

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



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

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA PESCARA - BARI

RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI - LESINA

Opere D'Arti Minori - Sottovia e Galleria Artificiali

SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894

SCALA:

-

Relazione di calcolo muro

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

L I 0 2 0 2 D 7 8 C L S L 0 5 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E.Abbasciano	Aprile 2019	G. Giustino <i>G. Giustino</i>	Aprile 2019	B.M. Bianchii <i>B.M. Bianchii</i>	Aprile 2019	D. Tiberti Aprile 2019 <i>D. Tiberti</i>

INDICE

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3.	MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.2	ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C	7
3.3	VERIFICA S.L.E.....	7
3.3.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	7
3.3.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	8
4.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	10
4.2	TERRENO DI FONDAZIONE	10
4.3	PENDIO	10
4.4	CARICO ACCIDENTALE DI MONTE.....	10
5.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	11
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	11
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	11
6.	METODO DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO.....	16
6.1	CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI STATICHE	16
6.2	CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI SISMICHE	18
6.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	20
6.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	21
7.	MURO TIPO $H_{MAX}=7.50M$	22
7.1	PARAMETRI DI CALCOLO	23
7.1.1	<i>Sovraccarico permanente</i>	23
7.1.2	<i>Sovraccarico accidentale</i>	23

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	3 di 76

7.1.3	<i>Forze inerziali</i>	23
7.1.4	<i>Combinazioni di carico</i>	23
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	26
7.2.1	<i>Dati di progetto</i>	26
7.2.2	<i>Analisi dei carichi</i>	27
7.2.3	<i>Verifiche</i>	28
7.3	VERIFICHE STRUTTURALI	38
7.3.1	<i>Dati di progetto</i>	38
7.3.2	<i>Verifiche strutturali - Stato Limite Ultimo</i>	39
7.3.3	<i>Verifiche strutturali – Stato Limite di fessurazione</i>	44
7.3.4	<i>Verifiche strutturali – Stato Limite di limitazione delle tensioni</i>	47
8.	MURO TIPO $H_{MAX}=3.70M$	51
8.1	DATI DI PROGETTO	52
8.2	ANALISI DEI CARICHI	53
8.2.1	<i>Sovraccarico permanente</i>	54
8.2.2	<i>Sovraccarico accidentale</i>	54
8.2.3	<i>Forze inerziali</i>	54
8.3	COMBINAZIONI DI CARICO	55
8.4	VERIFICHE	56
8.4.1	<i>Verifiche geotecniche</i>	56
8.4.2	<i>Verifiche strutturali - Stato Limite Ultimo</i>	67
8.4.3	<i>Verifiche strutturali – Stato Limite di fessurazione</i>	71
8.4.4	<i>Verifiche strutturali – Stato Limite di limitazione delle tensioni</i>	74

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	4 di 76

1. PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al Raddoppio Termoli - Lesina, Lotto 02: Termoli - Campomarino.

Nel seguito del presente paragrafo si riportano i criteri generali di Analisi ed i risultati del dimensionamento dei muri di sostegno da realizzare in prossimità delle sezioni di imbocco del Sottovia, al fine di contenere localmente il corpo del del rilevato ferroviario.

A riguardo si precisa che i calcoli sono state effettuati, con riferimento ad un modello di muro di lunghezza unitaria.

Nell'immagine seguente si riporta la sezione longitudinale dell'opera.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

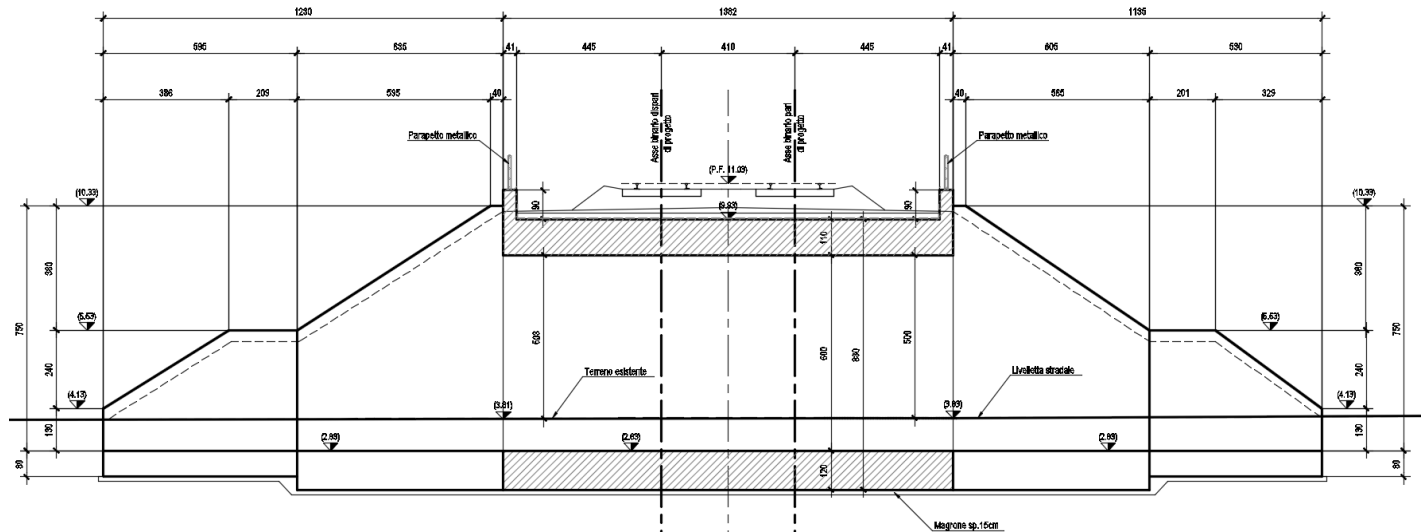


Fig. 1 - Sezione longitudinale

	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- [N.1]. L. n. 64 del 2/2/1974“Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- [N.2]. L. n. 1086 del 5/11/1971“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- [N.3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- [N.4]. Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- [N.5]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea.
- [N.6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [N.7]. RFI DTC SI MA IFS 001 B del 22-12-17 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- [N.8]. RFI DTC SI SP IFS 001 C – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- [N.9]. CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	6 di 76

3. MATERIALI

Il progetto sarà realizzato utilizzando i seguenti materiali:

3.1 Calcestruzzo

Classe di resistenza: **MAGRONE**

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	15	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	12.45	N/mm^2
Classe di esposizione		X0	

C12/15

Classe di resistenza:

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm^2
Classe di esposizione		XS1-XA1	
Classe di consistenza slump:		S4	
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		50	mm

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

3.2 Acciaio in barre ad aderenza migliorata B450 C

B450 C (controllato in stabilimento)

f_{yk} = 450 MPa tensione caratteristica di snervamento

f_{yd} = $f_{yk} / 1.15 = 391$ MPa tensione caratteristica di calcolo

E_s = 210000 MPa modulo elastico

Stato limite di esercizio SLE:

$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360$ MPa

3.3 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

3.3.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento " RFI DTC SI MA IFS 001 B del 22-12-17 ", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;

- per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;

- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0.75 f_{yk}$.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

Per il caso in esame risulta in particolare :

CALCESTRUZZO

$$\sigma_{\text{cmax QP}} = (0,40 f_{\text{ck}}) = \mathbf{13.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{cmax R}} = (0,55 f_{\text{ck}}) = \mathbf{18.26} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

$$\sigma_{\text{s max}} = (0,75 f_{\text{yk}}) = \mathbf{338} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

3.3.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
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	$\leq w_1$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame (XC4) così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 9 gennaio 1996, in accordo a quanto previsto al punto "C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.617/09.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

4.2 Terreno di fondazione

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte dalla relazione geotecnica e sono riportate sinteticamente di seguito (dedotte dalla linea alla progr. 13+900.00):

Unità ga3 – Argille limose (Depositi costieri attuali e recenti)

$\gamma = 19.5 \div 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 15 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 23 \div 28^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 40 \div 250 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 5 \div 60$	numero di colpi da prova SPT
$V_s = 190 \div 360 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 70 \div 250 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 180 \div 650 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 10^{-8} \div 10^{-6} \text{ m/s}$	permeabilità

Falda a 1.50m dal p.c.

4.3 Pendio

Per tenere in considerazione della leggera inclinazione planimetrica del muro rispetto al rilevato ferroviario e quindi della spinta del terreno esercitata sul paramento del muro si è posta una pendenza del rilevato pari a 10°

4.4 Carico accidentale di monte

Per tenere in considerazione della leggera inclinazione planimetrica del muro rispetto al rilevato ferroviario e quindi della spinta del carico accidentale esercitata sul paramento del muro si è posto, a favore di sicurezza, un carico accidentale in testa all'opera pari a 10 kN/m^2 .

	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (VN), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (CU)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $VN = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_u = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_u , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 14-01-2008, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene per il sito in esame:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:



„a "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T_c^*) per gli stati limite di normativa sono dunque:

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	13 di 76

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.071	2.498	0.313
SLD	113	0.089	2.534	0.324
SLV	1068	0.224	2.482	0.352
SLC	2193	0.293	2.461	0.358

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- 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;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T).

- Categoria del suolo **C**

Le accelerazioni massime per i vari stati limite di normativa nelle condizioni di sito reali sono:

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	14 di 76

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.224 g
F_0	2.482
T_C	0.352 s
S_S	1.366
C_C	1.482
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.366
η	1.000
T_B	0.174 s
T_C	0.522 s
T_D	2.498 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

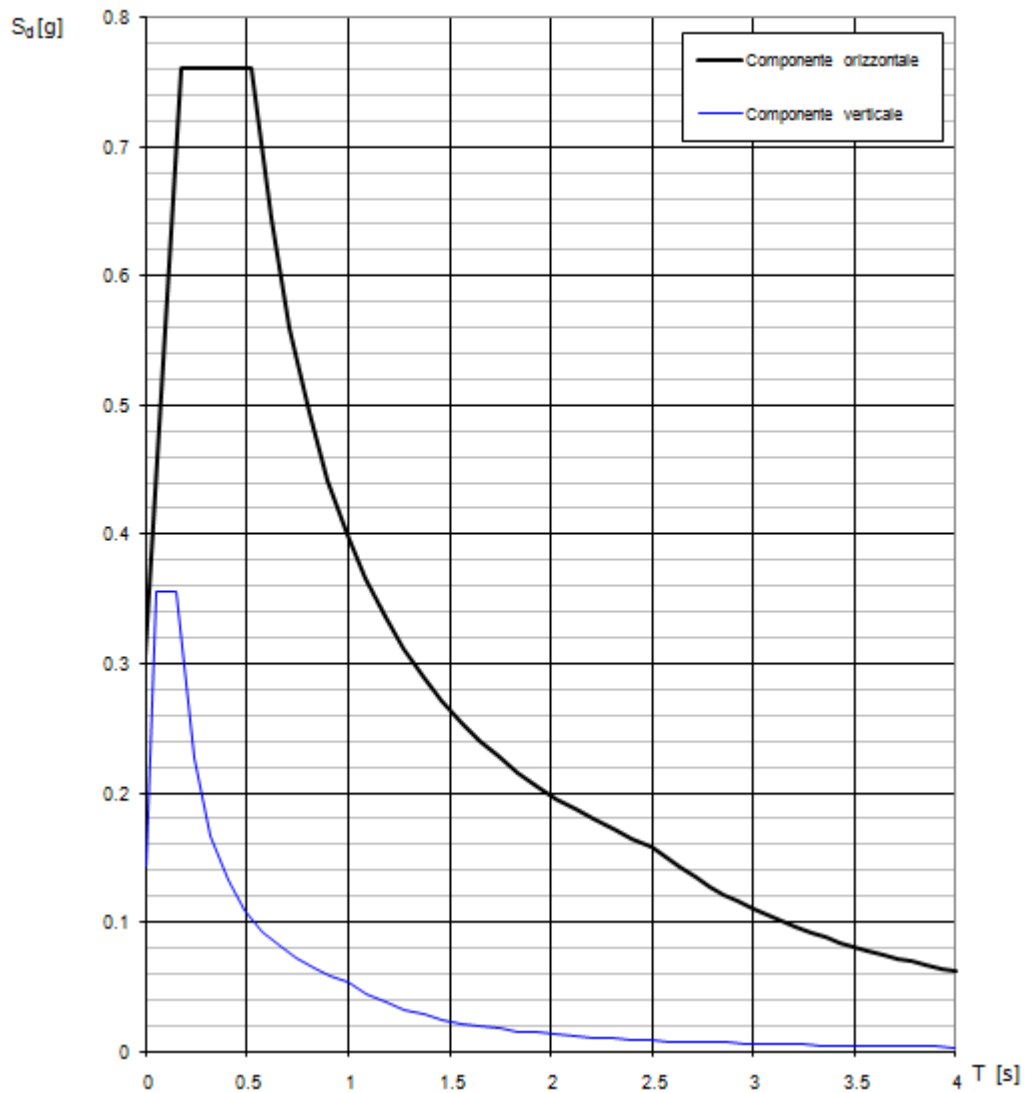
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_o(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.307
$T_B \leftarrow$	0.174	0.761
$T_C \leftarrow$	0.522	0.761
	0.616	0.645
	0.710	0.559
	0.804	0.494
	0.898	0.442
	0.992	0.400
	1.086	0.365
	1.180	0.336
	1.274	0.311
	1.369	0.290
	1.463	0.271
	1.557	0.255
	1.651	0.240
	1.745	0.227
	1.839	0.216
	1.933	0.205
	2.027	0.196
	2.121	0.187
	2.216	0.179
	2.310	0.172
	2.404	0.165
$T_D \leftarrow$	2.498	0.159
	2.569	0.150
	2.641	0.142
	2.712	0.135
	2.784	0.128
	2.855	0.122
	2.927	0.116
	2.999	0.110
	3.070	0.105
	3.142	0.100
	3.213	0.096
	3.285	0.092
	3.356	0.088
	3.428	0.084
	3.499	0.081
	3.571	0.078
	3.642	0.075
	3.714	0.072
	3.785	0.069
	3.857	0.067
	3.928	0.064
	4.000	0.062

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



Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

6. METODO DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO

L'analisi strutturale del muro di sostegno è stata condotta attraverso modelli di calcolo a mensola con incastro nella platea di fondazione (analisi del paramento) e con incastro nel paramento (analisi della fondazione lato valle e lato monte). Vista la geometria dell'opera a prevalente sviluppo longitudinale e le condizioni al contorno, le analisi e verifiche sono state effettuate prendendo in considerazione una porzione di muro corrispondente ad una larghezza unitaria. Per le verifiche strutturali si è considerato, a favore di sicurezza, l'altezza massima del paramento per il concio in esame mentre per le verifiche geotecniche si considera un valore dell'altezza del paramento a 2/3 della lunghezza del concio nel caso del solo concio in aderenza al sottopasso.

Si riporta di seguito una breve sintesi della procedura proposta per il calcolo delle spinte orizzontali agenti sulla parete dell'opera di sostegno e delle azioni verticali agenti sulla suola di fondazione.

6.1 Condizioni di spinta sul muro in condizioni statiche

Considerato un terrapieno con peso per unità di volume γ , sovraccarico uniforme su terrapieno q , condizioni drenate ed assenza di falda, si assume in genere la distribuzione di pressioni riportata nella Fig. 11. Alla generica quota z dal piano campagna risulta:

$$\sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

$$\sigma_p = \gamma k_p z + q k_p - 2c' \sqrt{k_p}$$

Il problema si riconduce quindi al calcolo dei coefficienti di spinta attiva k_a o passiva k_p .

Con riferimento allo schema in figura, in condizioni statiche il coefficiente di spinta attiva e quello di spinta passiva sono valutati attraverso le espressioni di Muller-Breslau (1924):

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	17 di 76

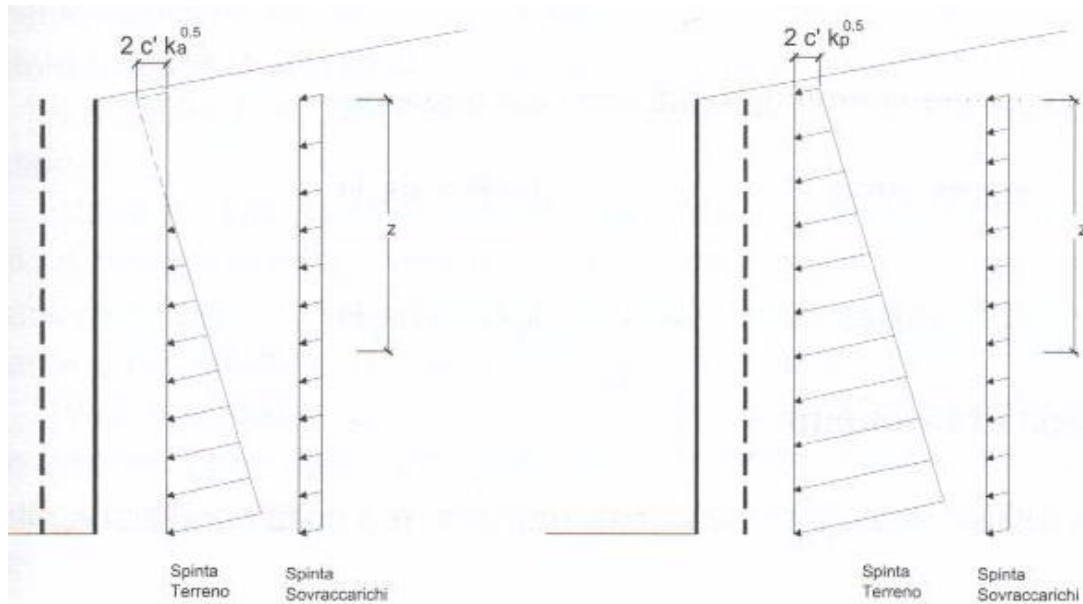


Fig. 2 – Spinte orizzontali in condizioni statiche

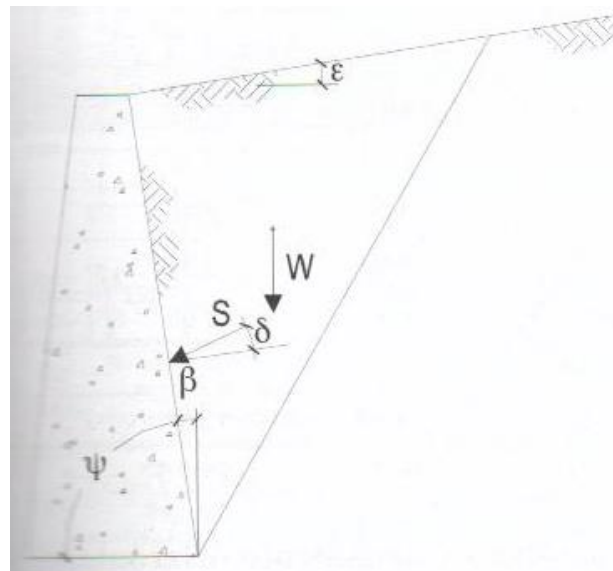


Fig. 3 – Parametri geometrici per la valutazione dei coefficienti di spinta

Il coefficiente di spinta passiva ove necessario può essere valutato con l'espressione di Caquot-Kerisel (1948) attraverso la quale si tiene in conto l'effetto sulla spinta della creazione in rottura passiva di superfici di scorrimento non piane. Non considerare tale effetto significherebbe sovrastimare considerevolmente la pressione passiva.

La distribuzione delle pressioni è da prassi considerata triangolare, mentre quella dei sovraccarichi è considerata costante con la profondità (rettangolare), per cui il punto di applicazione della spinta delle terre è posto a 1/3 dell'altezza del muro, mentre quella dei sovraccarichi è da considerarsi a metà dell'altezza del muro.

6.2 Condizioni di spinta sul muro in condizioni sismiche

L'analisi delle spinte sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è eseguita attraverso metodi pseudo-statici. Nell'ipotesi di muro libero di muoversi in testa il metodo più appropriato è quello di Mononobe-Okabe il quale rappresenta un'estensione del criterio di Coulomb in cui il cuneo di rottura si muove come un corpo rigido soggetto ad accelerazioni verticali ed orizzontali. Tali accelerazioni sono espresse in funzione di opportuni coefficienti di intensità sismica k_v e k_h , menzionati anche dalle norme vigenti. Nel metodo considerato le condizioni di equilibrio limite sono espresse ancora da coefficienti di spinta attiva e passiva definiti a partire dalla geometria del sistema e dalle condizioni sismiche di calcolo.

Considerando un terreno in assenza di falda, si definisce:

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

ed i coefficienti di spinta sono definiti da:

per $\varepsilon \leq \phi' - \theta$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

per $\varepsilon \geq \phi' - \theta$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta)}$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \Theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon - \Theta)}{\text{sen}(\psi + \Theta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	19 di 76

La spinta del terreno in condizioni sismiche vale perciò:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_p H^2$$

con inclinazione del piano di rottura valutabile attraverso l'espressione:

$$\alpha = \phi - \theta + \arctan \left[\sqrt{\frac{P \cdot (P + Q) \cdot (1 + Q \cdot R) - P}{1 + R \cdot (P + Q)}} \right]$$

essendo:

$$P = \tan(\phi - \theta - \varepsilon)$$

$$Q = \cotan(\phi - \theta - \beta)$$

$$R = \tan(\theta + \beta + \delta)$$

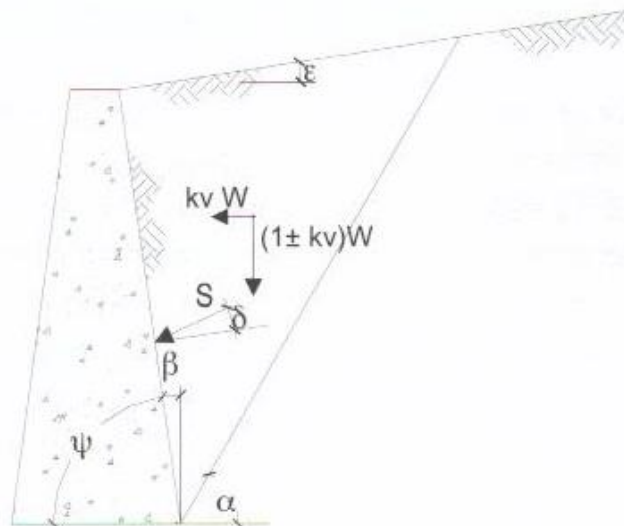


Fig. 4 – Azioni sismiche pseudo-statiche

Nel caso di terreno con presenza di falda e permeabilità inferiore a $5 \times 10^{-4} \text{m/sec}$ si trascurano gli effetti idrodinamici dell'acqua maggiorando l'angolo θ secondo l'espressione:

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	20 di 76

$$\theta = \arctan \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \right)$$

e la spinta agente sulla parete si definisce solo a mezzo di effetti statici:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma' (1 + k_v) k_a H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

Nel caso di valori maggiori di permeabilità va considerato anche l'effetto dinamico valutabile con l'espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{2} k_h \gamma_w H^2$$

azione applicata ad un'altezza pari ad 0.4H dalla base del muro.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. (§ 7.11.6.2.1 DM2008)

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

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

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	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

6.3 Verifiche geotecniche

	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

Sono state condotte, in accordo con la normativa vigente, le seguenti verifiche globali di carattere geotecnico:

- verifica al ribaltamento, eseguita con riferimento allo spigolo anteriore della platea di fondazione, confrontando il momento stabilizzante M_s dovuto alle forze verticali con il momento ribaltante M_r provocato dalle forze orizzontali
- verifica allo scorrimento, eseguita controllando che la somma delle forze orizzontali sia sufficientemente minore della forza di attrito che si può esplicare per effetto dei carichi verticali N al contatto tra platea di fondazione e terreno. Il coefficiente di attrito f è assunto pari a:
 $f = tg(\delta) = tg(\phi)$ e si trascura il contributo stabilizzante dovuto alla spinta passiva del terreno anteriore.
- verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno utilizzando l'espressione della portanza unitaria limite secondo la teoria di Meyerhoff.

6.4 Verifiche strutturali

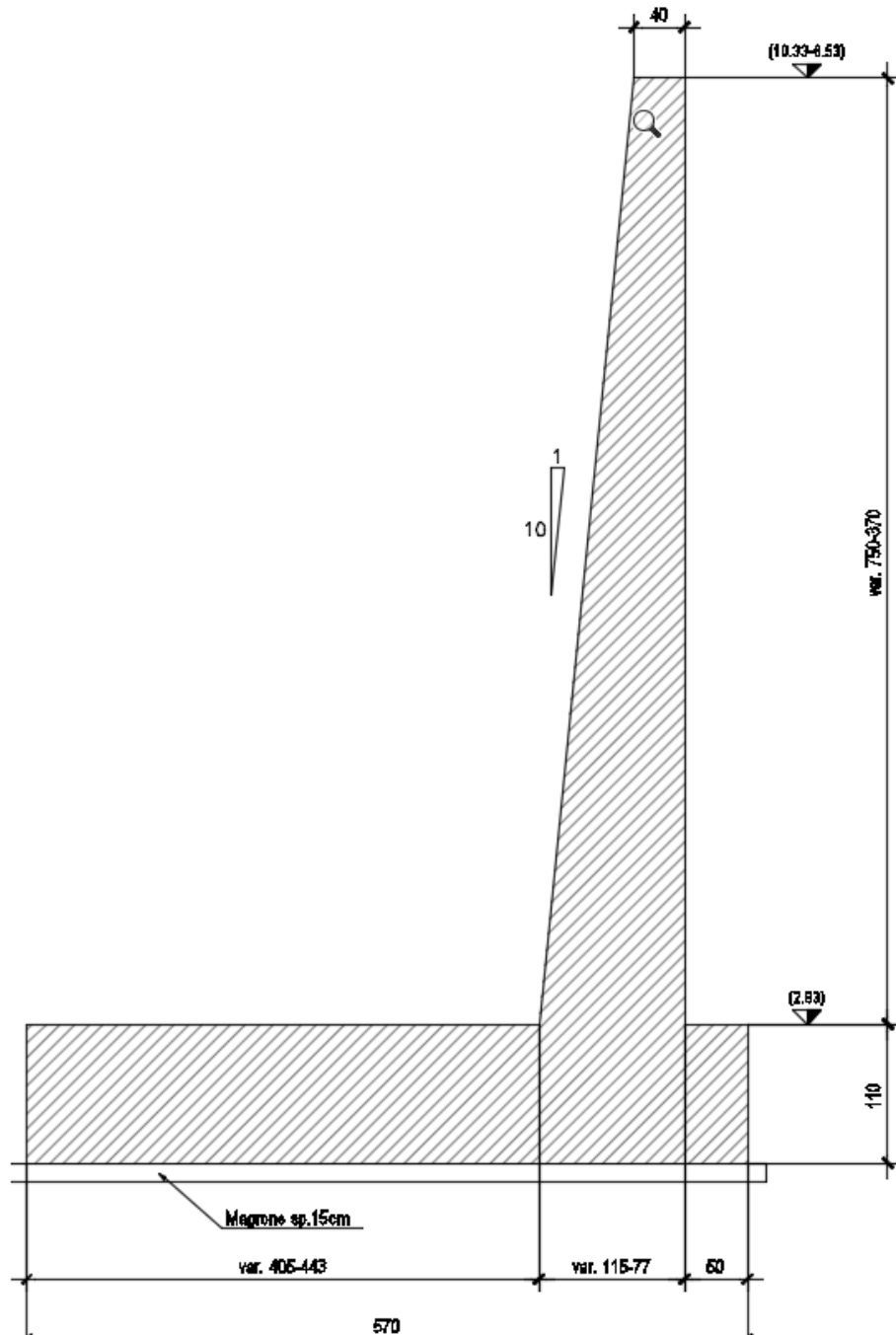
Sono state condotte, infine, le verifiche locali degli elementi che costituiscono l'opera di sostegno, valutando in corrispondenza delle sezioni caratteristiche le sollecitazioni esterne e i corrispondenti stati tensionali. Le sezioni di riferimento sono indicate nei report di calcolo. Le azioni sul paramento sono valutate considerando quest'ultimo incastrato nella soletta di fondazione. Le azioni sulla soletta di fondo (monte e valle) sono valutate col metodo del trapezio delle tensioni considerando questa incastrata al paramento.

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	22 di 76

7. MURO TIPO $H_{MAX}=7.50M$

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del muro di progetto.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

Fig. 5 – Sezione di riferimento muro tipo $H_{max}=7.50m$

L'altezza di calcolo è assunta, a favore di sicurezza, pari all'altezza massima del muro per le verifiche strutturali ed all'altezza del paramento nella posizione posta a 2/3 della lunghezza del concio per le verifiche geotecniche pari a **6.70m**.

7.1 Parametri di calcolo

7.1.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro composto da terreno di riempimento per il quale si assumono i seguenti parametri geotecnici caratteristici in condizioni drenate, relativi a nuovi rilevati ferroviari:

- $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume;
- $\varphi_k = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c_k = 0$ coesione;
- $\delta_k = 23.3^\circ$ angolo di attrito tra paramento verticale muro e terreno.

7.1.2 Sovraccarico accidentale

A favore di sicurezza si considera un sovraccarico accidentale pari a **10,00 kN/m²** per tener conto della presenza dei mezzi d'opera e dell'accatastamento dei materiali in fase di scavo.

7.1.3 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti al capitolo 6.

7.1.4 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel Capitolo 2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	24 di 76

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

scorrimento sul piano di posa;

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" con la combinazione (A1+M1+R3) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.5.I per le azioni, i parametri geotecnici e per i coefficienti di combinazione delle azioni:

comb. 2 → (A1+M1+R3)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$



LINEA PESCARA-BARI
RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA
PROGETTO DEFINITIVO
SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

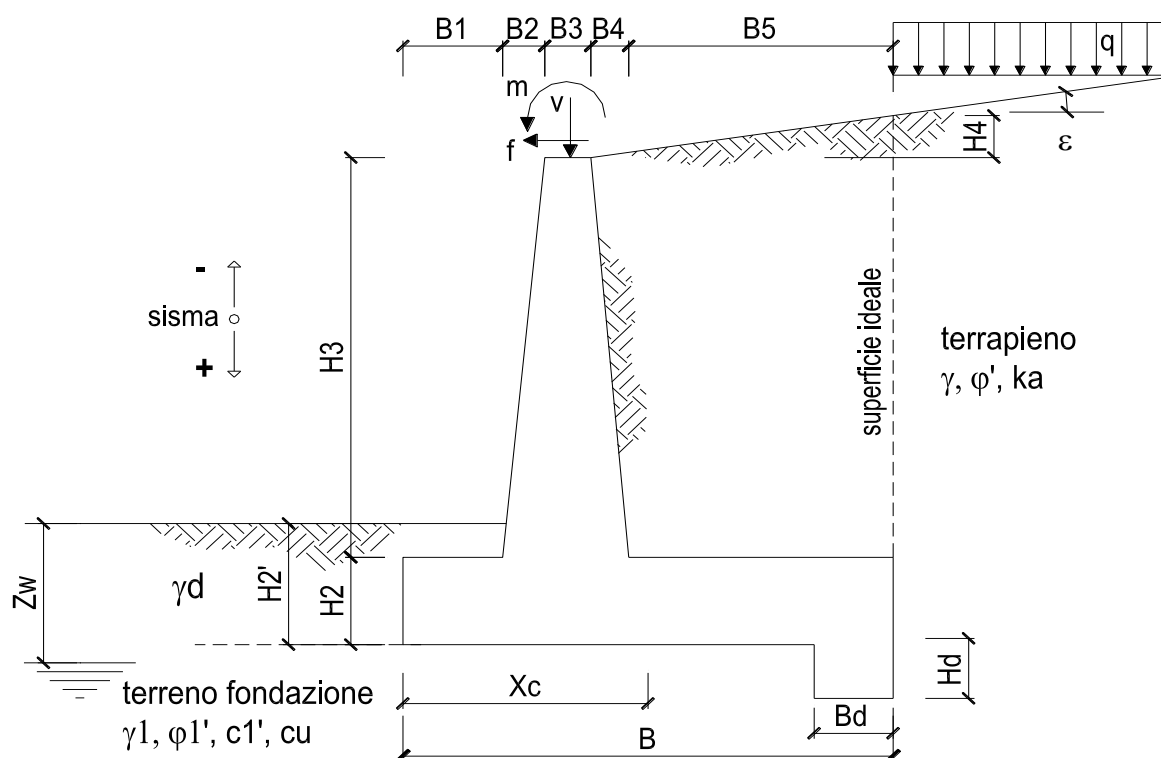
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	25 di 76

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	26 di 76

7.2 Verifiche Geotecniche

7.2.1 Dati di progetto



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.67	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.10	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.13	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.85	(m)

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

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	27 di 76

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35.00		35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00		20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23.33		23.33	19.50
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	28.00		28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	20.00		20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20.00		20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	13.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	300000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.224	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.366	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.09485504	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0474	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.275	0.275	0.351		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.346	0.346	0.437		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.354	0.354	0.447		
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770	2.770	2.286		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.614	2.614	2.144		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.598	2.598	2.129		

7.2.2 Analisi dei carichi

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	10.00	15.00	15.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.50	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	28 di 76

7.2.3 Verifiche

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.99	7.54	1.93
Sismico	1.63	3.71	1.43

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	67.00	67.00	60.30
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	56.11	56.11	50.50
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	156.75	156.75	141.08
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	279.86	279.86	251.88

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	553.42	553.42	498.08
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	40.63	40.63	36.56
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	44.89	44.89	40.40
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	638.94	638.94	575.04

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	48	72	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0		

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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	46.90	46.90	42.21
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	63.03	63.03	56.73
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	446.74	446.74	402.06
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	556.67	556.67	501.00

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	2011.68	2011.68	1810.51
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	166.57	166.57	149.91
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	60.45	60.45	54.41
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	2238.70	2238.70	2014.83

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	158.4	237.6	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0		

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	29 di 76

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	26.55
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	13.27

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	60.61
Ptsv =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	30.30

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

MPs1 h=	$kh \cdot P_m1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot P_m2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	28.28
MPs3 h=	$kh \cdot P_m3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	17.74
MPs4 h=	$kh \cdot P_m4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	8.18
MPs5 h=	$-kh \cdot P_m5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	54.20

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

MPs1 v=	$kv \cdot P_m1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot P_m2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	2.22
MPs3 v=	$kv \cdot P_m3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	2.99
MPs4 v=	$kv \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	21.19
MPs5 v=	$kv \cdot P_m5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	26.40

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

MPts1 h=	$kh \cdot P_t1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	233.60
MPts2 h=	$kh \cdot P_t2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	48.87
MPts3 h=	$kh \cdot P_t3 \cdot (H2 + H3^2/3)$	(kNm/m)	23.70
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	306.18

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

MPts1 v=	$kv \cdot P_t1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	95.41
MPts2 v=	$kv \cdot P_t2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	8.33
MPts3 v=	$kv \cdot P_t3 \cdot ((H2 + H3^2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	4.06
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	107.79

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	30 di 76

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St	= $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 205.45	267.08	288.61
Sq perm	= $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc	= $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 23.76	35.64	45.52
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth	= $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 188.65	245.25	272.05
Sqh perm	= $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc	= $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 21.82	32.73	42.91
- Componente verticale condizione statica				
Stv	= $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 81.36	105.77	96.35
Sqv perm	= $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc	= $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 9.41	14.12	15.19
- Spinta passiva sul dente				
Sp	= $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d \right]$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1	= $Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 543.72	706.83	784.09
MSt2	= $Stv \cdot B$	(kNm/m) 463.77	602.90	549.17
MSq1 perm	= $Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc	= $Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 94.33	141.49	185.49
MSq2 perm	= $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc	= $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 53.64	80.46	86.61
MSp	= $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	31 di 76

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)					
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$		1038.69	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)					
$T = S_{th} + S_{qh} + f$		277.97	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)					
$f = \text{tg}\phi_1'$		0.53	(-)		
Fs scorr.	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.99	>		1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)					
$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3}$		2515.83	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)					
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp}$		333.80	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	M_s / M_r	7.54	>		1

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	32 di 76

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	1038.69	1110.69	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	277.97	277.97	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	2630.41	2868.01	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	329.85	297.45	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0'N_q'iq + 0,5'\gamma_1'B'N_\gamma'i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	30.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.32	0.27	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.06	5.16	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^*c'cotg\phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.50	0.50	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^*c'cotg\phi))^{m+1}$		0.39	0.39	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

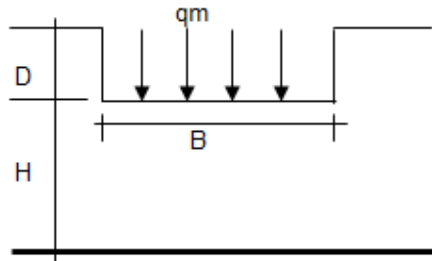
q_{lim}	(carico limite unitario)	403.16	414.52	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.97	>	1.4
		Nmax	1.93	>	

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	33 di 76

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	1004.87	(kN/m)
M	168.79	(kNm/m)
e=M/N	0.17	(m)
B*	5.36	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.50	(m)
D/B*	0.28	(m)
Hs/B*	2.42	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 193.64 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.949 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.75 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 2.46 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	(kN/m)	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma' * (H2+H3+H4+Hd)^2 * ka$	205.45	205.45	205.45	262.37
Sst1 sism = $0,5 * \gamma' * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	65.14	65.14	65.14	79.64
Ssq1 perm = $qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	0.00	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	0.00	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	188.65	188.65	188.65	247.32
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	59.82	59.82	59.82	75.07
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	0.00	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	0.00	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	81.36	81.36	81.36	87.59
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	25.80	25.80	25.80	26.59
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	0.00	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	0.00	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} * \gamma_1' * (1+kv) * Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1' * (1+kv) * kps^+ * H2) * Hd$	0.00	0.00	0.00	0.00
--	------	------	------	------

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	34 di 76

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	543.72	543.72	712.81
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	172.40	172.40	216.36
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	463.77	463.77	499.25
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	147.05	147.05	151.54
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2') * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs)*(H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 1069.54 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 335.62 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.53 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + Sp) / T \quad 1.69 \quad > \quad 1.1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 2795.37 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + Mpt_s \quad 504.57 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 5.54 \quad > \quad 1$$

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	35 di 76

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		1069.54	1069.54	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		335.62		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		2463.89	2463.89	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		584.29	584.29	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c * i_c + q_0 * N_q * i_q + 0,5 * \gamma_1 * B * N_\gamma * i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma * d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	30.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.55	0.55	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.61	4.61	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.47	0.47	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.43	0.43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi)))^{m+1}$		0.32	0.32	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	332.37	332.37	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.43	>	1.4
		Nmax	1.43	>	

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	36 di 76

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	205.45	205.45	262.37
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	46.44	46.44	55.86
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	188.65	188.65	247.32
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	42.64	42.64	52.65
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	81.36	81.36	87.59
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	18.39	18.39	18.65
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	543.72	543.72	712.81
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	122.89	122.89	151.76
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	463.77	463.77	499.25
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	104.82	104.82	106.29
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = $P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	974.97	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$	318.44	(kN/m)
---	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg \phi_1'$	0.53	(-)
------------------	------	-----

Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$	1.63	>	1.1
---	-------------	-------------	------------

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	37 di 76

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		2795.37	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)					
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		753.60	(kNm/m)		
Fr = Ms / Mr		3.71	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		974.97	974.97	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		318.44		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		2202.78	2202.78	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		575.90	575.90	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0.5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	30.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.59	0.59	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.52	4.52	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.45	0.45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0.31	0.31	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	315.56	315.56	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

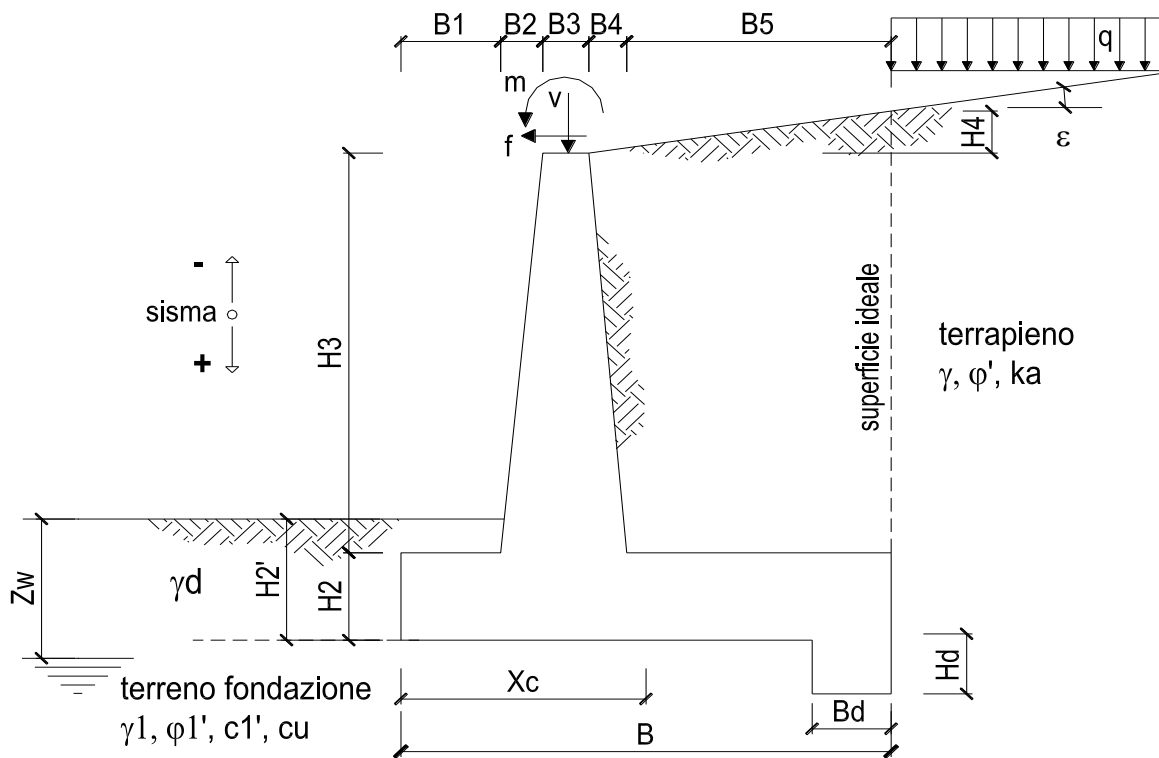
FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.46	>	1.4
		Nmax	1.46	>	

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	38 di 76

7.3 Verifiche strutturali

7.3.1 Dati di progetto



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.75	(m)

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	39 di 76

7.3.2 Verifiche strutturali - Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

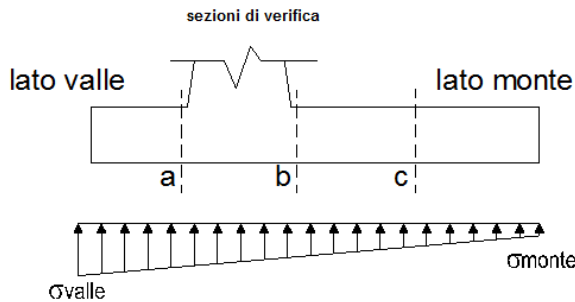
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 5.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 5.42 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	1148.11	497.23	293.25	109.60
	1220.11	464.83	299.90	128.21
sisma+	1182.08	799.21	354.98	59.79
	1182.08	799.21	354.98	59.79
sisma-	1077.77	782.14	333.52	44.64
	1077.77	782.14	333.52	44.64



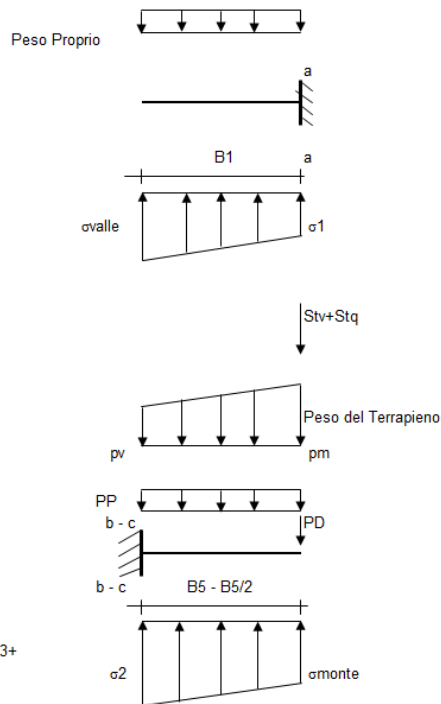
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 27.50 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	293.25	277.14	32.55	128.85
	299.90	284.84	33.42	132.43
sisma+	354.98	329.08	39.69	163.09
	354.98	329.08	39.86	163.09
sisma-	333.52	308.18	37.36	152.36
	333.52	308.18	37.20	152.36



Mensola Lato Monte

PP = 27.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	166.93	181.93	166.93	(kN/m ²)
pvb	152.64	167.64	152.64	(kN/m ²)
pvc	159.79	174.79	159.79	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B/2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	109.60	240.09	-873.71	-192.07	174.84	-411.34	-242.33
	128.21	250.20	-867.31	-194.65	189.21	-406.84	-239.32
sisma+	59.79	269.53	-1083.59	-255.53	164.66	-477.19	-305.47
	59.79	269.53	-1083.59	-255.53	164.66	-477.19	-305.47
sisma-	44.64	249.90	-1036.70	-245.15	147.27	-454.52	-292.91
	44.64	249.90	-1036.70	-245.15	147.27	-454.52	-292.91

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	40 di 76

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \quad h/3$$

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

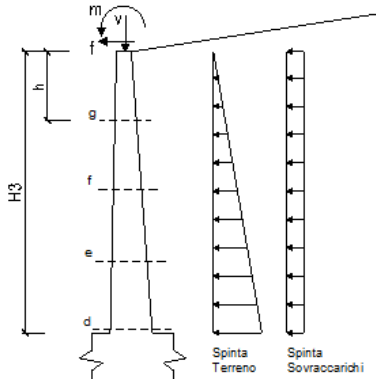
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	461.32	106.46	0.00	567.77	0.00	145.31	145.31
e-e	5.63	194.62	59.88	0.00	254.50	0.00	95.80	95.80
f-f	3.75	57.66	26.61	0.00	84.28	0.00	55.08	55.08
g-g	1.88	7.21	6.65	0.00	13.86	0.00	23.14	23.14

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	184.53	28.39	0.00	212.92
e-e	5.63	103.80	21.29	0.00	125.09
f-f	3.75	46.13	14.19	0.00	60.33
g-g	1.88	11.53	7.10	0.00	18.63

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	354.86	122.54	0.00	0.00	43.35	520.75	0.00	152.20	152.20
e-e	5.63	149.71	51.70	0.00	0.00	22.04	223.44	0.00	100.34	100.34
f-f	3.75	44.36	15.32	0.00	0.00	8.75	68.43	0.00	57.69	57.69
g-g	1.88	5.54	1.91	0.00	0.00	1.93	9.39	0.00	24.24	24.24

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	141.94	49.02	0.00	0.00	13.78	204.74
e-e	5.63	79.84	27.57	0.00	0.00	9.09	116.50
f-f	3.75	35.49	12.25	0.00	0.00	5.22	52.96
g-g	1.88	8.87	3.06	0.00	0.00	2.20	14.13

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	354.86	87.35	0.00	0.00	43.35	485.56	0.00	138.42	138.42
e-e	5.63	149.71	36.85	0.00	0.00	22.04	208.60	0.00	91.26	91.26
f-f	3.75	44.36	10.92	0.00	0.00	8.75	64.03	0.00	52.47	52.47
g-g	1.88	5.54	1.36	0.00	0.00	1.93	8.84	0.00	22.05	22.05

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	141.94	34.94	0.00	0.00	13.78	190.67
e-e	5.63	79.84	19.65	0.00	0.00	9.09	108.58
f-f	3.75	35.49	8.73	0.00	0.00	5.22	49.44
g-g	1.88	8.87	2.18	0.00	0.00	2.20	13.25



LINEA PESCARA-BARI
RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA
PROGETTO DEFINITIVO
SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894

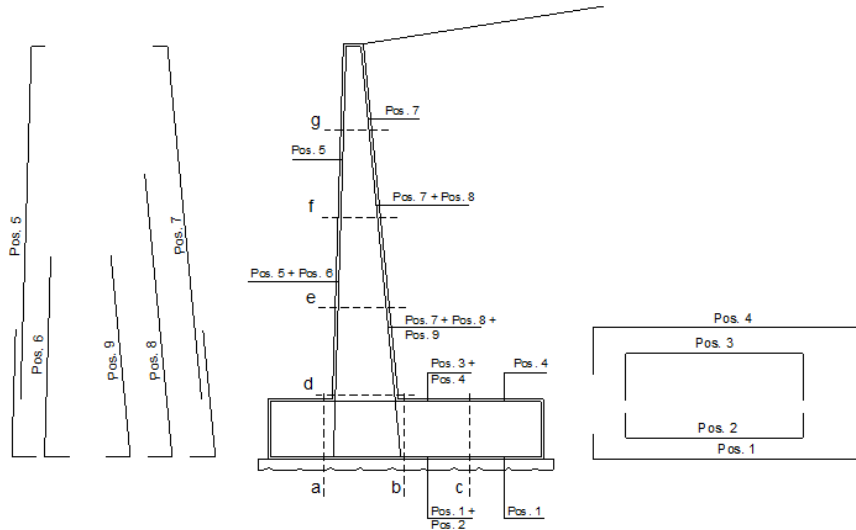
RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	41 di 76

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	42 di 76

SCHEMA DELLE ARMATURE

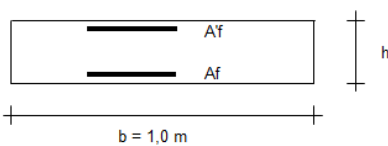


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24		5	5.0	20	
2	5.0	24	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	0.0	16	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	10.0	26		8	5.0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	39.86	0.00	1.10	45.24	53.09	1736.15
b - b	-1083.59	0.00	1.10	53.09	45.24	2030.53
c - c	-477.19	0.00	1.10	53.09	22.62	2026.37
d - d	567.77	145.31	1.15	31.42	15.71	1351.58
e - e	254.50	95.80	0.96	31.42	15.71	1087.20
f - f	84.28	55.08	0.78	31.42	15.71	834.84
g - g	13.86	23.14	0.59	15.71	15.71	314.53

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	163.09	1.10	429.72	8	40	40	21.8	284.89	Armatura a taglio non necessaria
b - b	255.53	1.10	453.27	8	40	40	21.8	284.89	Armatura a taglio non necessaria
c - c	305.47	1.10	453.27	8	40	40	21.8	284.89	Armatura a taglio non necessaria
d - d	212.92	1.15	410.41	8	40	40	21.8	298.72	Armatura a taglio non necessaria
e - e	125.09	0.96	367.05	8	40	40	21.8	246.86	Armatura a taglio non necessaria
f - f	60.33	0.78	321.93	8	40	40	21.8	195.00	Armatura a taglio non necessaria
g - g	18.63	0.59	217.93	8	40	40	21.8	143.14	Armatura a taglio non necessaria



LINEA PESCARA-BARI
RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA
PROGETTO DEFINITIVO
SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	43 di 76

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	44 di 76

7.3.3 Verifiche strutturali – Stato Limite di fessurazione

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

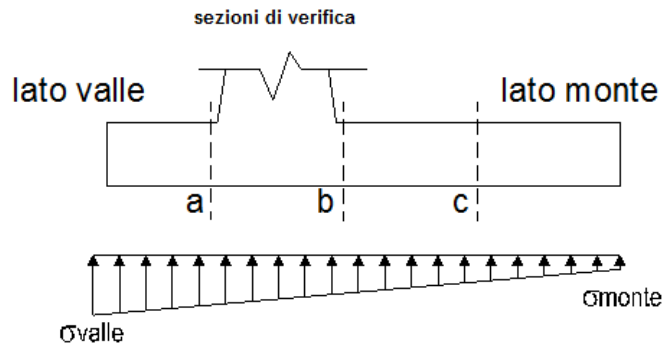
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 5.70 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 5.42 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	1108.69	284.27	247.00	142.01
	1132.69	273.47	249.22	148.22
Q.P.	1103.55	242.63	238.41	148.80
	1103.55	242.63	238.41	148.80

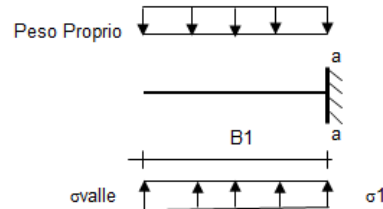


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 27.50 (kN/m)

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	247.00	237.79	27.05
	249.22	240.36	27.35
Q.P.	238.41	230.55	26.04
	238.41	230.55	26.04



Mensola Lato Monte

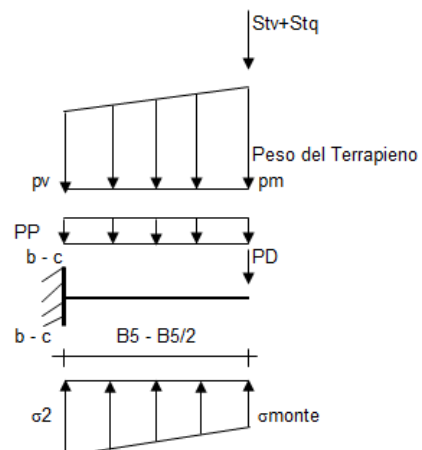
PP = 27.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	166.93	171.93	166.93	(kN/m ²)
pvb	152.64	157.64	152.64	(kN/m ²)
pvc	159.79	164.79	159.79	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	142.01	216.61	-601.03	179.31	-284.17
	148.22	219.98	-598.90	184.10	-282.66
Q.P.	148.80	212.47	-554.42	180.64	-263.57
	148.80	212.47	-554.42	180.64	-263.57



RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	45 di 76

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

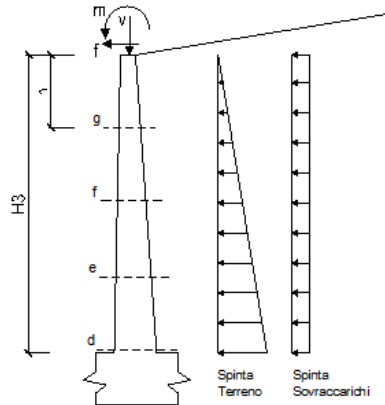
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a\text{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

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

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

$$N_{\text{ext}} = v$$



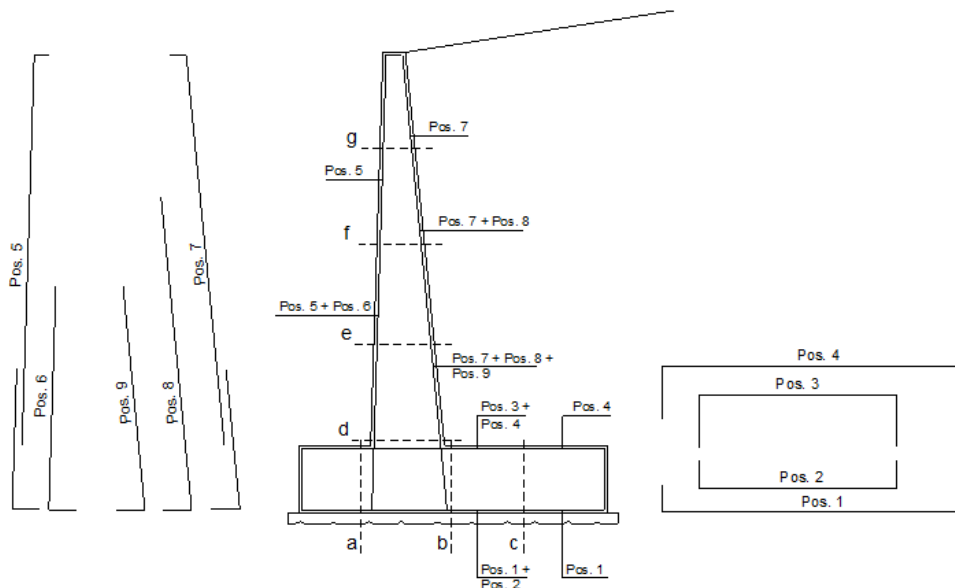
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	354.86	35.49	0.00	390.34	0.00	145.31	145.31
e-e	5.63	149.71	19.96	0.00	169.67	0.00	95.80	95.80
f-f	3.75	44.36	8.87	0.00	53.23	0.00	55.08	55.08
g-g	1.88	5.54	2.22	0.00	7.76	0.00	23.14	23.14

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	354.86	0.00	0.00	354.86	0.00	145.31	145.31
e-e	5.63	149.71	0.00	0.00	149.71	0.00	95.80	95.80
f-f	3.75	44.36	0.00	0.00	44.36	0.00	55.08	55.08
g-g	1.88	5.54	0.00	0.00	5.54	0.00	23.14	23.14

SCHEMA DELLE ARMATURE



RELAZIONI DI CALCOLO MURO

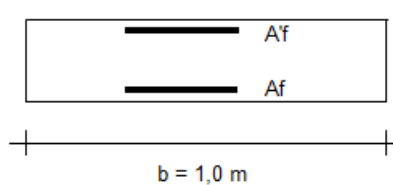
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	46 di 76

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24		5	5.0	20	
2	5.0	24	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	0.0	16	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	10.0	26		8	5.0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	27.35	0.00	1.10	45.24	53.09	0.15	6.39	0.006	0.200
b - b	-601.03	0.00	1.10	53.09	45.24	3.22	120.54	0.118	0.200
c - c	-284.17	0.00	1.10	53.09	22.62	1.67	57.51	0.056	0.200
d - d	390.34	145.31	1.15	31.42	15.71	2.76	104.19	0.117	0.200
e - e	169.67	95.80	0.96	31.42	15.71	1.64	52.62	0.059	0.200
f - f	53.23	55.08	0.78	31.42	15.71	0.76	18.86	0.021	0.200
g - g	7.76	23.14	0.59	15.71	15.71	0.22	3.98	0.005	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	26.04	0.00	1.10	45.24	53.09	0.14	6.08	0.006	0.200
b - b	-554.42	0.00	1.10	53.09	45.24	2.97	111.19	0.108	0.200
c - c	-263.57	0.00	1.10	53.09	22.62	1.55	53.34	0.052	0.200
d - d	354.86	145.31	1.15	31.42	15.71	2.51	92.89	0.104	0.200
e - e	149.71	95.80	0.96	31.42	15.71	1.45	44.90	0.050	0.200
f - f	44.36	55.08	0.78	31.42	15.71	0.64	14.52	0.016	0.200
g - g	5.54	23.14	0.59	15.71	15.71	0.15	1.56	0.002	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894</p>					
<p>RELAZIONI DI CALCOLO MURO</p>	<p>COMMESSA LI02</p>	<p>LOTTO 02 D 78</p>	<p>CODIFICA RH</p>	<p>DOCUMENTO SL0500 002</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 47 di 76</p>

7.3.4 Verifiche strutturali – Stato Limite di limitazione delle tensioni

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	48 di 76

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

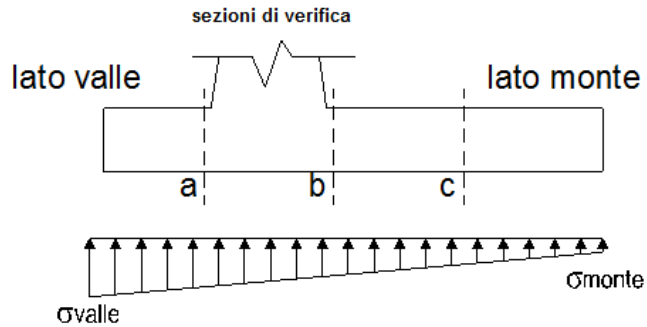
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 5.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 5.42 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	1113.84	355.21	261.01	129.81
	1161.84	333.61	265.44	142.22
sisma+	1182.08	799.21	354.98	59.79
	1182.08	799.21	354.98	59.79
sisma-	1077.77	782.14	333.52	44.64
	1077.77	782.14	333.52	44.64

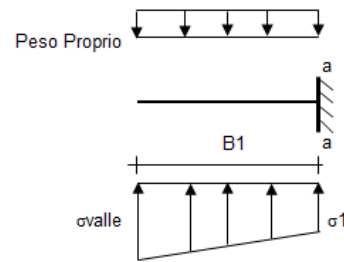


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 27.50 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
statico	261.01	249.50	28.71
	265.44	254.63	29.29
sisma+	354.98	329.08	39.69
	354.98	329.08	39.69
sisma-	333.52	308.18	37.36
	333.52	308.18	37.36



Mensola Lato Monte

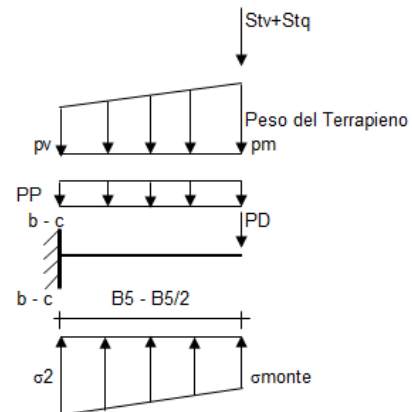
PP = 27.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	166.93	176.93	166.93	(kN/m ²)
pvb	152.64	162.64	152.64	(kN/m ²)
pvc	159.79	169.79	159.79	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	129.81	223.03	-671.01	176.42	-313.23
	142.22	229.77	-666.74	186.00	-310.22
sisma+	59.79	269.53	-1083.59	164.66	-477.19
	59.79	269.53	-1083.59	164.66	-477.19
sisma-	44.64	249.90	-1036.70	147.27	-454.52
	44.64	249.90	-1036.70	147.27	-454.52



RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	49 di 76

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3$$

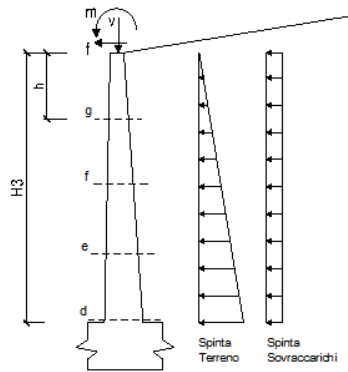
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{\text{ext}} = v$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	354.86	70.97	0.00	425.83	0.00	145.31	145.31
e-e	5.63	149.71	39.92	0.00	189.63	0.00	95.80	95.80
f-f	3.75	44.36	17.74	0.00	62.10	0.00	55.08	55.08
g-g	1.88	5.54	4.44	0.00	9.98	0.00	23.14	23.14

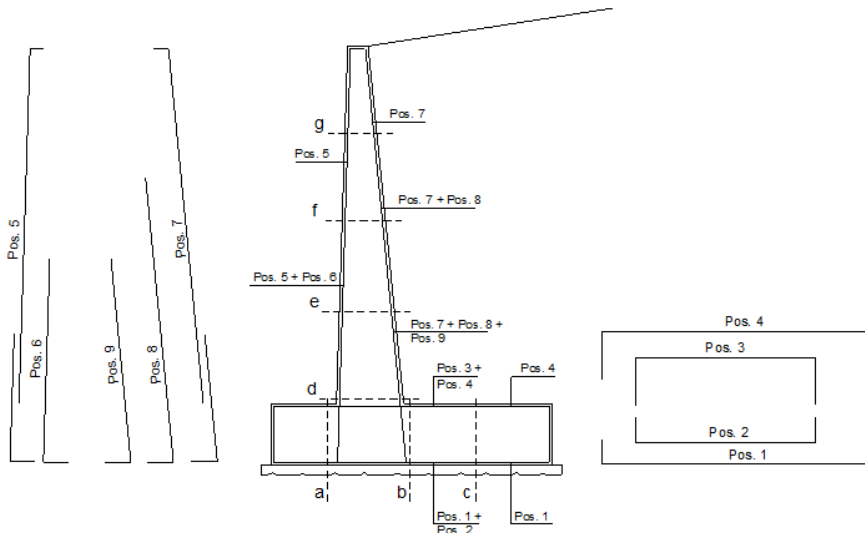
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	354.86	122.54	0.00	0.00	43.35	520.75	0.00	152.20	152.20
e-e	5.63	149.71	51.70	0.00	0.00	22.04	223.44	0.00	100.34	100.34
f-f	3.75	44.36	15.32	0.00	0.00	8.75	68.43	0.00	57.69	57.69
g-g	1.88	5.54	1.91	0.00	0.00	1.93	9.39	0.00	24.24	24.24

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.50	354.86	87.35	0.00	0.00	43.35	485.56	0.00	138.42	138.42
e-e	5.63	149.71	36.85	0.00	0.00	22.04	208.60	0.00	91.26	91.26
f-f	3.75	44.36	10.92	0.00	0.00	8.75	64.03	0.00	52.47	52.47
g-g	1.88	5.54	1.36	0.00	0.00	1.93	8.84	0.00	22.05	22.05

SCHEMA DELLE ARMATURE



RELAZIONI DI CALCOLO MURO

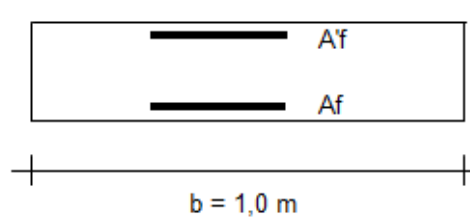
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	50 di 76

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	24		5	5.0	20	
2	5.0	24	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	0.0	16	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	10.0	26		8	5.0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	29.29	0.00	1.10	45.24	53.09	0.16	6.84
b - b	-671.01	0.00	1.10	53.09	45.24	3.59	134.57
c - c	-313.23	0.00	1.10	53.09	22.62	1.84	63.39
d - d	425.83	145.31	1.15	31.42	15.71	3.00	115.50
e - e	189.63	95.80	0.96	31.42	15.71	1.82	60.37
f - f	62.10	55.08	0.78	31.42	15.71	0.88	23.23
g - g	9.98	23.14	0.59	15.71	15.71	0.29	6.73

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	39.69	0.00	1.10	45.24	53.09	0.22	9.27
b - b	-1083.59	0.00	1.10	53.09	45.24	5.80	217.31
c - c	-477.19	0.00	1.10	53.09	22.62	2.81	96.57
d - d	520.75	138.42	1.15	31.42	15.71	3.64	146.75
e - e	223.44	91.26	0.96	31.42	15.71	2.13	74.14
f - f	68.43	52.47	0.78	31.42	15.71	0.97	26.72
g - g	9.39	22.05	0.59	15.71	15.71	0.27	6.26

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	51 di 76

8. MURO TIPO $H_{MAX}=3.70M$

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche del muro di progetto.

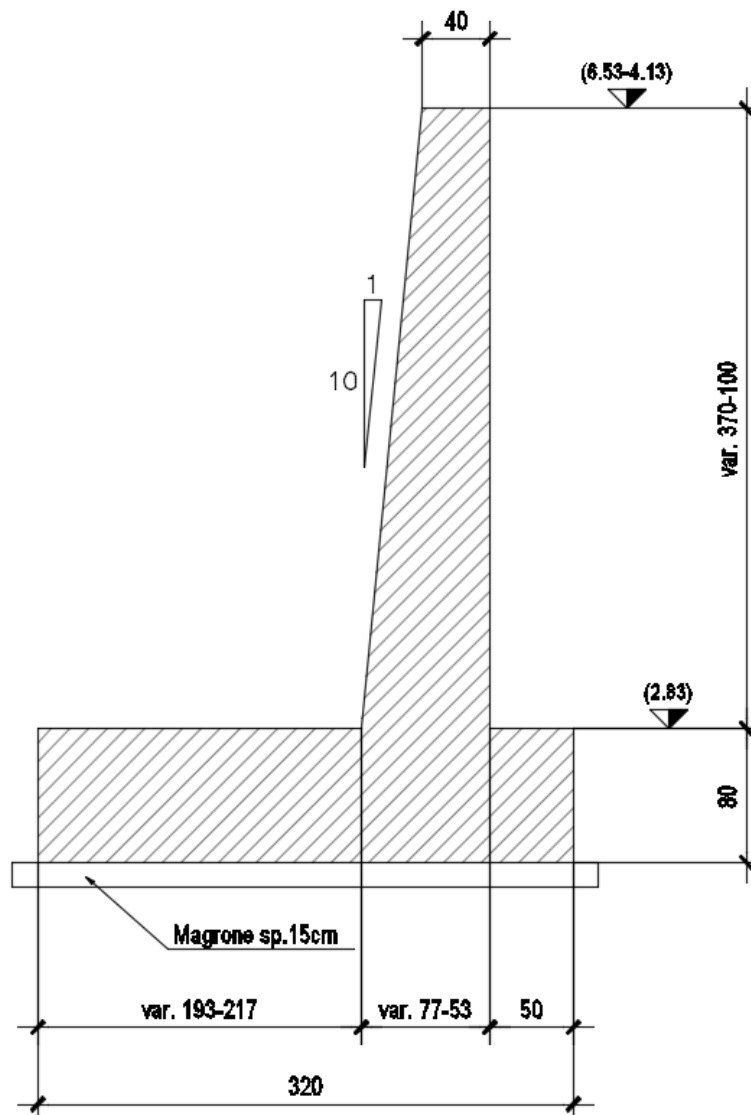


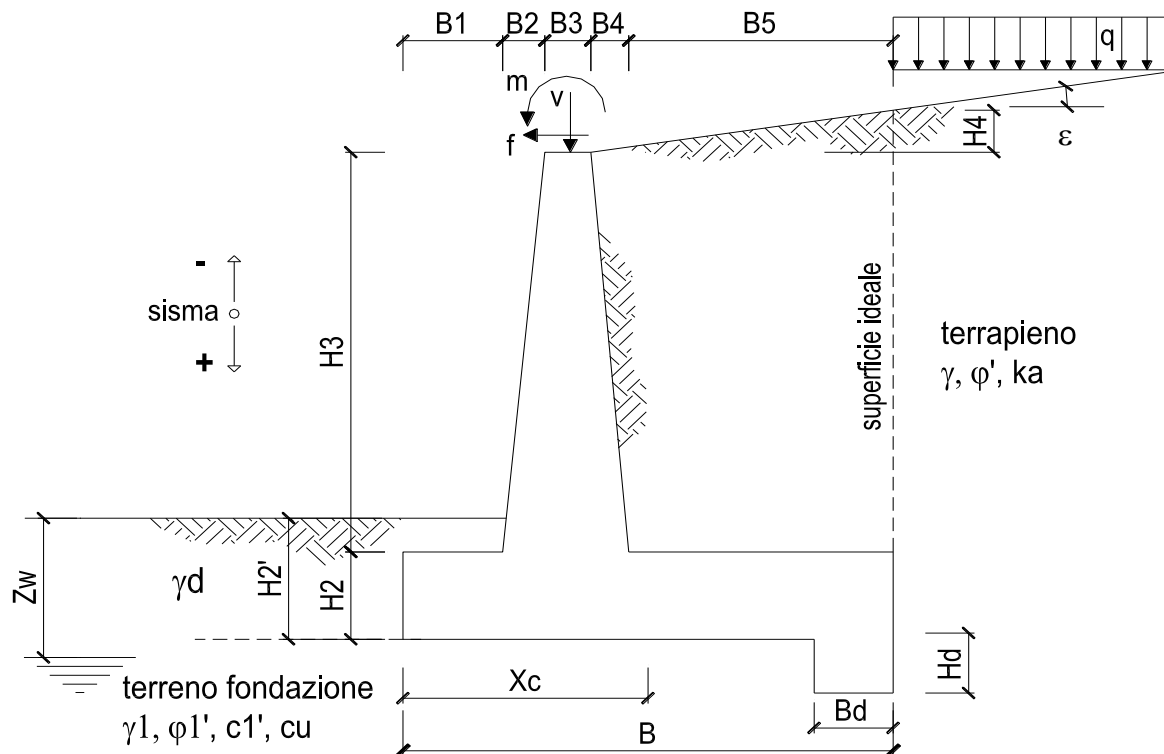
Fig. 6 – Sezione di riferimento muro tipo $H_{max}=3.70m$

L'altezza di calcolo è assunta, a favore di sicurezza, pari all'altezza massima del muro.

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	52 di 76

8.1 Dati di progetto



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.70	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.37	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.93	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.60	(m)

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

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	53 di 76

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35.00		35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00		20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	23.33		23.33	19.50
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate	<input type="radio"/> Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	28.00		28.00	23.04
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	20.00		20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20.00		20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	13.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	300000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.224	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.366	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.09485504	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0474	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.275	0.275		0.351	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.346	0.346		0.437	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.354	0.354		0.447	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.770	2.770		2.286	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.614	2.614		2.144	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.598	2.598		2.129	

8.2 Analisi dei carichi

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	10.00	15.00	15.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0.50	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

	LINEA PESCARA-BARI RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA PROGETTO DEFINITIVO SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894					
	RELAZIONI DI CALCOLO MURO	COMMESSA LI02	LOTTO 02 D 78	CODIFICA RH	DOCUMENTO SL0500 002	REV. A

8.2.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro composto da terreno di riempimento per il quale si assumono i seguenti parametri geotecnici caratteristici in condizioni drenate, relativi a nuovi rilevati ferroviari:

- $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume;
- $\varphi_k = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c_k = 0$ coesione;
- $\delta_k = 23.33^\circ$ angolo di attrito tra paramento verticale muro e terreno.

8.2.2 Sovraccarico accidentale

A favore di sicurezza si considera un sovraccarico accidentale pari a **10,00 kN/m²** per tener conto della presenza dei mezzi d'opera e dell'accatastamento dei materiali in fase di scavo.

8.2.3 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti al capitolo 6.

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	55 di 76

8.3 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel Capitolo 2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

scorrimento sul piano di posa;

collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

ribaltamento;

secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" con la combinazione (A1+M1+R3) e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.5.I per le azioni, i parametri geotecnici e per i coefficienti di combinazione delle azioni:

comb. 2 → (A1+M1+R3)

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	56 di 76

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

8.4 Verifiche

8.4.1 Verifiche geotecniche

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<i>Statico</i>	1.78	5.96	2.60
<i>Sismico</i>	1.59	3.76	2.21

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	57 di 76

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	37.00	33.30
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	17.11	15.40
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	64.00	57.60
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	118.11	106.30
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	142.82	128.54
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	9.33	8.39
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	13.69	12.32
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	165.84	149.25
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	23	34.5
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	25.90	23.31
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	17.51	15.76
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	102.40	92.16
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	145.81	131.23
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	319.20	287.28
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	22.70	20.43
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	15.70	14.13
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	357.60	321.84
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	47.15	70.725
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	58 di 76

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	11.20
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	5.60

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	15.73
Ptsh =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	7.87

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

MPs1 h=	$kh \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	9.30
MPs3 h=	$kh \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	3.30
MPs4 h=	$kh \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	2.43
MPs5 h=	$-kh \cdot P_m5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	15.03

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

MPs1 v=	$kv \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	1.23
MPs3 v=	$kv \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.83
MPs4 v=	$kv \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	4.86
MPs5 v=	$kv \cdot P_m5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	6.92

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

MPts1 h=	$kh \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	35.90
MPts2 h=	$kh \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	6.22
MPts3 h=	$kh \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3^2/3)$	(kNm/m)	4.24
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	46.37

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

MPts1 v=	$kv \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	15.14
MPts2 v=	$kv \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1.13
MPts3 v=	$kv \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3^2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.94
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	17.21

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	59 di 76

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 66.13	85.97	92.90
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 13.48	20.22	25.82

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 60.73	78.94	87.57
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 12.38	18.57	24.34

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 26.19	34.05	31.01
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 5.34	8.01	8.62

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 99.30	129.09	143.20
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 83.81	108.95	99.24
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 30.36	45.54	59.71
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 17.08	25.63	27.59
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	60 di 76

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc}$		326.01	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$		97.51	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$		0.53	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + S_p) / T$	1.78	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		453.07	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$		76.08	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	M_s / M_r	5.96	>	1

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	61 di 76

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ Sovr acc)$		326.01	360.51	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		97.51	97.51	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		463.36	534.08	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		58.25	42.73	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	30.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.18	0.12	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.84	2.96	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \tan \phi')}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.53	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.45	0.45	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.34	0.34	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

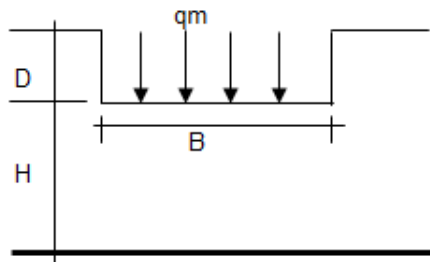
q_{lim}	(carico limite unitario)	298.74	316.82	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.60	>	1.4
		Nmax	2.60	>	

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	62 di 76

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	312.81	(kN/m)
M	19.21	(kNm/m)
e=M/N	0.06	(m)
B*	3.08	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.50	(m)
D/B*	0.49	(m)
Hs/B*	4.22	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 105.94 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.939 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 1.00 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 1.02 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma' * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_a$	(kN/m)	66.13	66.13	84.46
Sst1 sism = $0,5 * \gamma' * (1 + kv) * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	20.97	20.97	25.64
Ssq1 perm = $qp * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * $\cos \delta$	(kN/m)	60.73	60.73	79.61
Sst1h sism = Sst1 sism * $\cos \delta$	(kN/m)	19.25	19.25	24.16
Ssq1h perm = Ssq1 perm * $\cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * $\cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * $\sin \delta$	(kN/m)	26.19	26.19	28.19
Sst1v sism = Sst1 sism * $\sin \delta$	(kN/m)	8.30	8.30	8.56
Ssq1v perm = Ssq1 perm * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1' * (1 + kv) * H_d^2 * k_{ps}^+ + (2 * c_1' * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' * (1 + kv) * k_{ps}^+ * H_2) * H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	63 di 76

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	99.30	99.30	130.18
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	31.49	31.49	39.51
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	83.81	83.81	90.22
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	26.57	26.57	27.38
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H_2') * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs)*(H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 331.91 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 106.91 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.53 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad \mathbf{1.65} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 503.41 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{p_s} \quad 89.35 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{5.63} \quad > \quad \mathbf{1}$$

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	64 di 76

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr acc})$		331.91	331.91	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		106.91		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		445.74	445.74	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		85.31	85.31	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c' i_c + q_0' N_q' i_q + 0,5 * \gamma_1' B' N_\gamma' i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	30.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.26	0.26	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.69	2.69	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	25.80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.46	0.46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.42	0.42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.31	0.31	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	272.86	272.86	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2.21	>	1.4
		Nmax	2.21	>	

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	65 di 76

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$ (kN/m)	66.13	66.13	84.46
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$ (kN/m)	14.95	14.95	17.98
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ (kN/m)	60.73	60.73	79.61
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ (kN/m)	13.73	13.73	16.95
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ (kN/m)	26.19	26.19	28.19
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ (kN/m)	5.92	5.92	6.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	99.30	99.30	130.18
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	22.44	22.44	27.71
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	83.81	83.81	90.22
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	18.94	18.94	19.21
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms (kNm/m)	0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2) (kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2) (kNm/m)	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	302.59	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	101.38	(kN/m)
--	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tg φ ₁ '	0.53	(-)
-------------------------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T	1.59	>	1.1
----------------------------	-------------	-------------	------------

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	66 di 76

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	503.41	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	133.99	(kNm/m)		
Fr =	Ms / Mr	3.76	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	302.59	302.59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Pts h - Sp	101.38		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	398.89	398.89	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	85.25	85.25	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	10.00		(kN/m³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	30.00		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.28	0.28	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.64	2.64	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg²(45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	14.72		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	25.80		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	16.72		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.44	0.44	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.40	0.40	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^{m+1}		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	260.05	260.05	(kN/m²)
------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	F = qlim*B*/N	Nmin	2.27	>	1.4
		Nmax	2.27	>	

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	67 di 76

8.4.2 Verifiche strutturali - Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

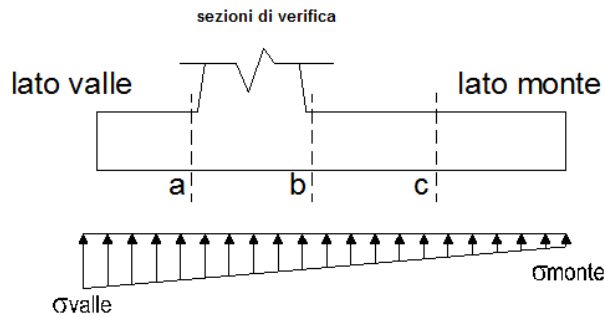
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.71 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	326.01	58.25	136.01	67.74
	360.51	42.73	137.69	87.62
sisma+	331.91	85.31	153.71	53.73
	331.91	85.31	153.71	53.73
sisma-	302.59	85.25	144.51	44.61
	302.59	85.25	144.51	44.61



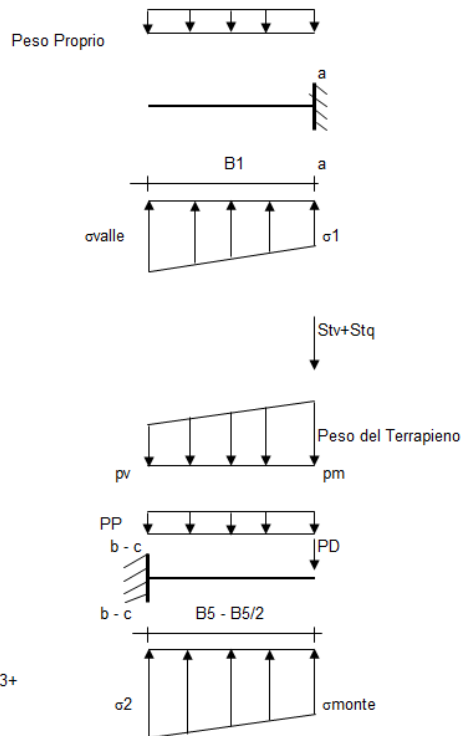
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	136.01	125.34	14.06	55.34
	137.69	129.87	14.39	56.89
sisma+	153.71	138.09	15.94	66.38
	153.71	138.09	16.06	66.38
sisma-	144.51	128.90	15.03	61.78
	144.51	128.90	14.91	61.78



Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	82.11	97.11	82.11	(kN/m ²)
pvb	75.30	90.30	75.30	(kN/m ²)
pvc	78.71	93.71	78.71	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + Msp + Sp \cdot H2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + Msp + Sp \cdot H2/2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	67.74	108.92	-115.39	-62.08	88.33	-52.86	-64.14
	87.62	117.82	-113.11	-63.26	102.72	-51.44	-62.08
sisma+	53.73	114.03	-123.83	-72.14	83.88	-52.83	-69.59
	53.73	114.03	-123.83	-72.14	83.88	-52.83	-69.59
sisma-	44.61	104.86	-118.62	-69.34	74.73	-50.33	-66.83
	44.61	104.86	-118.62	-69.34	74.73	-50.33	-66.83

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	68 di 76

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s. orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3$$

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

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

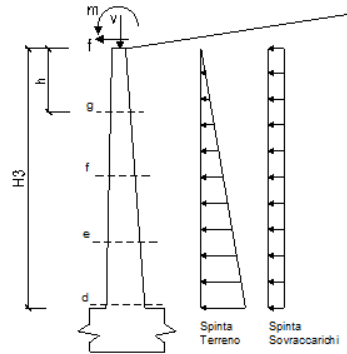
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s. orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	55.39	25.91	0.00	81.30	0.00	54.11	54.11
e-e	2.78	23.37	14.57	0.00	37.94	0.00	37.38	37.38
f-f	1.85	6.92	6.48	0.00	13.40	0.00	22.78	22.78
g-g	0.93	0.87	1.62	0.00	2.48	0.00	10.32	10.32

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	44.91	14.01	0.00	58.91
e-e	2.78	25.26	10.50	0.00	35.77
f-f	1.85	11.23	7.00	0.00	18.23
g-g	0.93	2.81	3.50	0.00	6.31

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	42.61	14.71	0.00	0.00	8.49	65.81	0.00	56.68	56.68
e-e	2.78	17.97	6.21	0.00	0.00	4.50	28.68	0.00	39.15	39.15
f-f	1.85	5.33	1.84	0.00	0.00	1.87	9.04	0.00	23.86	23.86
g-g	0.93	0.67	0.23	0.00	0.00	0.44	1.33	0.00	10.81	10.81

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	34.55	11.93	0.00	0.00	5.13	51.61
e-e	2.78	19.43	6.71	0.00	0.00	3.55	29.69
f-f	1.85	8.64	2.98	0.00	0.00	2.16	13.78
g-g	0.93	2.16	0.75	0.00	0.00	0.98	3.88

condizione sismica -

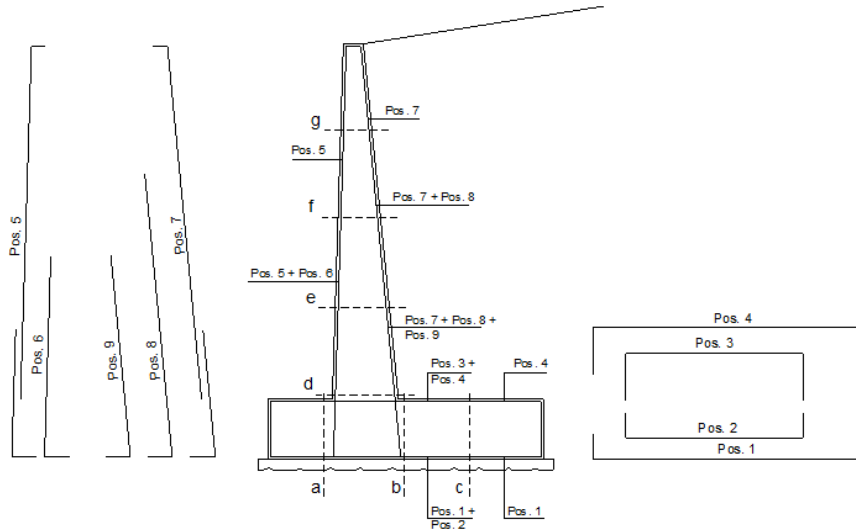
sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	42.61	10.49	0.00	0.00	8.49	61.59	0.00	51.55	51.55
e-e	2.78	17.97	4.42	0.00	0.00	4.50	26.90	0.00	35.60	35.60
f-f	1.85	5.33	1.31	0.00	0.00	1.87	8.51	0.00	21.70	21.70
g-g	0.93	0.67	0.16	0.00	0.00	0.44	1.27	0.00	9.83	9.83

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	34.55	8.50	0.00	0.00	5.13	48.18
e-e	2.78	19.43	4.78	0.00	0.00	3.55	27.76
f-f	1.85	8.64	2.13	0.00	0.00	2.16	12.92
g-g	0.93	2.16	0.53	0.00	0.00	0.98	3.67

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	69 di 76

SCHEMA DELLE ARMATURE

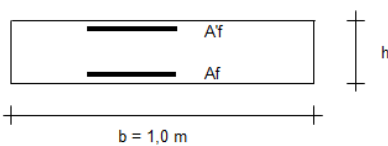


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	14	
2	5.0	20	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	5.0	20	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	14	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	16.06	0.00	0.80	31.42	31.42	847.93
b - b	-123.83	0.00	0.80	31.42	31.42	847.93
c - c	-52.86	0.00	0.80	15.71	15.71	439.81
d - d	81.30	54.11	0.77	15.71	7.70	438.15
e - e	37.94	37.38	0.68	15.71	7.70	374.12
f - f	13.40	22.78	0.59	15.71	7.70	312.13
g - g	2.48	10.32	0.49	15.71	7.70	251.89

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	66.38	0.80	319.88	8	40	40	21.8	201.92	Armatura a taglio non necessaria
b - b	72.14	0.80	319.88	8	40	40	21.8	201.92	Armatura a taglio non necessaria
c - c	69.59	0.80	271.77	8	40	40	21.8	201.92	Armatura a taglio non necessaria
d - d	58.91	0.77	270.83	8	40	40	21.8	193.62	Armatura a taglio non necessaria
e - e	35.77	0.68	242.49	8	40	40	21.8	168.03	Armatura a taglio non necessaria
f - f	18.23	0.59	217.38	8	40	40	21.8	142.45	Armatura a taglio non necessaria
g - g	6.31	0.49	196.70	8	40	40	21.8	116.86	Armatura a taglio non necessaria



LINEA PESCARA-BARI
RADDOPPIO DELLA TRATTA FERROVIARIA TERMOLI-LESINA
PROGETTO DEFINITIVO
SL05 sottovia viabilità NV11 km 13+894

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	70 di 76

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	71 di 76

8.4.3 Verifiche strutturali – Stato Limite di fessurazione

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

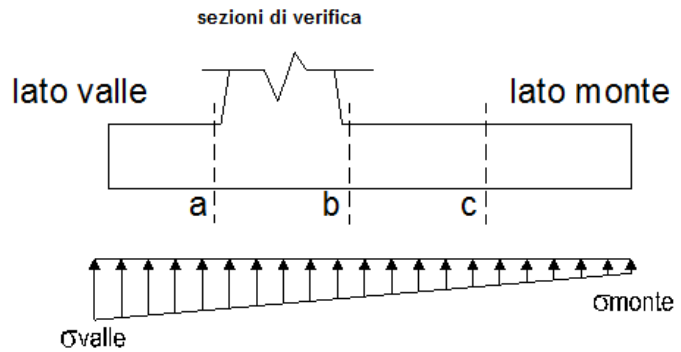
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B^2 = 3.20 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^3 / 6 = 1.71 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	312.81	19.21	109.01	86.50
	324.31	14.04	109.57	93.12
Q.P.	310.14	8.30	101.78	92.05
	310.14	8.30	101.78	92.05

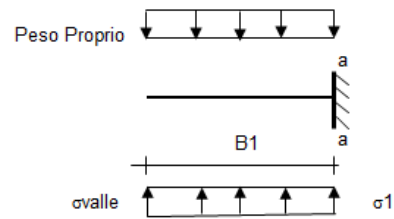


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	109.01	105.49	10.98
	109.57	107.00	11.09
Q.P.	101.78	100.26	10.16
	101.78	100.26	10.16



Mensola Lato Monte

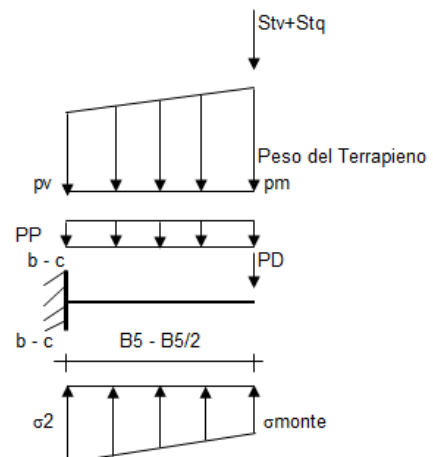
PP = 20.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	82.11	87.11	82.11	82.11	(kN/m ²)
pvb	75.30	80.30	75.30	75.30	(kN/m ²)
pvc	78.71	83.71	78.71	78.71	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	86.50	100.07	-72.13	93.29	-33.54
	93.12	103.04	-71.37	98.08	-33.07
Q.P.	92.05	97.92	-61.41	94.99	-28.97
	92.05	97.92	-61.41	94.99	-28.97



RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	72 di 76

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

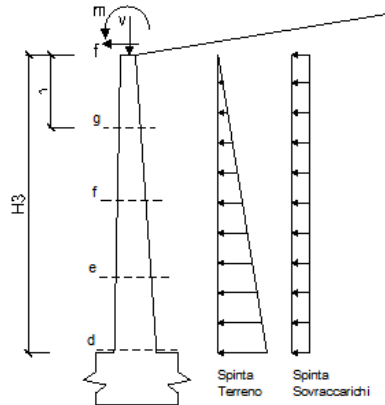
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a, \text{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h / 3$$

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

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

$$N_{\text{ext}} = v$$



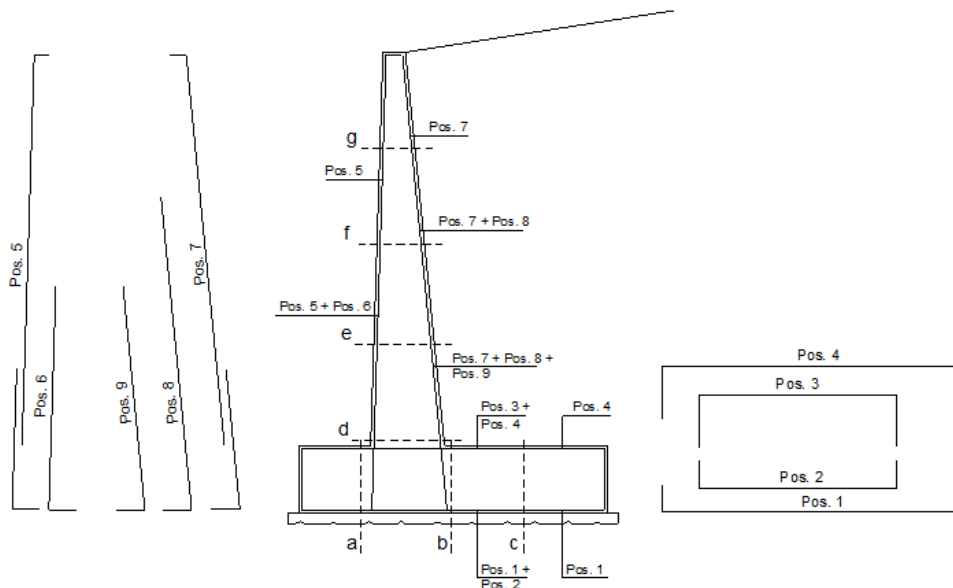
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	42.61	8.64	0.00	51.24	0.00	54.11	54.11
e-e	2.78	17.97	4.86	0.00	22.83	0.00	37.38	37.38
f-f	1.85	5.33	2.16	0.00	7.48	0.00	22.78	22.78
g-g	0.93	0.67	0.54	0.00	1.21	0.00	10.32	10.32

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	42.61	0.00	0.00	42.61	0.00	54.11	54.11
e-e	2.78	17.97	0.00	0.00	17.97	0.00	37.38	37.38
f-f	1.85	5.33	0.00	0.00	5.33	0.00	22.78	22.78
g-g	0.93	0.67	0.00	0.00	0.67	0.00	10.32	10.32

SCHEMA DELLE ARMATURE



RELAZIONI DI CALCOLO MURO

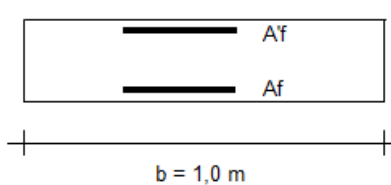
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	73 di 76

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	14	
2	5.0	20	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	5.0	20	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	14	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	11.09	0.00	0.80	31.42	31.42	0.13	5.32	0.006	0.200
b - b	-72.13	0.00	0.80	31.42	31.42	0.85	34.60	0.039	0.200
c - c	-33.54	0.00	0.80	15.71	15.71	0.56	31.57	0.053	0.200
d - d	51.24	54.11	0.77	15.71	7.70	0.97	34.48	0.057	0.200
e - e	22.83	37.38	0.68	15.71	7.70	0.54	15.18	0.023	0.200
f - f	7.48	22.78	0.59	15.71	7.70	0.22	3.85	0.005	0.200
g - g	1.21	10.32	0.49	15.71	7.70	0.05	0.04	0.000	0.200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	10.16	0.00	0.80	31.42	31.42	0.12	4.87	0.005	0.200
b - b	-61.41	0.00	0.80	31.42	31.42	0.72	29.46	0.033	0.200
c - c	-28.97	0.00	0.80	15.71	15.71	0.48	27.27	0.045	0.200
d - d	42.61	54.11	0.77	15.71	7.70	0.80	26.16	0.044	0.200
e - e	17.97	37.38	0.68	15.71	7.70	0.42	9.90	0.015	0.200
f - f	5.33	22.78	0.59	15.71	7.70	0.15	1.51	0.002	0.200
g - g	0.67	10.32	0.49	15.71	7.70	0.00	-	-	0.200

sez. comp

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	74 di 76

8.4.4 Verifiche strutturali – Stato Limite di limitazione delle tensioni

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

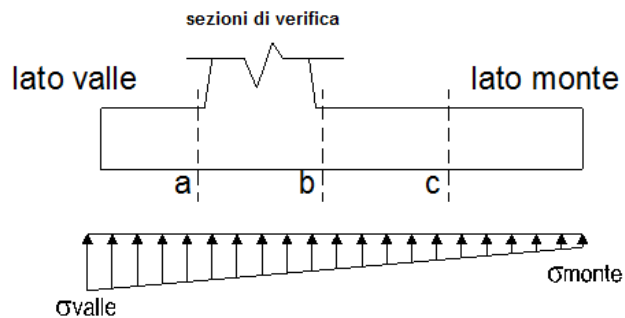
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3.20 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.71 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	315.48	38.67	121.24	75.93
	338.48	28.32	122.37	89.18
sisma+	331.91	85.31	153.71	53.73
	331.91	85.31	153.71	53.73
sisma-	302.59	85.25	144.51	44.61
	302.59	85.25	144.51	44.61

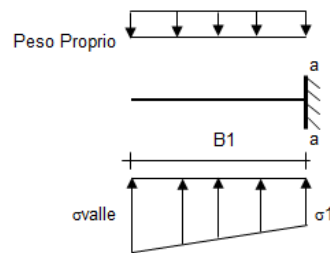


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	121.24	114.16	12.36
	122.37	117.18	12.58
sisma+	153.71	138.09	15.94
	153.71	138.09	15.94
sisma-	144.51	128.90	15.03
	144.51	128.90	15.03



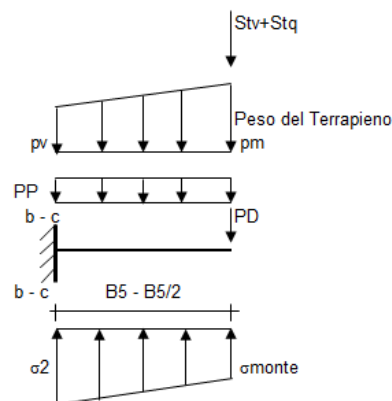
Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	82.11	92.11	82.11	(kN/m ²)
pvb	75.30	85.30	75.30	(kN/m ²)
pvc	78.71	88.71	78.71	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	75.93	103.26	-88.42	89.60	-39.97
	89.18	109.20	-86.90	99.19	-39.02
sisma+	53.73	114.03	-123.83	83.88	-52.83
	53.73	114.03	-123.83	83.88	-52.83
sisma-	44.61	104.86	-118.62	74.73	-50.33
	44.61	104.86	-118.62	74.73	-50.33

RELAZIONI DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	75 di 76

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3$$

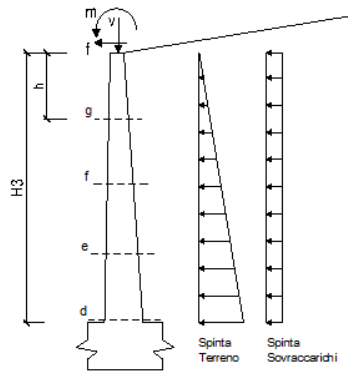
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{\text{ext}} = v$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	42.61	17.27	0.00	59.88	0.00	54.11	54.11
e-e	2.78	17.97	9.72	0.00	27.69	0.00	37.38	37.38
f-f	1.85	5.33	4.32	0.00	9.64	0.00	22.78	22.78
g-g	0.93	0.67	1.08	0.00	1.75	0.00	10.32	10.32

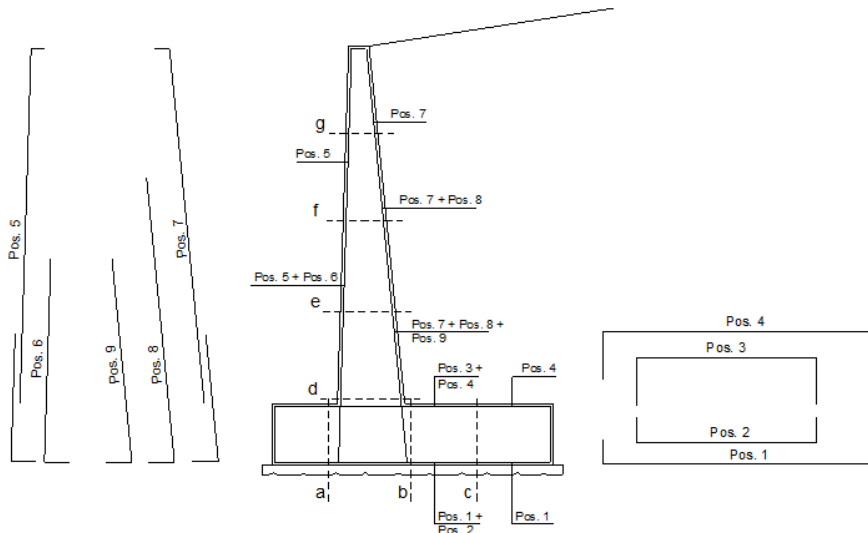
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	42.61	14.71	0.00	0.00	8.49	65.81	0.00	56.68	56.68
e-e	2.78	17.97	6.21	0.00	0.00	4.50	28.68	0.00	39.15	39.15
f-f	1.85	5.33	1.84	0.00	0.00	1.87	9.04	0.00	23.86	23.86
g-g	0.93	0.67	0.23	0.00	0.00	0.44	1.33	0.00	10.81	10.81

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	42.61	10.49	0.00	0.00	8.49	61.59	0.00	51.55	51.55
e-e	2.78	17.97	4.42	0.00	0.00	4.50	26.90	0.00	35.60	35.60
f-f	1.85	5.33	1.31	0.00	0.00	1.87	8.51	0.00	21.70	21.70
g-g	0.93	0.67	0.16	0.00	0.00	0.44	1.27	0.00	9.83	9.83

SCHEMA DELLE ARMATURE



RELAZIONI DI CALCOLO MURO

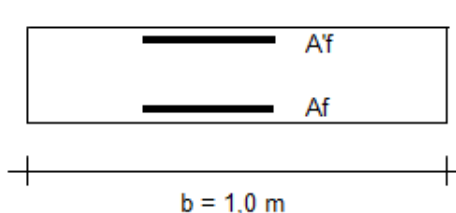
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
LI02	02 D 78	RH	SL0500 002	A	76 di 76

ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	14	
2	5.0	20	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	5.0	20	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	14	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	12.58	0.00	0.80	31.42	31.42	0.15	6.03
b - b	-88.42	0.00	0.80	31.42	31.42	1.04	42.41
c - c	-39.97	0.00	0.80	15.71	15.71	0.66	37.62
d - d	59.88	54.11	0.77	15.71	7.70	1.14	42.86
e - e	27.69	37.38	0.68	15.71	7.70	0.66	20.57
f - f	9.64	22.78	0.59	15.71	7.70	0.30	6.52
g - g	1.75	10.32	0.49	15.71	7.70	0.07	0.43

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	15.94	0.00	0.80	31.42	31.42	0.19	7.65
b - b	-123.83	0.00	0.80	31.42	31.42	1.45	59.40
c - c	-52.83	0.00	0.80	15.71	15.71	0.88	49.73
d - d	65.81	51.55	0.77	15.71	7.70	1.25	49.38
e - e	28.68	35.60	0.68	15.71	7.70	0.68	22.16
f - f	9.04	21.70	0.59	15.71	7.70	0.28	6.02
g - g	1.33	9.83	0.49	15.71	7.70	0.05	0.14

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)