

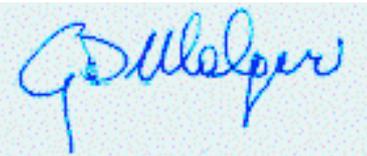
LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO

	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Società designata: GA&M</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p>ARKE' INGEGNERIA s.r.l. Via Impugnazione Trovati n. 4 - 20176, PISA</p> <p>Ing. Giocchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p>  <p>Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI</p>	<p>INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gianluca CICIRIELLO</p>
---	---	---	---

<p>L0011</p>	<p>L - PROGETTO STRUTTURALE - TOMBINATURE IDRAULICHE</p> <p>L00 - RELAZIONI TOMBINATURE E MANUFATTI</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTO DI IMBOCCO E/O DI USCITA SCATOLARE MURO LINEARE</p>
---------------------	--

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>LO203 E 1801</p>	<p>NOME FILE</p> <p>L0011-T00TM00STRRRE11_B.dwg</p>	<p>REVISIONE</p> <p>B</p>	<p>SCALA:</p> <p>-----</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p>T00TM00STRRE11</p>			

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
C					
B	EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA ITCF-C186001-14-ATF-RA-00001	FEBBRAIO 2019	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE	SETTEMBRE 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
4	UNITA' DI MISURA	4
5	MATERIALI	5
5.1	Calcestruzzo	5
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	5
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali.....	5
5.2	Acciaio.....	6
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
5.3	Calcolo dei copriferri minimi – zattera di fondazione	7
5.4	Calcolo dei copriferri minimi – elevazioni	8
5.5	Valutazione della lunghezza di ancoraggio delle barre di armatura.....	9
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	11
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	12
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	12
7.2	Definizione della strategia progettuale	13
7.3	Parametri di calcolo	14
7.3.1	Parametri numerici sismici	14
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	15
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	15
7.3.4	Fattori di struttura.....	15
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	16
7.4	Definizione dei coefficienti sismici di calcolo	19
8	ANALISI DEI CARICHI.....	20
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	20
8.2	Peso del terreno a tergo del muro.....	20
8.3	Peso proprio del parapetto.....	20
8.4	Carichi accidentali a tergo del muro	20
8.5	Spinta dei terreni a tergo dell'opera di sostegno	20
8.6	Spinta dei sovraccarichi a tergo dell'opera di sostegno.....	20
8.7	Azione sismica.....	21
8.7.1	Azione inerziale delle masse.....	21
8.8	Sovraspinta dinamica dei terreni.....	21
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	22
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	22
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	22
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	22
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	23
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	24
9.6	Definizione dei coefficienti di partecipazione e riepilogo delle combinazioni.....	24
10	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	25
10.1	Approcci normativi.....	25
10.2	Dati di input	27
10.3	Azioni sollecitanti.....	32

11	VERIFICHE GEOTECNICHE	34
11.1	Condizione statica	34
11.2	Condizione sismica +	36
11.3	Condizione sismica -	38
11.4	Riepilogo verifiche	39
12	VERIFICHE STRUTTURALI.....	40
12.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo	40
12.2	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	44
12.3	Verifiche tensioni	47
13	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	50
14	VERIFICA DEL CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE	52
15	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI.....	54

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dei muri di testata (imbocco e sbocco) in cemento armato dei tombini scatoari 2,00 x 1,50 m nell'ambito del progetto esecutivo "Lavori di collegamento tra la S.S. n.11 a Magenta e la tangenziale Ovest di Milano – Variante di Abbiategrasso ed adeguamento in sede del tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

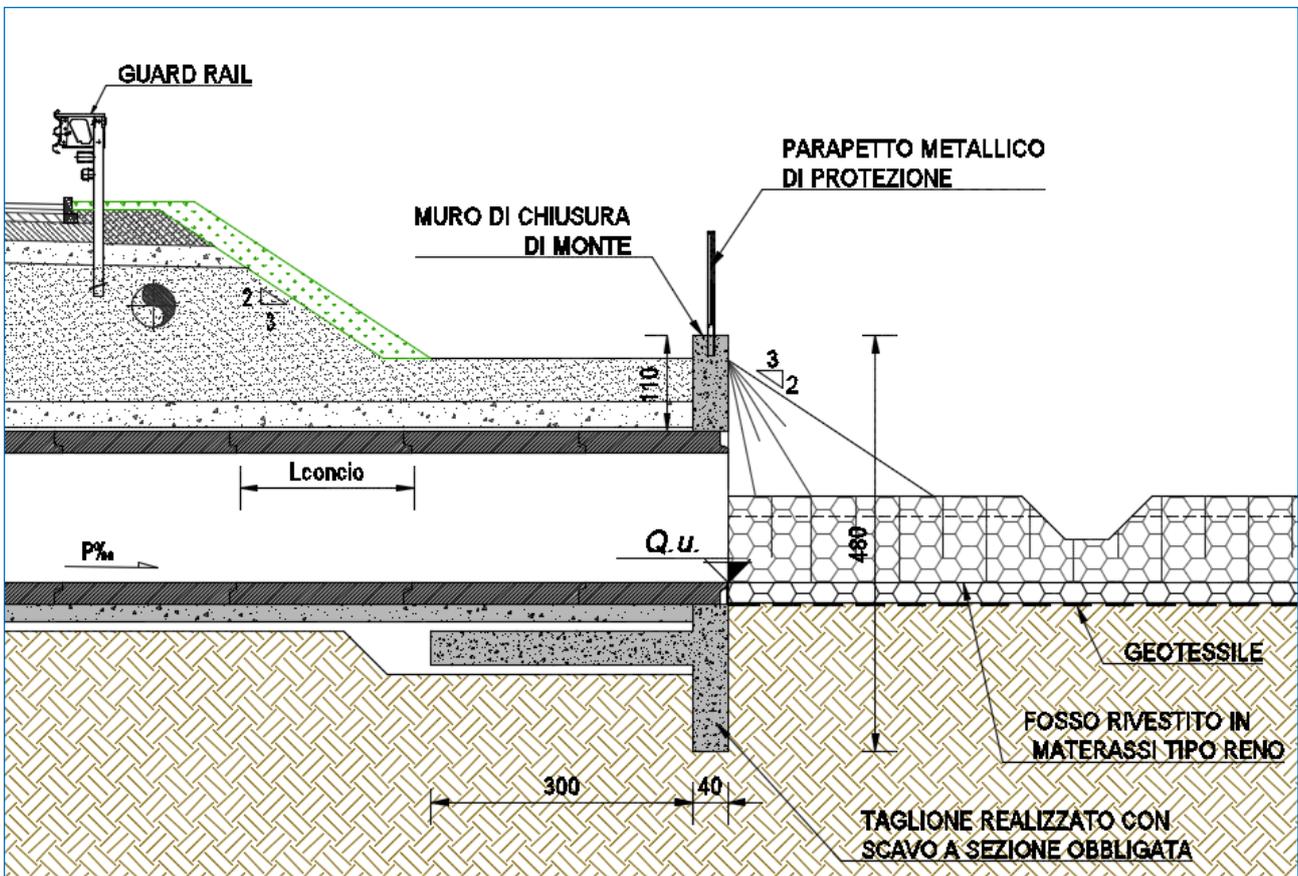
2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

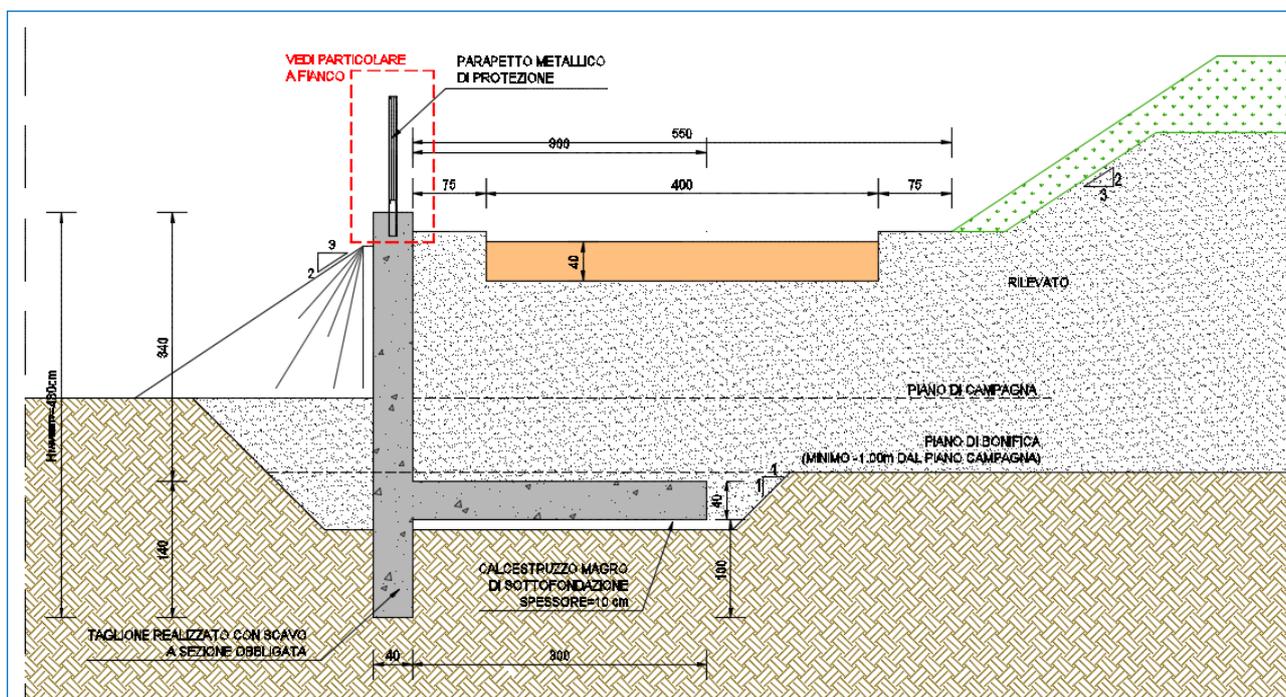
I muri di testata dei tombini scatoari presentano una sezione trasversale a "L" (non è presente alcun piede di valle) con un taglione scavato a sezione obbligata e sono interamente realizzati in cemento armato gettato in opera.

Le dimensioni della sezione trasversale sono di seguito riepilogate:

- Muro frontale in elevazione: **40 x 340 cm**
- Zattera di fondazione: **300 x 40 cm**

La fondazione è di tipo diretto.





I muri di testata non sono rigidamente collegati con i conci di estremità del tombino prefabbricato (è presente esclusivamente una sigillatura in malta).

3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 17/01/2018** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- **UNI 11104:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.** Linee guida sul calcestruzzo strutturale

4 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: kN/m², kN/m, kN
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm²
- per le accelerazioni: m/sec²

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le zattere di fondazione delle opere è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** e classe di esposizione **XC2** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLASSE DI RESISTENZA			C28/35		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R _{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*R _{ck}]	11.2.10.1	f _{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[f _{ck} +8]	11.2.10.1	f _{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	[acc*f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*f _{ctm}]	11.2.10.2	f _{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	[f _{ctk} /1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	13,07	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	[E _c =E _{cm}]	C4.1.2.2.5	E _c	32 588,11	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	[22.000*(f _{cm} /10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

Per le elevazioni delle opere è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** e classe di esposizione **XF2/XA1** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CLASSE DI RESISTENZA			C32/40		
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R _{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*R _{ck}]	11.2.10.1	f _{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[f _{ck} +8]	11.2.10.1	f _{cm}	41,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	[acc*f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	18,81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	3,10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*f _{ctm}]	11.2.10.2	f _{ctk}	2,17	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	[f _{ctk} /1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,45	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	19,92	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	14,94	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	[E _c =E _{cm}]	C4.1.2.2.5	E _c	33.642,78	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	[22.000*(f _{cm} /10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	33.642,78	[N/mm ²]

A favore di sicurezza nelle verifiche strutturali viene utilizzato un calcestruzzo di classe di resistenza inferiore: **C25/30**.

5.2 ACCIAIO

5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$ = 540,00 N/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$ = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$ = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo - $\gamma_c=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI – ZATTERA DI FONDAZIONE

Ai sensi delle prescrizioni di cui alla normativa vigente e con riferimento alla procedura di calcolo prevista dalla Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida) si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre:

Definizione delle condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XC2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Ordinario

Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C25/30	Barre da c.a. elementi a p	C28/35
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	NO

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	20 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	25 mm

5.4 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI – ELEVAZIONI

Ai sensi delle prescrizioni di cui alla normativa vigente e con riferimento alla procedura di calcolo prevista dalla Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida) si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre:

Definizione delle condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XF2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Aggressivo

Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C28/35	Barre da c.a. elementi a p	C32/40
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	NO

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	30 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	35 mm

5.5 VALUTAZIONE DELLA LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO DELLE BARRE DI ARMATURA

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e l'Eurocodice 2 (EC2 – EN1992) indicano sinteticamente le prescrizioni per calcolare la lunghezza minima di ancoraggio delle armature in modo che quest'ultime riescano ad assorbire le forze di trazione che il calcestruzzo non è in grado di sopportare.

Al paragrafo 5.2.2.3 dell'EC2 viene riportata la definizione della lunghezza di ancoraggio di base.

Essa è la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra soggetta alla forza ($f_{yd} \times A_s$) avendo assunto una tensione costante all'interfaccia acciaio-calcestruzzo pari a f_{bd} .

La lunghezza di ancoraggio di base per ancorare una barra di diametro \varnothing è data dalla relazione:

$$l_b = \frac{\varnothing \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

con:

- f_{bd} : si indica la tensione di aderenza ultima offerta dal calcestruzzo;
- \varnothing : diametro della barra di armatura;
- f_{yd} : si indica la tensione di snervamento dell'acciaio.

La tensione di aderenza f_{bd} , dipende oltre che dalla resistenza del calcestruzzo, anche dalle condizioni in cui si realizza l'ancoraggio della barra.

La tensione di aderenza ultima di progetto delle barre ad aderenza migliorata è data dalla formula:

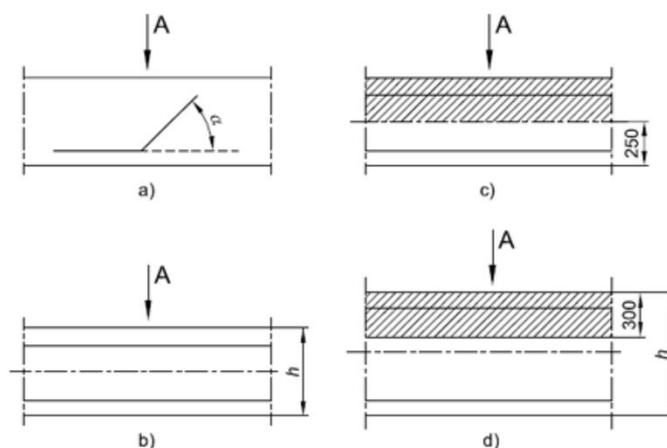
$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

dove:

- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
- $\eta_1 = 1$ nelle condizioni di buon ancoraggio, e uguale a 0,7 negli altri casi;
- $\eta_2 = 1$ per diametri delle barre inferiori a 32 mm oppure a $(132 - \varnothing) / 100$ per diametri maggiori.

L'Eurocodice 2 descrive dettagliatamente le condizioni di buona aderenza:

- la barra ha una inclinazione sull'orizzontale maggiore o uguale a 45° verso la direzione del getto
- la barra ha una inclinazione compresa tra 0 e 45° e sono:
 - o poste in elementi la cui profondità nella direzione del getto non è maggiore di 250 mm.
 - o inglobate in elementi con una profondità maggiore di 250 mm e che, a getto completato, sono nella metà inferiore dell'elemento o ad almeno 300 mm dalla superficie superiore dell'elemento.



La figura a e b rappresentano condizioni di buona aderenza. Nelle figure c e d le aree tratteggiate rappresentano zone con condizioni di aderenza mediocre.

Di seguito viene riportata la tabella riepilogativa delle diverse lunghezze di ancoraggio in funzione delle diverse classi di resistenza del calcestruzzo.

ACCIAIO								
f _{yd}	Mpa	valore di calcolo snervamento acciaio	391,3					
CALCESTRUZZO								
			C28/35	C32/40	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55
f _{ck}	Mpa	resistenza a compressione cilindrica cls	29,05	33,2	30,71	37,35	41,5	45,65
R _{ck}	Mpa	resistenza a compressione cubica cls	35	40	37	45	50	55
f _{ctm}	Mpa	resistenza media a trazione semplice cls	2,83	3,10	2,94	3,35	3,60	3,83
f _{ctk}	Mpa	resistenza a trazione pura cls	1,98	2,17	2,06	2,35	2,52	2,68
f _{bk}	Mpa	valore caratteristico della tensione di aderenza	4,47	4,88	4,63	5,28	5,66	6,04
f _{bd_buona}	Mpa	valore di calcolo della tensione di aderenza	2,98	3,25	3,09	3,52	3,78	4,02
f _{bd_mediocre}	Mpa	valore di calcolo della tensione di aderenza	2,08	2,28	2,16	2,46	2,64	2,82
LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO								
l _{b_buona}	∅	lunghezza di ancoraggio per ∅	33	30	32	28	26	24
l _{b_mediocre}	∅	lunghezza di ancoraggio per ∅	47	43	45	40	37	35

Per armature dei manufatti si è sempre considerata una lunghezza di ancoraggio e sovrapposizione pari a:

$$l_{bd} = 50 \cdot \emptyset$$

maggiore dei valori presenti nella tabella sovrastante per cui la verifica risulta implicitamente soddisfatta.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato dalle seguenti unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- **UNITÀ G3/G3*** Ghiaia con sabbia/ sabbia con ghiaia da mediamente (G3) a molto addensate (G3*), spesso intercalate dal livello L5. Questa Unità si estende da p.c. fino a profondità massime di 22.0 m.
- **UNITÀ L5** Limo sabbioso a tratti debolmente argilloso/ limo con sabbia, da poco a ben addensato si rileva solitamente all'interno dell'unità G3/G3* con spessori variabili tra 1.5 e 2.0 m. Nel solo sondaggio S14-36 raggiunge spessori di circa 5.0 m.
- **UNITÀ S2** Sabbia prevalentemente fine limosa talvolta ghiaiosa. Si rileva solitamente al di sotto dell'unità G3/G3* e si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo un vero e proprio strato di base.
- **UNITÀ S1** Sabbia prevalentemente fine con passaggi a granulometria gradata media, mediamente addensata. Si rileva solo in alcune tratte al di sotto dell'unità G3/G3* e/o unità S2 e come quest'ultima si estende oltre la profondità raggiunta dai sondaggi costituendo lo strato di base.

La falda di progetto è stata considerata a quota **-1,00 m** dal piano di campagna.

Il terreno spingente è costituito da materiale idoneo per la costruzione del rilevato, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 37,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **L5**:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 26,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Abbiategrasso sito nella provincia di Milano.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta >>>

Variabilità dei parametri >>>

Elaborazioni

Tabella parametri >>>

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione

Nodi del reticolo intorno al sito



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, le opere sono progettate (in funzione dell’importanza strategica dell’infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell’opera: **50 anni**

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2. CLASSI D’USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l’ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l’ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l’ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d’uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell’opera: **2,0**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

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

- Vita di riferimento dell’opera: **100 anni**

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d’uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell’azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

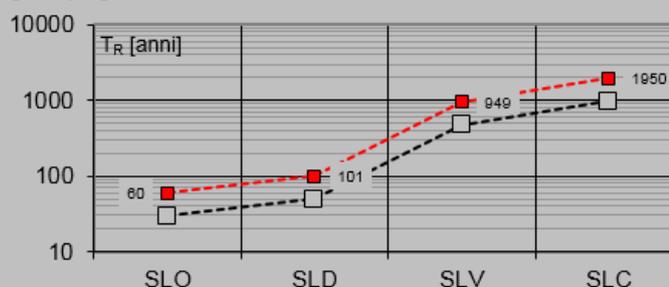
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{ SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,022	2,543	0,194
SLD	101	0,027	2,590	0,211
SLV	949	0,050	2,730	0,304
SLC	1950	0,058	2,819	0,319

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nei Profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T1**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

A favore di sicurezza e visto il fatto che le opere in esame sono opere interrato, il calcolo e le verifiche sono state effettuate in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a **q = 1,00**.

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info $S_s =$ 1,500 $C_C =$ 1,556 info

Categoria topografica T1 info $h/H =$ 1,000 $S_T =$ 1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1,000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1,000 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ➔

Parametri e punti spettri di risposta ➔

Spettri di risposta

$S_{d,o}$ [g]
 $S_{d,v}$ [g]
 S_e [g]

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,050 g
F_o	2,730
T_c	0,304 s
S_s	1,500
C_c	1,556
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,157 s
T_C	0,472 s
T_D	1,800 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

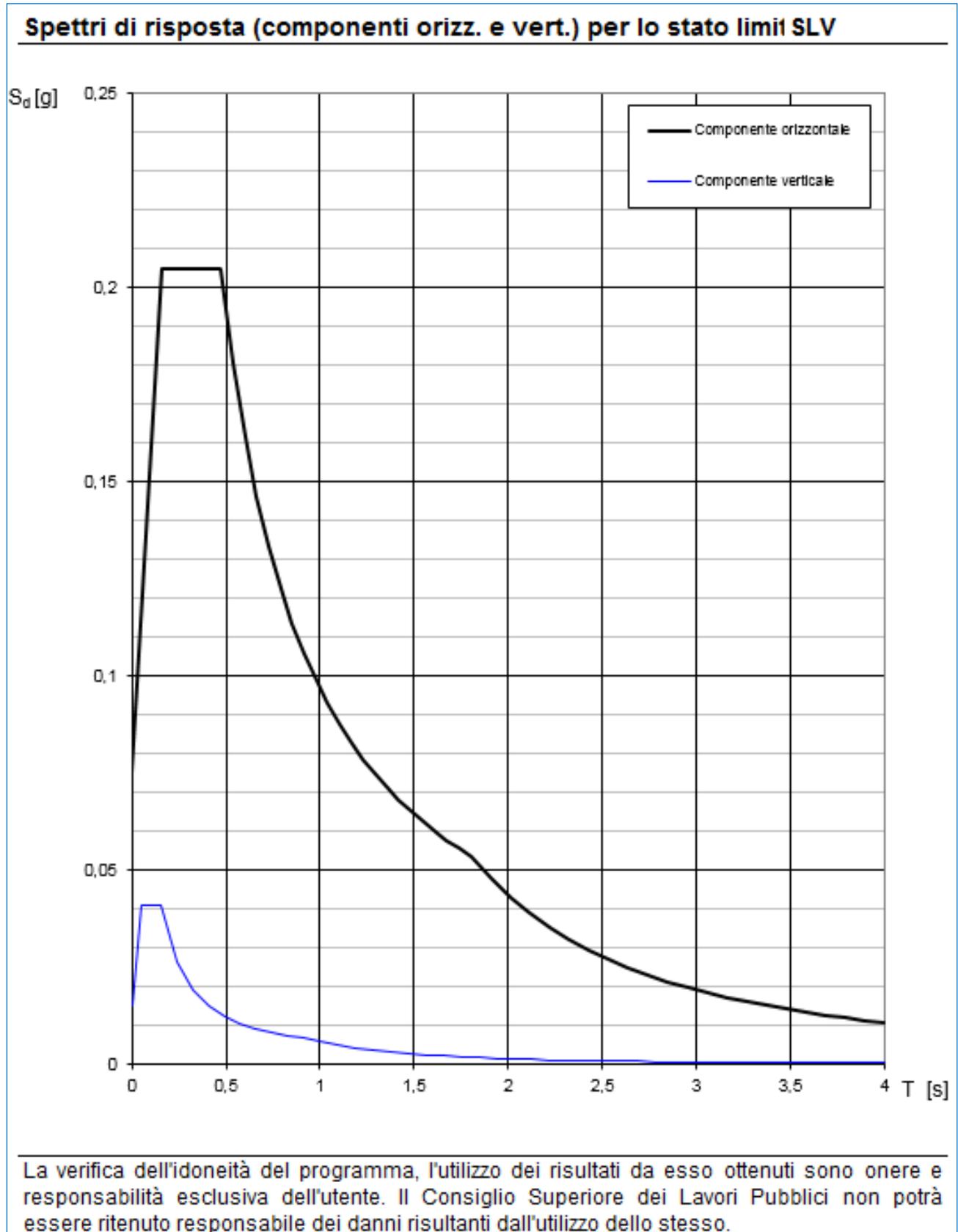
Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,075
$T_B \leftarrow$	0,157	0,205
$T_C \leftarrow$	0,472	0,205
	0,536	0,180
	0,599	0,161
	0,662	0,146
	0,725	0,133
	0,788	0,123
	0,852	0,114
	0,915	0,106
	0,978	0,099
	1,041	0,093
	1,105	0,088
	1,168	0,083
	1,231	0,079
	1,294	0,075
	1,357	0,071
	1,421	0,068
	1,484	0,065
	1,547	0,062
	1,610	0,060
	1,673	0,058
	1,737	0,056
$T_D \leftarrow$	1,800	0,054
	1,905	0,048
	2,009	0,043
	2,114	0,039
	2,219	0,035
	2,324	0,032
	2,428	0,030
	2,533	0,027
	2,638	0,025
	2,743	0,023
	2,848	0,021
	2,952	0,020
	3,057	0,019
	3,162	0,017
	3,267	0,016
	3,371	0,015
	3,476	0,014
	3,581	0,014
	3,686	0,013
	3,790	0,012
	3,895	0,011
	4,000	0,011

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



7.4 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

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

dove:

- a_{\max} → accelerazione orizzontale massima attesa al sito valutata mediante la seguente formulazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g / g = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g = 1,00 \cdot 1,50 \cdot 0,050 = 0,075$$

- g → accelerazione di gravità

Il muro di sostegno può essere considerato come libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente β_m viene pertanto determinato secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” – par. 7.11.6.2.1:

Il coefficiente β_m assume un valore pari a:

- **0,38** per le verifiche strutturali e geotecniche a carico limite e scorrimento.

I coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale risultano dunque pari a:

$$K_h = 0,029$$

$$K_v = 0,014$$

Il coefficiente β_m assume un valore pari a:

- **0,57** per le verifiche geotecniche a ribaltamento

I coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale risultano dunque pari a:

$$K_h = 0,043$$

$$K_v = 0,021$$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

8.2 PESO DEL TERRENO A TERGO DEL MURO

Il peso del terreno a tergo del muro (gravante sulla zattera di fondazione) è stato assunto pari $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

8.3 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO

Al di sopra della sommità delle pareti verticali è stata prevista la posa in opera di un parapetto metallico, il cui peso per unità di lunghezza è stato assunto pari a $p = 0,20 \text{ kN/m}$.

8.4 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO

A favore di sicurezza e per tener conto della eventuale presenza di mezzi d'opera leggeri in fase di manutenzione si considera un carico accidentale a tergo del muro (gravante sulla zattera di fondazione) pari a $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$.

8.5 SPINTA DEI TERRENI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta del terreno sulle pareti laterali dell'opera è stata calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- k è il coefficiente di spinta del terreno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

Il valore del coefficiente di spinta attiva del terreno viene determinato mediante la formulazione analitica di Coulomb:

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

con:

- φ = angolo di attrito interno
- β = inclinazione del paramento di monte rispetto all'orizzontale $\beta = 0^\circ$
- δ = angolo di attrito terra – muro
- ε = inclinazione del terreno di monte rispetto all'orizzontale

Il punto di applicazione della spinta è posto a 1/3 dell'altezza del singolo strato di terreno.

8.6 SPINTA DEI SOVRACCARICHI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta attiva dovuta ai sovraccarichi viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

Sono stati considerati i seguenti sovraccarichi agenti:

- sovraccarichi accidentali $\rightarrow q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Il valore del coefficiente di spinta attiva del terreno viene determinato mediante la formulazione analitica di Coulomb:

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

con:

- φ = angolo di attrito interno
- β = inclinazione del paramento di monte rispetto $\beta = 0^\circ$
- δ = angolo di attrito terra – muro
- ε = inclinazione del terreno di monte rispetto all'orizzontale

Il punto di applicazione della spinta è posto a 1/3 dell'altezza del singolo strato di terreno. Non sono previsti carichi permanenti sul terreno a tergo dell'opera di sostegno.

8.7 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

8.7.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno vengono valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

8.8 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

L'azione di spinta attiva dei terreni in fase sismica (spinta statica + sovraspinta dinamica) viene valutata mediante la seguente relazione:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot k_{aE} \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- k_v è il coefficiente sismico verticale
- k_{aE} è il coefficiente di spinta attiva dinamica valutato mediante la formulazione di Mononobe Okabe:

$$k_{aE} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}{\sin(\varphi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]}$$

- h è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno
- E_{ws} è l'eventuale spinta idrostatica (opera in presenza di falda)

L'angolo ϑ che compare nelle due formulazioni di Mononobe-Okabe vale:

$$\vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

9 COMBINAZIONI DI CARICO

9.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

9.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico, secondo il D.M. 174.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Le verifiche di tipo geotecnico sono state effettuate secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) del D.M. 17.01.2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap.6.

I coefficienti di riduzione dei parametri geotecnici e delle resistenze verranno esplicitati negli specifici paragrafi relativi alle verifiche di carattere geotecnico.

9.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9.6 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE E RIEPILOGO DELLE COMBINAZIONI

La definizione dei coefficienti di partecipazione ψ dei carichi elementari e la definizione compiuta delle combinazioni di carico considerate per il dimensionamento e le verifiche sono riportati all'interno dei singoli capitoli successivi di valutazione delle azioni sollecitanti (strutturali e geotecniche).

10 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

10.1 APPROCCI NORMATIVI

Nelle verifiche di sicurezza allo Stato Limite Ultimo, in accordo con quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 6.5.3.1.1., le verifiche geotecniche e strutturali devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, combinazione dei coefficienti parziali A1+M1+R3, tenendo conto dei seguenti valori dei coefficienti parziali:

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

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

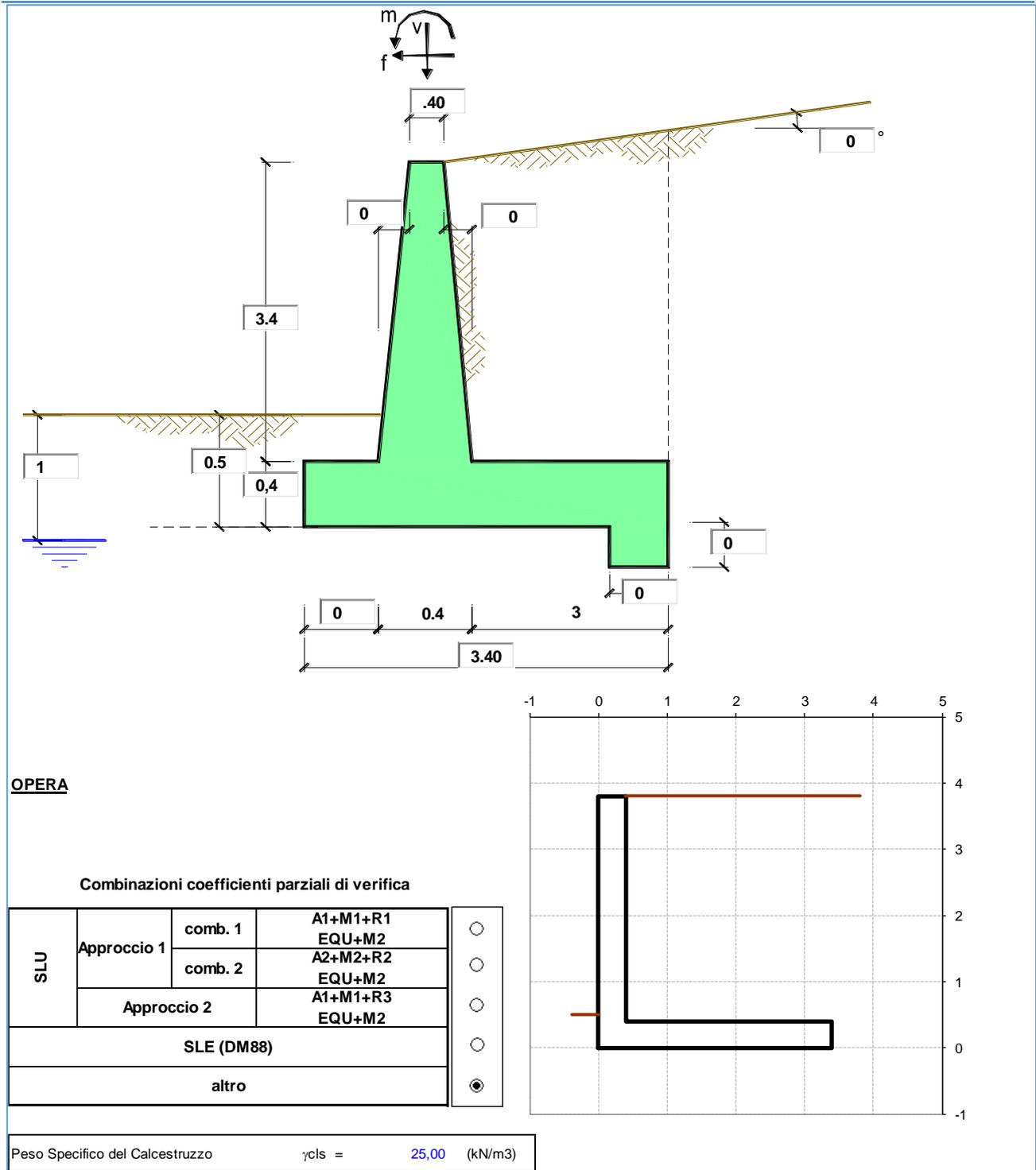
Nelle verifiche di sicurezza allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, in accordo con quanto

riportato nel D.M. 17.01.2018 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 7.11.6.2.2., si pongono pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e si impiegano le resistenze di progetto con i coefficienti parziali indicati in tabella 7.11.III:

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

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

10.2 DATI DI INPUT



Coefficienti Statici:

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

Coefficienti Sismici:

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,20
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

Dati geotecnici e sismici per le verifiche strutturali e geotecniche a carico limite e scorrimento:

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	37,00	37,00	37,00	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	20,00	20,00	20,00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	26,67	26,67	26,67	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	26,00	26,00	26,00	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,00	18,00	18,00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18,00	18,00	18,00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6,80			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,05	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,0285	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0143	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,226	0,226	0,226	0,226	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,242	0,242	0,242	0,242	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,242	0,242	0,242	0,242	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,561	2,561	2,561	2,561	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,516	2,516	2,516	2,516	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,514	2,514	2,514	2,514	

Dati geotecnici e sismici per le verifiche geotecniche a ribaltamento:

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	37,00	37,00	37,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	20,00	20,00	20,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	26,67	26,67	26,67
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	26,00	26,00	26,00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,00	18,00	18,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18,00	18,00	18,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6,80		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,05	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,04275	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0214	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,226	0,226
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,250	0,250
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,251	0,251
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,561	2,561
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,493	2,493
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,490	2,490

			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,20	0,20	0,20
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	5,00	7,50	7,50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	0,75	condizione quasi permanente $\Psi2$	0,00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00		
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00			

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C28/35"/>		
Rck	35	(MPa)	
fck	28	(MPa)	
fc _m	36	(MPa)	
E _c	32308	(MPa)	
α _{cc}	0,85		
γ _c	1,50		
f _{cd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _c	15,87	(MPa)	
f _{ctm} = 0.30 * f _{ck} ^{2/3}	2,77	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ _c	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ _c	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w2"/>	0,3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0,2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk} =	450	(MPa)	
γ _s =	1,15		
f _{yd} = f _{yk} / γ _s / γ _E =	391,30	(MPa)	
E _s =	210000	(MPa)	
ε _{ys} =	0,19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5,00 (cm)

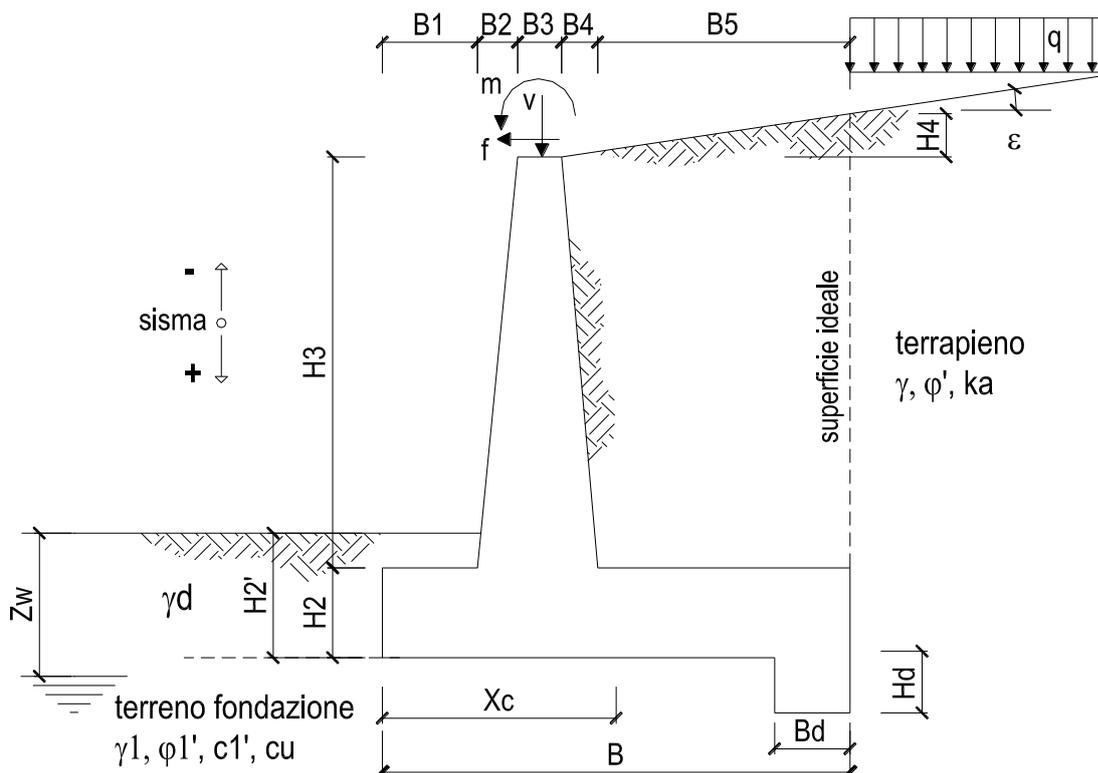
Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 2,00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 5,00 (cm)

10.3 AZIONI SOLLECITANTI



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3,40	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,40	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,70	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	34,00	34,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	34,00	34,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	68,00	68,00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	204,00	204,00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	204,00	204,00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	15	22,5
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	6,80	6,80
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	57,80	57,80
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	64,60	64,60
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	387,60	387,60
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	387,60	387,60
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	28,5	42,75
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1,94
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0,97
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		5,81
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		2,91
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2,03
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,19
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		2,23
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0,10
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0,82
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0,92
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		12,21
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		12,21
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		5,52
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		5,52

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1 CONDIZIONE STATICA

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St	$= 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 32,64	42,44	42,44
Sq perm	$= q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sq acc	$= q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 4,30	6,44	6,44

- Componente orizzontale condizione statica

Sth	$= St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 29,17	37,92	37,92
Sqh perm	$= Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sqh acc	$= Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 3,84	5,76	5,76

- Componente verticale condizione statica

Stv	$= St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 14,65	19,05	19,05
Sqv perm	$= Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sqv acc	$= Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1,93	2,89	2,89

- Spinta passiva sul dente

Sp	$= \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_d^2) \cdot H_d$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
----	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1	$= Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 36,95	48,03	48,03
MSt2	$= Stv \cdot B$	(kNm/m) 49,82	64,77	64,77
MSq1 perm	$= Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq1 acc	$= Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 7,29	10,94	10,94
MSq2 perm	$= Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq2 acc	$= Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 6,56	9,83	9,83
MSp	$= \gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_d^2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1	$= m_p + m$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mfext2	$= (f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mfext3	$= (v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0,04	0,04	0,04

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N	$= P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	294,14	(kN/m)	
---	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T	$= Sth + Sqh + f$	43,68	(kN/m)	
---	-------------------	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f	$= \tan \phi'$	0,49	(-)	
---	----------------	------	-----	--

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	3,28	>	1,1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v + Sovr\ acc$	294,14	316,64	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - Sp$	43,68	43,68	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	467,87	510,62	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	32,17	27,67	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_qiq + 0,5\gamma_1B^*N_\gamma i_\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9,47		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^*H^2'$	sovraccarico stabilizzante	9,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,11	0,09	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,18	3,23	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	11,85		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22,25		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B^*c'cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,73	0,74	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0,70	0,70	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^*c'cotg(\phi)))^{m+1}$		0,62	0,62	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	193,98	195,91	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2,10	>	1,4
		Nmax	2,00	>	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{St2} + M_{Sq2} + M_{fext3} = 530,17 \quad (kNm/m)$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St1} + M_{Sq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} = 40,77 \quad (kNm/m)$$

$$F_r = M_s / M_r = 13,01 \quad (-)$$

11.2 CONDIZIONE SISMICA +

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	32,64	32,64	32,64
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	2,74	2,74	2,74
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	29,17	29,17	29,17
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	2,45	2,45	2,45
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	14,65	14,65	14,65
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	1,23	1,23	1,23
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	36,95	36,95	36,95
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	3,10	3,10	3,10
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	49,82	49,82	49,82
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	4,18	4,18	4,18
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		0,04	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	291,96	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h	39,37	(kN/m)
--	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tg φ ¹	0,49	(-)
-----------------------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T	3,62	>	1,1
----------------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	291,96	291,96	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	39,37		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	458,20	458,20	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	38,13	38,13	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9,47		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,13	0,13	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,14	3,14	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi))}$	(1 in cond. nd)	11,85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	22,25		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^*c' \cot(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,75	0,75	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,73	0,73	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \cot(\phi)))^{m+1}$		0,65	0,65	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	200,54	200,54	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2,16	>	1,4
		Nmax	2,16	>	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{Sst2} + M_{Ssq2} + M_{fext3} = 536,63 \quad (kNm/m)$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst1} + M_{Ssq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} = 75,98 \quad (kNm/m)$$

$$F_r = M_s / M_r = 7,06 \quad (-)$$

11.3 CONDIZIONE SISMICA -

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	32,64	32,64	32,64
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1 stat$	(kN/m)	1,81	1,81	1,81
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	29,17	29,17	29,17
Sst1h sism = $Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,62	1,62	1,62
Ssq1h perm = $Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = $Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	14,65	14,65	14,65
Sst1v sism = $Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,81	0,81	0,81
Ssq1v perm = $Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = $Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	36,95	36,95	36,95
MSst1 sism = $Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	2,05	2,05	2,05
MSst2 stat = $Sst1v stat \cdot B$	(kNm/m)	49,82	49,82	49,82
MSst2 sism = $Sst1v sism \cdot B$	(kNm/m)	2,77	2,77	2,77
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps + 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,04	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 283,79 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 38,54 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = tg \phi_1' \quad 0,49 \quad (-)$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad 3,59 \quad > \quad 1,1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	283,79	283,79	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	38,54		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	444,95	444,95	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc \cdot N - MM$	37,50	37,50	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	9,47		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	9,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,13	0,13	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,14	3,14	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2) * e ^{(π * tg(φ))}	(1 in cond. nd)	11,85		(-)
Nc = (Nq - 1) / tg(φ)	(2 + π in cond. nd)	22,25		(-)
Nγ = 2 * (Nq + 1) * tg(φ)	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

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

iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0,75	0,75	(-)
ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)		0,72	0,72	(-)
iy = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ))) ^{m+1}		0,65	0,65	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	199,84	199,84	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	Nmin	2,21	>	1,4
		Nmax	2,21	>	

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSst2 + MSsq2 + Mfext3 = 534,26 \text{ (kNm/m)}$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst1 + MSsq1 + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPs + Mpts = 90,79 \text{ (kNm/m)}$$

$$Fr = Ms / Mr = 5,88 \text{ (-)}$$

11.4 RIEPILOGO VERIFICHE

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	3,28	13,01	2,00
Sismico	3,59	5,88	2,16

12 VERIFICHE STRUTTURALI

12.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

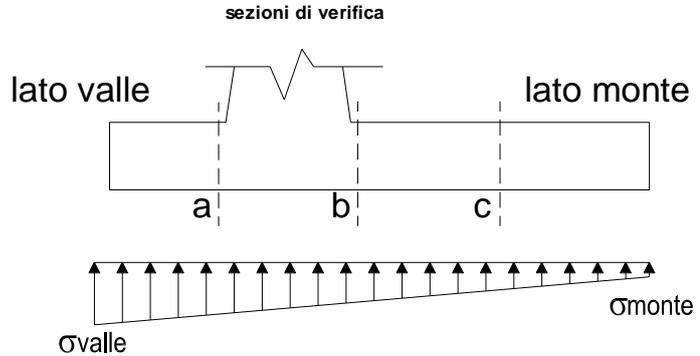
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,40 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1,93 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	294,14	32,17	103,21	69,82
	316,64	27,67	107,49	78,77
sisma+	291,96	38,13	105,66	66,08
	291,96	38,13	105,66	66,08
sisma-	283,79	37,50	102,93	64,01
	283,79	37,50	102,93	64,01



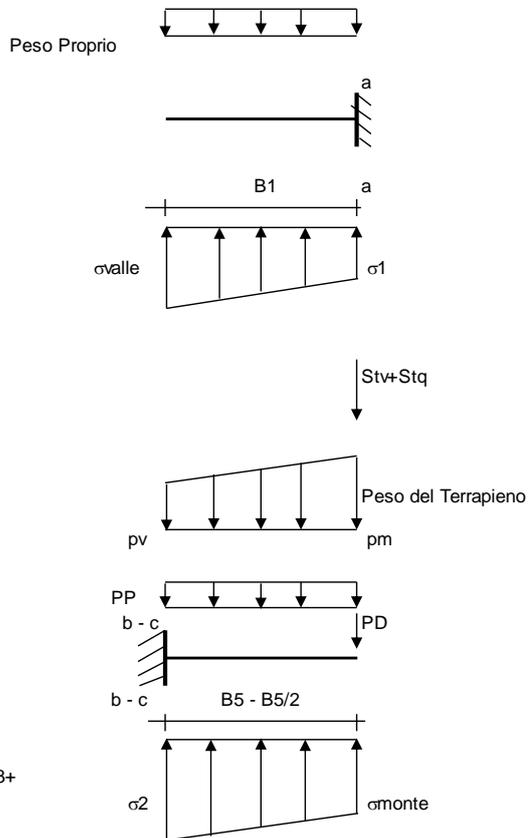
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 10,00 \text{ (kN/m)}$$

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	103,21	103,21	0,00	0,00
	107,49	107,49	0,00	0,00
sisma+	105,66	105,66	0,00	0,00
	105,66	105,66	0,00	0,00
sisma-	102,93	102,93	0,00	0,00
	102,93	102,93	0,00	0,00



Mensola Lato Monte

$$\text{PP} = 10,00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{PD} = 0,00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	68,00	75,50	68,00	(kN/m ²)
pvb	68,00	75,50	68,00	(kN/m ²)
pvc	68,00	75,50	68,00	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

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

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	69,82	99,28	-58,46	-2,30	84,55	-36,60	-23,17
	78,77	104,11	-58,10	-4,12	91,44	-35,73	-22,53
sisma+	66,08	101,00	-53,91	-2,59	83,54	-31,94	-22,33
	66,08	101,00	-53,91	-2,59	83,54	-31,94	-22,33
sisma-	64,01	98,35	-52,86	-2,60	81,18	-31,25	-21,91
	64,01	98,35	-52,86	-2,60	81,18	-31,25	-21,91

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

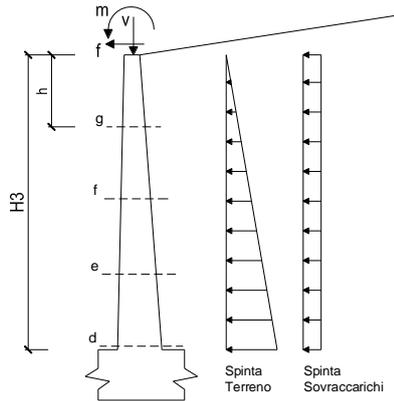
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3,40	34,40	8,76	0,00	43,16	0,20	34,00	34,20
e-e	2,55	14,51	4,93	0,00	19,44	0,20	25,50	25,70
f-f	1,70	4,30	2,19	0,00	6,49	0,20	17,00	17,20
g-g	0,85	0,54	0,55	0,00	1,08	0,20	8,50	8,70

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	3,40	30,36	5,15	0,00	35,51
e-e	2,55	17,08	3,86	0,00	20,94
f-f	1,70	7,59	2,58	0,00	10,16
g-g	0,85	1,90	1,29	0,00	3,19

condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3,40	26,46	2,49	0,00	0,00	1,65	30,60	0,20	34,48	34,68
e-e	2,55	11,16	1,05	0,00	0,00	0,93	13,14	0,20	25,86	26,06
f-f	1,70	3,31	0,31	0,00	0,00	0,41	4,03	0,20	17,24	17,44
g-g	0,85	0,41	0,04	0,00	0,00	0,10	0,56	0,20	8,62	8,82

sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	3,40	23,35	2,19	0,00	0,00	0,97	26,51
e-e	2,55	13,14	1,23	0,00	0,00	0,73	15,10
f-f	1,70	5,84	0,55	0,00	0,00	0,48	6,87
g-g	0,85	1,46	0,14	0,00	0,00	0,24	1,84

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3,40	26,46	1,65	0,00	0,00	1,65	29,76	0,20	33,52	33,72
e-e	2,55	11,16	0,69	0,00	0,00	0,93	12,79	0,20	25,14	25,34
f-f	1,70	3,31	0,21	0,00	0,00	0,41	3,93	0,20	16,76	16,96
g-g	0,85	0,41	0,03	0,00	0,00	0,10	0,54	0,20	8,38	8,58

sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	3,40	23,35	1,45	0,00	0,00	0,97	25,77
e-e	2,55	13,14	0,82	0,00	0,00	0,73	14,68
f-f	1,70	5,84	0,36	0,00	0,00	0,48	6,69
g-g	0,85	1,46	0,09	0,00	0,00	0,24	1,79

L'armatura del paramento verticale del muro è prevista come segue:

- armatura verticale (armatura di forza):
 $\varnothing 16/20$ esterni
 $\varnothing 16/20$ interni (lato terreno)
- armatura longitudinale di ripartizione:
 $\varnothing 12/20$ esterni
 $\varnothing 12/20$ interni

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposte spille di legatura $\varnothing 10/40 \times 20$.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

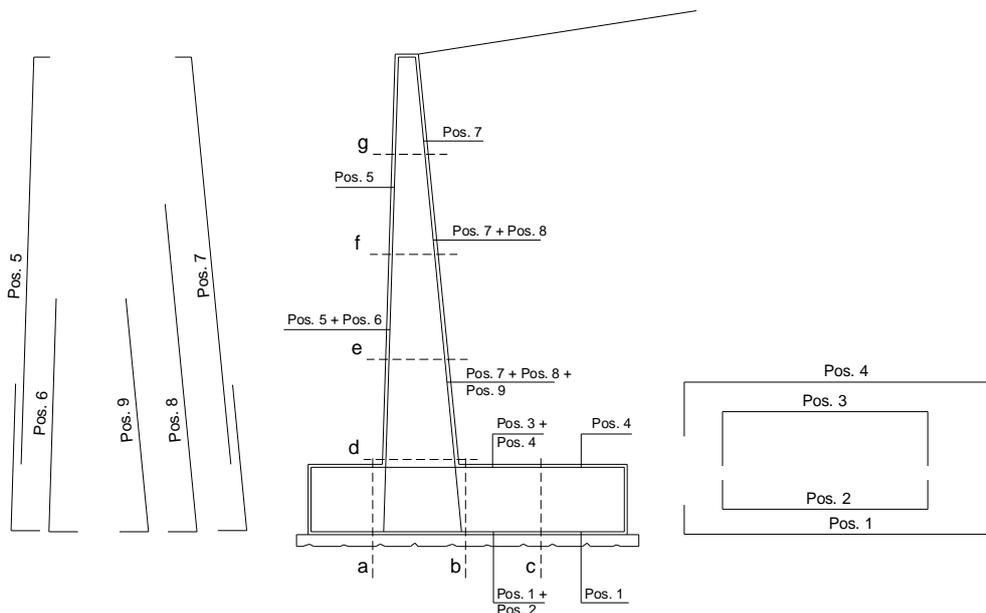
L'armatura della zattera di fondazione del muro è prevista come segue:

- armatura in direzione trasversale:
 $\varnothing 16/20$ superiori
 $\varnothing 16/20$ inferiori
- armatura in direzione longitudinale:
 $\varnothing 12/20$ superiori
 $\varnothing 12/20$ inferiori

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Verranno tuttavia disposti dei cavallotti $\varnothing 16/80 \times 40$.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 50 mm.

SCHEMA DELLE ARMATURE

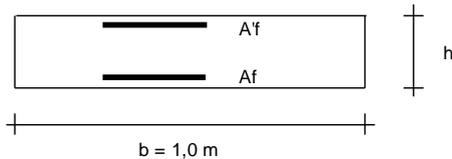


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	Il strato	pos	n°/ml	ϕ	Il strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	16	<input type="checkbox"/>	6	0,0	16	<input type="checkbox"/>
3	0,0	16	<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	
4	5,0	16		8	0,0	16	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	16	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0,00	0,00	0,40	10,05	10,05	133,31
b - b	-58,46	0,00	0,40	10,05	10,05	133,31
c - c	-36,60	0,00	0,40	10,05	10,05	133,31
d - d	43,16	34,20	0,40	10,05	10,05	138,60
e - e	19,44	25,70	0,40	10,05	10,05	137,28
f - f	6,49	17,20	0,40	10,05	10,05	135,97
g - g	1,08	8,70	0,40	10,05	10,05	134,65

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0,00	0,40	150,83	20	80	40	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria
b - b	4,12	0,40	150,83	20	80	40	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria
c - c	23,17	0,40	150,83	20	80	40	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria
d - d	35,51	0,40	155,31	10	20	40	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria
e - e	20,94	0,40	154,20	10	20	40	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria
f - f	10,16	0,40	153,08	10	20	40	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3,19	0,40	151,97	10	20	40	21,8	302,53	Armatura a taglio non necessaria

12.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

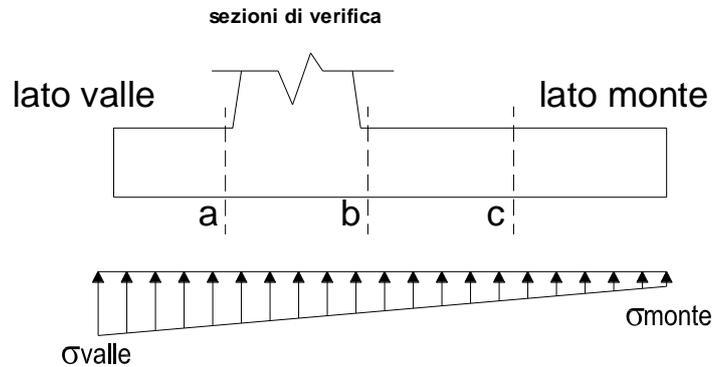
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,40 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1,93 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	288,30	25,55	98,05	71,53
	299,55	23,30	100,19	76,01
Q.P.	286,85	22,54	96,07	72,67
	286,85	22,54	96,07	72,67

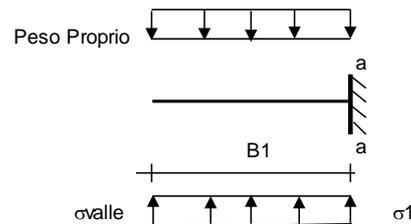


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 10,00 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	98,05	98,05	0,00
	100,19	100,19	0,00
Q.P.	96,07	96,07	0,00
	96,07	96,07	0,00



Mensola Lato Monte

$$PP = 10,00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	68,00	71,75	68,00	(kN/m ²)
pvb	68,00	71,75	68,00	(kN/m ²)
pvc	68,00	71,75	68,00	(kN/m ²)

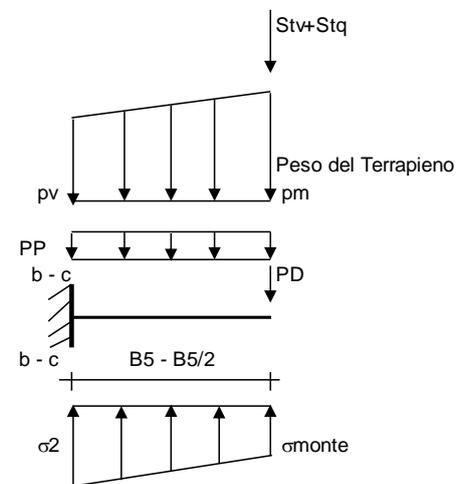
$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot B_5 - PD \cdot (B_5 - B_d / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	71,53	94,93	-42,30	83,23	-27,04
	76,01	97,35	-42,12	86,68	-26,60
Q.P.	72,67	93,31	-36,98	82,99	-24,10
	72,67	93,31	-36,98	82,99	-24,10



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

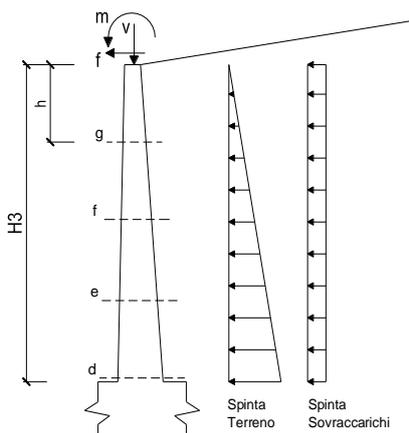
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



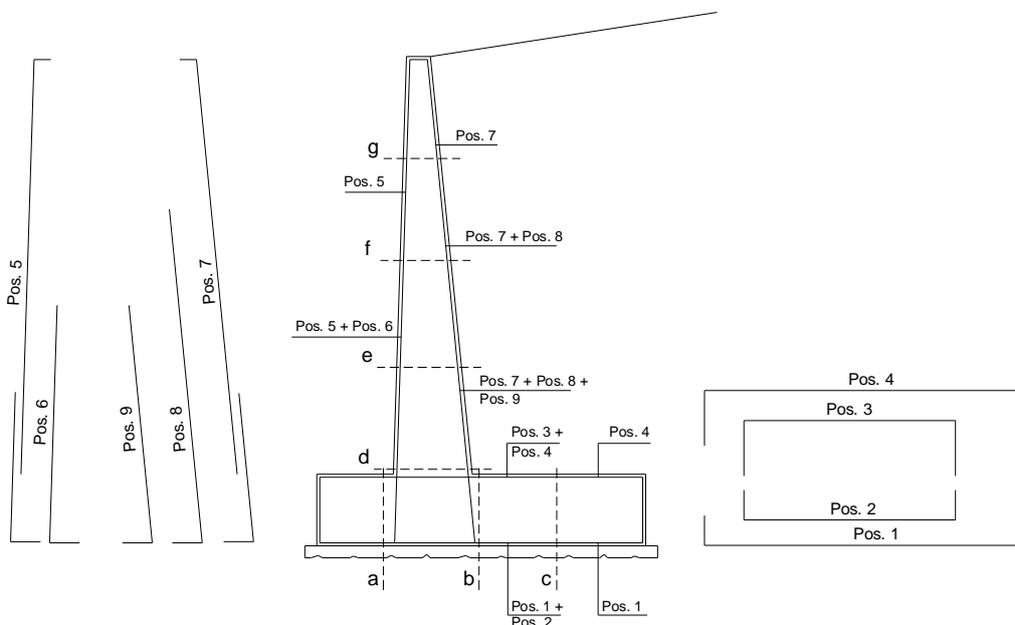
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3,40	26,46	4,38	0,00	30,84	0,20	34,00	34,20
e-e	2,55	11,16	2,46	0,00	13,63	0,20	25,50	25,70
f-f	1,70	3,31	1,09	0,00	4,40	0,20	17,00	17,20
g-g	0,85	0,41	0,27	0,00	0,69	0,20	8,50	8,70

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3,40	26,46	0,00	0,00	26,46	0,20	34,00	34,20
e-e	2,55	11,16	0,00	0,00	11,16	0,20	25,50	25,70
f-f	1,70	3,31	0,00	0,00	3,31	0,20	17,00	17,20
g-g	0,85	0,41	0,00	0,00	0,41	0,20	8,50	8,70

SCHEMA DELLE ARMATURE

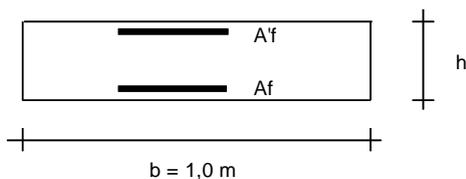


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	16	<input type="checkbox"/>	6	0,0	16	<input type="checkbox"/>
3	0,0	16	<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	
4	5,0	16		8	0,0	16	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	16	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,40	10,05	10,05	0,00	0,00	0,000	0,300
b - b	-42,30	0,00	0,40	10,05	10,05	2,76	131,77	0,161	0,300
c - c	-27,04	0,00	0,40	10,05	10,05	1,77	84,23	0,103	0,300
d - d	30,84	34,20	0,40	10,05	10,05	2,04	79,48	0,094	0,300
e - e	13,63	25,70	0,40	10,05	10,05	0,90	30,15	0,035	0,300
f - f	4,40	17,20	0,40	10,05	10,05	0,28	5,94	0,006	0,300
g - g	0,69	8,70	0,40	10,05	10,05	0,04	-0,04	0,000	0,300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,40	10,05	10,05	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-36,98	0,00	0,40	10,05	10,05	2,42	115,19	0,141	0,200
c - c	-24,10	0,00	0,40	10,05	10,05	1,57	75,10	0,092	0,200
d - d	26,46	34,20	0,40	10,05	10,05	1,75	65,89	0,078	0,200
e - e	11,16	25,70	0,40	10,05	10,05	0,73	22,59	0,026	0,200
f - f	3,31	17,20	0,40	10,05	10,05	0,20	2,96	0,003	0,200
g - g	0,41	8,70	0,40	10,05	10,05	0,00	-	-	0,200

sez. compressa

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

12.3 VERIFICHE TENSIONI

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

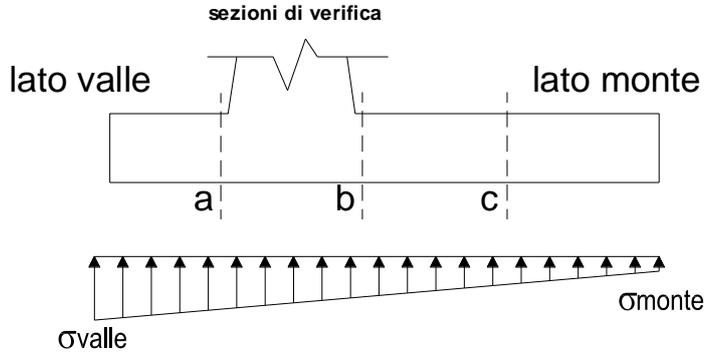
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,40 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1,93 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	288,78	28,19	99,57	70,30
	303,78	25,19	102,42	76,27
sisma+	291,96	38,13	105,66	66,08
	291,96	38,13	105,66	66,08
sisma-	283,79	37,50	102,93	64,01
	283,79	37,50	102,93	64,01

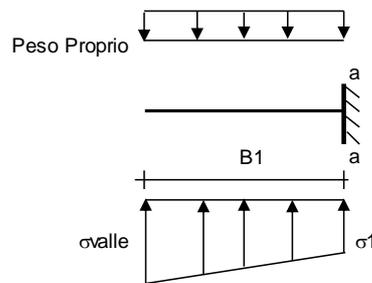


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 10,00 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	99,57	99,57	0,00
	102,42	102,42	0,00
sisma+	105,66	105,66	0,00
	105,66	105,66	0,00
sisma-	102,93	102,93	0,00
	102,93	102,93	0,00



Mensola Lato Monte

$$\text{PP} = 10,00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{PD} = 0,00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

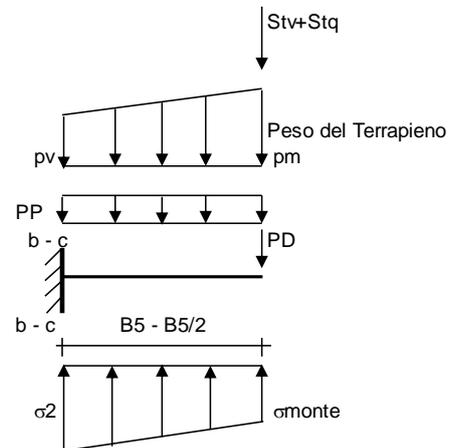
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	68,00	73,00	68,00	(kN/m ²)
pvb	68,00	73,00	68,00	(kN/m ²)
pvc	68,00	73,00	68,00	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	70,30	96,12	-45,64	83,21	-28,69
	76,27	99,35	-45,41	87,81	-28,11
sisma+	66,08	101,00	-53,91	83,54	-31,94
	66,08	101,00	-53,91	83,54	-31,94
sisma-	64,01	98,35	-52,86	81,18	-31,25
	64,01	98,35	-52,86	81,18	-31,25

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

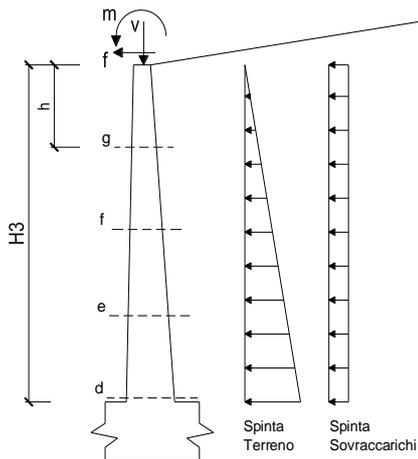
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,40	26,46	5,84	0,00	32,30	0,20	34,00	34,20
e-e	2,55	11,16	3,28	0,00	14,45	0,20	25,50	25,70
f-f	1,70	3,31	1,46	0,00	4,77	0,20	17,00	17,20
g-g	0,85	0,41	0,36	0,00	0,78	0,20	8,50	8,70

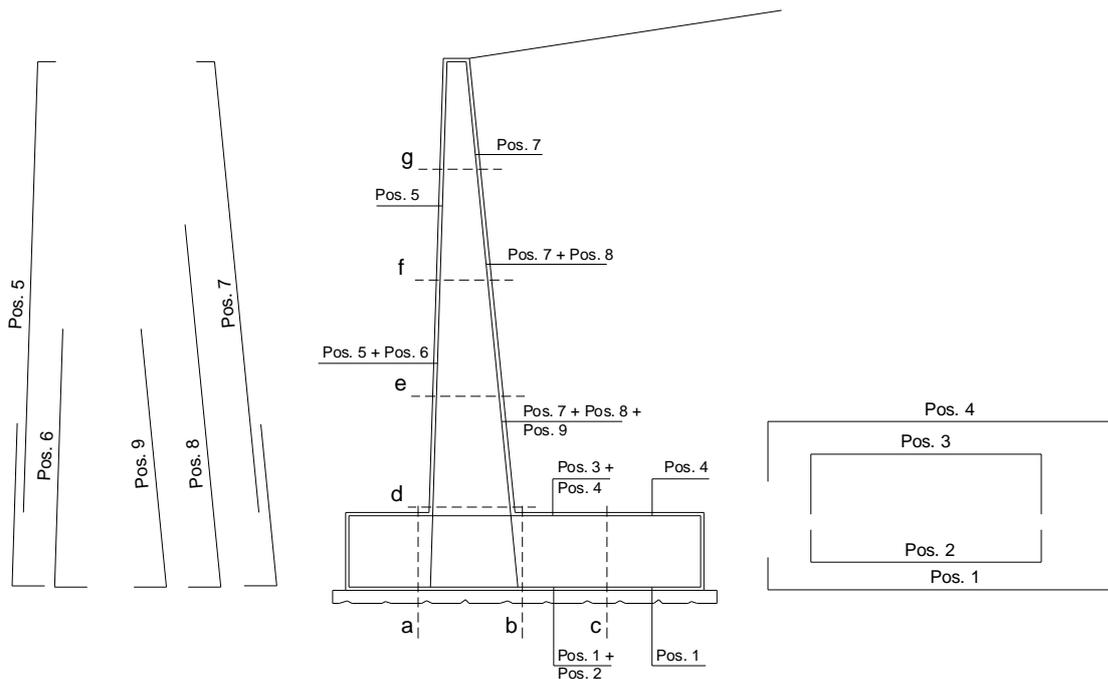
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,40	26,46	2,49	0,00	0,00	1,65	30,60	0,20	34,48	34,68
e-e	2,55	11,16	1,05	0,00	0,00	0,93	13,14	0,20	25,86	26,06
f-f	1,70	3,31	0,31	0,00	0,00	0,41	4,03	0,20	17,24	17,44
g-g	0,85	0,41	0,04	0,00	0,00	0,10	0,56	0,20	8,62	8,82

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,40	26,46	1,65	0,00	0,00	1,65	29,76	0,20	33,52	33,72
e-e	2,55	11,16	0,69	0,00	0,00	0,93	12,79	0,20	25,14	25,34
f-f	1,70	3,31	0,21	0,00	0,00	0,41	3,93	0,20	16,76	16,96
g-g	0,85	0,41	0,03	0,00	0,00	0,10	0,54	0,20	8,38	8,58

SCHEMA DELLE ARMATURE

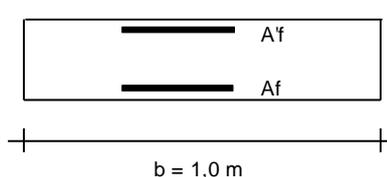


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	16	<input type="checkbox"/>	6	0,0	16	<input type="checkbox"/>
3	0,0	16	<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	
4	5,0	16		8	0,0	16	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	16	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,00	0,00	0,40	10,05	10,05	0,00	0,00
b - b	-45,64	0,00	0,40	10,05	10,05	2,98	142,20
c - c	-28,69	0,00	0,40	10,05	10,05	1,87	89,38
d - d	32,30	34,20	0,40	10,05	10,05	2,14	84,01
e - e	14,45	25,70	0,40	10,05	10,05	0,95	32,68
f - f	4,77	17,20	0,40	10,05	10,05	0,31	6,99
g - g	0,78	8,70	0,40	10,05	10,05	0,05	0,01

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,00	0,00	0,40	10,05	10,05	0,00	0,00
b - b	-53,91	0,00	0,40	10,05	10,05	3,52	167,95
c - c	-31,94	0,00	0,40	10,05	10,05	2,09	99,50
d - d	30,60	33,72	0,40	10,05	10,05	2,02	78,95
e - e	13,14	25,34	0,40	10,05	10,05	0,87	28,82
f - f	4,03	16,96	0,40	10,05	10,05	0,25	4,98
g - g	0,56	8,58	0,40	10,05	10,05	0,04	-0,09

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

13 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20	37	0	
materiale 2	18	26	0	
materiale 3	18,5	28	0	
materiale 4	0	0	0	

peso specifico acqua 9,81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0,05 (-) S_s 1,5 k_h 0,0285 (-)
 β_s 0,38 S_T 1 k_v 0,0143 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

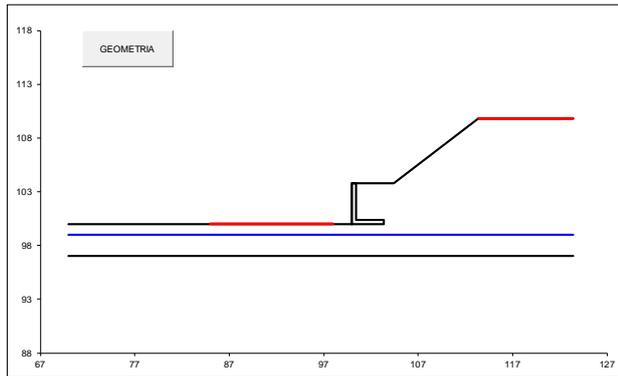
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100,000	100,000	0	100,400	103,800	0	70,000	97,000	0	70,000	99,000
1	70,000	100,000	1	104,400	103,800	1	123,400	97,000	1	123,400	99,000
2			2	113,400	109,800	2			2		
3			3	123,400	109,800	3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

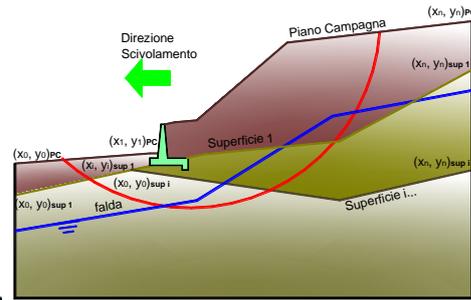
	q_{s1}	q_{s2}	q_{s3}	q_{s4}	% sisma
sovraccarico 1	100,4	5	104,4	5	0%
sovraccarico 2					

Limiti ricerca superfici

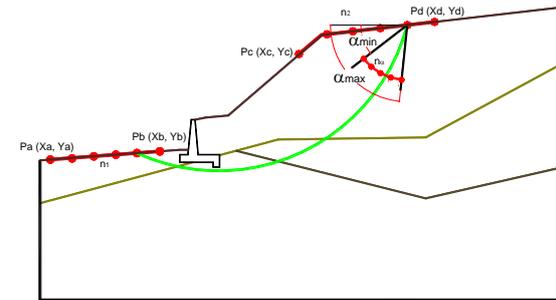
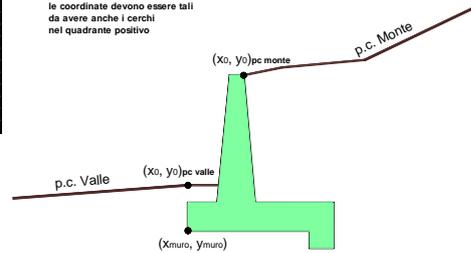
Xa	Xb	Xc	Xd	alfa min	alfa max	n alfa	# superfici massimo
85	98	113,4	123,4	40	70	10	2816
n1	15	n2	15				



#strisce	# Superfici Calcolate	FS Bishop	CALCOLO
30	1323	STATICO 1,665 SISMICO 1,555	



N.B. inserire coordinate positive
 le coordinate devono essere tali da avere anche i cerchi nel quadrante positivo



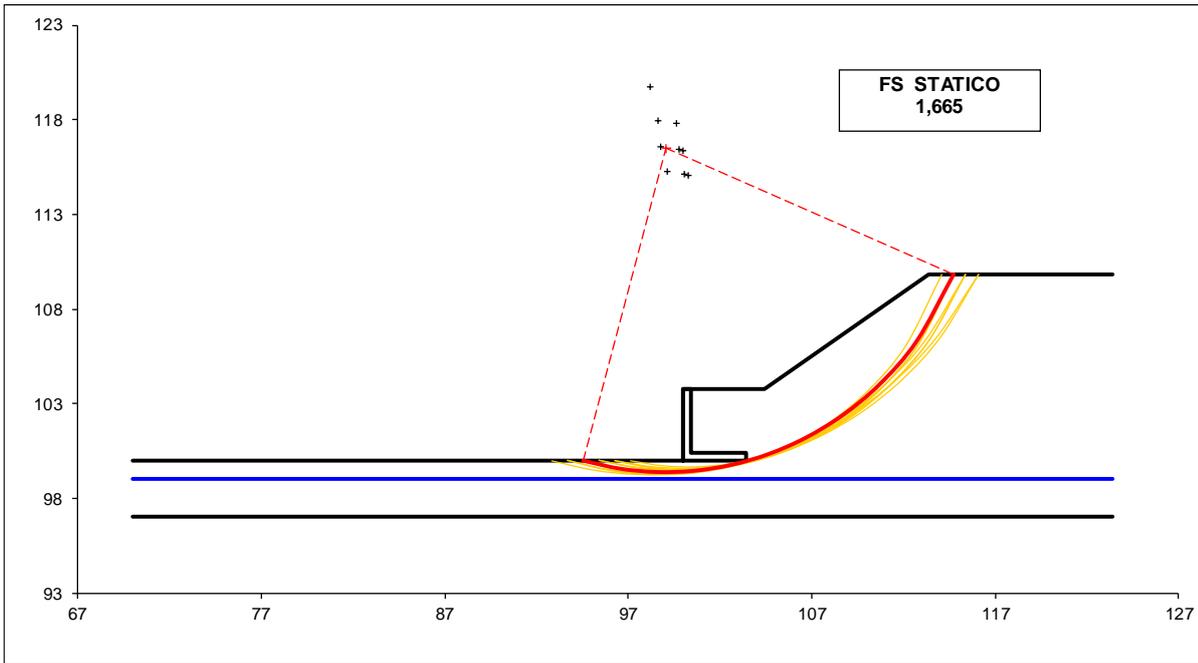
Condizione di Carico

STATICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO



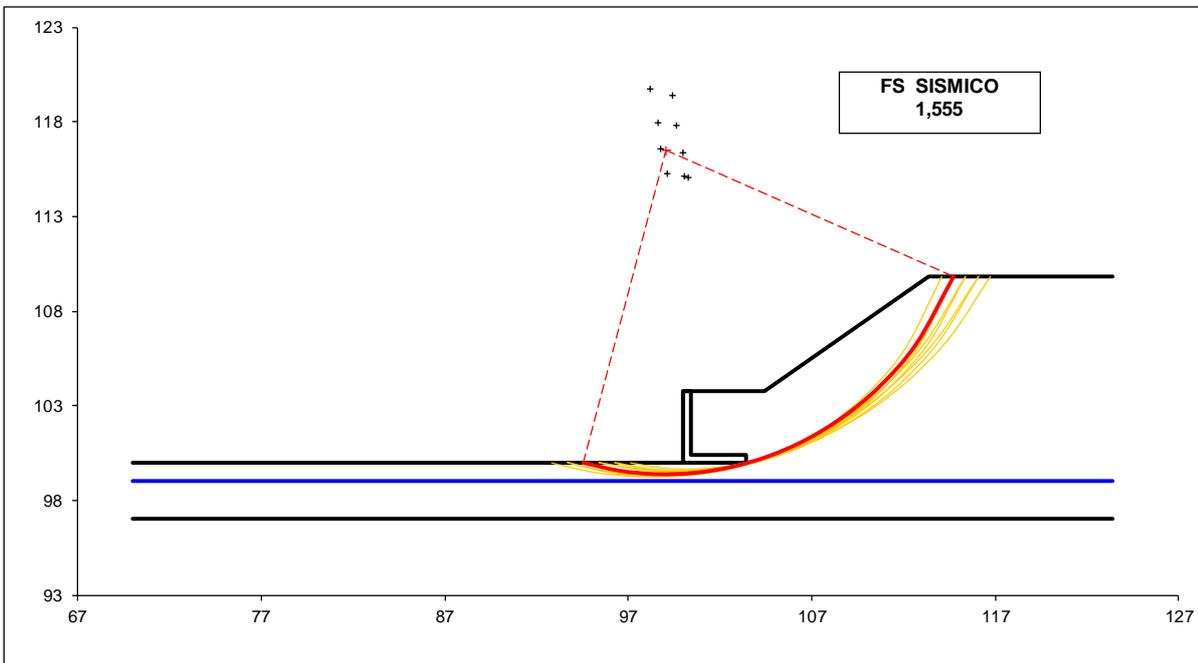
Condizione di Carico

SISMICA

superfici da disegnare

10

DISEGNO



14 VERIFICA DEL CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

Per quanto riguarda la valutazione del cedimento immediato, è stata impiegata la teoria dell'elasticità, ipotizzando il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. In tal modo il cedimento immediato è dovuto ad una distorsione del terreno sottostante il carico, che si deforma e cambia forma a volume costante.

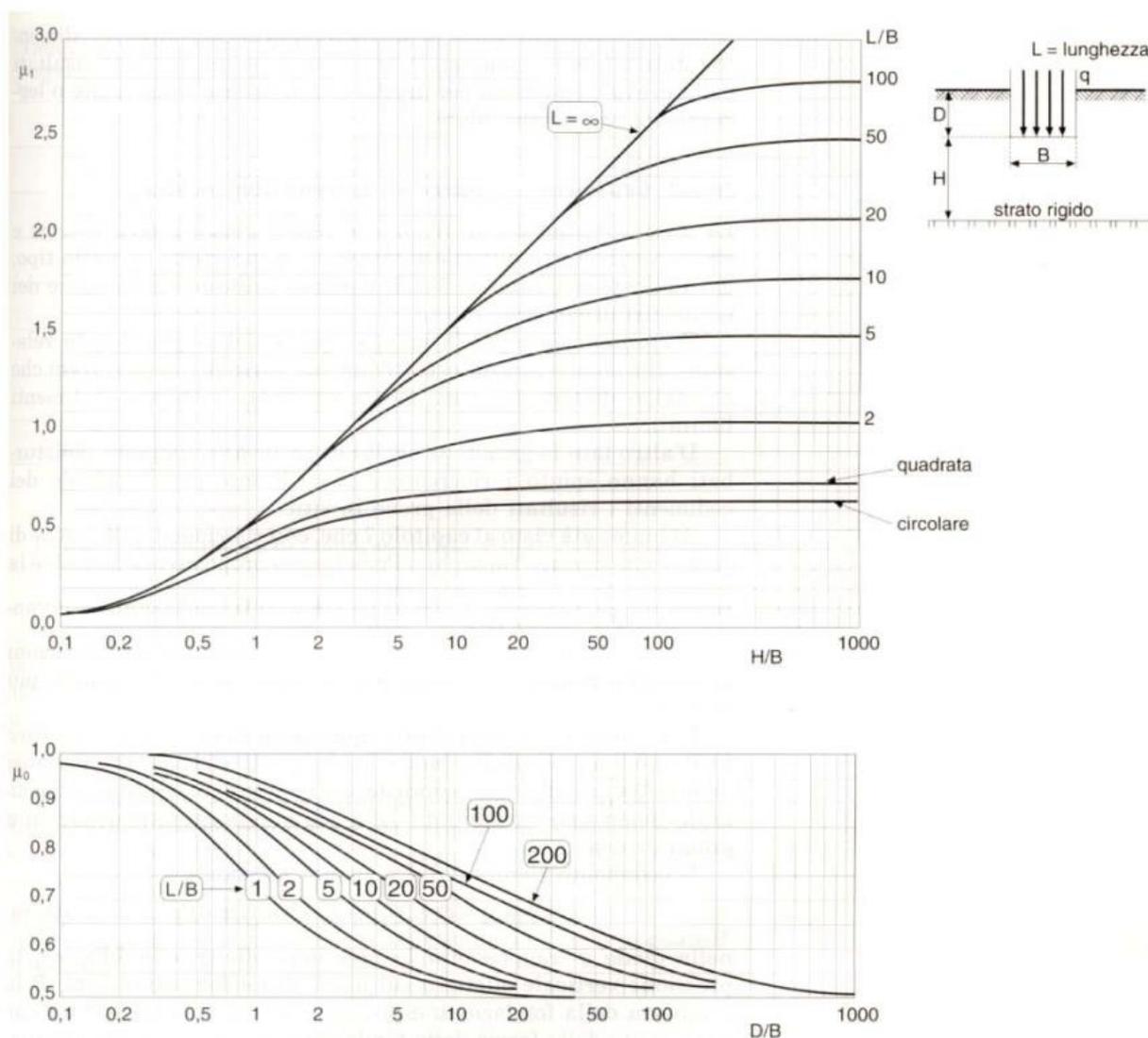
Per cui in condizioni di esercizio il cedimento della zattera di fondazione del muro di sostegno è stato stimato mediante la seguente equazione (Christian e Carrier, 1978):

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot \frac{B \cdot q_m}{E}$$

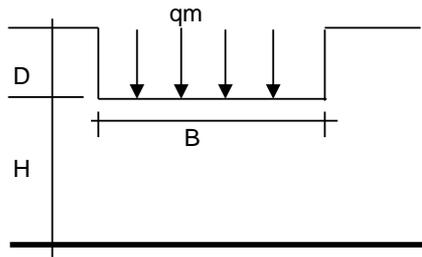
dove:

- μ_0 è un fattore dipendente dalla profondità del piano di posa della fondazione;
- μ_1 è un fattore dipendente dello spessore dello strato compressibile;
- B è la larghezza della fondazione;
- q_m è in carico agente sulla fondazione;
- E è il modulo elastico del terreno.

Di seguito si riportano gli abachi per la valutazione dei parametri μ_0 e μ_1 :



CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	288,30	(kN/m)
M	25,55	(kNm/m)
e=M/N	0,09	(m)
B*	3,22	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,50	(m)
D/B* =	0,16	(m)
Hs/B* =	2,11	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 89,61 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0,956 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0,69 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 12,61 \quad (\text{mm})$$

Il cedimento stimato risulta ammissibile con l'opera.

15 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

Lo spostamento elastico in sommità della struttura viene stimato considerando lo schema statico di mensola incastrata alla base.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E INERZIALI

Lunghezza del muro (lunghezza unitaria)	1,00	[m]
Spessore del muro alla base	0,40	[m]
Momento di inerzia della sezione di base	0,005	[m ⁴]
Modulo elastico del calcestruzzo	33.642.780,00	[kN/m ²]
Altezza del paramento verticale	3,40	[m]

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Peso per unità di volume del terreno spingente	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito del terreno spingente	37,00	[°]
Coefficiente di spinta attiva del terreno spingente	0,249	[-]
Pressione orizzontale del terreno spingente alla base del paramento verticale	16,90	[kN/m]
Spostamento in testa del paramento verticale dovuto alla spinta del terreno a tergo	0,42	[mm]
Sovraccarico accidentale distribuito a tergo del paramento verticale	5,00	[kN/m ²]
Pressione del sovraccarico accidentale sul paramento verticale	1,24	[kN/m]
Spostamento in testa del paramento verticale dovuto alla spinta del sovraccarico accidentale	0,12	[mm]
Spostamento totale statico in testa del paramento verticale in esercizio	0,54	[mm]

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Coefficiente di spinta attiva dinamica del terreno a tergo del paramento verticale	0,287	[-]
Coefficiente sismico verticale	0,0375	[-]
Pressione orizzontale dinamica del terreno spingente alla base del paramento verticale	20,25	[kN/m ²]
Spostamento in testa del paramento verticale dovuto alla spinta dinamica del terreno a tergo	0,50	[mm]
Coefficiente sismico orizzontale	0,075	[-]
Inerzia sismica orizzontale del paramento verticale	0,75	[kN/m]
Spostamento in testa del paramento verticale dovuto all'inerzia sismica orizzontale del paramento	0,07	[mm]
Spostamento totale sismico in testa del paramento verticale per lo SLV	0,57	[mm]

STATO LIMITE DI DANNO

Coefficiente di spinta attiva dinamica del terreno a tergo del paramento verticale	0,269	[-]
Coefficiente sismico verticale	0,0203	[-]
Pressione orizzontale dinamica del terreno spingente alla base del paramento verticale	18,66	[kN/m ²]
Spostamento in testa del paramento verticale dovuto alla spinta dinamica del terreno a tergo	0,46	[mm]
Coefficiente sismico orizzontale	0,041	[-]
Inerzia sismica orizzontale del paramento verticale	0,41	[kN/m]
Spostamento in testa del paramento verticale dovuto all'inerzia sismica orizzontale del paramento	0,04	[mm]
Spostamento totale sismico in testa del paramento verticale per lo SLD	0,50	[mm]

Gli spostamento elastici in sommità della struttura risultano ammissibili per l'opera.