



PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO

EUROLINK S.C.p.A.

IMPREGILO S.p.A. (MANDATARIA)
 SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A. (MANDANTE)
 COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI - C.M.C. DI RAVENNA SOC. COOP. A.R.L. (MANDANTE)
 SACYR S.A.U. (MANDANTE)
 ISHIKAWAJIMA - HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO. LTD (MANDANTE)
 A.C.I. S.C.P.A. - CONSORZIO STABILE (MANDANTE)

 <p>IL PROGETTISTA Dott. Ing. F. Colla Ordine Ingegneri Milano n° 20355 Dott. Ing. E. Pagani Ordine Ingegneri Milano n° 15408</p> 	<p>IL CONTRAENTE GENERALE</p> <p>Project Manager (Ing. P.P. Marcheselli)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA Direttore Generale e RUP Validazione (Ing. G. Fiammenghi)</p>	<p>STRETTO DI MESSINA Amministratore Delegato (Dott. P. Ciucci)</p>
--	--	---	--

<p><i>Unità Funzionale</i></p> <p><i>Tipo di sistema</i></p> <p><i>Raggruppamento di opere/attività</i></p> <p><i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i></p> <p><i>Titolo del documento</i></p>	<p>COLLEGAMENTI SICILIA</p> <p>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI</p> <p>LINEA FERROVIARIA DA OPERA DI ATTRAVERSAMENTO A STAZIONE DI ME</p> <p>OPERE COMPLEMENTARI – POZZI DI VENTILAZIONE</p> <p>POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO-REL. DI CALCOLO E VERIF. GEOTECN.</p>	<p>SF0329_F0</p>
---	---	-------------------------

CODICE	C G 0 7 0 0	P	C L	D	S	F C	L 2	O C	0 0	0 0	0 0	0 2	F0
--------	-------------	---	-----	---	---	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	DAM S.p.A.	F.BERTONI	F.COLLA

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	7
3 CARATTERISTICHE MATERIALI	7
3.1 CALCESTRUZZO MAGRO	7
3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER ELEVAZIONI	7
3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI.....	7
3.4 ACCIAIO.....	8
3.5 COPRIFERRO.....	8
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	8
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	8
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	10
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO	15
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	21
4.4.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	22
4.4.2 STATI LIMITE ULTIMI: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	24
4.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	26
4.4.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.	26
4.4.4.1 Verifica a pressoflessione – SLU	26
4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE	26
4.4.4.3 Verifica a fessurazione.....	27
4.4.4.4 Verifica a taglio.....	27
5 ELABORATI DI RIFERIMENTO	29
6 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 3.90 m	29
6.1 ANALISI DEI CARICHI	30
6.2 MODELLO DI CALCOLO	33
6.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	33
6.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO H = 3.90 m	37
6.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 3.90 m.....	37
6.5 SCHEDE DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO H = 3.90 m	38

6.5.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	40
6.5.2	VERIFICHE STRUTTURALI	45
6.5.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	53
7	ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 2.50 m	55
7.1	ANALISI DEI CARICHI	56
7.2	MODELLO DI CALCOLO	58
7.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	58
7.3	VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO H = 2.50 m	61
7.4	TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 2.50 m.....	62
7.5	SCHEDE DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO H = 2.50 m	63
7.5.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	64
7.5.2	VERIFICHE STRUTTURALI	70
7.5.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	78

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

PREMESSA

La presente opera si inserisce nell'ambito del Progetto Definitivo del "PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA" che deriva dal progetto preliminare dell'Opera di Attraversamento derivante a sua volta direttamente dal Progetto di Massima ultimato nel dicembre 1992 in osservanza alla legge speciale 1158/71, approvato in Assemblea Generale dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto n° 220 del 10.10.1997 e successivamente esaminato nel 2000 dagli advisor Steinman International – Parsons Transportation Group e Price Waterhouse Coopers, su delibera del CIPE e conseguente incarico affidato dal Ministero dei Lavori Pubblici di concerto con quello del Tesoro del Bilancio e della P.E.. Inoltre il Progetto Definitivo della linea FS in Calabria sviluppa il progetto preliminare redatto da Stretto di Messina ed approvato dal CIPE con delibera n.66 del 01/08/2003 tenendo conto anche delle prescrizioni allegate a tale delibera.

In particolare la presente relazione di calcolo si riferisce ai muri di contenimento del piazzale in cui è ubicato il Pozzo di ventilazione N.1 – Pozzo Papardo. Sono presenti all'interno della relazione anche i calcoli statici relativi ai muri di controripa a sostegno del versante.

1 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le verifiche vengono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, tenendo conto delle vigenti disposizioni normative ed, in particolare:

- Legge n. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge n. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- UNI ENV 1993-5 – Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20 marzo 2003: Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento *degli elenchi nelle medesime zone*;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20 marzo 2003: Norme per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.
- D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 02 febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

- EN 1990:2002 Eurocode - Basis of structural design
- EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN 1997-1:2004 Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules
- EN 1997-2:2007 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing
- EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- Associazione Geotecnica Italiana – 1977 Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche
- Associazione Geotecnica Italiana – 1984 Raccomandazioni sui pali di fondazione
- Associazione Geotecnica Italiana – 1994 Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio
- Istruzione Ponti: Istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari
- Istruzione 44 A: Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, l’esecuzione, il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrappassanti la linea ferroviaria
- Istruzione 44 B Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica
- Istruzione 44 C Visite di controllo ai ponti, alle gallerie ed alle altre opere d’arte del corpo stradale. Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni
- Istruzione 44 D Impalcati ferroviari realizzati con travi in acciaio incorporate nel calcestruzzo
- Istruzione 44 F Verifica a fatica dei ponti ferroviari
- Istruzione 44 G istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche Per le costruzioni di cui al d.m. 14.01.08 alla Progettazione geotecnica delle opere ferroviarie

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- R. Lancellotta, Geotecnica, Ed. Zanichelli, 1993;
- P. Pozzati, Teoria e tecnica delle strutture - Volume I, Ed. UTET, 1980;
- J. E. Bowles, Fondazioni, Ed. Mc-Graw-Hill, 1998;
- M. Bustamate e B. Doix, Une Méthode pour la calcul des Tirants et des Microppieux injectés, 1985;
- P. Colombo, Elementi di geotecnica, Ed. Zanichelli, 1974;
- Associazione Geotecnica Italiana, Raccomandazioni sui pali di fondazione, 1984;
- Comparison of geotechnic softwares – Geo Fem, Plaxis, Z-Soil. XIII ECSMGE
- R. Lancellotta e J. Calavera, Fondazioni, Ed. Mc-Graw-Hill, 1999;
- C. Viggiani, Fondazioni, Ed. Cuen, 1993.
- AICAP – La corrosione nel calcestruzzo

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO MAGRO

- Classe di esposizione ambientale: X0 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C12/15

3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER ELEVAZIONI

- Classe di esposizione ambientale: XC4-XS1-XF2 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C32/40
- Rapporto A/C massimo: 0,45
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI

- Classe di esposizione ambientale: XC2 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C25/30
- Rapporto A/C massimo: 0,55

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

3.4 ACCIAIO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo b450c controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura: $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione caratteristica al carico massimo: $\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
- Deformazione di progetto: $\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

3.5 COPRIFERRO

- Fondazioni: Copriferro minimo (C_{min}) = 40 mm
- Elevazioni: Copriferro minimo (C_{min}) = 45 mm

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

Oggetto della presente relazione sono i muri di contenimento e di controripa, che sostengono il piazzale in cui è ubicato il pozzo di ventilazione posto a Pk 3+056.11 binario pari – Pozzo Papardo. Le altezze dei muri oggetto di verifica sono le seguenti:

- H = 3.90 m di sostegno al piazzale;
- H = 2.50 m di sostegno al piazzale.

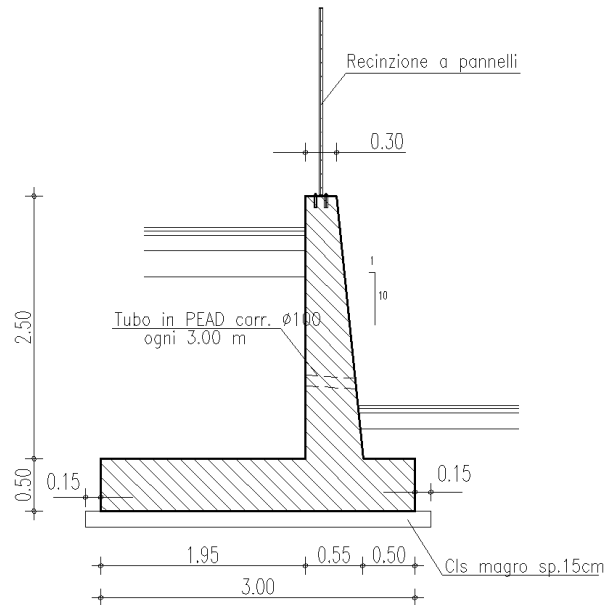


Figura 3 – Sezione trasversale muro di contenimento H = 2.50 m

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Per la caratterizzazione dei terreni sui quali insistono queste opere, ci si è basati sui dati desunti dalle numerose campagne di indagine che si sono susseguite negli anni, nonché sulle prove di laboratorio che hanno consentito la stima dei parametri geotecnici che caratterizzano le varie litologie.

In primo luogo si riporta uno stralcio del profilo geologico della zona di interesse (tratto dall'elaborato CG0800PF6DSSBC6TF00000003).

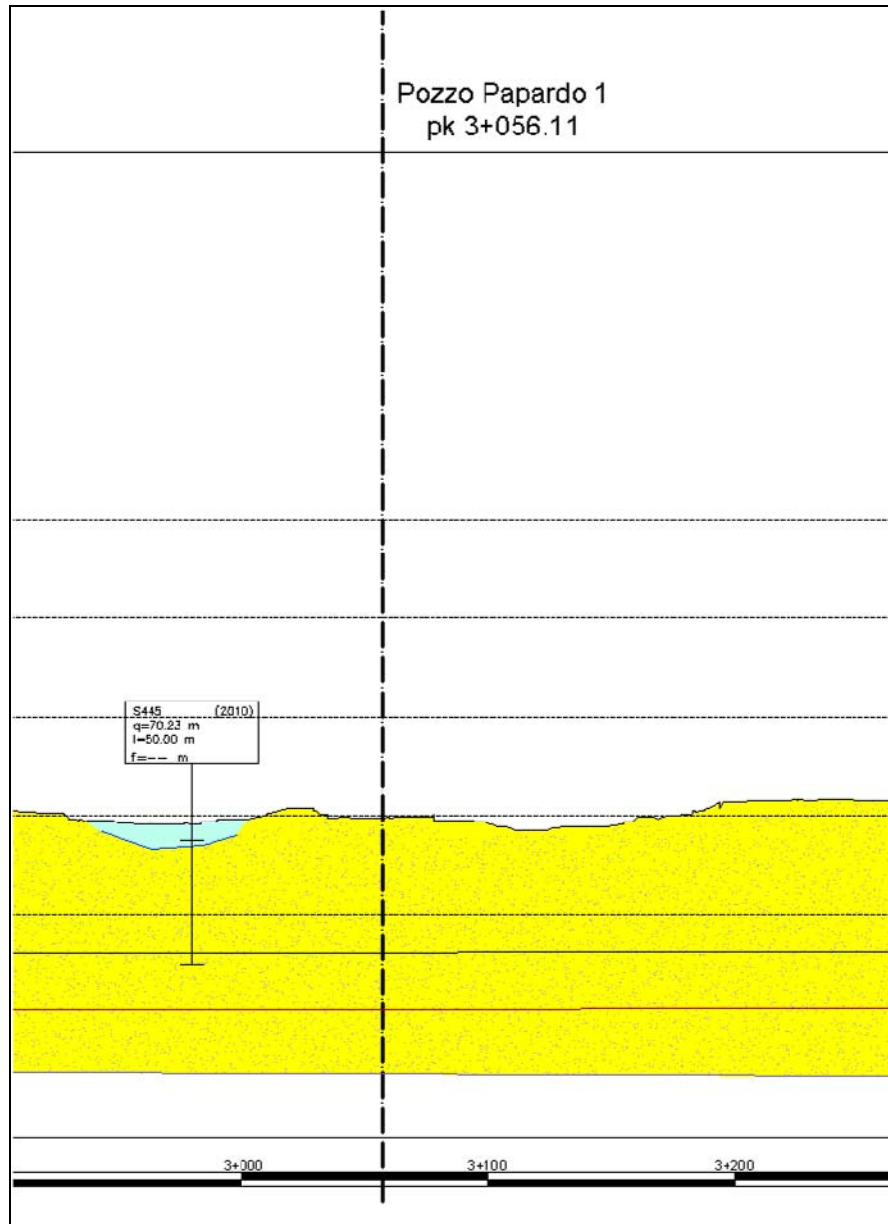



Figura 4 - profilo geologico



Figura 5 – legenda tratta dal profilo geologico-geotecnico

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

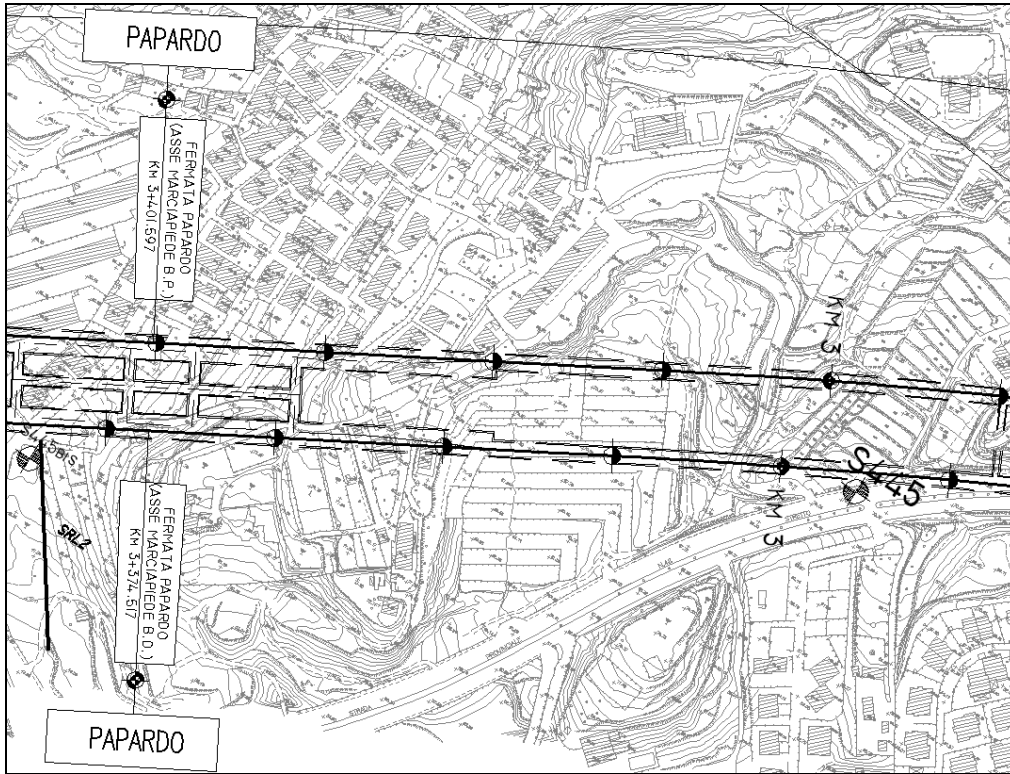


Figura 6 – Stralcio planimetrico con posizionamento dei sondaggi

Dal profilo sopra riportato emerge come gli strati superficiali della zona di interesse è caratterizzata da materiali identificati come *ghiaie e sabbie di Messina*.

La descrizione della litologia riportata nel seguito è tratta dalla relazione geotecnica generale (CG0800PRBDSSBC8G00000001).

“I materiali in oggetto sono granulometricamente descritti come ghiaie e ciottoli da sub arrotondati ad appiattiti con matrice di sabbie grossolane. Frequentemente si rilevano strati di ghiaie cementate come si evidenzia nei rilievi effettuati nelle aree di imbocco delle gallerie ferroviarie S.Agata, S.Cecilia, e stradali Faro, Balena e Le Fosse. In questi rilievi la ghiaia si presenta più o meno debolmente cementata e molto addensata. Lo scheletro si presenta costituito da ghiaie e ciottoli eterometrici arrotondati ed appiattiti.”

Sempre nel medesimo elaborato vengono infine tabulati i valori caratteristici identificativi della litologia:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	Codice documento SF0329_F0	Rev F0

γ (kN/m ³)	18+20
N _{SPT} (colpi/30 cm)	63±30
c' piccolo (kPa)	0+10
Φ' piccolo (°)	38+40 (p'ff=0-272KPa) / 35+38 (p'ff=272-350KPa)
C _{cv} ' (kPa)	0
Φ_{cv}' (°)	33+35
OCR	-
c _u (kPa)	-
k _o (-)	0.4-0.5
K _v (m/sec)	-
V _s (m/sec)	V _s =200+4·z (m/s)
G' _o	$G_o = 1420 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.60}$
E' *	$E = (14 + 30) \cdot (z)^{0.60}$
v' (-)	0.2
G ₀ , G/G ₀	curve teoriche
D ₀ , D/D ₀	curve teoriche
K(m/s)	10 ⁻⁴ +10 ⁻⁶

Figura 7 – caratteristiche geotecniche medie

E quelli per tratta:

Opera/parametri	Generale	Ferrovia Da 0+0 a 1+0 km Ancoraggio	Ferrovia Da 1+0 a 5+1 km - GN S.Agata	Ferrovia Da 5+1 a 5+6 km	Ferrovia Da 5+6 a 17+3 km - GN S.Cecilia
c' piccolo (kPa)	0+10	0+10	0+10	0+10	0+10
Φ' piccolo (°)	38+40	z=0-20m 38+42 z>20m 37+39	z=0-30m 37+43 z>30m 40	z=0-10m 38+42 z>10m 38+40	z=0-15m 38+44 z>15m 39+42
G' _o	$G_o = 1420 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.60}$ G ₀ =40 z ^{0.6}	z=0-20m 200-400 z=20-50m G ₀ = 25 z ^{0.64} z=50-80m 350-500 z=>80m 500-800	$G_o = 1500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.62}$ G ₀ =43 z ^{0.62}	$G_o = 1500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.62}$ G ₀ =43 z ^{0.62}	$G_o = 1690 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.62}$ G ₀ =50 z ^{0.62}
K(m/s)	10 ⁻⁴ +10 ⁻⁶	5 10 ⁻³ +10 ⁻⁶	10 ⁻⁶ +10 ⁻⁶	5 10 ⁻³ +10 ⁻⁶	5 10 ⁻³ +5 10 ⁻⁶

Figura 8– caratteristiche geotecniche suddivise per tratta

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0

Valori congruenti con quelli assunti nelle presenti verifiche e di seguito riportati:

	γ	c'	ϕ'	E'	ν'	k
	kN/m ³	MPa	°	MPa	--	m/s
Sabbie e ghiaie di Messina	18	0	38	$20z^{0.67} E_{min}$ per $z=5$ m	0.2	$10^{-4} - 10^{-6}$

Per le caratteristiche dei terreni sopra riportati, secondo il DM 14/01/2008 essi possono essere classificati secondo la categoria di sottosuolo C, come confermato dalla relazione sismica generale (CG0800PRGDSSBC8G000000001) della quale si riporta di seguito un estratto:

<i>Ferrovia / Strada Da 0+0 a 1+0 km</i>	S105Pz	61	B
	S106Pz	40	C
	S107Pz	33	C
	S108Pz	60	B
	SPPS00	48	C
<i>Ferrovia Da 1+0 a 5+1 km - GN "S.Agata"</i>	SPPS02	55	B
	SPPS09	49	C
	S410	48	C
	S445	25	C
	S445bis	42	C

Figura 9 – estratto dalla relazione sismica generale

La falda alle profondità di imposta dei muri è assente (per definire l'eventuale presenza di falda si è fatto riferimento al sondaggio S445).

n°	Lato	Sondaggio	Esecutore	Data ultimazione	Profondità	Piezometro installato		Quota terreno	Altezza testa pozzetto	AGOSTO 2010	AGOSTO 2010	SETTEMBRE 2010	SETTEMBRE 2010
						Tipo	Profondità m			Letture da testa pozzetto	Livello idrico profondità	Letture da testa pozzetto	Livello idrico profondità
41	Sic	S445	ATI Sorige - L&R	19/08/2010	m dal p.c.	Casagrande	50,0	70,230	0,00	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente

4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO

Coefficiente di spinta sismica del terreno

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento a quanto indicato nella Normativa Italiana riportata nel DM 14 gennaio 2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni) e successive modificazioni.

Nel seguito si fa riferimento al documento "Allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni: Pericolosità Sismica". In base a tale documento, l'azione sismica sulle strutture è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base" in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

topografica orizzontale.

La “pericolosità sismica di base”, costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 (della precedente Normativa), nel periodo di riferimento V_R (definito al § 2.4 del NTC).

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

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;

T_{*C} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici, che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- i termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi del “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 Km);
- per diverse probabilità di superamento e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L’azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte da condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Nel seguito si riportano i valori e gli spettri di risposta considerati per il sito in oggetto che viene identificato secondo le seguenti coordinate ISTAT:

LONGITUDINE: 15.6039

LATITUDINE: 38.2644

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 15,60390 LATITUDINE: 38,26440

Ricerca per comune

REGIONE: Piemonte PROVINCIA: Torino COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

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

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U : 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 75 info

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

Stati limite di esercizio - SLE: SLO - $P_{VR} = 81\%$ (45), SLD - $P_{VR} = 63\%$ (75)

Stati limite ultimi - SLU: SLV - $P_{VR} = 10\%$ (712), SLC - $P_{VR} = 5\%$ (1462)

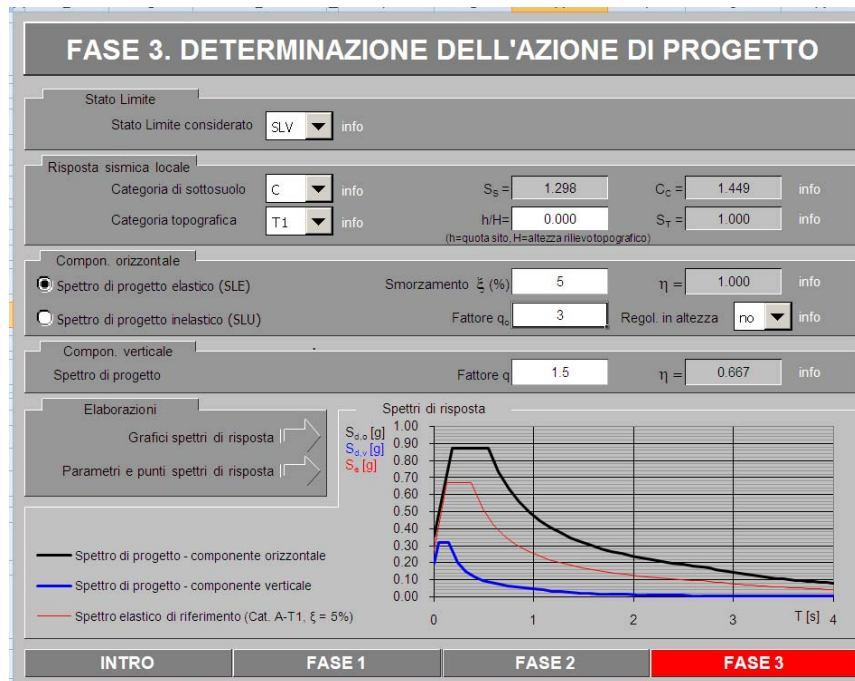
Elaborazioni: Grafici parametri azione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO:
 - - - □ - - - Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3



Per quanto riguarda i muri di contenimento e di controripa, trattandosi di opere di sostegno, aventi altezze inferiori a 5 m, si è fatto riferimento alle Istruzioni RFI n. 44 G, da cui, essendo le opere insistenti su infrastrutture ferroviarie nuove (non AV), ma non strategiche si ha:

- Vita nominale (V_N)= 75 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione (C_U)= 1 (Classe d'uso: II)

Da cui risulta un periodo di riferimento per la costruzione di 75 anni.3

La categoria topografica che verrà assunta nei calcoli è la categoria T1 in quanto si è in presenza di pendii con inclinazione media inferiore ai 15°, congruentemente con quanto previsto dalle NTC08 alla tabella 3.2.VI.

Nel seguito si riportano i tabulati relativi ai parametri fondamentali allo SLV e SLD.

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.276 g
F_o	2.431
T_c^*	0.377 s
S_s	1.298
C_c	1.449
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.298
γ	1.000
T_B	0.182 s
T_C	0.546 s
T_D	2.703 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_k(T)$ 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	0.358
$T_B \leftarrow$	0.182	0.870
$T_C \leftarrow$	0.546	0.870
	0.649	0.732
	0.751	0.632
	0.854	0.556
	0.957	0.496
	1.060	0.448
	1.162	0.409
	1.265	0.376
	1.368	0.347
	1.471	0.323
	1.573	0.302
	1.676	0.283
	1.779	0.267
	1.882	0.252
	1.984	0.239
	2.087	0.228
	2.190	0.217
	2.293	0.207
	2.395	0.198
	2.498	0.190
	2.601	0.183
$T_D \leftarrow$	2.703	0.176
	2.765	0.168
	2.827	0.161
	2.889	0.154
	2.950	0.148
	3.012	0.142
	3.074	0.136
	3.136	0.131
	3.197	0.126
	3.259	0.121
	3.321	0.116
	3.383	0.112
	3.444	0.108
	3.506	0.104
	3.568	0.101
	3.630	0.097
	3.691	0.094
	3.753	0.091
	3.815	0.088
	3.877	0.085
	3.938	0.083
	4.000	0.080

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.096 g
F_o	2.324
T_c^*	0.317 s
S_s	1.500
C_c	1.533
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.162 s
T_C	0.487 s
T_D	1.984 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{1.0 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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	0.144
T_B ←	0.162	0.335
T_C ←	0.487	0.335
	0.558	0.292
	0.629	0.259
	0.701	0.233
	0.772	0.211
	0.843	0.193
	0.915	0.178
	0.986	0.165
	1.057	0.154
	1.129	0.144
	1.200	0.136
	1.271	0.128
	1.342	0.121
	1.414	0.115
	1.485	0.110
	1.556	0.105
	1.628	0.100
	1.699	0.096
	1.770	0.092
	1.842	0.089
	1.913	0.085
T_D ←	1.984	0.082
	2.080	0.075
	2.176	0.068
	2.272	0.063
	2.368	0.058
	2.464	0.053
	2.560	0.049
	2.656	0.046
	2.752	0.043
	2.848	0.040
	2.944	0.037
	3.040	0.035
	3.136	0.033
	3.232	0.031
	3.328	0.029
	3.424	0.028
	3.520	0.026
	3.616	0.025
	3.712	0.023
	3.808	0.022
	3.904	0.021
	4.000	0.020

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le verifiche geotecniche (GEO) e strutturali (STR) vengono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico agli stati limite, in cui la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Vengono considerati sia gli stati limite ultimi, che sono quelli associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa, sia gli stati limite di esercizio, che corrispondono a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte secondo il metodo dei coefficienti parziali: l'affidabilità viene ottenuta verificando che, in tutte le situazioni progettuali significative, gli stati limite non vengono raggiunti quando i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici sono introdotti nei modelli progettuali, questo si traduce nell'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

R_d è la resistenza di progetto del sistema geotecnico, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

Il non raggiungimento delle situazioni limite è da intendersi in senso probabilistico, cioè implicitamente si assume che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la vita nominale della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase transitoria), sia inferiore ad un valore prefissato, comunque piccolo.

In particolare, per i muri di sostegno si considereranno i seguenti stati limite ultimi:

SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO (EQU):

- Instabilità globale dell'insieme terreno-opera: (A2+M2+1).
- Scorrimento sul piano di posa della fondazione (A2+M2+1)
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (A2+M2+1)
- Ribaltamento (A_{EQU} +M2+1)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR):

- Raggiungimento della resistenza strutturale delle opere (A1+M1+1)

La normativa prevede che, fatte salve le verifiche di stabilità globale che devono essere implementate con approccio 1 in combinazione A2+M2+R2, le rimanenti verifiche possono essere implementate sia secondo l'approccio 1 che secondo l'approccio 2.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

4.4.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le azioni che agiscono sulle strutture possono venire classificate secondo la loro variazione nel tempo in:

- permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;
 - forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti dei carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti o deformazioni imposte, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- variabile (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti.
- sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Tutte le azioni variabili che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in termini di un *valore caratteristico* Q_k , ossia il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili, della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3}, \dots azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} i cui valori sono forniti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j}Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente $\psi_{1j}Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j}Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con il pedice k i valori caratteristici; senza pedici k i valori nominali.

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

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

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

- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{03} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel paragrafo seguente mentre quelli dei coefficienti ψ nella tabella sotto.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

4.4.2 STATI LIMITE ULTIMI: COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$E_d = E \cdot \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Ovvero:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \cdot \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$ e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \cdot \left[\gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e delle resistenze sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$ dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Le verifiche vengono eseguite per le condizioni di carico più gravose che possono agire sulla struttura ed adottando le combinazioni ed i coefficienti parziali riportati nelle immagini seguenti.

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

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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Figura 10 – coefficienti parziali da NTC 08

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		γ_M		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura 11– coefficienti parziali da NTC 08

4.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO: COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono eseguite adottando coefficienti parziali unitari.

4.4.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

4.4.4.1 Verifica a pressoflessione – SLU

RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_c = 1.5$$

RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE DEL CALCESTRUZZO

$$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c$$

RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ACCIAIO

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

$$\gamma_s = 1.15$$

4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE

Si hanno i seguenti limiti per le tensioni in esercizio:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Combinazione Rara/Frequente

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk}$$

Combinazione Quasi Permanente

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk}$$

4.4.4.3 Verifica a fessurazione

Le ampiezze delle fessure verranno contenute nei seguenti limiti, per combinazioni di carico frequenti.

Aperture fessure $\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

4.4.4.4 Verifica a taglio

Affinché possa risultare non necessaria l'armatura trasversale resistente a taglio devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

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

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Dove:

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

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

d = altezza utile della sezione (mm)

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \text{tensione media di compressione nella sezione} (\leq 0.02 \cdot f_{cd})$$

b_w = larghezza minima della sezione (mm)

Nel caso in cui le condizioni sopra non siano soddisfatte, La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La verifica di resistenza si pone con

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

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

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

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

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \sigma_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

A_{sw} : area dell'armatura trasversale;

s : interasse tra due armature trasversali consecutive;

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

θ : angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo;

$$f_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd};$$

σ_c coefficiente maggiorativo =	1	per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	$0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$
	1.25	$0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$
	$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	$0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0329_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

5 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati a cui fanno riferimento le opere descritte nella presente relazione sono i seguenti:

COLLEGAMENTI VERSANTE SICILIA												
39 COLLEGAMENTI FERROVIARI - OPERE CIVILI												
39 Tracciamento planoaltimetrico, sezioni e geometria corpo ferroviario												
46 Opere complementari - Pozzi di ventilazione												
46	Relazione descrittiva		SINA	CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 03
46	Pozzo n°1 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 10
46	Pozzo n°2 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 02
46	Pozzo n°2 - Paratie: particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	SZ	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 01
46	Pozzo n°3 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 03
46	Pozzo n°5 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 05
46	Pozzo n°6 - Planimetria, pianta e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 06
46	Pozzo n°6 - Paratie: particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	SZ	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 02
46	Opere di contenimento - Relazione tecnico descrittiva		SINA	CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 06
46	Opere di contenimento - Scheda riassuntiva di rintracciabilità dell'opera		SINA	CG0700	P	SH	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 02
46	Pozzo n°1 - Muro di contenimento - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 02
46	Pozzo n°2 - Paratie - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 03
46	Pozzo n°4 - Paratie - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 04
46	Pozzo n°6 - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	OC	00 00 00 05

Altri elaborati di riferimento per la progettazione delle opere sono:

Elaborato	Codifica
Relazione geotecnica generale versante sicilia	CG0800PRBDSSBC8G000000001
Relazione sismica generale	CG0800PRGDSSBC8G000000001
Relazione idrogeologica	CG0800PRGDSSBC6G000000003
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000009
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000010
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000011
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000012
Tracciato ferroviario - b.p. - profilo geologico geotecnico dal km 2+500 al km 3+800	CG0800PF6DSSBC6TF000000003
Tracciato ferroviario - b.d. - profilo geologico geotecnico dal km 2+500 al km 3+800	CG0800PF6DSSBC6TF000000019

6 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 3.90 m

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 3.90 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 60 cm rappresentati nella seguente sezione trasversale.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

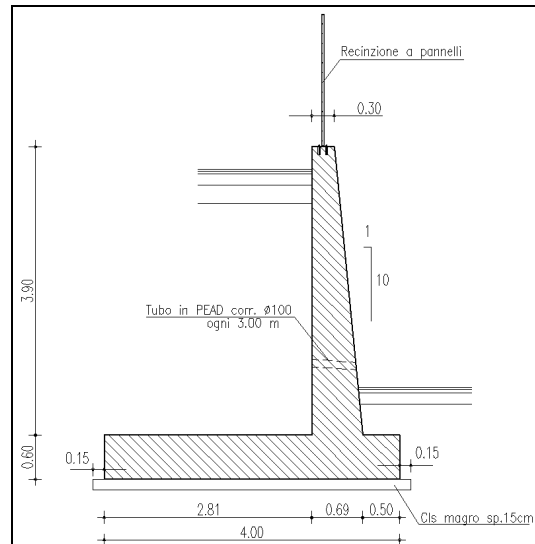


Figura 12 – Sezione trasversale muro contenimento H=3.90 m

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Le altezze dei conci sono state studiate in modo da ottimizzarne il posizionamento rispetto l'andamento del terreno a valle, ed in modo da realizzare un profilo uniforme e privo di gradoni tra conci adiacenti.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 3.90 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 4.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 0.60 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.30 \text{ m}$$

6.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p>POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</p>	<p><i>Codice documento</i> SF0329_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>	

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 25.37 kN/m²

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a $Q_{1k} = 240$ kN per asse. In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si ha:

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		480	kN
a		3	m
b		2,2	m
A		6,6	mq
Da cui			
carico distribuito	pv =	72,73	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	3,9	m
Da cui			
	a' =	5,25	m
	b' =	6,70	m
	A' =	35,20	mq
	p'v =	13,63	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0,21	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	σ base muro =	15,27	kN/mq
	σ' base muro =	2,86	kN/mq
Spinta totale	S1 =	49,71	kN
	S2 =	89,56	kN
	S _{tot} = S1 + S2 =	139,27	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	q _{prog} =	25,37	kN/mq

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 12.69 kN/m²
- incremento di spinta per effetto del sisma
- forza d'inerzia orizzontale per effetto del sisma: con riferimento allo stato limite di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Salvaguardia della Vita (SLV), il relativo coefficiente di riduzione β_m dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.3 \cdot 1.000 \cdot 0.276 = 0.111$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.055$$

6.2 MODELLO DI CALCOLO

6.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Nei paragrafi che seguono si riporta la valutazione di ciascuna delle azioni considerate per la verifica dell'opera in oggetto.

Spinta statica del terreno

La spinta statica dovuta al terreno presente a tergo dell'opera è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove h rappresenta la profondità alla quale viene calcolata la spinta, γ_t è il peso specifico del terreno e il coefficiente K_a è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

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

β : angolo che l'intradosso del muro forma con la verticale

i : inclinazione del terreno a tergo del muro.

Tale spinta è applicata a 1/3 dell'altezza di riferimento h , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo δ .

In presenza di falda la spinta è stata valutata considerando il peso di volume del terreno alleggerito ($\gamma'_t = \gamma_t - \gamma_w$).

Spinta del terreno per effetto dei sovraccarichi

La spinta per effetto dei sovraccarichi presenti in superficie, a monte del muro, è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_q = q \cdot h \cdot K_a$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dove q rappresenta il valore del sovraccarico agente in superficie (kN/m^2), h la profondità alla quale viene calcolata la spinta (m) e il coefficiente K_a è calcolato come sopra.

Tale spinta è applicata a 1/2 dell'altezza di riferimento h , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo δ .

Azioni del terreno in condizioni sismiche

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, il criterio adottato è quello di Mononobe-Okabe (1929). Questo criterio, che può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più considera che il cuneo di terreno compreso tra le superfici di rottura e la parete del muro ("cuneo di rottura"), si comporta come un corpo rigido soggetto ad una accelerazione orizzontale ed una verticale uniformi all'interno del cuneo stesso.

Detto W il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è portato in conto come una forza statica equivalente (pseudo-statica) di componenti $K_h \times W$ in orizzontale e $\pm K_v \times W$ in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto θ l'angolo:

$$\theta = \arctan \frac{K_h}{1 + K_v}$$

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

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

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

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

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La spinta del terreno in condizioni sismiche, si assume pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_w) K_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_w) K_p H^2$$

Si evidenzia che, ai sensi della Normativa Vigente, non si è considerato il contributo stabilizzante della resistenza passiva di valle.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Equazioni di equilibrio dei momenti n
Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
Equazioni relative al criterio di rottura n
Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a
 $i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$.

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0, \Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

6.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO H = 3.90 m

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo.

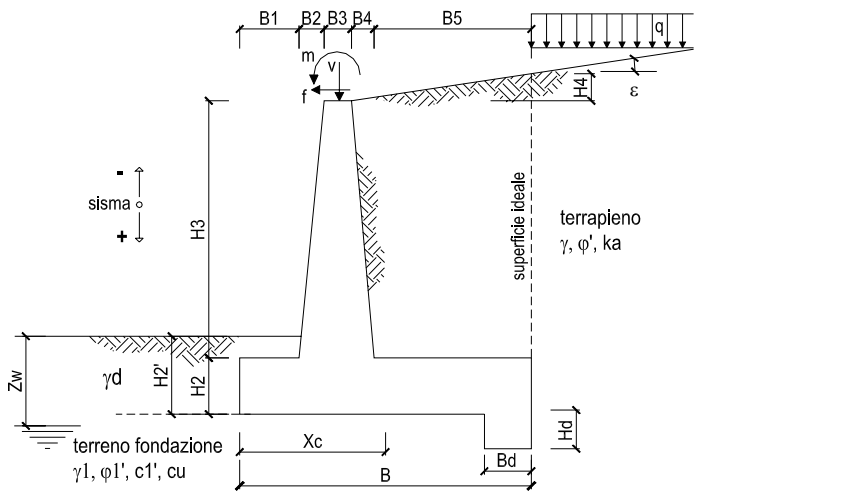
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Muro contenimento	Ribaltamento (EQU)	8.78	8.90	4.51
	Scorrimento (GEO)	3.12	2.78	2.53
	Capacità portante (GEO)	15.38	14.74	14.76
	STR	Ok	Ok	Ok
	stabilità globale opera		2.06	

Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

6.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 3.90 m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

6.5 SCHEDE DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO H = 3.90 m

OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.90	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.39	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.81	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.00	(m)

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

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input checked="" type="checkbox"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="checkbox"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="checkbox"/>
	SLE (DM88)			<input type="checkbox"/>
altro			<input type="checkbox"/>	

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00		38.00	32.01
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00		18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00		19.00	16.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate	<input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	38.00		38.00	32.01
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma 1$	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	8.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	58790			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.276	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.3	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.111228	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0556	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si	<input type="checkbox"/> no

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217		0.217		0.278
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.276		0.276		0.345
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.284		0.284		0.354
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4.204		4.204		3.255
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.983		3.983		3.060
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.956		3.956		3.036

				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="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00		0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00		0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	25.37		38.06	38.06
	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
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\psi 1$	0.80	condizione quasi permanente $\psi 2$	0.00		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	12.69			
	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			

6.5.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

In via cautelativa, nell'ambito delle verifiche a scorrimento non si tiene in considerazione del contributo resistente legato alla coesione del terreno.

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	19.01	19.01	17.11
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	29.25	29.25	26.33
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	60.00	60.00	54.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	108.26	108.26	97.44
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	197.26	197.26	177.54
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	197.26	197.26	177.54
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	71.2897	106.93455	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	35.6589		

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)	14.45	14.45	13.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	30.42	30.42	27.38
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	120.00	120.00	108.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	164.87	164.87	148.38
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	511.89	511.89	460.71
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	511.89	511.89	460.71
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	184.996772	277.495157	
Sovr acc. Sism	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	92.5348455		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		12.04
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		6.02
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		21.94
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		10.97
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		4.02
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		8.30
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		2.00
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)		14.32
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.80
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		1.69
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)		6.67
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)		9.17
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		55.95
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)		55.95
- 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)		28.47
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)		28.47

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) 39.58	51.45	55.75
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) 24.79	37.19	47.62

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 37.42	48.65	53.59
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) 23.44	35.16	45.77

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 12.89	16.75	15.37
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) 8.07	12.11	13.13

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma \cdot 1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d \right]$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 56.14	72.98	80.38
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 51.54	67.01	61.48
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) 52.75	79.12	102.99
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 32.29	48.43	52.51
MSP =	$\gamma \cdot 1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma \cdot 1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	334.38	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	83.81	(kN/m)
-----	-----------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.78	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	3.12	>	1.1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	609.09	(kNm/m)
------	-------------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{SP}$	69.38	(kNm/m)
------	--	-------	---------

Fs ribaltamento	Ms / Mr	8.78	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax*	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	334.38	441.32	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sth + Squ + f - Sp	83.81	83.81	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	640.11	917.60	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	28.66	-34.97	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	38.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.09	-0.08	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.83	3.84	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2) * e ^{(π * tg(φ))}	(1 in cond. nd)	48.93		(-)
Nc = (Nq - 1) / tg(φ')	(2+π in cond. nd)	61.35		(-)
Nγ = 2 * (Nq + 1) * tg(φ')	(0 in cond. nd)	78.02		(-)

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

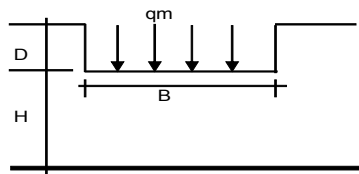
iq = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ'))) ^m	(1 in cond. nd)	0.56	0.66	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.55	0.55	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ'))) ^{m+1}		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	1675.29	1767.06	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B* / N	Nmin	19.18	>	1.4
		Nmax	15.38	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

	N	324.87	(kN/m)
	M	-6.07	(kNm/m)
	e=M/N	-0.02	(m)
	B*	3.96	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	1.10	(m)
	D/B*	0.28	(m)
	Hs/B*	2.02	(m)
Carico unitario medio (qm)	qm = N / (B - 2*e) = N / B*	84.38	(kN/mq)
Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)	μ0 =	0.949	(-)
Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)	μ1 =	0.67	(-)
Cedimento della fondazione	δ = μ0 * μ1 * qm * B* / E =	3.59	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	39.58	39.58	50.68
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	13.55	13.55	15.78
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)	15.77	15.77	19.73
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat * cos α	(kN/m)	37.42	37.42	48.72
Sst1h sism =	Sst1 sism * cos α	(kN/m)	12.81	12.81	15.17
Ssq1h perm =	Ssq1 perm * cos α	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc =	Ssq1 acc * cos α	(kN/m)	14.91	14.91	18.96
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat * sen α	(kN/m)	12.89	12.89	13.97
Sst1v sism =	Sst1 sism * sen α	(kN/m)	4.41	4.41	4.35
Ssq1v perm =	Ssq1 perm * sen α	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	Ssq1 acc * sen α	(kN/m)	5.13	5.13	5.44
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma \cdot 1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	Sst1h stat * (H2+H3+H4+hd)/3-hd	(kNm/m)	56.14	56.14	73.07
MSst1 sism =	Sst1h sism * (H2+H3+H4+hd)/3-hd	(kNm/m)	19.22	19.22	22.75
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	51.54	51.54	55.89
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	17.65	17.65	17.40
MSsq1 =	Ssq1h * (H2+H3+H4+Hd)/2-Hd	(kNm/m)	33.55	33.55	42.66
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	20.54	20.54	21.75
MSp =	$\gamma \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma \cdot 1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		344.95	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh		99.13	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	tg ϕ '		0.78	(-)	
Fs =	(N * f + Sp) / T		2.72	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		676.76	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		76.08	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr		8.90	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)						
N =	Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	Nmin	344.95	Nmax	380.61	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)						
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp		99.13			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)						
MM =	$\sum M$		624.96	717.49		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)						
M =	$Xc \cdot N - MM$		64.94	43.72		(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

qlim = c'Nc'ic + q0'Nq'iq + 0,5*γ1'B*Ny'iy				
c'1	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ 1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	38.00		(°)
γ 1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
q0 = γ d'H2'	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.19	0.11	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.62	3.77	(m)

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

Nq = tg ² (45 + ϕ '/2)*e ^($\tan^2 \phi$'/2)	(1 in cond. nd)	48.93		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(ϕ ')	(2+ π in cond. nd)	61.35		(-)
Ny = 2*(Nq + 1)*tg(ϕ ')	(0 in cond. nd)	78.02		(-)

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)	0.51	0.55	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.50	0.54	(-)
iy = (1 - T/(N + B*c'cotg ϕ ')) ^{m+1}		0.36	0.36	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)		1412.85	1488.03	(kN/m ²)
FS carico limite	F = qlim*B'/N	Nmin	14.84	>	1.4
		Nmax	14.74	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	39.58	39.58
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	9.31	9.31
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	16.22	16.22
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat = $Sst1 \cdot stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	37.42	37.42
Sst1h sism = $Sst1 \cdot sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.80	8.80
Ssq1h perm = $Ssq1 \cdot perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \cdot acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15.34	15.34
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat = $Sst1 \cdot stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	12.89	12.89
Sst1v sism = $Sst1 \cdot sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.03	3.03
Ssq1v perm = $Ssq1 \cdot perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \cdot acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.28	5.28
- Spinta passiva sul dente			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma \cdot 1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica -			
MSst1 stat = $Sst1h \cdot stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	56.14	56.14
MSst1 sism = $Sst1h \cdot sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	13.20	13.20
MSst2 stat = $Sst1v \cdot stat \cdot B$	(kNm/m)	51.54	51.54
MSst2 sism = $Sst1v \cdot sism \cdot B$	(kNm/m)	12.12	12.12
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	34.51	34.51
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	21.12	21.12
MSP = $\gamma \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma \cdot 1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		309.73	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		95.54	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
$f = tg \phi_1$		0.78	(-)
Fs = (N*f + Sp) / T		2.53	> 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
$Ms = Mm + Mt + Mfext3$		676.76	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPp + Mptp$		150.05	(kNm/m)
Fr = Ms / Mr		4.51	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		309.73	345.39	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$		95.54		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		549.81	642.34	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = Xc \cdot N - MM$		69.65	48.44	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c' \cdot Nc \cdot ic + q_0 \cdot Nq \cdot iq + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot Ny \cdot iy$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	38.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m³)
q0 = γ · d · H2'	sovraccarico stabilizzante	19.80		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.22	0.14	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.55	3.72	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(n \cdot tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	48.93		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi)$	(2+ε in cond. nd)	61.35		(-)
$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	78.02		(-)

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

$ic = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.48	0.52	(-)
$iq = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0.47	0.51	(-)
$iy = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot cotg(\phi)))^{m+1}$		0.33	0.33	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim} (carico limite unitario)		1287.79	1370.76	(kN/m²)
---	--	---------	---------	---------

FS carico limite	F = q_{lim} · B* / N	Nmin	14.76	>	1.4
		Nmax	14.76	>	

6.5.2 VERIFICHE STRUTTURALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30	
Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(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	w2	0.3	mm
Quasi Permanente	w3	0.4	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
$f_{yk} =$	450	(MPa)
$\gamma_s =$	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E =$	391.30	(MPa)

Es	=	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)

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

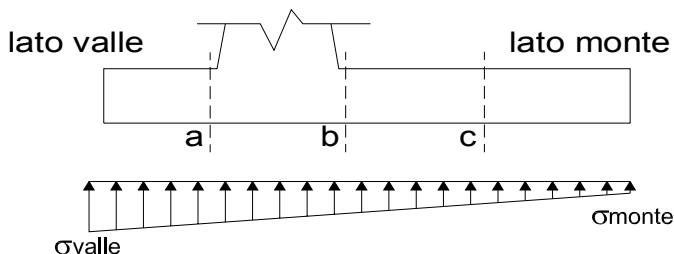
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	334.38	28.66	94.34	72.85
	441.32	-34.97	97.22	123.44
sisma+	344.95	64.94	110.59	61.89
	380.61	43.72	111.55	78.76
sisma-	309.73	69.65	103.55	51.31
	345.39	48.44	104.51	68.18



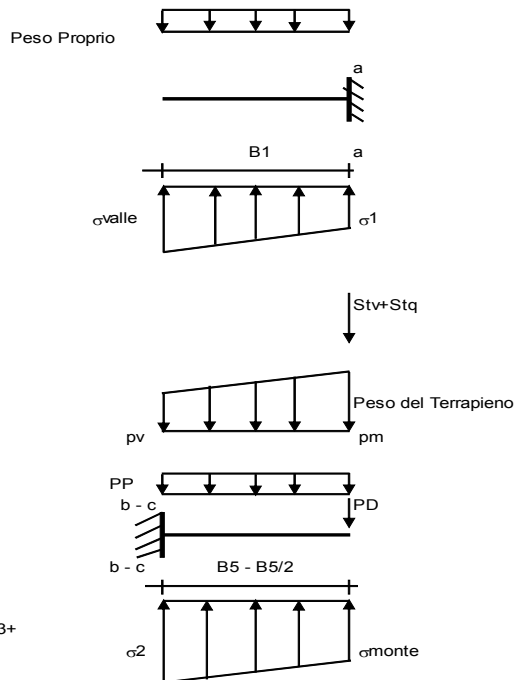
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	94.34	91.66	9.81	39.00
	97.22	100.50	10.41	41.93
sisma+	110.59	104.50	11.59	47.38
	111.55	107.45	11.90	47.86
sisma-	103.55	97.02	10.90	43.86
	104.51	99.97	11.00	44.34



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	70.20	108.26	82.89	(kN/m ²)
pvb =	70.20	108.26	82.89	(kN/m ²)
pvc =	70.20	108.26	82.89	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	72.85	87.95	-109.99	-42.35	80.40	-50.25	-40.91
	123.44	105.02	-104.60	-54.22	114.23	-43.39	-35.07
sisma+	61.89	96.10	-128.76	-53.19	78.99	-53.58	-49.83
	78.76	101.79	-129.75	-59.13	90.27	-51.99	-48.87
sisma-	51.31	88.01	-126.35	-51.54	69.66	-52.51	-49.26
	68.18	93.70	-121.77	-53.52	80.94	-49.53	-46.32

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

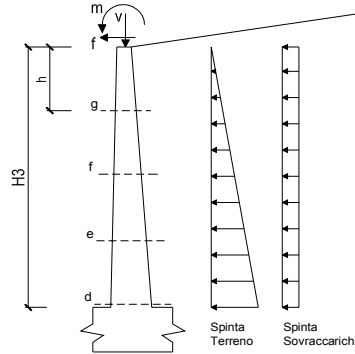
$$V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.90	47.50	59.43	0.00	106.93	0.00	48.26	48.26
e-e	2.93	20.04	33.43	0.00	53.47	0.00	32.63	32.63
f-f	1.95	5.94	14.86	0.00	20.79	0.00	19.38	19.38
g-g	0.98	0.74	3.71	0.00	4.46	0.00	8.50	8.50

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.90	36.54	30.48	0.00	67.02
e-e	2.93	20.55	22.86	0.00	43.41
f-f	1.95	9.14	15.24	0.00	24.37
g-g	0.98	2.28	7.62	0.00	9.90

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.90	36.54	13.23	25.20	0.00	9.09	84.07	0.00	50.95	50.95
e-e	2.93	15.42	5.58	14.18	0.00	4.73	39.90	0.00	34.45	34.45
f-f	1.95	4.57	1.65	6.30	0.00	1.93	14.45	0.00	20.46	20.46
g-g	0.98	0.57	0.21	1.58	0.00	0.44	2.79	0.00	8.97	8.97

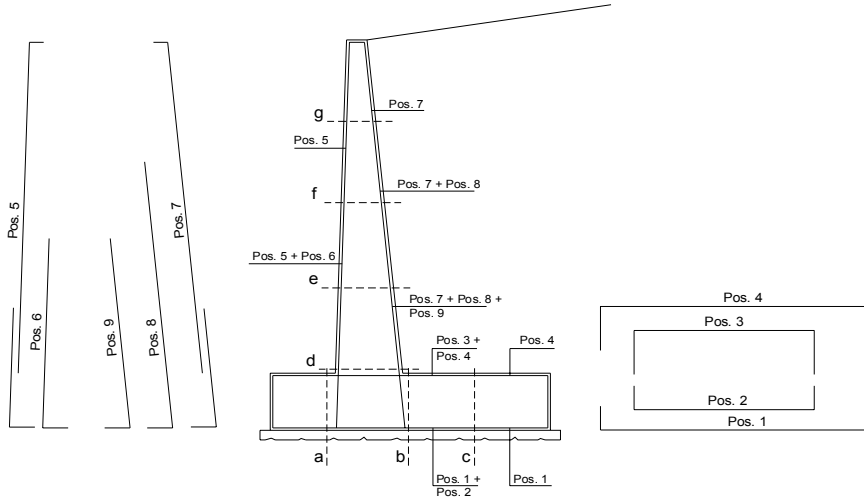
sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.90	28.11	10.18	12.92	0.00	5.37	56.58
e-e	2.93	15.81	5.73	9.69	0.00	3.63	34.86
f-f	1.95	7.03	2.54	6.46	0.00	2.16	18.19
g-g	0.98	1.76	0.64	3.23	0.00	0.95	6.57

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.90	36.54	9.09	25.92	0.00	9.09	80.64	0.00	45.58	45.58
e-e	2.93	15.42	3.83	14.58	0.00	4.73	38.56	0.00	30.82	30.82
f-f	1.95	4.57	1.14	6.48	0.00	1.93	14.11	0.00	18.30	18.30
g-g	0.98	0.57	0.14	1.62	0.00	0.44	2.77	0.00	8.03	8.03

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.90	28.11	6.99	13.29	0.00	5.37	53.76
e-e	2.93	15.81	3.93	9.97	0.00	3.63	33.34
f-f	1.95	7.03	1.75	6.65	0.00	2.16	17.58
g-g	0.98	1.76	0.44	3.32	0.00	0.95	6.46

SCHEMA DELLE ARMATURE

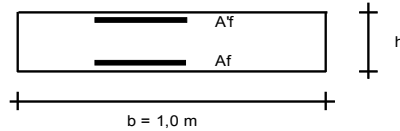


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20	[]	5	5.0	20	[]
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
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	11.90	0.00	0.60	15.71	15.71	318.88
b - b	-129.75	0.00	0.60	15.71	15.71	318.88
c - c	-53.58	0.00	0.60	15.71	15.71	318.88
d - d	106.93	48.26	0.69	15.71	15.71	388.45
e - e	53.47	32.63	0.59	15.71	15.71	322.32
f - f	20.79	19.38	0.50	15.71	15.71	258.18
g - g	4.46	8.50	0.40	15.71	15.71	195.68

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)
a - a	47.86	0.60	195.35	10	20	20	21.8	950.80
b - b	59.13	0.60	195.35	10	20	20	21.8	950.80
c - c	49.83	0.60	195.35	10	20	20	21.8	950.80
d - d	67.02	0.69	224.73	10	20	20	21.8	1106.39
e - e	43.41	0.59	197.92	10	20	20	21.8	937.84
f - f	24.37	0.50	170.74	10	20	20	21.8	769.28
g - g	9.90	0.40	142.94	10	20	20	21.8	600.73

Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria
Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

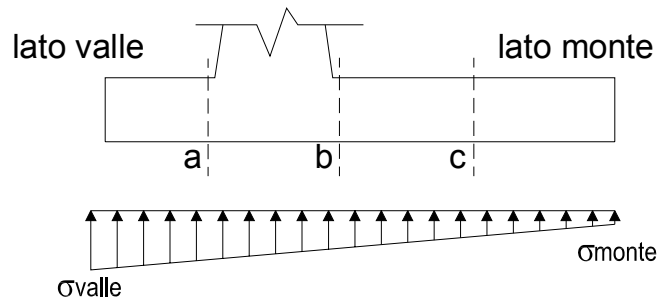
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	324.87	-6.07	78.94	83.49
	381.90	-40.00	80.47	110.48
Q.P.	318.41	-35.35	66.35	92.86
	318.41	-35.35	66.35	92.86

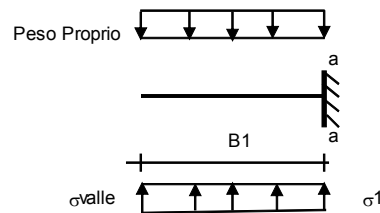


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	78.94	79.51	8.02
	80.47	84.22	8.34
Q.P.	66.35	69.66	6.56
	66.35	69.66	6.56



Mensola Lato Monte

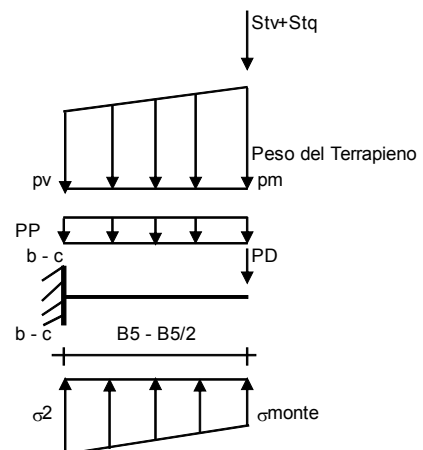
PP = 15.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	70.20	90.50	70.20	(kN/m ²)
pvb	70.20	90.50	70.20	(kN/m ²)
pvc	70.20	90.50	70.20	(kN/m ²)

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

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

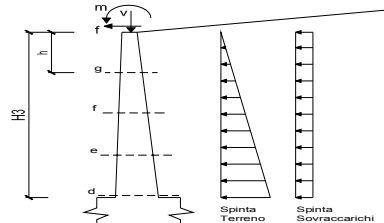
caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	83.49	80.30	-65.30	81.89	-29.39
	110.48	89.40	-62.43	99.94	-25.73
Q.P.	92.86	74.23	-30.48	83.55	-13.61
	92.86	74.23	-30.48	83.55	-13.61



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K_{a\text{orizz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a\text{orizz}} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{\text{ext}} = m \cdot f \cdot h$
 $N_{\text{ext}} = v$



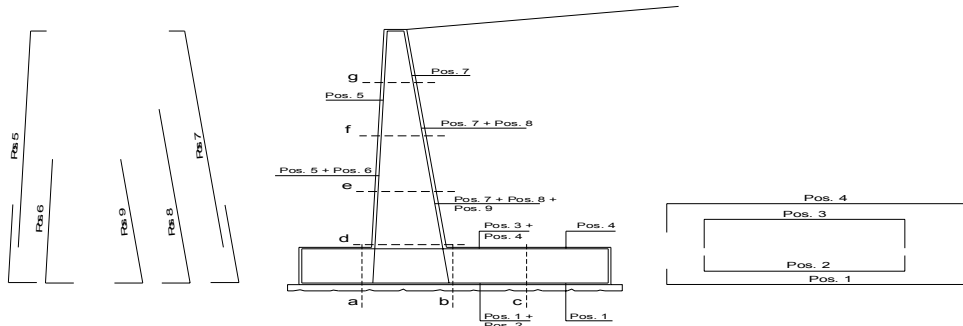
condizione Frequente

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	3.90	36.54	31.69	0.00	68.24	0.00	48.26	48.26
e-e	2.93	15.42	17.83	0.00	33.24	0.00	32.63	32.63
f-f	1.95	4.57	7.92	0.00	12.49	0.00	19.38	19.38
g-g	0.98	0.57	1.98	0.00	2.55	0.00	8.50	8.50

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	3.90	36.54	0.00	0.00	36.54	0.00	48.26	48.26
e-e	2.93	15.42	0.00	0.00	15.42	0.00	32.63	32.63
f-f	1.95	4.57	0.00	0.00	4.57	0.00	19.38	19.38
g-g	0.98	0.57	0.00	0.00	0.57	0.00	8.50	8.50

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20	[]	5	5.0	20	[]
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	20	
4	5.0	20		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	Af' (cm ²)	σ ^c (N/mm ²)	σ ^f (N/mm ²)	wk (mm)	w _{amm} (mm)
a - a	8.34	0.00	0.60	15.71	15.71	0.21	10.49	0.012	0.300
b - b	-65.30	0.00	0.60	15.71	15.71	1.65	82.14	0.095	0.300
c - c	-29.39	0.00	0.60	15.71	15.71	0.74	36.97	0.043	0.300
d - d	68.24	48.26	0.69	15.71	15.71	1.40	59.03	0.069	0.300
e - e	33.24	32.63	0.59	15.71	15.71	0.89	32.79	0.038	0.300
f - f	12.49	19.38	0.50	15.71	15.71	0.46	13.92	0.015	0.300
g - g	2.55	8.50	0.40	15.71	15.71	0.14	2.76	0.002	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	Af' (cm ²)	σ ^c (N/mm ²)	σ ^f (N/mm ²)	wk (mm)	w _{amm} (mm)
a - a	6.56	0.00	0.60	15.71	15.71	0.17	8.25	0.010	0.400
b - b	-30.48	0.00	0.60	15.71	15.71	0.77	38.34	0.045	0.400
c - c	-13.61	0.00	0.60	15.71	15.71	0.34	17.12	0.020	0.400
d - d	36.54	48.26	0.69	15.71	15.71	0.76	25.35	0.029	0.400
e - e	15.42	32.63	0.59	15.71	15.71	0.41	10.47	0.012	0.400
f - f	4.57	19.38	0.50	15.71	15.71	0.16	2.13	0.002	0.400
g - g	0.57	8.50	0.40	15.71	15.71	0.04	-0.08	0.000	0.400

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

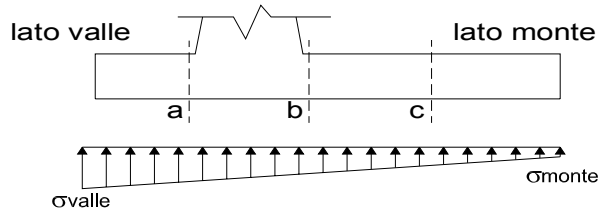
Reazione del terreno

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

$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	326.48	7.71	84.51	78.73
sisma+	344.95	64.94	110.59	61.89
sisma-	309.73	69.65	103.55	51.31
	345.39	48.44	104.51	68.18

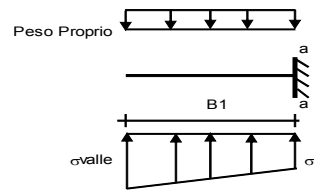


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. $PP = 15.00 \text{ (kN/m)}$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	84.51	83.79	8.66
sisma+	110.59	104.50	11.59
sisma-	103.55	97.02	10.90
	104.51	99.97	11.10



Mensola Lato Monte

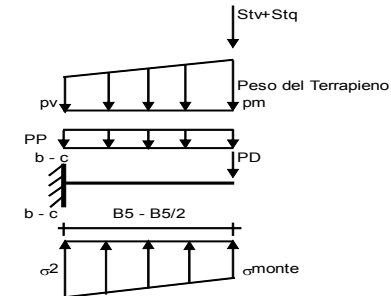
$PP = 15.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ peso proprio soletta fondazione
 $PD = 0.00 \text{ (kN/m)}$ peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism ⁺
pm	70.20	95.57	82.89
pvb	70.20	95.57	82.89
pvc	70.20	95.57	82.89

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	78.73	82.79	-79.09	80.76	-35.16
sisma+	61.89	96.10	-128.76	78.99	-53.58
sisma-	68.18	93.70	-121.77	80.94	-49.53



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

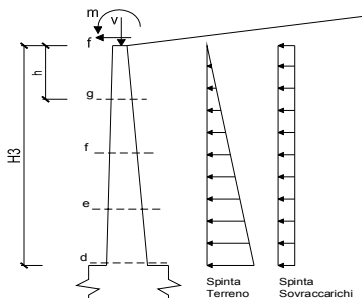
$Mq = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot q \cdot h^2$

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

$M_{inerzia} = \sum Pm_i \cdot b_i \cdot kh$ (solo con si:

$N_{ext} = v$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.90	36.54	39.62	0.00	76.16	0.00	48.26	48.26
e-e	2.93	15.42	22.29	0.00	37.70	0.00	32.63	32.63
f-f	1.95	4.57	9.90	0.00	14.47	0.00	19.38	19.38
g-g	0.98	0.57	2.48	0.00	3.05	0.00	8.50	8.50

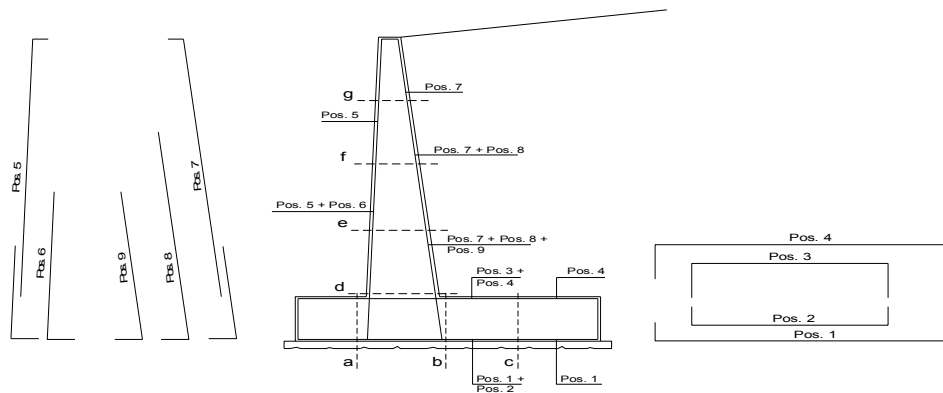
condizione sismica +

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	3.90	36.54	13.23	25.20	0.00	9.09	84.07	0.00	50.95	50.95
e-e	2.93	15.42	5.58	14.18	0.00	4.73	39.90	0.00	34.45	34.45
f-f	1.95	4.57	1.65	6.30	0.00	1.93	14.45	0.00	20.46	20.46
g-g	0.98	0.57	0.21	1.58	0.00	0.44	2.79	0.00	8.97	8.97

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	3.90	36.54	9.09	25.92	0.00	9.09	80.64	0.00	45.58	45.58
e-e	2.93	15.42	3.83	14.58	0.00	4.73	38.56	0.00	30.82	30.82
f-f	1.95	4.57	1.14	6.48	0.00	1.93	14.11	0.00	18.30	18.30
g-g	0.98	0.57	0.14	1.62	0.00	0.44	2.77	0.00	8.03	8.03

SCHEMA DELLE ARMATURE

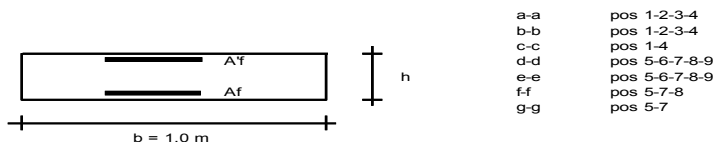


ARMATURE

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

Calcola

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	9.06	0.00	0.60	15.71	15.71	0.23	11.40
b - b	-79.09	0.00	0.60	15.71	15.71	2.00	99.48
c - c	-35.16	0.00	0.60	15.71	15.71	0.89	44.23
d - d	76.16	48.26	0.69	15.71	15.71	1.56	67.50
e - e	37.70	32.63	0.59	15.71	15.71	1.01	38.45
f - f	14.47	19.38	0.50	15.71	15.71	0.53	17.00
g - g	3.05	8.50	0.40	15.71	15.71	0.17	3.73

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	11.79	0.00	0.60	15.71	15.71	0.30	14.83
b - b	-129.75	0.00	0.60	15.71	15.71	3.28	163.21
c - c	-53.58	0.00	0.60	15.71	15.71	1.36	67.39
d - d	84.07	45.58	0.69	15.71	15.71	1.72	76.74
e - e	39.90	30.82	0.59	15.71	15.71	1.06	41.77
f - f	14.45	18.30	0.50	15.71	15.71	0.53	17.28
g - g	2.79	8.03	0.40	15.71	15.71	0.15	3.36

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

6.5.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando il metodo di Bishop.

Le analisi sono state condotte considerando tutte le superfici circolari generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

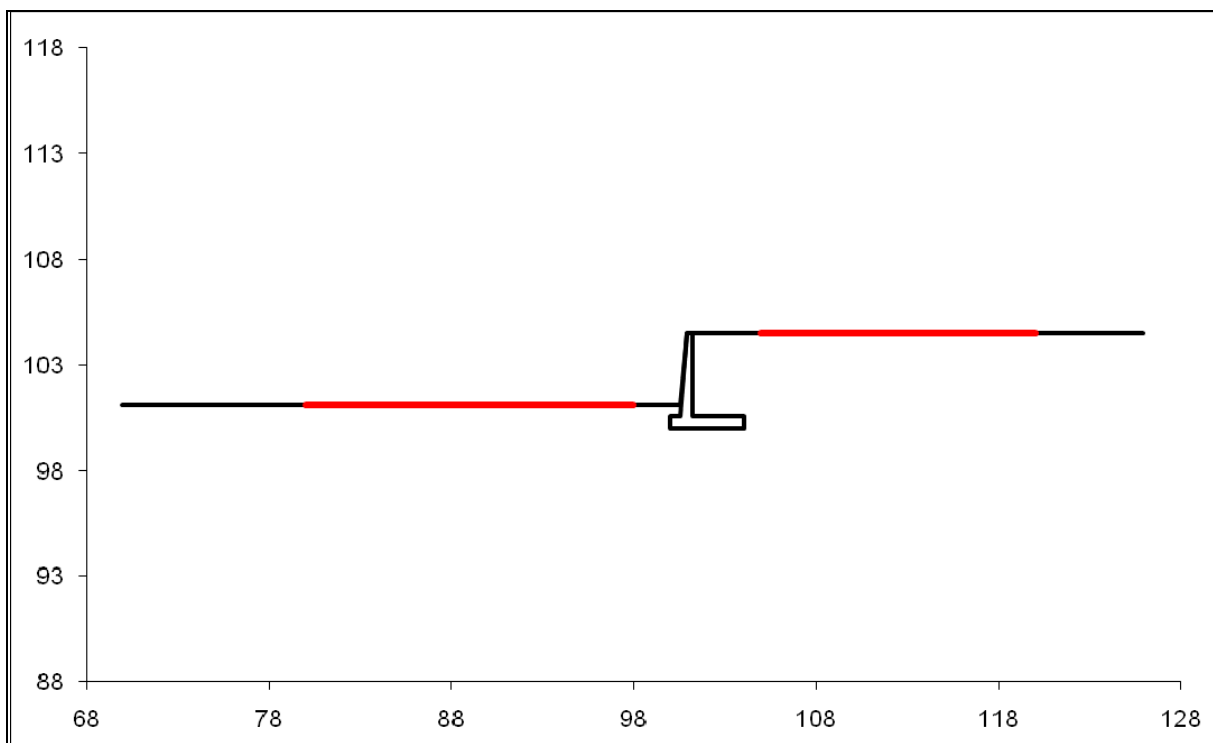


Figura 13 - schematizzazione geometrica

I carichi considerati sono quelli precedentemente discussi, così come l'azione sismica di progetto. Si riporta di seguito il risultato della verifica e due immagini rappresentative delle 10 superfici di scivolamento più critiche.

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1709	STATICO	2.429
	SISMICO	2.062

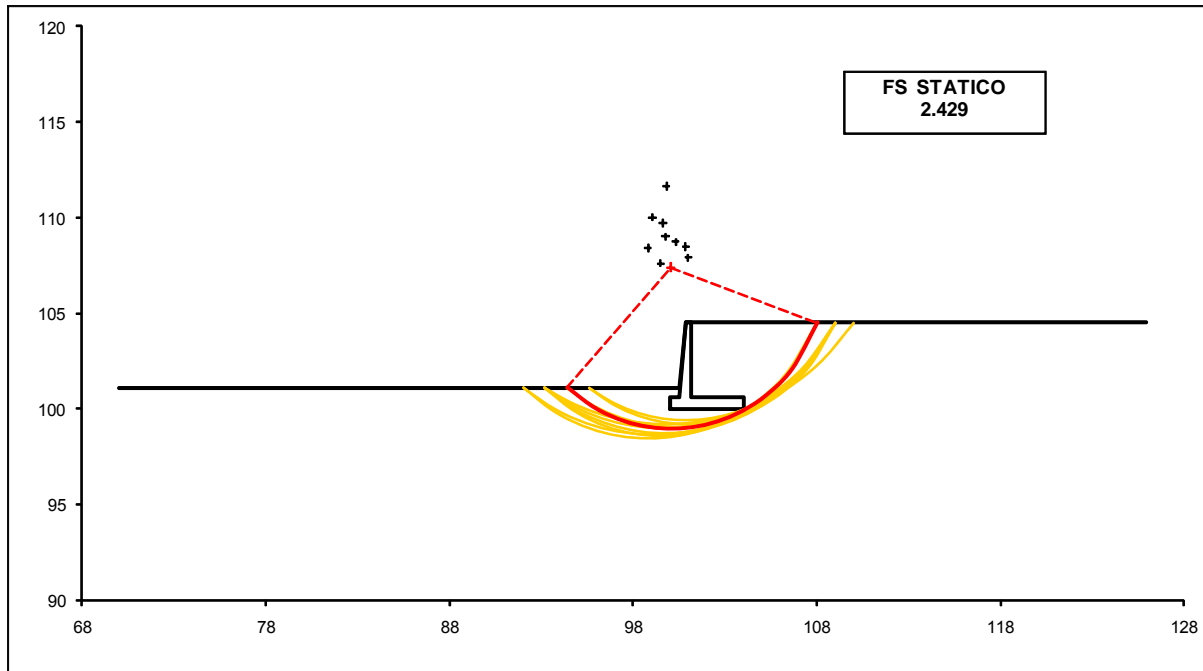


Figura 14 - - superfici di scivolamento analisi statica

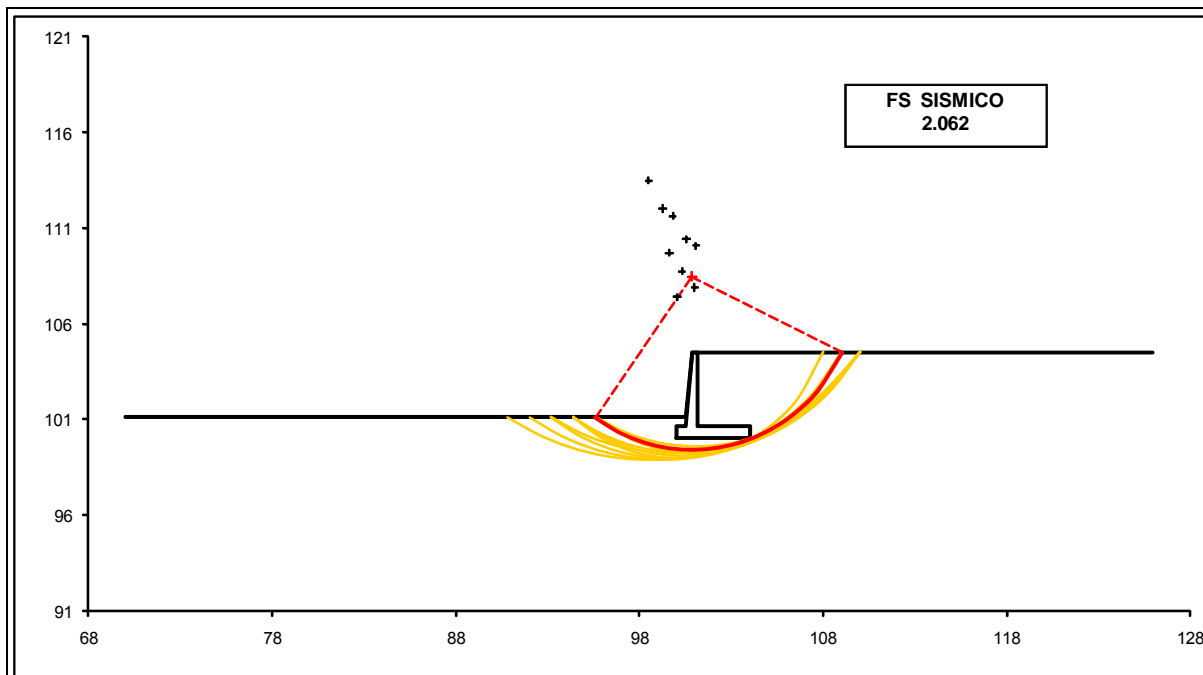


Figura 15 - superfici di scivolamento analisi sismica

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 2.50 m

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 2.50 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 50 cm rappresentati nella seguente sezione trasversale.

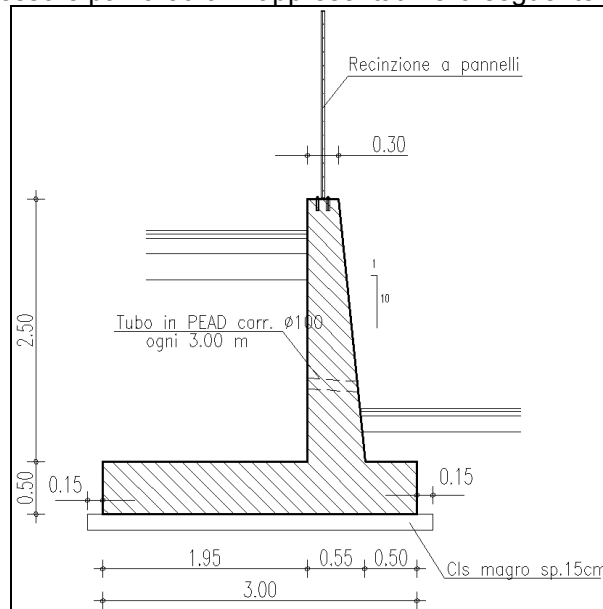


Figura 16 – Sezione trasversale muro di contenimento H = 2.50 m

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Le altezze dei conci sono state studiate in modo da ottimizzarne il posizionamento rispetto l'andamento del terreno a valle, ed in modo da realizzare un profilo uniforme e privo di gradoni tra conci adiacenti.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 2.50 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 3.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p>POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</p>		<p><i>Codice documento</i> SF0329_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>

$S_{\text{testa muro}} = 0.30 \text{ m}$

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 31.22 kN/m^2

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$ per asse. In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si ha:

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		480	kN
a		3	m
b		2,2	m
A		6,6	mq
Da cui			
carico distribuito	pv =	72,73	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	2,5	m
Da cui			
	a' =	4,44	m
	b' =	5,09	m
	A' =	22,60	mq
	p'v =	21,24	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0,21	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	σ base muro =	15,27	kN/mq
	σ' base muro =	4,46	kN/mq
Spinta totale	S1 =	40,62	kN
	S2 =	42,74	kN
	S _{tot} = S1 + S2 =	83,36	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	q _{prog} =	31,22	kN/mq

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 15.61 kN/m²
- incremento di spinta per effetto del sisma
- forza d'inerzia orizzontale per effetto del sisma: con riferimento allo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV), il relativo coefficiente di riduzione β_m dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

- $k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.3 \cdot 1.000 \cdot 0.276 = 0.111$
- $k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.055$

7.2 MODELLO DI CALCOLO

7.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Nei paragrafi che seguono si riporta la valutazione di ciascuna delle azioni considerate per la verifica dell'opera in oggetto.

Spinta statica del terreno

La spinta statica dovuta al terreno presente a tergo dell'opera è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove h rappresenta la profondità alla quale viene calcolata la spinta, γ_t è il peso specifico del terreno e il coefficiente K_a è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

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

β : angolo che l'intradosso del muro forma con la verticale

i: inclinazione del terreno a tergo del muro.

Tale spinta è applicata a 1/3 dell'altezza di riferimento h, ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo δ .

In presenza di falda la spinta è stata valutata considerando il peso di volume del terreno alleggerito ($\gamma'_t = \gamma_t - \gamma_w$).

Spinta del terreno per effetto dei sovraccarichi

La spinta per effetto dei sovraccarichi presenti in superficie, a monte del muro, è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_q = q \cdot h \cdot K_a$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dove q rappresenta il valore del sovraccarico agente in superficie (kN/m^2), h la profondità alla quale viene calcolata la spinta (m) e il coefficiente K_a è calcolato come sopra.

Tale spinta è applicata a 1/2 dell'altezza di riferimento h , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo δ .

Azioni del terreno in condizioni sismiche

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, il criterio adottato è quello di Mononobe-Okabe (1929). Questo criterio, che può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più considera che il cuneo di terreno compreso tra le superfici di rottura e la parete del muro ("cuneo di rottura"), si comporta come un corpo rigido soggetto ad una accelerazione orizzontale ed una verticale uniformi all'interno del cuneo stesso.

Detto W il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è portato in conto come una forza statica equivalente (pseudo-statica) di componenti $K_h \times W$ in orizzontale e $\pm K_v \times W$ in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto θ l'angolo:

$$\theta = \arctan \frac{K_h}{1 + K_v}$$

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

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

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

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

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La spinta del terreno in condizioni sismiche, si assume pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_w) K_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_w) K_p H^2$$

Si evidenzia che, ai sensi della Normativa Vigente, non si è considerato il contributo stabilizzante della resistenza passiva di valle.

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$.

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;

n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j

$(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei conci;

n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;

$(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Equazioni di equilibrio dei momenti n
Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
Equazioni relative al criterio di rottura n
Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a
 $i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$.

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0$, $\Sigma M_0 = 0$, Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

7.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO H = 2.50 m

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0329_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo.

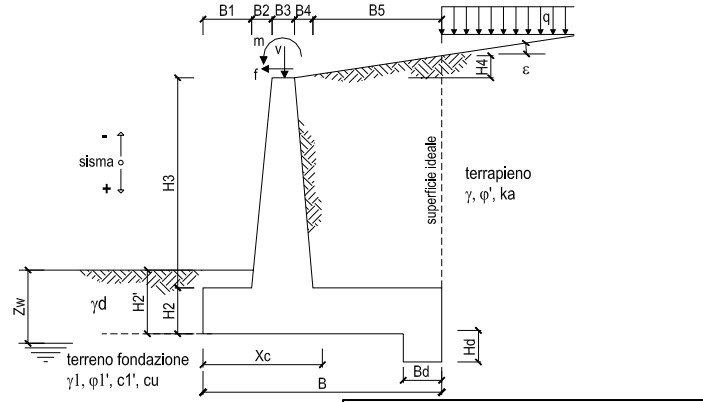
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Muro contenimento	Ribaltamento (EQU)	8.43	11.33	17.93
	Scorrimento (GEO)	2.62	2.61	2.42
	Capacità portante (GEO)	13.23	18.00	17.93
	STR	Ok	Ok	Ok
	stabilità globale opera	---		

Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

7.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 2.50 m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

7.5 SCHEDE DI CALCOLO MURO DI SOSTEGNO H = 2.50 m

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.25	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.95	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.50	(m)

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

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="checkbox"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="checkbox"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="checkbox"/>
	SLE (DM88)			<input type="checkbox"/>
altro			<input type="checkbox"/>	

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	38.00	32.01
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00	19.00	16.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="checkbox"/> drenate <input type="checkbox"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ_1'	38.00	38.00	32.01
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	18.00	18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	18.00	18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	58790		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.276	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.3	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.111228	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0556	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217		0.217		0.278
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.276		0.276		0.345
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.284		0.284		0.354
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4.204		4.204		3.255
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.983		3.983		3.060
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.956		3.956		3.036

Carichi Agenti				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	31.22	46.83	46.83
	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 ψ_1			0.80	condizione quasi permanente ψ_2	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	15.61		
	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		

7.5.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

In via cautelativa, nell'ambito delle verifiche a scorrimento non si tiene in considerazione del contributo resistente legato alla coesione del terreno.

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	7.81	7.81	7.03
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18.75	18.75	16.88
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	37.50	37.50	33.75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	64.06	64.06	57.66
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	87.75	87.75	78.98
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	87.75	87.75	78.98
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	60.879	91.3185	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	30.4395		

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)	5.21	5.21	4.69
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	16.88	16.88	15.19
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	56.25	56.25	50.63
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	78.33	78.33	70.50
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	177.69	177.69	159.92
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	177.69	177.69	159.92
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	123.279975	184.919963	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	61.6399875		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		7.13
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		3.56
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		9.76
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		4.88
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		1.16
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		3.65
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		1.04
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)		5.85
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.29
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.94
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)		3.13
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)		4.36
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		17.08
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)		17.08
- 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)		9.88
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)		9.88

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 17.59	22.87	24.78
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 20.34	30.51	39.07

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 16.63	21.62	23.82
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) 19.23	28.85	37.55

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 5.73	7.45	6.83
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) 6.62	9.93	10.77

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 16.63	21.62	23.82
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m) 17.18	22.34	20.49
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 28.85	43.27	56.33
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 19.87	29.80	32.31
MSP =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	169.19	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Squ + f$	50.47	(kN/m)	
-----	-----------------	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0.78	(-)	
-----	--------------	------	-----	--

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	2.62	>	1.1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	230.42	(kNm/m)	
------	--------------------	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP$	27.34	(kNm/m)	
------	-------------------------------------	-------	-----------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	8.43	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)$	169.19	260.51	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	50.47	50.47	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	243.27	428.19	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c * N - MM$	10.52	-37.42	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	38.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H^2$	sovraccarico stabilizzante	18.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.06	-0.14	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.88	2.71	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	48.93		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	61.35		(-)
$N_{\gamma} = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	78.02		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.48	0.48	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi')))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

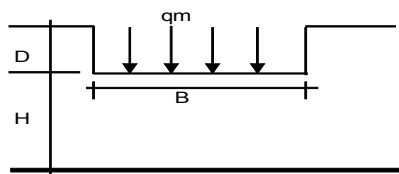
q_{lim}	(carico limite unitario)	1131.35	1270.24	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	19.23	>	1.4
Nmax	13.23	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E$ (Christian e Carrier, 1976)

	N	162.84	(kN/m)
	M	-5.13	(kNm/m)
	$e=M/N$	-0.03	(m)
	B^*	2.94	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	1.00	(m)
	D/B^* =	0.34	(m)
	Hs/B^* =	2.04	(m)
Carico unitario medio (q_m)	$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^*$ =	57.61	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.946	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0.67	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E =$	1.83	(mm)

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)	17.59	17.59	22.52
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	6.02	6.02	7.01
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)	12.93	12.93	16.18

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos α	(kN/m)	16.63	16.63	21.65
Sst1h sism = Sst1 sism * cos α	(kN/m)	5.69	5.69	6.74
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos α	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos α	(kN/m)	12.23	12.23	15.55

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen α	(kN/m)	5.73	5.73	6.21
Sst1v sism = Sst1 sism * sen α	(kN/m)	1.96	1.96	1.93
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen α	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen α	(kN/m)	4.21	4.21	4.46

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c \cdot \gamma \cdot 1 + (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(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)	16.63	16.63	21.65
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	5.69	5.69	6.74
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	17.18	17.18	18.63
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	5.88	5.88	5.80
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m)	18.34	18.34	23.33
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	12.63	12.63	13.38
MSp = $\gamma \cdot 1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c \cdot 1 \cdot kps^+ \cdot \gamma \cdot 1 + (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		172.15	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T) T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		51.44	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f) f = tg ϕ 1'		0.78	(-)	
Fs = (N*f + Sp) / T		2.61	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = Mm + Mt + Mfext3		256.03	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr) Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		22.60	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr		11.33	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	Nmin	172.15	Nmax	202.59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T) T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp		51.44			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM) MM = $\sum M$		242.36		304.00	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M) M = $Xc \cdot N - MM$		15.87		-0.11	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

qlim = c'Nc'ic + q0'Nq'iq + 0,5'γ1'B'Ny'iy

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	38.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
q0 = γ d'H2'	sovraccarico stabilizzante	18.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.09	0.00	(m)
B' = B - 2e	larghezza equivalente	2.82	3.00	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2) * e ^{(m' * tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	48.93		(-)
Nc = (Nq - 1) / tg(φ')	(2+ε in cond. nd)	61.35		(-)
Ny = 2 * (Nq + 1) * tg(φ')	(0 in cond. nd)	78.02		(-)

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)	0.49	0.56	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq + 1)		0.48	0.55	(-)
iy = (1 - T/(N + B'c'cotg(φ'))) ^{m+1}		0.34	0.34	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim (carico limite unitario)		1114.69	1216.30	(kN/m ²)
-------------------------------	--	---------	---------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B' / N	Nmin	18.23	>	1.4
		Nmax	18.00	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	17.59	17.59	22.52
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	4.14	4.14	4.59
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	13.30	13.30	16.60

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	16.63	16.63	21.65
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	3.91	3.91	4.41
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	12.58	12.58	15.96

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	5.73	5.73	6.21
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	1.35	1.35	1.27
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	4.33	4.33	4.58

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	16.63	16.63	21.65
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	3.91	3.91	4.41
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	17.18	17.18	18.63
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	4.04	4.04	3.80
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	18.86	18.86	23.93
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	12.99	12.99	13.73
MSP = $\gamma \cdot i \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^- / 3 + (2 \cdot c \cdot i + k_{ps}^- \cdot \gamma \cdot 1 \cdot k_{ps}^- \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N) N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		154.77	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T) T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		50.01	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f) f = tg ϕ_1'		0.78	(-)	
Fs = (N*f + Sp) / T		2.42	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms) Ms = Mm + Mt + Mfext3	(kNm/m)	256.03		
Momento ribaltante (Mr) Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts	(kNm/m)	51.01		
Fr = Ms / Mr		5.02	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N) N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	Nmin	154.77	Nmax	185.21	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T) T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp		50.01			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM) MM = ΣM		213.66		275.30	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M) M = Xc*N - MM		18.50		2.52	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	38.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.12	0.01	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2.76	2.97	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi_1'/2) \cdot e^{(n-1) \cdot tg(\phi_1')}$	(1 in cond. nd)	48.93		(-)
$N_c = (N_q - 1) / tg(\phi_1')$	(2+ π in cond. nd)	61.35		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi_1')$	(0 in cond. nd)	78.02		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot cotg(\phi_1')))^m$	(1 in cond. nd)	0.46	0.53	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.45	0.52	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot cotg(\phi_1')))^{m+1}$		0.31	0.31	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	1004.93	1116.88	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	---------	---------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B / N	Nmin	17.93	>	1.4
		Nmax	17.93	>	

7.5.2 VERIFICHE STRUTTURALI

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fc _m	33	(MPa)	
E _c	31476	(MPa)	
α _{cc}	0.85		
γ _c	1.50		

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(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="w3"/>	0.4	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)

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

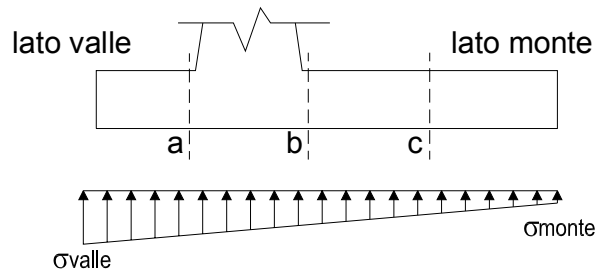
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 3.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.50 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	169.19	10.52	63.41	49.38
	260.51	-37.42	61.89	111.79
sisma+	172.15	15.87	67.97	46.80
	202.59	-0.11	67.46	67.60
sisma-	154.77	18.50	63.92	39.26
	185.21	2.52	63.42	60.06



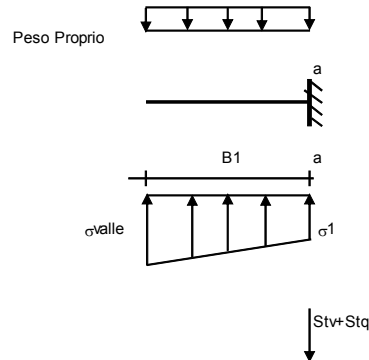
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	63.41	61.07	6.27	24.87
	61.89	70.20	6.52	26.77
sisma+	67.97	64.44	6.70	27.39
	67.46	67.48	6.87	27.13
sisma-	63.92	59.81	6.34	25.36
	63.42	62.86	6.34	25.11



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m²)
PD = 0.00 (kN/m)
peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

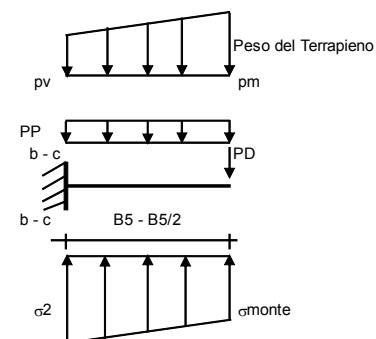
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 45.00	91.83	60.61	(kN/m ²)
pvb	= 45.00	91.83	60.61	(kN/m ²)
pvc	= 45.00	91.83	60.61	(kN/m ²)

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

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

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

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



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	49.38	58.50	-43.54	-24.32	53.94	-20.08	-23.07
	111.79	79.35	-40.27	-34.46	95.57	-15.97	-18.02
sisma+	46.80	60.56	-40.90	-25.58	53.68	-17.12	-22.09
	67.60	67.51	-41.46	-30.66	67.56	-16.16	-21.25
sisma-	39.26	55.29	-40.68	-25.11	47.27	-17.00	-22.16
	60.06	62.24	-37.94	-26.80	61.15	-15.22	-19.63

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

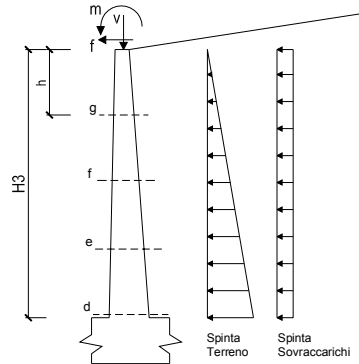
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	12.51	30.05	0.00	42.56	0.00	26.56	26.56
e-e	1.88	5.28	16.90	0.00	22.18	0.00	18.46	18.46
f-f	1.25	1.56	7.51	0.00	9.08	0.00	11.33	11.33
g-g	0.63	0.20	1.88	0.00	2.07	0.00	5.18	5.18

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	15.02	24.04	0.00	39.06
e-e	1.88	8.45	18.03	0.00	26.48
f-f	1.25	3.75	12.02	0.00	15.77
g-g	0.63	0.94	6.01	0.00	6.95

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	9.63	3.49	12.74	0.00	3.33	29.18	0.00	28.04	28.04
e-e	1.88	4.06	1.47	7.17	0.00	1.77	14.47	0.00	19.48	19.48
f-f	1.25	1.20	0.44	3.18	0.00	0.74	5.57	0.00	11.96	11.96
g-g	0.63	0.15	0.05	0.80	0.00	0.17	1.18	0.00	5.46	5.46

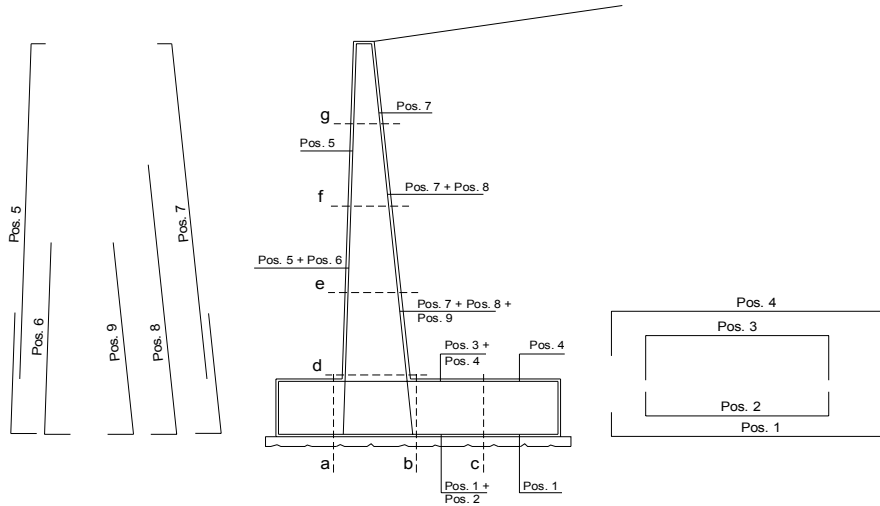
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	11.55	4.18	10.19	0.00	2.95	28.88
e-e	1.88	6.50	2.35	7.64	0.00	2.05	18.55
f-f	1.25	2.89	1.05	5.10	0.00	1.26	10.29
g-g	0.63	0.72	0.26	2.55	0.00	0.58	4.11

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	9.63	2.39	13.10	0.00	3.33	28.45	0.00	25.09	25.09
e-e	1.88	4.06	1.01	7.37	0.00	1.77	14.21	0.00	17.43	17.43
f-f	1.25	1.20	0.30	3.28	0.00	0.74	5.52	0.00	10.70	10.70
g-g	0.63	0.15	0.04	0.82	0.00	0.17	1.18	0.00	4.89	4.89

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	11.55	2.87	10.48	0.00	2.95	27.86
e-e	1.88	6.50	1.62	7.86	0.00	2.05	18.03
f-f	1.25	2.89	0.72	5.24	0.00	1.26	10.11
g-g	0.63	0.72	0.18	2.62	0.00	0.58	4.10

SCHEMA DELLE ARMATURE

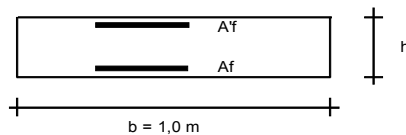


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14	┌┐	5	5.0	14	┌┐
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	
				9	0.0	0	┌┐

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- 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	6.87	0.00	0.50	7.70	7.70	131.38
b - b	-43.54	0.00	0.50	7.70	7.70	131.38
c - c	-20.08	0.00	0.50	7.70	7.70	131.38
d - d	42.56	26.56	0.55	7.70	7.70	152.53
e - e	22.18	18.46	0.49	7.70	7.70	131.27
f - f	9.08	11.33	0.43	7.70	7.70	110.68
g - g	2.07	5.18	0.36	7.70	7.70	90.67

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	φ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	27.39	0.50	169.44	10	20	20	21.8	777.93	Armatura a taglio non necessaria
b - b	34.46	0.50	169.44	10	20	20	21.8	777.93	Armatura a taglio non necessaria
c - c	23.07	0.50	169.44	10	20	20	21.8	777.93	Armatura a taglio non necessaria
d - d	39.06	0.55	186.13	10	20	20	21.8	864.36	Armatura a taglio non necessaria
e - e	26.48	0.49	168.62	10	20	20	21.8	756.32	Armatura a taglio non necessaria
f - f	15.77	0.43	150.86	10	20	20	21.8	648.27	Armatura a taglio non necessaria
g - g	6.95	0.36	132.74	10	20	20	21.8	540.23	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

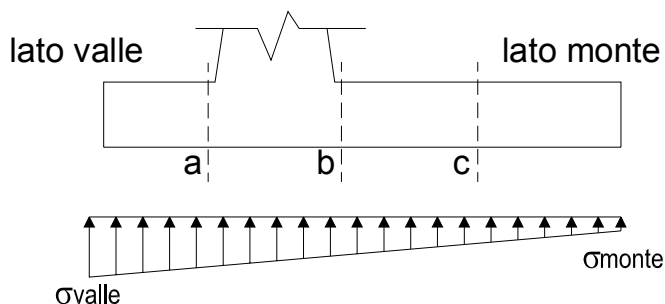
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.50 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	162.84	-5.13	50.86	57.70
	211.54	-30.70	50.04	90.98
Q.P.	157.54	-20.27	39.00	66.02
	157.54	-20.27	39.00	66.02

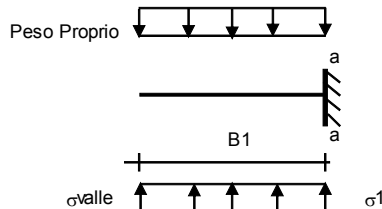


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	50.86	52.00	4.84
	50.04	56.87	4.98
Q.P.	39.00	43.51	3.50
	39.00	43.51	3.50



Mensola Lato Monte

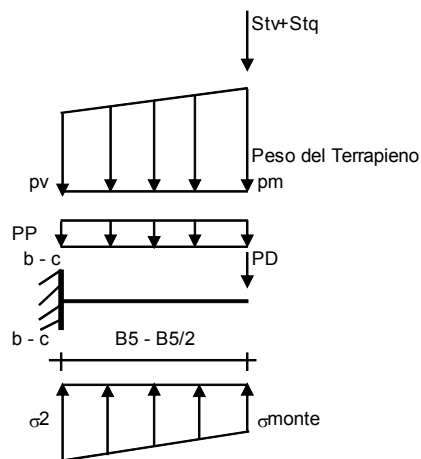
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	45.00	69.98	45.00	(kN/m ²)
pvb	45.00	69.98	45.00	(kN/m ²)
pvc	45.00	69.98	45.00	(kN/m ²)

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

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

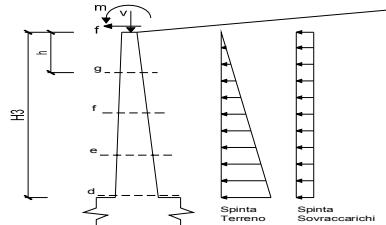
caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	57.70	53.25	-23.93	55.48	-11.01
	90.98	64.37	-22.19	77.68	-8.81
Q.P.	66.02	48.46	-6.09	57.24	-2.92
	66.02	48.46	-6.09	57.24	-2.92



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{onizz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a_{onizz}} \cdot q \cdot h^2$
 $N_{ext} = m + f \cdot h$
 $N_{int} = v$



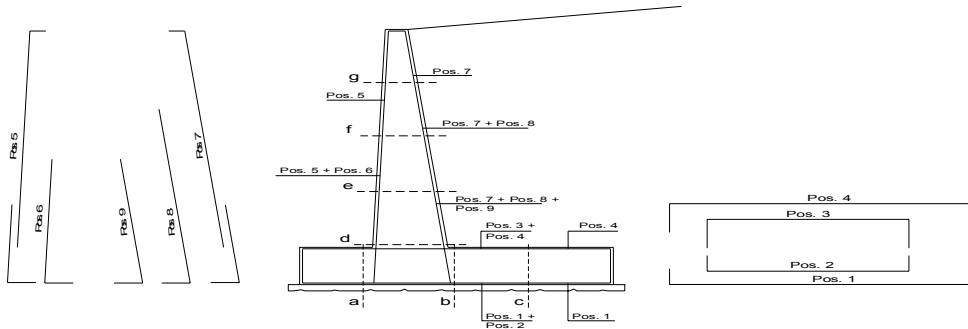
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	9.63	16.03	0.00	25.65	0.00	26.56	26.56
e-e	1.88	4.06	9.02	0.00	13.08	0.00	18.46	18.46
f-f	1.25	1.20	4.01	0.00	5.21	0.00	11.33	11.33
g-g	0.63	0.15	1.00	0.00	1.15	0.00	5.18	5.18

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.50	9.63	0.00	0.00	9.63	0.00	26.56	26.56
e-e	1.88	4.06	0.00	0.00	4.06	0.00	18.46	18.46
f-f	1.25	1.20	0.00	0.00	1.20	0.00	11.33	11.33
g-g	0.63	0.15	0.00	0.00	0.15	0.00	5.18	5.18

SCHEMA DELLE ARMATURE

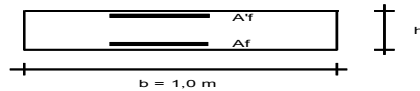


ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	5.0	14	[]	5	5.0	14	[]
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez. (-)	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	A'f (cm ²)	σ ^c (N/mm ²)	σ ^f (N/mm ²)	wk (mm)	w _{amm} (mm)
a - a	4.98	0.00	0.50	7.70	7.70	0.25	15.44	0.023	0.300
b - b	-23.93	0.00	0.50	7.70	7.70	1.18	74.23	0.113	0.300
c - c	-11.01	0.00	0.50	7.70	7.70	0.54	34.13	0.052	0.300
d - d	25.65	26.56	0.55	7.70	7.70	1.08	54.68	0.083	0.300
e - e	13.08	18.46	0.49	7.70	7.70	0.68	30.19	0.046	0.300
f - f	5.21	11.33	0.43	7.70	7.70	0.34	12.46	0.017	0.300
g - g	1.15	5.18	0.36	7.70	7.70	0.10	2.11	0.002	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez. (-)	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm ²)	A'f (cm ²)	σ ^c (N/mm ²)	σ ^f (N/mm ²)	wk (mm)	w _{amm} (mm)
a - a	3.50	0.00	0.50	7.70	7.70	0.17	10.86	0.017	0.400
b - b	-6.09	0.00	0.50	7.70	7.70	0.30	18.90	0.029	0.400
c - c	-2.92	0.00	0.50	7.70	7.70	0.14	9.07	0.014	0.400
d - d	9.63	26.56	0.55	7.70	7.70	0.38	11.12	0.017	0.400
e - e	4.06	18.46	0.49	7.70	7.70	0.18	2.92	0.004	0.400
f - f	1.20	11.33	0.43	7.70	7.70	0.06	0.11	0.000	0.400
g - g	0.15	5.18	0.36	7.70	7.70	0.00	-	-	0.400

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

sez. compressa

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

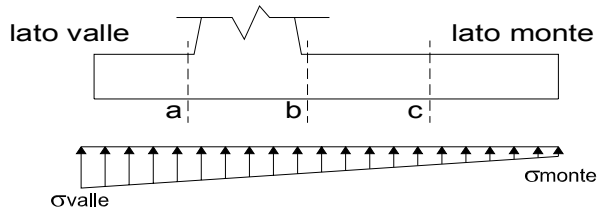
Reazione del terreno

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

$A = 1.0 \cdot B = 3.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.50 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	164.16	2.62	56.47	52.97
sisma+	172.15	15.87	67.97	46.80
sisma-	154.77	-0.11	63.92	39.26
	185.21	2.52	63.42	60.06

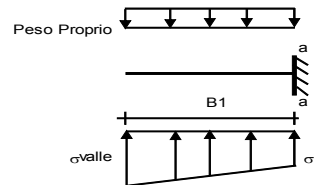


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	56.47	55.89	5.47
sisma+	67.97	64.44	6.70
sisma-	63.42	62.86	6.43



Mensola Lato Monte

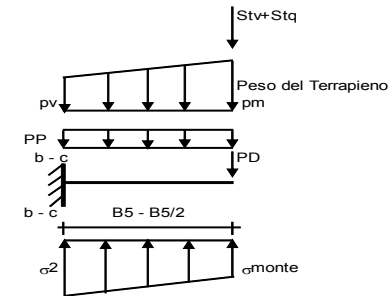
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism
pm	45.00	76.22	60.61 (kN/m ²)
pvb	45.00	76.22	60.61 (kN/m ²)
pvc	45.00	76.22	60.61 (kN/m ²)

$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$
 $-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$

$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$
 $-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	52.97	55.25	-31.25	54.11	-14.01
sisma+	46.80	60.56	-40.90	53.68	-17.12
sisma-	39.26	55.29	-40.68	47.27	-17.00
	60.06	62.24	-37.94	61.15	-15.22



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

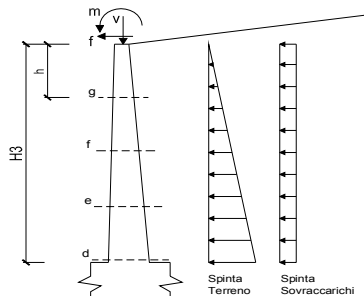
$Mq = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$

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

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

$N_{ext} = v$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	9.63	20.03	0.00	29.66	0.00	26.56	26.56
e-e	1.88	4.06	11.27	0.00	15.33	0.00	18.46	18.46
f-f	1.25	1.20	5.01	0.00	6.21	0.00	11.33	11.33
g-g	0.63	0.15	1.25	0.00	1.40	0.00	5.18	5.18

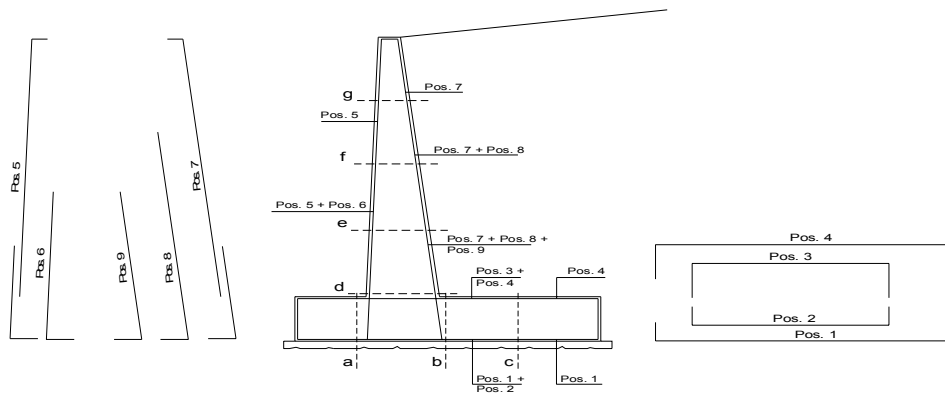
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	9.63	3.49	12.74	0.00	3.33	29.18	0.00	28.04	28.04
e-e	1.88	4.06	1.47	7.17	0.00	1.77	14.47	0.00	19.48	19.48
f-f	1.25	1.20	0.44	3.18	0.00	0.74	5.57	0.00	11.96	11.96
g-g	0.63	0.15	0.05	0.80	0.00	0.17	1.18	0.00	5.46	5.46

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.50	9.63	2.39	13.10	0.00	3.33	28.45	0.00	25.09	25.09
e-e	1.88	4.06	1.01	7.37	0.00	1.77	14.21	0.00	17.43	17.43
f-f	1.25	1.20	0.30	3.28	0.00	0.74	5.52	0.00	10.70	10.70
g-g	0.63	0.15	0.04	0.82	0.00	0.17	1.18	0.00	4.89	4.89

SCHEMA DELLE ARMATURE

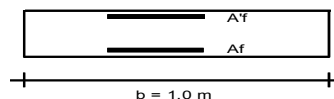


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14	[]	5	5.0	14	[]
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	14	
4	5.0	14		8	0.0	0	
				9	0.0	0	[]

Calcola

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	5.64	0.00	0.50	7.70	7.70	0.28	17.49
b - b	-31.25	0.00	0.50	7.70	7.70	1.54	96.91
c - c	-14.01	0.00	0.50	7.70	7.70	0.69	43.46
d - d	29.66	26.56	0.55	7.70	7.70	1.25	65.76
e - e	15.33	18.46	0.49	7.70	7.70	0.80	37.33
f - f	6.21	11.33	0.43	7.70	7.70	0.41	16.16
g - g	1.40	5.18	0.36	7.70	7.70	0.12	3.17

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	6.78	0.00	0.50	7.70	7.70	0.34	21.04
b - b	-41.46	0.00	0.50	7.70	7.70	2.05	128.58
c - c	-17.12	0.00	0.50	7.70	7.70	0.85	53.08
d - d	29.18	25.09	0.55	7.70	7.70	1.23	65.35
e - e	14.47	17.43	0.49	7.70	7.70	0.75	35.23
f - f	5.57	10.70	0.43	7.70	7.70	0.37	14.14
g - g	1.18	4.89	0.36	7.70	7.70	0.10	2.38

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

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p>POZZO N.1-MURO DI CONTENIMENTO - REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</p>	<p><i>Codice documento</i> SF0329_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>	

7.5.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

Per la stabilità globale di questo muro si fa riferimento a quello del muro di altezza massima pari a 3.90 m, discusso nei precedenti paragrafi.