 = kh \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3 / 2) - (B - B5 / 2) \cdot 0.5) = 572.04 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts2 = kh \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4 / 3) - (B - B5 / 3) \cdot 0.5) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts3 = kh \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2 / 3) - (B1 + B2 + B3 + 2 / 3 \cdot B4) \cdot 0.5) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$MPts = MPts1 + MPts2 + MPts3 = 572.04 \text{ (kNm/m)}$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$$Mfext1 = ms = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext2 = fs \cdot (H3 + H2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

$$Mfext3 = vs \cdot (B1 + B2 + B3 / 2) = 0.00 \text{ (kNm/m)}$$

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_{tsv} = 954.20 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_s + P_s + P_{tsh} = 1050.78 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{Sst2} + M_{Ssq2} + M_{fext3} = 2831.17 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst1} + M_{Ssq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Ps} + M_{pts} = 4682.74 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = M_s - M_r = -1851.57 \quad (\text{kNm/m})$$

CONDIZIONE SISMICA -

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione sismica -

$$S_{st2} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as} = 458.30 \quad (\text{kN/m})$$

$$S_{sq2} = q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4) \cdot k_{as} = 304.68 \quad (\text{kN/m})$$

componente orizzontale condizione sismica -

$$S_{st2h} = S_{st2} \cdot \cos \delta = 458.30 \quad (\text{kN/m})$$

$$S_{sq2h} = S_{sq2} \cdot \cos \delta = 304.68 \quad (\text{kN/m})$$

componente verticale condizione sismica -

$$S_{st2v} = S_{st2} \cdot \sin \delta = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

$$S_{sq2v} = S_{sq2} \cdot \sin \delta = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione sismica -

$$M_{Sst1} = S_{st2h} \cdot (H_2 + H_3 + H_4) / 2 = 2245.65 \quad (\text{kN/m})$$

$$M_{Sst2} = S_{st2v} \cdot B = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

$$M_{Ssq1} = S_{sq2h} \cdot (H_2 + H_3 + H_4) / 2 = 1492.91 \quad (\text{kN/m})$$

$$M_{Ssq2} = S_{sq2v} \cdot B = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

Inerzia del muro (Ps)

$$Ps = Pm \cdot kh = 134.93 \quad (\text{kN/m})$$

Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

$$Ptsh = Pt \cdot kh = 163.67 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ptsh = Pt \cdot kv = -81.84 \quad (\text{kN/m})$$

Incremento di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs)

$$MPs1 = kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3) = 128.69 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPs2 = kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2) = 263.10 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPs3 = kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3) = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPs4 = kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2) = 33.27 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPs = MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 = 425.06 \quad (\text{kNm/m})$$

Incremento di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts)

$$MPts1 = kh \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) + (B - B5/2) \cdot 0.5) = 1228.37 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPts2 = kh \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) + (B - B5/3) \cdot 0.5) = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPts3 = kh \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) + (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5) = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPts = MPts1 + MPts2 + MPts3 = 1228.37 \quad (\text{kNm/m})$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$$Mfext1 = ms = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext2 = fs \cdot (H3 + H2) = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext3 = vs \cdot (B1 + B2 + B3/2) = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vs + Sst1v + Ssq1v + Ptsh = 790.52 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fs + Ps + Ptsh = 1061.58 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSst2 + MSSq2 + Mfext3 = 2831.17 \quad (\text{kNm/m})$$

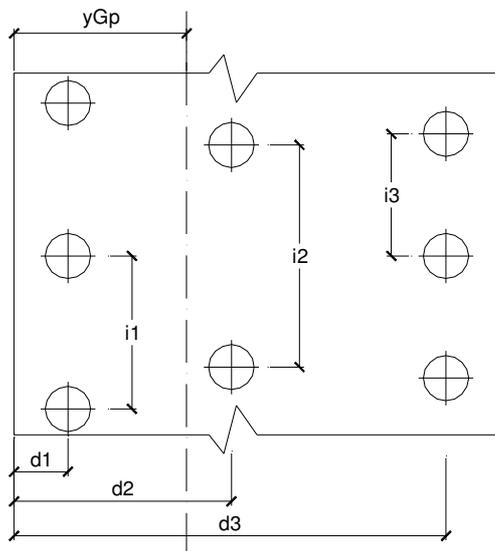
Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst1 + MSSq1 + Mfext1 + Mfext2 + MPs + Mpts = 5392.00 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = -2560.83 \quad (\text{kNm/m})$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali $d = 1.00$ (m)
 Fila n° 1 distanza asse bordo valle ($d1$) = 0.80 (m) interasse pali ($i1$) = 3.00 (m)
 Fila n° 2 distanza asse bordo valle ($d2$) = 4.60 (m) interasse pali ($i2$) = 3.00 (m)
 Fila n° 3 distanza asse bordo valle ($d3$) = 0.00 (m) interasse pali ($i3$) = 0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.700 (m)

Risultante forze verticali ($Np = N$)

Risultante forze orizzontali ($Tp = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$Mp = yGp \cdot Np$ - MM

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

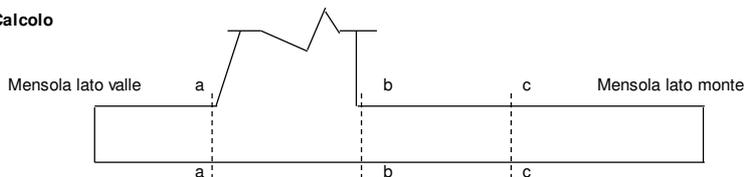
caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	872.36	1211.37	427.43
sisma+	954.20	4427.90	1050.78
sisma-	790.52	4695.24	1061.58

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	2265	352		641
sisma+	4927	-2064		1576
sisma-	4893	-2521		1592

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$Mb = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$Mc = \sum N_i \cdot (B5/2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5/2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5/2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5/2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5/2$$

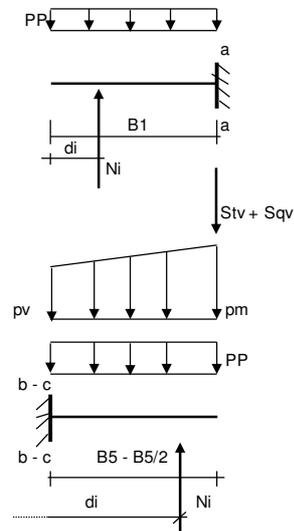
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio PP = 30.00 (kN/m)

pm = 172.00 (kN/m²) Ta = Σ N_i / i_i - PP · (1 ± kv) · B1

p_{vb} = 172.00 (kN/m²) Tb = Σ N_i / i_i - [PP · B5 + p_{vb} · B5 + (p_m - p_{vb}) · B5/2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)

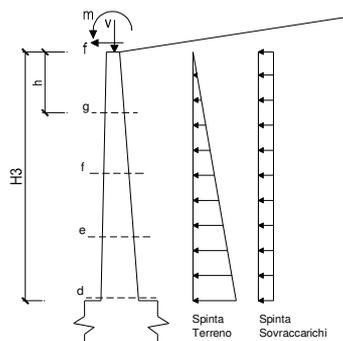
p_{vc} = 172.00 (kN/m²) Tc = Σ N_i / i_i - [(Peso P.) · (B5/2) + p_{vc} · (B5/2) + (p_m - p_{vc}) · (B5/2)/2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)



caso	Ma [kNm/m]	Mb [kNm/m]	Mc [kNm/m]	Ta [kN/m]	Tb [kN/m]
sisma+	487	-2277	-229	1084	460
sisma-	490	-2311	-162	622	325

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.21	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.63	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				$r = 1$
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.3423	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.1712	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	kah	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.45	(-)	0.455
	componente orizzontale	kash+	=	0.45	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.58	(-)	0.576
	componente orizzontale	kash-	=	0.58	(-)	
	componente verticale	kasv-	=	0.00	(-)	

$M_t = \frac{1}{2} K_{a,orizz.} \cdot \gamma (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$ o $\frac{1}{2} K_{a,orizz.} \cdot \gamma (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2$ (con sisma)

$M_q = \frac{1}{2} K_{a,orizz.} \cdot q \cdot h^2$

$M_{ext} = m + \Gamma \cdot h$

$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$ (solo con sisma)

$N_t = \frac{1}{2} K_{a,vert.} \cdot \gamma (1 \pm kv) \cdot h^2$

$N_q = K_{a,vert.} \cdot q \cdot h$

$N_{ext} = v$

$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i (1 \pm kv)$

condizione sismica +

sezione	h	M_t	M_q	M_{qperm}	M_{ext}	$M_{inerzia}$	M_{tot}	N_t	N_q	N_{ext}	$N_{pp+inerzia}$	N_{tot}	V_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.60	1693.81	908.13	269.08	0.00	296.41	3167.43	0.00	0.00	0.00	271.94	271.94	689.60
e-e	6.45	714.58	510.82	151.36	0.00	153.98	1530.73	0.00	0.00	0.00	183.65	183.65	448.20
f-f	4.30	211.73	227.03	67.27	0.00	62.76	568.79	0.00	0.00	0.00	108.90	108.90	252.80
g-g	2.15	26.47	56.76	16.82	0.00	14.27	114.31	0.00	0.00	0.00	47.68	47.68	103.40

condizione sismica -

sezione	h	M_t	M_q	M_{qperm}	M_{ext}	$M_{inerzia}$	M_{tot}	N_t	N_q	N_{ext}	$N_{pp+inerzia}$	N_{tot}	V_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.60	1517.61	1149.68	340.65	0.00	296.41	3304.35	0.00	0.00	0.00	192.46	192.46	779.06
e-e	6.45	640.24	646.70	191.61	0.00	153.98	1632.53	0.00	0.00	0.00	129.98	129.98	498.52
f-f	4.30	189.70	287.42	85.16	0.00	62.76	625.05	0.00	0.00	0.00	77.07	77.07	275.17
g-g	2.15	23.71	71.86	21.29	0.00	14.27	131.13	0.00	0.00	0.00	33.75	33.75	108.99

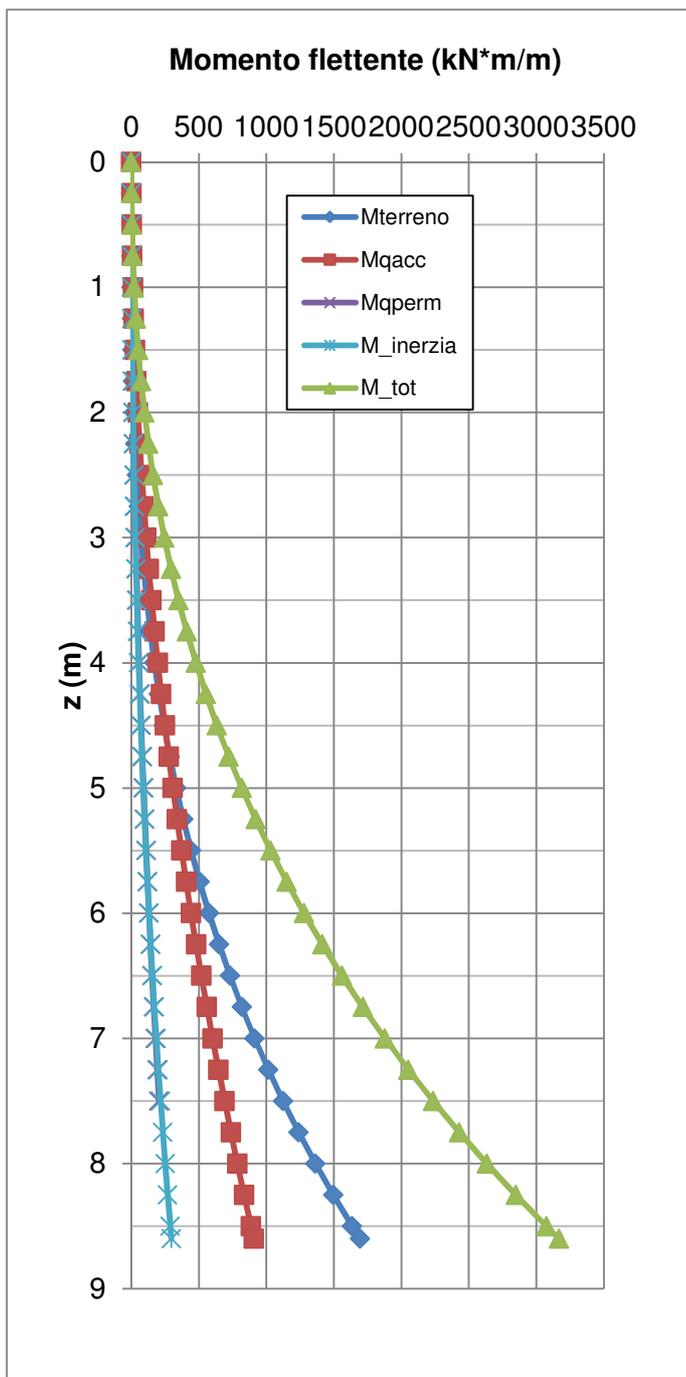


Figura 8-14: andamento del momento flettente sul paramento (sisma (+))

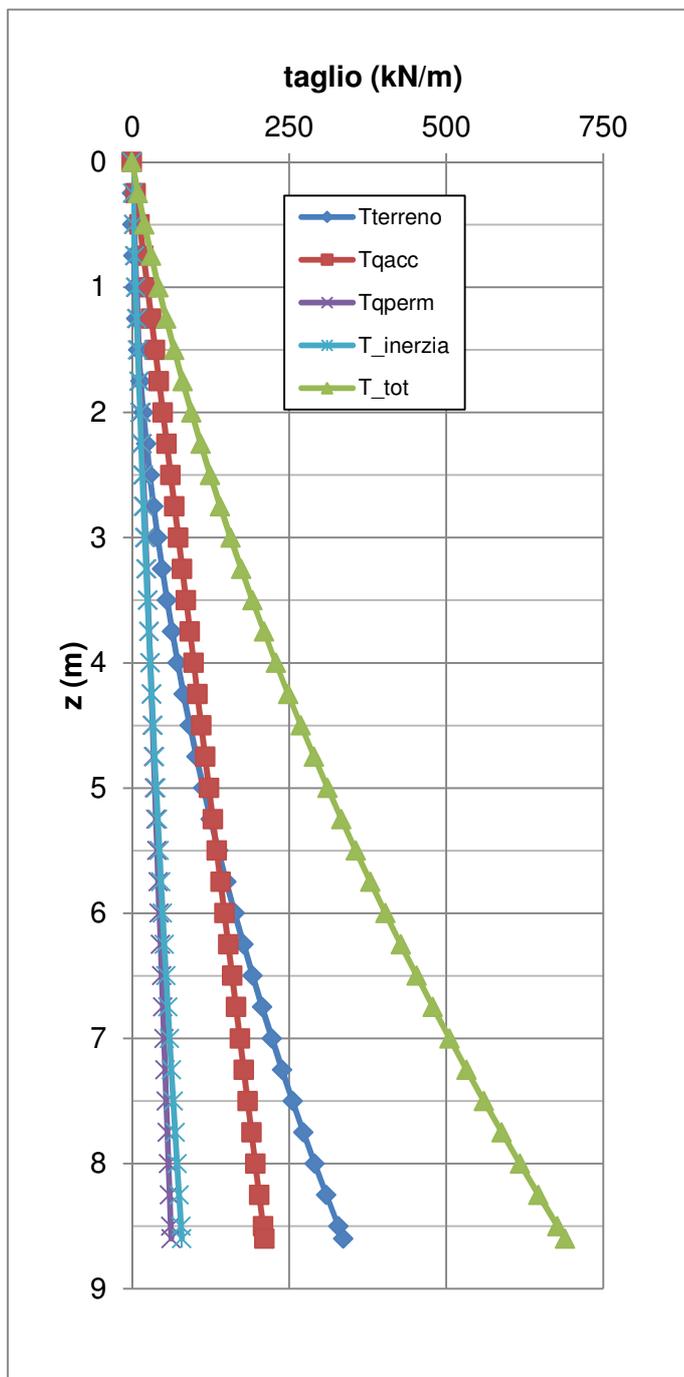


Figura 8-15: andamento del taglio sul paramento (sisma (+))

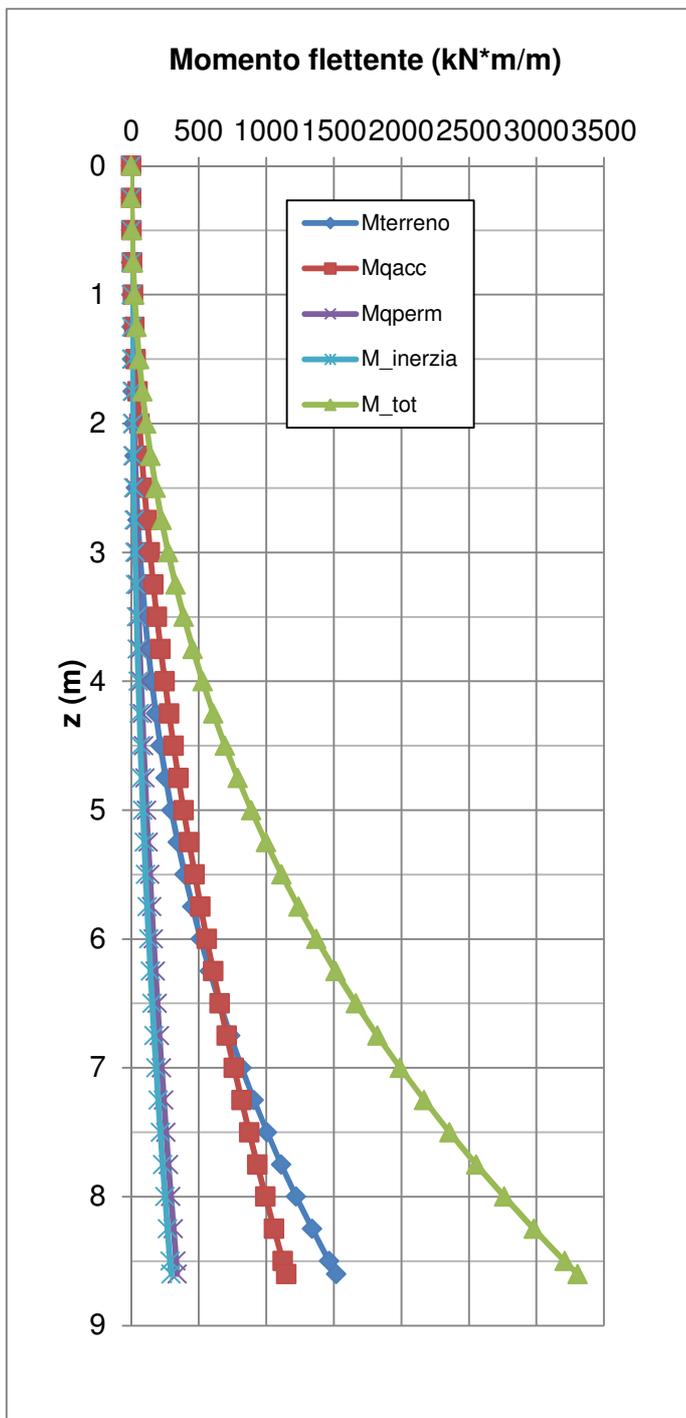


Figura 8-16: andamento del momento flettente sul paramento (sisma (-))

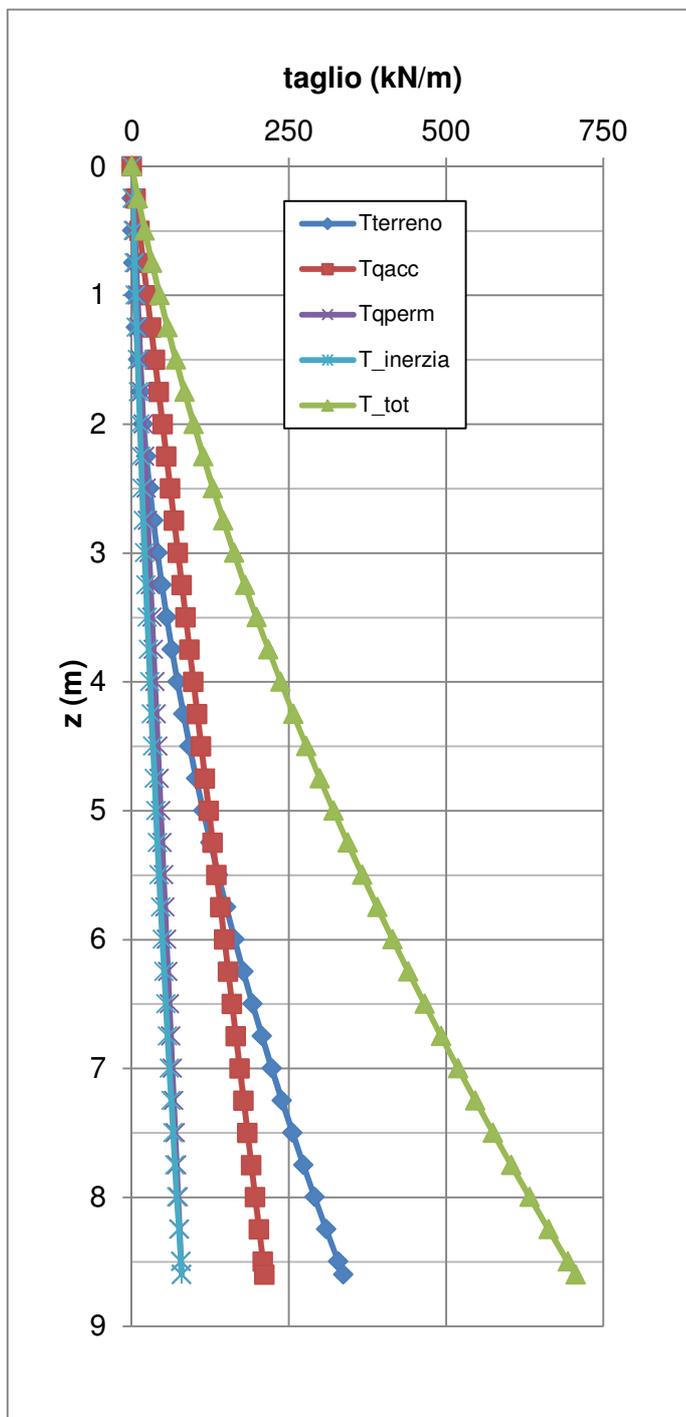


Figura 8-17: andamento del taglio sul paramento (sisma -)

8.7 Riepilogo dei valori delle sollecitazioni

Di seguito si riportano le tabelle riepilogative contenenti i valori delle caratteristiche della sollecitazione nelle diverse sezioni del muro e sui pali di fondazione secondo lo schema grafico sottostante.

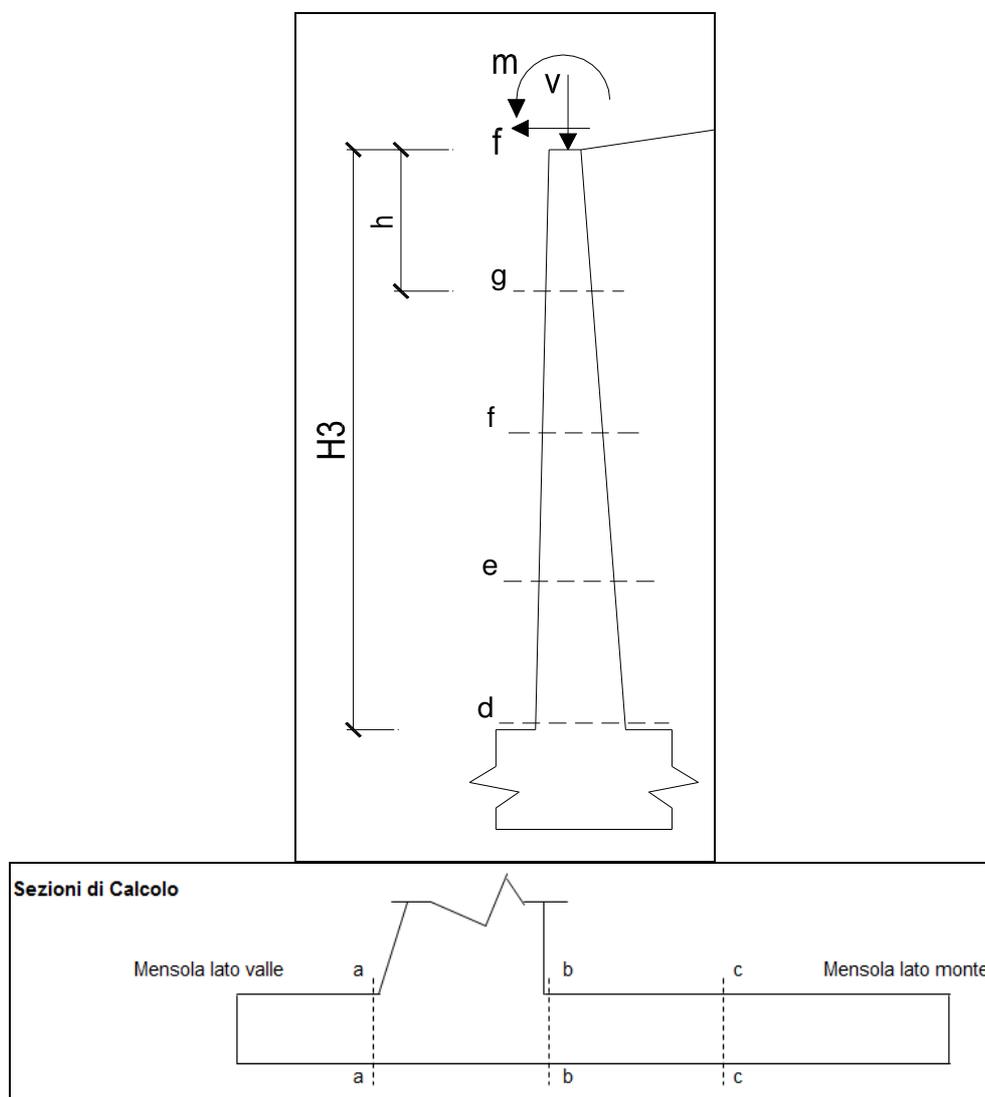


Figura 8-18: schema grafico con la posizione delle sezioni di calcolo strutturale (paramento e fondazione)

Altezza paramento 8.00 m

PARAMENTO

sezione [-]	z [m]	condizioni statiche						condizioni sismiche					
		SLE-spinta a riposo			SLU-STR-spinta a riposo			SLV-STR-Mononobe O. (+)			SLV-STR-Mononobe O. (-)		
		M	N	T	M	N	T	M	N	T	M	N	T
		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	1741.9	210.0	505.7	2429.9	210.0	695.2	2748.1	245.9	628.6	2877.3	174.1	706.0
e-e	6.00	909.2	142.5	332.5	1280.7	142.5	461.2	1372.1	166.9	414.5	1464.7	118.1	458.0
f-f	4.00	389.8	85.0	192.4	556.5	85.0	270.1	549.7	99.5	240.2	599.7	70.5	259.5
g-g	2.00	117.7	37.5	85.2	171.7	37.5	121.9	146.2	43.9	105.7	161.0	31.1	110.5

FONDAZIONE

sezione [-]	condizioni statiche						condizioni sismiche					
	SLE-spinta a riposo			SLU-STR-spinta a riposo			SLV-STR-Mononobe O. (+)			SLV-STR-Mononobe O. (-)		
	M	N	T	M	N	T	M	N	T	M	N	T
	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
a-a	347.4	0.00	776.00	458.6	0.00	776.00	556.18	0.00	1003.17	560.85	0.00	574.61
b-b	-933.8	0.00	289.50	-1540.8	0.00	157.50	-1945.85	0.00	427.24	-1980.34	0.00	302.37

combinaz. [-]	Sollecitazioni rispetto al centro della palificata					Sollecitazioni sui pali	
	condizioni	Np	Mp	Tp	N pali all. 1	N pali all. 2	T
		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]
SLE- Spinta a riposo	statiche	812	1962	625	2767	-331	938
SLU-STR-spinta a riposo	statiche	812	1962	625	2767	-331	938
SLV-STR-Mononobe O. (+)	sismiche	887	3838	966	4361	-1699	1449
SLV-STR-Mononobe O. (-)	sismiche	737	4098	979	4341	-2131	1468

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B -
OPERE D'ARTE: RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m
DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600.08 – RELAZIONE DI CALCOLO

Pag
94di 153

Altezza paramento 8.60 m

MURO Htot= 9.80 m				condizioni statiche			condizioni sismiche						
		SLE-spinta a riposo			SLU-STR-spinta a riposo			SLV-STR-Mononobe-O. (+)			SLV-STR-Mononobe-O. (-)		
sezione	z	M	N	T	M	N	T	M	N	T	M	N	T
[-]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.6	1941	232	553	2688	302	757	3167	272	690	3304	192	779
e-e	6.45	969	157	358	1352	204	494	1531	184	448	1633	130	499
f-f	4.3	376	93	200	530	121	280	569	109	253	625	77	275
g-g	2.15	80	41	81	115	53	115	114	48	103	131	34	109

FONDAZIONE MURO H= 9.80 m				condizioni statiche			condizioni sismiche						
		SLE-spinta a riposo			SLU-STR-spinta a riposo			SLV-STR-Mononobe-O. (+)			SLV-STR-Mononobe-O. (-)		
sezione		M	N	T	M	N	T	M	N	T	M	N	T
[-]		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
a-a		296	0	839	491	0	811	487	0	1084	490	0	622
b-b		-1065	0	311	-1596	0	169	-2277	0	460	-2311	0	325

MURO Htot= 9.80 m (azioni totali)		Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata			Sollecitazioni sui pali		
combinaz.	condizioni	Np	Mp	Tp	N pali all.1	N pali all.2	T pali
[-]		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]
SLE-spinta a riposo	statiche	872	2203	746	3048	-431	1018
SLU-STR-spinta a riposo	statiche	845	2990	913	3830	-1295	1369
SLV-STR-Mononobe-O. (+)	sismiche	954	4428	1051	4927	-2064	1576
SLV-STR-Mononobe-O. (-)	sismiche	791	4695	1062	4893	-2521	1592

9 ANALISI E VERIFICHE DELLA BERLINESE DI MICROPALI PROVVISORIA

Per il sostegno provvisorio del rilevato tra le progressive km 31+184.375 e km 31+529.375 per la realizzazione del muro in c.a. di seconda fase, risulta necessario eseguire un'opera di sostegno provvisoria costituita da una berlinese di micropali ad interasse 0.33 m e diametro $\varnothing 250$ mm.

Di seguito si riporta una sezione di riferimento tipologica dell'intervento.

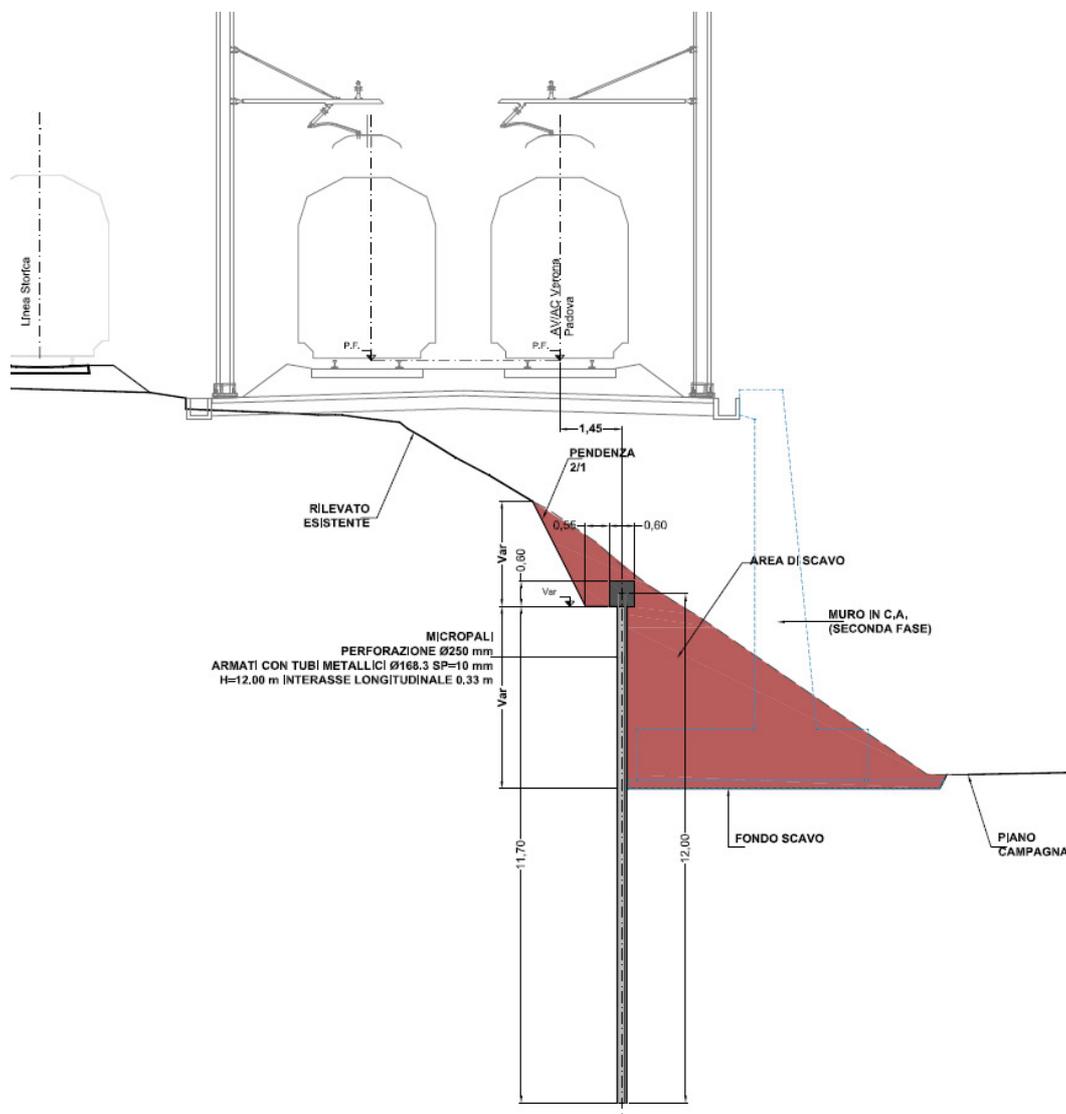


Figura 9-1 sezione tipologica di progetto

9.1 Analisi delle condizioni di progetto

La stratigrafia considerata è quella riportata nei profili stratigrafici di progetto e per le caratteristiche dei terreni di base tipo LS-AL rimanda al capitolo 6 di questa relazione.

Per il rilevato esistente sono stati utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)
20	10	35

Tabella 9-1

I coefficienti di spinta attiva e passiva in fase statica sono stati valutati secondo le formule sotto riportate.

Il coefficiente di spinta attiva K_a è valutato con la Teoria di Coulomb:

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

φ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Il coefficiente di spinta passiva K_p è valutato secondo la teoria di Caquot – Kerisel che considera superfici di rottura curvilinee.

L'angolo d'attrito paratia–terreno in fase statica si assume pari a $\delta = 0.5\varphi'$ (φ' angolo d'attrito terreno).

La falda è stata considerata coincidente con il piano campagna.

La berlinese è costituita da micropali in acciaio $\Phi 168.3$ mm $s_p=10$ mm, classe S275, disposti ad interasse 0.33 metri in foro di diametro $\Phi 250$ mm.

Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi (software Paratie 7.0.25) delle sollecitazioni (cond. SLE) avendo considerato uno scavo massimo di 4.30 metri dal piano campagna ed un valore medio del sovraccarico uniformemente distribuito a monte della paratia di 40 kPa.

Trattandosi di un'opera provvisoria ($T_c < 2$ anni) non sono stati considerati gli eventuali effetti da un sisma sulla struttura.

Per la verifica strutturale allo SLU del micropalo in acciaio sono state moltiplicate le azioni di progetto allo SLE per un fattore pari a 1.35 in analogia al coefficiente parziale di sicurezza A1.

Per la verifica geotecnica della paratia, i parametri di resistenza del terreno sono stati ridotti in accordo all'approccio A2+M2+R2 definita nel NTC2008.

SLE a metro lineare			SLU a metro lineare		SLU a micropalo	
<i>M</i> (kNm/m)	<i>T</i> (kN/m)	<i>d</i> (mm)	<i>M</i> (kNm/m)	<i>T</i> (kN/m)	<i>M</i> (kNm)	<i>T</i> (kN)
79	42	40	107	57	35.3	18.8

Tabella 9-2

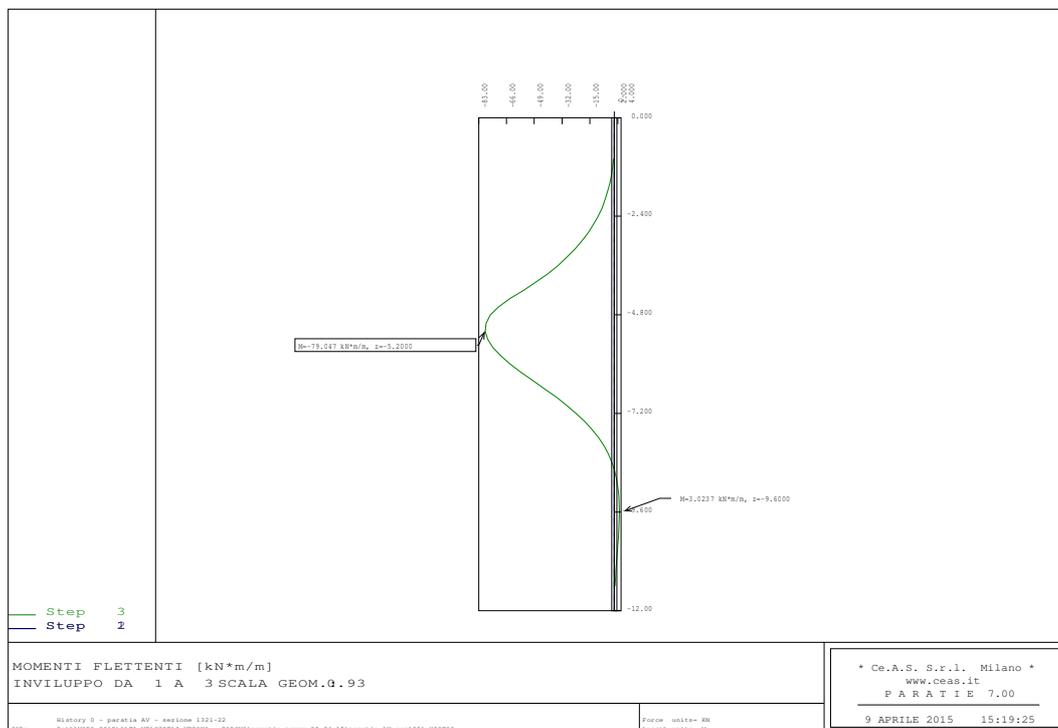


Figura 9-2 momento flettente SLE

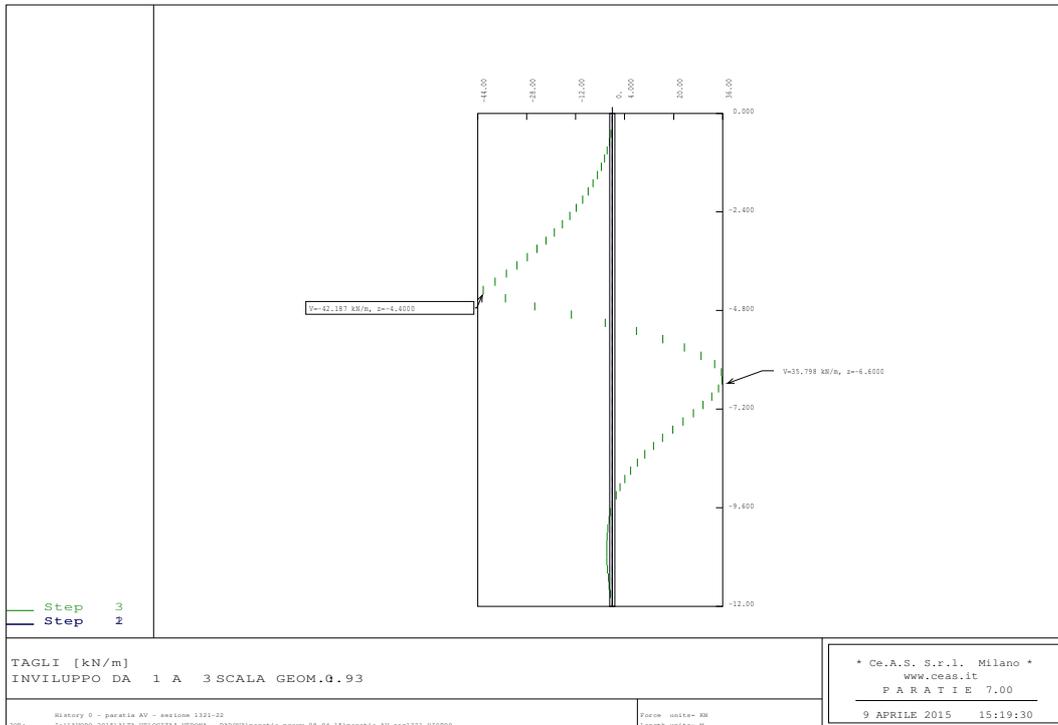


Figura 9-3 sforzo di taglio SLE

La resistenza Passiva a valle calcolata secondo l'approccio A2+M2+R2 risulta essere pari al **39%**.

FASE	3	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
SPINTA EFFICACE VERA			680.58	680.58
SPINTA ACQUA			296.50	296.50
SPINTA TOTALE VERA			977.08	977.08
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)			591.39	127.00
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)			5950.9	1752.6
RAPPORTO PASSIVA/VERA			8.7440	2.5752
SPINTA PASSIVA MOBILITATA			11. %	39. %
RAPPORTO VERA/ATTIVA			1.1508	5.3590

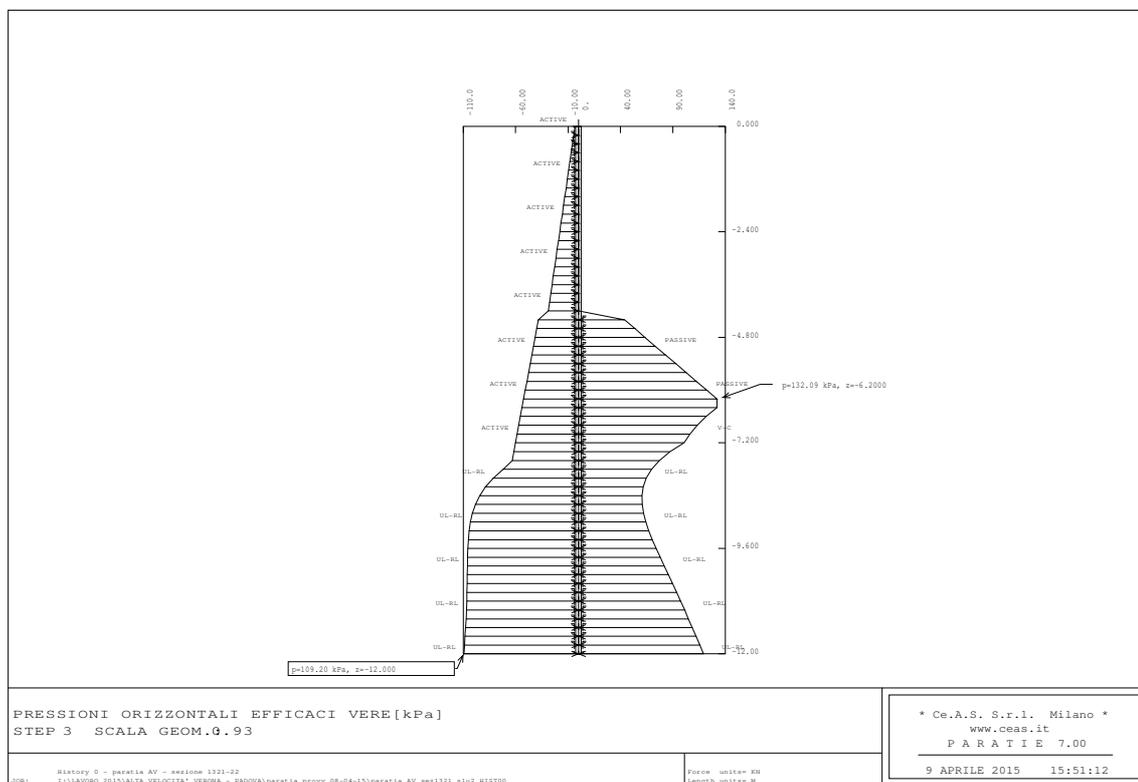


Figura 9-4 diagramma delle tensioni orizzontali efficaci SLU2 (GEO)

9.2 Verifiche strutturali dei micropali

Le verifiche sono state eseguite in ottemperanza delle NTC2008.

diametro esterno nominale	D	168.30	[mm]
Spessore nominale	T	10.00	[mm]
diametro interno nominale	d	148.30	[mm]
CARATTERISTICHE MECCANICHE			
Area	A	49.7	[cm ²]
Momento di inerzia	I	1564	[cm ⁴]
Raggio giratore d'inerzia	i	5.61	[cm]
Modulo elastico di resistenza	W _{el,yy}	186	[cm ³]
Modulo plastico di resistenza	W _{pl,yy}	251	[cm ³]
Momento torsionale d'inerzia	I _t	3128	[cm ⁴]
Modulo torsionale di resistenza	C _t	372	[cm ³]
tensione di snervamento	f _y	275	[MPa]
ε coefficient	ε	0.92	[-]
Classificazione			
diametro	d	168.30	[mm]
Spessore	t	10.00	[mm]
rapporto diametro/spessore	d/t	16.83	[-]
CLASSE	CLASS 1		

tipologia di acciaio	ftk	fyk	
S275	4300	2750	(daN/cm ²)
γM0		1.05	
γM2		1.25	

taglio			
sezione circolare			
diametro esterno	16.83	cm	
spessore	1.00	cm	
area di taglio	Av =	31.7	cmq
V _{c,Rd} =	47873	daN	< V _{Ed} = 1880 daN
V _{c,Rd} / V _{Ed} =	0.04	< 1	OK
momento flettente e taglio			
sezione circolare			
Modulo plastico di resistenza	251	cmc	
V _{Ed} =	1880	daN	V _{Ed} ≤ 0,5 V _{c,Rd}
V _{c,Rd} x 0.5 =	47873 x 0.5 =	23937	daN 0.08

V _{Ed} < V _{c,Rd} x 0.5 , si trascura l'effetto del taglio sulla resistenza flessionale			
se V _{Ed} > 0.5 x V _{c,Rd}			
ρ =	0.00		
tensione di snervamento ridotta	2750	daN/cm ²	ρ = [(2V _{Ed} / V _{c,Rd}) - 1] ²
M _{y, V, Rd} =	657177	daNcm	
M _{c,Rd} =	657177	daNcm	< M _{ED} = 351945 daNcm
M _{c,Rd} / M _{Ed} =	0.53554	< 1	OK

10 VERIFICHE SUI PALI DI FONDAZIONE (caratteristiche di sollecitazione)

L'azione tagliante in testa ai pali di fondazione risultante dai carichi orizzontali agenti sul paramento del muro è stata applicata al palo (come forza orizzontale) e nell'ipotesi di testa palo incastrata sono stati calcolati gli andamenti lungo il fusto del momento flettente e del taglio. Per il calcolo ci si è avvalsi di apposito software sviluppato in ambiente Basic. Il software considera il palo immerso in un terreno caratterizzato, in termini di rigidità, dalla costante di Winkler. L'equazione differenziale per la flessione di un palo immerso nel terreno è la seguente:

$$EJ \frac{d^4 y}{dz^4} + p = 0$$

nella quale:

- E: modulo di elasticità del materiale costituente il palo;
- J: momento d'inerzia del palo;
- y: spostamento del palo alla generica profondità;
- z: profondità dal piano campagna;
- p: forza laterale netta del terreno sul palo per unità di lunghezza in ciascun punto.

Per il muro di altezza totale 9.20 m sono stati utilizzati, i seguenti valori di costante di reazione laterale:

- K= 20000 kN/m³ con un gradiente di 1000 kN/m³/m per i primi 20 m di profondità all'interno dello strato dei limi e delle argille;
- K= 35000 kN/m³ con un gradiente di 1000 kN/m³/m per i rimanenti 5 m di palo all'interno dello strato delle sabbie di base.

Per il muro di altezza totale 9.80 m sono stati utilizzati, i seguenti valori di costante di reazione laterale:

- K= 20000 kN/m³ con un gradiente di 1000 kN/m³/m per i primi 6 m di profondità all'interno dello strato dei limi e delle argille;

- $K = 35000 \text{ kN/m}^3$ con un gradiente di $1000 \text{ kN/m}^3/\text{m}$ tra i 6 ed i 16 m di profondità all'interno dello strato delle sabbie di base.
- $K = 20000 \text{ kN/m}^3$ con un gradiente di $1000 \text{ kN/m}^3/\text{m}$ tra i 16 ed i 25 m di profondità all'interno dello strato dei limi e delle argille;

Risolvendo l'equazione differenziale nel caso in cui sia $p = K \cdot y$ e T sia la forza applicata in testa al palo, si ottiene:

$$y = \frac{T}{2EJ\beta^3} e^{-\beta z} \cos \beta z$$

$$M = -\frac{T}{\beta} e^{-\beta z} \sin \beta z$$

Con M momento flettente sul palo alla profondità z e,

$$\beta = \left[\frac{K}{4EJ} \right]^{\frac{1}{4}}$$

Se, come nel presente caso, il palo è impedito di ruotare in testa, le precedenti equazioni diventano:

$$y = \frac{T}{4EJ\beta^3} e^{-\beta z} [\cos \beta z + \sin \beta z]$$

$$M = \frac{T}{2\beta} e^{-\beta z} [\sin \beta z - \cos \beta z]$$

Di seguito si riportano i risultati dei calcoli allo SLE ed allo SLV sismico.

Muro di altezza totale 9.20 m

SLE:

M= 960 kN*m

N= 2767 kN; -331 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 750 kN

SLV

M= 1530 kN*m

N= 4159 kN; -1928 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 1210 kN

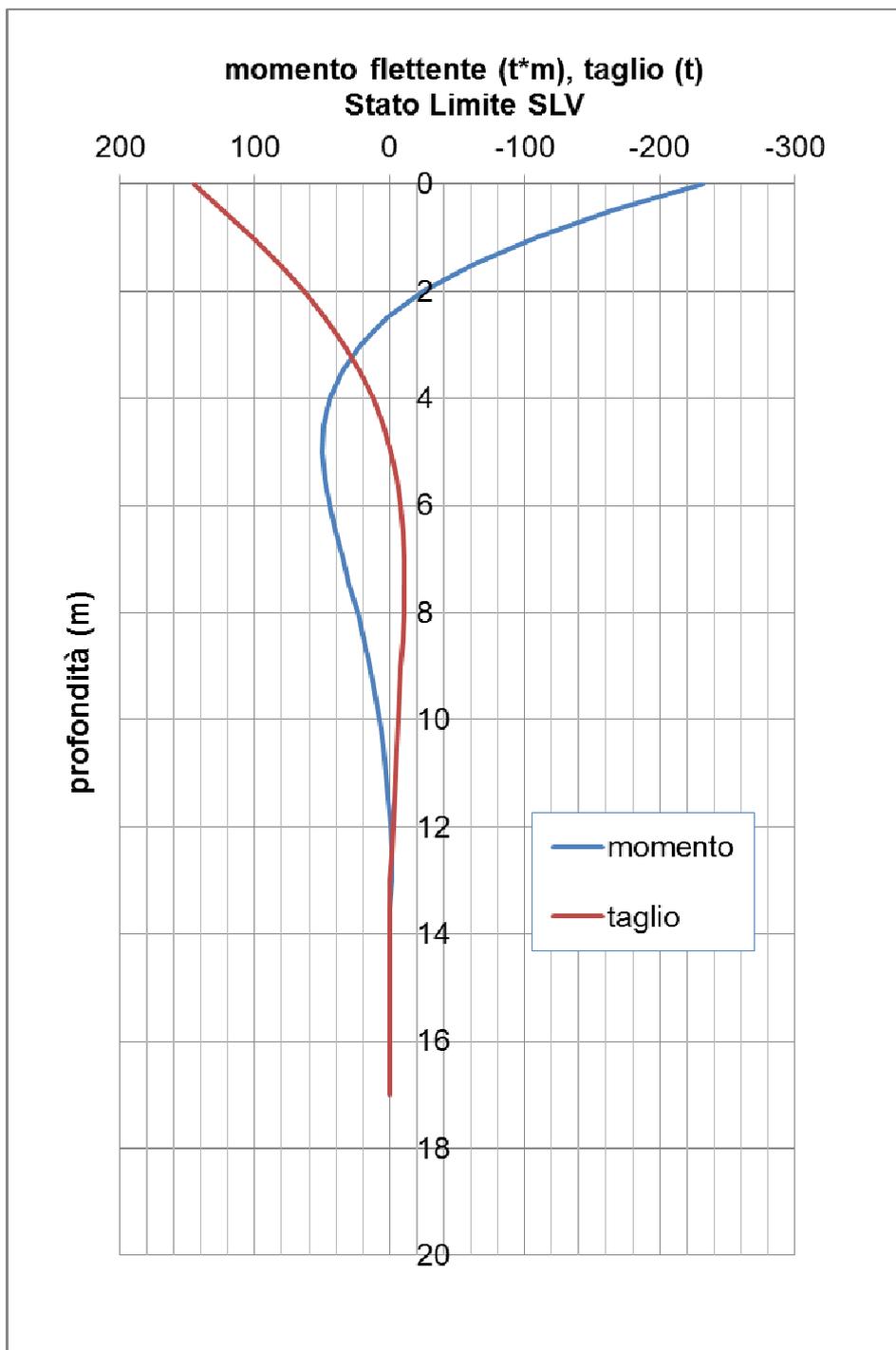


Figura 10-1: andamenti del momento flettente e del taglio lungo il fusto del palo allo SLV sismico

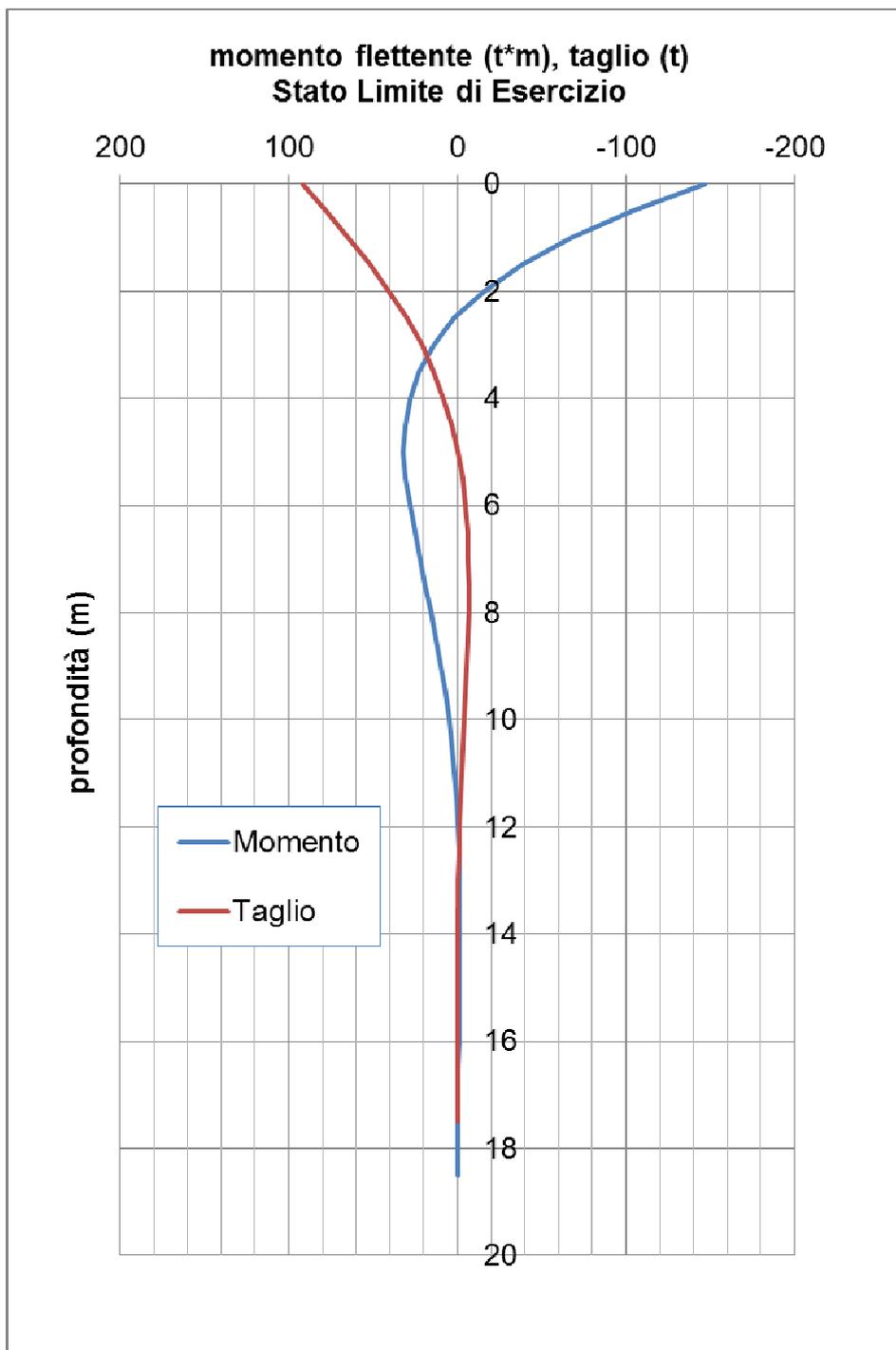


Figura 10-2: andamenti del momento flettente e del taglio lungo il fusto del palo allo SLE

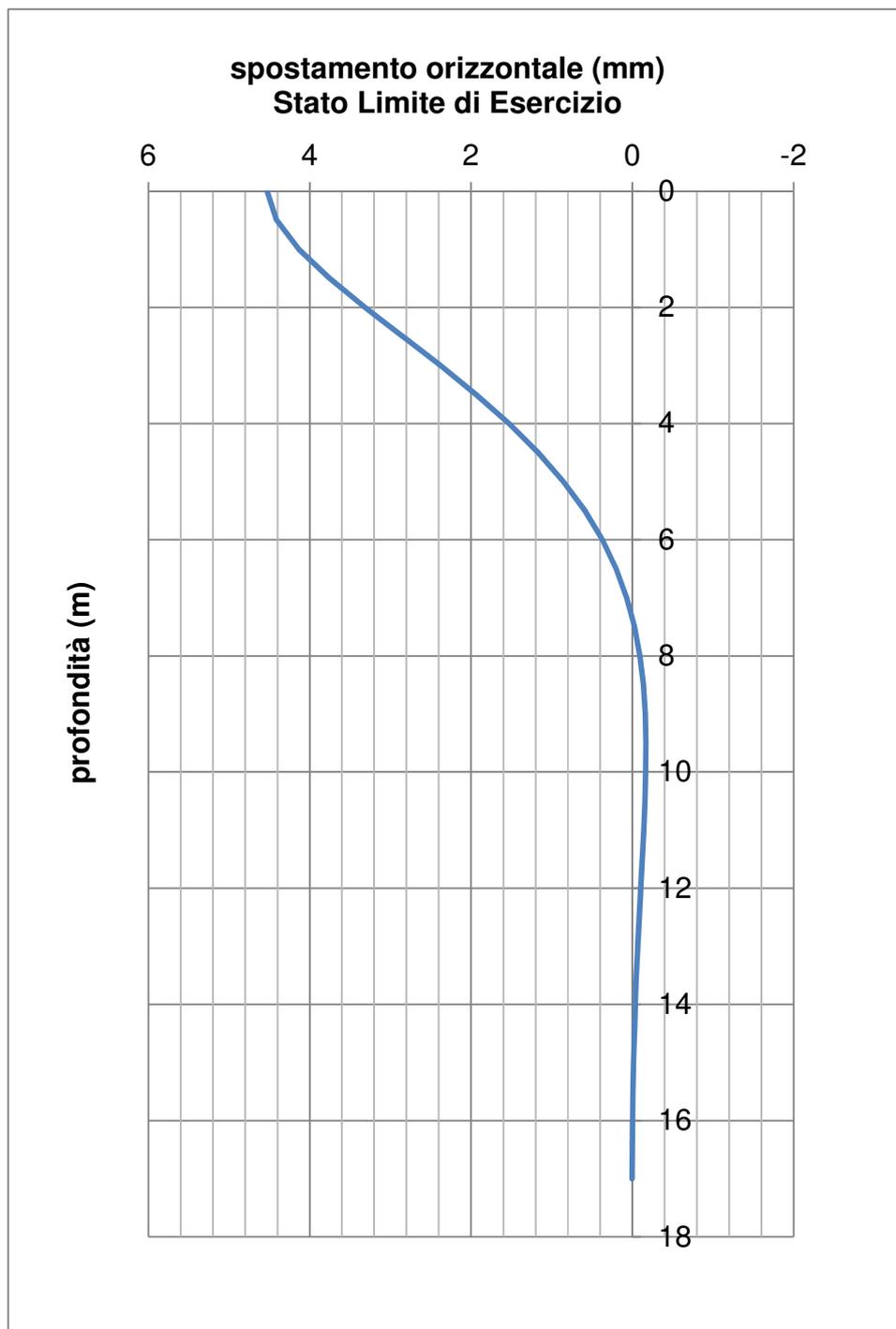


Figura 10-3 spostamenti trasversali sul singolo palo

Muro di altezza totale 9.80 m

SLE:

M= 404 kN*m

N= 3048 kN; - 431 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 449.4 kN

SLV

M= 625 kN*m

N= 4893 kN; -2521 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 1081 kN

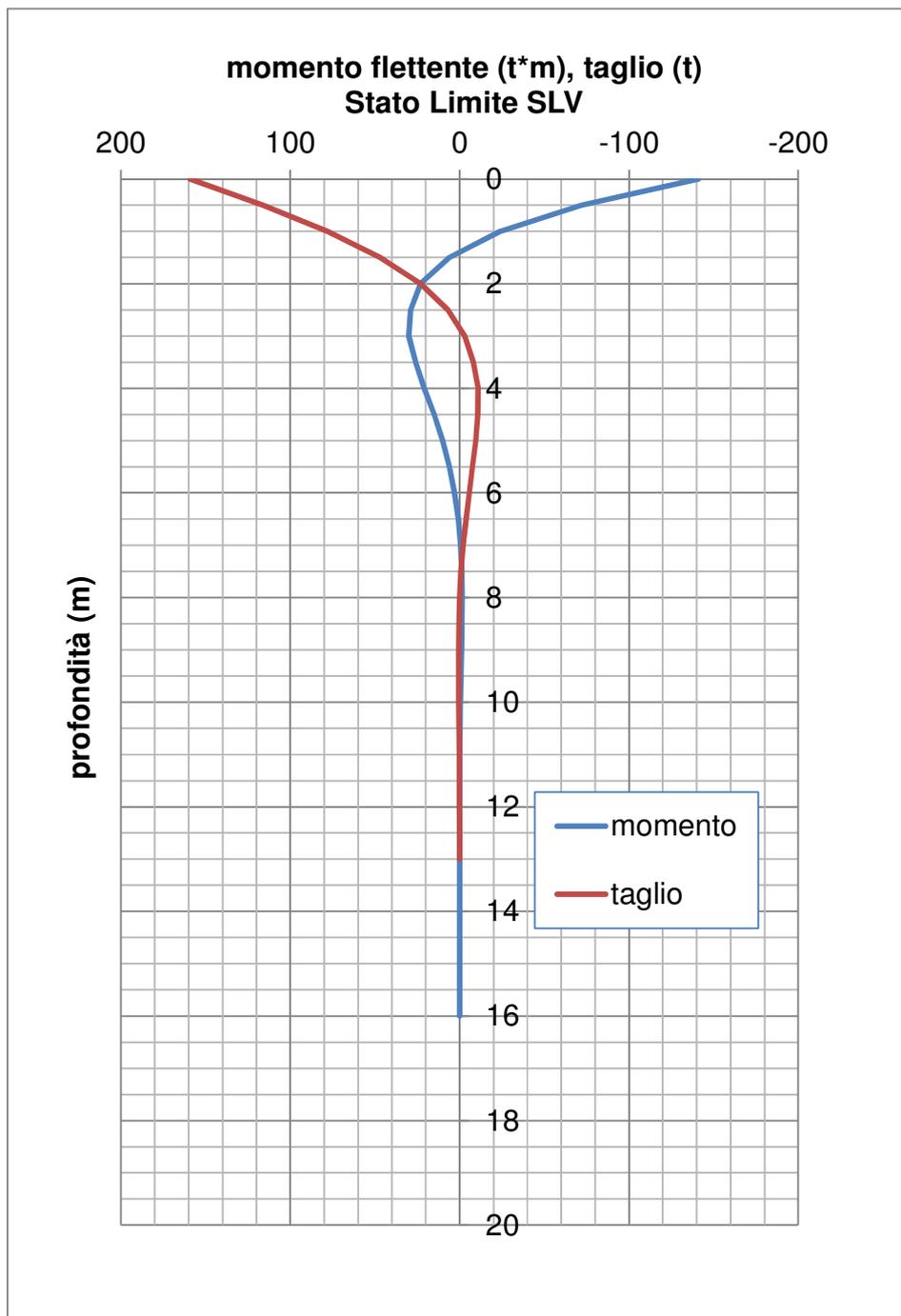


Figura 10-4: andamenti del momento flettente e del taglio lungo il fusto del palo allo SLV sismico

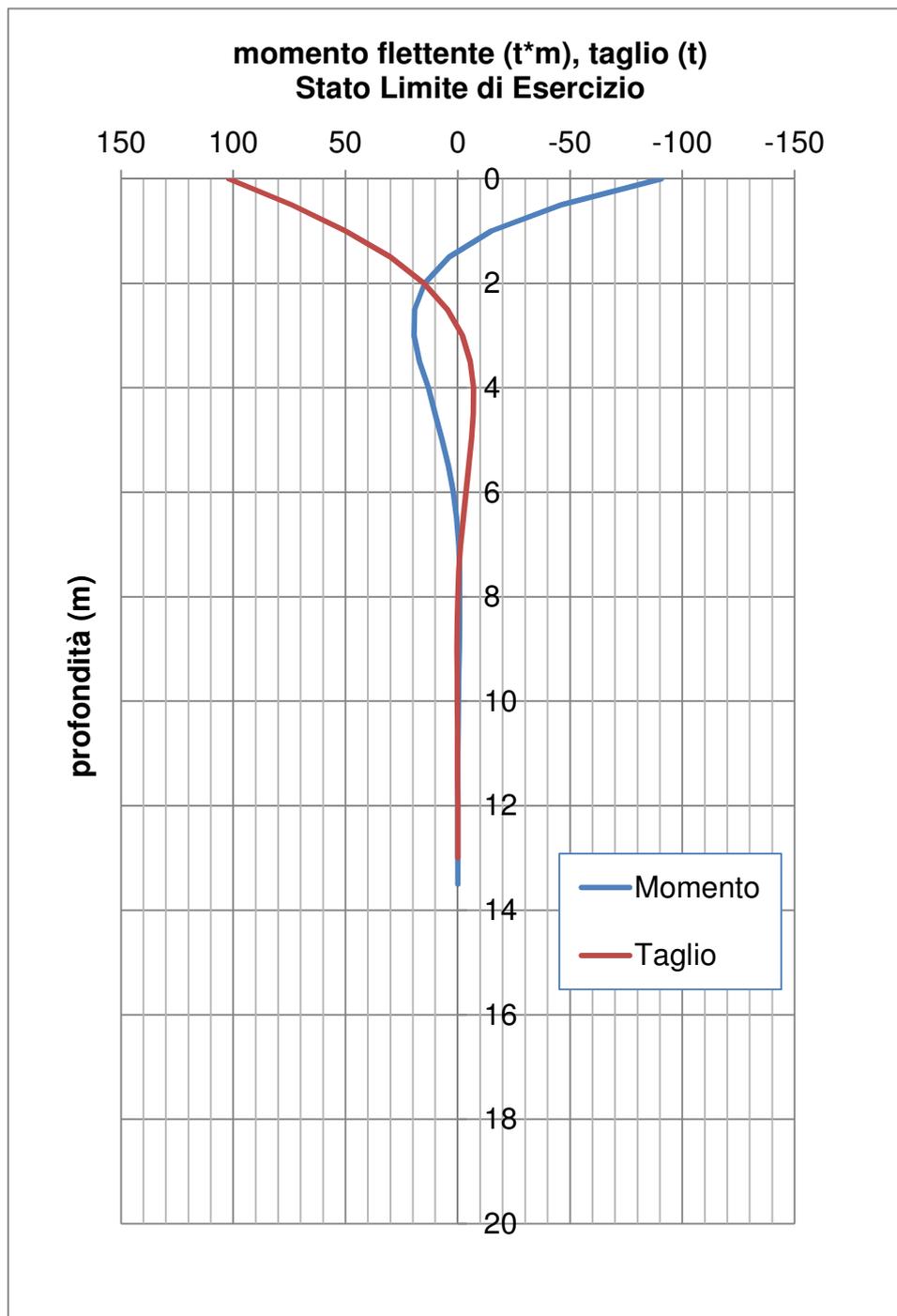


Figura 10-5: andamenti del momento flettente e del taglio lungo il fusto del palo allo SLE

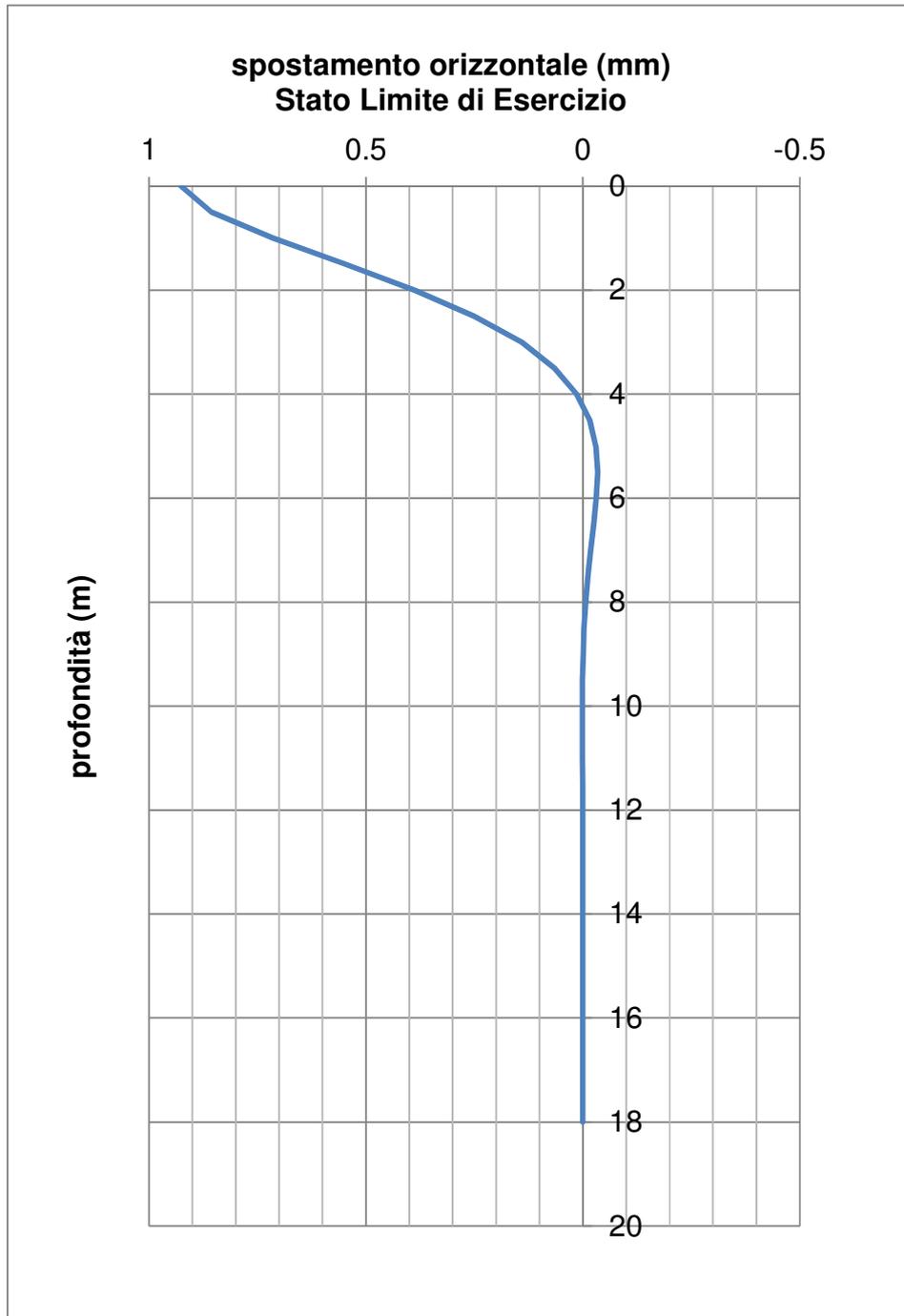


Figura 10-6 spostamenti trasversali sul singolo palo

11 VERIFICHE DI PORTANZA DEI PALI DI FONDAZIONE

La capacità portante verticale dei pali di fondazione è calcolata sia come somma della portata laterale ($P_{l,lim}$) e di quella alla base ($P_{b,lim}$), sia valutando separatamente i due contributi.

Per il calcolo delle tensioni verticali efficaci si è considerato un livello di falda coincidente con il piano campagna.

La portanza alla base è stata calcolata mediante la relazione:

$$P_{b,lim} = (N_q \sigma'_v + N_c c') A_b$$

con un valore della coesione pari a 1 t/m^2 (strato delle sabbie). Il termine σ'_v rappresenta la tensione verticale efficace alla base del palo.

Per i fattori di capacità portante sono stati assunti i seguenti valori:

$N_q = 18$ (ricavato dalla teoria di Berezatzev per pali di grande diametro per un valore dell'angolo di attrito di 34°).

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \varphi' = 25.2$$

La portanza laterale è stata valutata, facendo riferimento alla relazione seguente:

$$P_{l,lim} = K_s \sum_i [\tan(\varphi) \sigma'_v A_i] + \alpha \sum_i c'_i A_i$$

(nella quale il pedice "i" è riferito agli strati presenti lungo il fusto del palo).

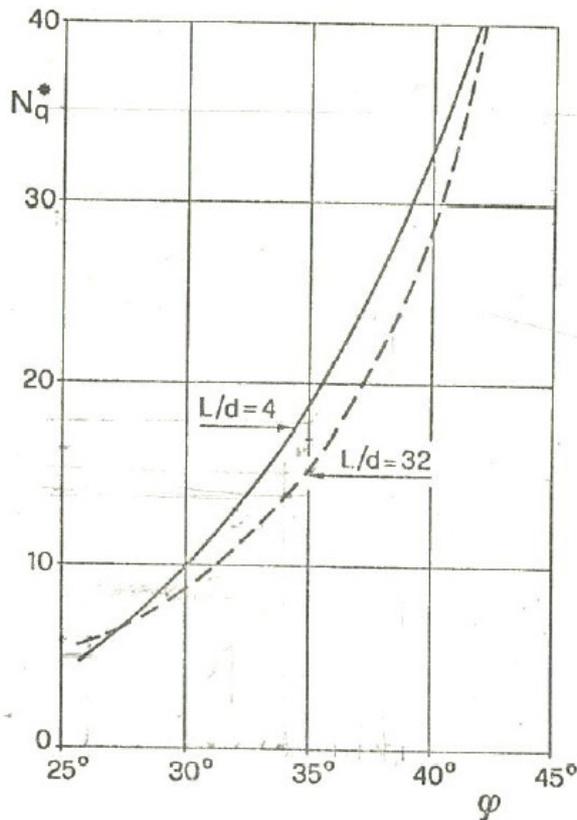


Figura 11-1: coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965) corrispondenti all'insorgere di deformazioni plastiche alla punta

Per il fattore K_s è stato assunto un valore pari a 0.7 sulla base delle modalità esecutive del palo (del tipo trivellato), mentre l'adesione lungo il fusto del palo è stata ridotta moltiplicandola per il fattore $\alpha = 0.5$.

Di seguito si riportano i risultati dei calcoli di portanza.

Per i pali del muro di altezza complessiva pari a 9.20 m, i fattori di sicurezza risultano pari rispettivamente a:

- SLE: $F_s = 2.80$
- SLV (palo in compressione): $F_s = 1.05$
- SLV (palo in trazione): $F_s = 1.48$

CARICO LIMITE PALI (SLE)

Analisi dei carichi:

azione in testa al palo

$N_{max} = 277$ t

Parametri geometrici di calcolo:

Tratto utile palo al di sotto del solettone di fondo

diametro palo	D=	1.0	m	quota superiore	$Z_{i,sup} = 0$	m
area di base	$A_B =$	0.785	m ²	quota inferiore	$Z_{i,inf} = -25$	m
quota testa palo	$Q_t =$	0	m	altezza utile	$h_u = Z_{i,sup} - Z_{i,inf} = 25$	m
quota fondo palo	$Q_f =$	-25	m			
lunghezza palo	$L_p = Q_t - Q_f =$	25	m			
lunghezza parte infissa	$L_i =$	25	m			
quota falda	$Z_w =$	-1	m			
lunghezza parte in falda	$L_{pw} = Z_w - Q_f =$	24.00	m			
	$L/D =$	25				

	comb.	
γ_G	sfavorevole	1
	favorevole	1
γ_Q	sfavorevole	1
	favorevole	1

Carichi agenti:

Peso proprio della palo

Carichi applicati

$P_p = L_p \cdot A_B \cdot \gamma_{cl} =$	49	t	
$P_{pw} = L_{pw} \cdot A_B \cdot \gamma_w =$	19	t	$R = N_{max} = 277$ t
$P_p' = P_p - P_{pw} = W' =$	30	t	

Portata laterale limite

$P_{l,lim} = K_s \Sigma_i [\tan(\phi) \sigma_v' A_i] + \alpha \Sigma_i c' A_i$

	γ t/m ³	Z_{sup} m	Z_{inf} m	Z_m m	$h_m = (Z_{sup} - Z_{inf})$ m	ϕ °	σ_v t/m ²	u t/m ²	Δu t/m ²	σ_v' t/m ²	$A_i = h_m \cdot x \cdot P$ m ²	$\tan(\phi) \sigma_v' A_i$ t	α	c' t/m ²	$q_{ad} \cdot A_i$ t
ghiaia	2	0.00	-2.50	-1.25	2.5	38	2.50	0.25	0.00	2.25	7.85	13.81	0.5	0.5	1.96
ghiaia	2	-2.50	-5.50	-4.00	3.0	38	8.00	3.00	0.00	5.00	9.42	36.82	0.5	0.5	2.36
Limo arg.	1.91	-5.50	-20.00	-12.75	14.5	26	24.85	11.75	0.00	13.10	45.55	291.00	0.5	1.5	34.16
sabbia	1.84	-20.00	-25.00	-22.50	5.0	34	43.30	21.50	0.00	21.80	15.71	230.92	0.5	1	7.85

$\Sigma_i = 447$ t

$K_s = 0.7$

$P_{l,lim} = 447$ t

Portata alla base limite

$P_{b,lim} = (N_q \sigma_v' + N_c c') A_B$

$N_q(\phi) = 18$	(fattore di capacità portante secondo Berezantzev)
$N_c(\phi) = 25.2$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \phi$
$c' = 1$ t/m ²	
$\sigma_{v0} = 47.90$ t/m ²	
$u = 24.00$ t/m ²	
$\sigma_{v0}' = 23.90$ t/m ²	

$P_{b,lim} = 358$ t

Portata utile

$P_{tot} = P_{l,lim} + P_{b,lim} = 805$ t

$P_u = P_{l,lim} + P_{b,lim} - W' = 774$ t

Coefficiente di sicurezza

$FS = (P_{l,lim} + P_{b,lim} - W') / N_{max} = 2.80$

CARICO LIMITE PALI (SLV:A1+M1+R3)

Analisi dei carichi:

azione in testa al palo

$N_{max} = 416 \text{ t}$

Parametri geometrici di calcolo:

Tratto utile palo al di sotto del solettone di fondo

diametro palo	D=	1.0	m	quota superiore	$Z_{u,sup} = 0$	m
area di base	$A_b =$	0.79	m ²	quota inferiore	$Z_{u,inf} = -25$	m
quota testa palo	$Q_t =$	0	m	altezza utile	$h_u = Z_{u,sup} - Z_{u,inf} = 25$	m
quota fondo palo	$Q_f =$	-25	m			
lunghezza palo	$L_p = Q_t - Q_f =$	25	m			
lunghezza parte infissa	$L_i =$	25	m			
quota falda	$Z_w =$	-1	m			
lunghezza parte in falda	$L_{pw} = Z_w - Q_t =$	24.00	m			
	$L/D =$	25				

Carichi agenti:

Peso proprio della paratia

Carichi applicati

$P_p = L_p \cdot A_b \cdot \gamma_{clis} =$	49	t		
$P_{pw} = L_{pw} \cdot A_b \cdot \gamma_w =$	19	t	$R = N_{max} =$	416 t
$P_p' = P_p - P_{pw} = W' =$	30	t		

Portata laterale limite

$$P_{l,lim} = K_s \Sigma_i [\tan(\phi) \sigma_v' A_i] + \alpha \Sigma_i c' A_i$$

	γ t/m ³	Z_{sup} m	Z_{inf} m	Z_m m	$h_m = (Z_{sup} - Z_{inf})$ m	ϕ °	σ_v t/m ²	u t/m ²	Δu t/m ²	σ_v' t/m ²	$A_i = h_m \cdot X \cdot P$ m ²	$\tan(\phi) \sigma_v' A_i$ t	α -	c' t/m ²	$Q_{ad} \cdot A_i$ t
ghiaia	2	0.00	-2.50	-1.25	2.5	38	2.50	0.25	0.00	2.25	7.85	13.81	0.5	0.5	1.96
ghiaia	2	-2.50	-5.50	-4.00	3.0	38	8.00	3.00	0.00	5.00	9.42	36.82	0.5	0.5	2.36
Limo arg.	1.91	-5.50	-20.00	-12.75	14.5	26	24.85	11.75	0.00	13.10	45.55	291.00	0.5	1.5	34.16
sabbia	1.84	-20.00	-25.00	-22.50	5.0	34	43.30	21.50	0.00	21.80	15.71	230.92	0.5	1	7.85

$\Sigma_i = 447 \text{ t}$

$K_s = 0.7$	(pali trivellati)	fattore riduzione Rcal	$\xi = 1.40$	(9 verticali di indagine)
		$P_{l,lim} =$	319 t	

Portata alla base limite

$$P_{b,lim} = (N_q \sigma_v' + N_c c') A_b$$

$N_q(\phi) = 18$	(fattore di capacità portante secondo Berezantzev)
$N_c(\phi) = 25.2$	$N_c = (N_q \cdot 1) \cdot \cotg \phi$
$c' = 1$	t/m ²
$\sigma_{v0} = 47.90$	t/m ²
$u = 24.00$	t/m ²
$\sigma_{v0}' = 23.90$	t/m ²

fattore riduzione Rcal	$\xi = 1.40$	(9 verticali di indagine)
$P_{b,lim} =$	255 t	

Portata utile

$P_{tot} = P_{l,lim} + P_{b,lim} =$	467 t
$P_u = P_{l,lim} + P_{b,lim} - W' =$	437 t
	(corretta con i fattori di sicurezza parziali)

Coefficiente di sicurezza

pali trivellati		
R1	R2	R3
1	1.7	1.35
1	1.45	1.15
1	1.6	1.3
1	1.6	1.25

(base)
(laterale compr.)
(totale*)
(laterale traz.)

$$FS = (P_{l,lim} + P_{b,lim} - W') / N_{max} = 1.05$$

*: da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati delle prove di carico

CARICO LIMITE PALI (SLV:A1+M1+R3)															
(palo in trazione)															
Analisi dei carichi:															
azione in testa al palo															
N_{max} = 193 t															
Parametri geometrici di calcolo:															
Tratto utile palo al di sotto del soletto di fondo															
diametro palo	D=	1.0	m	quota superiore	Z _{u,sup} =	0	m	quota inferiore	Z _{u,inf} =	-25	m	altezza utile	h _u = Z _{u,sup} - Z _{u,inf} =	25	m
area di base	A _B =	0.79	m ²												
quota testa palo	Q _t =	0	m												
quota fondo palo	Q _f =	-25	m												
lunghezza palo	L _p = Q _t - Q _f =	25	m												
lunghezza parte infissa	L _i =	25	m												
quota falda	Z _w =	-1	m												
lunghezza parte in falda	L _{pw} = Z _w - Q _f =	24.00	m												
	L/D =	25													
Carichi agenti:															
Peso proprio della paratia															
P _p = L _p A _B γ _{is} =	49	t		Carichi applicati											
P _{pw} = L _{pw} A _B γ _w =	19	t		R = N_{max} = 193 t											
P _p + P _p + P _{pw} = W' =	30	t													
Portata laterale limite															
P_{l,lim} = K_s Σ_i [tan(φ)σ_v' A_i] + α Σ_i c' A_i															
	γ	Z _{sup}	Z _{inf}	Z _m	h _{lm} = (Z _{sup} - Z _{inf})	φ	σ _v	u	ΔU	σ _v '	A _i = h _{lm} x P	lg(φ) _v / A _i	α	c'	q _{sd} ' A _i
	t/m ³	m	m	m	m	°	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m ²	t	-	t/m ²	t
ghiaia	2	0.00	-2.50	-1.25	2.5	38	2.50	0.25	0.00	2.25	7.85	13.81	0.5	0.5	1.96
ghiaia	2	-2.50	-5.50	-4.00	3.0	38	8.00	3.00	0.00	5.00	9.42	36.82	0.5	0.5	2.36
Limo arg.	1.91	-5.50	-20.00	-12.75	14.5	26	24.85	11.75	0.00	13.10	45.55	291.00	0.5	1.5	34.16
sabbia	1.84	-20.00	-25.00	-22.50	5.0	34	43.30	21.50	0.00	21.80	15.71	230.92	0.5	1	7.85
												Σ _i =	447	t	
fattore riduzione Rcal															
ξ = 1.40 (9 verticali di indagine)															
K _s =	0.7	(pali trivellati)		P_{l,lim} = 319 t											
Portata alla base limite															
P_{b,lim} = (N_qσ_v' + N_cc') A_B															
N _q (φ) =	0	(fattore di capacità portante secondo Berezantzev)													
N _c (φ) =	0.0	N _c = (N _q -1) cotg φ													
c' =	0	t/m ²													
σ _{v,q} =	47.90	t/m ²													
u =	24.00	t/m ²													
σ _{v,q} ' =	23.90	t/m ²													
fattore riduzione Rcal															
ξ = 1.40 (9 verticali di indagine)															
P_{b,lim} = 0 t															
Portata utile															
P_{tot} = P_{l,lim} = 255 t															
P_u = P_{l,lim} + W' = 286 t (corretta con i fattori di sicurezza parziali)															
Coefficiente di sicurezza															
FS = (P_{l,lim} + W') / N_{max} = 1.48															
* : da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati delle prove di carico															

Per i pali del muro di altezza complessiva pari a 9.80 m, i fattori di sicurezza risultano pari rispettivamente a:

- SLE: $F_s = 2.90$
- SLV (palo in compressione): $F_s = 1.02$
- SLV (palo in trazione): $F_s = 1.34$

CARICO LIMITE PALI (SLE)

Analisi dei carichi:

azione in testa al palo

$N_{max} = 305$ t

Parametri geometrici di calcolo:

Tratto utile palo al di sotto del solettone di fondo

diametro palo	D=	1.0	m	quota superiore	$Z_{i,sup} = 0$	m
area di base	$A_B =$	0.785	m ²	quota inferiore	$Z_{i,inf} = -25$	m
quota testa palo	$Q_t =$	0	m	altezza utile	$h_u = Z_{i,sup} - Z_{i,inf} =$	25 m
quota fondo palo	$Q_f =$	-25	m			
lunghezza palo	$L_p = Q_t - Q_f =$	25	m			
lunghezza parte infissa	$L_i =$	25	m			
quota falda	$Z_w =$	-2	m			
lunghezza parte in falda	$L_{pw} = Z_w - Q_f =$	23.00	m			
	$L/D =$	25				

comb.

γ_s	sfavorevole	1
	favorevole	1
γ_o	sfavorevole	1
	favorevole	1

Carichi agenti:

Peso proprio della palo

Carichi applicati

$P_p = L_p \cdot A_B \cdot \gamma_{c15} =$	49	t	$R = N_{max} =$	305	t
$P_{pw} = L_{pw} \cdot A_B \cdot \gamma_w =$	18	t			
$P_p' = P_p - P_{pw} = W' =$	31	t			

Portata laterale limite

$$P_{l,lim} = K_2 \sum_i [\tan(\phi) \sigma_v' A_i] + \alpha \sum_i c' A_i$$

	γ t/m ³	Z_{sup} m	Z_{inf} m	Z_m m	$h_m = (Z_{sup} - Z_{inf})$ m	ϕ °	σ_v t/m ²	u t/m ²	Δu t/m ²	σ_v' t/m ²	$A_i = h_m \cdot x \cdot P$ m ²	$\tan(\phi) \sigma_v' A_i$ t	α -	c' t/m ²	$q_{ad} \cdot A_i$ t
Limo arg.	1.91	0.00	-6.00	-3.00	6.0	26	5.73	1.00	0.00	4.73	18.85	43.49	0.5	1.5	14.14
ghiaia	2	-6.00	-16.00	-11.00	10.0	38	21.46	9.00	0.00	12.46	31.42	305.83	0.5	0.5	7.85
Limo arg.	1.91	-16.00	-20.00	-18.00	4.0	26	35.28	16.00	0.00	19.28	12.57	118.17	0.5	1.5	9.42
sabbia	1.84	-20.00	-25.00	-22.50	5.0	34	43.70	20.50	0.00	23.20	15.71	245.81	0.5	1	7.85

$\Sigma_i = 539$ t

$K_s = 0.7$

$P_{l,lim} = 539$ t

Portata alla base limite

$$P_{b,lim} = (N_q \sigma_v' + N_c c') A_B$$

$N_q(\phi) =$	18	(fattore di capacità portante secondo Berezantzev)
$N_c(\phi) =$	25.2	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \phi$
$c' =$	1	t/m ²
$\sigma_{v0} =$	48.30	t/m ²
$u =$	23.00	t/m ²
$\sigma_{v0}' =$	25.30	t/m ²

$P_{b,lim} = 377$ t

Portata utile

$$P_{tot} = P_{l,lim} + P_{b,lim} = 916$$
 t

$$P_u = P_{l,lim} + P_{b,lim} - W' = 885$$
 t

Coefficiente di sicurezza

$$FS = (P_{l,lim} + P_{b,lim} - W') / N_{max} = 2.90$$

CARICO LIMITE PALI (SLV:A1+M1+R3)

Analisi dei carichi:

azione in testa al palo

$N_{max} = 493 \text{ t}$

Parametri geometrici di calcolo:

diametro palo	D=	1.0	m	Tratto utile palo al di sotto del solettone di fondo	
area di base	$A_B =$	0.79	m ²	quota superiore	$Z_{u,sup} = 0 \text{ m}$
quota testa palo	$Q_t =$	0	m	quota inferiore	$Z_{u,inf} = -25 \text{ m}$
quota fondo palo	$Q_f =$	-25	m	altezza utile	$h_u = Z_{u,sup} - Z_{u,inf} = 25 \text{ m}$
lunghezza palo	$L_P = Q_t - Q_f =$	25	m		
lunghezza parte infissa	$L_i =$	25	m		
quota falda	$Z_w =$	-2	m		
lunghezza parte in falda	$L_{pw} = Z_w - Q_t =$	23.00	m		
	$L/D =$	25			

Carichi agenti:

Peso proprio della paratia

Carichi applicati

$P_p = L_p \cdot A_B \cdot \gamma_{c15} =$	49	t		
$P_{pw} = L_{pw} \cdot A_B \cdot \gamma_w =$	18	t		
$P_p = P_p - P_{pw} = W =$	31	t		
			$R = N_{max} =$	493 t

Portata laterale limite

$$P_{l,lim} = K_s \Sigma_i [\tan(\phi) \sigma_v' A_i] + \alpha \Sigma_i c' A_i$$

	γ t/m ³	Z_{sup} m	Z_{inf} m	Z_m m	$h_m = (Z_{sup} - Z_{inf})$ m	ϕ °	σ_v t/m ²	u t/m ²	Δu t/m ²	σ_v' t/m ²	$A_i = h_m \cdot x \cdot P$ m ²	$\tan(\phi) \sigma_v' A_i$ t	α -	c' t/m ²	$Q_{bas} A_i$ t
Limo arg.	1.91	0.00	-6.00	-3.00	6.0	26	5.73	1.00	0.00	4.73	18.85	43.49	0.5	1.5	14.14
ghiaia	2	-6.00	-16.00	-11.00	10.0	38	21.46	9.00	0.00	12.46	31.42	305.83	0.5	0.5	7.85
Limo arg.	1.91	-16.00	-20.00	-18.00	4.0	26	35.28	16.00	0.00	19.28	12.57	118.17	0.5	1.5	9.42
sabbia	1.84	-20.00	-25.00	-22.50	5.0	34	43.70	20.50	0.00	23.20	15.71	245.81	0.5	1	7.85

$\Sigma_i = 539 \text{ t}$

$K_s =$	0.7	(pali trivellati)	fattore riduzione Rcal	ξ	1.40
			$P_{l,lim} =$		385 t

Portata alla base limite

$$P_{b,lim} = (N_q \sigma_v' + N_c c') A_B$$

$N_q(\phi) =$	18	(fattore di capacità portante secondo Berezantzev)		
$N_c(\phi) =$	25.2	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \phi'$		
$c' =$	1	t/m ²		
$\sigma_{v0} =$	48.30	t/m ²		
$u =$	23.00	t/m ²		
$\sigma_{v0}' =$	25.30	t/m ²	fattore riduzione Rcal	ξ 1.40
			$P_{b,lim} =$	270 t

Portata utile

$$P_{tot} = P_{l,lim} + P_{b,lim} = 534 \text{ t}$$

$$P_u = P_{l,lim} + P_{b,lim} \cdot W = 503 \text{ t} \quad (\text{corretta con i fattori di sicurezza parziali})$$

Coefficiente di sicurezza

pali trivellati		
R1	R2	R3
1	1.7	1.35
1	1.45	1.15
1	1.6	1.3
1	1.6	1.25

$$FS = (P_{l,lim} + P_{b,lim} \cdot W) / N_{max} = 1.02$$

*: da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati delle prove di carico

CARICO LIMITE PALI (SLV:A1+M1+R3)

(palo in trazione)

Analisi dei carichi:

azione in testa al palo

$N_{max} = 252$ t

Parametri geometrici di calcolo:

Tratto utile palo al di sotto del solettone di fondo

diámetro palo	D=	1.0	m	quota superiore	$Z_{u,sup} = 0$	m
area di base	$A_B =$	0.79	m ²	quota inferiore	$Z_{u,inf} = -25$	m
quota testa palo	$Q_t =$	0	m	altezza utile	$h_u = Z_{u,sup} - Z_{u,inf} = 25$	m
quota fondo palo	$Q_f =$	-25	m			
lunghezza palo	$L_p = Q_t - Q_f =$	25	m			
lunghezza parte infissa	$L_i =$	25	m			
quota falda	$Z_w =$	-2	m			
lunghezza parte in falda	$L_{pw} = Z_w - Q_f =$	23.00	m			
	L/D=	25				

Carichi agenti:

Peso proprio della paratia

Carichi applicati

$P_p = L_p \cdot A_B \cdot \gamma_{cl} =$	49	t		
$P_{pw} = L_{pw} \cdot A_B \cdot \gamma_w =$	18	t	$R = N_{max} =$	252 t
$P_p' = P_p - P_{pw} = W' =$	31	t		

Portata laterale limite

$P_{l,lim} = K_s \cdot \Sigma_i [\tan(\phi) \sigma_v' A_i] + \alpha \Sigma_i c' A_i$

	γ t/m ³	Z_{sup} m	Z_{inf} m	Z_m m	$h_m = (Z_{sup} - Z_{inf})$ m	ϕ °	σ_v t/m ²	u t/m ²	Δu t/m ²	σ_v' t/m ²	$A_i = h_m \cdot x \cdot P$ m ²	$\lg(\phi) \sigma_v' A_i$ t	α -	c' t/m ²	$c'_{ad} \cdot A_i$ t
Limo arg.	1.91	0.00	-6.00	-3.00	6.0	26	5.73	1.00	0.00	4.73	18.85	43.49	0.5	1.5	14.14
ghiaia	2	-6.00	-16.00	-11.00	10.0	38	21.46	9.00	0.00	12.46	31.42	305.83	0.5	0.5	7.85
Limo arg.	1.91	-16.00	-20.00	-18.00	4.0	26	35.28	16.00	0.00	19.28	12.57	118.17	0.5	1.5	9.42
sabbia	1.84	-20.00	-25.00	-22.50	5.0	34	43.70	20.50	0.00	23.20	15.71	245.81	0.5	1	7.85

$\Sigma_i = 539$ t

$K_s = 0.7$ (pali trivellati)

fattore riduzione Rcal $\xi = 1.40$

$P_{l,lim} = 385$ t

Portata alla base limite

$P_{b,lim} = (N_c \sigma_v' + N_c c') A_B$

$N_c(\phi) =$	0	(fattore di capacità portante secondo Berezantzev)
$N_c(\phi) =$	0	$N_c = (N_c - 1) \cdot \cotg \phi'$
$c' =$	0	t/m ²
$\alpha_{c0} =$	48.30	t/m ²
$u =$	23.00	t/m ²
$\alpha_{u0} =$	25.30	t/m ²

fattore riduzione Rcal $\xi = 1.40$

$P_{b,lim} = 0$ t

Portata utile

$P_{tot} = P_{l,lim} = 308$ t (corretta con i fattori di sicurezza parziali)

$P_u = P_{l,lim} + W' = 339$ t

Coefficiente di sicurezza

pali trivellati		
R1	R2	R3
1	1.7	1.35
1	1.45	1.15
1	1.6	1.3
1	1.6	1.25

(base)
(laterale compr.)
(totale*)
(laterale traz.)

$FS = (P_{l,lim} + W') / N_{max} = 1.34$

*: da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati delle prove di carico

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B -
OPERE D'ARTE: RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m
DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600.08 – RELAZIONE DI CALCOLO

Pag
120 di 153

12 DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE STATICHE

12.1 Verifiche a fessurazione

Al fine di assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione. Nel presente caso si è scelto di operare le verifiche pertinenti nelle seguenti condizioni (in accordo con quanto riportato nella tabella seguente):

- Armature poco sensibili alla corrosione;
- Combinazione di carico: quasi permanente;
- Condizioni ambientali: da ordinarie (XC2) a aggressive (XC4)

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 12-1: criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Il procedimento di calcolo dell'apertura delle fessure fa riferimento al metodo semplificato per la determinazione delle tensioni normali (coefficiente di omogeneizzazione $n=15$), sviluppato attraverso i seguenti passi:

- 1) Calcolo dell'area efficace $A_{c,eff}$, ovvero dell'area di conglomerato in zona tesa entro cui le singole barre hanno la capacità di influenzare l'apertura delle fessure. Si assume che per la singola barra l'area efficace abbia forma circolare con raggio r pari a 7 volte il diametro della barra. Per il calcolo di $A_{c,eff}$ si fa riferimento all'analisi della sezione nello stato 2 (*interamente fessurato*).

2) Calcolo della distanza media tra le fessure s_{rm} , riferita al baricentro della barra più tesa.

Si utilizza la seguente relazione sperimentale:

$$s_{rm} = 2 \cdot (c + s/10) + K_2 \cdot K_3 \cdot \Phi / \rho_r$$

nella quale:

- c : ricoprimento dell'armatura;
- Φ : diametro medio delle barre comprese nell'area efficace;
- s : distanza minima tra la barra più tesa e le altre ($s \leq 14\emptyset$);
- K_2 : 0.4 (solo barre ad aderenza migliorata);
- K_3 : 0.125 (con flessione o pressoflessione);
0.250 (con trazione pura);
0.25 * [($\sigma_1 + \sigma_2$) / σ_1] (con trazione eccentrica); le tensioni limite sono ricavate nello *stato 1*;
- ρ_r : $A_s / A_{c,eff}$

3) Calcolo della deformazione unitaria media ε_{sm} in corrispondenza della barra più tesa, tenendo conto dell'effetto di irrigidente del calcestruzzo teso, mediante la seguente relazione:

$$\varepsilon_{sm} = \zeta \cdot \sigma_s / E_s$$

nella quale:

- $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{s2}$ = trazione nella barra più tesa nello *stato 2*;
- $\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_{ctm} / \sigma_{t,max})^2 \geq 0.4$
- β_1 : coefficiente che tiene conto dell'aderenza acciaio-calcestruzzo e vale:
1 per barre ad aderenza migliorata,
0.5 per barre lisce;
- β_2 : coefficiente che tiene conto del fluage di aderenza e vale:
1 per carichi di breve durata;
0.5 per carichi di lunga durata o ripetuti;

4) Infine il valore dell'ampiezza media delle fessure è pari a:

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm}$$

che fornisce quello di calcolo pari a: $w_d = 1.7 \cdot w_m$

12.2 Verifiche a pressoflessione allo Stato Limite Ultimo

La verifica delle sezioni allo SLU in presenza di sforzo normale N e momento flettente M si basa sulle seguenti ipotesi:

- 1) le sezioni si conservano piane fino a rottura;
- 2) assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;
- 3) il conglomerato teso a rottura è supposto totalmente fessurato per cui non fornisce alcun contributo alla resistenza;
- 4) per il conglomerato compresso viene assunta una determinata legge sforzi-deformazioni di calcolo con deformazione unitaria massima pari a 0.0035 nel caso in cui l'asse neutro (per flessione e sforzo normale) sia reale, e variabile da 0.0035 a 0.002 man mano che l'asse neutro, esterno alla sezione, tenda all'infinito;

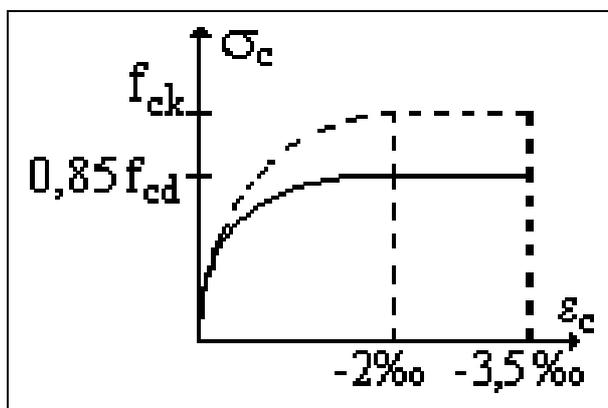


Figura 12-1: diagramma sforzi-deformazioni di calcolo per il calcestruzzo

- 5) per l'acciaio è ammessa una deformazione unitaria massima di trazione pari a -0.01; il diagramma di calcolo sforzi-deformazioni si deduce da quello caratteristico con un'affinità parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1/\gamma_s$. In mancanza di dati sperimentali può assumersi il diagramma riportato nella figura che segue.

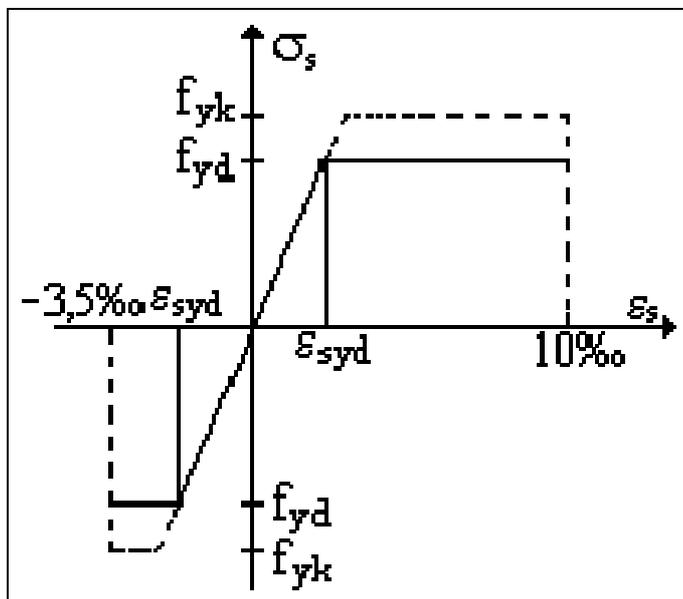


Figura 12-2: diagramma sforzi-deformazioni di calcolo per l'acciaio

12.3 Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo

12.3.1 Verifiche della sezione in assenza di armatura di taglio

La verifica di resistenza risulta soddisfatta quando $V_{Rd} \geq V_{Ed}$, essendo V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio per elementi sprovvisti di armatura a taglio si valuta con [par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008].

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{\min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

nella quale:

k $1 + (200/d) 0.5 \leq 2.0$

v_{\min} $0.035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

d Altezza utile della sezione [mm]

ρ_l $A_{sl}/(b_w d) \leq 0.02$

A_{sl} Area longitudinale

b_w Larghezza minima della sezione [mm]

σ_{cp} $N_{Ed}/A_c < 0.2 \cdot f_{cd}$ [MPa]

N_{Ed} Sforzo assiale agente sulla sezione

A_c Sezione calcestruzzo [mm²]

 	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B - OPERE D'ARTE: RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600.08 – RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 126 di 153

12.3.2 Verifiche della sezione in presenza di armatura di taglio

La resistenza al taglio $V_{R,d}$ è stata valutata attraverso il *metodo dell'inclinazione variabile del traliccio*, secondo quanto prescritto dalle N.T.C 2008. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cotg \theta \leq 2.5 \quad (\text{ovvero: } 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ)$$

La verifica al taglio allo SLU richiede che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

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

dove V_{Ed} rappresenta il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{st}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della sezione è pari alla minore delle due sopra definite:

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

Il valore dell'angolo θ è stato ottenuto dalla seguente relazione:

$$\cotg \theta = \sqrt{\frac{b * f'_{cd}}{f_{yd} \frac{A_{st}}{s}} - 1}$$

che deriva dall'aver uguagliato la resistenza a "taglio-compressione" (V_{Rcd}) del conglomerato, a quella di "taglio-trazione" dell'armatura avendo θ come incognita. Tale criterio risponde all'esigenza di disporre nell'elemento strutturale in questione il quantitativo minimo di armatura a taglio al fine di scongiurare meccanismi di rottura di tipo fragile della sezione. La scelta effettuata è in accordo anche con quanto prescritto dall'Eurocodice 2/2005, che impone:

$$A_{st}/s \leq (f'_{cd}/f_{yd}) * b$$

La condizione sopra descritta evita di fatto che il calcestruzzo arrivi a rottura prima dello snervamento dell'acciaio di armatura.

Per il significato dei simboli si faccia riferimento al seguente elenco:

- b: larghezza della sezione;
- s: passo delle staffe;
- h: altezza della sezione;
- d: altezza utile della sezione;
- R_{ck} : resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo;
- \varnothing : diametro staffe;
- A_{st} : area delle staffe;
- f_{yd} : tensione di snervamento dell'acciaio di progetto;
- V_{Ed} : taglio di progetto;
- N_{Ed} : sforzo normale di calcolo nella sezione verificata;
- σ_{cp} : tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);
- α_c : coefficiente maggiorativo dello sforzo normale;
- θ : angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

- $V_{R,d}$: resistenza al taglio;
- $V_{Rs,d}$: resistenza di calcolo a “taglio-trazione” (acciaio);
- $V_{Rc,d}$: resistenza di calcolo a “taglio-compressione” (conglomerato)

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B - OPERE D'ARTE: RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600.08 – RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 129 di 153

13 RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le tabelle riepilogative contenenti i risultati delle verifiche strutturali unitamente ai calcoli sia per la pressoflessione che per il taglio. Le sezioni prese in considerazione per la verifica sono le seguenti:

a-a

b-b

d-d

e-e

13.1 Risultati verifiche a pressoflessione

13.1.1 Muro Htot= 9.20 m

VERIFICHE STRUTTURALI

Sezione a-a

combinazione	condizione	B(m)	H(m)	armatura		SF	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	A _{eff} (cm ²)	w (mm)
				(zona tesa)	(zona compressa)					
SLU	statica	1	1.2	1Φ28/10	1Φ24/20	2.147	-	-	-	-
SLV (+)	sismica	1	1.2	1Φ28/10	1Φ24/20	1.757	-	-	-	-
SLV (-)	sismica	1	1.2	1Φ28/10	1Φ24/20	1.772	-	-	-	-
SLE	statica	1	1.2	1Φ28/10	1Φ24/20	-	2	142.9	2198	0.149

TAGLIO

Armatura	FS
-	-
-	-
1Φ14/20	1.62
-	-

Sezione b-b

combinazione	condizione	B(m)	H(m)	armatura		SF	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	A _{eff} (cm ²)	w (mm)
				(zona tesa)	(zona compressa)					
SLU	statica	1	1.2	1Φ28/10	1Φ24/20	1.691	-	-	-	-
SLV (+)	sismica	1	1.2	1Φ28/10	1Φ24/20	1.316	-	-	-	-
SLV (-)	sismica	1	1.2	1Φ28/10	1Φ24/20	1.339	-	-	-	-
SLE	statica	1	1.2	1Φ28/10	1Φ24/20	-	4.46	148	2577	0.128

TAGLIO

Armatura	FS
-	-
-	-
1Φ14/20	1.62
-	-

Sezione d-d

combinazione	condizione	B(m)	H(m)	armatura		SF	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	A _{eff} (cm ²)	w (mm)
				(zona tesa)	(zona compressa)					
SLU	statica	1	1.45	1Φ30/10+1Φ20/20	1Φ30/20	1.886	-	-	-	-
SLV (+)	sismica	1	1.45	1Φ30/10+1Φ20/20	1Φ30/20	1.587	-	-	-	-
SLV (-)	sismica	1	1.45	1Φ30/10+1Φ20/20	1Φ30/20	1.676	-	-	-	-
SLE	statica	1	1.45	1Φ30/10+1Φ20/20	1Φ30/20	-	2.34	152.4	2730	0.151

TAGLIO

Armatura	FS
NO	-
-	-
-	-
-	-

Sezione e-e

combinazione	condizione	B(m)	H(m)	armatura		SF	σ_c (MPa)	σ_s (MPa)	A _{eff} (cm ²)	w (mm)
				(zona tesa)	(zona compressa)					
SLU	statica	1	1.25	1Φ30/10	1Φ30/20	2.497	-	-	-	-
SLV (+)	sismica	1	1.25	1Φ30/10	1Φ30/20	2.340	-	-	-	-
SLV (-)	sismica	1	1.25	1Φ30/10	1Φ30/20	2.177	-	-	-	-
SLE	statica	1	1.25	1Φ30/10	1Φ30/20	-	3.8	111.4	2723	0.059

TAGLIO

Armatura	FS
NO	-
-	-
-	-
-	-

Linea AV/AC VERONA – PADOVA

1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI8305-001-B -
OPERE D'ARTE: RI83: MURO DI SOSTEGNO IN DX L = 1178.11 m
DAL Km 30+421.67 AL Km 31+600.08 – RELAZIONE DI CALCOLO

Pag
131 di 153

13.1.2 Muro Htot= 9.80 m

Sezione a-a				armatura						
combinazione	condizione	B (m)	H (m)	zona tesa	zona compressa	F _s	σ _c (MPa)	σ _a (MPa)	A _{c,eff} (cm ²)	W _k (mm)
SLU	statica	1	1.2	1Ø28/10	1Ø24/20	1.895	-	-	-	-
SLV (+)	sismica	1	1.2			1.911	-	-	-	-
SLV (-)	sismica	1	1.2			1.899	-	-	-	-
SLE	statica	1	1.2			-	1.71	121.9	2198	0.124
Sezione b-b				armatura						
combinazione	condizione	B (m)	H (m)	zona tesa	zona compressa	F _s	σ _c (MPa)	σ _a (MPa)	A _{c,eff} (cm ²)	W _k (mm)
SLU	statica	1	1.2	1Ø28/10	1Ø24/20	1.556	-	-	-	-
SLV (+)	sismica	1	1.2			1.091	-	-	-	-
SLV (-)	sismica	1	1.2			1.075	-	-	-	-
SLE	statica	1	1.2			-	5.09	168.8	2577	0.169
Sezione d-d				armatura						
combinazione	condizione	B (m)	H (m)	zona tesa	zona compressa	F _s	σ _c (MPa)	σ _a (MPa)	A _{c,eff} (cm ²)	W _k (mm)
SLU	statica	1	1.51	1Ø30/10+ 1Ø20/20	1Ø30/20	1.718	-	-	-	-
SLV (+)	sismica	1	1.51			1.453	-	-	-	-
SLV (-)	sismica	1	1.51			1.378	-	-	-	-
SLE	statica	1	1.51			-	5.57	162	2730	0.158

Legenda:

- w_k : apertura delle fessure;
- σ_c : massima tensione di compressione nel conglomerato (SLE-q.p.)
- σ_a : massima tensione di trazione nell'acciaio (SLE-q.p.)
- F_s : fattore di sicurezza della sezione allo SLU-SLV.

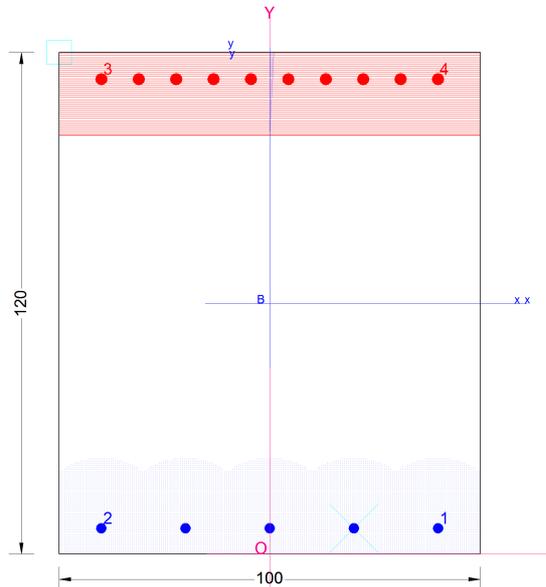
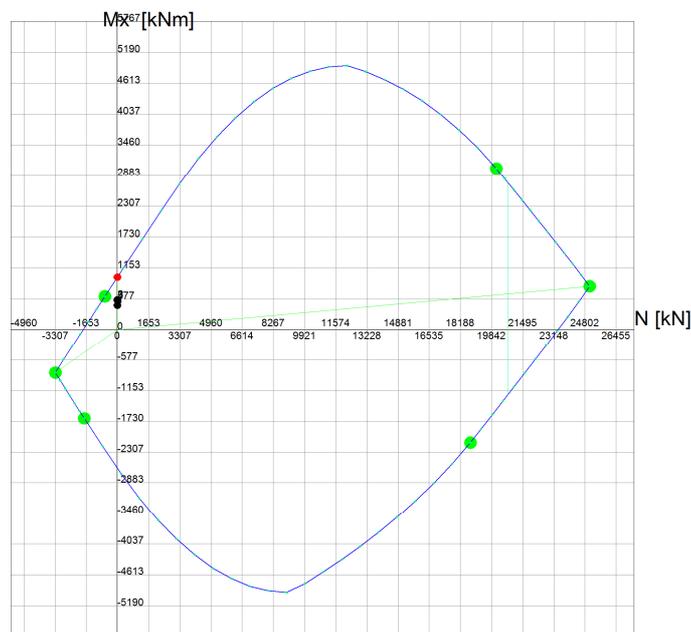


Figura 13-1: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – sezione a-a SLE– muro H= 9.20 m



Passo Momenti M_x griglia = 577 kNm

Passo Sforzo Normale N = 1653 kN

Figura 13-2: dominio di rottura – sezione a-a– muro H= 9.20 m

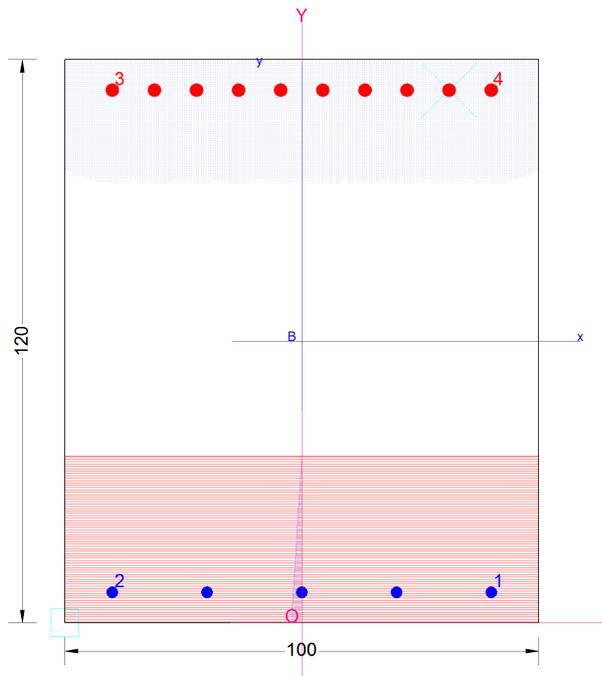
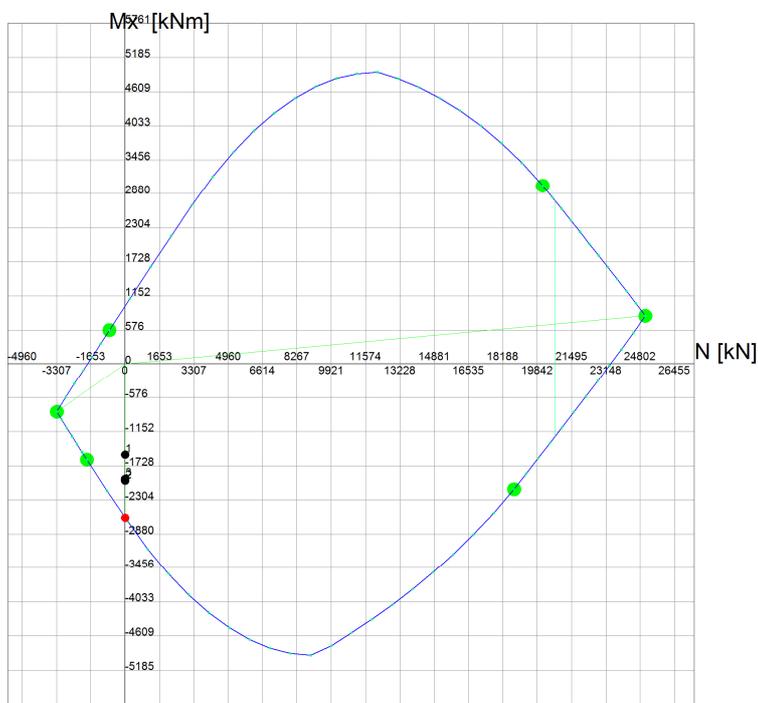


Figura 13-3: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – sezione b-b– muro H= 9.20 m



Passo Momenti M_x griglia = 576 kNm Passo Sforzo Normale N = 1653 kN

Figura 13-4: dominio di rottura – sezione b-b– muro H= 9.20 m

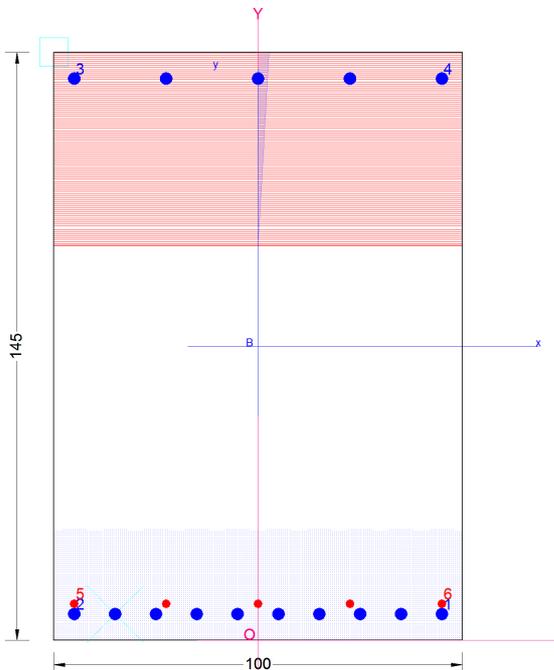
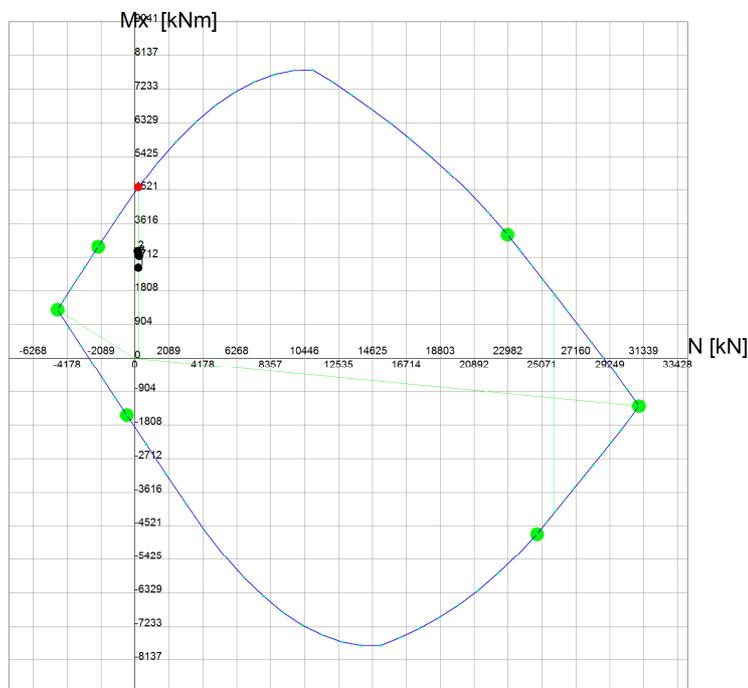


Figura 13-5: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – sezione d-d – muro H= 9.20 m



Passo Momenti Mx griglia = 904 kNm Passo Sforzo Normale N = 2089 kN
Figura 13-6: dominio di rottura – sezione d-d– muro H= 9.20 m

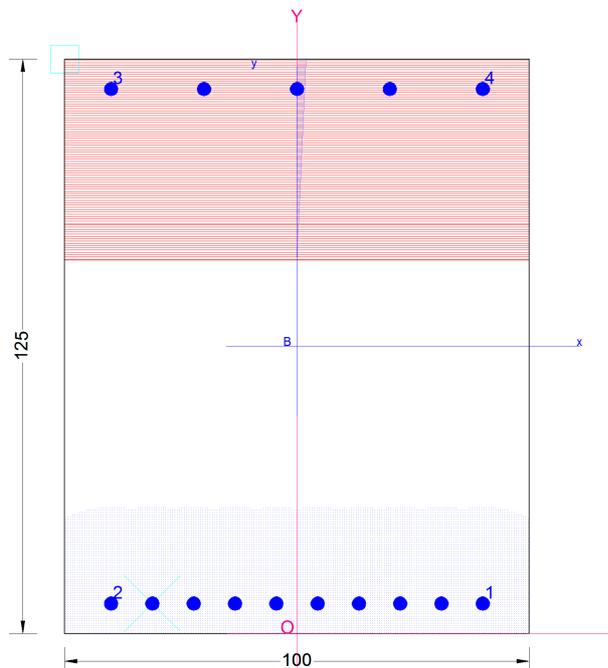
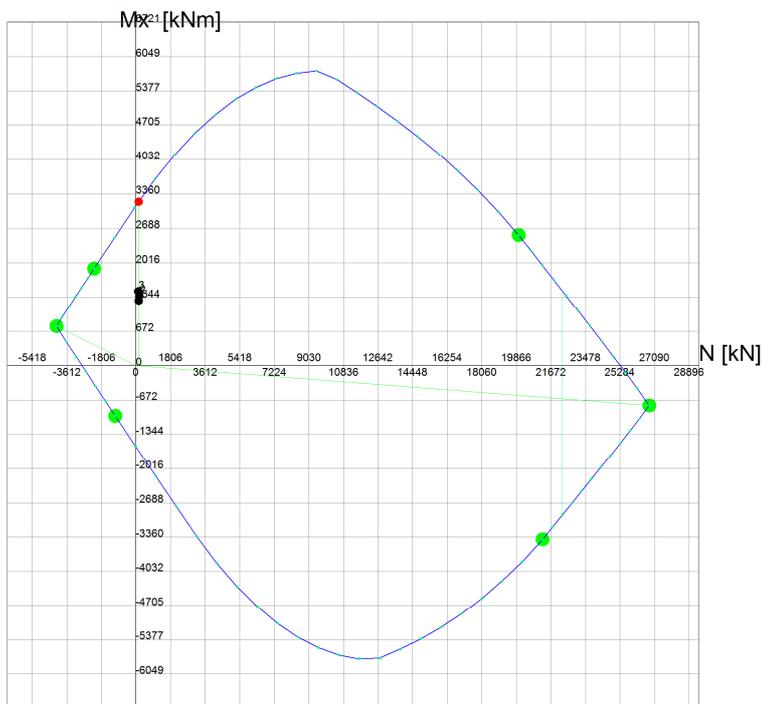


Figura 13-7: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – sezione e-e– muro H= 9.20 m



Passo Momenti M_x griglia = 672 kNm

Passo Sforzo Normale N = 1806 kN

Figura 13-8: dominio di rottura – sezione e-e– muro H= 9.20 m

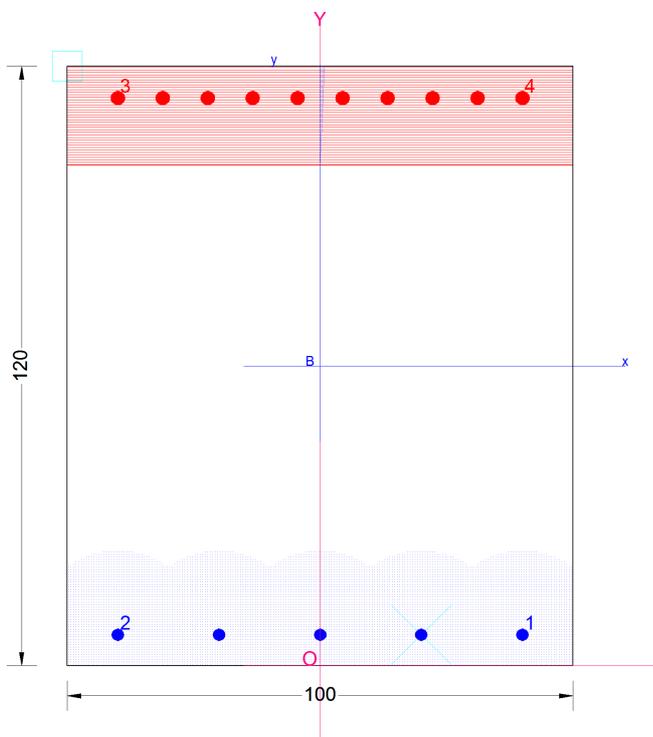


Figura 13-9: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – sezione a-a SLE– muro H= 9.80 m

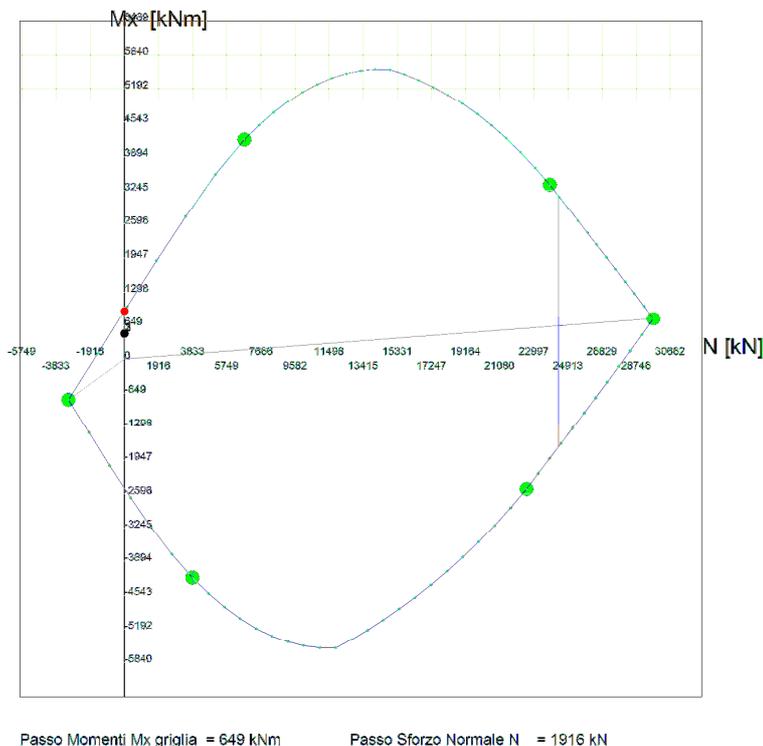


Figura 13-10: dominio di rottura – sezione a-a– muro H= 9.80 m

Coprit. testo stamp. 0.0 cm

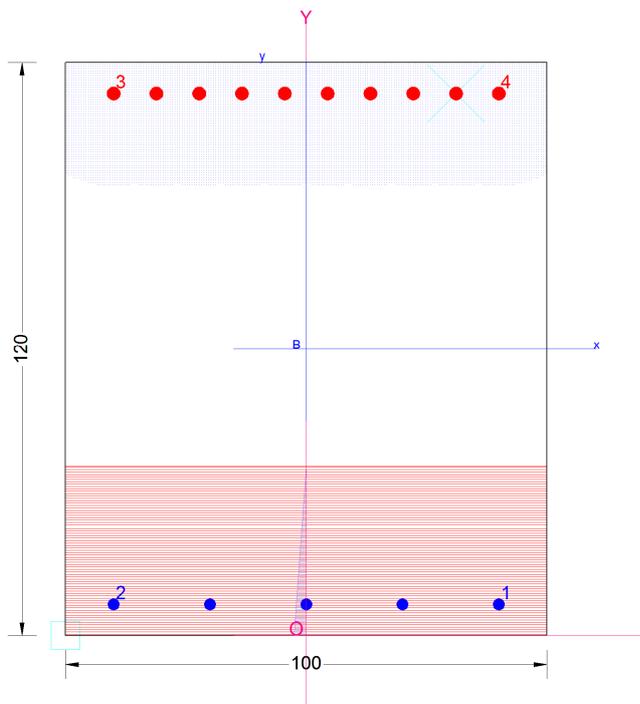


Figura 13-11: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – sezione b-b– muro H= 9.80 m

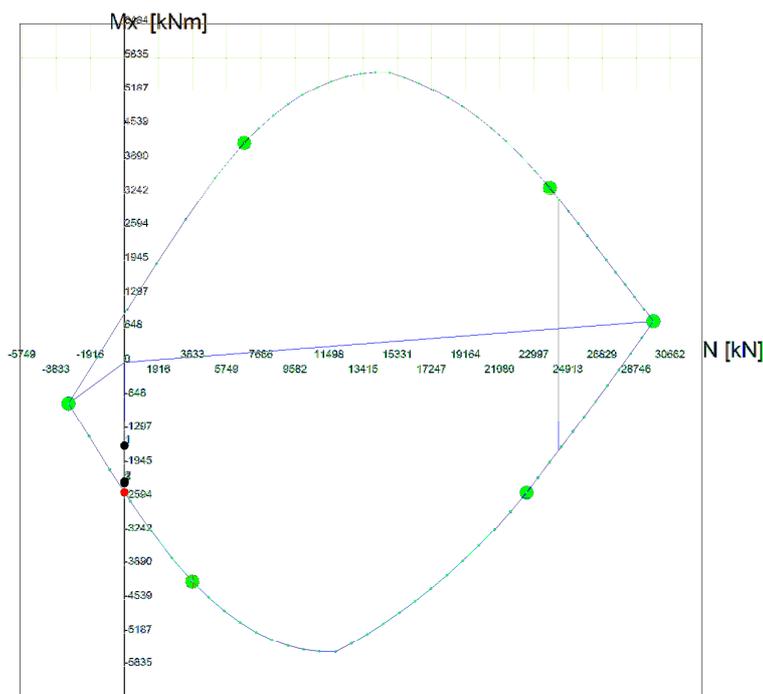


Figura 13-12: dominio di rottura – sezione b-b– muro H= 9.80 m

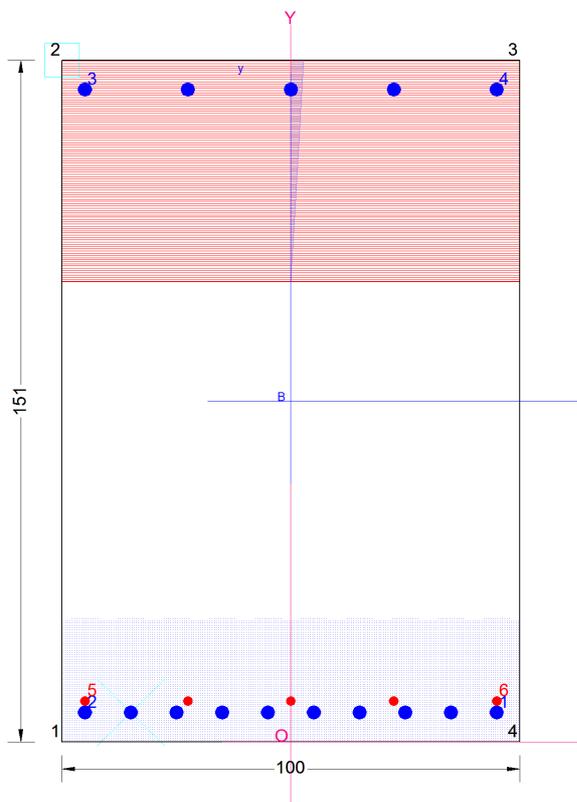
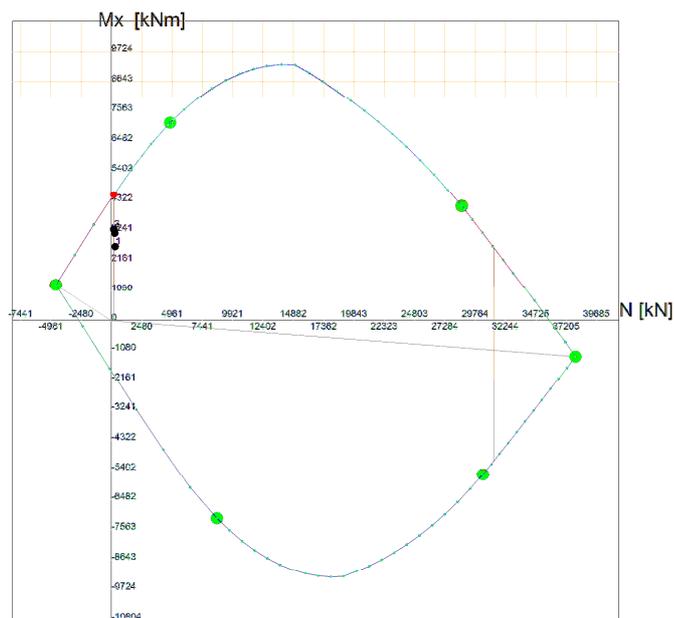


Figura 13-13: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – sezione d-d – muro H= 9.80 m



Passo Momenti Mx griglia = 1080 kNm Passo Sforzo Normale N = 2480 kN

Figura 13-14: dominio di rottura – sezione d-d– muro H= 9.80 m

13.2 Risultati verifiche a taglio

13.2.1 Muro Htot= 9.20 m

Sezione a-a e b-b

DATI	
b	1000 mm
h	1200 mm
d	1135 mm
φ	30 mm
c	50 mm
R_{ck}	40 MPa
f_{cd}	22.13 MPa
f'_{cd}	11.07 MPa
φ	14 mm
n. bracci	5
A_{st}	769.69 mm ²
α	45.00 °
s	500 mm
f_{yd}	391 MPa
V_{Ed}	1003 kN
N_{Ed}	0 kN
σ_{cp}	0 MPa
α_c	1

diametro delle bare tese
copriferro netto

ARMATURA MINIMA NTC 2008	
(A _{st} /s) _{min}	1500 mm ² /m
S _{min}	333.33 mm
ELABORAZIONI NTC 2008	
S _{min_TOT}	330 mm

VERIFICHE DI SICUREZZA			
cot(θ)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rsd} (kN)	V _{Rd} (kN)
2.5	4860.775	1630.908901	1630.909
VERIFICA SODDISFATTA			

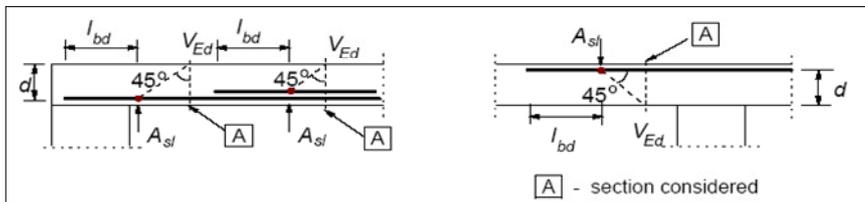
Sezione d-d

VERIFICA A TAGLIO NTC 2008

$V_{d,SLE} =$	523	kN	Sforzo di taglio di progetto (SLE)
$V_{d,SLU} =$	706	kN	Sforzo di taglio allo SLU
$N_{ED} =$	174	kN	Sforzo normale di progetto
$f_{ck,cube} =$	40	MPa	resistenza cubica caratteristica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza cilindrica caratteristica
$\gamma_c =$	1.5		fattore parziale per il calcestruzzo
$f_{cd} =$	21	MPa	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo
$f_{yk} =$	450	MPa	resistenza caratteristica di snervamento (B450C)
$\gamma_s =$	1.15		fattore parziale per l'acciaio
$b_w =$	1000	mm	base della sezione
$h =$	1450	mm	altezza della sezione
$c =$	50	mm	copriferro netto
$\varnothing \text{ bars} =$	30	mm	diametro delle barre longitudinali
$d =$	1385	mm	
$k =$	1.38		
$k_1 =$	0.15		
$A_c =$	1450000	mm ²	area trasversale del calcestruzzo
$\sigma_{cp} =$	0.120	MPa	tensione media di compressione nel calcestruzzo, considerata positiva, dovuta alla forza assiale di progetto
$A_{sl} =$	16956	mm ²	Area dell'armatura in trazione, che si estende $\geq (l_{bd}+d)$ oltre la sezione considerata
$\rho_l =$	0.01224	($\leq 0,02$)	
$C_{Rd,c} =$	0.12		
$v_{min} =$	0.321		

$V_{Rd,c,min} =$	469.47	kN	
$V_{Rd,c} =$	803.90	kN	ok $\geq V_{Rd,c,min}$

$F_S = 1.139$ ok FATTORE DI SICUREZZA



Sezione e-e

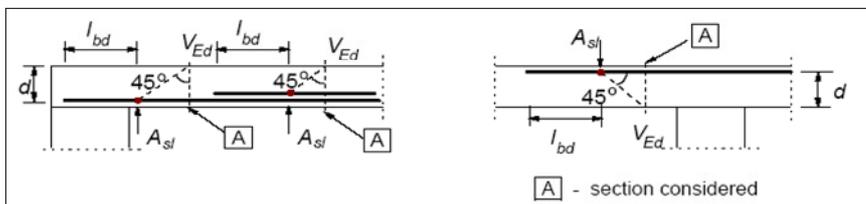
VERIFICA A TAGLIO NTC 2008

$V_{d,SLE} =$	380	kN	Storzo di taglio di progetto (SLE)
$V_{d,SLU} =$	461	kN	Storzo di taglio allo SLU
$N_{ED} =$	142	kN	Storzo normale di progetto
$f_{ck,cube} =$	40	MPa	resistenza cubica caratteristica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza cilindrica caratteristica
$\gamma_c =$	1.5		fattore parziale per il calcestruzzo
$f_{cd} =$	21	MPa	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo
$f_{yk} =$	450	MPa	resistenza caratteristica di snervamento (B450C)
$\gamma_s =$	1.15		fattore parziale per l'acciaio
$b_w =$	1000	mm	base della sezione
$h =$	1300	mm	altezza della sezione
$c =$	50	mm	copriferro netto
$\emptyset \text{ bars} =$	30	mm	diametro delle barre longitudinali
$d =$	1235	mm	
$k =$	1.40		
$k_1 =$	0.15		
$A_c =$	1300000	mm ²	area trasversale del calcestruzzo
$\sigma_{cp} =$	0.109	MPa	tensione media di compressione nel calcestruzzo, considerata positiva, dovuta alla forza assiale di progetto
$A_{sl} =$	14130	mm ²	Area dell'armatura in trazione, che si estende $\geq (l_{bd}+d)$ oltre la sezione considerata
$\rho_l =$	0.01144	($\leq 0,02$)	
$C_{Rd,c} =$	0.12		
$V_{min} =$	0.329		

$V_{Rd,c,min} = 426.33 \text{ kN}$

$V_{Rd,c} = 710.37 \text{ kN}$ $ok > V_{Rd,c,min}$

$F_S = 1.541$ ok **FATTORE DI SICUREZZA**



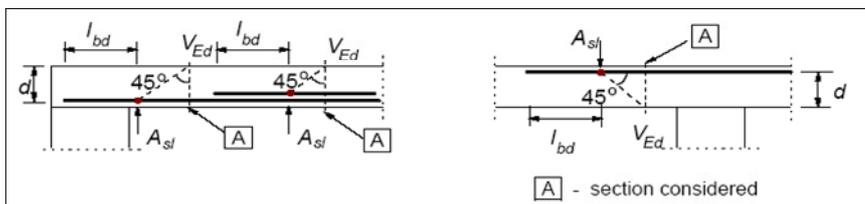
Sezione g-g

VERIFICA A TAGLIO NTC 2008

$V_{d,SLE} =$	90	kN	Storzo di taglio di progetto (SLE)
$V_{d,SLU} =$	116	kN	Storzo di taglio allo SLU
$N_{ED} =$	38	kN	Storzo normale di progetto
$f_{ck,cube} =$	40	MPa	resistenza cubica caratteristica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza cilindrica caratteristica
$\gamma_c =$	1.5		fattore parziale per il calcestruzzo
$f_{cd} =$	21	MPa	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo
$f_{yk} =$	450	MPa	resistenza caratteristica di snervamento (B450C)
$\gamma_s =$	1.15		fattore parziale per l'acciaio
$b_w =$	1000	mm	base della sezione
$h =$	850	mm	altezza della sezione
$c =$	50	mm	copriferro netto
$\varnothing \text{ bars} =$	26	mm	diametro delle barre longitudinali
$d =$	787	mm	
$k =$	1.50		
$k_1 =$	0.15		
$A_c =$	850000	mm ²	area trasversale del calcestruzzo
$\sigma_{cp} =$	0.045	MPa	tensione media di compressione nel calcestruzzo, considerata positiva, dovuta alla forza assiale di progetto
$A_{sl} =$	2653	mm ²	Area dell'armatura in trazione, che si estende $\geq (l_{bd}+d)$ oltre la sezione considerata
$\rho_l =$	0.00337	($\leq 0,02$)	
$C_{Rd,c} =$	0.12		
$V_{min} =$	0.365		

$V_{Rd,c,min} =$	292.71	kN	
$V_{Rd,c} =$	319.15	kN	ok >= $V_{Rd,c,min}$

$F_S =$	2.751	ok	FATTORE DI SICUREZZA
---------	-------	----	----------------------



13.2.2 Muro Htot= 9.80 m

Sezione a-a

VERIFICA A TAGLIO NTC 2008			
$V_d =$		kN/m	sforzo di taglio di progetto (al metro)
$L =$	1	m	lunghezza del pannello
$V_d =$	811	kN	sforzo di taglio sul singolo pannello
$N_d =$	0	kN	forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
$f_{ck,cube} =$	40	MPa	resistenza cubica caratteristica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza cilindrica caratteristica
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a compressione e degli effetti sfavorevoli risultanti dal modo in cui il carico è applicato
$\gamma_c =$	1.5		coefficiente di sicurezza parziale per calcestruzzo
$f_{cd} =$	18.13	MPa	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo
$f_{yk} =$	450	MPa	resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio (B450C)
$\gamma_s =$	1.15		
$f_{ywd} =$	391	MPa	tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
$b_w =$	1.00	m	larghezza della sezione
$h =$	1.20	m	altezza della sezione
$c =$	0.05	m	copriferro netto
$d =$	1.1210	m	
$\varnothing \text{ bars} =$	30	mm	diametro dell'armatura longitudinale
$z =$	1.01	m	livello inferiore armatura ($z = 0.9 \times d$)

[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement

$\varnothing \text{ stirrup} =$	14	mm	diametro armatura di taglio
$s =$	500	mm	
$n =$	5		numero di braccia
$A_{sw} =$	770	mm ²	area totale dell'armatura a taglio
$\alpha =$	45	°	angolo compreso tra l'armatura a taglio e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio
$\theta =$	21.8	°	angolo compreso tra il puntone compresso di calcestruzzo e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio
$\cotg \theta =$	2.50	ok	
$\tg \theta =$	0.40		
$v_1 =$	0.5		coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
$\sigma_{cp} =$	0.000	MPa	tensione media di compressione, considerata positiva, nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale di progetto
$\alpha_{cw} =$	1.000		(coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel calcestruzzo compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale)
$V_{Rd,s} =$	1519	kN	sforzo di taglio di progetto che può essere sostenuto dalle armature
$V_{Rd,max} =$	3154	kN	
$V_{Rd} =$	1519	kN	VERIFICA SODDISFATTA
			$F_s = 1.87$ (FATTORE DI SICUREZZA)

Sezione b-b

VERIFICA A TAGLIO NTC 2008			
$V_d =$		kN/m	sforzo di taglio di progetto (al metro)
$L =$	1	m	lunghezza del pannello
$V_d =$	325	kN	sforzo di taglio sul singolo pannello
$N_d =$	0	kN	forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
$f_{ck,cube} =$	40	MPa	resistenza cubica caratteristica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza cilindrica caratteristica
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a compressione e degli effetti sfavorevoli risultanti dal modo in cui il carico è applicato
$\gamma_c =$	1.5		coefficiente di sicurezza parziale per calcestruzzo
$f_{cd} =$	18.13	MPa	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo
$f_{yk} =$	450	MPa	resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio (B450C)
$\gamma_s =$	1.15		
$f_{ywd} =$	391	MPa	tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
$b_w =$	1.00	m	larghezza della sezione
$h =$	1.20	m	altezza della sezione
$c =$	0.05	m	copriferro netto
$d =$	1.1210	m	
$\varnothing \text{ bars} =$	30	mm	diametro dell'armatura longitudinale
$z =$	1.01	m	livello inferiore armatura ($z = 0.9 \times d$)
<p>[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement</p>			
$\varnothing \text{ stirrup} =$	14	mm	diametro delle staffe
$s =$	500	mm	passo delle staffe
$n =$	5		numero di braccia
$A_{sw} =$	770	mm ²	area totale dell'armatura a taglio
$\alpha =$	45	°	angolo compreso tra l'armatura a taglio e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio
$\theta =$	21.8	°	angolo compreso tra il puntone compresso di calcestruzzo e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio
$\cotg \theta =$	2.50	ok	
$\tg \theta =$	0.40		
$v_1 =$	0.5		coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
$\sigma_{cp} =$	0.000	MPa	tensione media di compressione, considerata positiva, nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale di progetto
$\alpha_{cw} =$	1.000		(coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel calcestruzzo compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale)
$V_{Rd,s} =$	1519	kN	sforzo di taglio di progetto che può essere sostenuto dalle armature
$V_{Rd,max} =$	3154	kN	
$V_{Rd} =$	1519	kN	VERIFICA SODDISFATTA
		$F_s =$	4.67 (FATTORE DI SICUREZZA)

Sezione d-d

VERIFICA A TAGLIO NTC 2008			
$V_d =$		kN/m	sforzo di taglio di progetto (al metro)
$L =$	1	m	lunghezza del pannello
$V_d =$	779	kN	sforzo di taglio sul singolo pannello
$N_d =$	192	kN	forza assiale nella sezione dovuta ai carichi
$f_{ck,cube} =$	40	MPa	resistenza cubica caratteristica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza cilindrica caratteristica
$\alpha_{cc} =$	0.85		coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a compressione e degli effetti sfavorevoli risultanti dal modo in cui il carico è applicato
$\gamma_c =$	1.5		coefficienti di sicurezza parziale per calcestruzzo
$f_{cd} =$	18.13	MPa	resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo
$f_{yk} =$	450	MPa	resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio (B450C)
$\gamma_s =$	1.15		
$f_{ywd} =$	391	MPa	tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
$b_w =$	1.00	m	larghezza della sezione
$h =$	1.51	m	altezza della sezione
$c =$	0.05	m	copriferro netto
$d =$	1.4310	m	
$\emptyset \text{ bars} =$	30	mm	diametro dell'armatura longitudinale
$z =$	1.29	m	livello inferiore armatura ($z = 0.9 \times d$)

[A] - compression chord, [B] - struts, [C] - tensile chord, [D] - shear reinforcement

$\emptyset \text{ stirrup} =$	14	mm	diametro delle staffe
$s =$	400	mm	passo delle staffe
$n =$	2.5		numero di braccia
$A_{sw} =$	385	mm ²	area totale dell'armatura a taglio
$\alpha =$	45	°	angolo compreso tra l'armatura a taglio e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio
$\theta =$	21.8	°	angolo compreso tra il puntone compresso di calcestruzzo e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio
$\cotg \theta =$	2.50	ok	
$\tg \theta =$	0.40		
$v_1 =$	0.5		coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio
$\sigma_{cp} =$	0.127	MPa	tensione media di compressione, considerata positiva, nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale di progetto
$\alpha_{cw} =$	1.007		(coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel calcestruzzo compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale)
$V_{Rd,s} =$	1212	kN	sforzo di taglio di progetto che può essere sostenuto dalle armature
$V_{Rd,max} =$	4055	kN	
$V_{Rd} =$	1212	kN	VERIFICA SODDISFATTA
	$F_s =$	1.56	FATTORE DI SICUREZZA

13.3 Risultati a pressoflessione - palo di fondazione

13.3.1 Muro Htot= 9.20 m

Seguono i risultati delle verifiche a pressoflessione del palo di fondazione del muro.

SLE:

M= 960 kN*m

N= 2666 kN; -230 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 750 kN

SLV

M= 1530kN*m

N= 4239 kN; -2029 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 1210 kN

PALO DI FONDAZIONE			pressoflessione SLE			pressoflessione
palo fila	diametro	armatura	w _k	σ _c	σ _a	F _s
[-]	[m]		[mm]	[MPa]	[MPa]	[-]
1	1.00	26Ø30+13Ø26 (max)	0.073	8.94	64.3	2.478
2			0.29	7.61	172.9	1.82

Note:

- la verifica al taglio riportata è stata eseguita sulla combinazione con azione tagliante massima (SLV (-)).
- Palo fila 1: palo di valle;
- Palo fila 2: palo di monte.

L'armatura verificata è quella della zona di testa del palo con incidenza massima

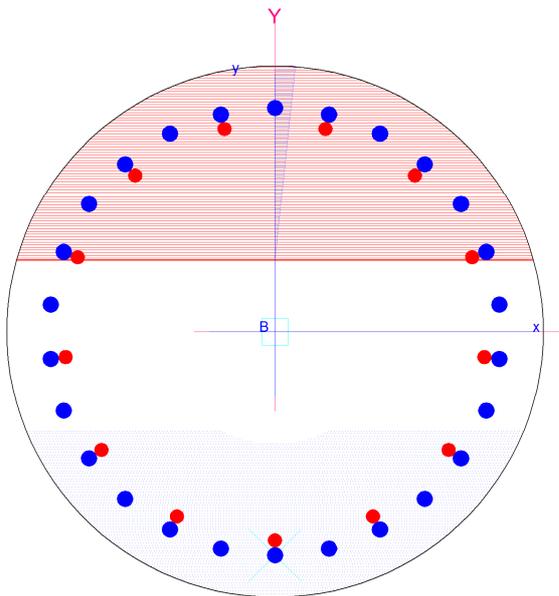
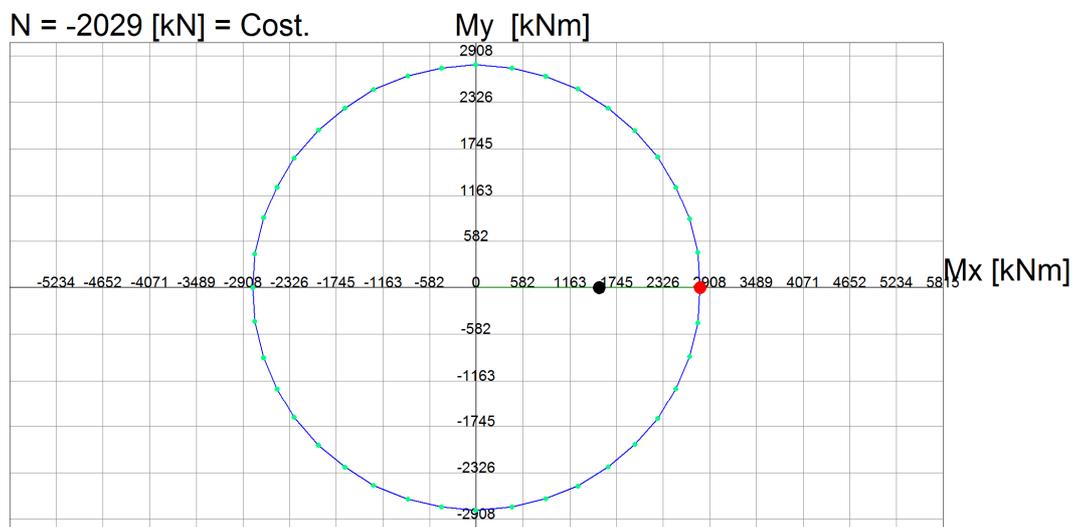


Figura 13-15: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – palo di fondazione (SLE)



Passo Momenti M_x, M_y griglia = 582 kNm

Figura 13-16: dominio di rottura – palo di fondazione

13.3.2 Muro Htot= 9.80 m

Seguono i risultati delle verifiche a pressoflessione del palo di fondazione del muro.

SLE:

M= 404 kN*m

N= 3048 kN; -431 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 449.4 kN

SLV

M= 625 kN*m

N= 4893 kN; -2521 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 1081 kN

PALO DI FONDAZIONE						
palo fila	diametro	armatura	wk	σ_c	σ_a	Fs
(-)	(m)	(-)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(-)
1	1.00	26Ø26	0.000	6.07	8.25 (compr.)	4.58
2			0.184	4.26	151.9	1.67

Note:

- la verifica al taglio riportata è stata eseguita sulla combinazione con azione tagliante massima (SLV (-)).
- Palo fila 1: palo di valle;
- Palo fila 2: palo di monte.

L'armatura verificata è quella della zona di testa del palo con incidenza massima

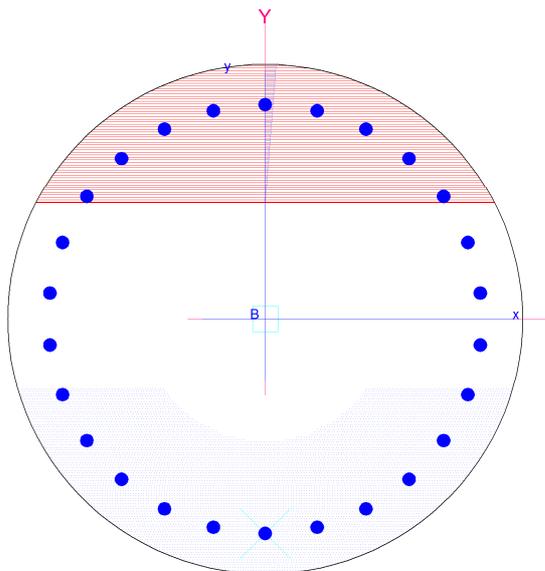
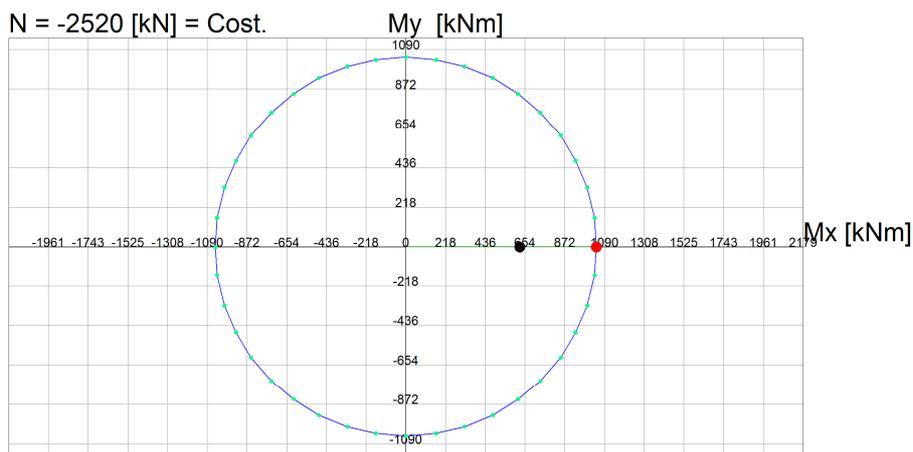


Figura 13-17: tensioni nel conglomerato e nell'acciaio – palo di fondazione



Passo Momenti M_x, M_y griglia = 218 kNm

Figura 13-18: dominio di resistenza – palo di fondazione

13.4 Risultati verifica a taglio - palo di fondazione

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche a taglio per il palo di fondazione (elemento strutturale provvisto di armatura a taglio: spirale $1\text{Ø}14/10$). La verifica è stata effettuata considerando una sezione rettangolare equivalente secondo quanto riportato dal Bollettino CEB nr. 137, allegato 5: nel caso di armatura distribuita uniformemente si può considerare una sezione rettangolare equivalente aventi le seguenti caratteristiche:

- base equivalente $b_e = 0.9 D$
- altezza utile equivalente $d_e = 0.45 D + 0.64 (d - D/2)$
- dove: "D" è il diametro e "d" è l'altezza utile

SEZIONE CIRCOLARE	
↓	
B.CEB137 all5	
↓	
SEZ RETT EQIV	
↓	
	$H_u = 0,45 \cdot D + 0,64 \cdot (d - D/2)$
$B = 0,9 \cdot D$	
PALO D=	100 CM
B=	90 CM
HU=d=	70.6 CM

13.4.1 Muro Htot= 9.20 m

DATI		ARMATURA MINIMA NTC 2008			
b	900 mm	$(A_{st}/s)_{min}$	1350 mm ² /m		
h	710 mm	S_{min}	333.33 mm		
d	630 mm	ELABORAZIONI NTC 2008			
R_{ck}	40 MPa	S_{min_TOT}	220 mm		
f_{cd}	22.13333333 MPa				
f'_{cd}	11.06666667 MPa	NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu			
φ	14 mm				
n. bracci	2	VERIFICHE DI SICUREZZA			
A_{st}	307.88 mm ²	cot(θ)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rsd} (kN)	V _{Rd} (kN)
s	150 mm	2.5	1947.352	1265.602	1265.602
f_{yd}	435 MPa	VERIFICA SODDISFATTA			
V_{Ed}	1210 kN				
N_{Ed}	0 kN	F_s= 1.05			
σ_{cp}	0 MPa				
α_c	1				

13.4.2 Muro Htot= 9.80 m

DATI		ARMATURA MINIMA NTC 2008			
b	900 mm	$(A_{st}/s)_{min}$	1350 mm ² /m		
h	710 mm	S_{min}	333.33 mm		
d	630 mm	ELABORAZIONI NTC 2008			
R_{ck}	40 MPa	S_{min_TOT}	220 mm		
f_{cd}	22.13333333 MPa				
f'_{cd}	11.06666667 MPa	NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu			
φ	14 mm				
n. bracci	2	VERIFICHE DI SICUREZZA			
A_{st}	307.88 mm ²	cot(θ)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rsd} (kN)	V _{Rd} (kN)
s	150 mm	2.5	1947.352	1265.602	1265.602
f_{yd}	435 MPa	VERIFICA SODDISFATTA			
V_{Ed}	1081 kN				
N_{Ed}	0 kN	F_s = 1.17			
σ_{cp}	0 MPa				
α_c	1				