

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA MODANE-TORINO

ADEGUAMENTO LINEA STORICA TRATTA BUSSOLENO-AVIGLIANA
REALIZZAZIONE DI PRECEDENZE A MODULO 750m NELLE
LOCALITA' DI BORGONE-BRUZOLO (BIN. DISPARI) E CONDOVE-VAIE
(BIN. PARI)

PM CONDOVE - OPERE DI SOSTEGNO

Relazione di calcolo muro

SCALA:

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
NT01	04	D	26	CL	RI0105	001	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	A. INGLETTI	Dicembre 2018	G. NITTI	Dicembre 2018	F. PERRONE	Dicembre 2018	F. SACCHI	Dicembre 2018

File: NT0104D26CLRI0105001A.doc

n. Elab.:

ITALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma
n. 23172 Sez. A.

INDICE

1.-. PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO.....	4
2.-. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	5
2.1.-. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2.-. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.-. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1.-. CALCESTRUZZO	6
3.2.-. ACCIAIO	6
4.-. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO.....	7
5.-. ANALISI DEI CARICHI	8
5.1.-. CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI - G1	8
5.2.-. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – G2.....	9
5.3.-. CARICO VARIABILE PER TRAFFICO FERROVIARIO– Q	9
5.4.-. CARICHI PERMANENTI E VARIABILI TRASMESSI DAL PALO “TE”	11
5.5.-. AZIONE SISMICA	12
5.5.1.-. Spinta del terreno in condizioni sismiche	17
5.6.-. COMBINAZIONI DEI CARICHI E VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA	19
6.-. CRITERI DI ANALISI.....	20
6.1.1.-. Verifiche geotecniche	21
6.1.2.-. Verifiche strutturali.....	23
7.-. VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO.....	27
7.1.-. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI INPUT.....	27
7.2.-. VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO A	31
7.2.1.-. Fase 1 – verifiche geotecniche.....	32
7.2.2.-. Fase 2 – verifiche geotecniche.....	35
7.2.3.-. Fase 2 – verifiche strutturali	45
7.3.-. VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO B.....	52

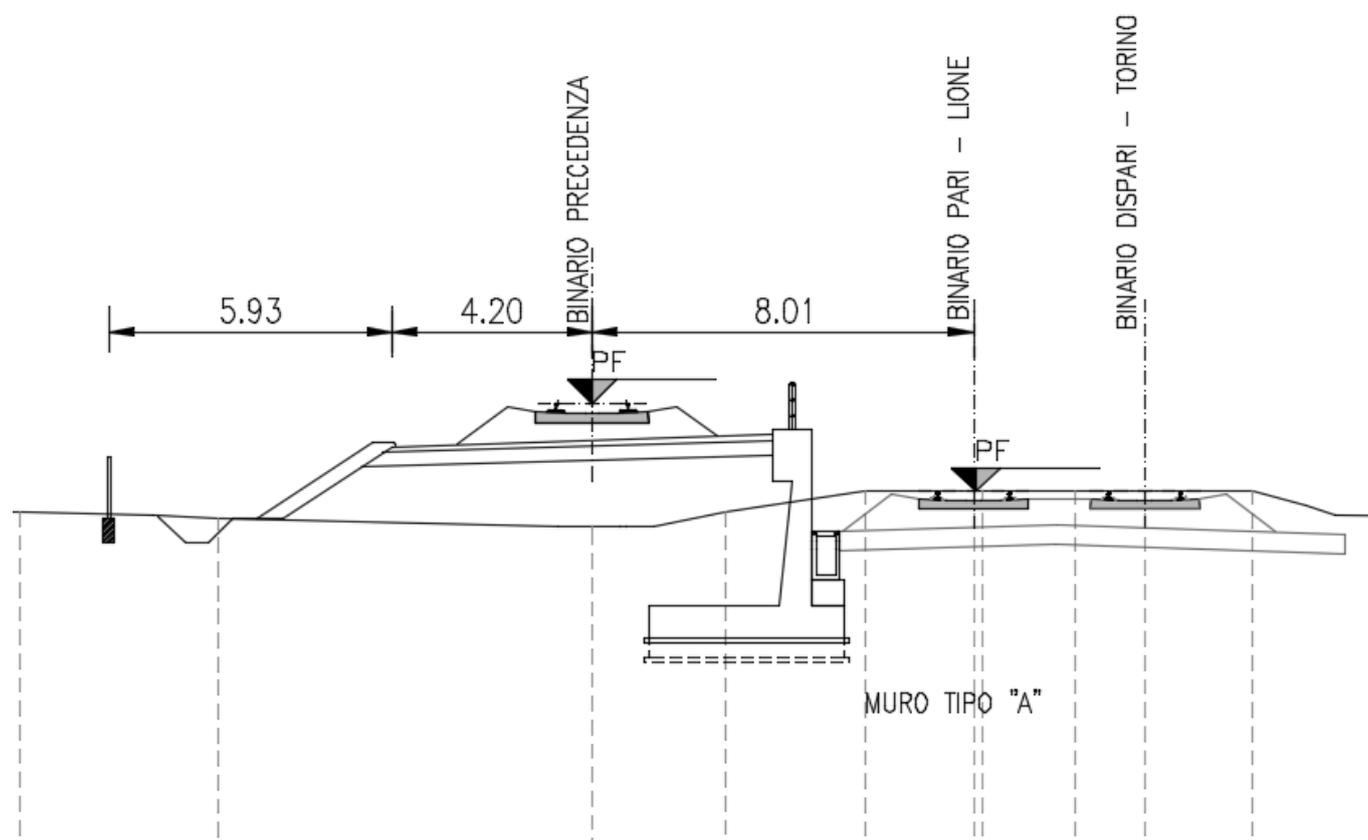
7.3.1.-.. Fase 1 – verifiche geotecniche.....	53
7.3.2.-.. Fase 2 – verifiche geotecniche.....	56
7.3.3.-.. Fase 2 – verifiche strutturali	66
7.4.-.. VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO C	73
7.4.1.-.. Fase 1 – verifiche geotecniche.....	74
7.4.2.-.. Fase 2 – verifiche geotecniche.....	77
7.4.3.-.. Fase 2 – verifiche strutturali	87
7.5.-.. RIEPILOGO DELLE VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE.....	94
8.-.. CONCLUSIONI	95

1.-.PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo della presente relazione è il dimensionamento e la verifica strutturale e geotecnica delle opere di sostegno, poste lungo la tratta ferroviaria Bussoleno-Avigliana. Nello specifico si tratta di muri di sostegno in c.a. con fondazione superficiale. La realizzazione dei suddetti muri sarà necessaria per il sostegno del terreno a tergo del binario di nuova realizzazione. Sulla testa di ciascuno di questi muri sarà alloggiato un palo "TE", che andrà a sostituire i pali "TE" attualmente presenti, che servono l'infrastruttura ferroviaria esistente. Lo studio dei muri avverrà secondo due fasi distinte: nella prima fase si analizzerà il muro considerando la presenza del solo palo "TE"; nella seconda fase si studierà la struttura di sostegno nella condizione di servizio ordinario, tenendo conto del palo "TE" e del nuovo binario ferroviario.

Per la realizzazione di tali opere di sostegno verrà realizzata dapprima un'opera provvisoria a protezione del binario esistente, successivamente si realizzerà un tratto di muro con palo "TE", andando a rimuovere i pali "TE" esistenti. Lo scopo della presenta sequenza realizzativa è quello di non avere alcuna interruzione di servizio sulla linea ferroviaria.

Nella figura che segue si riporta una sezione tipo di una delle tipologie di muri di sostegno oggetto dello studio.



Per ulteriori dettagli grafici, quali particolari costruttivi e carpenterie, si rimanda ai relativi elaborati di progetto.

	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo muro	PROGETTO NT0I	LOTTO 04	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO RI0105 001	REV A

2.-..NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1.-..NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

- **D.M. del 14.01.2008:** “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- **D.M. del 17.01.2018:** “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- **C.M. del 02.02.2009:** “Istruzioni per l’esecuzione delle Nuove Norme per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”;
- **RFI DTC SI MA IFS 001 A del 30.12.16** – Manuale di Progettazione delle Opere Civili.
- **RFI DTC SI SP IFS 001 A del 30.12.16** – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili.
- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951** – “Applicazione della L. 5 novembre 1971 n. 1086”;
- **UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) Gennaio 2005** – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- **UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) Novembre 2005** – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo– Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

2.2.-..DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- Relazione geotecnica – NT0IO4D26GEGE0005001A
- Profilo Geotecnico 1/2 – NT0IO4D26F6GE0005001A
- Profilo Geotecnico 2/2 – NT0IO4D26F6GE0005002A

3.-.CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1.-.CALCESTRUZZO

Magrone di fondazione C12/15

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	15	
Contenuto minimo cemento			kg/m ³	150	

Paramento e fondazione del muro di sostegno C32/40

Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza cubica a compressione	R_{ck}		N/mm ²	40.0	
Resistenza cilindrica a compressione	f_{ck}	$0.83 * R_{ck}$	N/mm ²	33.2	
Resistenza cilindrica media a compressione	f_{cm}	$f_{ck} + 8$	N/mm ²	41.2	
Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli	α_{cc} ($t > 28$ gg)		-	0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo	γ_c		-	1.5	Viene ridotto a 1.40 per produzioni continuative di elementi o strutture soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valore medio della resistenza) non superiore al 10%)
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	$(\alpha_{cc} * f_{ck}) / \gamma_c$	N/mm ²	18.8	
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctm}	$0.3 * (f_{ck})^{2/3}$	N/mm ²	3.1	Per classi \leq C50/60
Resistenza cilindrica media a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	2.2	
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	f_{ctk} / γ_c	N/mm ²	1.4	
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	$1.2 * f_{ctm}$	N/mm ²	3.7	
Resistenza cilindrica caratteristica a trazione	f_{ctk}	$0.7 * f_{ctm}$	N/mm ²	2.6	
Modulo elastico	E_{cm}	$22000 * (f_{cm} / 10)^{0.3}$	N/mm ²	33643	
Peso proprio	γ_c		N/m ³	25000	
Coefficiente di Poisson	ν		-	0.2	Secondo quanto prescritto al punto 11.2.10.4 della NTC208, per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0.2 (calcestruzzo non fessurato).
Coefficiente di aderenza	η		-	1.0	Per barre di diametro \leq 32mm
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	$2.25 * \eta * f_{ctk}$	N/mm ²	4.9	
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	f_{bd}	f_{bk} / γ_c	N/mm ²	3.3	
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.					
Massima tensione di compressione in combinazione di carico RARA	σ_c	$0.55 * f_{ck}$	N/mm ²	18.3	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Massima tensione di compressione in combinazione di carico PERMANENTE	σ_c	$0.40 * f_{ck}$	N/mm ²	13.3	Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.
Calcestruzzo con mix design studiato in modo da eliminare fenomeni di ritiro					

3.2.-.ACCIAIO

Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio ad aderenza migliorata B450C					
Descrizione	Simbolo	Formula	Unità di misura	Valore	Note
Resistenza caratteristica di rottura	$f_{t\ nom}$		N/mm ²	540	
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{y\ nom}$		N/mm ²	450	
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s		-	1.15	
Resistenza di calcolo	f_{yd}	f_{yk} / γ_s	N/mm ²	391.3	
Modulo elastico	E_s		N/mm ²	206000	
Tensioni di progetto del cls allo S.L.E.					
Tensione massima di esercizio per l'acciaio	σ_s	$0.75 * f_{yk}$	N/mm ²	337.5	

4.-.CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Nel rispetto dell'elaborato contenente la definizione dei parametri geotecnici, i muri di sostegno oggetto della relazione presentano una stratigrafia di progetto come riportata nel seguito.

Tipologia	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	E' (MPa)	k (cm/s)
Rilevato ferroviario	20.0	0	38	-	-	-	-
Unità A – Sabbie e ghiaie	19.0-20.0	0	30-34 (da 0 a 5m dal p.c.) 35-37 (>5 m dal p.c.)	-	-	20-30 (da 0 a 5 m dal p.c.) 35-45 (>5 m dal p.c.)	$1.08 \cdot 10^{-3}$ (da 0 a 5m dal p.c.) $2.84 \cdot 10^{-3}$ (>5 m dal p.c.)
Unità B – Limi sabbiosi	18.0-20.0	0-5	26-30	80-100	25-30	20-25	$5.19 \cdot 10^{-4}$

Per i muri di sostegno oggetto dello studio, sono stati considerati: il rilevato ferroviario come terrapieno a monte dell'opera; l'unità A caratterizzata da sabbie e ghiaie, per quanto riguarda il terreno di fondazione dei muri.

Per quanto riguarda la falda idrica, questa si considera coincidente con il piano di fondazione delle opere di sostegno.

Inoltre, l'analisi dell'assetto stratigrafico ha permesso di definire la categoria di sottosuolo come "C" e la categoria topografica come "T1".

5.-..ANALISI DEI CARICHI

I carichi presi in esame nel progetto delle suddette opere di sostegno sono:

- Carichi permanenti strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali;
- Carico variabile per traffico ferroviario;
- Carichi permanenti e variabili derivanti dalle azioni agenti sul palo ferroviario "TE"
- Azione sismica

5.1.-..CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI - G1

I carichi permanenti strutturali si riferiscono ad un metro lineare di estensione del muro di sostegno e sono:

- peso proprio dell'opera di sostegno;
- spinta del terreno a monte dell'opera di sostegno.

Il peso proprio dell'opera di sostegno, corrisponde ad un carico verticale e dipende esclusivamente dalle dimensioni geometriche dell'opera e dal peso specifico del calcestruzzo armato:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

La spinta del terreno a monte dell'opera di sostegno si calcola in accordo con la teoria di Coulomb. La spinta attiva del terrapieno in condizioni statiche vale:

$$S_{G1} = \gamma_t \cdot H^2 / 2 \cdot k_a$$

Dove:

- γ_t è il peso specifico del terreno a monte del paramento (nel caso specifico si riferisce al rilevato)
- H è la somma tra l'altezza dell'opera di sostegno e l'eventuale spessore dello strato di terreno inclinato a monte dell'opera, in corrispondenza della superficie ideale di spinta;
- k_a è il coefficiente di spinta attiva valutato secondo l'espressione fornita da Coulomb.

Per una pendenza del terreno a monte, inferiore all'angolo di attrito del terreno, il coefficiente di spinta secondo la teoria di Coulomb dipende dall'angolo di attrito del terreno " φ ", dall'angolo di inclinazione del terreno a monte della superficie ideale di spinta " ε ", dall'angolo di attrito terreno/paramento " δ " e dall'angolo di inclinazione che il paramento forma con il piano orizzontale " ψ ". Il coefficiente di spinta attiva vale:

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

5.2.-..CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – G₂

I carichi permanenti non strutturali sono:

- peso proprio armamento più ballast della struttura ferroviaria.

Per quanto riguarda la sovrastruttura ferroviaria, i carichi ad essa associati si considerano come uniformemente distribuiti. Il carico permanente ferroviario (massicciata più armamento) si determina in accordo con il paragrafo 5.2.2.1.1 delle NTC 2018. Considerando un peso di volume pari a 18.00 kN/m³ ed uno spessore di ballast più armamento di 0.80 m, il carico permanente caratteristico distribuito vale:

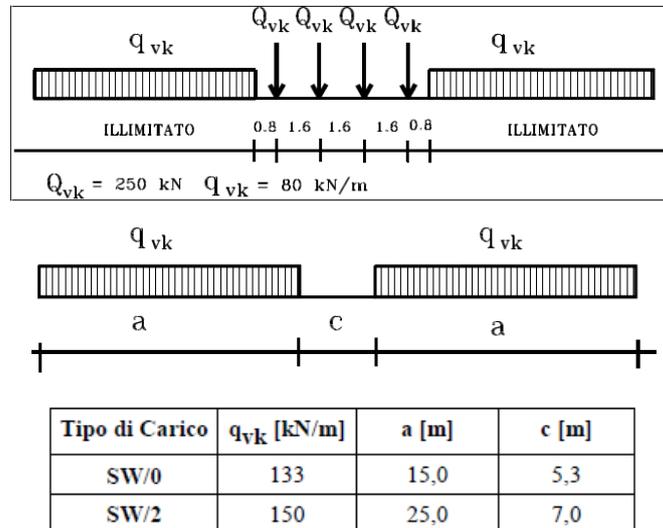
$$G_2 = 14.40 \text{ kN/m}^2$$

Per la presenza di tale carico verticale, la spinta del terreno presenta un incremento e vale:

$$S_{G2} = G_2 \cdot H \cdot k_a$$

5.3.-..CARICO VARIABILE PER TRAFFICO FERROVIARIO– Q

Il carico variabile associato al traffico ferroviario si determina in accordo con il § 5.2.2.2.1 delle NTC 2018, considerando il peggiore tra il carico verticale dovuto al treno LM71 e il carico verticale dovuto al treno SW/2.



Per il treno di carico LM71, si considera la situazione più gravosa con il carico distribuito trasmesso dai quattro assi, che restituisce un valore pari a 156.25 kN/m:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kN/m}$$

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.70 m dal piano del ferro) secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC2010, punto 6.3.2, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria, pari a 52.08 kN/m².

Per tener conto degli effetti dinamici associati al passaggio del convoglio, a tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella di seguito riportata.

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1.00
P5	0.91
P6	0.83
P1 520	Punto in sospeso
P1 600	1.10
F1, F2, F3	1.00
F4	0.91
F1 520	Punto in sospeso
F1 600	1.10

La tratta in esame è classificata come categoria P4 per il traffico passeggeri, F2 per il traffico merci per cui alle opere in esame si applicano i relativi carichi equivalenti con il coefficiente α pari a 1.00. Il carico associato al treno di carico LM71 assume un valore pari a **52.08 kN/m²**.

Per il treno di carico SW2, si considera un carico uniforme di 150 kN/m. Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m (a 0.70 m dal piano del ferro) secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC2010, punto 6.3.2, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria, pari a **50.00 kN/m²**. Nei calcoli riportati successivamente sarà considerato il treno di carico LM71, che restituisce una condizione peggiore rispetto al treno di carico SW2.

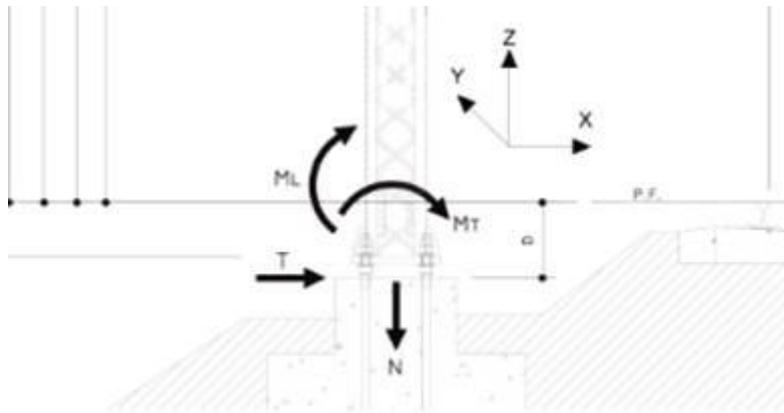
$$Q = 52.08 \text{ kN/m}^2$$

Per la presenza di tale carico verticale, la spinta del terreno presenta un incremento e vale:

$$S_Q = Q \cdot H \cdot k_a$$

5.4.-.CARICHI PERMANENTI E VARIABILI TRASMESSI DAL PALO “TE”

Gli scarichi trasmessi dal palo “TE” si suddividono in carichi permanenti e variabili. Tali azioni si considerano puntuali e applicate in testa al muro. Nella figura che segue si riporta il sistema di riferimento tipo a cui si riferiscono tali azioni.



L'azione verticale N si considera come un carico permanente non strutturale e vale:

$$G_2 = 180.00 \text{ kN}$$

L'azione orizzontale V_t si considera come un carico variabile e vale:

$$Q_{V_t} = 73.00 \text{ kN}$$

La coppia M_t si considera come un carico variabile e vale:

$$Q_{M_t} = 290.00 \text{ kNm}$$

5.5.-.AZIONE SISMICA

Con riferimento alla normativa vigente (NTC 2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 2018, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 del D.M. 2018.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g – accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta.

Si riporta il calcolo dell’azione sismica secondo le modalità previste dalle NTC 2018.

In base alla collocazione geografica del sito più gravoso si ritrovano i seguenti valori della griglia dei dati sismici:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

7.3087

LATITUDINE

45.1183

Ricerca per comune

REGIONE

Piemonte

PROVINCIA

Torino

COMUNE

Condove

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

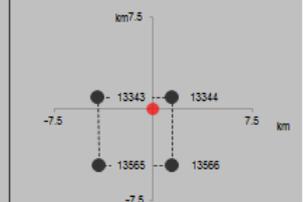


Interpolazione

superficie rigata

La "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, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

In merito alla scelta della vita nominale, si considera:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

In merito alla scelta della classe d'uso, si considera:

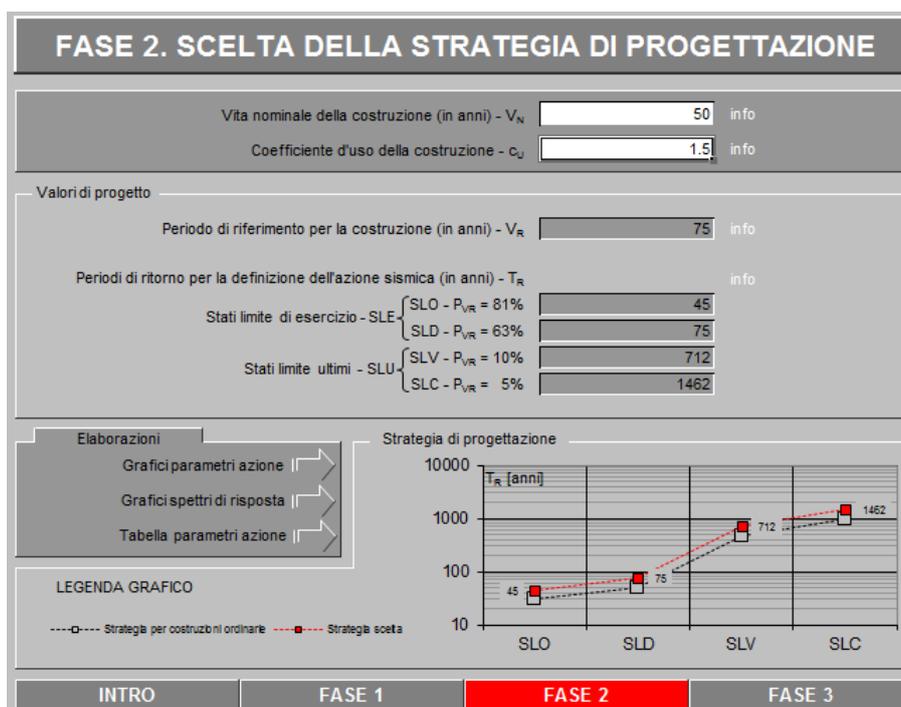
$$\text{Classe d'uso} = \text{III}; C_u = 1,50.$$

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica è dato dal prodotto tra la vita nominale e il coefficiente d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

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



Di seguito si riportano i parametri dell'azione sismica differenziata per i vari Stati Limite.

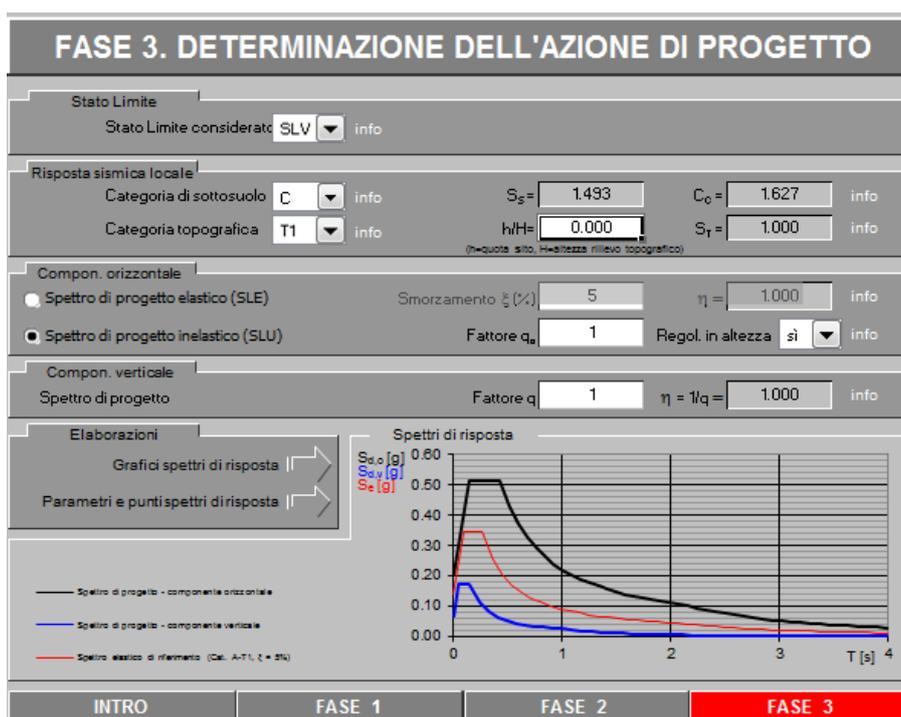
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.044	2.453	0.216
SLD	75	0.057	2.463	0.231
SLV	712	0.140	2.472	0.265
SLC	1462	0.175	2.503	0.274

Si considera il terreno di fondazione appartenente alla classe di sottosuolo di tipo **C**.

Il sito rientra nella categoria topografica **T₁**.

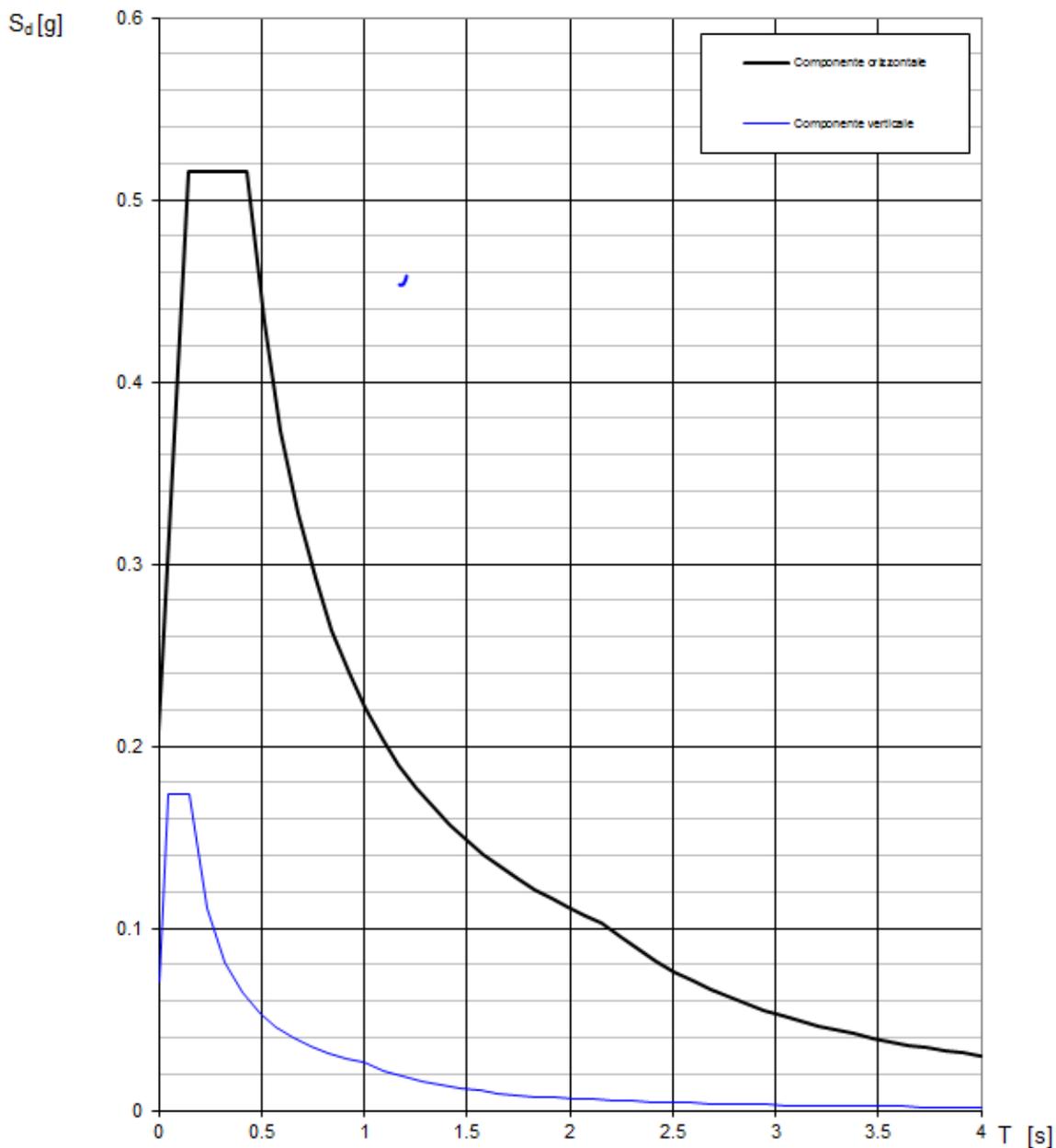
Il Fattore di struttura per il progetto è unitario: **q=1**.

Si riportano di seguito gli spettri ai vari stati limite con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.



Nella figura che segue si riporta lo spettro di progetto allo SLV.

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



Nella figura che segue si riportano i parametro dello spettro di progetto allo SLV.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.140 g
F_0	2.472
T_C	0.265 s
S_s	1.493
C_C	1.627
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.493
η	1.000
T_B	0.144 s
T_C	0.431 s
T_D	2.158 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

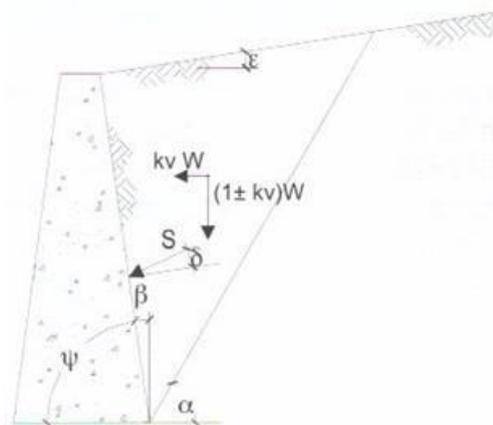
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.208
T_B	0.144	0.515
T_C	0.431	0.515
	0.514	0.433
	0.596	0.373
	0.678	0.328
	0.760	0.292
	0.843	0.264
	0.925	0.240
	1.007	0.221
	1.089	0.204
	1.171	0.190
	1.254	0.177
	1.336	0.166
	1.418	0.157
	1.500	0.148
	1.583	0.140
	1.665	0.133
	1.747	0.127
	1.829	0.121
	1.912	0.116
	1.994	0.111
	2.076	0.107
T_D	2.158	0.103
	2.246	0.095
	2.334	0.088
	2.421	0.082
	2.509	0.076
	2.597	0.071
	2.685	0.067
	2.772	0.062
	2.860	0.059
	2.948	0.055
	3.035	0.052
	3.123	0.049
	3.211	0.047
	3.298	0.044
	3.386	0.042
	3.474	0.040
	3.562	0.038
	3.649	0.036
	3.737	0.034
	3.825	0.033
	3.912	0.031
	4.000	0.030

5.5.1.-Spinta del terreno in condizioni sismiche

L'analisi delle spinte sul muro di sostegno in condizioni sismiche è eseguita attraverso metodi pseudo-statici. Nell'ipotesi di muro libero di ruotare 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 dei coefficienti di intensità sismica k_h e k_v definiti al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2018.

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}.$$

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

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.

La spinta attiva del terrapieno in condizioni sismiche vale:

$$S_{G1} = \gamma_t \cdot H^2 / 2 \cdot k_{ae}$$

Dove:

- γ_t è il peso specifico del terreno a monte del paramento (nel caso specifico ci si riferisce all'unità geotecnica del rilevato)
- H è la somma tra l'altezza dell'opera di sostegno e l'eventuale spessore dello strato di terreno inclinato a monte dell'opera, in corrispondenza della superficie ideale di spinta;
- k_{ae} è il coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche.

Il coefficiente di spinta può valutarsi in accordo con le seguenti relazioni:

- per $\varepsilon \leq \varphi - \theta$

$$k_{a,e} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta) \cdot \left[1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon - \theta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \delta - \theta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2};$$

- per $\varepsilon > \varphi - \theta$

$$k_{a,e} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta - \theta)};$$

Il parametro θ dipende dal parametro sismico k_h e k_v ed è definito come:

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

Per la presenza carico verticale permanente non strutturale, la spinta del terreno presenta un incremento e vale:

$$S_{G2} = G_2 \cdot H \cdot k_{ae}$$

Per la presenza carico verticale variabile dovuto al traffico ferroviario, la spinta del terreno presenta un incremento e vale:

$$S_{G2} = Q_{sism} \cdot H \cdot k_{ae}$$

In condizioni sismiche il carico variabile dovuto al traffico ferroviario è il 20% del carico valutato in condizioni statiche:

$$Q_{sism} = 0.20 \cdot Q = 10.42 \text{ kN/m}^2$$

5.6.-.COMBINAZIONI DEI CARICHI E VALUTAZIONE DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3 delle NTC 2028):

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gj} e γ_{Qj} sono dati nel § 2.6.1.

Le condizioni elementari di carico sono opportunamente combinate per determinare le condizioni più sfavorevoli per le verifiche strutturali e geotecniche. Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali e geotecnici è stato adottato l'Approccio2, i cui coefficienti di sicurezza per azioni e resistenze si riferiscono ad A1+M1+R3.

Nella tabella che segue si riportano i coefficienti parziali per le azioni.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qj}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Per la valutazione delle sollecitazioni allo SLU, nel foglio di calcolo che si utilizza per il dimensionamento della struttura non si ha distinzione tra carichi permanenti strutturali G_1 e non strutturali G_2 . In fase di calcolo si considera il carico G_2 come compitamente definito, pertanto si adotta lo stesso coefficiente previsto per i carichi strutturali G_1 .

6.-.CRITERI DI ANALISI

Le verifiche geotecniche e strutturali dei muri di sostegno oggetto della presente relazione di calcolo, sono condotte attraverso l'utilizzo di fogli di calcolo "Excel" appositamente sviluppati e validati.

Lo studio del muro si effettua prendendo a riferimento due fasi distinte:

- fase 1, il muro non presenta il terreno a tergo dell'opera ed è soggetto alle azioni trasmesse dal palo "TE". In questa fase il muro si verifica nel rispetto della sola condizione statica essendo una situazione transitoria.
- fase 2: il muro si trova in una condizioni di esercizio ed è soggetto alle azioni trasmesse dal palo "TE", dal terreno a tergo dell'opera e dai carichi permanenti e variabili associati alla nuova infrastruttura ferroviaria.

Le opere oggetto dello studio richiedono il soddisfacimento di due tipologie di verifica: verifiche geotecniche; verifiche strutturali. Le verifiche geotecniche si eseguono per la fase 1 e per la fase 2. Le verifiche strutturali si verificano solamente per la fase 2, essendo quella a cui corrispondono le massime sollecitazioni per il muro.

Le verifiche geotecniche si eseguono per condizioni di carico statico e sismico. Nel primo caso si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC 2018. Per il secondo caso si prendono a riferimento le prescrizioni riportate al paragrafo 7.11.6.2 delle NTC 2018.

Le verifiche strutturali allo si eseguono in accordo con le prescrizioni al paragrafo 4.1 delle NTC 2018.

Per quanto riguarda le azioni concentrate si considera una differente lunghezza di diffusione del carico. Si ricorda che per entrambe le tipologie di verifiche, queste si eseguono riferendo le azioni ad 1 m di muro. L'effetto di ciascuna azione cambia ed è differente se la verifica è di tipo geotecnico o strutturale.

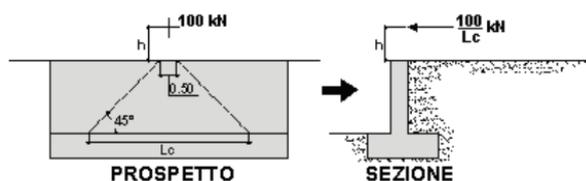
Nel caso delle verifiche geotecniche, per riportare tali azioni a carichi a metro lineare, si divide l'azione puntuale per la lunghezza del concio di muro da analizzare. Si considera ciascun concio di muro di una lunghezza pari a 15 m e su ciascuno di questi insiste un solo palo "TE". Ad esempio prendendo a riferimento la condizione di ribaltamento, il muro si comporta come un corpo rigido e ribalta tutto quanto per effetto di tale azione concentrata.

$$L_{GEO} = 15.00 \text{ m}$$

Relativamente alle verifiche strutturali, l'effetto di un'azione concentrata è tale da limitarsi ad una limitata estensione longitudinale del muro. In fase di calcolo strutturale si considera una diffusione del carico trasversale secondo un'inclinazione a 45°, lungo l'altezza H del paramento del muro di sostegno. In tal caso la lunghezza di muro interessata dall'azione concentrata vale:

$$L_{STR} = 2 \cdot H \cdot \tan(45^\circ)$$

Nella figura che segue si riporta un immagine esemplificativa relativa alla condizione di urto di un veicolo in svio.



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	PROGETTO DEFINITIVO LINEA MODANE-TORINO					
	Relazione di calcolo muro	PROGETTO NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO RI0105 001	REV A

6.1.1.-.Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche prese a riferimento per lo studio dei muri di sostegno in esame sono le seguenti:

- Verifiche al ribaltamento;
- Verifica allo scorrimento;
- Verifiche al carico limite della fondazione.

L'approccio di verifica adottato per le verifiche geotecniche in condizioni statiche è l'approccio A1+M1+R3. I coefficienti parziali per le azioni sono riportati al paragrafo precedente.

Nella tabella che segue si riportano i coefficienti parziali per i materiali.

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	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	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_γ	1,0	1,0

Per le verifiche geotecniche in condizioni statiche, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza.

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	$\gamma_R = 1,4$

Per le verifiche geotecniche in condizioni sismiche, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

A seguire si riporta una breve descrizione delle verifiche geotecniche da eseguire per il dimensionamento dei muri di sostegno.

	PROGETTO DEFINITIVO					
	LINEA MODANE-TORINO					
Relazione di calcolo muro	PROGETTO NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO RI0105 001	REV A	FOGLIO 22 DI 96

Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Il momento ribaltante M_r è dato dalle forze trasmesse dal palo "TE", dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte.

Per quanto riguarda la componente verticale della spinta essa, in quanto associata ad un'azione esterna ribaltante, comporterà un effetto benefico di riduzione del momento ribaltante solo se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo.

In accordo con il paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2018, in condizioni sismiche il coefficiente di spinta per le verifiche a ribaltamento è differente rispetto a quello per le verifiche geotecniche di scorrimento e di carico limite.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Le forze che intervengono nella F_s sono: la forza trasmessa dal palo "TE", la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Tale forza dipende dalla componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione, dalla componente verticale della spinta (vale solo se l'angolo δ è positivo) e dall'angolo di attrito terreno fondazione.

Non è stato considerato alcun contributo di spinta passiva. Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , si assume un valore dell'angolo di attrito terreno-fondazione pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite di fondazione

La verifica al carico limite di fondazione è una verifica a rottura del terreno di fondazione. Tale verifica si ritiene soddisfatta se il carico limite in fondazione Q_u e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione risulta superiore a η_q .

La verifica di capacità portante verticale si esegue in accordo con le espressioni di Brinch-Hansen del 1970, prendendo a riferimento una condizione di terreno incoerente.

Verifica al cedimento della fondazione

La verifica al cedimento della fondazione si esegue prendendo a riferimento le sollecitazioni trasmesse allo SLE E si esegue in accordo con le espressioni di Christian e Carrier del 1976.

	PROGETTO DEFINITIVO					
	LINEA MODANE-TORINO					
Relazione di calcolo muro	PROGETTO NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO RI0105 001	REV A	FOGLIO 23 DI 96

6.1.2.-. Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali del muro di sostegno si articolano in verifiche di resistenza allo SLU (si riferiscono alla combinazione fondamentale e alla combinazione sismica) e verifiche allo SLE.

Verifica di resistenza a pressoflessione allo SLU

La verifica di resistenza a pressoflessione sugli elementi viene condotta calcolando il momento resistente massimo della sezione in presenza o meno di sforzo assiale di compressione. Il calcolo si basa sull'assunzione dei diagrammi di calcolo a tensione-deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio previsti dalla normativa. Tale verifica si esegue in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3.4 delle NTC 2018. La suddetta verifica si ritiene soddisfatta se risulta rispettata la seguente disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove: N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione; M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ; M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Verifica di resistenza a taglio allo SLU

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC 2018. Per prima cosa si valuta il soddisfacimento delle verifiche considerando elementi strutturali senza armature trasversali resistenti a taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018). Qualora tale verifica non risultasse soddisfatta si procede con il calcolo del taglio resistente considerando il caso di elementi con armature trasversali resistenti al taglio (paragrafo 4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018).

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un'armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E' consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad [4.1.25]$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.26]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{per } 0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

Le armature longitudinali devono essere dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali ottenute traslando il diagramma dei momenti flettenti di

$$a_1 = (0,9 \cdot d \cdot \text{ctg } \theta) / 2 \quad [4.1.30]$$

lungo l'asse della trave, nel verso meno favorevole.

Verifica allo stato limite di fessurazione allo SLE

La verifica allo stato limite di fessurazione si effettua prendendo a riferimento le sollecitazioni associate alla combinazione di carico allo SLE. Tale verifica si effettua in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \qquad w_2 = 0,3 \text{ mm} \qquad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

4.1.2.2.4.1 Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 .

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili, si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione sulla base di documenti di comprovata validità.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di apertura delle fessure (w_k) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

L'ampiezza caratteristica delle fessure w_k è calcolata come 1,7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1,7 \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati in documenti di comprovata validità.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Verifica allo stato limite delle tensioni allo SLE

La verifica allo stato limite delle tensioni si effettua prendendo a riferimento le sollecitazioni associate alla combinazione di carico allo SLE. Tale verifica si effettua in accordo con le prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.2.5 delle NTC 2018.

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

7.-.VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO

7.1.-.DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI INPUT

Caratteristiche geotecniche del terreno nella fase 1

Per tener conto dell'assenza del terreno a monte si considera un peso specifico nullo del terreno

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	32.01
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	16.85
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	(°)	$\phi1'$	32.00	32.00	26.56
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1'$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.20		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	20000.00		

Definizione dei coefficienti di spinta nella fase 1

Dati Sismici	Fase di progettazione	Muro senza terrapieno	SLV			SLV - Ribaltamento			SLD		
			a_y/g	S_s	S_T	a_y/g	S_s	S_T	a_y/g	S_s	S_T
	1		0.140	(-)		0.140	(-)				
			1.493	(-)		1.493	(-)				
			1.000	(-)		1.000	(-)				
			0.38	(-)		0.570	(-)		0.47		
			0.0000	(-)		0.0000	(-)		0.0000		
			0.0000	(-)		0.0000	(-)		0.0000		
			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no								

Coefficients di Spinta			SLE		STR/GEO		EQU		EQU/SLV		STR/SLD	
	Coeff. di Spinta Altra Statico	ka	0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
	Coeff. Di Spinta Altra Sismica sisma +	kas+	0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
	Coeff. Di Spinta Altra Sismica sisma -	kas-	0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	0.000		0.000		0.000		0.000		0.000	

Caratteristiche geotecniche del terreno nella fase 2

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	32.01	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	20.00	20.00	16.85	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	32.00	32.00	26.56	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1'$	19.00	19.00	19.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.20			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	20000.00			

Definizione dei coefficienti di spinta nella fase 2

Dati sismici	Fase di progettazione: 2	Muro con terrapieno	SLV		SLV - Ribaltamento		SLD		
			a_y/g	(-)	a_y/g	(-)	a_y/g	(-)	
			0.140	(-)	0.140	(-)		(-)	
			S_S	1.493	(-)	1.493	(-)		(-)
			S_T	1.000	(-)	1.000	(-)		(-)
			β_m	0.35	(-)	0.570	(-)	0.47	(-)
			kh	0.0794	(-)	0.1191	(-)	0.0882	(-)
			kv	0.0397	(-)	0.0596	(-)	0.0491	(-)
			<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no						

Coefficienti di Spinta		ka	SLE		STR/GEO		EQU		EQU/SLV		STR/SLD	
	Coef. di Spinta Attiva Statico	0.217			0.217		0.277		0.277		0.277	
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	0.259			0.259		0.325		0.360		0.325	
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	0.262			0.262		0.329		0.361		0.329	
	Coef. Di Spinta Passiva	3.255			3.255		2.618		2.618		2.618	
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	3.114			3.114		2.490		2.426		2.490	
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	3.102			3.102		2.480		2.402		2.480	

Definizione dei carichi agenti nella fase 1

Nella tabella che segue si riporta una tabella con la definizione dei carichi elementari agenti per le verifiche geotecniche. Per la lunghezza di diffusione del carico strutturale si riporta il caso esemplificativo di un muro con paramento di altezza pari a 4 m.

		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti		GEO			
	Tipo di verifica da effettuare				
	Lunghezza di diffusione del carico per verifiche geotecniche (m)	L _{GEO}	15.00		
	Lunghezza di diffusione del carico per verifiche strutturali alo SLU e SLE (m)	L _{STR}	8.00		
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 concentrata (kN)	fpc	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa permanente (kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente concentrata (kN)	vpc	180.00	-	-
	Forza Verticale in Testa permanente per ringrosso sezione di testa (kN/m)	vpc_r	12.50		
	Forza Verticale in Testa permanente (kN/m)	vp	24.50	24.50	22.05
	Momento in Testa permanente concentrato (kNm)	mpc	0.00	-	-
	Momento in Testa permanente (kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche concentrata (kN)	fc	73.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	f	4.87	7.30	7.30
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche concentrata (kN)	vc	0.00	-	-
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche concentrato (kNm)	mc	290.00	-	-
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm/m)	m	19.33	29.00	29.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kN/m ²)	qs	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrata (kN)	fsc	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	fs	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrata (kN)	vsc	0.00	-	-
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	vs	0.00	-	-
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrato (kNm)	msc	0.00	-	-
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm/m)	ms	0.00	-	-

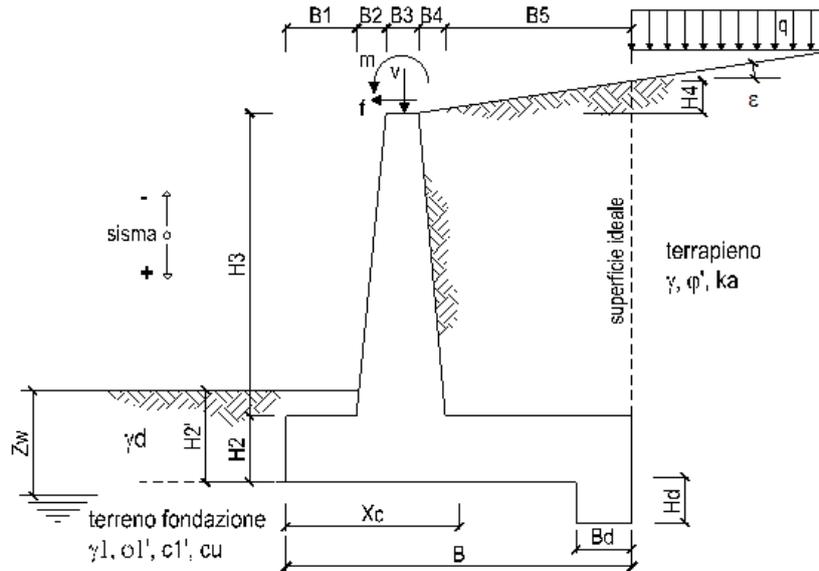
Definizione dei carichi agenti nella fase 2

Nella tabella che segue si riporta una tabella con la definizione dei carichi elementari agenti per le verifiche geotecniche e strutturali. Per la lunghezza di diffusione del carico strutturale si riporta il caso esemplificativo di un muro con paramento di altezza pari a 4 m.

		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti		GEO			
	Tipo di verifica da effettuare				
	Lunghezza di diffusione del carico per verifiche geotecniche (m)	L _{GEO}	15.00		
	Lunghezza di diffusione del carico per verifiche strutturali alo SLU e SLE (m)	L _{STR}	8.00		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente (kN/m ²)	qp	14.40	18.72	15.84
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente concentrata (kN)	fpc	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa permanente (kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente concentrata (kN)	vpc	180.00	-	-
	Forza Verticale in Testa permanente per ringrosso sezione di testa (kN/m)	vpc_r	12.50		
	Forza Verticale in Testa permanente (kN/m)	vp	24.50	24.50	22.05
	Momento in Testa permanente concentrato (kNm)	mpc	0.00	-	-
	Momento in Testa permanente (kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kN/m ²)	q	52.08	78.12	78.12
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche concentrata (kN)	fc	73.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	f	4.87	7.30	7.30
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche concentrata (kN)	vc	0.00	-	-
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche (kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche concentrato (kNm)	mc	290.00	-	-
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche (kNm/m)	m	19.33	29.00	29.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ1	0.75	condizione quasi permanente Ψ2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kN/m ²)	qs	10.42	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrata (kN)	fsc	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	fs	0.00	-	-
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrata (kN)	vsc	0.00	-	-
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	vs	0.00	-	-
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche concentrato (kNm)	msc	0.00	-	-
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm/m)	ms	0.00	-	-

7.2.-. VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO A

Nella figura che segue si riportano i simboli di riferimento per il dimensionamento complessivo dell'opera di sostegno.



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.40	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.10	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.70	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.70	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.70	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.05	(m)

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

Nella fase 1 si considera uno spessore del rinterro a lato della fondazione pari allo spessore della stessa.

Nella fase 2 si considera uno spessore del rinterro a lato della fondazione pari allo spessore della stessa più un aliquota pari a 50 cm.

7.2.1.-.Fase 1 – verifiche geotecniche

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)	30.00	27.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	20.00	18.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	71.75	64.58
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	121.75	109.58
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	0.00	0.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	25.50	22.95
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	22.67	20.40
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	147.09	132.38
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	195.25	175.73
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	0.00	0.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	0.00	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	0.00	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	0.00	
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	0.00	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	0.00	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	0.00	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.00	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.00	

Condizione statica

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

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

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	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)	0.00	0.00
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
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

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	19.33	29.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	22.87	34.31
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	20.83	18.74

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	146.25	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	7.30	(kN/m)
-----	-----------------	------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.62	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs scorr. (N*f + Sp) / T 12.52 > 1.10

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	194.47	(kNm/m)
------	-------------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	63.31	(kNm/m)
------	--	-------	---------

Fs ribaltamento Ms / Mr 3.07 > 1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	146.25	146.25	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	7.30	7.30	(kN/m)
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)	152.77	152.77	(kNm/m)
$MM = \Sigma M$			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)	147.04	147.04	(kNm/m)
$M = X_c \cdot N - MM$			

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_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	1.01	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.09	(m)

I valori di N_c , N_q e N_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	23.18	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	($2 + \pi$ in cond. nd)	35.49	(-)
$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$	(0 in cond. nd)	30.21	(-)

I valori di i_c , i_q e i_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.90	0.90	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.90	0.90	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.86	0.86	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

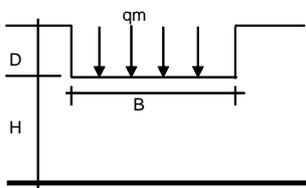
q_{lim}	(carico limite unitario)	521.85	521.85	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

Nmin	7.45	>	1.40
Nmax	7.45	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	146.25	(kN/m)
M	125.94	(kNm/m)
$e = M/N$	0.86	(m)
B^*	2.38	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.70	(m)
D/B^* =	0.29	(m)
H_s/B^* =	3.45	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 61.51 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.948 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.91 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 6.29 \quad (\text{mm})$$

7.2.2.-.Fase 2 – verifiche geotecniche

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)	30.00	27.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	20.00	18.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	71.75	64.58
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	121.75	109.58
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	216.00	194.40
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	16.00	14.40
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	232.00	208.80
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	161.45	242.172
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	32.29	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	25.50	22.95
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	22.67	20.40
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	147.09	132.38
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	195.25	175.73
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	594.00	534.60
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	20.27	18.24
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	614.27	552.84
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	411.69	617.54
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	82.34	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		9.67
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		4.84
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		18.43
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		9.21
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		6.43
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		3.23
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		1.99
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		11.66
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		1.01
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.90
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		5.84
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		7.75
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		46.32
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		4.28
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		50.60
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)		23.59
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)		1.02
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		24.61

Condizione statica

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU
St = $0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 47.92	62.29	67.40
Sq perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 14.68	19.09	20.65
Sq acc = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 53.10	79.64	101.85

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 45.03	58.53	64.51
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 13.80	17.93	19.77
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 49.89	74.84	97.48

- Componente verticale condizione statica

Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 16.39	21.30	19.53
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 5.02	6.53	5.98
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 18.16	27.24	29.51

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(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) 70.54	91.70	101.07
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 67.19	87.35	80.09
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 32.42	42.15	46.45
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 117.25	175.87	229.07
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 20.59	26.76	24.54
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 74.45	111.68	121.01
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 = $mp + m$	(kNm/m) 19.33	29.00	29.00
Mfext2 = $(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 22.87	34.31	34.31
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 20.83	20.83	18.74

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N = $P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	433.32	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Sqh + f$	158.61	(kN/m)
---------------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $\tan \phi_1'$	0.62	(-)
--------------------	------	-----

Fs scorr. (N*f + Sp) / T **1.71** > **1.10**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $M_m + M_t + M_{fext3}$	747.31	(kNm/m)
------------------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $M_{St} + MSq + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	214.27	(kNm/m)
--	--------	---------

Fs ribaltamento Ms / Mr **3.49** > **1.15**

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	433.32	675.49 (kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sth + Sqh + f - Sp$	158.61	158.61 (kN/m)	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	683.11	1300.65 (kNm/m)	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = Xc * N - MM$	205.20	84.12 (kNm/m)	

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0'Nq'iq + 0.5\gamma_1'B'Ny'iy$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H2'$	sovraccarico stabilizzante	22.80	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.47	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.15	3.85 (m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	23.18	(-)
$Nc = (Nq - 1)/tg(\phi)$	(2+π in cond. nd)	35.49	(-)
$Ny = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	30.21	(-)

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

$iq = (1 - T/(N + B * c'cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.40	0.59 (-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0.37	0.37 (-)
$iy = (1 - T/(N + B * c'cot(\phi)))^{m+1}$		0.25	0.25 (-)

(fondazione nastriforme m = 2)

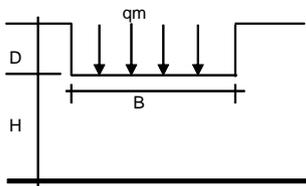
q_{lim}	(carico limite unitario)	321.62	418.64 (kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	-----------------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} * B^* / N$$

Nmin	2.34	>	1.40
Nmax	2.39	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	413.28	(kN/m)
M	106.36	(kNm/m)
e=M/N	0.26	(m)
B*	3.59	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.20	(m)
D/B* =	0.33	(m)
Hs/B* =	2.29	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 120.86 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$\mu_0 =$	0.946	(-)
-----------	-------	-----

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

$\mu_1 =$	0.72	(-)
-----------	------	-----

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 14.80 \quad (\text{mm})$$

Condizione sismica – verifica a scorrimento e carico limite della fondazione

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	47.92	47.92	61.28
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+$ - Sst1 stat	(kN/m)	11.47	11.47	13.34
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	17.50	17.50	21.99
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	12.66	12.66	15.90

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	45.03	45.03	58.65
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	10.78	10.78	12.76
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	16.45	16.45	21.04
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	11.90	11.90	15.22

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	16.39	16.39	17.76
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	3.92	3.92	3.86
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	5.99	5.99	6.37
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	4.33	4.33	4.61

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(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 * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	70.54	70.54	91.88
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	16.89	16.89	20.00
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	67.19	67.19	72.81
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	16.09	16.09	15.85
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	66.60	66.60	85.22
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	42.29	42.29	45.02
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)*(H ₃ + H ₂)	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B ₁ +B ₂ + B ₃ /2)	(kNm/m)		20.83	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	422.93	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	112.25	(kN/m)
--	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ ₁ '	0.62	(-)
------------------------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T	2.35	>	1.00
----------------------------	-------------	-------------	-------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax [*]	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	422.93	455.22	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	112.25		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	771.99	854.33	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	95.01	78.87	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	22.80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.22	0.17	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.65	3.75	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	35.49		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0.54	0.57	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.52	0.55	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ))) ^{m+1}		0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	481.93	502.27	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/N	Nmin	4.16	>	1.20
		Nmax	4.14	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	47.92	47.92	61.28
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	7.73	7.73	8.55
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	17.76	17.76	22.28
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	12.84	12.84	16.11

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	45.03	45.03	58.65
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	7.27	7.27	8.18
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	16.68	16.68	21.32
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	12.07	12.07	15.42

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	16.39	16.39	17.76
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	2.64	2.64	2.48
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	6.07	6.07	6.46
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	4.39	4.39	4.67

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(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 * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	70.54	70.54	91.88
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	11.38	11.38	12.82
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	67.19	67.19	72.81
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	10.84	10.84	10.16
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	67.57	67.57	86.35
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	42.91	42.91	45.62
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)*(H ₃ + H ₂)	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B ₁ +B ₂ + B ₃ /2)	(kNm/m)		20.83	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	393.70	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	109.14	(kN/m)
--	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ ₁ '	0.62	(-)
------------------------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T	2.25	>	1.00
----------------------------	-------------	-------------	-------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax [*]	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	393.70	425.99	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	109.14		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	707.17	789.51	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	99.91	83.77	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	22.80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.25	0.20	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.59	3.71	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	35.49		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0.52	0.55	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.50	0.53	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ))) ^{m+1}		0.38	0.38	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	460.48	482.63	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	4.20	>	1.20
		Nmax	4.20	>	

Condizione sismica – verifica al ribaltamento

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)	30.00	30.00	27.00
Pm3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$ (kN/m)	20.00	20.00	18.00
Pm4 = $(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$ (kN/m)	71.75	71.75	64.58
Pm5 = $(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5 (kN/m)	121.75	121.75	109.58

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

Pt1 = $(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$ (kN/m)	216.00	216.00	194.40
Pt2 = $(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$ (kN/m)	16.00	16.00	14.40
Sovr = $qp \cdot (B4+B5)$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr (kN/m)	232.00	232.00	208.80

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $q \cdot (B4+B5)$ (kN/m)	161.45	242.172	
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B4+B5)$ (kN/m)	32.29		

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

- Muro (Mm)

	SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 = $Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 = $Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$ (kNm/m)	25.50	25.50	22.95
Mm3 = $Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$ (kNm/m)	22.67	22.67	20.40
Mm4 = $Pm4 \cdot (B/2)$ (kNm/m)	147.09	147.09	132.38
Mm5 = $Pm5 \cdot (B - Bd/2)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5 (kNm/m)	195.25	195.25	175.73

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

Mt1 = $Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$ (kNm/m)	594.00	594.00	534.60
Mt2 = $Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 = $Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$ (kNm/m)	20.27	20.27	18.24
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)	614.27	614.27	552.84

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$ (kNm/m)	411.69	617.54	
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$ (kNm/m)	82.34		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h = $Pm \cdot kh$ (kN/m)	14.51
Ps v = $Pm \cdot kv$ (kN/m)	7.25

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

Ptsh = $Pt \cdot kh$ (kN/m)	27.64
Ptsh v = $Pt \cdot kv$ (kN/m)	13.82

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

MPs1 h = $kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$ (kNm/m)	0.00
MPs2 h = $kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$ (kNm/m)	9.65
MPs3 h = $kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$ (kNm/m)	4.85
MPs4 h = $kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$ (kNm/m)	2.99
MPs5 h = $-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$ (kNm/m)	0.00
MPs h = $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$ (kNm/m)	17.49

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

MPs1 v = $kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$ (kNm/m)	0.00
MPs2 v = $kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$ (kNm/m)	1.52
MPs3 v = $kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$ (kNm/m)	1.35
MPs4 v = $kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$ (kNm/m)	8.76
MPs5 v = $kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$ (kNm/m)	0.00
MPs v = $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$ (kNm/m)	11.63

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

MPts1 h = $kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$ (kNm/m)	69.48
MPts2 h = $kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$ (kNm/m)	0.00
MPts3 h = $kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$ (kNm/m)	6.42
MPts h = $MPts1 + MPts2 + MPts3$ (kNm/m)	75.90

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

MPts1 v = $kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$ (kNm/m)	35.38
MPts2 v = $kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$ (kNm/m)	0.00
MPts3 v = $kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$ (kNm/m)	1.53
MPts v = $MPts1 + MPts2 + MPts3$ (kNm/m)	36.91

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 47.92	47.92	61.28
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m) 12.61	12.61	20.70
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 17.50	17.50	23.70
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 12.66	12.66	17.14

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m) 45.03	45.03	58.65
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m) 11.85	11.85	19.81
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m) 16.45	16.45	22.69
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m) 11.90	11.90	16.41

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m) 16.39	16.39	17.76
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m) 4.31	4.31	6.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m) 5.99	5.99	6.87
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m) 4.33	4.33	4.97

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(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) 70.54	70.54	91.88
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m) 18.56	18.56	31.03
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m) 67.19	67.19	72.81
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m) 17.68	17.68	24.59
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m) 66.60	66.60	91.87
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m) 42.29	42.29	48.53
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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)	20.83

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	830.35 (kNm/m)
-----------------------	------------------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	113.70 (kNm/m)
---	------------------

Fr = Ms / Mr	7.30	>	1.00
--------------	-------------	---	-------------

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	47.92	47.92	61.28
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-k_v) \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	6.58	6.58	13.68
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	17.76	17.76	24.42
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	12.84	12.84	17.66

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	45.03	45.03	58.65
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	6.19	6.19	13.10
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	16.68	16.68	23.37
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	12.07	12.07	16.91

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	16.39	16.39	17.76
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	2.25	2.25	3.97
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	6.07	6.07	7.08
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	4.39	4.39	5.12

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1-k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(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 * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	70.54	70.54	91.88
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	9.69	9.69	20.52
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	67.19	67.19	72.81
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	9.23	9.23	16.26
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	67.57	67.57	94.66
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	42.91	42.91	50.00
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) * (H ₃ + H ₂)	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs) * (B ₁ + B ₂ + B ₃ /2)	(kNm/m)		20.83	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	830.35 (kNm/m)
-----------------------	------------------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	209.92 (kNm/m)
---	------------------

Fr = Ms / Mr	3.96	>	1.00
---------------------	-------------	-------------	-------------

7.2.3.-.Fase 2 – verifiche strutturali

Verifica strutturale allo SLU a pressoflessione e taglio

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

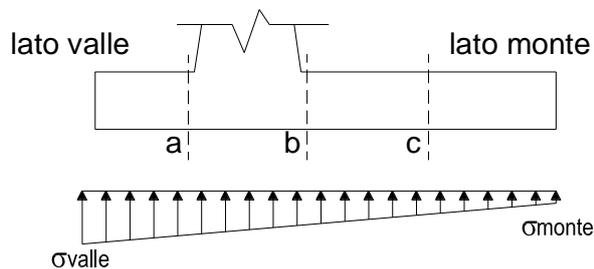
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.10 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.80 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	443.82	273.20	205.76	10.74
	685.99	152.11	221.61	113.02
sisma+	433.43	107.61	144.12	67.30
	465.72	91.47	146.24	80.94
sisma-	404.20	112.51	138.74	58.43
	436.49	96.37	140.86	72.06



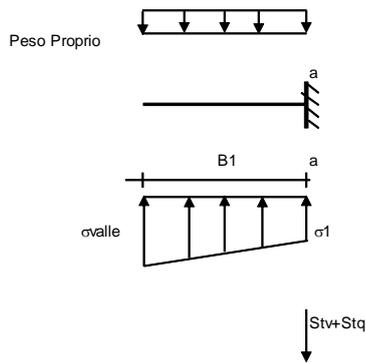
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.50 (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	205.76	172.47	43.41	120.13
	221.61	203.07	48.49	136.39
sisma+	144.12	131.01	29.78	85.53
	146.24	135.09	30.46	87.40
sisma-	138.74	125.03	28.76	82.61
	140.86	129.11	29.43	84.49



Mensola Lato Monte

PP = 17.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

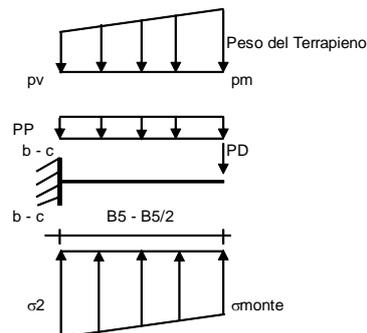
caso	Nmin	N max stat	N max sism	
				(kN/m ²)
pm	80.00	158.12	90.42	(kN/m ²)
pvb	80.00	158.12	90.42	(kN/m ²)
pvc	80.00	158.12	90.42	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

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

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



caso	σ_{monte}	σ_2b	M_b	V_b	σ_2c	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	10.74	139.17	-308.90	-115.95	74.95	-133.91	-128.86
	113.02	184.53	-289.98	-127.55	148.78	-120.53	-115.45
sisma+	67.30	117.89	-145.41	-54.32	92.60	-64.71	-59.55
	80.94	123.94	-144.39	-56.98	102.44	-63.30	-58.32
sisma-	58.43	111.32	-143.69	-53.14	84.87	-63.87	-59.17
	72.06	117.37	-139.66	-53.57	94.72	-61.71	-56.82

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

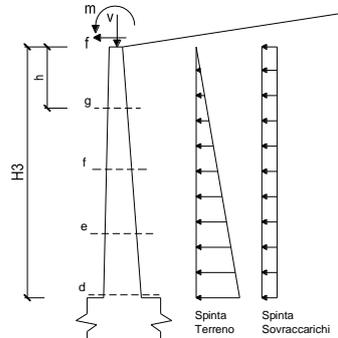
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot kh$$



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	4.00	56.53	157.91	109.13	323.57	35.00	50.00	85.00
e-e	3.00	23.85	88.83	95.44	208.11	35.00	33.75	68.75
f-f	2.00	7.07	39.48	81.75	128.29	35.00	20.00	55.00
g-g	1.00	0.88	9.87	68.06	78.82	35.00	8.75	43.75

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	42.40	78.96	13.69	135.04
e-e	3.00	23.85	59.22	13.69	96.75
f-f	2.00	10.60	39.48	13.69	63.77
g-g	1.00	2.65	19.74	13.69	36.08

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	4.00	43.48	11.08	48.24	0.00	6.88	109.69	35.00	51.99	86.99
e-e	3.00	18.35	4.67	27.13	0.00	3.57	53.73	35.00	35.09	70.09
f-f	2.00	5.44	1.38	12.06	0.00	1.46	20.34	35.00	20.79	55.79
g-g	1.00	0.68	0.17	3.01	0.00	0.33	4.20	35.00	9.10	44.10

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	4.00	32.61	8.31	24.12	0.00	3.97	69.01
e-e	3.00	18.35	4.67	18.09	0.00	2.68	43.79
f-f	2.00	8.15	2.08	12.06	0.00	1.59	23.88
g-g	1.00	2.04	0.52	6.03	0.00	0.69	9.28

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	4.00	43.48	7.47	48.94	0.00	6.88	106.78	35.00	48.01	83.01
e-e	3.00	18.35	3.15	27.53	0.00	3.57	52.60	35.00	32.41	67.41
f-f	2.00	5.44	0.93	12.24	0.00	1.46	20.06	35.00	19.21	54.21
g-g	1.00	0.68	0.12	3.06	0.00	0.33	4.19	35.00	8.40	43.40

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	4.00	32.61	5.60	24.47	0.00	3.97	66.66
e-e	3.00	18.35	3.15	18.35	0.00	2.68	42.53
f-f	2.00	8.15	1.40	12.24	0.00	1.59	23.38
g-g	1.00	2.04	0.35	6.12	0.00	0.69	9.20

Verifica strutturale allo SLE a fessurazione

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

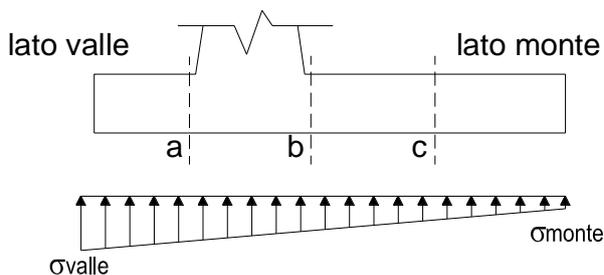
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.10 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.80 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	423.78	155.89	159.00	47.72
	544.87	95.35	166.93	98.86
Q.P.	410.16	95.88	134.26	65.82
	410.16	95.88	134.26	65.82

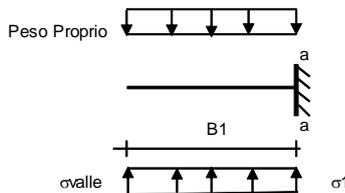


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.50 (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}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	159.00	140.00	33.12
	166.93	155.31	35.66
Q.P.	134.26	122.57	27.65
	134.26	122.57	27.65



Mensola Lato Monte

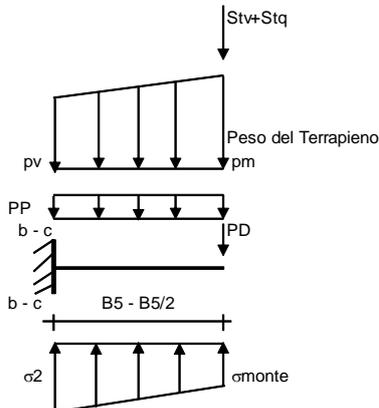
PP = 17.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	80.00	119.06	80.00	(kN/m ²)
pvb	80.00	119.06	80.00	(kN/m ²)
pvc	80.00	119.06	80.00	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	47.72	121.00	-186.99	84.36	-81.52
	98.86	143.68	-177.53	121.27	-74.84
Q.P.	65.82	110.89	-118.53	88.35	-50.93
	65.82	110.89	-118.53	88.35	-50.93



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

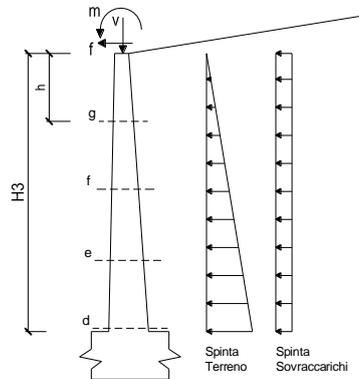
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



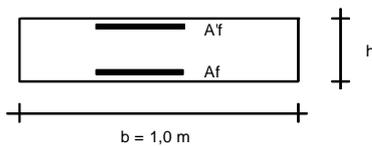
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	43.48	87.18	54.56	185.22	35.00	50.00	85.00
e-e	3.00	18.35	49.04	47.72	115.10	35.00	33.75	68.75
f-f	2.00	5.44	21.79	40.88	68.10	35.00	20.00	55.00
g-g	1.00	0.68	5.45	34.03	40.16	35.00	8.75	43.75

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	43.48	23.48	0.00	66.97	35.00	50.00	85.00
e-e	3.00	18.35	13.21	0.00	31.55	35.00	33.75	68.75
f-f	2.00	5.44	5.87	0.00	11.31	35.00	20.00	55.00
g-g	1.00	0.68	1.47	0.00	2.15	35.00	8.75	43.75

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 (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	A'f (cm ²)	σc (N/mm ²)	σf (N/mm ²)	wk (mm)	w _{amm} (mm)
(-)									
a - a	35.66	0.00	0.70	15.71	15.71	0.72	38.41	0.054	0.400
b - b	-186.99	0.00	0.70	15.71	15.71	3.78	201.41	0.285	0.400
c - c	-81.52	0.00	0.70	15.71	15.71	1.65	87.81	0.124	0.400
d - d	185.22	85.00	0.70	15.71	5.65	4.07	174.49	0.247	0.400
e - e	115.10	68.75	0.60	15.71	5.65	3.32	127.63	0.180	0.400
f - f	68.10	55.00	0.50	15.71	5.65	2.74	92.01	0.114	0.400
g - g	40.16	43.75	0.40	15.71	5.65	2.47	70.48	0.075	0.400

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	A'f (cm ²)	σc (N/mm ²)	σf (N/mm ²)	wk (mm)	w _{amm} (mm)
(-)									
a - a	27.65	0.00	0.70	15.71	15.71	0.56	29.78	0.042	0.300
b - b	-118.53	0.00	0.70	15.71	15.71	2.39	127.67	0.180	0.300
c - c	-50.93	0.00	0.70	15.71	15.71	1.03	54.86	0.078	0.300
d - d	66.97	85.00	0.70	15.71	5.65	1.48	47.75	0.067	0.300
e - e	31.55	68.75	0.60	15.71	5.65	0.91	21.31	0.027	0.300
f - f	11.31	55.00	0.50	15.71	5.65	0.44	4.29	0.004	0.300
g - g	2.15	43.75	0.40	15.71	5.65	0.00	-	-	0.300

sez. compressa

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

Verifica strutturale allo SLE dello stato tensionale

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

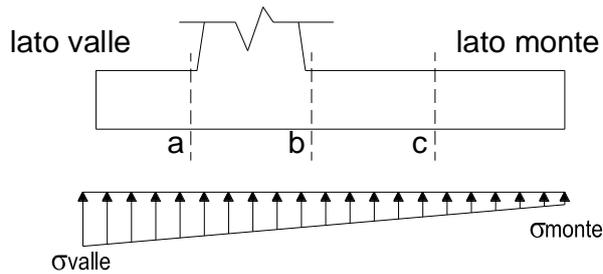
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.10 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.80 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	428.32	194.51	173.90	35.04
	589.77	113.79	184.46	103.23
sisma+	433.43	107.61	144.12	67.30
	465.72	91.47	146.24	80.94
sisma-	404.20	112.51	138.74	58.43
	436.49	96.37	140.86	72.06

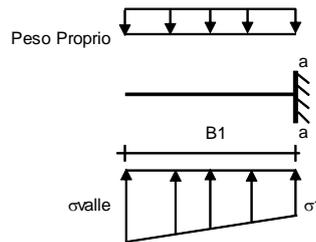


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.50 (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	173.90	150.19	36.38
	184.46	170.59	39.77
sisma+	144.12	131.01	29.78
	146.24	135.09	30.46
sisma-	138.74	125.03	28.76
	140.86	129.11	29.43



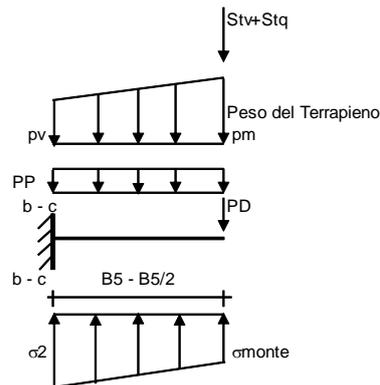
Mensola Lato Monte

PP = 17.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 80.00	132.08	90.42	(kN/m ²)
pvb	= 80.00	132.08	90.42	(kN/m ²)
pvc	= 80.00	132.08	90.42	(kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	35.04	126.48	-223.40	80.76	-96.45
	103.23	156.72	-210.79	129.98	-87.53
sisma+	67.30	117.89	-145.41	92.60	-64.71
	80.94	123.94	-144.39	102.44	-63.30
sisma-	58.43	111.32	-143.69	84.87	-63.87
	72.06	117.37	-139.66	94.72	-61.71

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

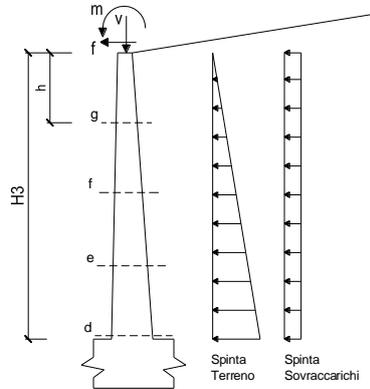
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

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

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



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	4.00	43.48	108.41	72.75	224.64	35.00	50.00	85.00
e-e	3.00	18.35	60.98	63.63	142.95	35.00	33.75	68.75
f-f	2.00	5.44	27.10	54.50	87.04	35.00	20.00	55.00
g-g	1.00	0.68	6.78	45.38	52.83	35.00	8.75	43.75

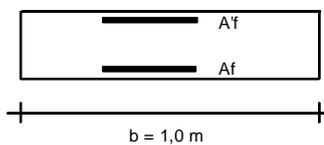
condizione sismica +

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	4.00	43.48	11.08	48.24	0.00	6.88	109.69	35.00	51.99	86.99
e-e	3.00	18.35	4.67	27.13	0.00	3.57	53.73	35.00	35.09	70.09
f-f	2.00	5.44	1.38	12.06	0.00	1.46	20.34	35.00	20.79	55.79
g-g	1.00	0.68	0.17	3.01	0.00	0.33	4.20	35.00	9.10	44.10

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	4.00	43.48	7.47	48.94	0.00	6.88	106.78	35.00	48.01	83.01
e-e	3.00	18.35	3.15	27.53	0.00	3.57	52.60	35.00	32.41	67.41
f-f	2.00	5.44	0.93	12.24	0.00	1.46	20.06	35.00	19.21	54.21
g-g	1.00	0.68	0.12	3.06	0.00	0.33	4.19	35.00	8.40	43.40

VERIFICHE



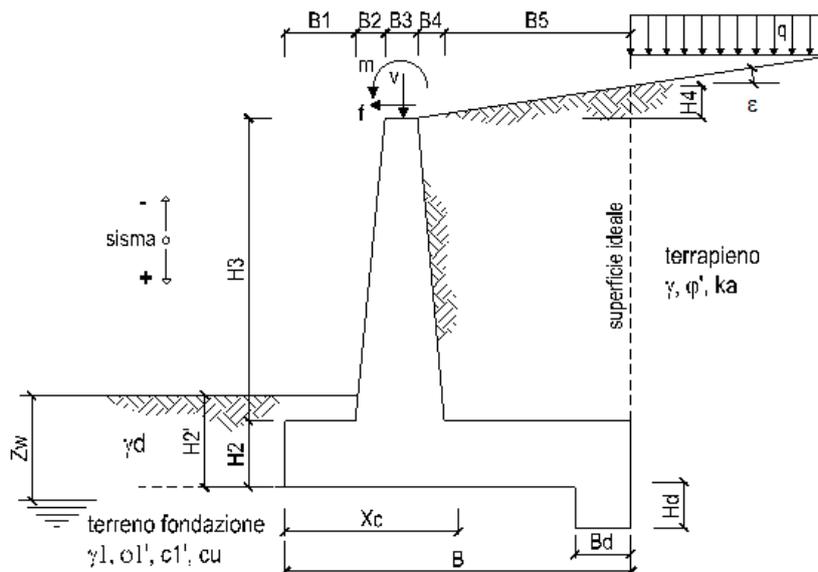
- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

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	39.77	0.00	0.70	15.71	15.71	0.80	42.84
b - b	-223.40	0.00	0.70	15.71	15.71	4.51	240.63
c - c	-96.45	0.00	0.70	15.71	15.71	1.95	103.88
d - d	224.64	85.00	0.70	15.71	5.65	4.92	216.95
e - e	142.95	68.75	0.60	15.71	5.65	4.12	163.42
f - f	87.04	55.00	0.50	15.71	5.65	3.49	122.13
g - g	52.83	43.75	0.40	15.71	5.65	3.23	96.93

7.3.-.VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO B

Nella figura che segue si riportano i simboli di riferimento per il dimensionamento complessivo dell'opera di sostegno.



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.30	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.70	(m)

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

Nella fase 1 si considera uno spessore del rinterro a lato della fondazione pari allo spessore della stessa.

Nella fase 2 si considera uno spessore del rinterro a lato della fondazione pari allo spessore della stessa più un aliquota pari a 50 cm.

7.3.1.- Fase 1 – verifiche geotecniche

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)	22.50	20.25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	11.25	10.13
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	51.00	45.90
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	84.75	76.28
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	0.00	0.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	16.88	15.19
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	11.25	10.13
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	86.70	78.03
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	114.83	103.34
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	0.00	0.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		0.00
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0.00
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		0.00
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0.00
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0.00
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0.00
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0.00
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		0.00
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)		0.00
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)		0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		0.00

Condizione statica

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU
St = $0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(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) 0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
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) 0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

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

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(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) 0.00	0.00	0.00
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
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) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
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 = $mp + m$	(kNm/m) 19.33	29.00	29.00
Mfext2 = $(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 17.52	26.28	26.28
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 18.38	18.38	16.54

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N = $P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	109.25	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Sqh + f$	7.30	(kN/m)
---------------------	------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $\tan \phi_1'$	0.62	(-)
--------------------	------	-----

Fs scorr. (N*f + Sp) / T 9.35 > 1.10

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $M_m + M_t + M_{fext3}$	119.88	(kNm/m)
------------------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	55.28	(kNm/m)
---	-------	---------

Fs ribaltamento Ms / Mr 2.17 > 1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	109.25	109.25	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	7.30	7.30	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	77.92	77.92	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	107.81	107.81	(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_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11.40	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.99	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.43	(m)

I valori di N_c , N_q e N_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	23.18	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	(2+ π in cond. nd)	35.49	(-)
$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$	(0 in cond. nd)	30.21	(-)

I valori di i_c , i_q e i_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.87	0.87	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.87	0.87	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.81	0.81	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

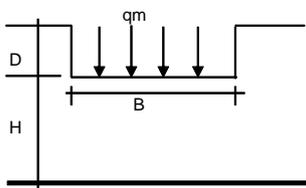
q_{lim}	(carico limite unitario)	387.70	387.70	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

N_{min}	5.06	>	1.40
N_{max}	5.06	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	109.25	(kN/m)
M	89.38	(kNm/m)
$e = M/N$	0.82	(m)
B^*	1.76	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D	0.60	(m)
D/B^*	0.34	(m)
H_s/B^*	3.86	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 61.94 \quad (\text{kN/mq})$$

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

μ_0	0.946	(-)
---------	-------	-----

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

μ_1	0.96	(-)
---------	------	-----

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 4.95 \quad (\text{mm})$$

7.3.2.-.Fase 2 – verifiche geotecniche

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)	22.50	20.25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	11.25	10.13
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	51.00	45.90
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	84.75	76.28

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	132.00	132.00	118.80
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	9.00	9.00	8.10
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	141.00	141.00	126.90

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	130.20	195.3
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	26.04	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	16.88	15.19
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	11.25	10.13
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	86.70	78.03
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	114.83	103.34

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	303.60	273.24
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	9.90	8.91
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	313.50	282.15

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	279.93	419.90
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	55.99	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	6.73
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	3.37

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	11.20
Ptshv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	5.60

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

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	3.75
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	1.43
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	1.22
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	6.40

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

MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.67
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.45
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	3.44
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	4.56

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

MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	22.02
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	1.86
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	23.88

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

MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)	12.06
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.48
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	12.54

Condizione statica

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU
St = $0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 28.11	36.55	39.55
Sq perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 11.24	14.62	15.82
Sq acc = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 40.67	61.00	78.01

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 26.42	34.34	37.85
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 10.57	13.74	15.14
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 38.22	57.32	74.66

- Componente verticale condizione statica

Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 9.61	12.50	11.46
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 3.85	5.00	4.58
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 13.91	20.86	22.61

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(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) 31.70	41.21	45.42
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 32.69	42.50	38.96
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 19.02	24.73	27.25
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 68.79	103.18	134.40
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 13.08	17.00	15.59
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 47.29	70.94	76.86
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 = $mp + m$	(kNm/m) 19.33	29.00	29.00
Mfext2 = $(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 17.52	26.28	26.28
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 18.38	18.38	16.54

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N = $P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	288.61	(kN/m)	
--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Sqh + f$	112.70	(kN/m)	
---------------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $\tan \phi_1'$	0.62	(-)	
--------------------	------	-----	--

Fs scorr. (N*f + Sp) / T 1.60 > 1.10

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $M_m + M_t + M_{fext3}$	402.03	(kNm/m)	
------------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	130.93	(kNm/m)	
---	--------	---------	--

Fs ribaltamento Ms / Mr 3.07 > 1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	288.61	483.91 (kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sth + Sqh + f - Sp$	112.70	112.70 (kN/m)	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	352.74	772.63 (kNm/m)	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = Xc * N - MM$	137.91	50.02 (kNm/m)	

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0'Nq'iq + 0.5\gamma_1'B'Ny'iy$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H2'$	sovraccarico stabilizzante	20.90	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.48	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.44	3.19 (m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	23.18	(-)
$Nc = (Nq - 1)/tg(\phi)$	(2+π in cond. nd)	35.49	(-)
$Ny = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	30.21	(-)

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

$iq = (1 - T/(N + B * c'cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.37	0.59 (-)
$ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)$		0.34	0.34 (-)
$iy = (1 - T/(N + B * c'cot(\phi)))^{m+1}$		0.23	0.23 (-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

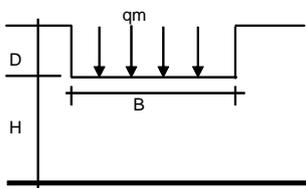
q_{lim}	(carico limite unitario)	255.20	360.29 (kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	-----------------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} * B^* / N$$

N_{min}	2.16	>	1.40
N_{max}	2.38	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	274.14	(kN/m)
M	77.27	(kNm/m)
$e=M/N$	0.28	(m)
B^*	2.84	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.10	(m)
D/B*	0.39	(m)
Hs/B*	2.40	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 101.76 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.943 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.74 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 10.12 \quad (\text{mm})$$

Condizione sismica – verifica a scorrimento e carico limite della fondazione

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	28.11	28.11	35.95
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+$ - Sst1 stat	(kN/m)	6.73	6.73	7.82
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	13.40	13.40	16.84
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	9.70	9.70	12.18

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	26.42	26.42	34.41
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	6.32	6.32	7.49
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	12.60	12.60	16.12
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	9.11	9.11	11.66

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	9.61	9.61	10.42
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	2.30	2.30	2.27
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	4.58	4.58	4.88
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	3.32	3.32	3.53

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(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 * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	31.70	31.70	41.29
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	7.59	7.59	8.99
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	32.69	32.69	35.42
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	7.83	7.83	7.71
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	39.07	39.07	50.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	26.86	26.86	28.60
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)*(H ₃ + H ₂)	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B ₁ +B ₂ + B ₃ /2)	(kNm/m)		18.38	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		279.03	(kN/m)	
--	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		72.38	(kN/m)	
--	--	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tg φ ₁ '		0.62	(-)	
-------------------------	--	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T		2.41	>	1.00
----------------------------	--	-------------	-------------	-------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax [*]	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	279.03	305.07	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	72.38		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	422.54	478.53	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	51.81	40.10	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.19	0.13	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.03	3.14	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	35.49		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0.55	0.58	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.53	0.56	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ))) ^{m+1}		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	432.96	455.08	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B*/ N	Nmin	4.70	>	1.20
		Nmax	4.68	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	28.11	28.11	35.95
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	4.54	4.54	5.02
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	13.60	13.60	17.06
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	9.84	9.84	12.34

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	26.42	26.42	34.41
Sst1h sism = Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.26	4.26	4.80
Ssq1h perm = Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.78	12.78	16.33
Ssq1h acc = Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	9.24	9.24	11.81

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	9.61	9.61	10.42
Sst1v sism = Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.55	1.55	1.45
Ssq1v perm = Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.65	4.65	4.94
Ssq1v acc = Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.36	3.36	3.58

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(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 $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	31.70	31.70	41.29
MSst1 sism = Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	5.12	5.12	5.76
MSst2 stat = Sst1v stat $\cdot B$	(kNm/m)	32.69	32.69	35.42
MSst2 sism = Sst1v sism $\cdot B$	(kNm/m)	5.28	5.28	4.94
MSsq1 = Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	39.64	39.64	50.66
MSsq2 = Ssq1v $\cdot B$	(kNm/m)	27.25	27.25	28.97
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)		18.38	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	260.47	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh	70.63	(kN/m)
---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'	0.62	(-)
-----------	------	-----

Fs = (N'f + Sp) / T	2.30	>	1.00
----------------------------	-------------	-------------	-------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax [*]	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	260.47	286.51	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	70.63		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	388.09	444.07	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	54.71	42.99	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.21	0.15	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.98	3.10	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2) * e ^{(π * tg(φ))}	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
Nc = (Nq - 1) / tg(φ)	(2+π in cond. nd)	35.49		(-)
Nγ = 2 * (Nq + 1) * tg(φ)	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

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

iq = (1 - T / (N + B * c' cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0.53	0.57	(-)
ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)		0.51	0.55	(-)
iγ = (1 - T / (N + B * c' cotg(φ))) ^{m+1}		0.39	0.39	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	414.15	438.16	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim * B* / N	Nmin	4.74	>	1.20
		Nmax	4.74	>	

Condizione sismica – verifica al ribaltamento

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	22.50	20.25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	11.25	10.13
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	51.00	45.90
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	84.75	76.28

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	132.00	118.80
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	9.00	8.10
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	141.00	126.90

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	130.20	195.3
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	26.04	

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

- Muro (Mm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	16.88	15.19
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	11.25	10.13
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	86.70	78.03
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	114.83	103.34

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	303.60	273.24
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	9.90	8.91
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	313.50	282.15

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	279.93	419.90
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	55.99	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		10.10
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		5.05

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		16.80
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		8.40

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

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		5.63
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		2.14
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		1.82
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		9.60

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

MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		1.01
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.67
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		5.16
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		6.84

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

MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		33.03
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		2.79
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		35.81

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

MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)		18.09
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)		0.72
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		18.81

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 28.11	28.11	35.95
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 7.40	7.40	12.14
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 13.40	13.40	18.16
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 9.70	9.70	13.13

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m) 26.42	26.42	34.41
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m) 6.95	6.95	11.62
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m) 12.60	12.60	17.38
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m) 9.11	9.11	12.57

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m) 9.61	9.61	10.42
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m) 2.53	2.53	3.52
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m) 4.58	4.58	5.26
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m) 3.32	3.32	3.81

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(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) 31.70	31.70	41.29
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m) 8.34	8.34	13.95
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m) 32.69	32.69	35.42
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m) 8.60	8.60	11.96
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m) 39.07	39.07	53.90
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m) 26.86	26.86	30.83
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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)	18.38

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	446.70 (kNm/m)
-----------------------	----------------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	50.68 (kNm/m)
---	---------------

Fr = Ms / Mr	8.81	>	1.00
--------------	-------------	---	-------------

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	28.11	28.11	35.95
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-k_v) \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.86	3.86	8.03
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	13.60	13.60	18.71
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	9.84	9.84	13.53

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	26.42	26.42	34.41
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	3.63	3.63	7.68
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	12.78	12.78	17.90
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	9.24	9.24	12.95

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	9.61	9.61	10.42
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	1.32	1.32	2.33
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	4.65	4.65	5.42
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	3.36	3.36	3.92

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1-k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(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 * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	31.70	31.70	41.29
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	4.35	4.35	9.22
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	32.69	32.69	35.42
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	4.49	4.49	7.91
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	39.64	39.64	55.53
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	27.25	27.25	31.76
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) * (H ₃ + H ₂)	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs) * (B ₁ + B ₂ + B ₃ /2)	(kNm/m)		18.38	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	446.70 (kNm/m)
-----------------------	------------------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	102.01 (kNm/m)
---	------------------

Fr = Ms / Mr	4.38	>	1.00
---------------------	-------------	-------------	-------------

7.3.3.-.Fase 2 – verifiche strutturali

Verifica strutturale allo SLU a pressoflessione e taglio

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

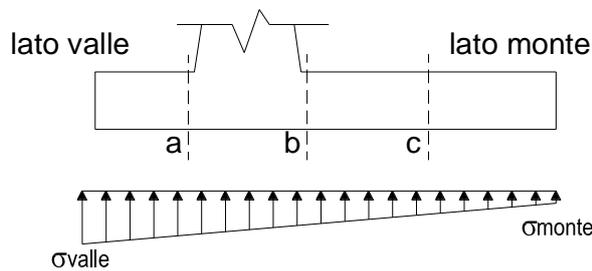
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 3.40 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.93 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	306.61	237.93	221.22	0.00
	501.91	150.04	225.50	69.75
sisma+	297.03	68.91	123.13	51.59
	323.07	57.20	124.71	65.34
sisma-	278.47	71.81	119.17	44.63
	304.51	60.09	120.75	58.37



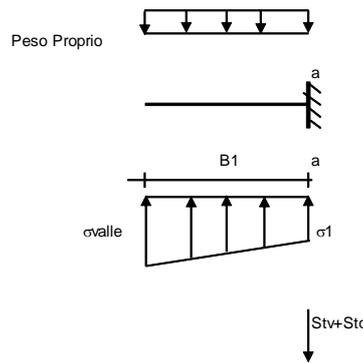
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (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}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	221.22	173.34	34.25	109.37
	225.50	198.01	36.24	118.05
sisma+	123.13	110.51	18.60	63.26
	124.71	114.23	19.01	64.42
sisma-	119.17	106.02	18.07	61.54
	120.75	109.74	18.48	62.71



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

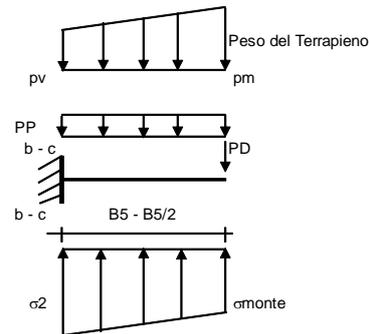
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	60.00	138.12	70.42	(kN/m ²)
pvb	60.00	138.12	70.42	(kN/m ²)
pvc	60.00	138.12	70.42	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$
 $-(St_v + Sq_v) \cdot B^5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B^5 / 2) / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B^5 / 2) / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^5 / 2) / 3 +$
 $-(St_v + Sq_v) \cdot (B^5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^5 / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B^5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B^5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^5 / 2) - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$



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	0.00	125.45	-214.23	-104.75	37.67	-86.18	-111.97
	69.75	170.53	-204.87	-110.93	120.14	-82.48	-102.36
sisma+	51.59	97.88	-70.11	-26.95	74.74	-33.09	-36.11
	65.34	103.75	-69.41	-29.20	84.54	-32.13	-35.07
sisma-	44.63	92.86	-69.58	-26.38	68.75	-32.81	-36.05
	58.37	98.73	-66.88	-26.82	78.55	-31.34	-34.10

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

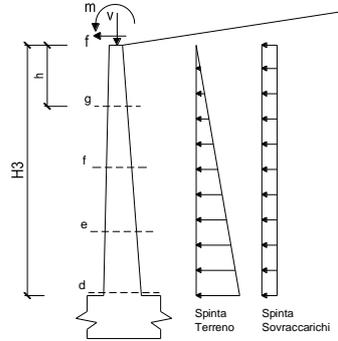
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot kh$$



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	3.00	23.85	88.83	127.25	239.93	42.50	33.75	76.25
e-e	2.25	10.06	49.96	113.56	173.59	42.50	23.20	65.70
f-f	1.50	2.98	22.21	99.88	125.06	42.50	14.06	56.56
g-g	0.75	0.37	5.55	86.19	92.11	42.50	6.33	48.83

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.00	23.85	59.22	18.25	101.32
e-e	2.25	13.41	44.41	18.25	76.08
f-f	1.50	5.96	29.61	18.25	53.82
g-g	0.75	1.49	14.80	18.25	34.54

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	3.00	18.35	4.67	27.13	0.00	3.57	53.73	42.50	35.09	77.59
e-e	2.25	7.74	1.97	15.26	0.00	1.88	26.86	42.50	24.12	66.62
f-f	1.50	2.29	0.58	6.78	0.00	0.78	10.44	42.50	14.62	57.12
g-g	0.75	0.29	0.07	1.70	0.00	0.18	2.24	42.50	6.58	49.08

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	3.00	18.35	4.67	18.09	0.00	2.68	43.79
e-e	2.25	10.32	2.63	13.57	0.00	1.84	28.36
f-f	1.50	4.59	1.17	9.04	0.00	1.12	15.92
g-g	0.75	1.15	0.29	4.52	0.00	0.50	6.46

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	3.00	18.35	3.15	27.53	0.00	3.57	52.60	42.50	32.41	74.91
e-e	2.25	7.74	1.33	15.49	0.00	1.88	26.44	42.50	22.28	64.78
f-f	1.50	2.29	0.39	6.88	0.00	0.78	10.35	42.50	13.50	56.00
g-g	0.75	0.29	0.05	1.72	0.00	0.18	2.24	42.50	6.08	48.58

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	3.00	18.35	3.15	18.35	0.00	2.68	42.53
e-e	2.25	10.32	1.77	13.76	0.00	1.84	27.70
f-f	1.50	4.59	0.79	9.18	0.00	1.12	15.67
g-g	0.75	1.15	0.20	4.59	0.00	0.50	6.43

Verifica strutturale allo SLE a fessurazione

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

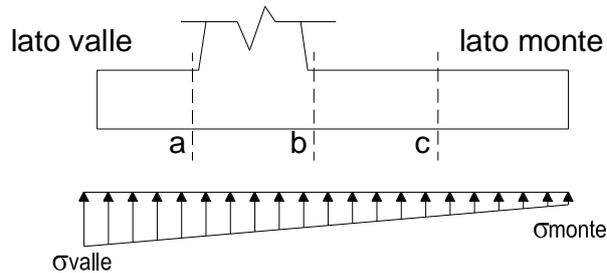
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.40 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.93 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
Freq.	292.14	149.65	163.60	8.25
	389.79	105.71	169.51	59.78
Q.P.	281.71	115.80	142.96	22.75
	281.71	115.80	142.96	22.75

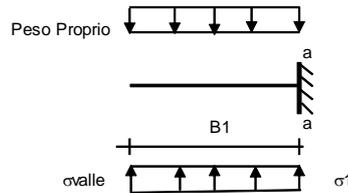


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (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} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
Freq.	163.60	136.18	25.10
	169.51	150.15	26.65
Q.P.	142.96	121.75	21.76
	142.96	121.75	21.76



Mensola Lato Monte

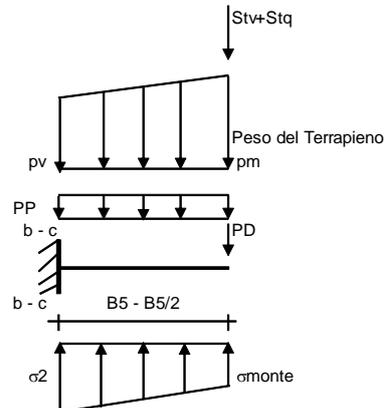
PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	60.00	99.06	60.00	(kN/m ²)
pvb	60.00	99.06	60.00	(kN/m ²)
pvc	60.00	99.06	60.00	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
Freq.	8.25	108.77	-133.01	58.51	-56.53
	59.78	130.78	-126.65	95.28	-51.96
Q.P.	22.75	100.53	-93.31	61.64	-38.57
	22.75	100.53	-93.31	61.64	-38.57



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

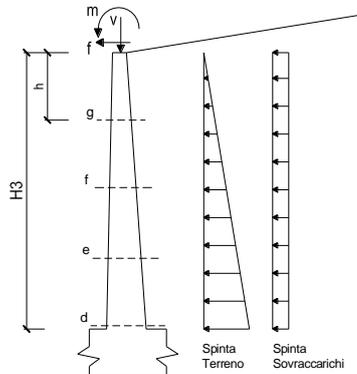
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot \gamma \cdot h^2 + h/3$$

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

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

$$N_{ext} = v$$



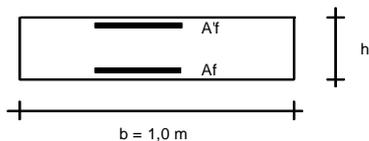
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	3.00	18.35	49.04	63.63	131.01	42.50	33.75	76.25
e-e	2.25	7.74	27.58	56.78	92.10	42.50	23.20	65.70
f-f	1.50	2.29	12.26	49.94	64.49	42.50	14.06	56.56
g-g	0.75	0.29	3.06	43.09	46.45	42.50	6.33	48.83

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	3.00	18.35	13.21	0.00	31.55	42.50	33.75	76.25
e-e	2.25	7.74	7.43	0.00	15.17	42.50	23.20	65.70
f-f	1.50	2.29	3.30	0.00	5.60	42.50	14.06	56.56
g-g	0.75	0.29	0.83	0.00	1.11	42.50	6.33	48.83

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 (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	A'f (cm ²)	σc (N/mm ²)	σf (N/mm ²)	wk (mm)	wamm (mm)
(-)									
a - a	26.65	0.00	0.60	15.71	15.71	0.71	34.30	0.048	0.400
b - b	-133.01	0.00	0.60	15.71	15.71	3.53	171.19	0.242	0.400
c - c	-56.53	0.00	0.60	15.71	15.71	1.50	72.76	0.103	0.400
d - d	131.01	76.25	0.60	15.71	5.65	3.78	145.86	0.206	0.400
e - e	92.10	65.70	0.53	15.71	5.65	3.39	118.83	0.152	0.400
f - f	64.49	56.56	0.45	15.71	5.65	3.16	99.48	0.115	0.400
g - g	46.45	48.83	0.38	15.71	5.65	3.23	90.07	0.093	0.400

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	A'f (cm ²)	σc (N/mm ²)	σf (N/mm ²)	wk (mm)	wamm (mm)
(-)									
a - a	21.76	0.00	0.60	15.71	15.71	0.58	28.01	0.040	0.300
b - b	-93.31	0.00	0.60	15.71	15.71	2.47	120.09	0.170	0.300
c - c	-38.57	0.00	0.60	15.71	15.71	1.02	49.64	0.070	0.300
d - d	31.55	76.25	0.60	15.71	5.65	0.91	19.48	0.025	0.300
e - e	15.17	65.70	0.53	15.71	5.65	0.54	6.13	0.006	0.300
f - f	5.60	56.56	0.45	15.71	5.65	0.28	0.04	0.000	0.300
g - g	1.11	48.83	0.38	15.71	5.65	0.00	-	-	0.300

sez. compressa

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

Verifica strutturale allo SLE dello stato tensionale

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

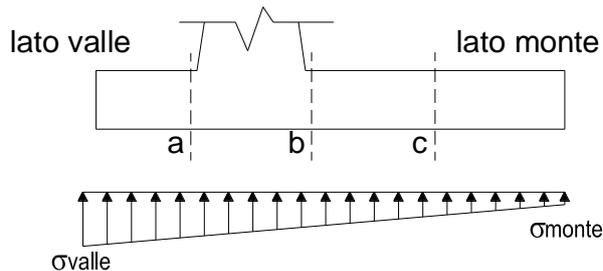
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.40 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.93 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	295.62	172.76	176.66	0.00
	425.82	114.17	184.50	65.98
sisma+	297.03	68.91	123.13	51.59
	323.07	57.20	124.71	65.34
sisma-	278.47	71.81	119.17	44.63
	304.51	60.09	120.75	58.37

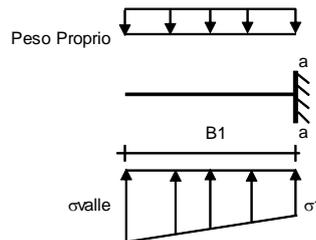


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (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} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
statico	176.66	144.99	27.20
	184.50	163.59	29.26
sisma+	123.13	110.51	18.60
	124.71	114.23	19.01
sisma-	119.17	106.02	18.07
	120.75	109.74	18.48



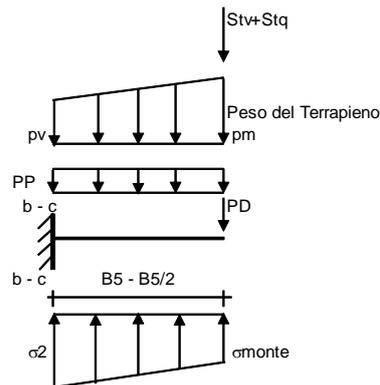
Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism
pm =	60.00	112.08	70.42 (kN/m ²)
pvb =	60.00	112.08	70.42 (kN/m ²)
pvc =	60.00	112.08	70.42 (kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	0.00	113.32	-154.67	55.25	-65.39
	65.98	142.67	-146.21	104.33	-59.34
sisma+	51.59	97.88	-70.11	74.74	-33.09
	65.34	103.75	-69.41	84.54	-32.13
sisma-	44.63	92.86	-69.58	68.75	-32.81
	58.37	98.73	-66.88	78.55	-31.34

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

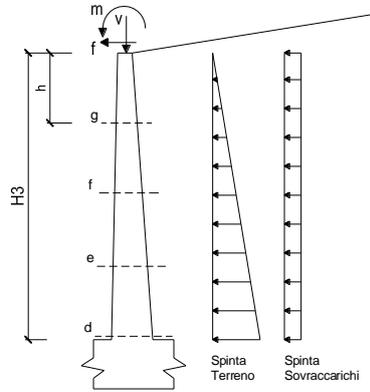
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

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

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



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	3.00	18.35	60.98	84.83	164.16	42.50	33.75	76.25
e-e	2.25	7.74	34.30	75.71	117.75	42.50	23.20	65.70
f-f	1.50	2.29	15.24	66.58	84.12	42.50	14.06	56.56
g-g	0.75	0.29	3.81	57.46	61.56	42.50	6.33	48.83

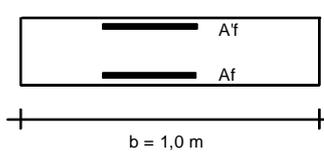
condizione sismica +

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	3.00	18.35	4.67	27.13	0.00	3.57	53.73	42.50	35.09	77.59
e-e	2.25	7.74	1.97	15.26	0.00	1.88	26.86	42.50	24.12	66.62
f-f	1.50	2.29	0.58	6.78	0.00	0.78	10.44	42.50	14.62	57.12
g-g	0.75	0.29	0.07	1.70	0.00	0.18	2.24	42.50	6.58	49.08

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	3.00	18.35	3.15	27.53	0.00	3.57	52.60	42.50	32.41	74.91
e-e	2.25	7.74	1.33	15.49	0.00	1.88	26.44	42.50	22.28	64.78
f-f	1.50	2.29	0.39	6.88	0.00	0.78	10.35	42.50	13.50	56.00
g-g	0.75	0.29	0.05	1.72	0.00	0.18	2.24	42.50	6.08	48.58

VERIFICHE



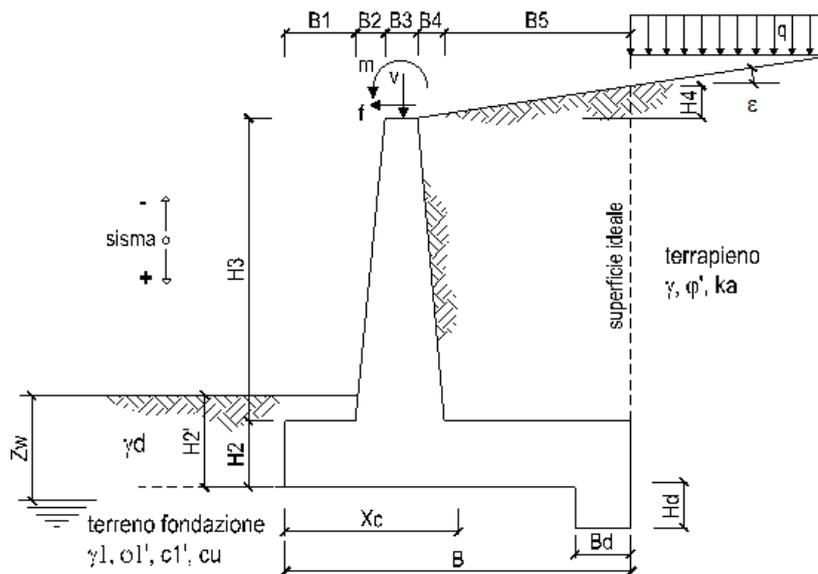
- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

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	29.26	0.00	0.60	15.71	15.71	0.78	37.65
b - b	-154.67	0.00	0.60	15.71	15.71	4.10	199.07
c - c	-65.39	0.00	0.60	15.71	15.71	1.73	84.16
d - d	164.16	76.25	0.60	15.71	5.65	4.72	188.46
e - e	117.75	65.70	0.53	15.71	5.65	4.32	157.38
f - f	84.12	56.56	0.45	15.71	5.65	4.10	134.94
g - g	61.56	48.83	0.38	15.71	5.65	4.26	124.27

7.4.-.VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE - MURO TIPO C

Nella figura che segue si riportano i simboli di riferimento per il dimensionamento complessivo dell'opera di sostegno.



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.20	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.70	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.35	(m)

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

Nella fase 1 si considera uno spessore del rinterro a lato della fondazione pari allo spessore della stessa.

Nella fase 2 si considera uno spessore del rinterro a lato della fondazione pari allo spessore della stessa più un aliquota pari a 50 cm.

7.4.1.-.Fase 1 – verifiche geotecniche

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)	15.00	13.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	5.00	4.50
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	33.75	30.38
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	53.75	48.38
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	0.00	0.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	9.75	8.78
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	4.33	3.90
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	45.56	41.01
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	59.65	53.68
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	0.00	0.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		0.00
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0.00
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		0.00
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0.00
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0.00
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0.00
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0.00
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		0.00
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)		0.00
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)		0.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		0.00

Condizione statica

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

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

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	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)	0.00	0.00
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
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

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	19.33	29.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	12.17	18.25
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	15.93	14.33

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	78.25	(kN/m)
-----	--	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	7.30	(kN/m)
-----	-----------------	------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0.62	(-)
-----	--------------	------	-----

Fs scorr.	(N * f + Sp) / T	6.70	>	1.10
------------------	-------------------------	-------------	-------------	-------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	68.01	(kNm/m)
------	-------------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	47.25	(kNm/m)
------	--	-------	---------

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1.44	>	1.15
------------------------	----------------	-------------	-------------	-------------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	78.25	78.25	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	7.30	7.30	(kN/m)
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)	28.32	28.32	(kNm/m)
$MM = \Sigma M$			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)	77.32	77.32	(kNm/m)
$M = X_c \cdot N - MM$			

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_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.99	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.72	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	23.18	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	($2 + \pi$ in cond. nd)	35.49	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$	(0 in cond. nd)	30.21	(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.82	0.82	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.81	0.81	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.75	0.75	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

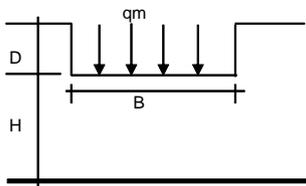
q_{lim}	(carico limite unitario)	254.38	254.38	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

N_{min}	2.35	>	1.40
N_{max}	2.35	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	78.25	(kN/m)
M	61.57	(kNm/m)
$e = M/N$	0.79	(m)
B^*	1.13	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D	0.50	(m)
D/B^*	0.44	(m)
H_s/B^*	4.79	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 69.47 \quad (\text{kN/mq})$$

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

μ_0	0.941	(-)
---------	-------	-----

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

μ_1	1.06	(-)
---------	------	-----

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 3.90 \quad (\text{mm})$$

7.4.2.-.Fase 2 – verifiche geotecniche

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)	15.00	13.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	5.00	4.50
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	33.75	30.38
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	53.75	48.38

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	68.00	68.00	61.20
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	4.00	4.00	3.60
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	72.00	72.00	64.80

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	98.95	148.428
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	19.79	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	9.75	8.78
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	4.33	3.90
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	45.56	41.01
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	59.65	53.68

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	125.80	113.22
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	3.73	3.36
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	129.53	116.58

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	173.17	259.75
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	34.63	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	4.27
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	2.13

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

Pts h =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	5.72
Pts v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	2.86

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

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	1.79
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.46
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.67
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	2.92

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

MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.39
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.17
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.81
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	2.37

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

MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	8.10
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.58
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	8.68

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

MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)	5.00
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.17
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	5.17

Condizione statica

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 13.56	17.62	19.07
Sq perm =	$qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m) 7.81	10.15	10.98
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m) 28.24	42.36	54.17
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 12.74	16.56	18.25
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 7.34	9.54	10.51
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 26.54	39.81	51.85
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 4.64	6.03	5.53
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 2.67	3.47	3.18
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 9.66	14.49	15.70
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m) 10.62	13.80	15.21
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 12.52	16.28	14.92
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m) 9.17	11.92	13.14
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m) 33.17	49.76	64.81
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 7.21	9.37	8.59
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 26.08	39.12	42.39
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 19.33	29.00	29.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 12.17	18.25	18.25
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 15.93	15.93	14.33

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	174.24	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	73.21	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.62	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.49	>	1.10

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	184.59	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	74.51	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	2.48	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	174.24	322.67	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	73.21	73.21	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	147.14	406.89	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	88.08	28.71	(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_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.51	0.09	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.69	2.52	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan \phi$	(2+ π in cond. nd)	35.49		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.34	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.31	0.31	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.19	0.19	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

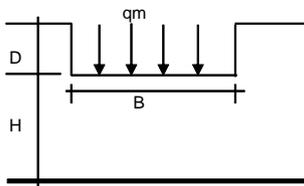
q_{lim}	(carico limite unitario)	192.82	307.97	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

Nmin	1.87	>	1.40
Nmax	2.41	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	164.80	(kN/m)
M	54.26	(kNm/m)
$e = M/N$	0.33	(m)
B^*	2.04	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.00	(m)
D/B^* =	0.49	(m)
H_s/B^* =	2.65	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 85.35 \quad (\text{kN/mq})$$

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

μ_0 =	0.939	(-)
-----------	-------	-----

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

μ_1 =	0.79	(-)
-----------	------	-----

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 6.45 \quad (\text{mm})$$

Condizione sismica – verifica a scorrimento e carico limite della fondazione

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	13.56	13.56	17.34
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.25	3.25	3.77
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	9.31	9.31	11.70
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	6.73	6.73	8.46

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.74	12.74	16.59
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.05	3.05	3.61
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.75	8.75	11.19
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.33	6.33	8.10

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.64	4.64	5.02
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.11	1.11	1.09
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.18	3.18	3.39
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.30	2.30	2.45

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(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)	10.62	10.62	13.83
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	2.54	2.54	3.01
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	12.52	12.52	13.57
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	3.00	3.00	2.95
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	18.84	18.84	24.11
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	14.81	14.81	15.77
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 = $m_p + m_s$	(kNm/m)	0.00		
Mfext2 = $(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00		
Mfext3 = $(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	15.93		

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	166.48	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	40.85	(kN/m)
---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0.62	(-)
--------------------	------	-----

Fs = $(N \cdot f + S_p) / T$	2.55	>	1.00
--	-------------	-------------	-------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax [*]	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	166.48	186.27	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	40.85		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	199.37	234.00	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	25.38	17.46	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.15	0.09	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.40	2.51	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	35.49		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

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)	0.57	0.61	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.55	0.59	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^{m+1}		0.43	0.43	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	390.69	415.17	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	5.62	>	1.20
		Nmax	5.60	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	13.56	13.56	17.34
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-k_v) \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.19	2.19	2.42
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	9.44	9.44	11.85
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	6.83	6.83	8.57

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	12.74	12.74	16.59
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	2.06	2.06	2.31
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	8.87	8.87	11.34
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	6.42	6.42	8.20

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	4.64	4.64	5.02
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0.75	0.75	0.70
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	3.23	3.23	3.43
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	2.34	2.34	2.48

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(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 * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	10.62	10.62	13.83
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	1.71	1.71	1.93
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	12.52	12.52	13.57
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	2.02	2.02	1.89
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	19.12	19.12	24.43
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	15.03	15.03	15.98
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) * (H ₃ + H ₂)	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs) * (B ₁ + B ₂ + B ₃ /2)	(kNm/m)		15.93	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	156.21	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	40.08	(kN/m)
--	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ ₁ '	0.62	(-)
------------------------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T	2.44	>	1.00
----------------------------	-------------	-------------	-------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax [*]	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	156.21	176.00	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	40.08		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	184.08	218.72	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	26.80	18.88	(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)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.17	0.11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.36	2.49	(m)

I valori di N_c , N_q e N_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	23.18		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	35.49		(-)
$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	30.21		(-)

I valori di i_c , i_q e i_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.53	0.58	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot(\phi)))^{m+1}$		0.41	0.41	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	375.06	401.49	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	5.66	>	1.20
		Nmax	5.67	>	

Condizione sismica – verifica al ribaltamento

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)	15.00	15.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	5.00	4.50
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	33.75	30.38
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	53.75	48.38

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	68.00	61.20
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	4.00	3.60
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	72.00	64.80

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat $q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	98.95	148.428	
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	19.79		

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	9.75	8.78
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	4.33	3.90
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	45.56	41.01
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	59.65	53.68

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	125.80	113.22
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	3.73	3.36
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	129.53	116.58

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat $(B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	173.17	259.75	
Sovr acc. Sism $(B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	34.63		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		6.40
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		3.20

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		8.58
Ptshv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		4.29

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.68
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.69
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		1.01
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		4.38

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.58
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.26
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		2.71
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		3.55

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		12.15
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.87
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		13.03

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)		7.49
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot (B - (B4+B5)/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)		0.26
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		7.76

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 13.56	13.56	17.34
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 3.57	3.57	5.86
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 9.31	9.31	12.61
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 6.73	6.73	9.12

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m) 12.74	12.74	16.59
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m) 3.35	3.35	5.60
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m) 8.75	8.75	12.07
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m) 6.33	6.33	8.73

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m) 4.64	4.64	5.02
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m) 1.22	1.22	1.70
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m) 3.18	3.18	3.65
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m) 2.30	2.30	2.64

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(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) 10.62	10.62	13.83
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m) 2.79	2.79	4.67
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m) 12.52	12.52	13.57
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m) 3.29	3.29	4.58
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m) 18.84	18.84	25.99
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m) 14.81	14.81	17.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m) 0.00	0.00	
Mfext2 = (fp+fs) * (H3 + H2)	(kNm/m) 0.00	0.00	
Mfext3 = (vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m) 15.93	15.93	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	205.10 (kNm/m)		
-----------------------	----------------	--	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	15.44 (kNm/m)		
---	---------------	--	--

Fr = Ms / Mr	13.28	>	1.00
--------------	--------------	---	-------------

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a$ (kN/m)	13.56	13.56	17.34
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-k_v) \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$ (kN/m)	1.86	1.86	3.87
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$ (kN/m)	9.44	9.44	12.99
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$ (kN/m)	6.83	6.83	9.40

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ (kN/m)	12.74	12.74	16.59
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ (kN/m)	1.75	1.75	3.71
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ (kN/m)	8.87	8.87	12.43
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ (kN/m)	6.42	6.42	8.99

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ (kN/m)	4.64	4.64	5.02
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ (kN/m)	0.64	0.64	1.12
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ (kN/m)	3.23	3.23	3.76
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ (kN/m)	2.34	2.34	2.72

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1-k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$ (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 * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d) (kNm/m)	10.62	10.62	13.83
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d) (kNm/m)	1.46	1.46	3.09
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	12.52	12.52	13.57
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	1.72	1.72	3.03
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d) (kNm/m)	19.12	19.12	26.78
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	15.03	15.03	17.52
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) * (H ₃ + H ₂) (kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp+vs) * (B ₁ + B ₂ + B ₃ /2) (kNm/m)	15.93

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3 (kNm/m)	205.10
-------------------------------	--------

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts (kNm/m)	38.30
---	-------

Fr = Ms / Mr	5.35	>	1.00
--------------	-------------	---	-------------

7.4.3.-.Fase 2 – verifiche strutturali

Verifica strutturale allo SLU a pressoflessione e taglio

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

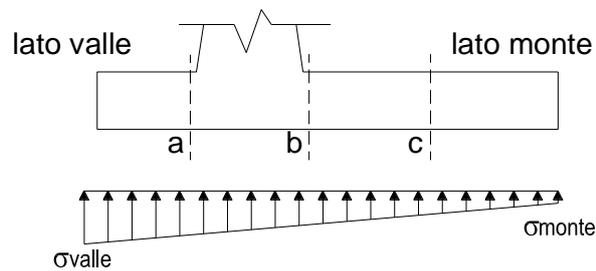
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.70 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.22 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	207.24	241.12	740.78	0.00
	355.67	181.75	282.62	0.00
sisma+	199.48	48.48	113.78	33.98
	219.27	40.56	114.59	47.83
sisma-	189.21	49.90	111.15	29.01
	209.00	41.98	111.96	42.85



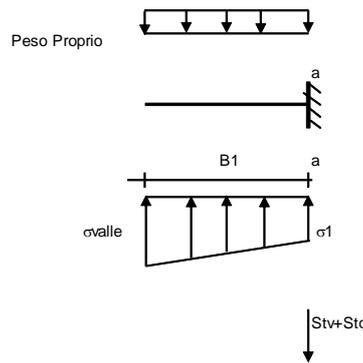
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (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	740.78	78.79	63.45	198.64
	282.62	226.47	31.43	121.02
sisma+	113.78	99.00	11.98	50.39
	114.59	102.23	12.18	50.80
sisma-	111.15	95.93	11.76	49.57
	111.96	99.16	11.96	49.98



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

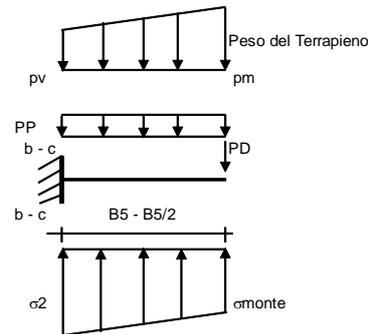
caso	Nmin	N max stat	N max sism	
	pm	40.00	118.12	50.42
pvb	40.00	118.12	50.42	(kN/m ²)
pvc	40.00	118.12	50.42	(kN/m ²)

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

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



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	0.00	0.00	-116.64	-113.24	0.00	-39.36	-68.61
	0.00	170.33	-164.20	-116.85	74.89	-62.02	-110.04
sisma+	33.98	84.22	-24.67	-3.55	59.10	-13.97	-18.07
	47.83	89.87	-24.26	-5.40	68.85	-13.37	-17.25
sisma-	29.01	80.72	-24.64	-3.38	54.87	-13.93	-18.16
	42.85	86.36	-23.04	-3.83	64.61	-13.03	-16.63

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

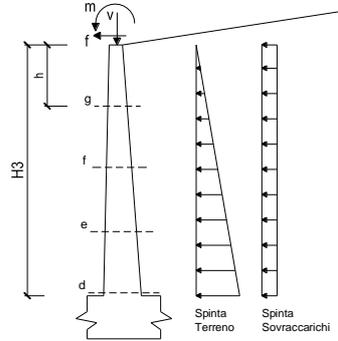
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



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	2.00	7.07	39.48	163.50	210.04	57.50	20.00	77.50
e-e	1.50	2.98	22.21	149.81	175.00	57.50	14.06	71.56
f-f	1.00	0.88	9.87	136.13	146.88	57.50	8.75	66.25
g-g	0.50	0.11	2.47	122.44	125.02	57.50	4.06	61.56

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	10.60	39.48	27.38	77.45
e-e	1.50	5.96	29.61	27.38	62.95
f-f	1.00	2.65	19.74	27.38	49.76
g-g	0.50	0.66	9.87	27.38	37.91

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	2.00	5.44	1.38	12.06	0.00	1.46	20.34	57.50	20.79	78.29
e-e	1.50	2.29	0.58	6.78	0.00	0.78	10.44	57.50	14.62	72.12
f-f	1.00	0.68	0.17	3.01	0.00	0.33	4.20	57.50	9.10	66.60
g-g	0.50	0.08	0.02	0.75	0.00	0.08	0.94	57.50	4.22	61.72

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	2.00	8.15	2.08	12.06	0.00	1.59	23.88
e-e	1.50	4.59	1.17	9.04	0.00	1.12	15.92
f-f	1.00	2.04	0.52	6.03	0.00	0.69	9.28
g-g	0.50	0.51	0.13	3.01	0.00	0.32	3.98

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	2.00	5.44	0.93	12.24	0.00	1.46	20.06	57.50	19.21	76.71
e-e	1.50	2.29	0.39	6.88	0.00	0.78	10.35	57.50	13.50	71.00
f-f	1.00	0.68	0.12	3.06	0.00	0.33	4.19	57.50	8.40	65.90
g-g	0.50	0.08	0.01	0.76	0.00	0.08	0.94	57.50	3.90	61.40

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	2.00	8.15	1.40	12.24	0.00	1.59	23.38
e-e	1.50	4.59	0.79	9.18	0.00	1.12	15.67
f-f	1.00	2.04	0.35	6.12	0.00	0.69	9.20
g-g	0.50	0.51	0.09	3.06	0.00	0.32	3.98

Verifica strutturale allo SLE a fessurazione

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

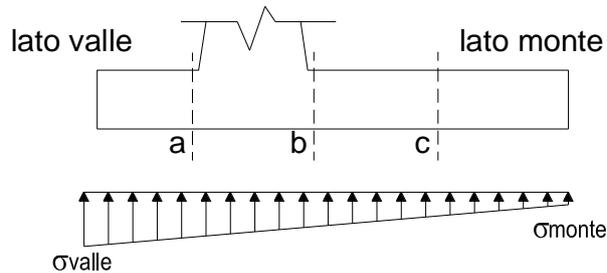
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	197.80	163.98	253.12	0.00
	272.02	134.30	211.78	0.00
Q.P.	190.56	148.88	223.38	0.00
	190.56	148.88	223.38	0.00

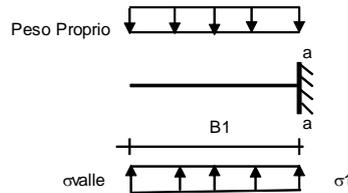


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (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}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	253.12	172.14	26.70
	211.78	170.56	23.19
Q.P.	223.38	157.92	23.63
	223.38	157.92	23.63



Mensola Lato Monte

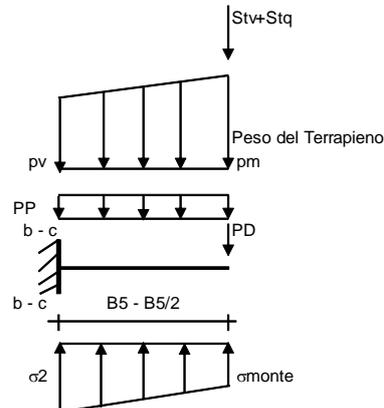
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	40.00	79.06	40.00	(kN/m ²)
pvb	40.00	79.06	40.00	(kN/m ²)
pvc	40.00	79.06	40.00	(kN/m ²)

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

$$M_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - B \cdot d / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	0.00	91.17	-95.79	0.00	-31.34
	0.00	129.34	-103.98	59.26	-40.34
Q.P.	0.00	92.45	-80.60	0.00	-25.18
	0.00	92.45	-80.60	0.00	-25.18



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

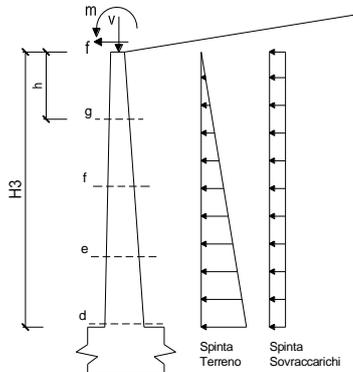
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot h^2 + h/3$$

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

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

$$N_{ext} = v$$



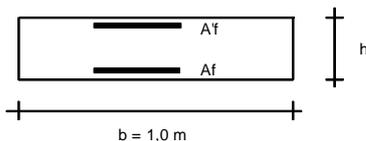
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.00	5.44	21.79	81.75	108.98	57.50	20.00	77.50
e-e	1.50	2.29	12.26	74.91	89.46	57.50	14.06	71.56
f-f	1.00	0.68	5.45	68.06	74.19	57.50	8.75	66.25
g-g	0.50	0.08	1.36	61.22	62.67	57.50	4.06	61.56

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.00	5.44	5.87	0.00	11.31	57.50	20.00	77.50
e-e	1.50	2.29	3.30	0.00	5.60	57.50	14.06	71.56
f-f	1.00	0.68	1.47	0.00	2.15	57.50	8.75	66.25
g-g	0.50	0.08	0.37	0.00	0.45	57.50	4.06	61.56

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 (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	Af' (cm ²)	σ _c (N/mm ²)	σ _f (N/mm ²)	w _k (mm)	w _{amm} (mm)
(-)									
a - a	26.70	0.00	0.50	15.71	15.71	0.99	42.65	0.055	0.400
b - b	-103.98	0.00	0.50	15.71	15.71	3.85	166.10	0.213	0.400
c - c	-40.34	0.00	0.50	15.71	15.71	1.49	64.44	0.083	0.400
d - d	108.98	77.50	0.50	15.71	5.65	4.38	150.35	0.187	0.400
e - e	89.46	71.56	0.45	15.71	5.65	4.38	140.06	0.162	0.400
f - f	74.19	66.25	0.40	15.71	5.65	4.54	134.65	0.145	0.400
g - g	62.67	61.56	0.35	15.71	5.65	4.99	135.62	0.135	0.400

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	Af' (cm ²)	σ _c (N/mm ²)	σ _f (N/mm ²)	w _k (mm)	w _{amm} (mm)
(-)									
a - a	23.63	0.00	0.50	15.71	15.71	0.87	37.75	0.048	0.300
b - b	-80.60	0.00	0.50	15.71	15.71	2.98	128.75	0.165	0.300
c - c	-25.18	0.00	0.50	15.71	15.71	0.93	40.22	0.052	0.300
d - d	11.31	77.50	0.50	15.71	5.65	0.44	1.65	0.001	0.300
e - e	5.60	71.56	0.45	15.71	5.65	0.31	-0.53	0.000	0.300
f - f	2.15	66.25	0.40	15.71	5.65	0.00	-	-	0.300
g - g	0.45	61.56	0.35	15.71	5.65	0.00	-	-	0.300

sez. compressa
sez. compressa

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

Verifica strutturale allo SLE dello stato tensionale

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

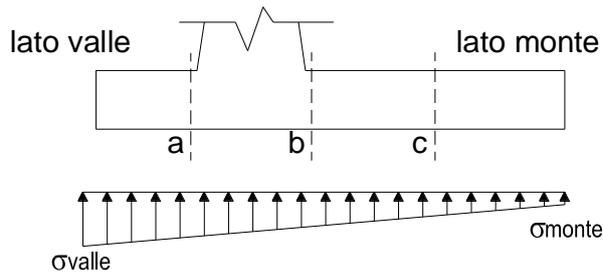
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	200.22	175.54	282.03	0.00
	299.17	135.95	222.71	0.00
sisma+	199.48	48.48	113.78	33.98
	219.27	40.56	114.59	47.83
sisma-	189.21	49.90	111.15	29.01
	209.00	41.98	111.96	42.85

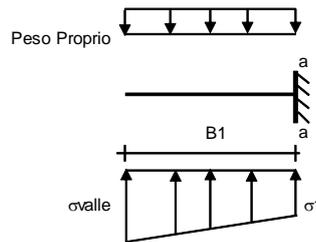


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (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	282.03	182.71	29.55
	222.71	181.26	24.55
sisma+	113.78	99.00	11.98
	114.59	102.23	12.18
sisma-	111.15	95.93	11.76
	111.96	99.16	11.96



Mensola Lato Monte

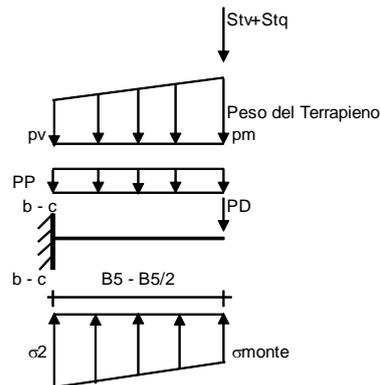
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism
pm =	40.00	92.08	50.42 (kN/m ²)
pvb =	40.00	92.08	50.42 (kN/m ²)
pvc =	40.00	92.08	50.42 (kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	0.00	83.39	-102.26	0.00	-33.39
	0.00	139.81	-113.67	69.35	-44.11
sisma+	33.98	84.22	-24.67	59.10	-13.97
	47.83	89.87	-24.26	68.85	-13.37
sisma-	29.01	80.72	-24.64	54.87	-13.93
	42.85	86.36	-23.04	64.61	-13.03



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

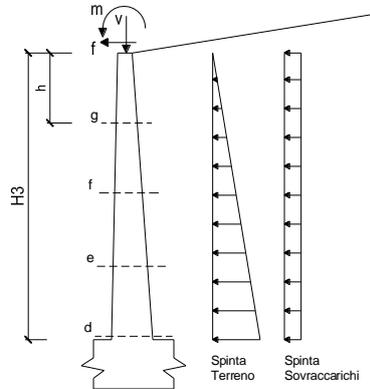
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con si:})$$

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

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



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	2.00	5.44	27.10	109.00	141.54	57.50	20.00	77.50
e-e	1.50	2.29	15.24	99.88	117.41	57.50	14.06	71.56
f-f	1.00	0.68	6.78	90.75	98.20	57.50	8.75	66.25
g-g	0.50	0.08	1.69	81.63	83.40	57.50	4.06	61.56

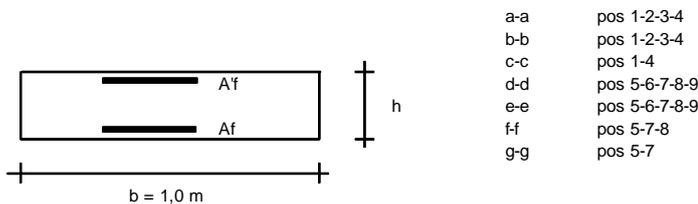
condizione sismica +

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	2.00	5.44	1.38	12.06	0.00	1.46	20.34	57.50	20.79	78.29
e-e	1.50	2.29	0.58	6.78	0.00	0.78	10.44	57.50	14.62	72.12
f-f	1.00	0.68	0.17	3.01	0.00	0.33	4.20	57.50	9.10	66.60
g-g	0.50	0.08	0.02	0.75	0.00	0.08	0.94	57.50	4.22	61.72

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	2.00	5.44	0.93	12.24	0.00	1.46	20.06	57.50	19.21	76.71
e-e	1.50	2.29	0.39	6.88	0.00	0.78	10.35	57.50	13.50	71.00
f-f	1.00	0.68	0.12	3.06	0.00	0.33	4.19	57.50	8.40	65.90
g-g	0.50	0.08	0.01	0.76	0.00	0.08	0.94	57.50	3.90	61.40

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	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	29.55	0.00	0.50	15.71	15.71	1.09	47.21
b - b	-113.67	0.00	0.50	15.71	15.71	4.21	181.57
c - c	-44.11	0.00	0.50	15.71	15.71	1.63	70.46
d - d	141.54	77.50	0.50	15.71	5.65	5.67	202.19
e - e	117.41	71.56	0.45	15.71	5.65	5.72	190.58
f - f	98.20	66.25	0.40	15.71	5.65	5.99	184.81
g - g	83.40	61.56	0.35	15.71	5.65	6.61	186.88

7.5.-.RIEPILOGO DELLE VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

Nella tabella che segue si riporta un riepilogo degli esiti delle verifiche strutturali e geotecniche per ciascuna tipologia di muro analizzata. Nello specifico si riporta il rapporto tra i contributi resistenti e quelli agenti. Per garantire il soddisfacimento delle verifiche geotecniche il valore del rapporto deve essere superiore al fattore FS riportato in tabella. Per garantire il soddisfacimento delle verifiche strutturali il valore del rapporto deve essere superiore all'unità. Per quest'ultime non si riporta il coefficiente associato alla verifica sullo stato tensionale, ma l'esito di tale verifica è ampiamente soddisfatto come mostrato nei paragrafi precedenti.

TIPOLOGIA A - FASE 1 (GEO)			
Coefficients di sicurezza			
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
	FS = 1.1	FS = 1.15	FS = 1.4
Statico	12.52	3.07	7.45
TIPOLOGIA A - FASE 2 (GEO)			
Coefficients di sicurezza			
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
	FS = 1.1	FS = 1.15	FS = 1.4
Statico	1.71	3.49	2.34
	FS = 1	FS = 1	FS = 1.2
Sismico	2.25	3.96	4.14
TIPOLOGIA A - FASE 2 (STR)			
Coefficients di sicurezza			
	<u>PressoFlessione</u>	<u>Taglio</u>	<u>Fessurazione</u>
Paramento	1.26	1.91	1.62
Fondazione	1.24	1.81	1.41

TIPOLOGIA B - FASE 1 (GEO)			
Coefficients di sicurezza			
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
	FS = 1.1	FS = 1.15	FS = 1.4
Statico	9.35	2.17	5.06
TIPOLOGIA B - FASE 2 (GEO)			
Coefficients di sicurezza			
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
	FS = 1.1	FS = 1.15	FS = 1.4
Statico	1.60	3.07	2.16
	FS = 1	FS = 1	FS = 1.2
Sismico	2.30	4.38	4.68
TIPOLOGIA B - FASE 2 (STR)			
Coefficients di sicurezza			
	<u>PressoFlessione</u>	<u>Taglio</u>	<u>Fessurazione</u>
Paramento	1.41	2.27	1.94
Fondazione	1.50	1.86	1.65

TIPOLOGIA C - FASE 1 (GEO)			
Coefficients di sicurezza			
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
	FS = 1.1	FS = 1.15	FS = 1.4
Statico	6.70	1.44	2.35
TIPOLOGIA C - FASE 2 (GEO)			
Coefficients di sicurezza			
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
	FS = 1.1	FS = 1.15	FS = 1.4
Statico	1.49	2.48	1.87
	FS = 1	FS = 1	FS = 1.2
Sismico	2.44	5.35	5.60
TIPOLOGIA C - FASE 2 (STR)			
Coefficients di sicurezza			
	<u>PressoFlessione</u>	<u>Taglio</u>	<u>Fessurazione</u>
Paramento	1.31	2.70	2.14
Fondazione	1.58	1.00	1.82

	PROGETTO DEFINITIVO					
	LINEA MODANE-TORINO					
Relazione di calcolo muro	PROGETTO NT01	LOTTO 04	CODIFICA D26 CL	DOCUMENTO RI0105 001	REV A	FOGLIO 95 DI 96

8.-.CONCLUSIONI

Dalle verifiche effettuate si può concludere che la struttura risulta rispondere a tutti i requisiti di resistenza e funzionalità previsti allo SLU e SLE, con opportuno margine di sicurezza. La struttura oggetto della presente relazione è conforme ai criteri di progettazione e di resistenza indicati della normativa vigente, prendendo in considerazione anche le azioni sismiche.

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo associata al confronto con verifiche di massima eseguite manualmente porta a confermare la validità dei risultati.

Dovrà essere posta attenzione alle effettive misure dello stato di fatto in modo da posizionare la struttura in oggetto in maniera conforme alle indicazioni di progetto.

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 17.01.2018.

Per ciascuna tipologia di muro di sostegno si riporta un riepilogo delle armature, riportando inoltre il valore dell'incidenza associato.

Muro tipo A

Il paramento del muro è armato con:

- Armatura verticale: $\phi 20/20$ cm nel lato di monte del muro
- Armatura verticale: $\phi 12/20$ cm nel lato di valle del muro
- Armatura longitudinale: $\phi 12 /20$ cm

La soletta di fondazione del muro è armata con:

- Armatura trasversale: $\phi 20/20$ cm sup. e inf.
- Armatura longitudinale: $\phi 12/20$ cm sup. e inf.

Da cui l'incidenza è **80 kg/mc.**

Muro tipo B

Il paramento del muro è armato con:

- Armatura verticale: $\phi 20/20$ cm nel lato di monte del muro
- Armatura verticale: $\phi 12/20$ cm nel lato di valle del muro
- Armatura longitudinale: $\phi 12 /20$ cm

La soletta di fondazione del muro è armata con:

- Armatura trasversale: $\phi 20/20$ cm sup. e inf.
- Armatura longitudinale: $\phi 12/20$ cm sup. e inf.

Da cui l'incidenza è **90 kg/mc.**

Muro tipo C

Il paramento del muro è armato con:

- Armatura verticale: $\phi 20/20$ cm nel lato di monte del muro
- Armatura verticale: $\phi 12/20$ cm nel lato di valle del muro
- Armatura longitudinale: $\phi 12 /20$ cm

La soletta di fondazione del muro è armata con:

- Armatura trasversale: $\phi 20/20$ cm sup. e inf.
- Armatura longitudinale: $\phi 12/20$ cm sup. e inf.

Da cui l'incidenza è **110 kg/mc.**