

ADEGUAMENTO S.S. n°87 "SANNITICA" INTERVENTI LOCALIZZATI PER GARANTIRE LA PERCORRIBILITA' IMMEDIATA TRATTO "CAMPOBASSO – BIVIO S.ELIA" LOTTI A2 E A3

PROGETTO DEFINITIVO

CB-150

A.T.I. di PROGETTAZIONE:

(Mandataria)

bonifica spa

(Mandante)

SOIL Geotechnics Geology Structures Offshore
ENGINEERING

(Mandante)

FRANCHETTI

IL PROGETTISTA:

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A
Ing. Luigi Albert – Ordine Ing. Milano n.° 14725-Sez A
Ing. Paolo Franchetti – Ordine Ing. Vicenza n.° 2013-Sez A

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Anna Maria Bruna
- Ordine Geol. Lazio n. 1531

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE
DISCIPLINE SPECIALISTICHE

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.° 8664-Sez A

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Ing. Andrea Maria Enea Failla - Ordine Ing. Catania n.°A6701

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. CLAUDIO BUCCI

07 OS-OPERE DI SOSTEGNO

07.01 MS-Muri di sostegno

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV.PROG. ANNO

D P C B 0 1 5 0 D 2 2

NOME FILE:

T000M00STRRE02B.DOCX

REVISIONE

SCALA

CODICE
ELAB.

T 0 0 O M 0 0 S T R R E 0 2

B

-

B	ISTRUTTORIA ANAS	Luglio 2022	Ing. A. Tosiani	Ing. A. F. Zaccaro	Ing.P. Franchetti
A	EMISSIONE	Aprile 2022	Ing. A. Tosiani	Ing. A. F. Zaccaro	Ing.P. Franchetti
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI	2
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
5	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE	8
6	VERIFICA AGLI STATI LIMITE	9
6.1	STATO LIMITE ULTIMO	9
6.2	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	12
7	CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA	14
7.1	VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI	15
7.2	VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI	17
7.3	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE	20
7.3.1	Richiami teorici ed impostazione delle analisi	20
7.3.2	Il metodo di BISHOP	21
7.3.3	Prescrizioni del D.M. 17/01/2018	22
7.3.4	Condizioni statiche	22
7.3.5	Condizioni sismiche	22
8	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	24
8.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI A PRESSO-FLESSIONE	24
8.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	25
8.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO	26
9	ANALISI DEI CARICHI	27
9.1	PESI PROPRI	27
9.2	SPINTA DEL TERRENO	27
9.3	ACCIDENTALE A TERGO DEL MURO	28
9.4	SOLLECITAZIONI IN TESTA AL MURO DOVUTE ALL'URTO DI UN VEICOLO IN SVIO	28
9.5	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	29
10	MODELLO DI CALCOLO	32
10.1	RISULTATI VERIFICHE GEOTECNICHE	34
10.1.1	Calcolo del cedimento della palificata	34
10.1.2	Capacità portante nei confronti dei carichi verticali in c.d.	35
10.1.3	Capacità portante nei confronti dei carichi verticali in c.n.d.	37
10.1.4	Capacità portante nei confronti dei carichi orizzontali in c.n.d.	39
10.1.5	Capacità portante nei confronti dei carichi orizzontali in c.n.d.	40
10.1.6	Stabilità globale	41
10.2	RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI	43
10.2.1	Muro di sostegno	43
10.2.2	Palo	48
11	ALLEGATI	56
11.1	TABULATI DI CALCOLO E VERIFICA	56

1 PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli e le relative verifiche, del muro di sostegno previsto su ciglio destro, a protezione del fabbricato esistente, costituita da un muro su pali $\Phi 800/2.40$ m.

L'opera in esame è prevista nell'ambito dell'adeguamento della SS87 in direzione di Campobasso per un'estesa di circa 3.400 m in comune di Campolieto.

In accordo alle disposizioni dettate dalle "Norme tecniche per le costruzioni" (DM 14.01.2008), sono state effettuate le verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) e agli stati limite ultimi (SLU).

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, secondo quanto previsto dal D.M. 17-01-2018.

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e alla modalità d'impiego, la struttura in oggetto viene considerata appartenente al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale $V_N = 50$ anni.

La classe d'uso dell'opera si pone al tipo IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità"; da cui discende che il periodo di riferimento per l'azione sismica è $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni.

2 **NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI**

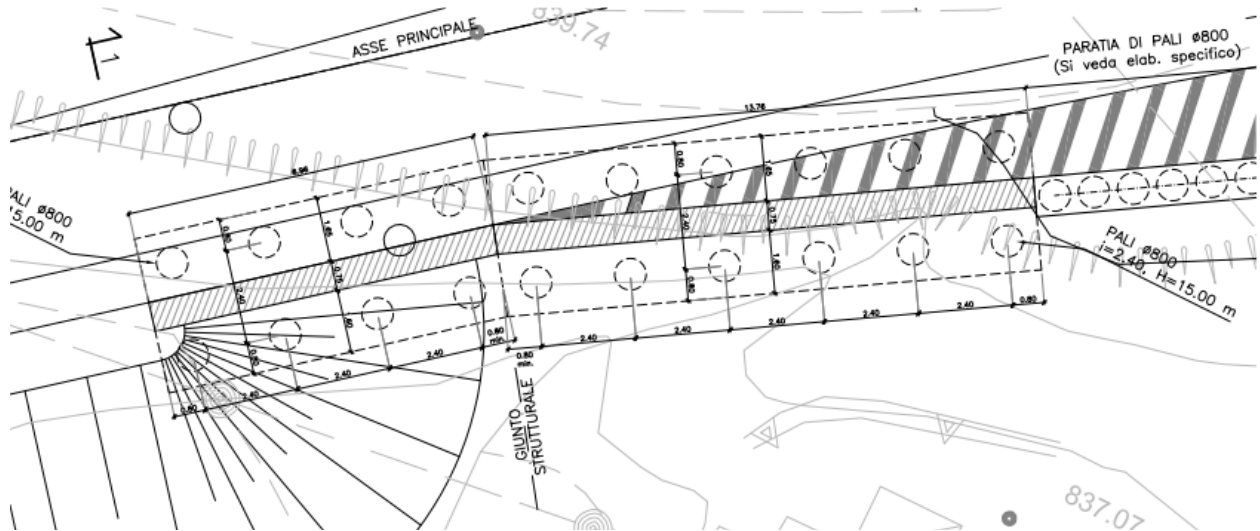
La redazione della presente relazione è stata condotta nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- CNR 10011/97, "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR 10016/2000, "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- CNR 10018/1999, "Apparecchi d'appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l'impiego";
- CNR 10030/93, "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- UNI EN 1991-1-5:2004 "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche";
- UNI EN 1992-1-1:2005, "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1993-1-1:2005, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-1-5:2007, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1994-2:2006, "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1998-2:2006, "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";
- Model Code 1990, CEB-FIP;
- Capitolato ANAS: "Norme tecniche per l'esecuzione del contratto", 2018.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel presente capitolo si riporta una descrizione sintetica dell'opera cui fanno riferimento le analisi strutturali e geotecniche espone nel seguito del documento.

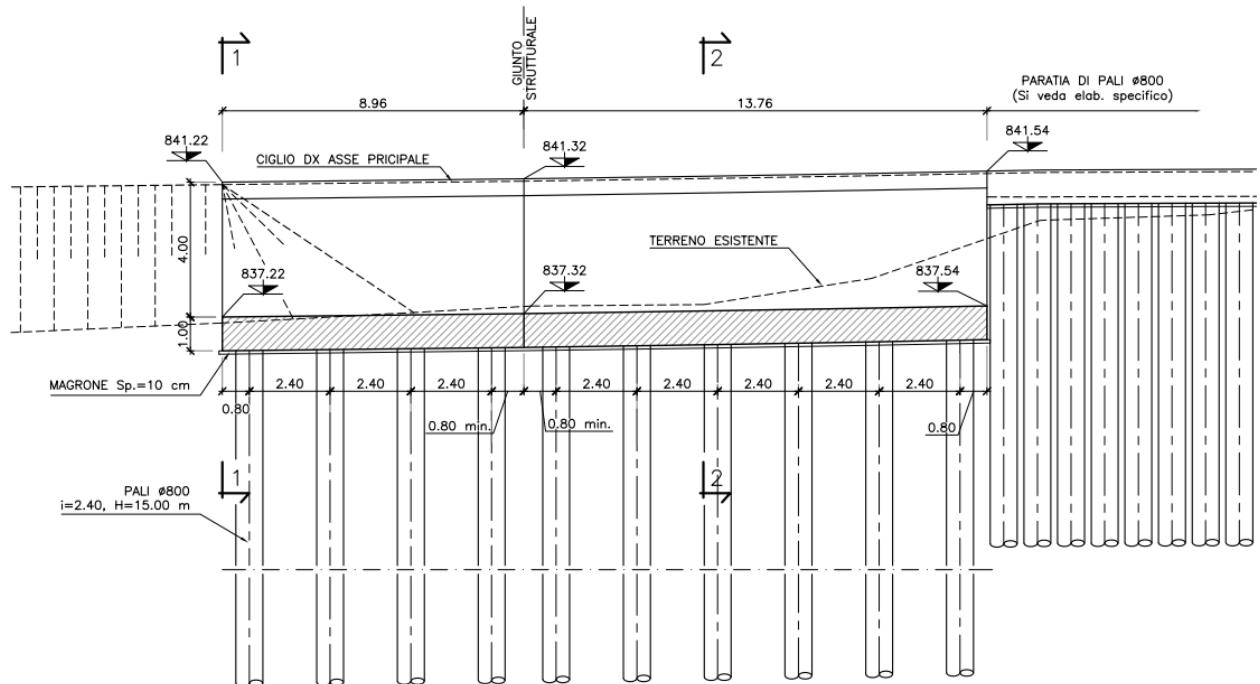
Per la descrizione delle opere si faccia riferimento agli elaborati grafici di progetto da considerarsi parte integrante della presente.



Planimetria

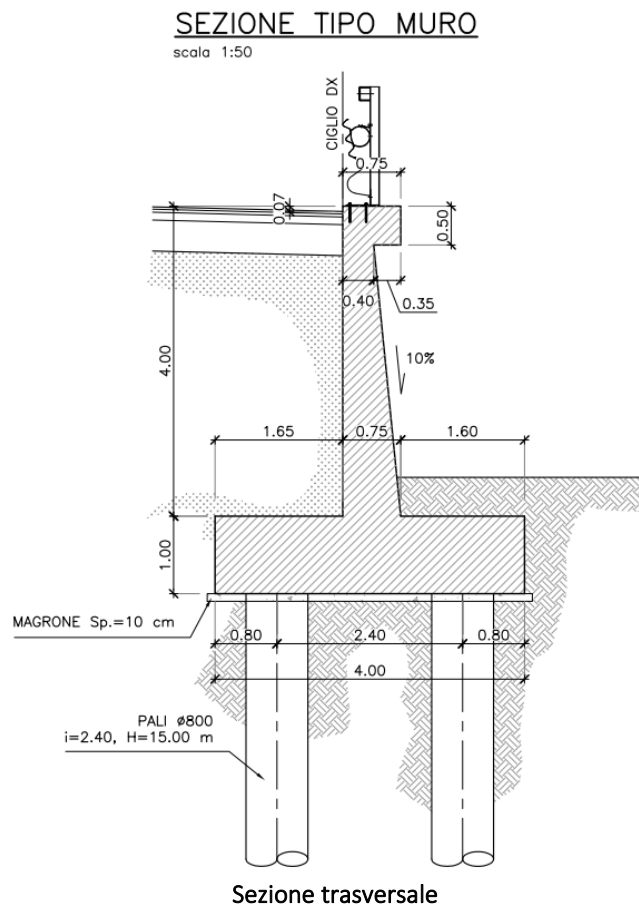
PROFILO CIGLIO DX ASSE PRINCIPALE

scala 1:100



Sezione longitudinale

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo



In coda alla relazione (vedi Allegato) si riportano, i calcoli e le verifiche dell'opera in oggetto.

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano qui di seguito le caratteristiche prestazionali dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione delle opere provvisorie di imbocco, secondo la normativa in vigore e con riferimento al metodo di calcolo agli stati limite.

- **Calcestruzzo per pali**

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C25/30
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 31.447 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S5
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	32 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Copriferro minimo getti in opera	60 mm

- **Calcestruzzo per fondazioni**

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C25/30
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 31.447 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S4
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	30 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Copriferro minimo getti in opera	45 mm

- **Calcestruzzo per elevazioni:**

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C32/40
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 32 \text{ N/mm}^2$

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 33.642 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S4
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	30 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Copriferro minimo getti in opera	45 mm

• **Acciaio per cemento armato**

Tipo: B 450 C

Tensione caratteristica di rottura a trazione:	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione ammissibile:	$\sigma_{amm} = 260 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo ($\gamma=1.15$):	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$

La scelta del copriferro minimo di progetto c_{min} dei getti in opera inteso come lo spessore minimo del ricoprimento dello strato di calcestruzzo a protezione dei ferri d'armatura è stata determinata in base a quanto indicato nella circolare Esplicativa, tenendo conto della classe di esposizione ambientale e della classe del Calcestruzzo prevista.

Nello specifico, tenendo conto della classe di esposizione ambientale peggiore, si è evidenziato una Classe di Esposizione XC4 e pertanto Condizioni Ambientali "Aggressive".

In relazione a quanto riportato in tabella 4.1.III del DM 17.01.18 e in tabelle C4.1.IV della circolare applicativa, per le classi di calcestruzzo previste è prescritto un copriferro minimo $c_{min} \geq 30\text{mm}$. A tale valore va aggiunta una tolleranza di posa di 10 mm e per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm.

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

In definitiva ai fini progettuali si è assunto $c = (30+10+5) = 45\text{mm}$ per le fondazioni così come riportato all'interno della tabella materiali (C25/30 - barre da c.a. con elementi a piastra), $c = (35+10) = 45\text{mm}$ per l'elevazione così come riportato all'interno della tabella materiali (C32/40- barre da c.a. altri elementi) e

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

$c=(35+10+5) = 50$ mm (in favore di sicurezza si utilizza 60 mm) per i pali così come riportato all'interno della tabella materiali (C25-30 - barre da c.a. altri elementi)

Tabella C4.1.IV - Copriferrì minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

5 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E IDROLOGICHE

I parametri geotecnici del terreno di fondazione sono stati ricavati dalla relazione geotecnica allegata al progetto. Da tale relazione risulta che nel tratto in oggetto la falda è a quota 2 m da p.c. ma non interferisce con l'opera poiché a tergo del muro viene inserito materiale granulare in grado di abatterla.

Per il terreno di fondazione si sono assunti i seguenti valori di caratterizzazione geotecnica:

Unità	Parametri drenati						Parametri non drenati	
	Da	a	γ	c'	ϕ	M_{DS}	c_u	E_u
	[m]	[m]	[KN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]	[kPa]	[MPa]
Strato 1	0	5	19	4	22	7.5	50	10
Strato 2	5	10	19	4	24	30	200	50
Strato 3	10	-	19	20	24	45	300	75

Per il rilevato si sono assunti i seguenti valori di caratterizzazione geotecnica:

Unità	γ	c'	ϕ'	E'
	[KN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
Rilevato	20	0.0	35	30.0

6 VERIFICA AGLI STATI LIMITE

Il progetto del muro di sostegno su pali viene svolto secondo la metodologia degli stati limite, in accordo alla normativa vigente (DM 17/01/2018. "Norme tecniche per le costruzioni"). L'analisi mira a garantire la sicurezza e le prestazioni attese attraverso il conseguimento dei requisiti di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE).

6.1 STATO LIMITE ULTIMO

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni al punto 2.5.3. D.M. 17 gennaio 2018 del tipo:

Combinazione Fondamentale

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

Combinazione sismica

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

Combinazione eccezionale

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

Dove:

- a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1); peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2); spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro; presollecitazione (P).
- b) variabili (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura: sovraccarichi; azioni del vento; azioni della neve; azioni della temperatura.
- c) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura; incendi; esplosioni; urti ed impatti;
- d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

I coefficienti moltiplicativi delle azioni (Tab. 2.6.I del D.M. 17 gennaio 2018) si differenziano in γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G1, γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G2 e γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili Q. Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6. Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p = 1,0$.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono: $\Psi_{2j} Q_{kj}$ il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento; $\Psi_{1j} Q_{kj}$ il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di riferimento; $\Psi_{0j} Q_{kj}$ il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

La riporta i coefficienti di combinazione da adottarsi per gli edifici civili e industriali di tipo corrente.

I valori dei coefficienti Ψ_{0j} , Ψ_{1j} e Ψ_{2j} sono riportati in Tab. 2.5.I del D.M. 17 gennaio 2018:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare. Ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa (6.4.3.1. D.M. 17 gennaio 2018).

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

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_{Qi}	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}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	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

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella sotto citata.

Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali

La resistenza di progetto a compressione R_d è calcolata applicando al valore caratteristico della resistenza R_k i coefficienti parziali γ_R riportati in tabella seguente.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi (R3)	Pali trivellati (R3)	Pali ad elica continua (R3)
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore caratteristico della resistenza a compressione R_k è ricavato secondo quanto definito al 6.4.3.1.1. D.M. 17 gennaio 2018.

Resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando il coefficiente parziale γ_T della Tab. 6.4.VI.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

6.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono stati progettati gli elementi in c.a. sono state ricavate applicando le combinazioni al punto 2.5.3. del D.M. 17 gennaio 2018, dove le azioni, i coefficienti moltiplicativi delle azioni e i coefficienti di combinazione sono definiti come al paragrafo precedente.

A seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

Combinazione caratteristica o rara

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

Combinazione frequente

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

Combinazione quasi permanente

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

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello Stato limite ultimo, le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico variabile è stata considerata sollecitazione di base, con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento, sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente", "Frequente" e "Rara".

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

Nelle condizioni sismiche devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di esercizio (SLD) ma in questo caso, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma sono meno dimensionanti rispetto agli spostamenti in condizioni di esercizio, pertanto, tale verifica viene omessa.

In condizioni di esercizio devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;

I valori degli spostamenti e delle distorsioni devono essere calcolati nelle combinazioni caratteristiche previste per gli stati limite di esercizio, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

7 CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICA

La verifica a capacità portante dei pali è soddisfatta se $F_d < R_d$, essendo $R_d = R_k / \gamma_R$.

Dove:

F_d = carico assiale di progetto;

R_d = resistenza di progetto;

R_k = resistenza caratteristica del palo.

Le metodologie di calcolo della capacità portante per i pali trivellati di grande diametro previsti in progetto sono descritte nei paragrafi successivi.

Il valore di progetto R_d della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R riportati nella Tab. 6.4.VI.

La normativa vigente (D.M. 17 gennaio 2018) consente di determinare la resistenza caratteristica R_k del singolo palo mediante risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota, metodi di calcolo analitici o risultati di prove dinamiche di progetto.

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate $R_{c,calc}$ ($R_{t,calc}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione definitiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$.

7.1 VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI VERTICALI

La portata "Q_d" di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

W'_p = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato),

F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale (=ξ₃ · γ_s).

F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base (=ξ₃ · γ_b).

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione ξ . In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

Dove:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left(\frac{Q_s}{R_i^s} + \frac{Q_b}{R_i^b} \right) - W_{palo}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s$$

Dove:

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

q_b = pressione limite alla base del palo;

τ_s = pressione laterale lungo il palo;

R_i e ξ = coefficienti di abbattimento delle resistenze;

W_{palo} = peso caratteristico del palo al netto del peso del terreno asportato;

Unità a comportamento coesivo

$$q_b = \vartheta \cdot c_{ub} + \sigma_{v0}$$

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

Unità a comportamento incoerente

$$q_b = N_q \cdot \sigma_{v0}$$

$$q_s = k_i \cdot \tan \phi \cdot \sigma_{v0}$$

Dove:

c_u = coesione non drenata;

c_{ub} = coesione non drenata alla base del palo;

σ_{v0} = tensione litostatica totale;

α = coefficiente empirico;

$k_i = 0.55$;

N_q = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguitoriportate:

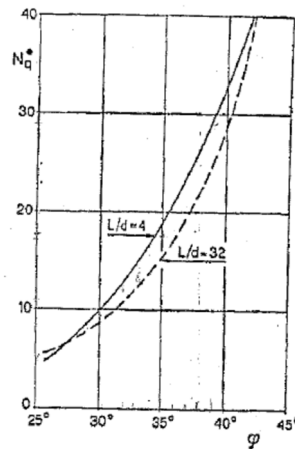


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

Per quanto riguarda il coefficiente empirico α , possono considerarsi i valori della tabella seguente:

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
Da 25 a 50	0.8
Da 50 a 75	0.6
≥ 75	0.4

7.2 VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI

Il carico orizzontale limite H_{lim} è stato calcolato in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

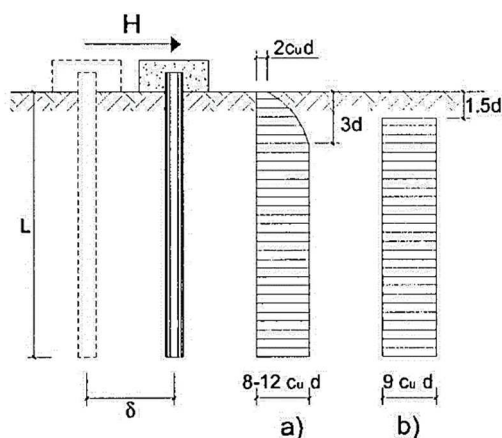
- terreno omogeneo;
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- forma del palo influente e interazione palo-terreno determinata solo dalla dimensione caratteristica D della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- comportamento rigido-perfettamente plastico del palo, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione M_y del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

Unità a comportamento coesivo

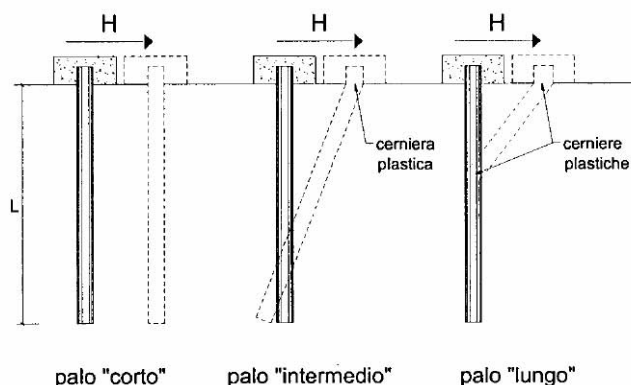
Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a $1.5 D$ e costante con valore $9 c_u D$ per profondità maggiori.



Distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali, per pali impediti di ruotare in testa (Broms, 1984)

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come "palo corto", "intermedio" e "lungo".



Meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984)

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a M_y , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$\begin{aligned}
 H_{\text{lim}} &= 9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) && \text{palo corto} \\
 H_{\text{lim}} &= -9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5} && \text{palo intermedio} \\
 H_{\text{lim}} &= -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} && \text{palo lungo}
 \end{aligned}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di H_{lim} si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$\begin{aligned}
 H_{\text{lim}} &= 9c_u D \times (f - 1.5D) \\
 H_{\text{lim}} \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y &= 0
 \end{aligned}$$

Essendo:

- f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna
- d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

Unità a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

k_p il coefficiente di spinta passiva;

z la profondità da piano campagna;

γ il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sottofalda si assume γ' .

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H \lim = 1.5 k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H \lim = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \lim = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma D^3} \right)^2} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di $H \lim$ si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \lim = 1.5 k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5 D f^2 - \left(\frac{2 M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

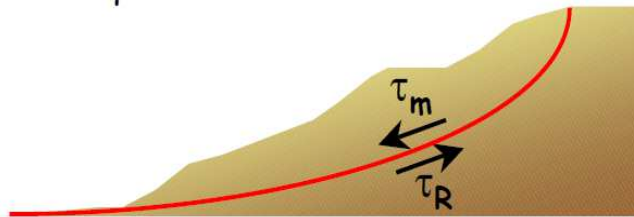
d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna

7.3 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

Nel presente paragrafo sono illustrati i criteri generali seguiti per l'effettuazione delle Verifiche di Stabilità Globale del complesso opera di sostegno-terrapieno.

7.3.1 Richiami teorici ed impostazione delle analisi

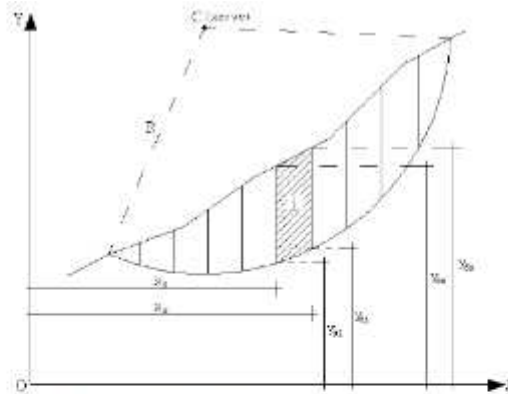
Per la analisi di stabilità globale presentate nel presente documento, si è fatto riferimento ai metodi dell'equilibrio limite, messi a punto da diversi autori tra cui Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, ecc. In generale, ciascuno metodo va alla ricerca del potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla determinazione di un coefficiente di sicurezza disponibile, espresso, in linea generale, come il rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:



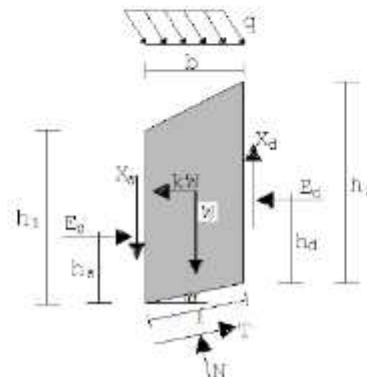
$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b, interessati da azioni taglianti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo



Il sistema di riferimento assunto è riportato in figura.



Per le valutazioni espone nel presente documento, si è fatto riferimento al metodo di Bishop, di cui al successivo paragrafo sono riportati alcuni richiami teorici.

La valutazione dei coefficienti di sicurezza, come evidenziato dai risultati delle analisi espone nel seguito, è stata effettuata, in particolare, rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare l'opera.

Si specifica infine che per il caso dei muri fondati su pali, tale verifica viene omessa in quanto non significativa.

7.3.2 Il metodo di BISHOP

Il coefficiente di sicurezza nei riguardi della Stabilità Globale del complesso opera-terreno si esprime secondo il metodo di Bishop, mediante la relazione:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

con

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i ed α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η .

Quindi essa va risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

7.3.3 Prescrizioni del D.M. 17/01/2018

Il D.M. 17 gennaio 2018 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo il caso dei pendii naturali (par.6.3) da quello delle opere di materiali sciolti e fronti di scavo (par.6.8), fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi. Nel caso in esame dovendo valutare la Stabilità Globale di opere a sostegno di scavi, si è ritenuto di dover adottare, nelle verifiche nel seguito esposte, i criteri suggeriti dalla norma per il caso dei "materiali sciolti e fronti di scavo".

Nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche di normativa a riguardo, ed a seguire i risultati delle verifiche effettuate.

7.3.4 Condizioni statiche

Il D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa tratta (al par.6.8) l'argomento della verifica di stabilità di opere di materiali sciolti e fronti di scavo. Nella fattispecie, al punto 6.8.2 "Verifiche di Sicurezza (SLU)" viene prescritto che le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I (con coefficiente parziale γ_R vale 1,1).

Secondo la normativa quindi i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali M2, risultando pertanto:

$$c'_d = c' / 1.25;$$

$$\phi'_d = \arctan (1 / 1.25 * \tan \phi').$$

7.3.5 Condizioni sismiche

Così come prescritto nel D.M. 17 gennaio 2018 al par. 7.11.4, il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

dinamica. Nei metodi pseudostatici, di riferimento per le analisi esposte nel seguito del documento, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tali forze possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W \text{ (azione sismica orizzontale)}$$

$$F_v = k_v \times W \text{ (azione sismica verticale)}$$

I valori dei coefficienti sismici K_h e K_v sono i valori già definiti in precedenza nell'ambito del par. 7.1.2 dedicato alla valutazione degli effetti sismici per il dimensionamento delle opere di sostegno, trattandosi in questo caso di una verifica di stabilità di un fronte di scavo sostenuto da un'opera di sostegno, che pertanto condiziona la risposta sismica locale del volume di terreno immediatamente a monte della stessa. Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al par. 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $J_R = 1.2$.

8 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per ogni sezione in cemento armato significativa del muro di sostegno su pali si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche agli stati limite di esercizio

Nella verifica degli elementi allo SLU si definiscono le combinazioni delle azioni in base al D.M. 17 gennaio 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni. A seguire si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'eventuale azione del sisma. Per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

Le sollecitazioni sul muro di sostegno vengono calcolate in una serie di sezioni predefinite sia sul paramento che sulla fondazione a monte ed a valle (muri a mensola).

Esse sono in genere a passo costante, ma se esistono delle singolarità (come ad es. gradoni, speroni, mensole) in cui esse vengono opportunamente posizionate in corrispondenza di tali punti.

Una volta semiprogettate le armature allo Stato Limite Ultimo, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti.

Successivamente si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

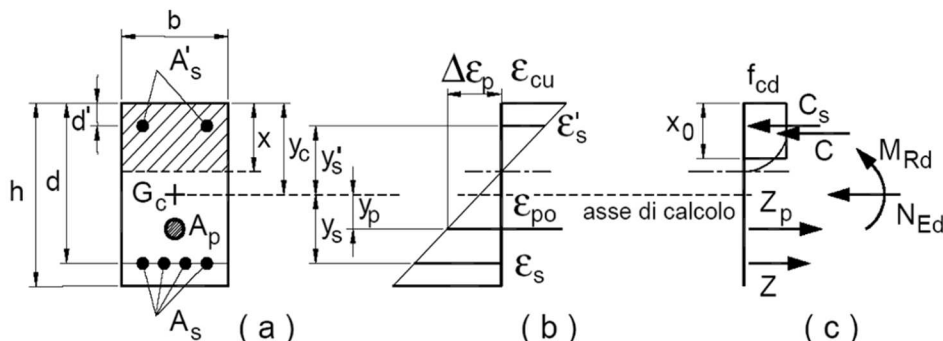
8.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI A PRESSO-FLESSIONE

Per quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito in presenza di pressoflessione retta, utilizzato per verificare le seguenti sezioni:

- Paramento: attacco con la fondazione, a mezza altezza e ad ogni variazione non continua di sezione.
- Fondazione: le due sezioni, rispettivamente a valle e a monte, di attacco con il Paramento.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente

in figura, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali.



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

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

dove

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

Viene ipotizzata un'armatura iniziale che rispetti i minimi normativi, quindi per tutte le coppie (N, Mx), individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il momento ultimo in funzione di N, quindi il coefficiente di sicurezza rapportando tale momento ultimo a Mx.

Se per almeno una di queste coppie il coefficiente di sicurezza risulta inferiore a 1 si incrementa l'armatura e si ripete il procedimento fino a che per tutte le coppie (N, Mx) il coefficiente di sicurezza risulta al più pari a 1.

Nei tabulati di calcolo, per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la coppia (N, Mx) che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

8.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 1992-1-1:2005, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$,

resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta) \cdot \sin\alpha$, valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot\alpha + \cot\vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ con d in mm;
- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$;
- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$;
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $1 \leq \cot\vartheta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave
- A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- s è il passo delle staffe;
- f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;
- $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

8.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione rara delle azioni;
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanenti;
- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$.

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il metodo proposto della NTC 2018.

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

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	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	$\leq w_1$

In questo caso si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano aggressive.

Si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0.3 \text{ mm}$ combinazione frequente
- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$ combinazione quasi permanente

9 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi viene condotta considerando una larghezza unitaria dell'opera.

Il carico di progetto è rappresentato dal peso proprio dei permanenti (struttura in c.a., terrapieno), dal sovraccarico accidentale e dalla forza d'urto di un eventuale veicolo in svio.

Pertanto, le azioni sul muro sono pari a:

9.1 PESI PROPRI

$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ Pesi propri della struttura

$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$ Pesi propri del terreno a monte

9.2 SPINTA DEL TERRENO

Come detto in precedenza, per il terreno si è considerata una spinta attiva valutata ricorrendo alla teoria di Coulomb.

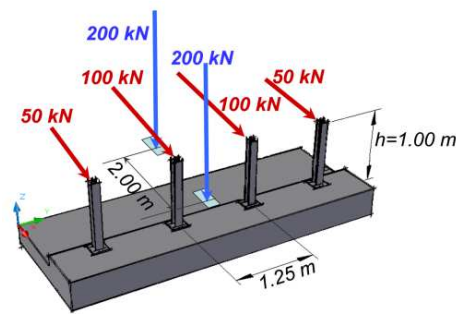
9.3 ACCIDENTALE A TERGO DEL MURO

A monte si ha un sovraccarico accidentale dovuto al traffico stradale pari a 20.00 kN/m².

9.4 SOLLECITAZIONI IN TESTA AL MURO DOVUTE ALL'URTO DI UN VEICOLO IN SVIO

Un veicolo in svio, urtando contro una barriera di sicurezza, esercita sul muro di sostegno un'azione orizzontale trasversale. Pertanto, come definito al capitolo 3.6.3.3 del D.M 17 gennaio 2018, il muro deve essere dimensionato per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza del guardrail – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

Per le verifiche si fa riferimento allo schema di carico equivalente rappresentato nella figura seguente (quaderno tecnico volume 1 dell'ANAS).



Schema di carico globale da considerare nel caso di condizioni di progettazione "ordinarie" (è omessa la rappresentazione dei carichi permanenti)

Si assumono quattro forze orizzontali in corrispondenza dei montanti della barriera, il cui interasse è stabilito in 1.25 m. Tutte le forze agiscono trasversalmente ad un'altezza di 1.00 m dal piano viabile e sono dirette verso l'esterno del muro.

Per le verifiche strutturali si suppone una ripartizione a 45° dal punto di applicazione verso la base del muro considerando una larghezza di diffusione del carico pari a due volte l'altezza totale del muro comprensivo della fondazione. Si hanno le seguenti azioni a metro lineare:

$$f = 3 \cdot 100 / [2(1+4) + 3 \cdot 1.25] = 21.82 \text{ kN/m}$$

$$m = f \cdot (1 - 0.07) = 20.30 \text{ kN/m/m}$$

Ai fini delle verifiche geotecniche (capacità portante del palo) si considera collaborante l'intero concio di muro sul quale si verifica l'urto del veicolo in svio. Essendo la lunghezza minima dei conci pari a 9 m, le azioni a metro lineare sono pari a:

$$f = 300 / 9 = 33.33 \text{ kN/m}$$

$$m = f^*(1-0.07) = 31.0 \text{ kN/m/m}$$

Essendo l'urto determinato nelle verifiche strutturali inferiore a quello determinato nelle verifiche geotecniche, si assume quest'ultimo in entrambe le verifiche.

9.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La valutazione della spinta del terreno in zona sismica, secondo quanto prevede il D.M 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" al § 3.2.3 e al § 7.11.6.2.1, è stata eseguita utilizzando metodi *pseudo-statici*.

In particolare, il procedimento per la definizione dei parametri sismici di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c^* per lo Stato Limite di salvaguardia della vita;
- Determinazione dei coefficienti d'amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

L'utilizzo di metodi pseudo-statici consente di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata. Tali coefficienti vengono utilizzati, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, anche per determinare la spinta retrostante il muro, mediante l'utilizzo della teoria di Mononobe Okabe.

Come specificato al § 7.11.6.2.1, in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v , devono essere calcolati come:

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

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

Dove:

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

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

g = accelerazione di gravità.

Nell'espressione precedente il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito assume i seguenti valori:

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

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

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.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima è 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.

Le opere in oggetto sono progettate per una vita nominale (V_N) pari a 50 anni ed una classe d'uso IV (Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di evento sismico), ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018, da cui si ottiene un coefficiente d'uso $C_u = 2$. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

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

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c :

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

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

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

Visto che l'azione sismica varia al variare delle coordinate geografiche si sono assunti nei calcoli i valori massimi presenti nella tratta interessata, considerando che le accelerazioni massime nei comuni di riferimento corrispondono circa ai valori sottoindicati:

$a_g / g = 0.283$.

Per il sottosuolo si è adottata una **categoria C** e l'opera si considera ubicata in pianura, per cui si hanno i seguenti valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica (S_s) e di amplificazione topografica (S_t) (§ 3.2.3.2.1 DM 17 gennaio 2018):

$S_s = 1.283$ (in favore di sicurezza)

$S_t = 1$

Si definisce il coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$S = S_s * S_t = 1.283$

L'accelerazione massima risulterebbe quindi:

$a_{max}(SLV) = S \cdot a_g = S_s \cdot a_g = 1.283 * 0.283g = 0.363 g$

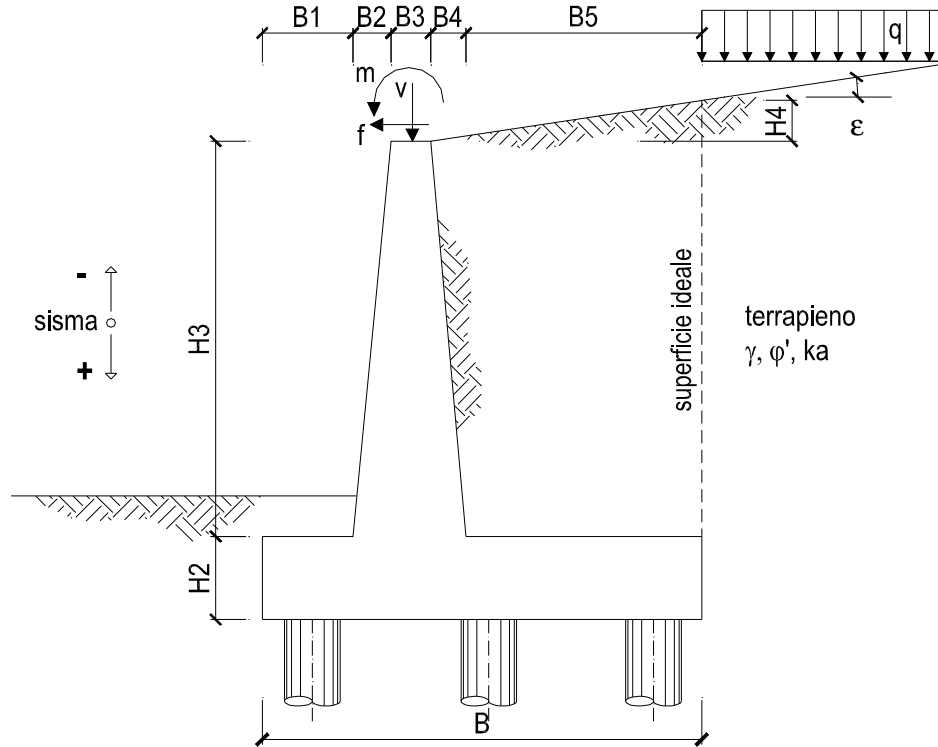
Nelle verifiche a stato limite ultimo $\beta_m = 0.38$, pertanto, i due coefficienti sismici valgono:

(SLV) $k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.138$ $k_v = \pm 0.5 * k_h = \pm 0.069$

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede come nel caso in esame, si assume che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica.

10 MODELLO DI CALCOLO

In Figura è illustrato lo schema di riferimento per le verifiche.



OPERA con Hmuro = 4.00 m

DATI DI PROGETTO:

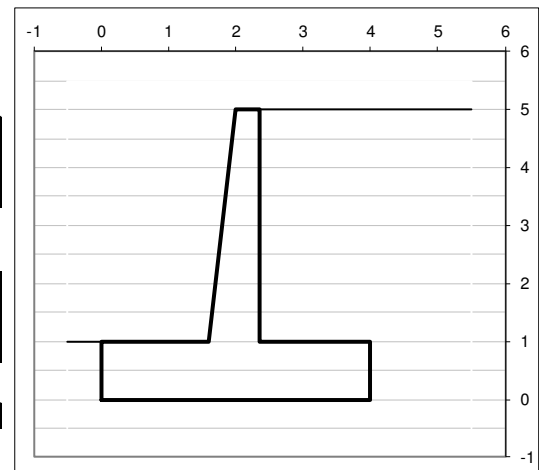
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.40	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.35	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.65	(m)

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



L'interasse longitudinale dei pali è pari a 2.40 m, mentre l'interasse trasversale è pari a 2.40 m.

Determinate le azioni trasmesse a livello del piano di fondazione, viene eseguita la risoluzione della palificata, il calcolo delle massime sollecitazioni agenti sui pali di fondazione per le combinazioni più gravose e le successive verifiche di resistenza.

Vengono determinate le azioni trasmesse in testa ai pali e successivamente i massimi valori delle caratteristiche della sollecitazione agenti sui pali. Infine, sono riportate le verifiche di resistenza secondo il metodo degli stati limite.

Il calcolo delle azioni trasmesse dal plinto di fondazione ai pali è stato svolto nell'ipotesi di zattera di fondazione infinitamente rigida secondo la formula:

$$R_i = N/n + [(M_x)/\sum x_i^2] * x_i + [(M_y)/\sum y_i^2] * y_i$$

Essendo x_i e y_i le coordinate del singolo palo rispetto al baricentro della fondazione e "n" il numero totale dei pali.

Analogamente le azioni orizzontali trasmesse ai pali vengono determinate nell'ipotesi di fondazione infinitamente rigida per cui:

$$T_i = [Tx^2 + Ty^2]^{0.5}/n$$

Nell'ipotesi di palo incastrato in sommità, il momento massimo viene attinto all'incastro e vale:

$$M_{p,max} = H_i \times (L_0 + H)/2$$

Essendo L_0 la lunghezza elastica del palo pari a:

$$L_0 = [4 \times E_p \times I_p / (k_s \times D)]^{0.25}$$

Dove:

- E_p modulo di elasticità del palo;
- I_p momento d'inerzia del palo;
- k_s costante di reazione orizzontale del terreno;
- D diametro del palo.
- H eventuale altezza non collaborante del palo di fondazione.

Per la costante di reazione orizzontale, per ciascuno strato, si fa riferimento alla seguente relazione proposta da Broms:

$$k_s = (170 \div 800) / 2 * cu / D = 485 * cu / D$$

Dove:

- E_s modulo elastico terreno di fondazione
- C_u coesione non drenata
- D diametro palo

10.1 RISULTATI VERIFICHE GEOTECNICHE

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche geotecniche in forma tabellare con le modalità definite al capitolo 7.

10.1.1 Calcolo del cedimento della palificata

OPERA: CEDIMENTO PALO

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)
Carico sul palo (P):	499.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	15.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	15.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	10000.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	1	(-)
Spaziatura dei pali (s)	2.4	(m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

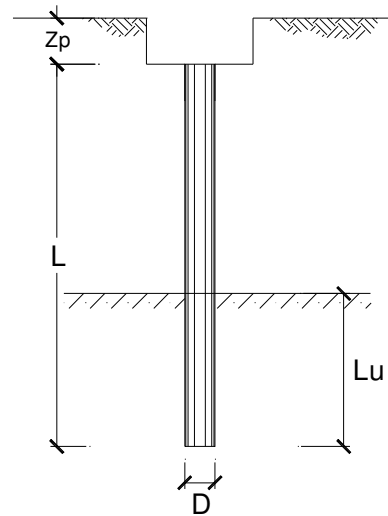
$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1.77 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = \quad 0.01 \quad (\text{mm})$$



Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

10.1.2 Capacità portante nei confronti dei carichi verticali in c.d.

CAPACITA' PORTANTE (A1+M1+R3) PALO IN COMPRESSIONE

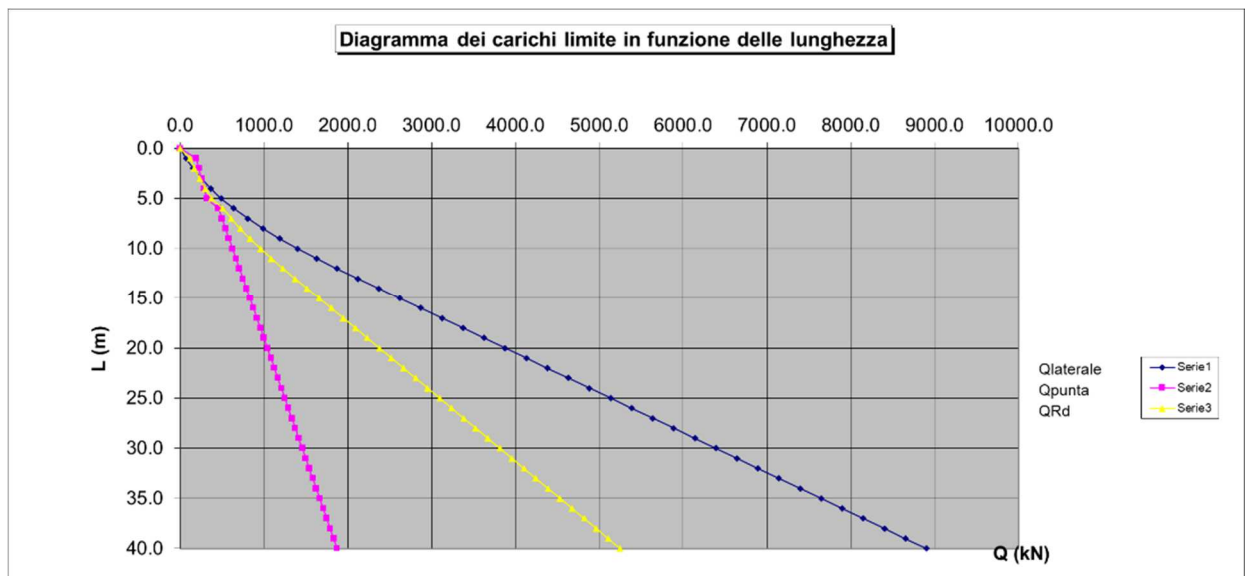
z =	3.14	
Interasse pali	-	m
Diametro palo =	0.8	m
Quota Falda da p.c. =	5.0	m
Quota Falda da testa palo =	0.00	m
Quota P.C. =	5.00	m
Quota testa pali (z=0) =	0.0	m

strato	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c_u (kPa)	N_{q*}
1	19.0	22.0	-	3.3
2	19.0	24.0	-	4.36
3	19.0	24.0	-	4.36
4				
5				

NI =	1198.90	kN
R1(QB) =	1.35	
R1 (Q) =	1.15	
\bar{s}_1 =	1.70	
\bar{s}_2 =	1.70	
Fattore di riduzione capacità portante	1.00	

- Il fattore di riduzione tiene conto dell'interasse dei pali della paratia

CAPACITA' PORTANTE PARATIA DI PALI IN COMPRESSIONE																									
strato	z (m)	Δh (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	c_u (kPa)	c_v (kPa)	c_v (kPa) a $\Delta h/2$	q_b (kPa)	Q_{bmax} (kPa)	α	β	$k_i \tan \phi$	τ (kPa)	c_{max} (kPa)	Q_b	q_l	Q_L	W_{palo}	QR_d	N	F_{max}	z (m)		
1	0.0	0.00	19.0	9.0	22.0	-	95.0	0.0	0.0	4000	0.4	-	0.3	0.0	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1198.90	0.00	0.0		
1	1.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	114.0	99.5	391.5	4000	0.4	-	0.3	28.1	100.0	191.7	70.7	70.7	3.0	116.7	1198.90	0.10	1.0		
1	2.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	133.0	118.5	445.0	4000	0.4	-	0.3	33.5	100.0	223.7	84.2	155.0	6.0	118.7	1198.90	0.14	2.0		
1	3.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	152.0	137.5	508.6	4000	0.4	-	0.3	38.9	100.0	255.7	97.7	252.7	9.0	231.6	1198.90	0.19	3.0		
1	4.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	171.0	156.5	572.2	4000	0.4	-	0.3	44.3	100.0	287.6	111.2	363.9	12.1	299.4	1198.90	0.25	4.0		
1	5.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	190.0	175.5	635.8	4000	0.4	-	0.3	49.6	100.0	319.6	124.7	488.7	15.1	374.1	1198.90	0.31	5.0		
2	6.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	209.0	194.5	911.0	4000	0.4	-	0.3	60.6	100.0	457.9	152.3	641.0	18.1	509.3	1198.90	0.42	6.0		
2	7.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	228.0	213.5	993.8	4000	0.4	-	0.3	66.5	100.0	499.5	167.2	808.3	21.1	610.0	1198.90	0.51	7.0		
2	8.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	247.0	232.5	1076.6	4000	0.4	-	0.3	72.5	100.0	541.2	182.1	990.4	24.1	718.3	1198.90	0.60	8.0		
2	9.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	266.0	251.5	1159.4	4000	0.4	-	0.3	78.4	100.0	582.8	197.0	1187.4	27.1	834.2	1198.90	0.70	9.0		
2	10.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	285.0	270.5	1242.2	4000	0.4	-	0.3	84.3	100.0	624.4	211.9	1399.2	30.1	957.7	1198.90	0.80	10.0		
3	11.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	304.0	289.5	1325.0	4000	0.4	-	0.3	90.2	100.0	666.0	226.8	1626.0	33.2	1088.8	1198.90	0.91	11.0		
3	12.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	323.0	308.5	1407.8	4000	0.4	-	0.3	96.1	100.0	707.7	241.6	1867.7	36.2	1227.5	1198.90	1.02	>1		
3	13.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	342.0	327.5	1490.7	4000	0.4	-	0.3	102.1	100.0	749.3	251.3	2119.0	39.2	1371.2	1198.90	1.14	>1		
3	14.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	361.0	346.5	1573.5	4000	0.4	-	0.3	108.0	100.0	790.9	251.3	2370.3	42.2	1514.9	1198.90	1.26	>1		
3	15.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	380.0	365.5	1656.3	4000	0.4	-	0.3	113.9	100.0	832.5	251.3	2621.6	45.2	1658.5	1198.90	1.38	>1		



Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

CAPACITA' PORTANTE (A1+M1+R3) PALO IN TRAZIONE

s =	3.142	
Interasse pali	-	m
Diametro palo =	0.8	m
Quota Falda da p.c. =	-5.0	m
Quota Falda da testa palo =	0.00	m
Quota P.C. =	5.00	m
Quota testa pali (z=0) =	0.0	m

strato	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c_u (kPa)	N_{q*}		
1	19.0	22.0	-	3.3		
2	19.0	24.0	-	4.36		
3	19.0	24.0	-	4.36		
4						
5						

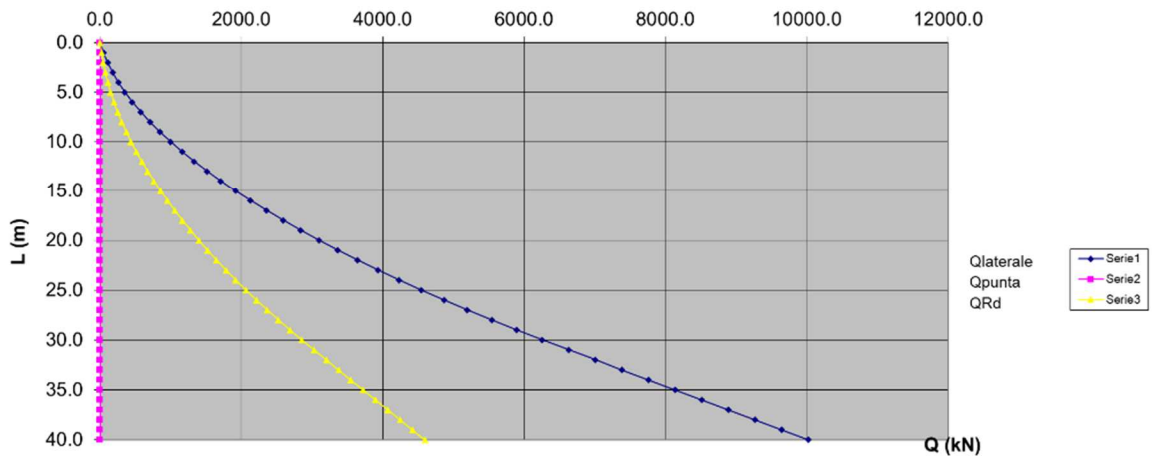
N =	-368.52	kN
R3 (QL)=	1.25	
γ_s =	1.70	
γ_r =	1.70	
Fattore di riduzione capacità portante	1.00	

- Il fattore di riduzione tiene conto dell'interesse dei pali della paratia

CAPACITA' PORTANTE PARATIA DI PALI IN TRAZIONE

strato	z (m)	Dh(m)	g (kN/m ³)	g' (kN/m ³)	f (°)	c_u (kPa)	s_u (kPa)	$k_{(kPa)}$	$a \Delta h$ (kPa)	q_b (kPa)	Q_{bmax} (kPa)	a	b	$k_i \tan \phi$	tl (kPa)	tmax (kPa)	Qb	qf	QL	Wpalo	QRd	N	F_{Red}	z (m)
1	0.0	0.00	19.0	9.0	22.0	-	96.0	0.0	0.0	4000	0.4	-	0.2	0.0	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-368.52	0.00	0.0
1	1.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	114.0	99.5	381.5	4000	0.4	-	0.2	20.1	100.0	0.0	50.5	50.5	3.0	20.8	-368.52	0.06	1.0	
1	2.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	133.0	118.5	445.0	4000	0.4	-	0.2	23.9	100.0	0.0	60.2	110.7	6.0	46.1	-368.52	0.12	2.0	
1	3.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	152.0	137.5	508.6	4000	0.4	-	0.2	27.8	100.0	0.0	69.8	180.5	9.0	75.9	-368.52	0.21	3.0	
1	4.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	171.0	156.5	572.2	4000	0.4	-	0.2	31.6	100.0	0.0	79.5	259.9	12.1	110.3	-368.52	0.30	4.0	
1	5.0	1.00	19.0	9.0	22.0	-	190.0	175.5	635.8	4000	0.4	-	0.2	35.5	100.0	0.0	89.1	349.1	15.1	149.2	-368.52	0.40	5.0	
2	6.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	209.0	194.5	911.0	4000	0.4	-	0.2	43.3	100.0	0.0	108.8	457.9	18.1	197.4	-368.52	0.54	6.0	
2	7.00	1.00	19.0	9.0	24.0	-	228.0	213.5	993.6	4000	0.4	-	0.2	47.5	100.0	0.0	119.5	577.3	21.1	256.6	-368.52	0.69	7.0	
2	8.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	247.0	232.5	1076.6	4000	0.4	-	0.2	51.8	100.0	0.0	130.1	707.4	24.1	308.8	-368.52	0.84	8.0	
2	9.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	266.0	251.5	1159.4	4000	0.4	-	0.2	56.0	100.0	0.0	140.7	848.1	27.1	372.0	-368.52	1.01	>1	
2	10.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	285.0	270.5	1242.2	4000	0.4	-	0.2	60.2	100.0	0.0	151.3	999.5	30.1	440.2	-368.52	1.19	>1	
3	11.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	304.0	289.5	1325.0	4000	0.4	-	0.2	64.4	100.0	0.0	162.0	1161.4	33.2	513.4	-368.52	1.39	>1	
3	12.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	323.0	308.5	1407.8	4000	0.4	-	0.2	68.7	100.0	0.0	172.6	1334.0	36.2	591.6	-368.52	1.61	>1	
3	13.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	342.0	327.5	1490.7	4000	0.4	-	0.2	72.9	100.0	0.0	183.2	1517.3	39.2	674.8	-368.52	1.83	>1	
3	14.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	361.0	346.5	1573.5	4000	0.4	-	0.2	77.1	100.0	0.0	193.9	1711.1	42.2	763.0	-368.52	2.07	>1	
3	15.0	1.00	19.0	9.0	24.0	-	380.0	365.5	1656.3	5000	0.4	-	0.2	81.4	100.0	0.0	204.5	1915.6	45.2	856.3	-368.52	2.32	>1	
																								15.0

Diagramma dei carichi limite in funzione delle lunghezze



Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

10.1.3 Capacità portante nei confronti dei carichi verticali in c.n.d.

CAPACITA' PORTANTE (A1+M1+R3) PALO IN COMPRESSIONE

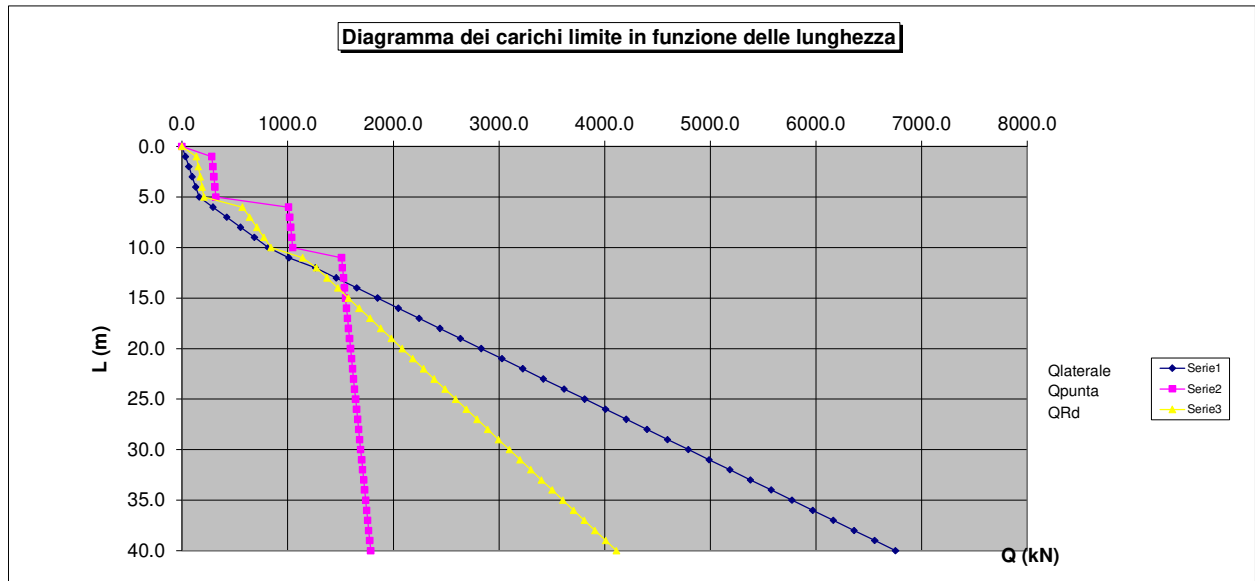
z =	3.14	
Interasse pali	-	m
Diámetro palo =	0.8	m
Quota Falda da p.c. =	5.0	m
Quota Falda da testa palo =	0.00	m
Quota P.C. =	5.00	m
Quota testa pali (z=0) =	0.0	m

strato	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c_u (kPa)	N_{q*}		
1	19.0	22.0	50	-		
2	19.0	24.0	200	-		
3	19.0	24.0	300.0	-		
4						
5						

N =	1198.90	kN
R1(QB) =	1.35	
R1(QI) =	1.15	
γ_s =	1.70	
γ_r =	1.70	
Fattore di riduzione capacità portante	1.00	

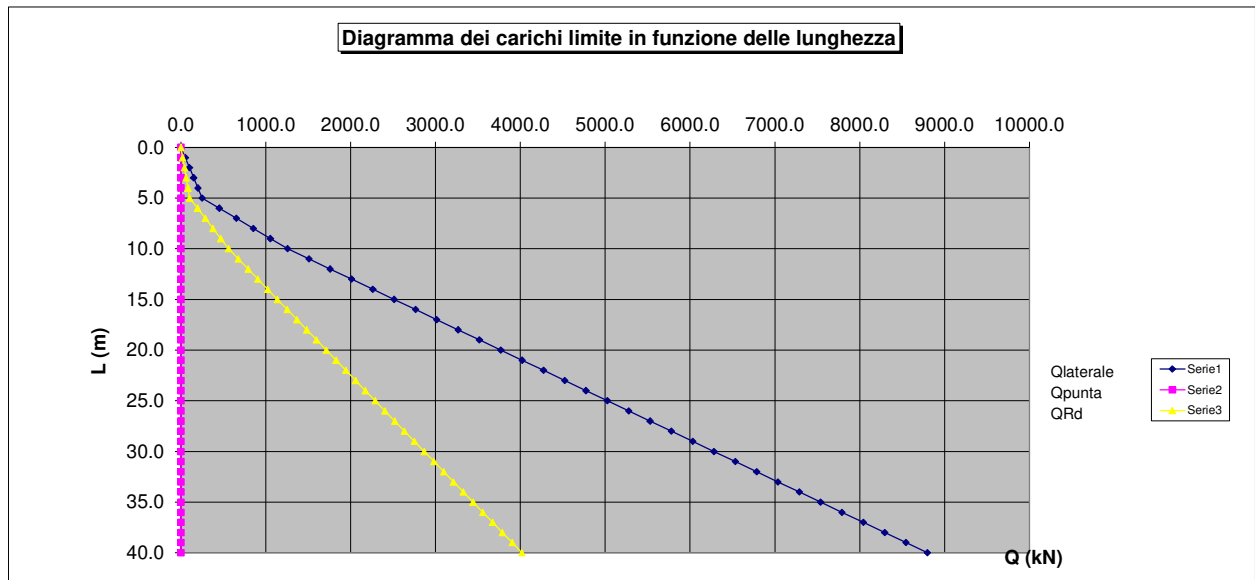
- Il fattore di riduzione tiene conto dell'interasse dei pali della paratia

CAPACITA' PORTANTE PARATIA DI PALI IN COMPRESSIONE																							
strato	z (m)	Δh (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	c_u (kPa)	c_v (kPa)	c_{u2} (kPa)	q_b (kPa)	q_{bmax} (kPa)	α	β	$k_i \tan \phi$	r_l (kPa)	t_{max} (kPa)	Q_b	q_l	Q_L	W_{palo}	QRd	N	F_{Rd}	z (m)
1	0.0	0.00	19.0	9.0	22.0	50	95.0	0.0	0.0	4000	0.4	0.65	0.3	13.0	100.0	0.0	0.0	0.0		0.0	1198.90	0.00	0.0
1	1.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	114.0	99.5	564.0	4000	0.4	0.65	0.3	13.0	100.0	283.5	32.7	32.7	3.0	137.2	1198.90	0.11	1.0
1	2.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	133.0	118.5	583.0	4000	0.4	0.65	0.3	13.0	100.0	283.5	32.7	65.3	6.0	155.1	1198.90	0.13	2.0
1	3.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	152.0	137.5	602.0	4000	0.4	0.65	0.3	13.0	100.0	302.6	32.7	98.0	9.0	172.9	1198.90	0.14	3.0
1	4.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	171.0	156.5	621.0	4000	0.4	0.65	0.3	13.0	100.0	312.1	32.7	130.7	12.1	190.8	1198.90	0.16	4.0
1	5.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	190.0	175.5	640.0	4000	0.4	0.65	0.3	13.0	100.0	321.7	32.7	163.4	15.1	208.7	1198.90	0.17	5.0
2	6.0	1.00	19.0	9.0	24.0	200	209.0	194.5	2009.0	4000	0.4	0.65	0.3	52.0	100.0	1009.8	130.7	294.1	18.1	572.3	1198.90	0.48	6.0
2	7.0	1.00	19.0	9.0	24.0	200	228.0	213.5	2028.0	4000	0.4	0.65	0.3	52.0	100.0	1019.4	130.7	424.7	21.1	640.3	1198.90	0.53	7.0
2	8.0	1.00	19.0	9.0	24.0	200	247.0	232.5	2047.0	4000	0.4	0.65	0.3	52.0	100.0	1028.9	130.7	555.4	24.1	708.3	1198.90	0.59	8.0
2	9.0	1.00	19.0	9.0	24.0	200	266.0	251.5	2066.0	4000	0.4	0.65	0.3	52.0	100.0	1038.5	130.7	686.1	27.1	776.3	1198.90	0.65	9.0
2	10.0	1.00	19.0	9.0	24.0	200	285.0	270.5	2085.0	4000	0.4	0.65	0.3	52.0	100.0	1048.0	130.7	816.8	30.1	844.3	1198.90	0.70	10.0
3	11.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	304.0	289.5	3004.0	4000	0.4	0.65	0.3	78.0	100.0	1510.0	196.0	1012.8	33.2	1142.9	1198.90	0.95	11.0
3	12.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	323.0	308.5	3023.0	4000	0.4	0.65	0.3	195.0	100.0	1519.5	251.3	1264.2	36.2	1272.6	1198.90	1.06	>1
3	13.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	342.0	327.5	3042.0	4000	0.4	0.65	0.3	78.0	100.0	1529.1	196.0	1460.2	39.2	1374.0	1198.90	1.15	>1
3	14.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	361.0	346.5	3061.0	4000	0.4	0.65	0.3	78.0	100.0	1538.6	196.0	1656.2	42.2	1475.4	1198.90	1.23	>1
3	15.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	380.0	365.5	3080.0	4000	0.4	0.65	0.3	78.0	100.0	1548.2	196.0	1852.3	45.2	1576.8	1198.90	1.32	>1



Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

CAPACITA' PORTANTE (A1+M1+R3) PALO IN TRAZIONE																								
s =	3.142																							
Interasse pali																								
Diametro palo =	0.8																							
Quota Falda da p.c. =	-5.0																							
Quota Falda da testa palo =	0.00																							
Quota P.C. =	5.00																							
Quota testa pali (z=0) =	0.0																							
N =		-368.52	kN																					
R3 (QL) =		1.25																						
c _u =		1.70																						
c _v =		1.70																						
Fattore di riduzione capacità portante		1.00																						
- Il fattore di riduzione tiene conto dell'interasse dei pali della paratia																								
CAPACITA' PORTANTE PARATIA DI PALI IN TRAZIONE																								
strato	z (m)	Δh(m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	φ (°)	c _u (kPa)	c _v (kPa)	c _v (kPa) a Δh/2	q _b (kPa)	Q _{bmax} (kPa)	α	β	k _i tanφ	σ _i (kPa)	c _{max} (kPa)	Q _b	q _i	Q _L	W _{palo}	Q _{Rd}	N	F _{Red}	z (m)	
1	0.0	0.00	19.0	9.0	22.0	50	96.0	0.0	0.0	4000	0.4	0.65	0.2	20.0	100.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-368.52	0.00	0.0	
1	1.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	114.0	99.5	564.0	4000	0.4	0.65	0.2	20.0	100.0	0.0	50.3	50.3	3.0	20.6	-368.52	0.06	1.0	
1	2.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	133.0	118.5	583.0	4000	0.4	0.65	0.2	20.0	100.0	0.0	50.3	100.5	6.0	41.3	-368.52	0.11	2.0	
1	3.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	152.0	137.5	602.0	4000	0.4	0.65	0.2	20.0	100.0	0.0	50.3	150.8	9.0	61.9	-368.52	0.17	3.0	
1	4.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	171.0	156.5	621.0	4000	0.4	0.65	0.2	20.0	100.0	0.0	50.3	201.1	12.1	82.6	-368.52	0.22	4.0	
1	5.0	1.00	19.0	9.0	22.0	50	190.0	175.5	640.0	4000	0.4	0.65	0.2	20.0	100.0	0.0	50.3	251.3	15.1	103.2	-368.52	0.28	5.0	
2	6.0	1.00	19.0	9.0	24.0	200	209.0	194.5	2009.0	4000	0.4	0.65	0.2	80.0	100.0	0.0	201.1	452.4	18.1	194.8	-368.52	0.53	6.0	
2	7.00	1.00	19.0	9.0	24.0	200	228.0	213.5	2028.0	4000	0.4	0.65	0.2	80.0	100.0	0.0	201.1	553.5	21.1	286.4	-368.52	0.78	7.0	
2	8.0	1.00	19.0	9.0	24.0	200	247.0	232.5	2047.0	4000	0.4	0.65	0.2	80.0	100.0	0.0	201.1	654.5	24.1	378.0	-368.52	1.03	>1	8.0
2	9.0	1.00	19.0	9.0	24.0	200	266.0	251.5	2066.0	4000	0.4	0.65	0.2	80.0	100.0	0.0	201.1	755.5	27.1	469.6	-368.52	1.27	>1	9.0
2	10.0	1.00	19.0	9.0	24.0	200	285.0	270.5	2085.0	4000	0.4	0.65	0.2	80.0	100.0	0.0	201.1	856.5	30.1	561.2	-368.52	1.52	>1	10.0
3	11.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	304.0	289.5	3004.0	4000	0.4	0.65	0.2	120.0	100.0	0.0	251.3	1508.0	33.2	676.5	-368.52	1.84	>1	11.0
3	12.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	323.0	308.5	3023.0	4000	0.4	0.65	0.2	120.0	100.0	0.0	251.3	1759.3	36.2	791.7	-368.52	2.15	>1	12.0
3	13.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	342.0	327.5	3042.0	4000	0.4	0.65	0.2	120.0	100.0	0.0	251.3	2010.6	39.2	907.0	-368.52	2.46	>1	13.0
3	14.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	361.0	346.5	3061.0	4000	0.4	0.65	0.2	120.0	100.0	0.0	251.3	2261.9	42.2	1022.2	-368.52	2.77	>1	14.0
3	15.0	1.00	19.0	9.0	24.0	300.0	380.0	365.5	3080.0	5000	0.4	0.65	0.2	120.0	100.0	0.0	251.3	2513.3	45.2	1137.5	-368.52	3.09	>1	15.0



PALO L= 15.00 m

$N_{c,palo,d} = 1198.90 \text{ kN}$ Sforzo normale di compressione di design (A1+M1+R3); (vedi NTC2008: §6.4.3.1)

$N_{T,palo,d} = -368.52 \text{ kN}$ Sforzo normale di compressione di design (A1+M1+R3); (vedi NTC2008: §6.4.3.1)

Confrontando lo sforzo di compressione agente nei pali appena determinato con i valori di resistenza riportati nella curva di capacità portante dei pali, risulta:

$N_{c,palo,d} = 1198.90 \text{ kN} \leq Q_{Rd} = 1576.8 \text{ kN} \rightarrow F.S = 1.32$

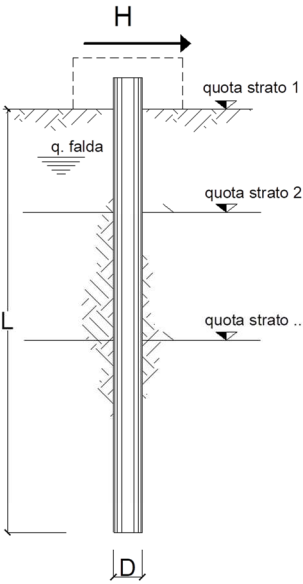
$N_{T,palo,d} = -368.52 \text{ kN} \leq Q_{Rd} = 856.3 \text{ kN} \rightarrow F.S = 2.32$

La verifica a carico limite è quindi soddisfatta con un F.S pari a 1.32

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

10.1.4 Capacità portante nei confronti dei carichi orizzontali in c.n.d.

COMBINAZIONE SISMICA



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	strato 1	0.00	19	9	22	2.20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	strato 2	-5.00	19	9	24	2.37	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	strato 3	-10.00	19	9	24	2.37	
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda 0 (m)
 Diametro del palo D 0.80 (m)
 Lunghezza del palo L 15.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo M_y 1232.60 (kNm)

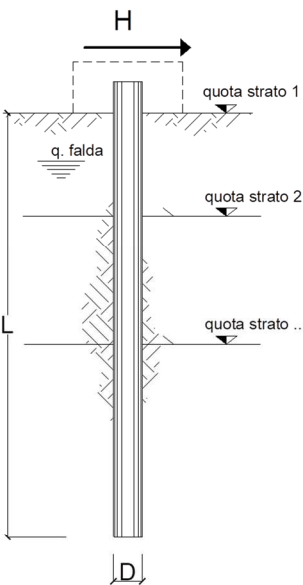
palo impedito di ruotare
 palo libero

		Calcolo (ctrl+r)	
Palo lungo	H =	1553.8	(kN)
Palo intermedio	H =	2514.1	(kN)
Palo corto	H =	5715.2	(kN)
	Hlim =	1553.8	(kN) Palo lungo
Hed = Tpal =	527.3 (kN)	Hrd =	703.1 (kN) Hlim/($\xi_3 \cdot R_3$)
	FS = Hrd/Hed =	1.33	

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

10.1.5

Capacità portante nei confronti dei carichi orizzontali in c.n.d.



strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	strato 1	0.00	19	9		1.00	50
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	strato 2	-5.00	19	9		1.00	200
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	strato 3	-10.00	19	9		1.00	300
<input type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda 0 (m)
 Diametro del palo D 0.80 (m)
 Lunghezza del palo L 15.00 (m)
 Momento di plasticizzazione palo My 1329.62 (kNm)
 Step di calcolo 0.415 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo (cfr+r)			
Palo lungo	H =	1300.0	(kN)
Palo intermedio	H =	4200.0	(kN)
Palo corto	H =	19500.0	(kN)
	Hlim =	1300.0	(kN) Palo lungo
Hed = Tpal =	527.3	(kN)	Hrd = 588.2 (kN) Hlim/(ξ 3*R3)
	FS = Hrd/Hed =	1.12	

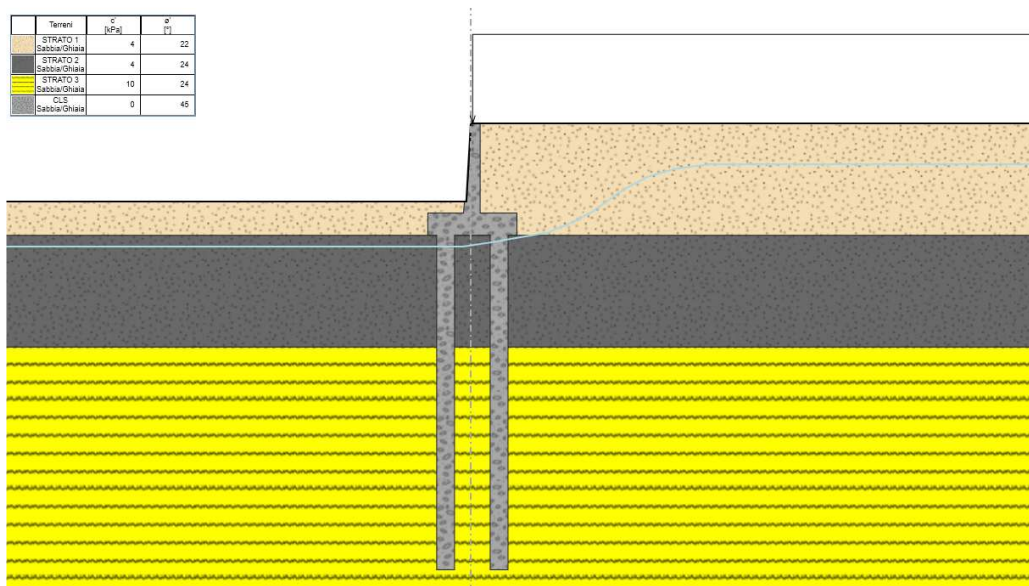
10.1.6 Stabilità globale

Le verifiche vengono condotte con le modalità indicate nel D.M. del 17 gennaio 2018 al par. 6.8.2 delle stesse. Per le verifiche di stabilità ci si è avvalsi del software di calcolo PARATIE PLUS (Modulo VSP).

Le verifiche di stabilità globale sono condotte con riferimento ad una sezione indicata nella figura sotto riportata; la stratigrafia di calcolo è quella riportata nel par. 5.

Considerato lo scopo dell'analisi le superfici di scorrimento indagate sono definite in modo tale da non intersecare l'opera di sostegno, limitando l'estensione del cerchio critico a tergo del muro, per circoscrivere il dominio di calcolo al solo volume significativo, evitando di verificare superfici di scivolamento che coinvolgano volumi di terreno eccessivamente grandi e non rappresentative della condizione reale.

Le analisi sono condotte mediante il metodo dell'equilibrio limite implementato (nel software utilizzato) con la formulazione di Bishop.



A monte del muro è previsto un carico variabile pari a $Q_1 = 20$ kPa per simulare la presenza veicoli in condizioni statiche e pari a 4 kPa in condizioni sismiche.

Nel prospetto che segue sono riportati i coefficienti di riduzione utilizzati:

		SLU	SLV
		(A2+M2)	(A2+M2+E)
Azioni	Permanenti	1	1
	Variabili	1.3	1
Parametri del terreno	$\tan \phi'$	1.25	1.25
	c'	1.25	1.25
	c_u	1.4	1.4

Coefficienti sulle azioni e sui materiali utilizzati per l'analisi di stabilità

Le azioni sismiche pseudo-statiche sono sintetizzate nella seguente tabella:

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

Categoria sottosuolo	Parametri sismici				
	a_g	a_{max}	β	k_h	k_v
	[g]	[g]	[-]	[-]	[-]
C	0,283	0,363	0,380	0,138	0,069

Azione sismica adottata nel modello

In tabella sono riportati i gradi di sovra resistenza (R_d/E_d) rispetto alle azioni sollecitanti di progetto E_d ($=E \cdot \gamma_E$) ottenuti secondo la formulazione di Bishop e per ciascuna combinazione delle azioni. Al fine di cogliere l'effetto derivante dalla riduzione dei parametri geotecnici di resistenza, secondo i coefficienti del gruppo M2, nel prospetto che segue sono riportati anche i risultati dell'analisi condotta con i valori caratteristici dei parametri geotecnici e delle azioni.

Combinazione	Formulazione Bishop	γ_R
"SLU - A2+M2"	2.246	1.1
"SLV - A2+M2+E"	1.966	1.2

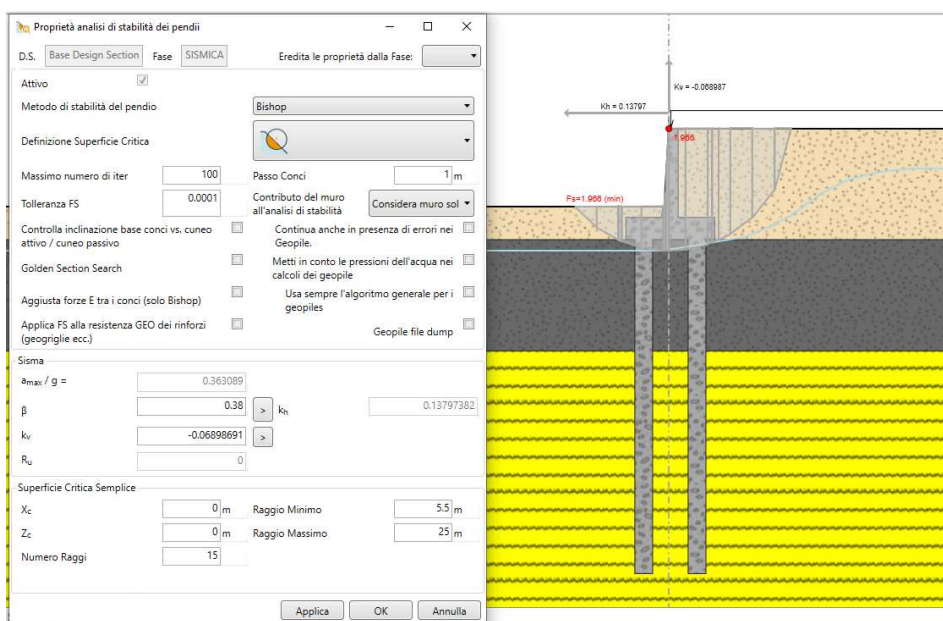
Sintesi dei risultati delle analisi di stabilità globale

Quindi, considerando la resistenza di progetto $R_d = R/\gamma_R$ risulta sempre verificata la disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

per cui la verifica di stabilità globale può considerarsi soddisfatta.

Nella figura di seguito riportata è rappresentata la superficie critica di scorrimento a cui corrisponde il minor grado di sovraresistenza ($R_d/E_d = 1.966$).



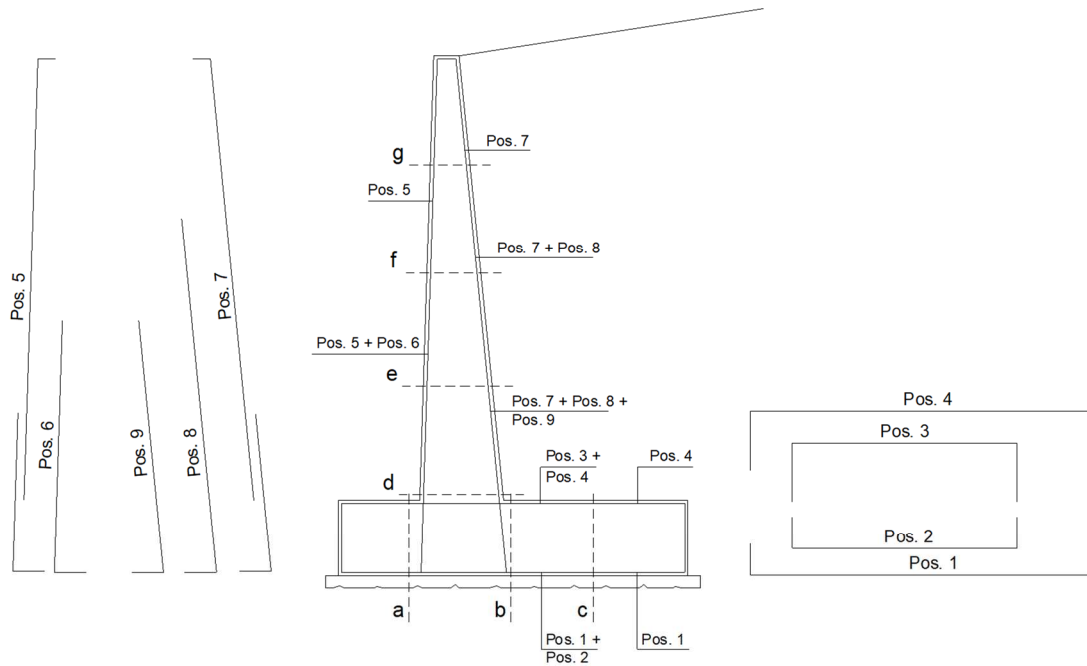
Modello di calcolo e superficie di scorrimento critica

10.2 RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche strutturali, per ogni sezione di calcolo, in forma tabellare esplicitate nell'allegato:

10.2.1 Muro di sostegno

SCHEMA DELLE ARMATURE

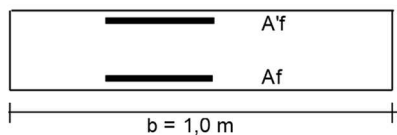


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	16
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	10.0	20
4	5.0	20	8	5.0	0
			9	5.0	0

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4	d-d	pos 5-7-11-10-8
b-b	pos 1-2-3-4	e-e	pos 5-7-11-10-8
c-c	pos 1-4	f-f	pos 5-10-8
		g-g	pos 5-8

Le verifiche strutturali saranno condotte secondo DM 17 gennaio 2018 utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle tabella precedente per le azioni.

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

SLU – combinazione STATICA

A1+M1+R3

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(kN)	(m)
a - a	189.92	0.00	237.41	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
b - b	-224.09	0.00	-201.28	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
d - d	304.60	105.29	192.15	0.75	31.42	10.05	817.24	105.29	240.37

SLU – combinazione ECCEZIONALE

ECC+ M1+R3

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(kN)	(m)
a - a	211.78	0.00	264.72	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
b - b	-200.91	0.00	-190.97	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
d - d	383.75	91.74	173.70	0.75	31.42	10.05	813.22	91.74	240.37

SLU – combinazione SISMICA

SISMA +M1+R3

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(kN)	(m)
a - a	373.44	0.00	466.80	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
b - b	-326.78	0.00	344.87	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
d - d	425.88	94.72	237.60	0.75	31.42	10.05	814.10	94.72	240.37

SLU (stato limite ultimo azione tagliante)

Verifica a taglio sez. a-a			
Elementi senza armatura trasversale a taglio			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	264.11	kN	
VEd =	466.80 kN		NO
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.463		≤ 2
$R_{ck} =$	30	N/mm ²	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.309	N/mm ²	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	24.9	N/mm ²	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	14.11	N/mm ²	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.00168		$\leq 0,02$
copriferro =	67	mm	
d =	933	mm	
H =	1000	mm	
bw =	1000	mm	
A _{sl} =	1571	mm ²	
N _{Ed} =	0.00	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm ²	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$

Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm²)			
Calcestruzzo		Acciaio	
R _{ck} =	30	f _{ywk} =	450
f _{ck} =	24.9	f _{ywd} =	391.3
f _{cd} =	14.1		
f _{ctd} =	1.19		
Sezione da verificare			
Altezza trave		1000	mm
Copriferro staffe		67	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1000	mm
Diametro staffe		12	(1 ϕ 12/40X40)
Bracci		2.5	
Interasse		400	mm
α	45 °	1.0000	
θ	22 °	2.5002	
Area staffe al metro		0.71	mm ² /m
Verifiche allo s.l.u. per taglio		VR,d > VEd	
Taglio di calcolo V_{Ed}		466.80	kN
V _{rcd}		2841.31	kN
V _{rsd}		574.84	kN
VRd = min[V_{rcd}; V_{rsd}]		574.84	kN
		ok	

Verifica a taglio sez. b-b			
<i>Elementi senza armatura trasversale a taglio</i>			
- Verifica del conglomerato			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	264.11	kN	
VEd =	344.87 kN		NO
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.463		≤ 2
$R_{ck} =$	30	N/mm ²	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.309	N/mm ²	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	24.9	N/mm ²	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	14.11	N/mm ²	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.00168		$\leq 0,02$
copriferro =	67	mm	
d =	933	mm	
H =	1000	mm	
bw =	1000	mm	
Asl =	1571	mm ²	
$N_{Ed} =$	0.00	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.000	N/mm ²	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$
Verifiche allo stato limite ultimo di taglio			
Materiali (Unità N,mm²)			
Calcestruzzo		Acciaio	
Rck =	30	fywk =	450
fck =	24.9	fywd =	391.3
fcd =	14.1		
fctd =	1.19		
Sezione da verificare			
Altezza trave		1000	mm
Copriferro staffe		67	mm
Larghezza netta resistente a taglio		1000	mm
Diametro staffe		12	(1 ϕ 12/40X40)
Bracci		2.5	
Interasse		400	mm
α	45 °	1.0000	
θ	22 °	2.5002	
Area staffe al metro		0.71	mm ² /m
Verifiche allo s.l.u. per taglio		VR,d > VEd	
Taglio di calcolo VEd		344.87	kN
Vrcd		2841.31	kN
Vrsd		574.84	kN
VRd = min[Vrcd; Vrsd]		574.84	kN
		ok	

Verifica a taglio sez. d-d			
<i>Elementi senza armatura trasversale a taglio</i>			
<i>- Verifica del conglomerato</i>			
$VRd = [0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d =$	240.37	kN	
VEd =	237.60	kN	ok
con:			
$K = 1 + (200/d)^{1/2} =$	1.541		≤ 2
$R_{ck} =$	30	N/mm ²	
$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.334	N/mm ²	
$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	24.9	N/mm ²	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	14.11	N/mm ²	
$\rho_1 = A_{sl} / (bw \cdot d) =$	0.00230		$\leq 0,02$
copriferro =	67	mm	
d =	683	mm	
H =	750	mm	
bw =	1000	mm	
A _{sl} =	1571	mm ²	
$N_{Ed} =$	105.29	kN	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.140	N/mm ²	$\leq 0,2 \cdot f_{cd}$

SLE – combinazione STATICA (stato limite ultimo tensionale)

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ_c	σ_f	σ_{dim}	σ_{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	145.89	0.00	1.00	15.71	15.71	1.64	106.33	14.940	360.0
b - b	-161.94	0.00	1.00	15.71	15.71	1.82	118.04	14.940	360.0
d - d	219.42	91.74	0.75	31.42	10.05	3.30	100.35	14.940	360.0

SLE – combinazione STATICA (stato limite ultimo di fessurazione)

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ_c	σ_f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	134.34	0.00	1.00	15.71	15.71	1.51	97.92	0.180	0.200
b - b	-146.50	0.00	1.00	15.71	15.71	1.64	106.78	0.197	0.200
d - d	195.22	88.57	0.75	31.42	10.05	2.94	88.31	0.105	0.200

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

10.2.2 Palo

Di seguito si riportano le sollecitazioni lungo il palo calcolate con un foglio di calcolo redatto dalla DEI "Tipografia del genio civile".

Il programma per i pali soggetti a forze orizzontali e momenti in testa opera con metodi agli elementi finiti. La struttura è discretizzata con elementi monodimensionali (aste) e l'intersezione con il terreno è simulato con molle nodali.

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione di carico più significativa, mentre per una descrizione più dettagliata si rimanda al par. 7.2 del testo "Progetto e calcolo di geotecnica con excel – Volume 2".

Esaminando le diverse combinazioni di carico si evince che quelle più penalizzanti sono quelle sismiche.

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

SISMA +M1+R3

scala grafico

strati terreno	descrizione	quote (m)	k_h (kN/m ³)	n_h (kN/m ³)
p.c.=strato 1		0.00	30313	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-5.00	1E+05	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		-10.00	2E+05	0
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 0.8 (m)

J palo 0.02011 (m⁴)

Lunghezza del palo 15 (m)

Forza orizzontale in testa 527.28 (kN)

Momento in testa 0.00 (kNm)

E cls 31447 (Mpa)

dimensione elementi 0.2 (m)

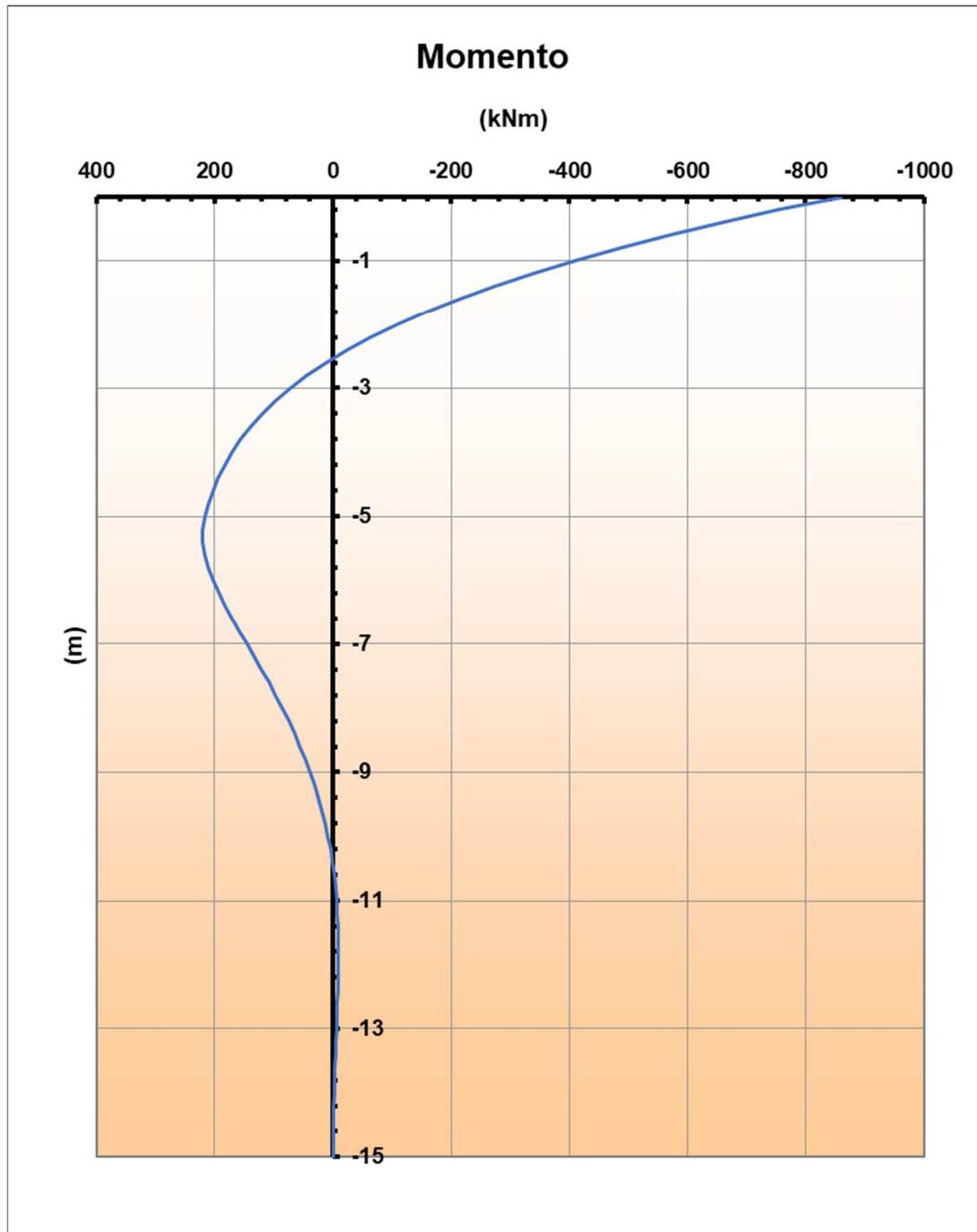
palo impedito di ruotare

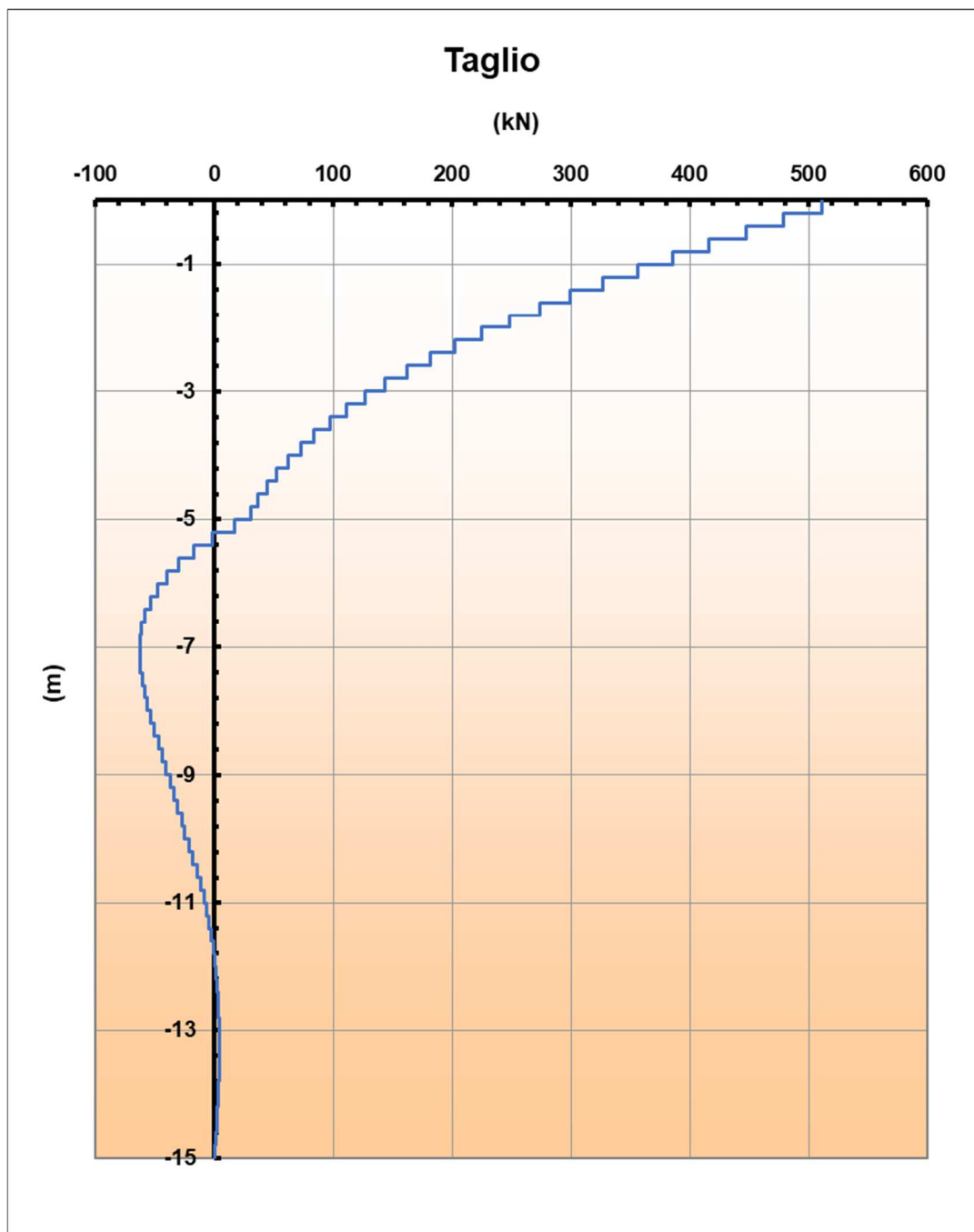
palo impedito di traslare

palo libero

Calcolo
(ctrl+r)

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo





Di seguito si riporta una tabella riepilogativa delle sollecitazioni (N, T, M) massime sul palo e la conseguente verifica del palo stesso.

	N	T	M
	[kN]	[kN]	[kNm]
SLU (A1+M1+R3)	665.77	333.06	542.36
SLU (ACC+M1+R3)	731.33	285.03	464.15
SLU SISMA (+M1+R3)	1198.90	527.28	858.63
SLE (comb. rara)	533.66	245.03	399.01
SLE (comb. frequente)	499.02	226.88	369.46

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

Per l'armatura longitudinale del palo si adottano 18 ϕ 26 e per l'armatura trasversale si adotta una spirale ϕ 12/20.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: prova sez pali

(Percorso File: C:\Users\utente\Desktop\ARCHIVIO\A211_SS87Sannitica_Bonifica\MURO H=4.0 m\prova sez pali.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Tipo di sollecitazione:	Retta (asse neutro sempre parallelo all'asse X)
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.2 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.1 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	13.8 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	13.8 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C25/30

Raggio circ.:	40.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				
N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	31.5	18	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	Vy
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		
N°Comb.	N	Mx	Vy
1	665.77	542.36	333.06
2	731.33	464.15	285.03
3	1198.90	858.63	527.28

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	My
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	533.66	399.01	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	My
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	499.02	369.46 (203.09)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.3 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

As Totale		Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]						As Totale
N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale	
1	S	665.77	542.36	665.91	1086.48	2.00		
95.6(15.1)								
2	S	731.33	464.15	731.20	1096.15	2.36		
95.6(15.1)								
3	S	1198.90	858.63	1198.89	1148.28	1.34		
95.6(15.1)								

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	40.0	0.00243	0.0	31.5	-0.00546	0.0	-31.5
2	0.00350	0.0	40.0	0.00245	0.0	31.5	-0.00532	0.0	-31.5
3	0.00350	0.0	40.0	0.00254	0.0	31.5	-0.00455	0.0	-31.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000125327	-0.001513071	----	----
2	0.000000000	0.000123415	-0.001436593	----	----
3	0.000000000	0.000112602	-0.001004085	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = Vy ortogonale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))
L'pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

1	S	333.06	984.89	568.49	60.1 51.4	71.8	2.500	1.094	6.6	11.3(0.0)
2	S	285.03	989.65	566.68	60.1 51.2	71.8	2.500	1.103	5.7	11.3(0.0)
3	S	527.28	1032.08	552.49	59.7 49.9	72.5	2.500	1.168	10.8	11.3(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.27	0.0	0.0	-155.9	0.0	-31.5	710	15.9

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm} Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00095	0.00000	0.500	26.0	72	0.00047 (0.00047)	442	0.207 (990.00)	202.76	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

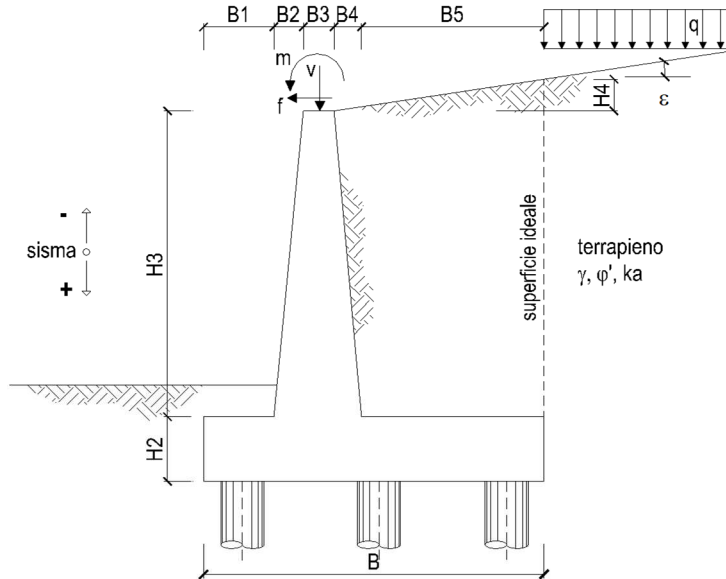
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.58	0.0	0.0	-143.8	0.0	-31.5	710	15.9

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00088	0.00000	0.500	26.0	72	0.00043 (0.00043)	442	0.191 (0.20)	203.09	0.00

11 ALLEGATI

11.1 TABULATI DI CALCOLO E VERIFICA



OPERA con Hmuro = 4.00 m

DATI DI PROGETTO:

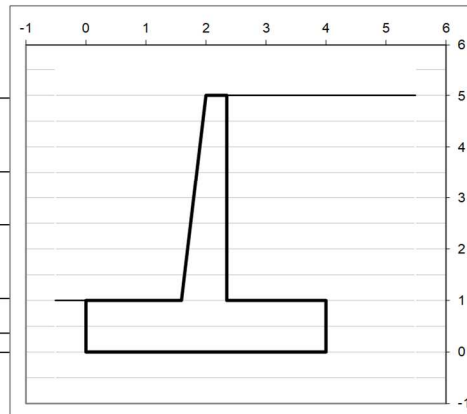
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.00 (m)
Aggetto Valle	B2 =	0.40 (m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.35 (m)
Aggetto monte	B4 =	0.00 (m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00 (m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00 (m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.60 (m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.65 (m)

Peso Specifico del Calcestruzzo γ_{cls} = 25.00 (kN/m³)



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ' =	22.00 (°)	Coeff. Categoria di Suolo
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ' =	19.00 (kN/m ³)	
Dati Sismici	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ϵ =	0.00 (°)	S =
	Angolo di attrito terreno-paramento = 2/3(ϕ') - va posto pari a zero	δ_{muro} =	14.67 (°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup, id}$ =	14.67 (°)	
	Accelerazione sismica	a_y/g =	0.283 (-)	
Dati Sismici	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione (1 per muri che non ammettono spostamento al piede)	β_m =	1.00 (-)	Coeff. Categoria di Suolo
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		
Dati Sismici	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	r = 1	
	coefficiente sismico orizzontale	kh =	0.3631 (-)	
Coeff. Spinta	coefficiente sismico verticale	kv =	0.1815 (-)	Val. Norm.
	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ko =	0.625 (-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+ =	0.79 (-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas- =	1.40 (-)	

Carichi Agenti

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q =	20.00 (kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche (urto)	f =	33.33 (kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v =	0.00 (kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche (urto)	m =	31.00 (kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs =	4.00 (kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs =	0.00 (kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs =	0.00 (kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms =	0.00 (kNm/m)

		coefficienti parziali			
		caso	azioni		proprietà del terreno
			permanenti	temporanee variabili	tan φ'
			sfavorevoli	sfavorevoli	
SLU	<input checked="" type="radio"/>	caso A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00
	<input type="radio"/>	caso A2+M1+R2	1.00	1.30	1.25
SLD	<input type="radio"/>	sismica	1.00	1.00	1.25
def.	<input type="radio"/>	--	1.10	1.10	1.20

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ	=	22.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	=	24.70	(kN/m ³)		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ _{muro}	=	14.67	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ _{sup id}	=	14.67	(°)		
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0.625	(-)	0.625	Val. Norm.
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.79	(-)	0.787	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	1.40	(-)	1.398	

Carichi Agenti (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	30.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	6.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

$$\begin{aligned}
 Pm1 &= (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 20.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pm2 &= (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) &= & 35.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pm3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pm4 &= (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls}) &= & 100.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pm &= Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 &= & 155.00 \quad (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 Pt1 &= (B5 \cdot H3 \cdot \gamma') &= & 125.40 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pt2 &= (0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma') &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pt3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2 &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pt &= Pt1 + Pt2 + Pt3 &= & 125.40 \quad (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

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

B1) Muro (Mm)

$$\begin{aligned}
 Mm1 &= Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2) &= & 37.33 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mm2 &= Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3) &= & 76.13 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mm3 &= Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mm4 &= Pm4 \cdot (B/2) &= & 200.00 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mm &= Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 &= & 313.46 \quad (\text{kNm/m})
 \end{aligned}$$

B2) Terrapieno a tergo del muro

$$\begin{aligned}
 Mt1 &= Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5) &= & 398.15 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mt2 &= Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5)) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mt3 &= Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mt &= Mt1 + Mt2 + Mt3 &= & 398.15 \quad (\text{kNm/m})
 \end{aligned}$$

Elaborato

T00M00STRRE02B.DOCX

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k_0 = 193.09 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sq = q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k_0 = 93.81 \quad (\text{kN/m})$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

$$MSt1 = St \cdot h \cdot (H2+H3+H4)/3 = 311.33 \quad (\text{kNm})$$

$$MSq1 = Sq \cdot h \cdot (H2+H3+H4)/2 = 226.88 \quad (\text{kNm})$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

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

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

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

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv = 353.04 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = St + Sq + f = 277.55 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 1002.17 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

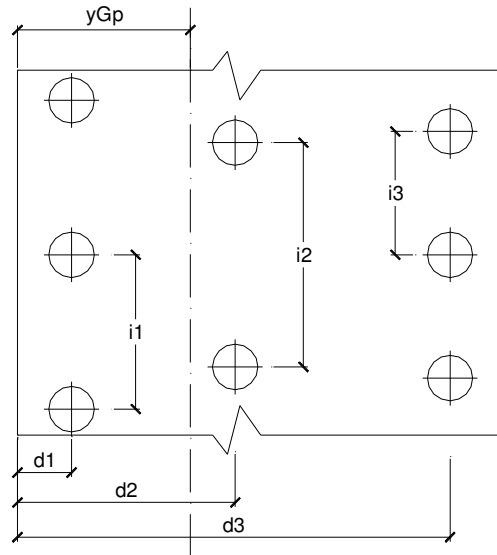
$$Mr = MSt1 + MSq1 + Mfext1 + Mfext2 = 538.21 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = 463.96 \quad (\text{kNm/m})$$

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali	d	=	0.80	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1) =		0.80	(m)	interasse pali (i1) =	2.40 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2) =		3.20	(m)	interasse pali (i2) =	2.40 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3) =		0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00 (m)
Asse Baricentrico della Palificata	(yGp)	=	2.000	(m)		

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$Mp = yGp \cdot Np - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np [kN/m]	Mp [kNm/m]	Tp [kN/m]
statico	353.04	242.13	277.55

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1 [kN]	N pali all.2 [kN]	N pali all.3 [kN]	T pali [kN]
statico	665.77	181.52		333.06

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Rck = 30 (MPa)

γ_c = 1.9

fcd = Rck / $\gamma_{m,c}$ = 15.79 (MPa)

Copriferro

c = 6.70 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

f_{yk} = 450 (MPa)

γ_E = 1.00

γ_S = 1.15

f_{yd} = f_{yk} / γ_S / γ_E = 391.30 (MPa)

E_s = 210000 (MPa)

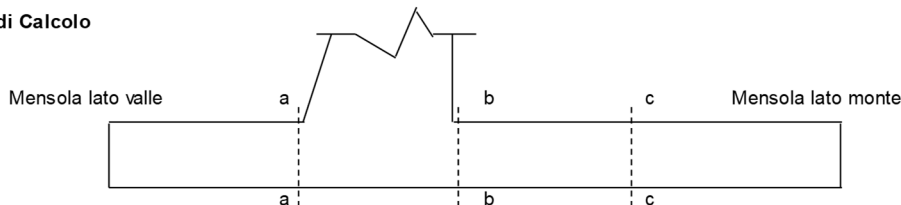
ϵ_{ys} = 0.19%

ϵ_{uk} = 3.000%

ϵ_{ud} = 2.700%

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

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

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

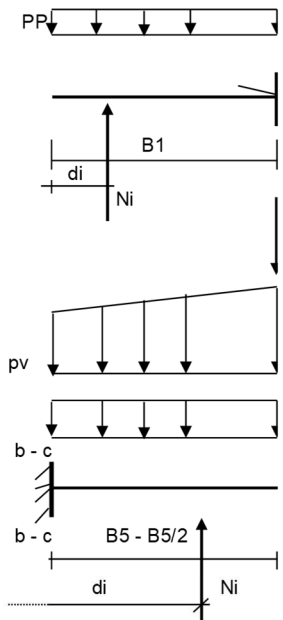
Mensola Lato Monte

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

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

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m)
	p _m	=	98.80	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	98.80	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	98.80	(kN/m ²)



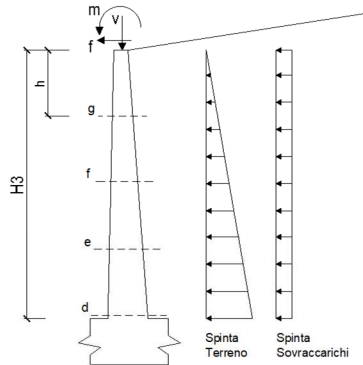
caso	Ma	Mb	Mc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico	189.92	-224.09	-102.06

Ta	Tb
[kN]	[kN]
237.41	-201.28

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.28	(-)	S	=	1.28			
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione (1 per muri che non ammettono spostamento al piede)		β_m	=	1.00				(-)	Coefficiente Categoria di Suolo	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)		<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no	r				=	1	
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico orizzontale		k_h	=	0.3631	(-)					
	coefficiente sismico verticale		k_v	=	0.1815	(-)					
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete		k_a	=	0.625	(-)	0.625				
	componente orizzontale		k_{ah}	=	0.605	(-)					
	componente verticale		k_{av}	=	0.158	(-)					
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete		k_{as+}	=	0.787	(-)	0.787				
	componente orizzontale		k_{ash+}	=	0.762	(-)					
	componente verticale		k_{asv+}	=	0.199	(-)					
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete		k_{as-}	=	1.398	(-)	1.398				
	componente orizzontale		k_{ash-}	=	1.352	(-)					
componente verticale		k_{asv-}	=	0.354	(-)						

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

$M_q = \frac{1}{2} K_o \cdot q \cdot h^2$

$M_{ext} = m \cdot P \cdot h$

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

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

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

$N_{ext} = v$

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

condizione statica

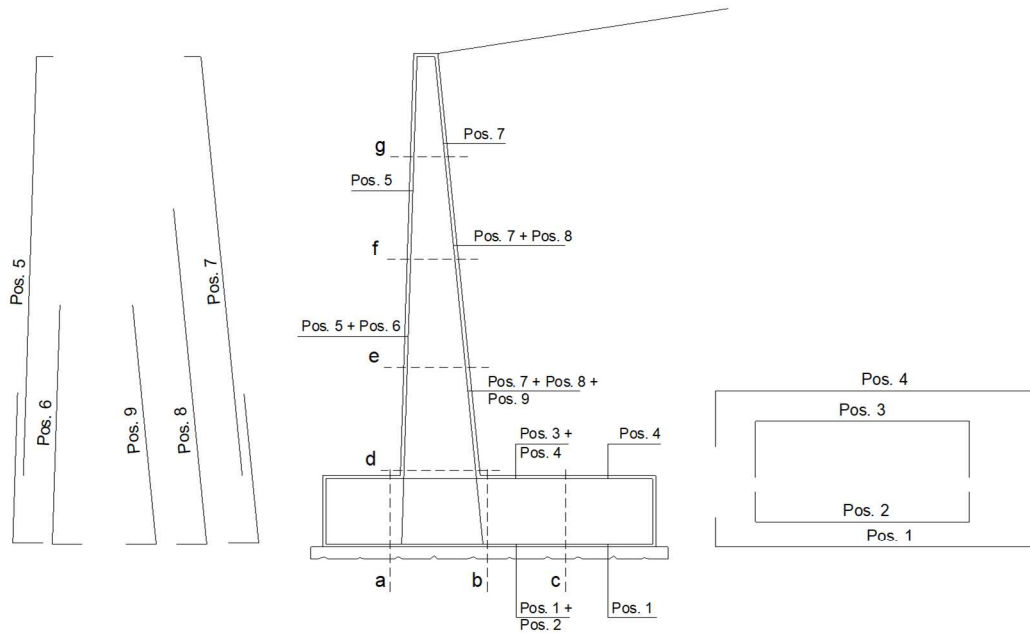
sezione	h [m]	Tt [kN/m]	Tq [kN/m]	T _{ext} [kN/m]	T _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	119.55	72.60	0.00	192.15
e-e	3.00	67.25	54.45	0.00	121.70
f-f	2.00	29.89	36.30	0.00	66.19
g-g	1.00	7.47	18.15	0.00	25.62

condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	Nt [kN/m]	Nq [kN/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	159.40	145.20	0.00	304.60	31.29	19.00	0.00	55.00	105.29
e-e	3.00	67.25	81.68	0.00	148.92	17.60	14.25	0.00	37.50	69.35
f-f	2.00	19.93	36.30	0.00	56.23	7.82	9.50	0.00	22.50	39.82
g-g	1.00	2.49	9.08	0.00	11.57	1.96	4.75	0.00	10.00	16.71

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

SCHEMA DELLE ARMATURE

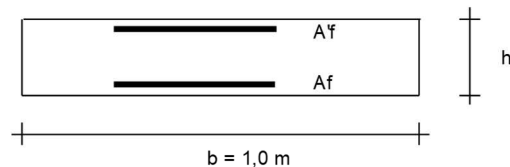


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	16
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	10.0	20
4	5.0	20	8	5.0	0
			9	5.0	0

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-7-11-10-8
- e-e pos 5-7-11-10-8
- f-f pos 5-10-8
- g-g pos 5-8

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(kN)	(m)
a - a	189.92	0.00	237.41	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
b - b	-224.09	0.00	-201.28	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
d - d	304.60	105.29	192.15	0.75	31.42	10.05	817.24	105.29	240.37

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

		coefficienti parziali			
		caso	azioni		proprietà del terreno
			permanenti	temporanee variabili	tan ϕ'
			sfavorevoli	sfavorevoli	
SLU	<input type="radio"/>	caso A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00
	<input checked="" type="radio"/>	caso ECC+M1+R3	1.00	1.00	1.00
SLD	<input type="radio"/>	sismica	1.00	1.00	1.25
def.	<input type="radio"/>	--	1.10	1.10	1.20

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	ϕ	=	22.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	=	19.00	(kN/m ³)		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	=	14.67	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id}$	=	14.67	(°)		
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka	=	0.625	(-)	0.625	Val. Norm.
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.79	(-)	0.787	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	1.40	(-)	1.398	

Carichi Agenti (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	20.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	33.33	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	31.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	4.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

$$\begin{aligned}
 Pm1 &= (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 20.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pm2 &= (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) &= & 35.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pm3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pm4 &= (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls}) &= & 100.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pm &= Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 &= & 155.00 \quad (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 Pt1 &= (B5 \cdot H3 \cdot \gamma') &= & 125.40 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pt2 &= (0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma') &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pt3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2 &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\
 Pt &= Pt1 + Pt2 + Pt3 &= & 125.40 \quad (\text{kN/m})
 \end{aligned}$$

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

B1) Muro (Mm)

$$\begin{aligned}
 Mm1 &= Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2) &= & 37.33 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mm2 &= Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3) &= & 76.13 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mm3 &= Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mm4 &= Pm4 \cdot (B/2) &= & 200.00 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mm &= Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 &= & 313.46 \quad (\text{kNm/m})
 \end{aligned}$$

B2) Terrapieno a tergo del muro

$$\begin{aligned}
 Mt1 &= Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5) &= & 398.15 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mt2 &= Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5)) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mt3 &= Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\
 Mt &= Mt1 + Mt2 + Mt3 &= & 398.15 \quad (\text{kNm/m})
 \end{aligned}$$

Elaborato

T00M00STRRE02B.DOCX

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

$$\begin{aligned} St &= 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k_0 &= & 148.53 \quad (\text{kN/m}) \\ Sq &= q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k_0 &= & 62.54 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

$$\begin{aligned} MSt1 &= St \cdot (H2+H3+H4)/3 &= & 239.49 \quad (\text{kN/m}) \\ MSq1 &= Sq \cdot (H2+H3+H4)/2 &= & 151.25 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$$\begin{aligned} Mfext1 &= m &= & 31.00 \quad (\text{kNm/m}) \\ Mfext2 &= f \cdot (H3 + H2) &= & 166.67 \quad (\text{kNm/m}) \\ Mfext3 &= v \cdot (B1 + B2 + B3/2) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \end{aligned}$$

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv = 333.84 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = St + Sq + f = 237.53 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 925.37 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

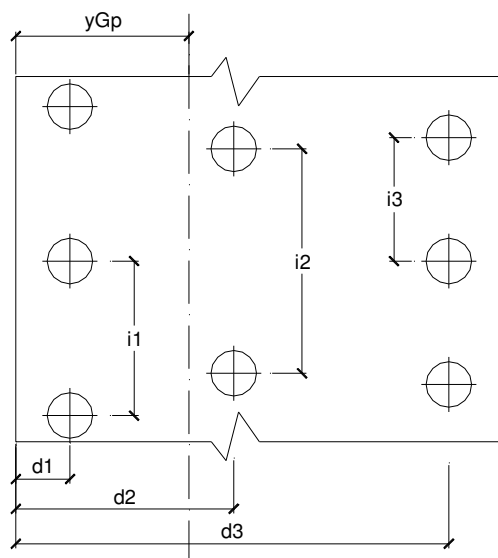
$$Mr = MSt1 + MSq1 + Mfext1 + Mfext2 = 588.41 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = 336.97 \quad (\text{kNm/m})$$

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali	d	=	0.80	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1) =		0.80	(m)	interasse pali (i1) =	2.40 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2) =		3.20	(m)	interasse pali (i2) =	2.40 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3) =		0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

Mp = yGp*Np - MM

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	333.84	330.72	237.53

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	731.33	69.89		285.03

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Rck = 30 (MPa)
 $\gamma_c = 1.9$
 $f_{cd} = Rck / \gamma_{m,c} = 15.79$ (MPa)

Copriferro

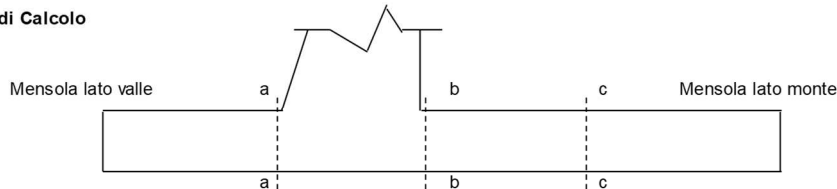
c = 6.70 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio B450C
 $f_{yk} = 450$ (MPa)
 $\gamma_E = 1.00$
 $\gamma_S = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.30$ (MPa)
 $E_s = 210000$ (MPa)
 $\epsilon_{ys} = 0.19\%$
 $\epsilon_{uk} = 3.000\%$
 $\epsilon_{ud} = 2.700\%$

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

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

\sum estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

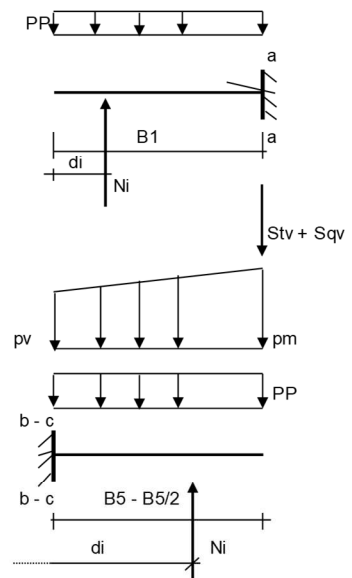
$$M_b = \sum N_i \cdot (B5 - (B-d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B5$$

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

\sum estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m)
	pm	=	76.00	(kN/m ²)
	pvb	=	76.00	(kN/m ²)
	pvc	=	76.00	(kN/m ²)

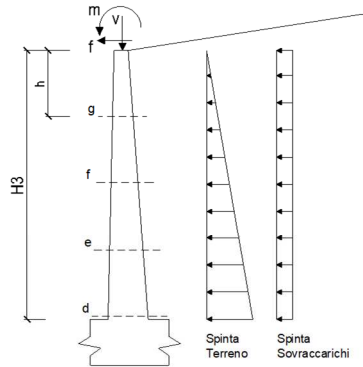
caso	Ma	Mb	Mc	Ta	Tb
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN]	[kN]
statico	211.78	-200.91	-78.46	264.72	-190.97



Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.28	(-)	S = 1.28	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione (1 per muri che non ammettono spostamento al piede)		β_m	=	1.00		(-)
	il muro ammette spostamenti? (si/no)		<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no	$r = 1$		
	Coefficiente Categoria di Suolo						
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico orizzontale	k_h	=	0.3631	(-)	0.625	
	coefficiente sismico verticale	k_v	=	0.1815	(-)		
	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	k_a	=	0.625	(-)	0.787	
	componente orizzontale	k_{ah}	=	0.605	(-)		
	componente verticale	k_{av}	=	0.158	(-)		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	k_{as+}	=	0.787	(-)	1.398	
	componente orizzontale	k_{ash+}	=	0.762	(-)		
	componente verticale	k_{asv+}	=	0.199	(-)		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	k_{as-}	=	1.398	(-)	1.398	
	componente orizzontale	k_{ash-}	=	1.352	(-)		
componente verticale	k_{asv-}	=	0.354	(-)			

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

$M_q = \frac{1}{2} K_o \cdot q \cdot h^2$

$M_{ext} = m \cdot h$

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

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

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

$N_{ext} = v$

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

condizione statica

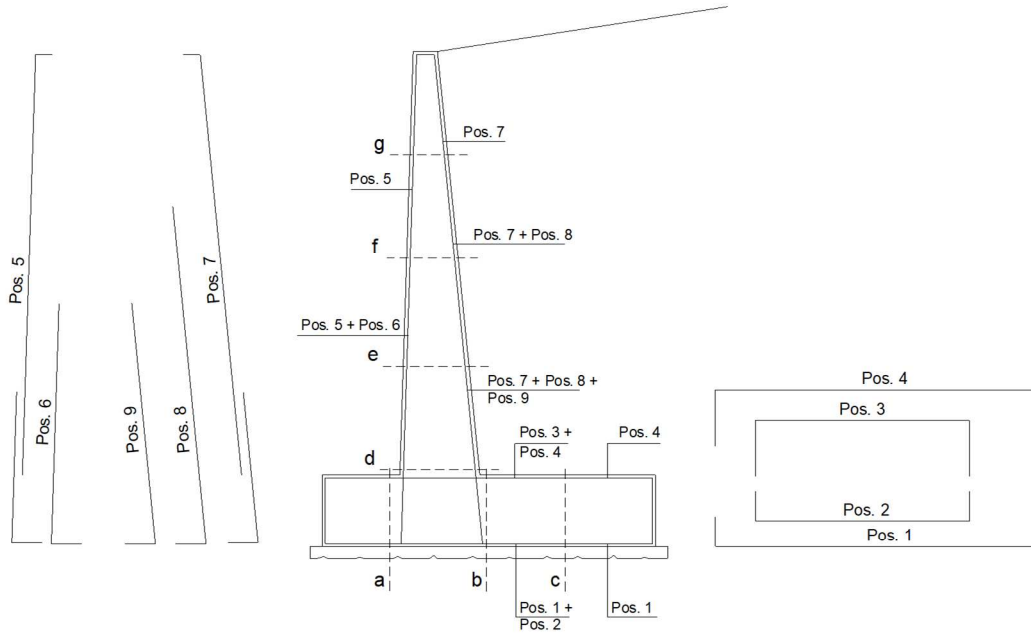
sezione	h [m]	Tt [kN/m]	Tq [kN/m]	T _{ext} [kN/m]	T _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	91.96	48.40	33.33	173.70
e-e	3.00	51.73	36.30	33.33	121.36
f-f	2.00	22.99	24.20	33.33	80.52
g-g	1.00	5.75	12.10	33.33	51.18

condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	Nt [kN/m]	Nq [kN/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.00	122.62	96.80	164.33	383.75	24.07	12.67	0.00	55.00	91.74
e-e	3.00	51.73	54.45	131.00	237.18	13.54	9.50	0.00	37.50	60.54
f-f	2.00	15.33	24.20	97.67	137.19	6.02	6.33	0.00	22.50	34.85
g-g	1.00	1.92	6.05	64.33	72.30	1.50	3.17	0.00	10.00	14.67

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

SCHEMA DELLE ARMATURE

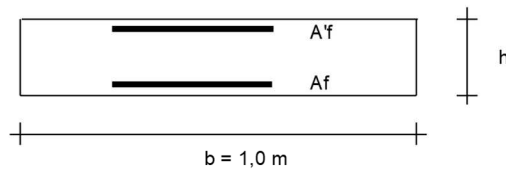


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	16
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	10.0	20
4	5.0	20	8	5.0	0
			9	5.0	0

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-7-11-10-8
- e-e pos 5-7-11-10-8
- f-f pos 5-10-8
- g-g pos 5-8

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(kN)	(m)
a - a	211.78	0.00	264.72	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
b - b	-200.91	0.00	-190.97	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
d - d	383.75	91.74	173.70	0.75	31.42	10.05	813.22	91.74	240.37

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

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

coefficienti parziali					
		caso	azioni		proprietà del terreno
			permanenti	temporanee variabili	tan φ'
			sfavorevoli	sfavorevoli	
SLU	○	caso A1+M1	1.30	1.50	1.00
	○	caso A2+M1	1.00	1.30	1.00
SLD	●	Sismica+M1+R3	1.00	1.00	1.00
def.	○	--	1.10	1.10	1.20

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ	=	22.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	=	19.00	(kN/m ³)		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ _{muro}	=	14.67	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ _{sup id}	=	14.67	(°)		
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta a riposo sulla superficie ideale	k ₀	=	0.625	(-)	0.625	Val. Norm.
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	k _{as+}	=	0.79	(-)	0.787	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	k _{as-}	=	1.40	(-)	1.398	

Carichi Agenti (usati per verifiche di stabilità e allo SLU)

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	q	=	20.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni statiche	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni statiche	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni statiche	m	=	0.00	(kNm/m)
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	q _s	=	4.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	f _s	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	v _s	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	m _s	=	0.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (P_m)

$$\begin{aligned}
 P_{m1} &= (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 20.00 \text{ (kN/m)} \\
 P_{m2} &= (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) &= & 35.00 \text{ (kN/m)} \\
 P_{m3} &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 P_{m4} &= (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls}) &= & 100.00 \text{ (kN/m)} \\
 P_m &= P_{m1} + P_{m2} + P_{m3} + P_{m4} &= & 155.00 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 P_{t1} &= (B5 \cdot H3 \cdot \gamma') &= & 125.40 \text{ (kN/m)} \\
 P_{t2} &= (0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma') &= & 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 P_{t3} &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2 &= & 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 P_t &= P_{t1} + P_{t2} + P_{t3} &= & 125.40 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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

B1) Muro (M_m)

$$\begin{aligned}
 M_{m1} &= P_{m1} \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2) &= & 37.33 \text{ (kNm/m)} \\
 M_{m2} &= P_{m2} \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3) &= & 76.13 \text{ (kNm/m)} \\
 M_{m3} &= P_{m3} \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4) &= & 0.00 \text{ (kNm/m)} \\
 M_{m4} &= P_{m4} \cdot (B/2) &= & 200.00 \text{ (kNm/m)} \\
 M_m &= M_{m1} + M_{m2} + M_{m3} + M_{m4} &= & 313.46 \text{ (kNm/m)}
 \end{aligned}$$

B2) Terrapieno a tergo del muro

$$\begin{aligned}
 M_{t1} &= P_{t1} \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5) &= & 398.15 \text{ (kNm/m)} \\
 M_{t2} &= P_{t2} \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5)) &= & 0.00 \text{ (kNm/m)} \\
 M_{t3} &= P_{t3} \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) &= & 0.00 \text{ (kNm/m)} \\
 M_t &= M_{t1} + M_{t2} + M_{t3} &= & 398.15 \text{ (kNm/m)}
 \end{aligned}$$

Elaborato

T00M00STRRE02B.DOCX

CONDIZIONE SISMICA +

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Incremento di spinta in condizione sismica +

$$Sst1 = a_g \cdot g \cdot S \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 = 172.47 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq1 = q_s \cdot (H2+H3+H4) \cdot k_{as} = 15.75 \quad (\text{kN/m})$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione sismica +

$$MSst1 = MSst1 + Sst1h \cdot (H2+H3+H4)/2 = 656.60 \quad (\text{kN/m}) \quad - \text{Momento dovuto alla spinta a riposo+Incremento sismico}$$

$$MSst2 = Sst1v \cdot B = 174.67 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSsq1 = Ssq1h \cdot (H2+H3+H4)/2 = 38.09 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSsq2 = Ssq1v \cdot B = 15.95 \quad (\text{kN/m})$$

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

Inerzia del muro (Ps)

$$Ps = P_m \cdot kh = 56.28 \quad (\text{kN/m})$$

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

$$Ptsh = P_t \cdot kh = 45.53 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ptsh = P_t \cdot kv = 22.77 \quad (\text{kN/m})$$

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

$$MPs1 = kh \cdot P_m \cdot (H2+H3/3) = 16.94 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPs2 = kh \cdot P_m \cdot (H2 + H3/2) = 38.12 \quad (\text{kNm/m})$$

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

$$MPs4 = kh \cdot P_m \cdot (H2/2) = 18.15 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPs = MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 = 73.22 \quad (\text{kNm/m})$$

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

$$MPts1 = kh \cdot P_t \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5) = 64.31 \quad (\text{kNm/m})$$

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

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

$$MPts = MPts1 + MPts2 + MPts3 = 64.31 \quad (\text{kNm/m})$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

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

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

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

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_s + Stv + Sst1v + Ssq1v + Ptsh = 388.43 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sst1h + Ssq1h + f_s + P_s + Ptsh = 427.58 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + MSst2 + MSsq2 + Mfext3 = 902.22 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst1 + MSsq1 + Mfext1 + Mfext2 + MPs + Mpts = 832.23 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = 70.00 \quad (\text{kNm/m})$$

CONDIZIONE SISMICA -

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Incremento di spinta in condizione sismica +

$$Sst2 = a_g \cdot g \cdot S^* \cdot \gamma^* (H2+H3+H4)^2 = 172.47 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq2 = q_s \cdot (H2+H3+H4) \cdot k_{as} = 27.96 \quad (\text{kN/m})$$

componente orizzontale condizione sismica -

$$Sst2h = Sst2 \cdot \cos \delta = 166.85 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq2h = Ssq2 \cdot \cos \delta = 27.05 \quad (\text{kN/m})$$

componente verticale condizione sismica -

$$Sst2v = Sst2 \cdot \sin \delta = 43.67 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ssq2v = Ssq2 \cdot \sin \delta = 7.08 \quad (\text{kN/m})$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione sismica -

$$MSst1 = MSst1 + Sst2h \cdot (H2+H3+H4)/2 = 656.60 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSst2 = Sst2v \cdot B = 174.67 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSsq1 = Ssq2h \cdot (H2+H3+H4)/2 = 67.62 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSsq2 = Ssq2v \cdot B = 28.32 \quad (\text{kN/m})$$

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

Inerzia del muro (Ps)

$$Ps = P_m \cdot kh = 56.28 \quad (\text{kN/m})$$

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

$$Ptsh = P_t \cdot kh = 45.53 \quad (\text{kN/m})$$

$$Ptsh = P_t \cdot kv = -22.77 \quad (\text{kN/m})$$

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

$$MPs1 = kh \cdot P_m \cdot (H2+H3/3) = 16.94 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPs2 = kh \cdot P_m \cdot (H2 + H3/2) = 38.12 \quad (\text{kNm/m})$$

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

$$MPs4 = kh \cdot P_m \cdot (H2/2) = 18.15 \quad (\text{kNm/m})$$

$$MPs = MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 = 73.22 \quad (\text{kNm/m})$$

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

$$MPts1 = kh \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) + (B - B5/2) \cdot 0.5) = 208.88 \quad (\text{kNm/m})$$

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

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

$$MPts = MPts1 + MPts2 + MPts3 = 208.88 \quad (\text{kNm/m})$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

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

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

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

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_s + Stv + Sst1v + Ssq1v + Ptsh = 345.99 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sst1h + Ssq1h + f_s + P_s + Ptsh = 439.40 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + MSst2 + MSsq2 + Mfext3 = 914.59 \quad (\text{kNm/m})$$

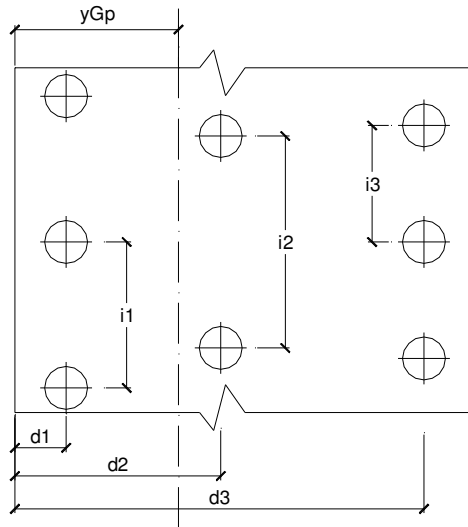
Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst1 + MSsq1 + Mfext1 + Mfext2 + M_Ps + M_Pts = 1006.33 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = M_s - M_r = -91.73 \quad (\text{kNm/m})$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali	d	=	0.80	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1) =		0.80	(m)	interasse pali (i1) =	2.40 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2) =		3.20	(m)	interasse pali (i2) =	2.40 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3) =		0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (y_{Gp}) = 2.000 (m)

Risultante forze verticali ($N_p = N$)

Risultante forze orizzontali ($T_p = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (M_p)

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

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	N_p [kN/m]	M_p [kNm/m]	T_p [kN/m]
sisma+	388.43	706.86	427.58
sisma-	345.99	783.71	439.40

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1 [kN]	N pali all.2 [kN]	N pali all.3 [kN]	T pali [kN]
sisma+	1172.97	-240.75		513.10
sisma-	1198.90	-368.52		527.28

CALCOLI STATICI - Verifica allo Stato Limite Ultimo

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

Rck = 30 (MPa)
 $\gamma_c = 1.9$
 $f_{cd} = Rck / \gamma_{m,c} = 15.79$ (MPa)

Copriferro

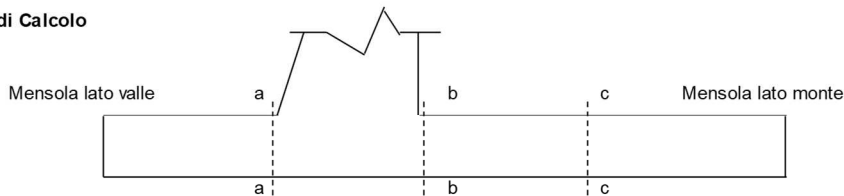
c = 6.70 (cm)

Acciaio

tipo di acciaio B450C
 $f_{yk} = 450$ (MPa)
 $\gamma_E = 1.00$
 $\gamma_S = 1.15$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S / \gamma_E = 391.30$ (MPa)
 $E_s = 210000$ (MPa)
 $\epsilon_{ys} = 0.19\%$
 $\epsilon_{uk} = 3.000\%$
 $\epsilon_{ud} = 2.700\%$

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

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

\sum estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

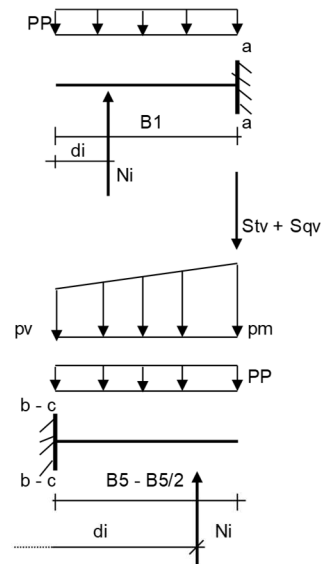
$$M_b = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

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

\sum estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m)
	pm	=	76.00	(kN/m ²)
	pvb	=	76.00	(kN/m ²)
	pvc	=	76.00	(kN/m ²)

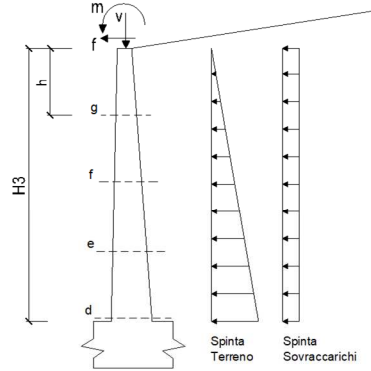
caso	Ma	Mb	Mc	Ta	Tb
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN]	[kN]
sisma+	353.18	-326.34	-79.93	441.48	-344.87
sisma-	373.44	-326.78	-70.00	466.80	-340.69



Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.283	(-)	S	=	1.283
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione (1 per muri che non ammettono spostamento al piede)	βm	=	1.00	(-)	Coefficiente Categoria di Suolo		
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	r	=	1			
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.3631	(-)	0.625		
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.1815	(-)			
	Coeff. di Spinta a Riposo sulla parete	ka	=	0.625	(-)	0.787		
	componente orizzontale	kah	=	0.605	(-)			
	componente verticale	kav	=	0.158	(-)			
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.787	(-)	1.398		
	componente orizzontale	kas+h	=	0.762	(-)			
	componente verticale	kasv+	=	0.199	(-)			
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	1.398	(-)	0.354		
	componente orizzontale	kas+h-	=	1.352	(-)			
componente verticale	kasv-	=	0.354	(-)				

$M_t = \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \cdot h^2 + \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \cdot h^2 + a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot h^2$ (con sisma)

$M_q = \frac{1}{2} K_o \cdot q \cdot h^2$

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

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

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

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

$N_{ext} = v$

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

condizione sismica +

sezione	h	Tt	Tq	T _{ext}	T _{inerzia}	T _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	205.44	12.19	0.00	19.97	237.60
e-e	3.00	115.56	9.14	0.00	13.62	138.32
f-f	2.00	51.36	6.09	0.00	8.17	65.62
g-g	1.00	33.54	3.05	0.00	3.63	40.21

condizione sismica +

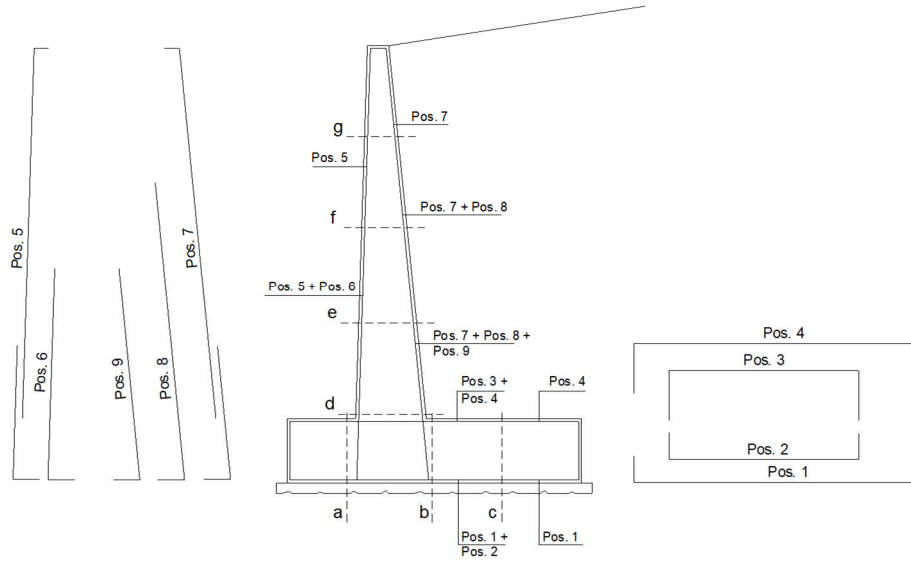
sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	347.50	24.38	0.00	35.10	406.98	35.81	3.19	0.00	64.98	103.98
e-e	3.00	146.60	13.71	0.00	18.38	178.70	20.14	2.39	0.00	44.31	66.84
f-f	2.00	43.44	6.09	0.00	7.56	57.10	8.95	1.59	0.00	26.58	37.13
g-g	1.00	5.43	1.52	0.00	1.74	8.69	2.24	0.80	0.00	11.82	14.85

condizione sismica -

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	347.50	43.28	0.00	35.10	425.88	44.04	5.66	0.00	45.02	94.72
e-e	3.00	146.60	24.34	0.00	18.38	189.33	24.77	4.25	0.00	30.69	59.71
f-f	2.00	43.44	10.82	0.00	7.56	61.82	11.01	2.83	0.00	18.42	32.26
g-g	1.00	5.43	2.70	0.00	1.74	9.87	2.75	1.42	0.00	8.18	12.35

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

SCHEMA DELLE ARMATURE

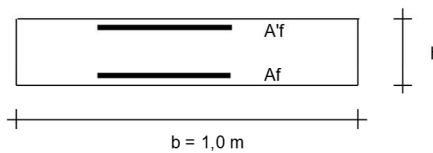


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	16
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	10.0	20
4	5.0	20	8	5.0	0
			9	5.0	0

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-7-11-10-8
e-e pos 5-7-11-10-8
f-f pos 5-10-8
g-g pos 5-8

Sez.	Msd	Nsd	Tsd	h	Af	A'f	MRd	NRd	TRd
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(kN)	(m)
a - a	373.44	0.00	466.80	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
b - b	-326.78	0.00	344.87	1.00	15.71	15.71	557.85	0.00	264.11
d - d	425.88	94.72	237.60	0.75	31.42	10.05	814.10	94.72	240.37

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

		coefficienti parziali			
		caso	azioni		proprietà del terreno
SLD	○		permanenti	temporanee variabili	tan φ'
			sfavorevoli	sfavorevoli	
	○	caso A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00
	○	caso A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00
SLD	○	sismica	1.00	1.00	1.25
def.	●	SLE rara	1.00	1.00	1.00

VERIFICA SLE RARA - CALCOLO SOLLECITAZIONI

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

$$\begin{aligned}
 Pm1 &= (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 20.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pm2 &= (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) &= & 35.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pm3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pm4 &= (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls}) &= & 100.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pm &= Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 &= & 155.00 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 Pt1 &= (B5 \cdot H3 \cdot \gamma') &= & 125.40 \text{ (kN/m)} \\
 Pt2 &= (0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma') &= & 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pt3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2 &= & 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pt &= Pt1 + Pt2 + Pt3 &= & 125.40 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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

B1) Muro (Mm)

$$\begin{aligned}
 Mm1 &= Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2) &= & 37.33 \text{ (kNm/m)} \\
 Mm2 &= Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3) &= & 76.13 \text{ (kNm/m)} \\
 Mm3 &= Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4) &= & 0.00 \text{ (kNm/m)} \\
 Mm4 &= Pm4 \cdot (B/2) &= & 200.00 \text{ (kNm/m)} \\
 Mm &= Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 &= & 313.46 \text{ (kNm/m)}
 \end{aligned}$$

B2) Terrapieno a tergo del muro

$$\begin{aligned}
 Mt1 &= Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5) &= & 398.15 \text{ (kNm/m)} \\
 Mt2 &= Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5)) &= & 0.00 \text{ (kNm/m)} \\
 Mt3 &= Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) &= & 0.00 \text{ (kNm/m)} \\
 Mt &= Mt1 + Mt2 + Mt3 &= & 398.15 \text{ (kNm/m)}
 \end{aligned}$$

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

$$\begin{aligned} St &= 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k_0 &= & 148.53 \quad (\text{kN/m}) \\ Sq &= q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k_a &= & 62.54 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

componente orizzontale condizione statica

$$\begin{aligned} Sth &= St \cdot \cos \delta &= & 143.69 \quad (\text{kN/m}) \\ Squ &= Sq \cdot \cos \delta &= & 60.50 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

componente verticale condizione statica

$$\begin{aligned} Stv &= St \cdot \sin \delta &= & 37.61 \quad (\text{kN/m}) \\ Sqv &= Sq \cdot \sin \delta &= & 15.83 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

$$\begin{aligned} MSt1 &= Sth \cdot (H2+H3+H4)/3 &= & 239.49 \quad (\text{kNm/m}) \\ MSt2 &= Stv \cdot B &= & 150.43 \quad (\text{kNm/m}) \\ MSq1 &= Squ \cdot (H2+H3+H4)/2 &= & 151.25 \quad (\text{kNm/m}) \\ MSq2 &= Squ \cdot B &= & 63.34 \quad (\text{kNm/m}) \end{aligned}$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

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

AZIONI TOTALI SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + Stv + Squ = 333.84 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 925.37 \quad (\text{kNm/m})$$

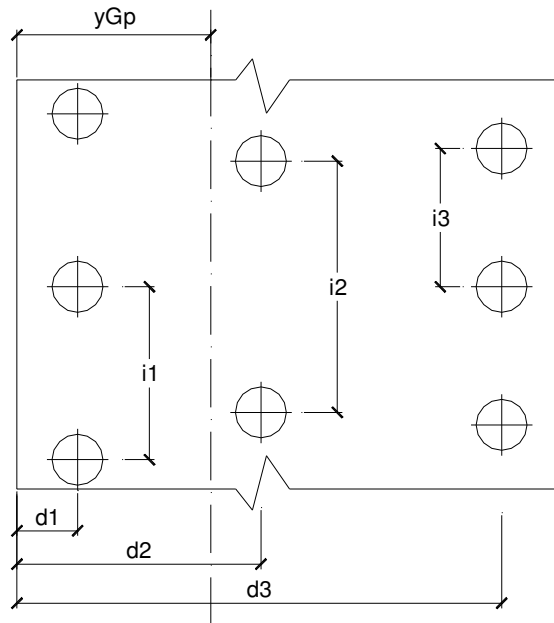
Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt1 + MSq1 + Mfext1 + Mfext2 = 390.74 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = 534.63 \quad (\text{kNm/m})$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali $d = 0.80$ (m)
 Fila n° 1 distanza asse bordo valle ($d1$) = 0.80 (m) interasse pali ($i1$) = 2.40 (m)
 Fila n° 2 distanza asse bordo valle ($d2$) = 3.20 (m) interasse pali ($i2$) = 2.40 (m)
 Fila n° 3 distanza asse bordo valle ($d3$) = 0.00 (m) interasse pali ($i3$) = 0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (m)

Risultante forze verticali ($Np = N$)

Risultante forze orizzontali ($Tp = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$Mp = yGp \cdot Np - MM$

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np [kN]	Mp [kNm]	Tp [kN/m]
statico	333.84	133.05	204.19

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1 [kN]	N pali all.2 [kN]	N pali all.3 [kN]	T pali [kN]
statico	533.66	267.56		245.03

CALCOLI STATICI

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

Calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)

fctm = 0.48*Rck^{1/2} = 2.63 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro

c = 6.70 (cm) (distanza asse armatura-bordo)

Copriferro minimo di normativa

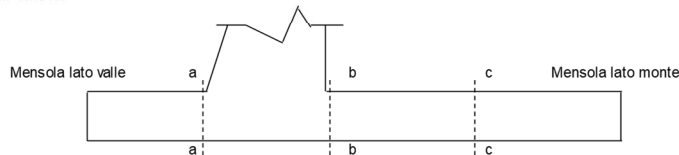
c_{min} = 2.00 (cm) (ricoprimento armatura)

Valore limite di apertura delle fessure

w1 = 0.2 mm

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

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

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

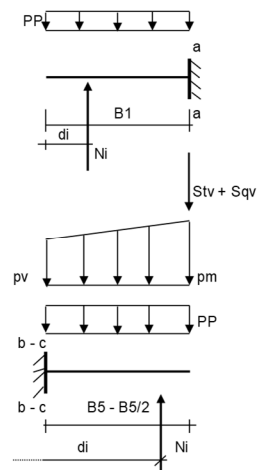
Mensola Lato Monte

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

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

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

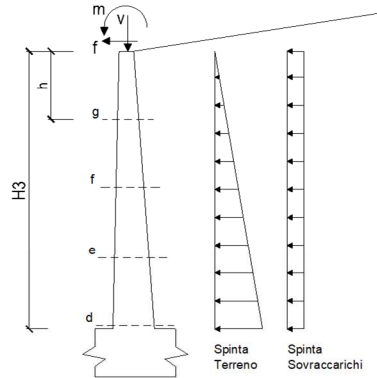
Peso Proprio	PP =	25.00	(kN/m)
	p _m =	98.80	(kN/m ²)
	p _{vb} =	98.80	(kN/m ²)
	p _{vc} =	98.80	(kN/m ²)



caso	M _a	M _b	M _c
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico	145.89	-161.94	-83.43

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.283	(-)	S =	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione (1 per muri che non ammettono spostamento al piede)		β_m	=	1.00		(-)
	il muro ammette spostamenti? (si/no)		<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no	$r = 1$		
	coefficiente sismico orizzontale		kh	=	0.3631		(-)
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico verticale		kv	=	0.1815	(-)	
	Coeff. di Spinta a Riposo sulla parete		ko	=	0.625	(-)	0.625
	componente orizzontale		kah	=	0.605	(-)	
	componente verticale		kav	=	0.158	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete		kas+	=	0.787	(-)	0.787
	componente orizzontale		kash+	=	0.762	(-)	
	componente verticale		kasv+	=	0.199	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete		kas-	=	1.398	(-)	1.398
	componente orizzontale		kash-	=	1.352	(-)	
	componente verticale		kasv-	=	0.354	(-)	

$$M_t = \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3 + a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_o \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

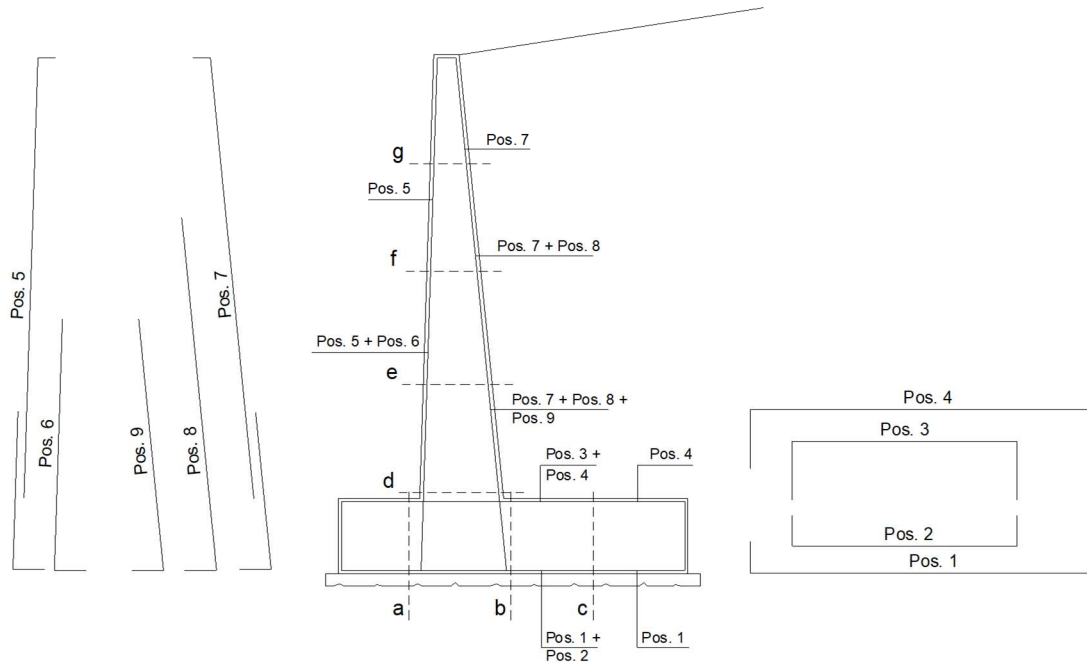
$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	122.62	96.80	0.00	219.42	24.07	12.67	0.00	55.00	91.74
e-e	3.00	51.73	54.45	0.00	106.18	13.54	9.50	0.00	37.50	60.54
f-f	2.00	15.33	24.20	0.00	39.53	6.02	6.33	0.00	22.50	34.85
g-g	1.00	1.92	6.05	0.00	7.97	1.50	3.17	0.00	10.00	14.67

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

SCHEMA DELLE ARMATURE

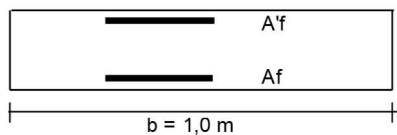


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	16
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	10.0	20
4	5.0	20	8	5.0	0
			9	5.0	0

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4	d-d	pos 5-7-11-10-8
b-b	pos 1-2-3-4	e-e	pos 5-7-11-10-8
c-c	pos 1-4	f-f	pos 5-10-8
		g-g	pos 5-8

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	σclim	σflim
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	145.89	0.00	1.00	15.71	15.71	1.64	106.33	14.940	360.0
b - b	-161.94	0.00	1.00	15.71	15.71	1.82	118.04	14.940	360.0
d - d	219.42	91.74	0.75	31.42	10.05	3.30	100.35	14.940	360.0

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

		coefficienti parziali			
		caso	azioni		proprietà del terreno
SLD	○		permanenti	temporanee variabili	tan φ'
			sfavorevoli	sfavorevoli	
	○	caso A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00
	○	caso A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00
SLD	○	sismica	1.00	1.00	1.25
def.	●	SLE freq.	1.00	0.75	1.00

VERIFICA A SLE FREQUENTE - CALCOLO SOLLECITAZIONI

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

$$\begin{aligned}
 Pm1 &= (B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 20.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pm2 &= (B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) &= & 35.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pm3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2 &= & 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pm4 &= (B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls}) &= & 100.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pm &= Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 &= & 155.00 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 Pt1 &= (B5 \cdot H3 \cdot \gamma') &= & 125.40 \text{ (kN/m)} \\
 Pt2 &= (0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma') &= & 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pt3 &= (B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2 &= & 0.00 \text{ (kN/m)} \\
 Pt &= Pt1 + Pt2 + Pt3 &= & 125.40 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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

B1) Muro (Mm)

$$\begin{aligned}
 Mm1 &= Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2) &= & 37.33 \text{ (kNm/m)} \\
 Mm2 &= Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3) &= & 76.13 \text{ (kNm/m)} \\
 Mm3 &= Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4) &= & 0.00 \text{ (kNm/m)} \\
 Mm4 &= Pm4 \cdot (B/2) &= & 200.00 \text{ (kNm/m)} \\
 Mm &= Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 &= & 313.46 \text{ (kNm/m)}
 \end{aligned}$$

B2) Terrapieno a tergo del muro

$$\begin{aligned}
 Mt1 &= Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5) &= & 398.15 \text{ (kNm/m)} \\
 Mt2 &= Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5)) &= & 0.00 \text{ (kNm/m)} \\
 Mt3 &= Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) &= & 0.00 \text{ (kNm/m)} \\
 Mt &= Mt1 + Mt2 + Mt3 &= & 398.15 \text{ (kNm/m)}
 \end{aligned}$$

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot k_0 = 148.53 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq = q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot ka = 46.90 \text{ (kN/m)}$$

componente orizzontale condizione statica

$$St_h = St \cdot \cos \delta = 143.69 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq_h = Sq \cdot \cos \delta = 45.38 \text{ (kN/m)}$$

componente verticale condizione statica

$$St_v = St \cdot \sin \delta = 37.61 \text{ (kN/m)}$$

$$Sq_v = Sq \cdot \sin \delta = 11.88 \text{ (kN/m)}$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

$$MSt1 = St_h \cdot (H2 + H3 + H4) / 3 = 239.49 \text{ (kNm)}$$

$$MSt2 = St_v \cdot B = 150.43 \text{ (kNm)}$$

$$MSq1 = Sq_h \cdot (H2 + H3 + H4) / 2 = 113.44 \text{ (kNm)}$$

$$MSq2 = Sq_v \cdot B = 47.50 \text{ (kNm)}$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

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

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

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

AZIONI TOTALI SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v = 329.88 \text{ (kN/m)}$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = M_m + M_t + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 909.54 \text{ (kNm/m)}$$

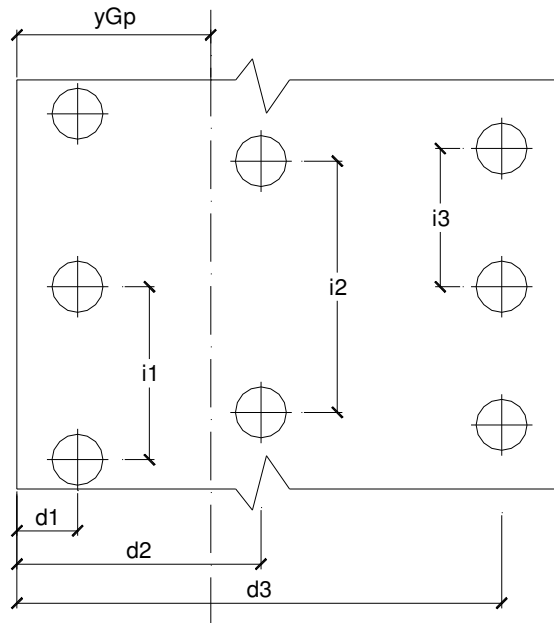
Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt1 + MSq1 + Mfext1 + Mfext2 = 352.93 \text{ (kNm/m)}$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = 556.61 \text{ (kNm/m)}$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali	d	=	0.80	(m)	
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1) =		0.80	(m)	interasse pali (i1) = 2.40 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2) =		3.20	(m)	interasse pali (i2) = 2.40 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3) =		0.00	(m)	interasse pali (i3) = 0.00 (m)
Asse Baricentrico della Palificata (yGp)		=	2.000	(m)	

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

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

CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SUI PALI

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np [kN]	Mp [kNm]	Tp [kN/m]
statico	329.88	103.16	189.07

Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1 [kN]	N pali all.2 [kN]	N pali all.3 [kN]	T pali [kN]
statico	499.02	292.70		226.88

CALCOLI STATICI - Verifica a fessurazione

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

Calcestruzzo

Rck = 30 (Mpa)

fctm = 0,48*Rck^{1/2} = 2.63 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro

c = 6.70 (cm) (distanza asse armatura-bordo)

Copriferro minimo di normativa

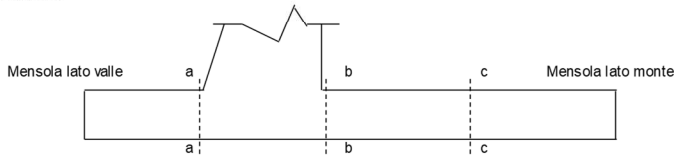
c_{min} = 2.00 (cm) (ricoprimento armatura)

Valore limite di apertura delle fessure

w1 = 0.2 mm

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

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

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

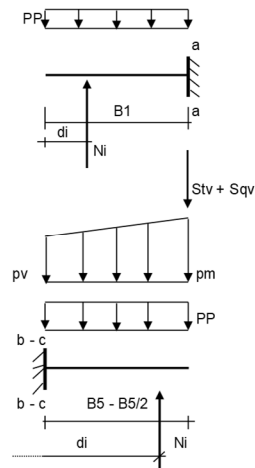
Mensola Lato Monte

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

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

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

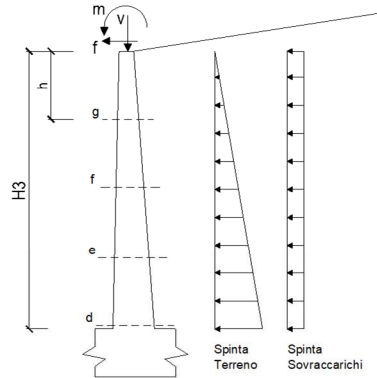
Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m)
	p _m	=	98.80	(kN/m ²)
	p _{vb}	=	98.80	(kN/m ²)
	p _{vc}	=	98.80	(kN/m ²)



caso	Ma	Mb	Mc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico	134.34	-146.50	-79.91

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.283	(-)	S =	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione (1 per muri che non ammettono spostamento al piede)		β_m	=	1.00		(-)
	il muro ammette spostamenti? (si/no)		<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no	$r = 1$		
	Coefficiente Categoria di Suolo						
Coefficienti di Spinta	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.3631	(-)	0.625	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.1815	(-)		
	Coeff. di Spinta a Riposo sulla parete	ko	=	0.625	(-)	0.787	
	componente orizzontale	kah	=	0.605	(-)		
	componente verticale	kav	=	0.158	(-)		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.787	(-)	1.398	
	componente orizzontale	kash+	=	0.762	(-)		
	componente verticale	kasv+	=	0.199	(-)		
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	1.398	(-)	1.398		
componente orizzontale	kash-	=	1.352	(-)			
componente verticale	kasv-	=	0.354	(-)			

$$M_t = \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3 + a_g/g \cdot S \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_o \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

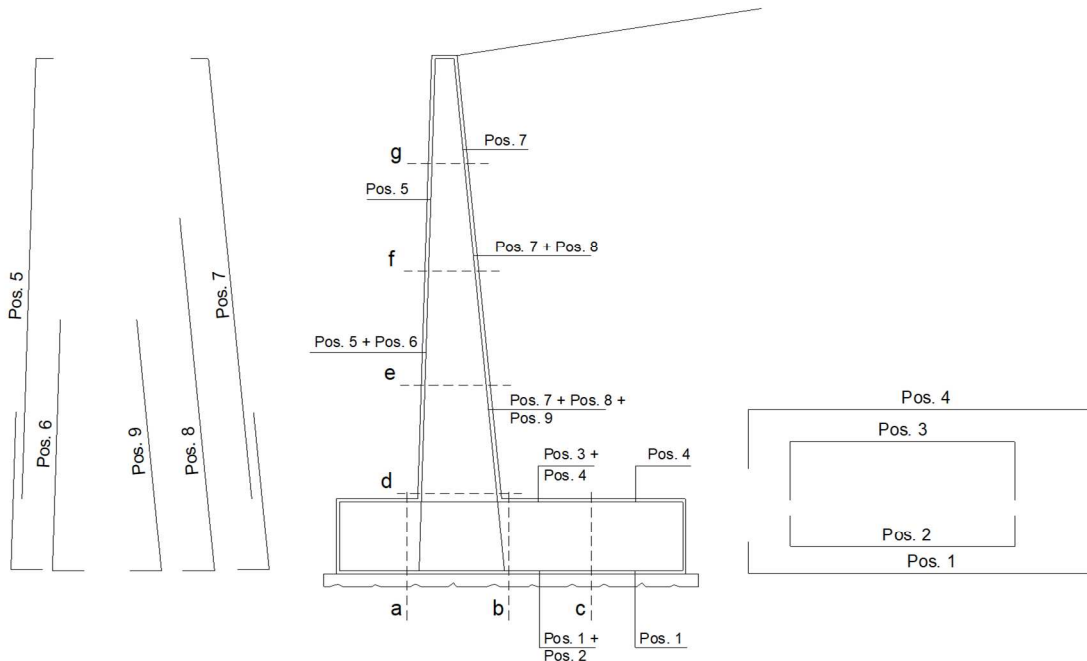
$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	122.62	72.60	0.00	195.22	24.07	9.50	0.00	55.00	88.57
e-e	3.00	51.73	40.84	0.00	92.57	13.54	7.13	0.00	37.50	58.16
f-f	2.00	15.33	18.15	0.00	33.48	6.02	4.75	0.00	22.50	33.27
g-g	1.00	1.92	4.54	0.00	6.45	1.50	2.38	0.00	10.00	13.88

Muro in dx da pk 3+220 a pk 3+243 – Relazione di calcolo

SCHEMA DELLE ARMATURE

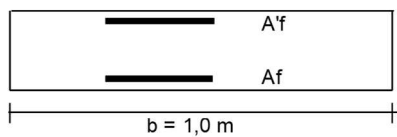


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	pos	n°/ml	φ
1	5.0	20	5	5.0	16
2	0.0	0	6	0.0	0
3	0.0	0	7	10.0	20
4	5.0	20	8	5.0	0
			9	5.0	0

Calcola

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4	d-d	pos 5-7-11-10-8
b-b	pos 1-2-3-4	e-e	pos 5-7-11-10-8
c-c	pos 1-4	f-f	pos 5-10-8
		g-g	pos 5-8

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	134.34	0.00	1.00	15.71	15.71	1.51	97.92	0.180	0.200
b - b	-146.50	0.00	1.00	15.71	15.71	1.64	106.78	0.197	0.200
d - d	195.22	88.57	0.75	31.42	10.05	2.94	88.31	0.105	0.200

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