



Concessionaria per la progettazione, realizzazione e gestione del collegamento stabile tra la Sicilia e il Continente Organismo di Diritto Pubblico
(Legge n° 1158 del 17 dicembre 1971, modificata dal D.Lgs. n°114 del 24 aprile 2003)





PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO

EUROLINK S.C.p.A.

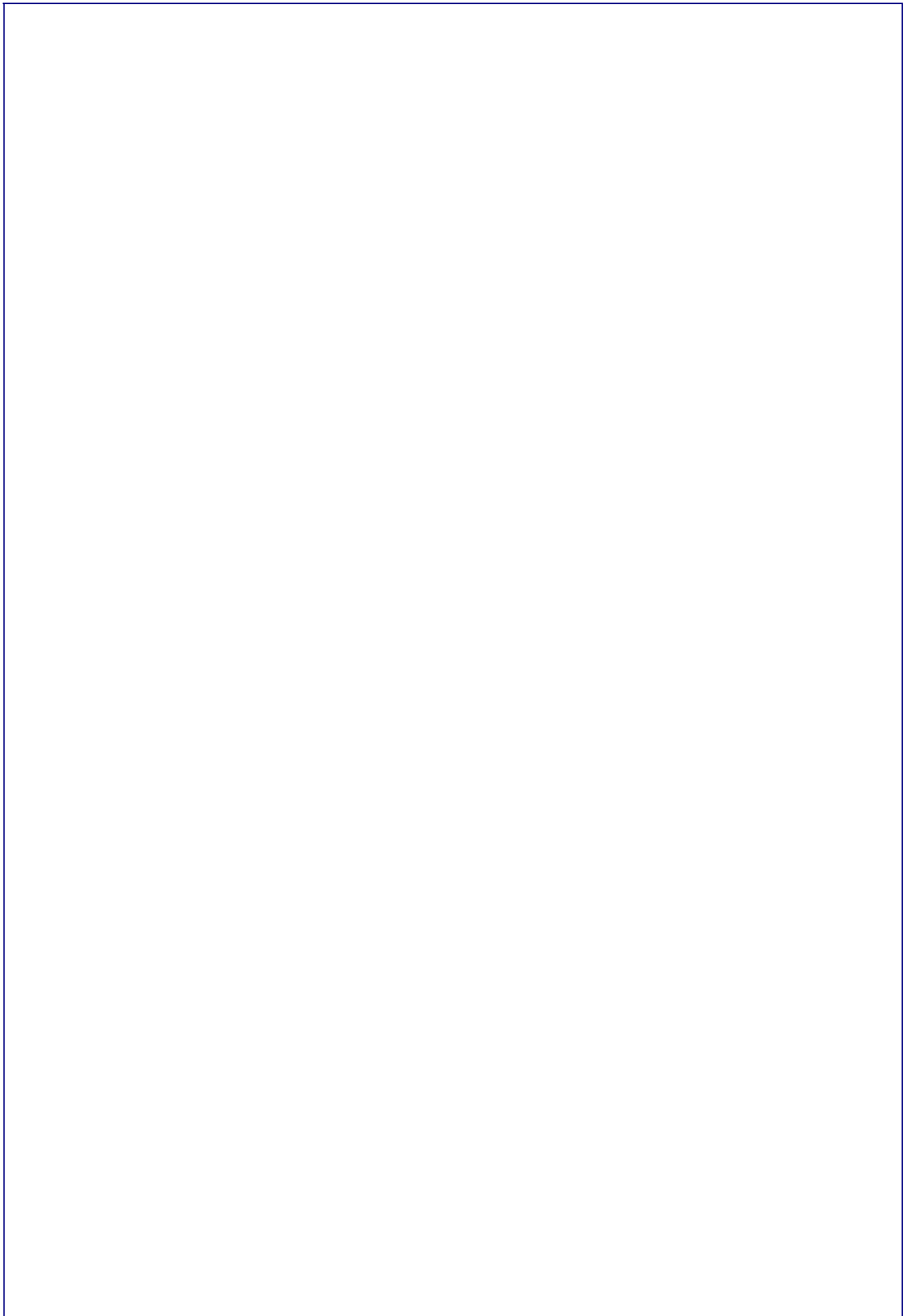
IMPREGILO S.p.A. (MANDATARIA)
SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A. (MANDANTE)
COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI - C.M.C. DI RAVENNA SOC. COOP. A.R.L. (MANDANTE)
SACYR S.A.U. (MANDANTE)
ISHIKAWAJIMA - HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO. LTD (MANDANTE)
A.C.I. S.C.P.A. - CONSORZIO STABILE (MANDANTE)

 <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 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>POSTO DI MANUTENZIONE</p> <p>PIAZZALE-MURETTI DI CONTENIMENTO-REL.CALCOLO E VERIF.GEOTECN.</p>	<p>SF0206_F0</p>
---	--	------------------

CODICE	<table border="1"> <tr> <td>C</td><td>G</td><td>0</td><td>7</td><td>0</td><td>0</td><td>P</td><td>C</td><td>L</td><td>D</td><td>C</td><td>F</td><td>C</td><td>P</td><td>6</td><td>G</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>1</td><td>F0</td> </tr> </table>	C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	C	F	C	P	6	G	0	0	0	0	0	0	0	0	1	F0
C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	C	F	C	P	6	G	0	0	0	0	0	0	0	0	1	F0		

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



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	7
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	7
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	8
3 CARATTERISTICHE MATERIALI	9
3.1 CALCESTRUZZO MAGRO	9
3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI.....	9
3.3 ACCIAIO.....	9
3.4 COPRIFERRO.....	9
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	10
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	10
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	12
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO	23
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	31
4.4.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	32
4.4.2 STATI LIMITE ULTIMI: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	35
4.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	36
4.4.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.	36
4.4.4.1 Verifica a pressoflessione – SLU	36
4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE	37
4.4.4.3 Verifica a fessurazione.....	37
4.4.4.4 Verifica a taglio.....	37
4.5 MODELLO DI CALCOLO	39
4.5.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	39
5 ELABORATI DI RIFERIMENTO	43
6 ANALISI MURO TIPO 1.....	43
6.1 ANALISI DEI CARICHI	45
6.2 VERIFICA MURI TIPO 1	49
7 TABULATI MURI TIPO 1	49
7.1 SCHEDE DI CALCOLO MURI TIPO 1	50
7.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	52

7.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI	61
7.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	69
8	ANALISI MURI TIPO 2	71
8.1	ANALISI DEI CARICHI	73
8.2	VERIFICA MURI TIPO 2	75
9	TABULATI MURI TIPO 2	75
9.1	SCHEDE DI CALCOLO MURI TIPO 2	76
9.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	78
9.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI	86
9.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	94
10	ANALISI MURI TIPO 3	96
10.1	ANALISI DEI CARICHI	97
10.2	VERIFICA MURI TIPO 3	101
11	TABULATI MURI TIPO 3	102
11.1	SCHEDE DI CALCOLO MURO TIPO 3	102
11.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	104
11.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI	112
11.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	121
12	ANALISI MURO TIPO 4	123
12.1	ANALISI DEI CARICHI	124
12.2	VERIFICA MURI TIPO 4	126
13	TABULATI MURI TIPO 4	126
13.1	SCHEDE DI CALCOLO MURI TIPO 4	127
13.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	128
13.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI	136
13.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	142
14	ANALISI MURI TIPO 5	144
14.1	ANALISI DEI CARICHI	145
14.2	VERIFICA MURI TIPO 5	149
15	TABULATI MURI TIPO 5	150
15.1	SCHEDE DI CALCOLO MURO TIPO 5	150
15.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	153
15.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI	160

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

15.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	169
16	ANALISI MURO TIPO 6	171
16.1	ANALISI DEI CARICHI	172
16.2	VERIFICA MURI TIPO 6	175
17	TABULATI MURO TIPO 6.....	176
17.1	SCHEDA DI CALCOLO MURI TIPO 6	177
17.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	178
17.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI	187
17.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	197
18	ANALISI MURO TIPO 7	198
18.1	ANALISI DEI CARICHI	199
18.2	VERIFICA MURO TIPO 7.....	200
19	TABULATI MURO TIPO 7.....	201
19.1	SCHEDA DI CALCOLO MURO TIPO 7.....	201
19.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	203
19.1.2	VERIFICHE STRUTTURALI	211
19.1.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO	219
20	ANALISI DI STABILITÀ DEL VERSANTE	221
20.1	ANALISI DEI CARICHI	221
20.2	MODELLO DI CALCOLO	222
20.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	222
20.3	VERIFICA DI STABILITÀ DEL VERSANTE	226
21	TABULATI VERSANTE.....	227

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_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 alle varie tipologie di muretti di contenimento individuate all'interno del posto di manutenzione ubicato alla progressiva 5+500 circa. Inoltre in questo elaborato viene analizzata anche la stabilità del versante in seguito agli interventi di sistemazione previsti nei piazzali di questa area.

1 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- 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 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,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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 Micropieux injectés, 1985;
- P. Colombo, Elementi di geotecnica, Ed. Zanichelli, 1974;
- Associazione Geotecnica Italiana, Raccomandazioni sui pali di fondazione, 1984;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

3.3 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: $\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

3.4 COPRIFERRO

- Fondazioni: Copriferro minimo (Cmin) = 40 mm

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

Oggetto della presente relazione sono muri di contenimento previsti all'interno del posto di manutenzione. Sono state individuate diverse tipologie di muri, in funzione del posizionamento nel piazzale, dei carichi di progetto sui quali sono dimensionati e delle caratteristiche funzionali che devono garantire.

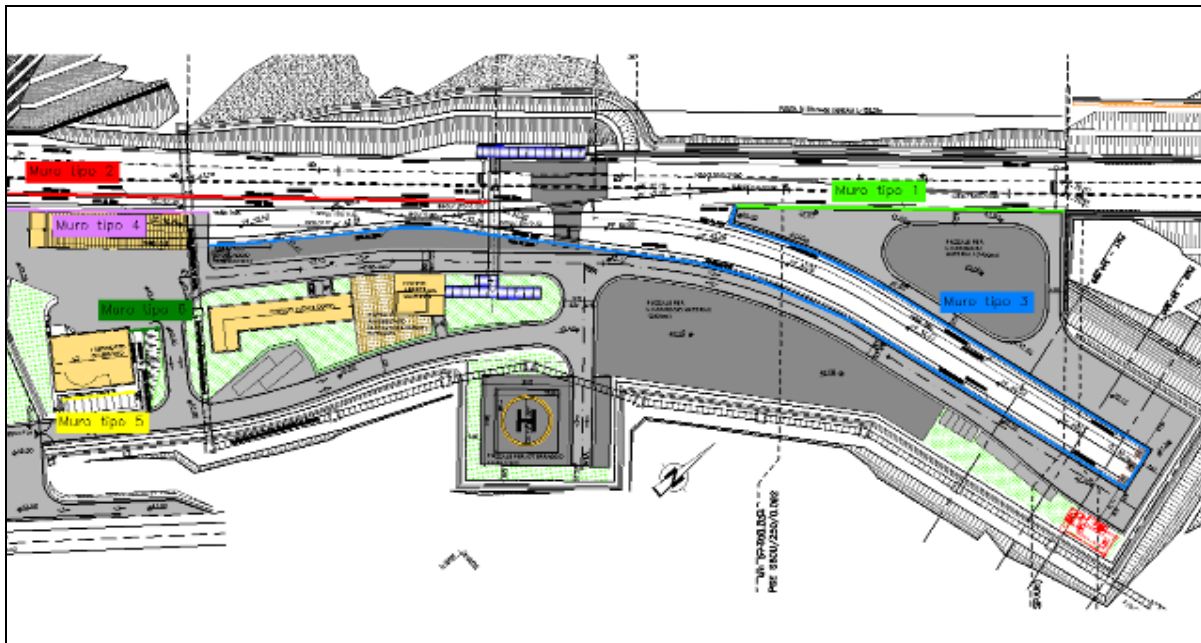


Figura 1 – stralcio planimetrico con indicazione dei muri

Il muro tipo 1 separa il fascio dei binari di linea dal piazzale di stoccaggio materiali per una lunghezza di 114.78 m circa. Questo manufatto, di altezza massima di 2 m rispetto allo spiccato delle fondazioni, viene dimensionato in funzione del carico stradale.

Il muro tipo 2, avente uno sviluppo planimetrico di circa 160 m, è invece il muro di contenimento che separa la linea ferroviaria dal tronchino del ricovero carrelli posto ad una quota diversa; diversamente dal tipologico precedente, per il dimensionamento di questo manufatto viene naturalmente preso a riferimento un carico di tipo ferroviario.

All'interno del posto di manutenzione vengono individuate altre 4 tipologie di opere minori; il muro tipo 3 è caratterizzato dal costeggiare per intero il fascio binari separando fisicamente il

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

massiccio ferroviario dal piazzale di stoccaggio materiali.

Il muro tipo 4 invece è il muro che per un tratto di circa 67 m separa la massicciata ferroviaria dalle fondamenta dell'edificio del deposito carrelli. Il muro tipo 5 è quello destinato a sorreggere il fabbricato di servizio dal parcheggio sottostante; in questo caso l'estensione dell'opera si limita ad un unico concio di lunghezza inferiore ai 25 m. Infine il muro tipo 6 è il muro di contenimento del terrapieno di approccio ai locali tecnici del fabbricato di servizio, ha uno sviluppo planimetrico di 10 m ed un'altezza varia tra 4.25 m (estradosso fondazione) che scende fino ad 1 m seguendo l'inclinazione della scarpata 3 su 2.

Viene inclusa in questa relazione anche il calcolo e le verifiche del muro di sostegno a chiusura della paratia in dx fine G.A. S. Agata (rif. Relazione calcolo: CG700PCLDSFCL2PM00000003), nell'immagine seguente è rappresentato il prospetto dell'opera, che viene identificato come tipo 7.

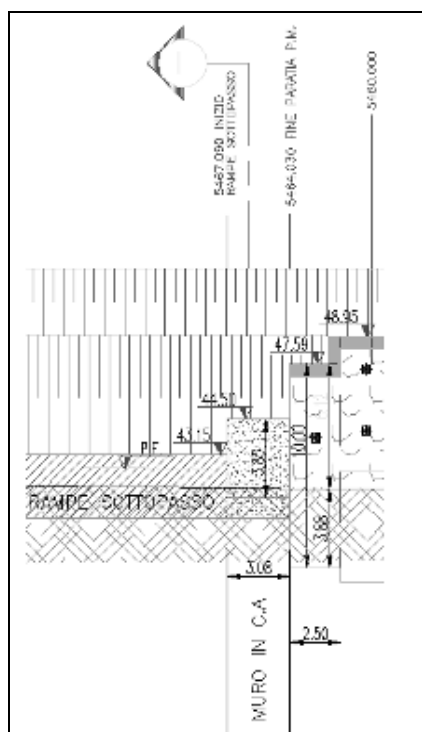


Figura 2 – prospetto muro tipo 7

Come si vede dal prospetto, a tergo del muro si estende il versante rimodellato, determinando un ricoprimento a tergo del muro per circa 2.8 m.

Lo sviluppo planimetrico del muro è di circa 3 m, il paramento verticale (3.85 m allo spiccato) è, analogamente agli altri, caratterizzato da una larghezza in testa di 40 cm ed un ispessimento della

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sezione verso la base, secondo un rapporto 1/10 con l'altezza del paramento; la soletta di fondazione è lunga 4.5 m ed alta 1 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 CG0800PF6DSSBC6TF00000005).

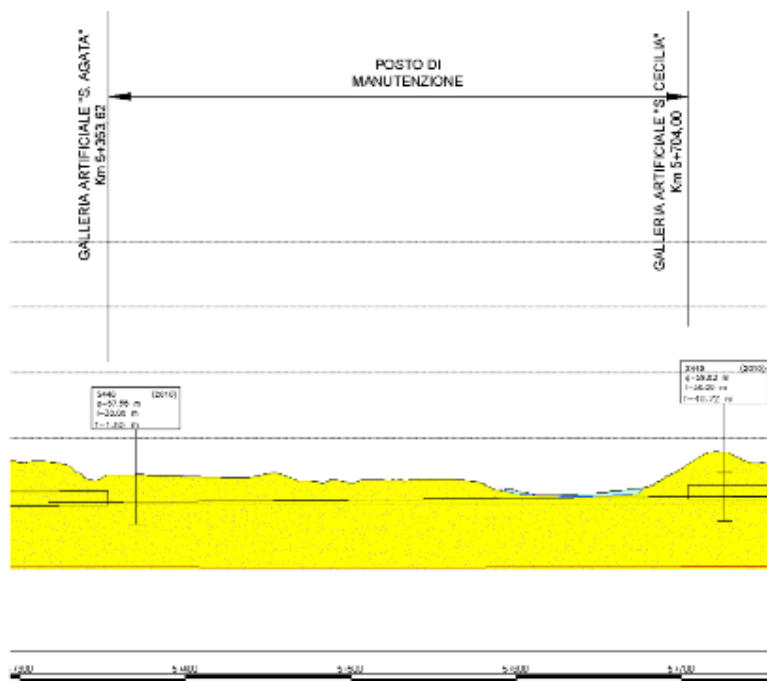


Figura 3 - profilo geologico-geotecnico binario pari

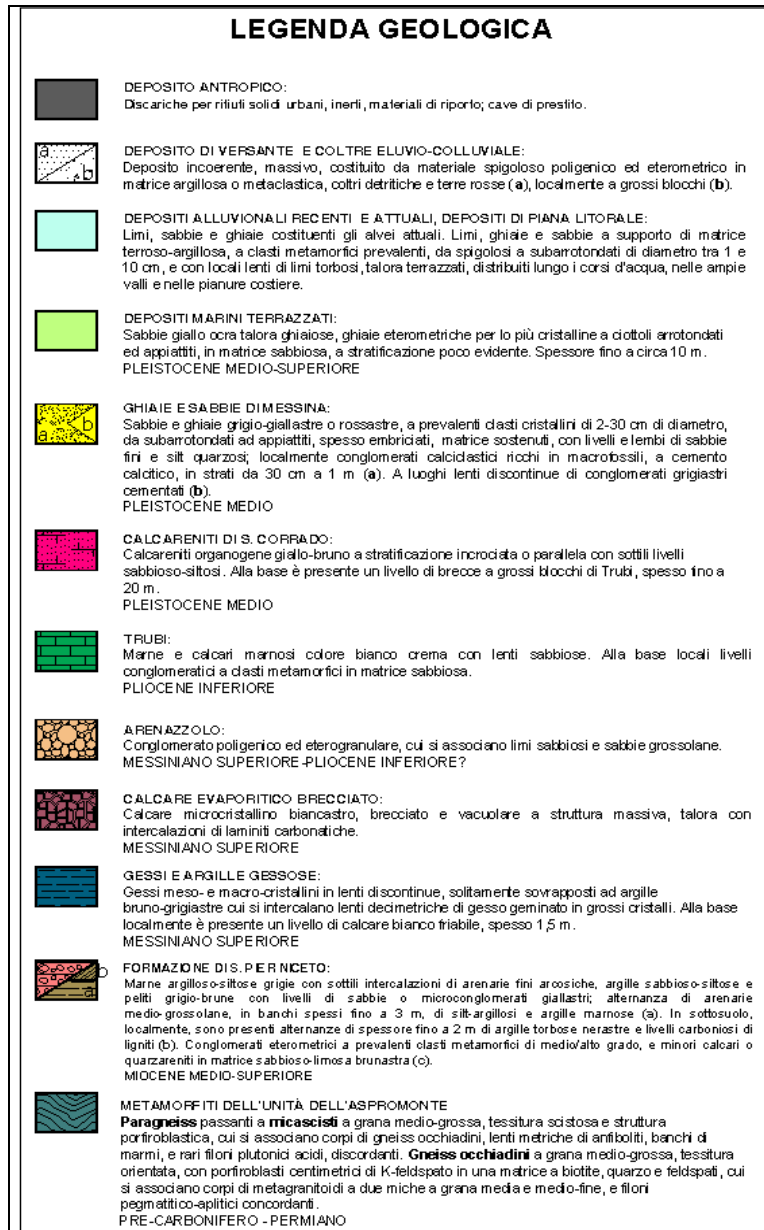


Figura 4 – legenda tratta dal profilo geologico-geotecnico

Si riporta di seguito uno stralcio planimetrico che permette di individuare il posizionamento dei sondaggi.

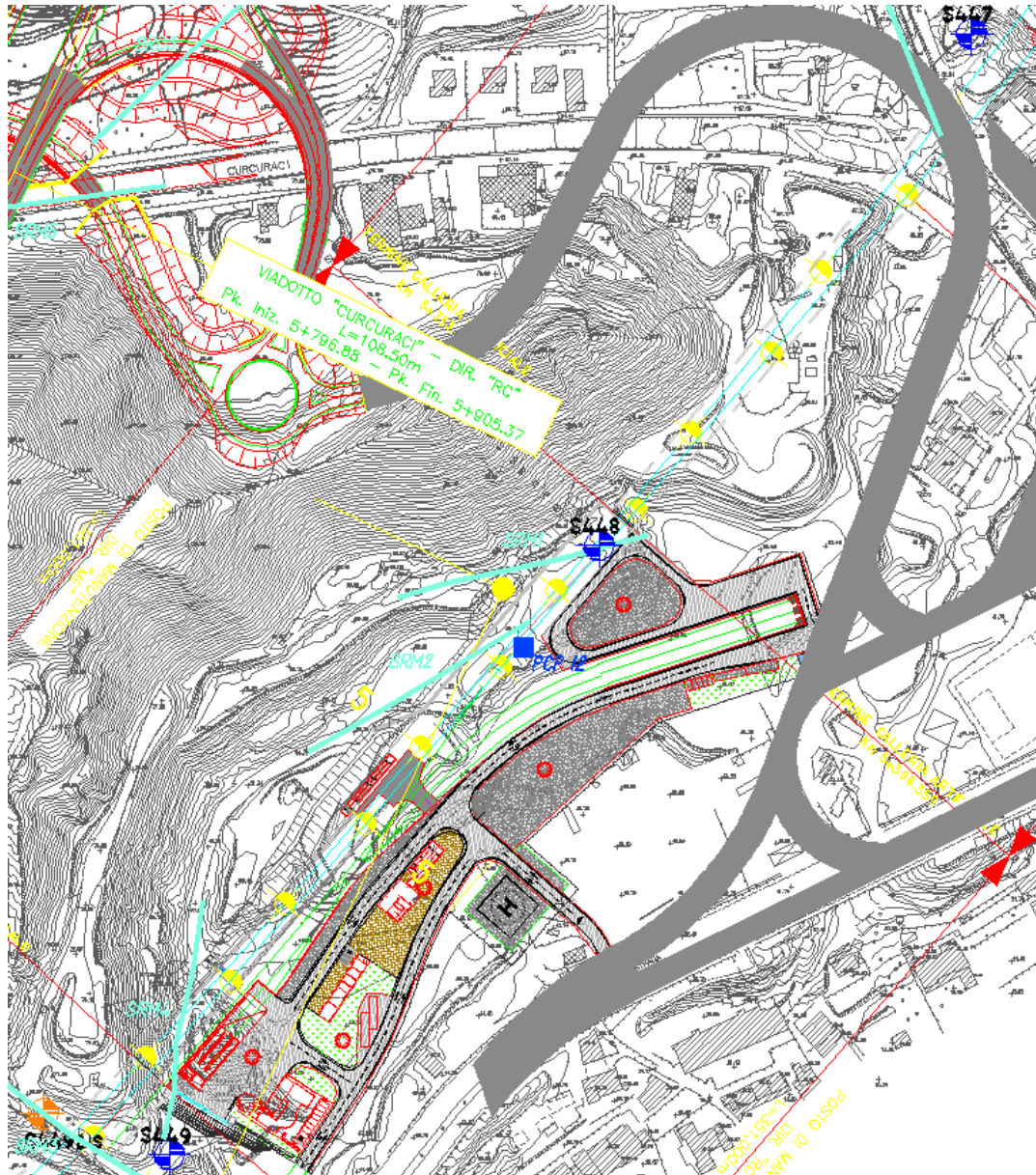


Figura 5 – stralcio planimetrico del posizionamento dei sondaggi

Oltre al profilo geologico sono state considerate anche le colonne di sondaggio eseguite nell'intorno di questo tratto (S447, S448 e S449), che confermano sia la presenza dello strato sopra citato, sia la bontà del materiale classificato. A dimostrazione di ciò è anche il fatto che, allo stato attuale, la posizione individuata per la realizzazione del posto di manutenzione è sede di una cava per l'estrazione di inerti da costruzione.

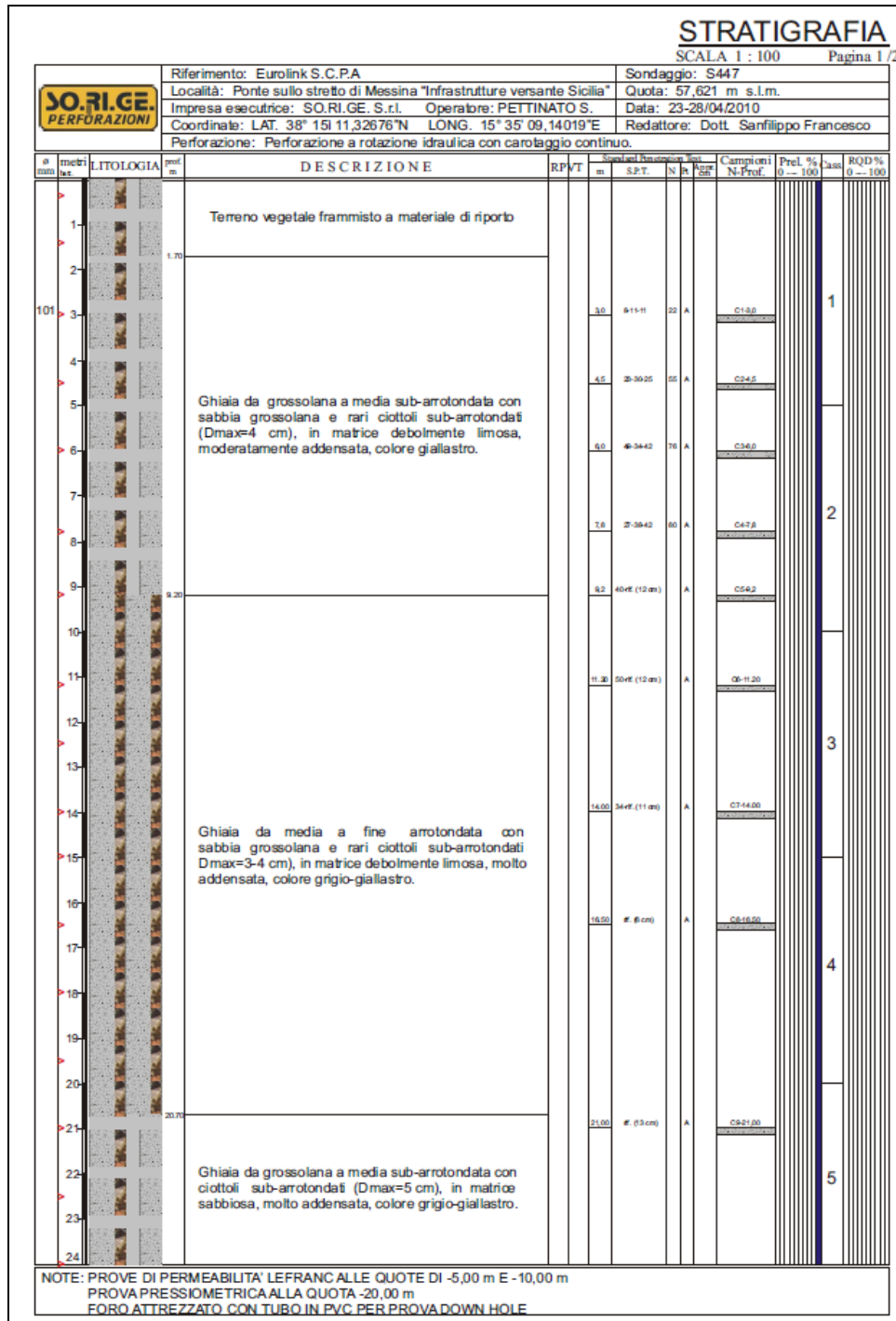


Figura 6 – S447

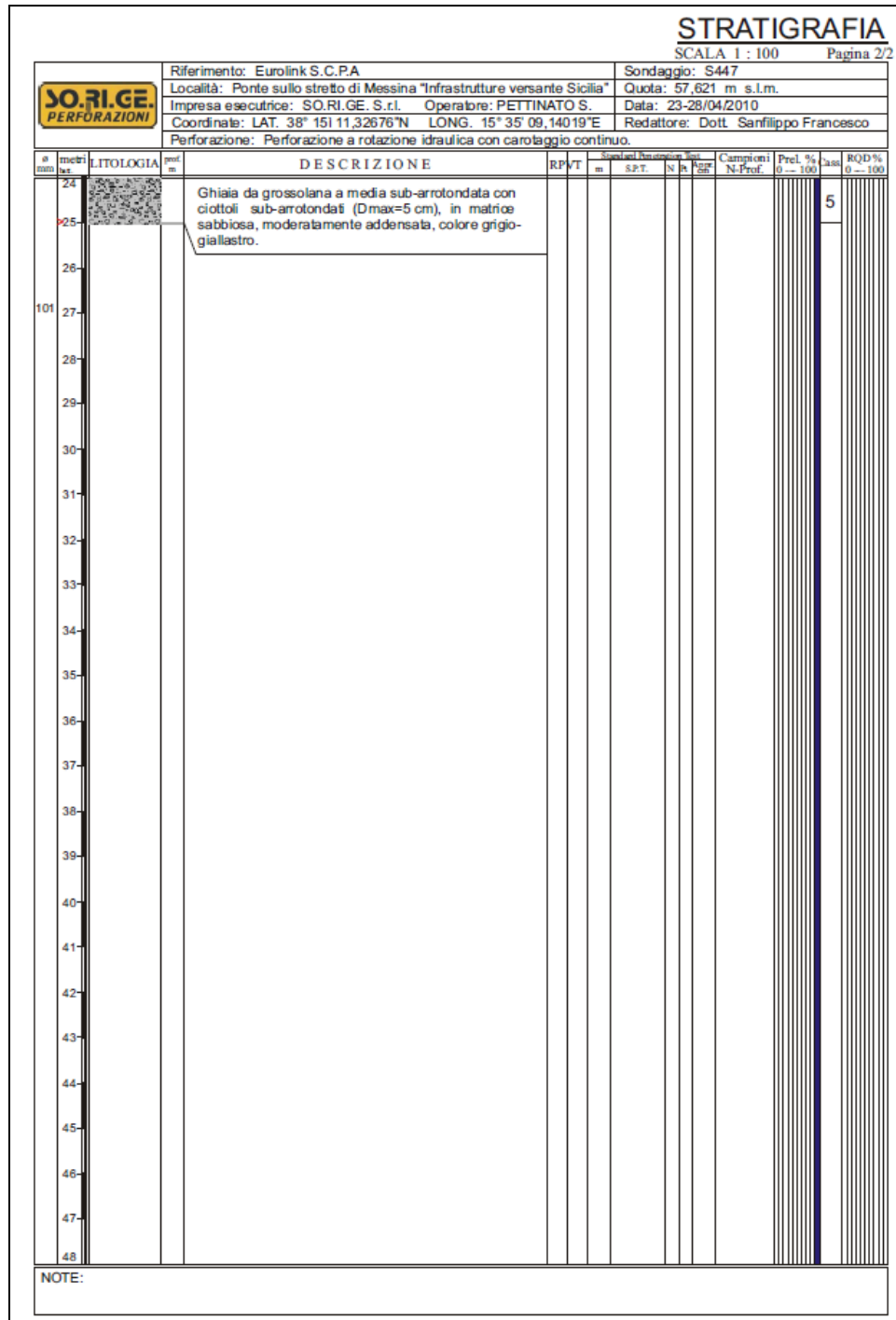


Figura 7 – S447

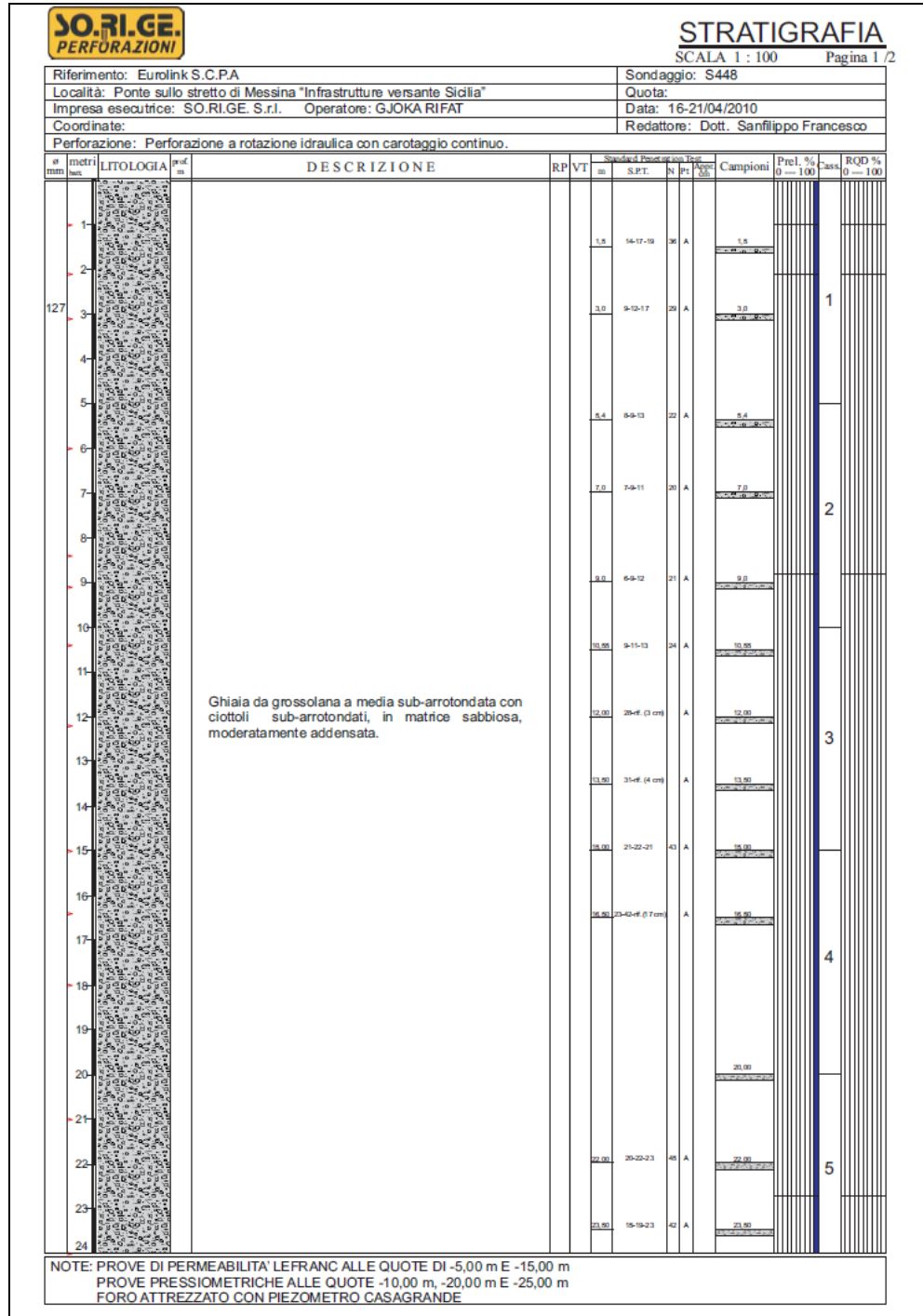


Figura 8 – S448

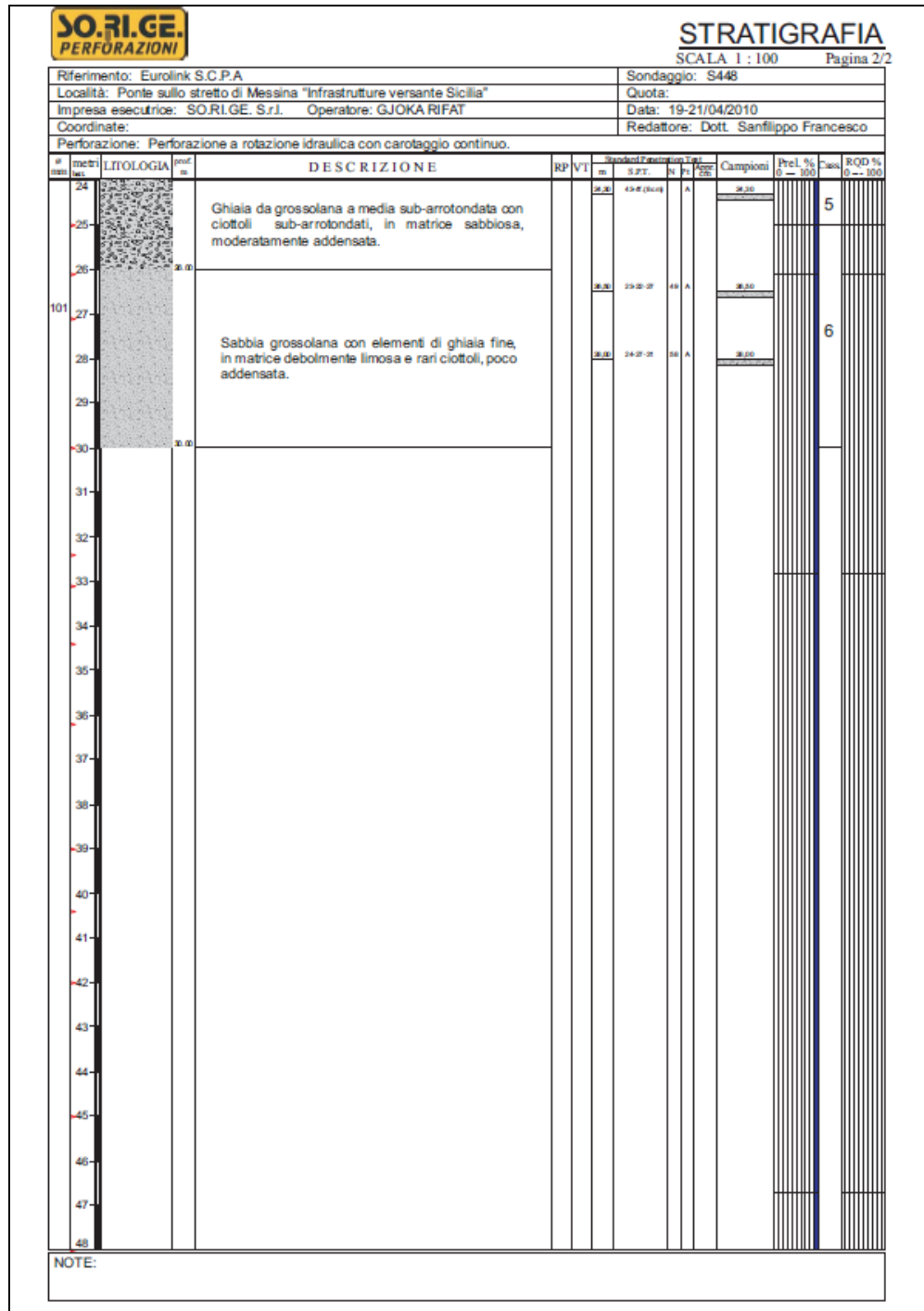


Figura 9 – S448

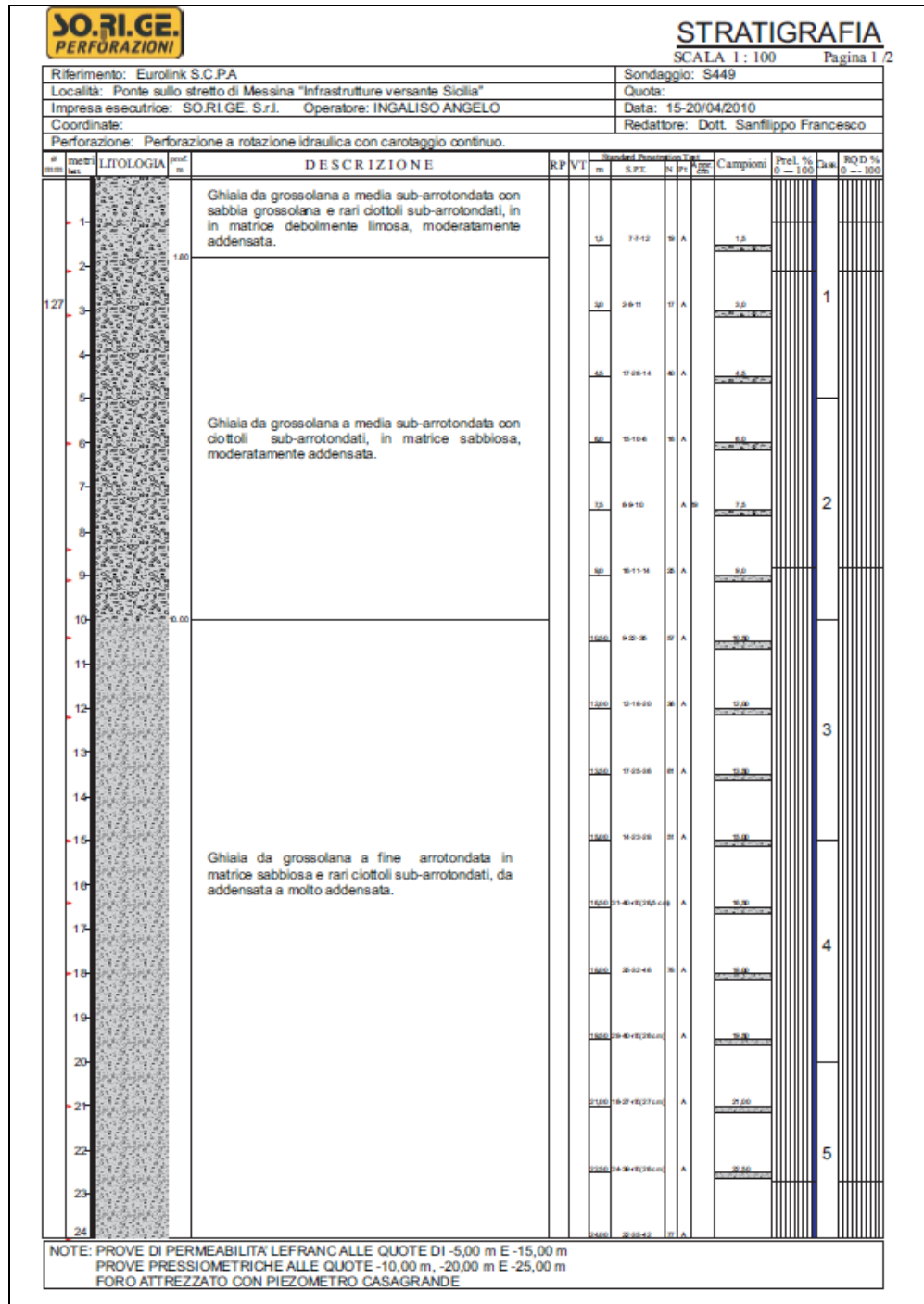


Figura 10 – S449

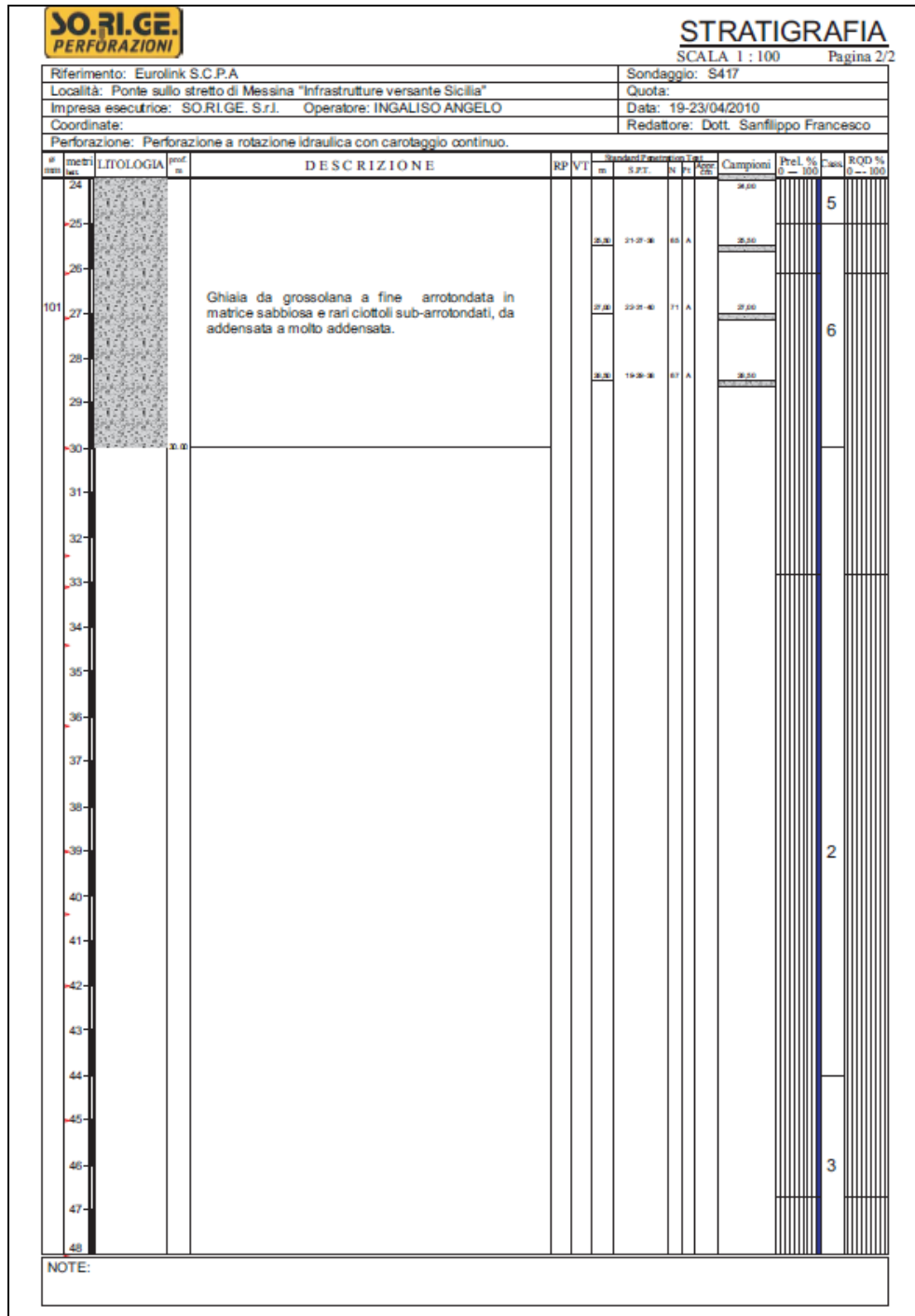


Figura 11 – S449

Dalle immagini sopra riportate emerge come la zona di interesse è caratterizzata da materiali

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

identificati come *ghiaie e sabbie di Messina*.

La descrizione della litologia riportata nel seguito è tratta dalla relazione geotecnica generale (CG0800PRBDSSBC8G000000001).

“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:

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 12 – caratteristiche geotecniche medie

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0206_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

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'_{picco} (kPa)	0-10	0-10	0-10	0-10	0-10
ϕ'_{picco} (°)	36-40	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	$G'_o = 1420 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_v}{p_a}\right)^{0.60}$ $G0=40 z^{0.6}$	z=0-20m 200-400 z=20-50m $G0= 25 z^{0.64}$ z=50-80m 350-500 z=>80m 500-800	$G'_o = 1500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_v}{p_a}\right)^{0.62}$ $G0=43 z^{0.62}$	$G'_o = 1500 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_v}{p_a}\right)^{0.62}$ $G0=43 z^{0.62}$	$G'_o = 1690 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_v}{p_a}\right)^{0.62}$ $G0=50 z^{0.62}$
K(m/s)	$10^{-4}-10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-5}-10^{-6}$	$10^{-5}-10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-5}-10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-5}-5 \cdot 10^{-6}$

Figura 13– caratteristiche geotecniche suddivise per tratta

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	19	0	38	59.2: Emin	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>	S108Pz	422,95	B
	S408	444,30	B
	SPPS00	710,24	B
	SPPS02	377,62	B
<i>Ferrovia Da 5+1 a 5+6 km</i>	S447	355,44	C
<i>Strada Da 2+0 a 5+4 km - GN "Faro Superiore"</i>	S413	283,67	C
	S414	425,99	B

Figura 14 – estratto dalla relazione sismica generale

I terreni sono stati considerati privi di falda, come viene confermato anche dal monitoraggio dei

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0

piezometri installati i cui risultati sono di seguito riportati:

PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA - INDAGINI GEOGNOSTICHE INFRASTRUTTURE STRADALI E FERROVIARIE - RIEPILOGO SONDAGGI													
n°	Lato	Sondaggio	Esecutore	Data ultimazione	Profondità m dal p.c.	Piezometro installato			AGOSTO 2010	AGOSTO 2010	SETTEMBRE 2010	SETTEMBRE 2010	
						Tipo	Profondità m	Quota terreno m sl.m.	Altezza testa pozzetto m da p.c.	Letture da testa pozzetto ml.	Livello idrico profondità m da p.c.	Letture da testa pozzetto ml.	Livello idrico profondità m da p.c.
1	Sic	S407	ATI Sorige - L&R		30,0	Casagrande	0,0						
4	Sic	S409	ATI Sorige - L&R	16/04/2010	30,0	Casagrande	30,0	95,803	0,27	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente
7	Sic	S411	ATI Sorige - L&R	30/04/2010	35,0	Casagrande	35,0	94,179	0,00	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente
8	Sic	S412	ATI Sorige - L&R	21/05/2010	65,0	Tubo aperto	65,0		0,00	64,80	64,80	Nessun segnale	Assente
12	Sic	S414bis	ATI Sorige - L&R	29/04/2010	30,0	Casagrande	30,0	141,025	0,36	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente
13	Sic	S415	ATI Sorige - L&R		35,0	Casagrande	0,0						
14	Sic	S416	ATI Sorige - L&R	17/09/2010	40,0	Tubo aperto	40,0						
15	Sic	S417	ATI Sorige - L&R	23/04/2010	30,0	Casagrande	30,0	113,178	0,30	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente
17	Sic	S419	ATI Sorige - L&R	09/09/2010	60,0	Casagrande	58,0		0,20			Nessun segnale	Assente
18	Sic	S420	ATI Sorige - L&R	05/05/2010	65,0	Casagrande	65,0	162,340	0,15	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente
19	Sic	S421	ATI Sorige - L&R	06/08/2010	80,0	Tubo aperto	80,0	153,097	0,22	64,07	63,85	79,03	78,81
21	Sic	S423	ATI Sorige - L&R	05/05/2010	30,0	Casagrande	30,0	81,179	0,00	Nessun segnale	Assente	Demolito	
23	Sic	S425	ATI Sorige - L&R	12/05/2010	50,0	Casagrande	50,0	75,910	0,00	Demolito		Demolito	
25	Sic	S427	ATI Sorige - L&R	14/05/2010	45,0	Casagrande	45,0	118,171	0,16	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente
26	Sic	S428bis	Vicenzetto		110,0	Casagrande	0,0						
29	Sic	S430	Vicenzetto	07/07/2010	40,0	Tubo aperto	40,0	179,573		Non accessibile		Nessun segnale	Assente
30	Sic	S431	Vicenzetto	21/04/2010	30,0	Casagrande	24,0	168,085	0,00	9,60	9,60	9,57	9,57
31	Sic	S432	Vicenzetto	30/06/2010	30,0	Casagrande	20,0	164,104		Non accessibile		Non accessibile	
32	Sic	S433	Vicenzetto	26/08/2010	90,0	Tubo aperto	90,0	215,155	0,23	Non accessibile		88,33	88,10
33	Sic	S434	Vicenzetto	28/06/2010	40,0	Casagrande	22,0	173,019	0,12	20,70	20,58	20,79	20,67
35	Sic	S436	Vicenzetto	13/05/2010	30,0	Casagrande	21,0	179,452	0,00	14,00	14,00	14,15	14,15
36	Sic	S437	Vicenzetto	03/07/2010	30,0	Casagrande	24,0	165,118		Non accessibile		Non accessibile	
37	Sic	S441	Vicenzetto	17/04/2010	45,0	Tubo aperto	42,0	152,738	0,00	7,30	7,30	6,28	6,28
41	Sic	S445	ATI Sorige - L&R	19/08/2010	50,0	Casagrande	50,0	70,230	0,00	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente
42	Sic	S445bis	ATI Sorige - L&R	18/05/2010	50,0	Tubo aperto	50,0	49,087	0,29	48,07	47,78	49,60	49,31
43	Sic	S446	ATI Sorige - L&R		55,0	Casagrande	0,0						
45	Sic	S448	ATI Sorige - L&R	21/04/2010	30,0	Casagrande	30,0	57,586	0,22	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente
46	Sic	S449	ATI Sorige - L&R	20/04/2010	30,0	Casagrande	30,0	59,021	0,35	Nessun segnale	Assente	Nessun segnale	Assente

Figura 15 – monitoraggio piezometri

Le verifiche sono pertanto condotte in condizioni drenate avendo anche predisposto un sistema di drenaggio per l'opera.

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 riporta 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 topografica orizzontale.

La "pericolosità sismica di base", costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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;
- $T_{\cdot C}$ 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 le coordinate topografiche:

Latitudine : 38 ° 25’
 Longitudine: 15° 58’

Trattandosi di opere di contenimento di altezza inferiore ai 5 m, in accordo con i criteri di progettazione approvati, sono stati assunti come valori di riferimento per la stima

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dell'accelerazione sismica di progetto:

- Vita nominale (V_N)= 50 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione (C_U)= 1.5 (Classe d'uso: III)

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

Sempre in analogia alle linee guida emanate, nel caso sismico sono state analizzate le condizioni di Stato Limite di Vita (SLV) e di Stato Limite di Danno (SLD), da cui risultano le accelerazioni al suolo di seguito riportate:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE	LATITUDINE
16.68000	38.25000

Ricerca per comune

REGIONE	PROVINGA	COMUNE
Piemonte	Torino	Aglè

Elaborazioni grafiche:

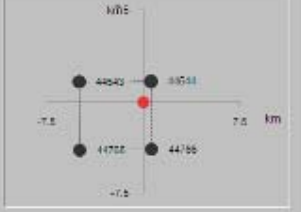
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche:

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Relazioni di riferimento:



Condizionamento:

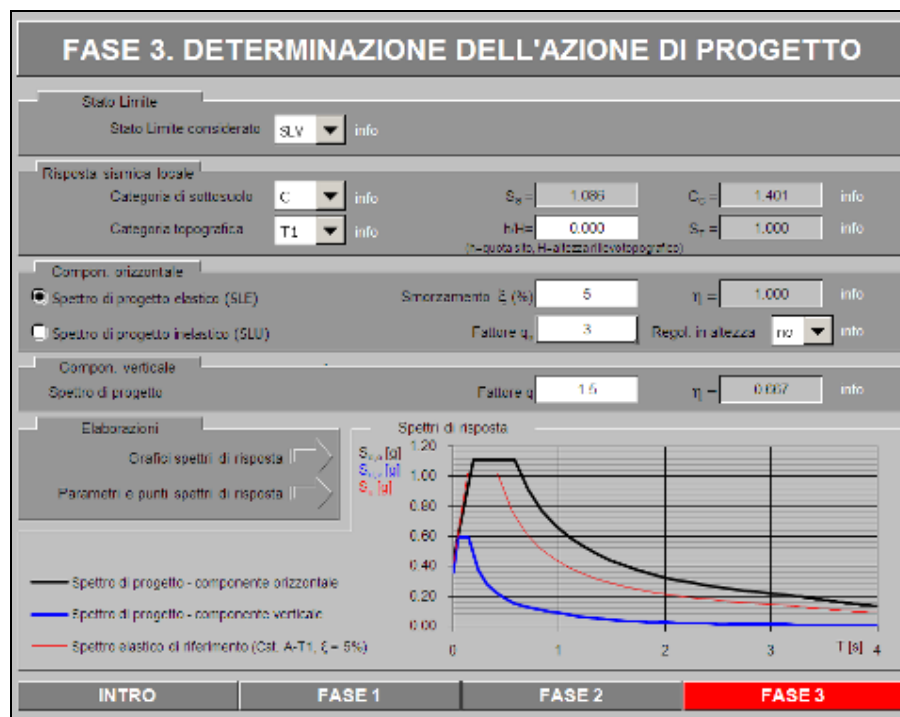
- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

superficie rigata

La "Ricerca per comune" inizia le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che affidando del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle nodi individuali e si consiglia quindi la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.279 g
F_0	2.429
T_C^*	0.375 s
S_g	1.129
C_C	1.338
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.129
η	1.000
T_B	0.167 s
T_C	0.502 s
T_D	2.715 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{1.0 / (5 + \xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_k(T)$ 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	0.315
$T_B \leftarrow$	0.167	0.764
$T_C \leftarrow$	0.502	0.764
	0.607	0.632
	0.713	0.538
	0.818	0.469
	0.923	0.416
	1.029	0.373
	1.134	0.338
	1.240	0.310
	1.345	0.285
	1.450	0.265
	1.556	0.247
	1.661	0.231
	1.766	0.217
	1.872	0.205
	1.977	0.194
	2.083	0.184
	2.188	0.175
	2.293	0.167
	2.399	0.160
	2.504	0.153
	2.609	0.147
$T_C \leftarrow$	2.715	0.141
	2.776	0.135
	2.837	0.129
	2.898	0.124
	2.960	0.119
	3.021	0.114
	3.082	0.110
	3.143	0.105
	3.204	0.101
	3.266	0.098
	3.327	0.094
	3.388	0.091
	3.449	0.088
	3.510	0.085
	3.572	0.082
	3.633	0.079
	3.694	0.076
	3.755	0.074
	3.816	0.072
	3.878	0.069
	3.939	0.067
	4.000	0.065

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_c	0.097 g
F_c	2.322
T_c^*	0.317 s
S_s	1.200
C_c	1.364
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.146 s
T_C	0.438 s
T_D	1.986 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{1.0/(5+\xi)} \geq 0.55, \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_o(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_k(T)$ 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	0.116
$T_B \leftarrow$	0.146	0.269
$T_C \leftarrow$	0.438	0.269
	0.512	0.230
	0.566	0.201
	0.660	0.179
	0.733	0.161
	0.807	0.146
	0.881	0.134
	0.954	0.124
	1.028	0.115
	1.102	0.107
	1.176	0.100
	1.249	0.094
	1.323	0.089
	1.397	0.084
	1.470	0.080
	1.544	0.076
	1.618	0.073
	1.691	0.070
	1.765	0.067
	1.839	0.064
	1.913	0.062
$T_C \leftarrow$	1.986	0.059
	2.062	0.054
	2.178	0.049
	2.274	0.045
	2.370	0.042
	2.466	0.039
	2.562	0.036
	2.658	0.033
	2.753	0.031
	2.849	0.029
	2.945	0.027
	3.041	0.025
	3.137	0.024
	3.233	0.022
	3.329	0.021
	3.425	0.020
	3.521	0.019
	3.616	0.018
	3.712	0.017
	3.808	0.016
	3.904	0.015
	4.000	0.015

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

La sistemazione del posto di manutenzione implica anche una serie di interventi di sistemazione di versanti.

In questa fase di progettazione è stata analizzata la stabilità delle scarpate che si affacciano sui piazzali, applicando a queste le accelerazioni sismiche previste dalle istruzioni 44 G di RFI, considerando però un coefficiente d'uso intermedio dato che la stabilità di queste scarpate non ha ripercussioni sulla linea ferroviaria.

Si assumono quindi:

- Vita nominale (V_N)= 75 anni
- Coefficiente d'uso (C_U)= 1.5

Da cui risulta un periodo di riferimento per la costruzione di 112.5 anni.

Cautelativamente nel caso sismico sono state analizzate le condizioni di Stato Limite di Vita (SLV), da cui risultano le accelerazioni al suolo di seguito riportate:



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.330 g
F_o	2.449
T_c^*	0.389 s
S_s	1.077
C_c	1.328
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.077
η	1.000
T_B	0.172 s
T_C	0.517 s
T_D	2.920 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{1 + 0.5\xi} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

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

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_k(T)$ 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	0.355
$T_B \leftarrow$	0.172	0.870
$T_C \leftarrow$	0.517	0.870
	0.632	0.712
	0.746	0.603
	0.860	0.523
	0.975	0.462
	1.089	0.413
	1.204	0.374
	1.318	0.341
	1.432	0.314
	1.547	0.291
	1.661	0.271
	1.776	0.253
	1.890	0.238
	2.005	0.224
	2.119	0.212
	2.233	0.201
	2.348	0.192
	2.462	0.183
	2.577	0.175
	2.691	0.167
	2.805	0.160
$T_C \leftarrow$	2.920	0.154
	2.971	0.149
	3.023	0.144
	3.074	0.139
	3.126	0.134
	3.177	0.130
	3.228	0.126
	3.280	0.122
	3.331	0.118
	3.383	0.115
	3.434	0.111
	3.486	0.108
	3.537	0.105
	3.588	0.102
	3.640	0.099
	3.691	0.096
	3.743	0.094
	3.794	0.091
	3.846	0.089
	3.897	0.087
	3.949	0.084
	4.000	0.082

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_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)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Ribaltamento (Aequ+M2+1)

SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR):

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

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

Per le scarpate del posto di manutenzione viene implementata la verifica di stabilità globale secondo l'approccio 1 in combinazione 2 (A2+M2+R2), dove:

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

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- 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;
 - 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):

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- **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:

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

- **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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0206_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

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 16 – coefficienti parziali da NTC 08

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

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

Figura 17– 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:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$\gamma_c = 1.5$$

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:

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.

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

4.4.4.4 Verifica a taglio

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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)

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

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ = 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.

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 membrature non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$$

$$1.25 \quad 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

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		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.5 MODELLO DI CALCOLO

4.5.1 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:

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

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 .

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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:

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

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

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

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

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

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

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

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

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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:

- 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 $4n$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 %.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 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 Posto di manutenzione												
46	Relazione descrittiva		SINA	CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 01
46	Planimetria di progetto	1:500	SINA	CG0700	P	P8	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 01
46	Planimetria di tracciamento	1:500	SINA	CG0700	P	P8	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 02
46	Planimetria idraulica e particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	P8	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 03
46	Planimetria recinzioni e segnaletica stradale	Varie	SINA	CG0700	P	P8	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 05
46	Sezioni trasversali - Tav.1	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 01
46	Sezioni trasversali - Tav.2	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 02
46	Sezioni trasversali - Tav.3	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 03
46	Sezioni trasversali - Tav.4	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 04
46	Sezioni trasversali - Tav.5	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 05
46	Sezioni trasversali - Tav.6	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 06
46	Sezioni trasversali - Tav.7	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 07
46	Sezioni trasversali - Tav.8	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 08
46	Sezioni trasversali - Tav.9	1:200	SINA	CG0700	P	W9	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 09
46	Piazzale - Muretti di contenimento - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 01
46	Piazzale - Muretti di contenimento - Pianta, prospetti, sezioni e part - Tav.1	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 01
46	Piazzale - Muretti di contenimento - Pianta, prospetti, sezioni e part - Tav.2	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 02
46	Piazzale - Paratia in dx fine G.A. S.Agata - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche		SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 03
46	Piazzale - Paratia in dx fine G.A. S.Agata - Prospetto e sezioni trasversali	Varie	SINA	CG0700	P	PZ	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 06
46	Piazzale - Paratia in dx fine G.A. S.Agata - Particolari costruttivi	Varie	SINA	CG0700	P	SZ	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 01
46	Opere di contenimento - Scheda riassuntiva di rintracciabilità delle opere		SINA	CG0700	P	SH	D	S	FC	L2	PM	00 00 00 02

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 3+800 al km 5+000	CG0800PF6DSSBC6TF000000004
Tracciato ferroviario - b.p. - profilo geologico geotecnico dal km 5+000 al km 6+300	CG0800PF6DSSBC6TF000000005
Tracciato ferroviario - b.d. - profilo geologico geotecnico dal km 3+800 al km 5+000	CG0800PF6DSSBC6TF000000020
Tracciato ferroviario - b.d. - profilo geologico geotecnico dal km 5+000 al km 6+300	CG0800PF6DSSBC6TF000000021

6 ANALISI MURO TIPO 1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Come descritto in precedenza all'interno del posto di manutenzione sono state individuate diverse tipologie di muri.

Di seguito si riporta una sezione tipologica del muro in questione.

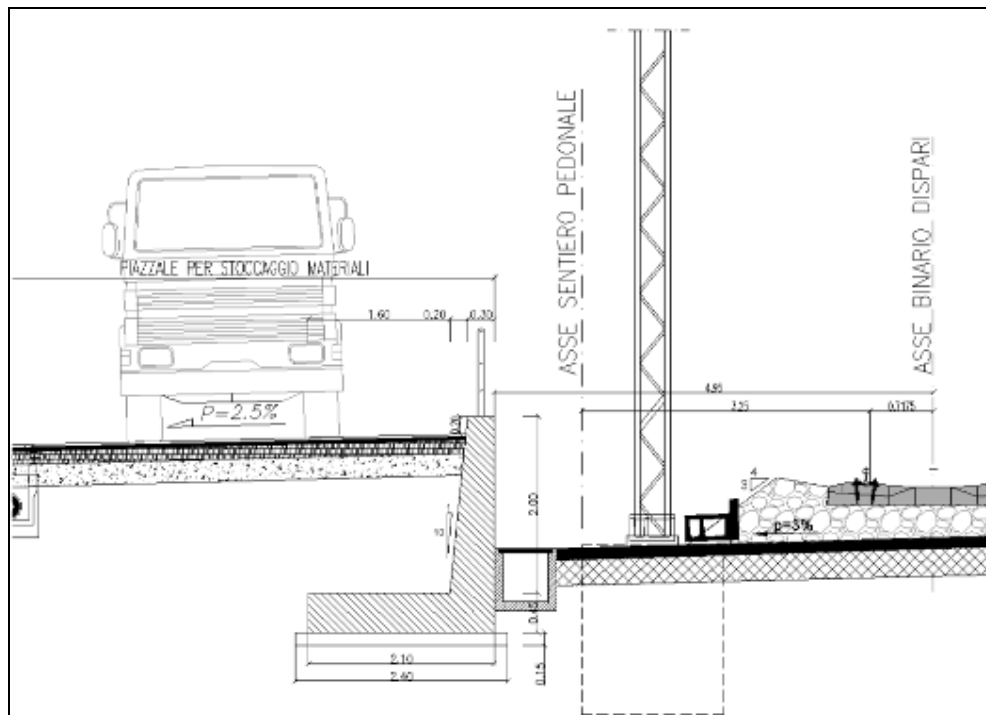


Figura 18 – sezione tipo muro tipo 1

La sezione del muro prevede una fondazione di 2.10 m ed una elevazione, esclusa la fondazione, di 2 m. In testa il manufatto ha una larghezza di 30 cm, spessore che consente l'installazione di un parapetto di protezione per separare la sede ferroviaria da quella del piazzale di stoccaggio.

La sezione del muro ha, lungo il suo sviluppo, altezza e sbalzo costante; questo è realizzabile prevedendo di costruire fondazioni inclinate, scelta adottata per via delle modeste pendenze in gioco e per agevolare le lavorazioni di sbancamento dal momento che l'andamento della livelletta ferroviaria e la quota del piazzale si sviluppano con la medesima pendenza lungo il tratto in questione. 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 dal momento che il piazzale contenuto dall'opera è asfaltato e dotato di sistemi per lo smaltimento delle acque, inoltre l'assenza di giunti

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

water-stop nei giunti strutturali del muro consente ad eventuali acque infiltratesi di smaltirsi.

6.1 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 39.39 kN/m²

Secondo quanto riportato nelle Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni al punto C5 1.3.3.7.1, sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga $a=3.0\text{m}$ e lunga $b=2.2\text{m}$. Inoltre in un rilevato correttamente consolidato, sempre secondo le Norme precedentemente citate, si può assumere una diffusione del carico con un angolo di 30°.

Lo schema di carico 1 individua la presenza di carichi su due assi in tandem, per un totale di 600kN. Distribuendo tali carichi su una superficie F_1 di 3.0 x 2.2m, si ottiene un carico distribuito p_v :

$$p_v = 600 / (2.2 * 3) = 90.91 \text{ kN/m}^2.$$

Considerando un angolo di diffusione del carico di 30°, l'area F_2 alla base del rilevato, sulla quale il carico viene distribuito, sarà ottenuta dalle dimensioni dell'area alla quota di base del rilevato.

Da ciò ne consegue che mediante una proporzione si può trovare il valore della pressione verticale p_v' media sull'area F_2 .

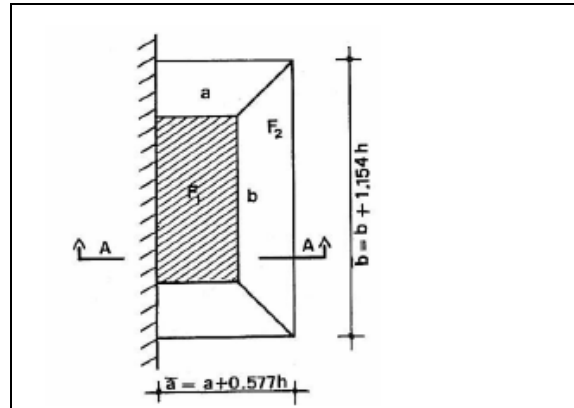


Figura 19 – aree F_1 ed F_2

Nota F_2 saranno calcolate le tensioni orizzontali, che per semplicità si assumono aventi un andamento lineare con la profondità, si calcolerà infine la spinta totale S_{tot} , esercitata dal solido delle pressioni.

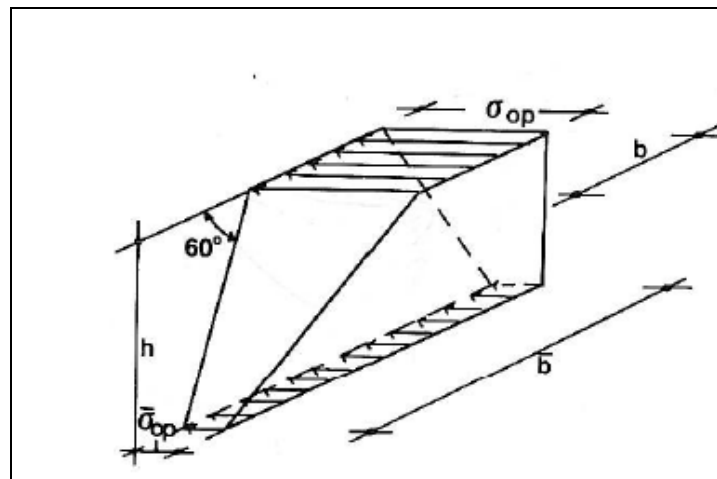


Figura 20 – solido delle pressioni

Si riporta di seguito la stima delle azioni agenti in funzione dell'altezza del rilevato, dove:

$$\begin{aligned}
 a' &= a + \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma_{op} &= K_a \cdot p_v \\
 b' &= b + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma'_{op} &= K_a \cdot p'_v \\
 F_2 &= a' \cdot b' & S_{tot} &= S_1 + S_2 = \sigma'_{op} \cdot h \cdot \frac{b+b'}{2} + \frac{1}{6} h \cdot (2b+b') (\sigma_{op} - \sigma'_{op}) \\
 p'_v &= p_v \cdot \frac{F_1}{F_2} & q \cdot h \cdot b' \cdot K_a &= S_{tot} \\
 K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)
 \end{aligned}$$

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		600	kN
a		3	m
b		2.2	m
A		6.6	mq
Da cui			
carico distribuito	pv =	90.91	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	2.45	m
Da cui			
	a' =	4.41	m
	b' =	5.03	m
	A' =	22.20	mq
	p'v =	27.03	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0.22	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma_{base\ muro} =$	20.00	kN/mq
	$\sigma'_{base\ muro} =$	5.95	kN/mq
Spinta totale	S1 =	52.65	kN
	S2 =	54.11	kN
	S _{tot} = S1 + S2 =	106.76	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	q _{prog} =	39.39	kN/mq

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 19.70 kN/m², ottenuto considerando cautelativamente nel caso sismico la metà del carico agente nella verifica statica.
- 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 sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$K_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_t \cdot a_g / g = 0.31 \cdot 1.129 \cdot 1 \cdot 0.279 = 0.097$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.049$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

6.2 VERIFICA MURI TIPO 1

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto.

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

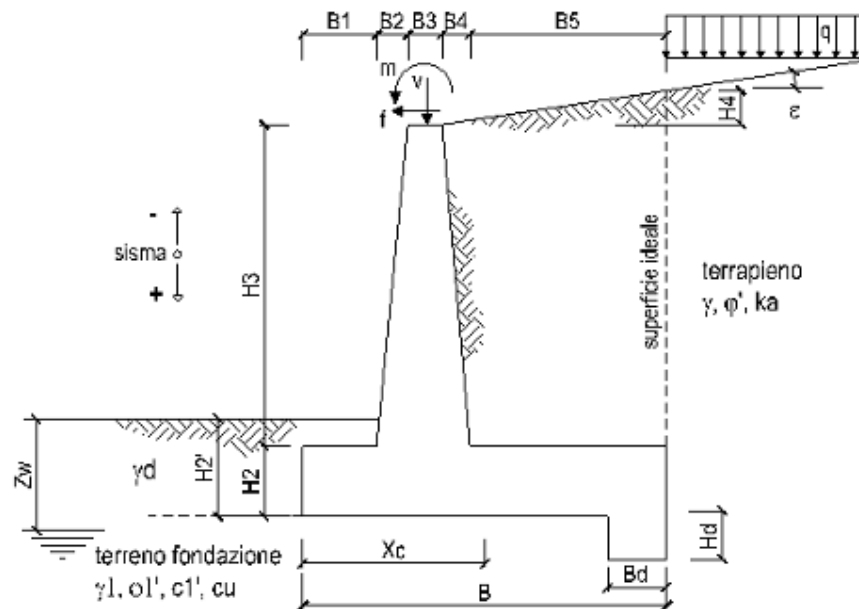
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Tipo 1	Ribaltamento (EQU)	3.56	5.22	3.46
	Scorrimento (GEO)	1.57	1.69	1.58
	Capacità portante (GEO)	2.73	3.13	2.96
	STR	ok	ok	ok
	stabilità globale opera	2.74	2.417	

Si allegano di 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 TABULATI MURI TIPO 1

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



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i 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.

7.1 SCHEDE DI CALCOLO MURI TIPO 1

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

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

Geometria della Fondazione

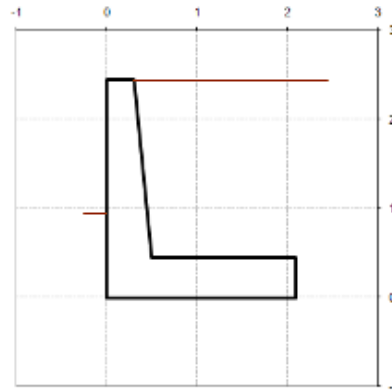
Larghezza Fondazione	B =	2.10	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.45	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.60	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.05	(m)

OPERA

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

S.L.U.	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M7	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M7	<input type="radio"/>
			SLE (DM88)	<input type="radio"/>
			altro	<input type="radio"/>

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cs} = 25.30$ (kN/m³)



Dati Geotecnici		valori caratteristici SLE		valori di progetto	
		STRIGEO	EQU	STRIGEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno (°)	φ'	38.00	32.01	32.01
	Peso Unità di Volume del terrapieno (kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale (°)	δ	19.00	16.00	16.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione (kPa)	c'	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione (°)	ϕ_1'	38.00	32.01	32.01
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione (kN/m ³)	γ_1	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione (kN/m ³)	γ_d	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2'B) (m)	H_s	4.50		
Modulo di deformazione (kN/m ²)	E	59200			
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_s/g	0.28 (-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.129 (-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1 (-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31 (-)		
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.0979972 (-)		
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0.0490 (-)		
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		STRIGEO	EQU	STRIGEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente (kN/m ²)	q_p	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente (kN/m)	f_p	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente (kN/m)	v_p	0.00	0.00	0.00
Momento in Testa permanente (kNm/m)	m_p	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche (kN/m ²)	q	39.39	51.21	59.09
	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 ψ_1	0.80	condizione quasi permanente ψ_2	0.00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche (kN/m ²)	q_s	19.70		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	f_s	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche (kN/m)	v_s	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche (kNm/m)	m_s	0.00		

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Tali verifiche sono relative all'approccio 1 combinazione due (A2+M2+R2) mentre le verifiche al ribaltamento fanno riferimento alla combinazione (A_{EQU}+M2+1)

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)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15.00	13.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	5.00	4.50
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	23.63	21.26
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	43.63	39.26
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	60.80	54.72
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	3.80	3.42
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	64.60	58.14
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	70.902	92.1726
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	35.46	

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev *Data*
F0 20/06/2011

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

			SLE	STR/GE0	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	2.25	2.25	2.03
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	1.83	1.83	1.65
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	24.81	24.81	22.33
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	28.89	28.89	26.00

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

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	79.04	79.04	71.14
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	1.65	1.65	1.48
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	80.69	80.69	72.62

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	85.0824	110.60712	
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	42.552		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		4.28	
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		2.14	

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

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		6.33	
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)		3.17	

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

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.13	
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.55	
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)		0.52	
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		3.20	

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

MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.11	
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.09	
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)		1.22	
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		1.42	

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

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		8.64	
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		0.66	
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		9.30	

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

MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)		3.87	
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)		0.00	
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)		0.11	
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		3.98	

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 12.38	15.86	17.44
Sq perm = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 20.96	34.89	40.25

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 11.71	15.24	16.77
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) 19.82	33.53	38.69

- Componente verticale condizione statica

Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 4.03	4.37	4.81
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) 6.82	9.62	11.10

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d \right]$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 = $Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 9.56	12.45	13.69
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 8.47	9.18	10.10
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) 24.28	41.08	47.40
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 14.33	20.20	23.31
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N = $P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	122.21	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Sqh + f$	48.78	(kN/m)
---------------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $\tan \rho_1$	0.63	(-)
-------------------	------	-----

Fs scorr.	(N * f + Sp) / T	1.57	>	1
------------------	-------------------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = Mm + Mt + Mfext3	98.62	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp	27.69	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	3.56	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	122.21	214.39	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sth + Sqh + f - Sp	48.78	48.78	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	85.43	196.03	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	42.90	29.07	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0Nq'iq + 0,5\gamma_1B'Ny'iy$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	18.05		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.35	0.14	(m)
B' = B - 2e	larghezza equivalente	1.40	1.83	(m)

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

Nq = tg²(45 + ϕ/2)e ^{tanϕcotϕ}	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
Nc = (Nq - 1)tg(ϕ)	(2+ϕ in cond. nd)	35.51		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(ϕ)	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

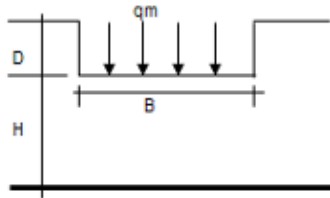
iq = (1 - T/(N + B*c'cotϕ)) ²	(1 in cond. nd)	0.36	0.60	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.33	0.33	(-)
iy = (1 - T/(N + B*c'cotϕ)) ²ⁿ⁻¹		0.22	0.22	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	238.31	336.97	(kN/m²)
------------------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	F = q_{lim}*B' / N	Nmin	2.73	>	1
		Nmax	2.87	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^3 / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	117.72	(kN/m)
M	23.08	(kNm/m)
e=M/N	0.20	(m)
B*	1.71	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D *	0.95	(m)
D/B*	0.56	(m)
Hs/B*	2.63	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 71.56 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.936 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.79 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^3 / E = 1.52 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

Sst1 stat = $0,5 * \gamma * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_a$	(kN/m)	12.38	15.86	15.86
Sst1 sism = $0,5 * \gamma * (1 + k_v) * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.69	4.30	4.30
Ssq1 perm = $q_p * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_{as}$	(kN/m)	12.97	16.27	16.27

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

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} * \cos \delta$	(kN/m)	11.71	15.24	15.24
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} * \cos \delta$	(kN/m)	3.49	4.13	4.13
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} * \cos \delta$	(kN/m)	12.27	15.63	15.63

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} * \sin \delta$	(kN/m)	4.03	4.37	4.37
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} * \sin \delta$	(kN/m)	1.20	1.19	1.19
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta$	(kN/m)	4.22	4.48	4.48

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} * \gamma' * (1 + k_v) * H_d^2 * k_{ps} + (2 * c_i * k_{ps} * \cos \delta + \gamma' * (1 + k_v) * k_{ps} * H_2) * H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

MOMENTI DELLA SPIANTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO
- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
M _{Sst1 stat} =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	9.56	12.45	12.45
M _{Sst1 sism} =	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	2.85	3.38	3.38
M _{Sst2 stat} =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	8.47	9.18	9.18
M _{Sst2 sism} =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	2.53	2.49	2.49
M _{Ssq1} =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	15.03	19.15	19.15
M _{Ssq2} =	Ssq1v * B	(kNm/m)	8.87	9.42	9.42
M _{Sp} =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^2 / 3 + (2 * c1 * kps^{0.5} + \gamma_1 * kps * H2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

M _{fext1} =	mp+ms	(kNm/m)		0.00
M _{fext2} =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
M _{fext3} =	(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	123.57	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Pts h	45.62	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	tgφ1'	0.63	(-)	
Fs =	(N*f + Sp) / T	1.69	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	109.58	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	M _{Sst} +M _{Ssq} +M _{fext1} +M _{fext2} +M _{Sp} +M _{Ps} +M _{Pts}	20.99	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr	5.22	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	Nmin	Nmax	(kN/m)
		123.57	159.03	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Pts h - Sp	45.62		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	88.58	131.14	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	41.16	35.85	(kNm/m)

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18.05		(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0.33	0.23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.43	1.65	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(2 \cdot \text{tg} \phi'/\pi)}$	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	35.51		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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)	0.40	0.51	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.37	0.49	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* c' \cot \phi'))^{m-1}$		0.25	0.25	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	270.03	331.88	(kN/m²)
-----------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	3.13	>	1
		N_{max}	3.44	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	12.38	15.86	15.86
$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.51	2.79	2.79
$Ssq1 \text{ perm} = qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Ssq1 \text{ acc} = qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	13.26	16.59	16.59

- Componente orizzontale condizione sismica -

$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	11.71	15.24	15.24
$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.38	2.68	2.68
$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.54	15.95	15.95

- Componente verticale condizione sismica -

$Sst1v \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.03	4.37	4.37
$Sst1v \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.82	0.77	0.77
$Ssq1v \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Ssq1v \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4.32	4.57	4.57

- Spinta passiva sul dente

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

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev *Data*
F0 20/06/2011

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSet1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	9.56	12.45	12.45
MSet1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	1.94	2.19	2.19
MSet2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	8.47	9.18	9.18
MSet2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	1.72	1.61	1.61
MSeq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	15.36	19.54	19.54
MSeq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	9.07	9.61	9.61
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^2 / 3 + (2 * c1 * kps^{0.5} + \gamma1 * kps * H2) * Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	112.64	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	44.48	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	tgφ1	0.63	(-)	
Fs =	(N*f + Sp) / T	1.58	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	109.56	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	31.68	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr	3.46	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	112.64	148.10	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	44.48		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	77.90	120.45	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	40.37	35.05	(kNm/m)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_c'N_q'iq + 0,5\gamma'1'B'N_\gamma'iy$$

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ_c	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_c = \gamma d^m H_2^2$	sovraccarico stabilizzante	18.05		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.36	0.24	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.38	1.63	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2) e^{k \tan \varphi}$	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
$N_c = (N_q - 1) \tan(\varphi)$	(2+x in cond. nd)	35.51		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\varphi)$	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B^*c' \cot \varphi))^{m_1}$	(1 in cond. nd)	0.37	0.49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.34	0.47	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^*c' \cot \varphi))^{m_2}$		0.22	0.22	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	241.38	308.53	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2.96	>	1
		N_{max}	3.39	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono relative all'approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R1)

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fctm	33	(MPa)	
Ec	31478	(MPa)	
α_{ct}	0.85		
γ_c	1.50		
$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctm} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_s	11	Mpa
σ_c	200	Mpa

condizioni sismiche

σ_s	11	Mpa
σ_c	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="s2"/>	0.3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="s3"/>	0.4	mm

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk}	450	(MPa)	
γ_s	1.15		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	(MPa)	
E _s	210000	(MPa)	
ϵ_{yk}	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

Copriferro minimo di normative (ricoprimento armatura)

c_{min} = (cm)

Interfero tra f e II strato

l_{cz} = 5.00 (cm)

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

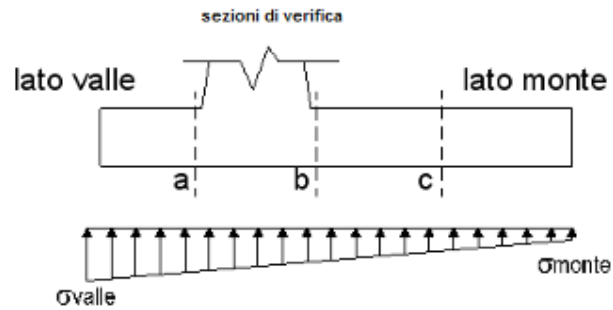
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.10 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.74 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	123.70	36.65	108.77	9.04
	230.05	20.70	137.71	81.39
sisma+	122.99	34.24	105.15	11.98
	158.45	28.92	114.80	36.10
sisma-	112.09	33.63	99.13	7.62
	147.55	28.31	108.78	31.74



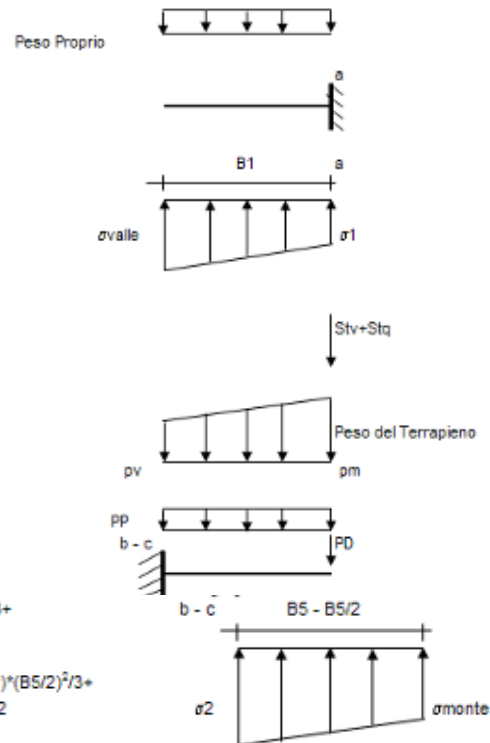
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 11.25 (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	108.77	108.77	0.00	0.00
	137.71	137.71	0.00	0.00
sisma+	105.15	105.15	0.00	0.00
	114.80	114.80	0.00	0.00
sisma-	99.13	99.13	0.00	0.00
	108.78	108.78	0.00	0.00



Mensola Lato Monte

PP = 11.25 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	38.00	97.09	57.70	(kN/m ²)
pvb	38.00	97.09	57.70	(kN/m ²)
pvc	38.00	97.09	57.70	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte}	$\sigma_2 b$	M_b	V_b	$\sigma_2 c$	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	9.04	85.03	-43.81	-19.03	47.03	-21.20	-32.45
	81.39	124.30	-40.95	-24.26	102.84	-18.72	-28.45
sisma+	11.98	82.97	-35.64	-16.16	47.47	-16.48	-27.01
	36.10	96.06	-35.92	-19.45	66.08	-15.96	-26.45
sisma-	7.62	77.34	-35.12	-16.14	42.48	-16.16	-26.60
	31.74	90.44	-32.93	-16.34	61.09	-15.03	-24.49

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh$$

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

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

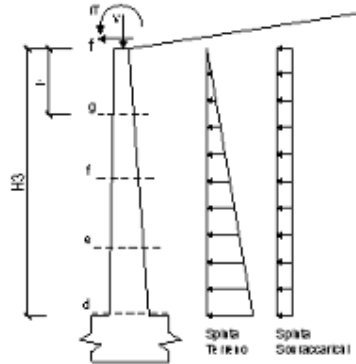
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ oriz}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{est}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	6.76	24.27	0.00	31.03	0.00	20.00	20.00
e-e	1.50	2.85	13.85	0.00	16.50	0.00	14.06	14.06
f-f	1.00	0.85	6.07	0.00	6.91	0.00	8.75	8.75
g-g	0.50	0.11	1.52	0.00	1.62	0.00	4.06	4.06

sezione	h	Vt	Vq	V _{est}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	10.14	24.27	0.00	34.41
e-e	1.50	5.71	18.20	0.00	23.90
f-f	1.00	2.54	12.13	0.00	14.67
g-g	0.50	0.63	6.07	0.00	6.70

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp-inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	5.20	1.64	10.01	0.00	1.80	18.65	0.00	20.98	20.98
e-e	1.50	2.19	0.69	5.63	0.00	0.96	9.48	0.00	14.75	14.75
f-f	1.00	0.65	0.21	2.50	0.00	0.41	3.77	0.00	9.18	9.18
g-g	0.50	0.08	0.03	0.63	0.00	0.10	0.83	0.00	4.26	4.26

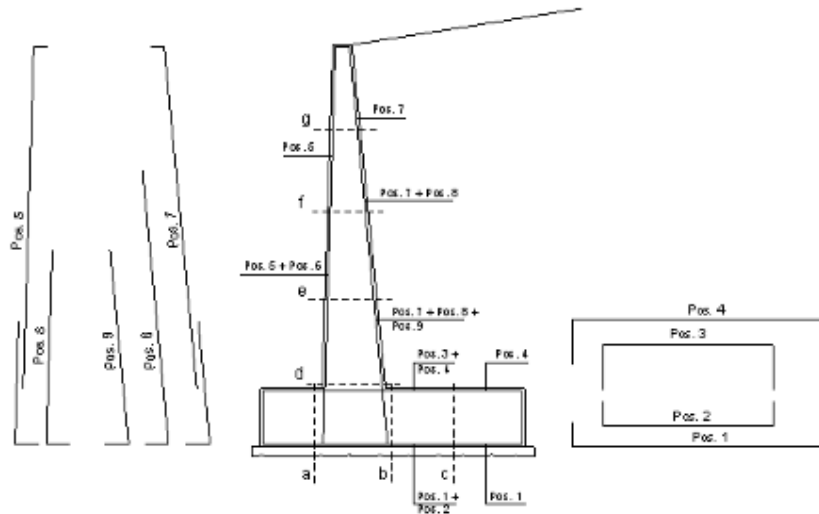
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{est}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	7.80	2.46	10.01	0.00	1.96	22.24
e-e	1.50	4.39	1.39	7.51	0.00	1.38	14.68
f-f	1.00	1.95	0.62	5.01	0.00	0.86	8.43
g-g	0.50	0.49	0.15	2.50	0.00	0.40	3.54

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp-inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	5.20	1.12	10.23	0.00	1.80	18.35	0.00	19.02	19.02
e-e	1.50	2.19	0.47	5.76	0.00	0.96	9.39	0.00	13.37	13.37
f-f	1.00	0.65	0.14	2.56	0.00	0.41	3.76	0.00	8.32	8.32
g-g	0.50	0.08	0.02	0.64	0.00	0.10	0.84	0.00	3.86	3.86

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{est}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	7.80	1.68	10.23	0.00	1.96	21.67
e-e	1.50	4.39	0.94	7.68	0.00	1.38	14.39
f-f	1.00	1.95	0.42	5.12	0.00	0.86	8.34
g-g	0.50	0.49	0.10	2.56	0.00	0.40	3.55

SCHEMA DELLE ARMATURE

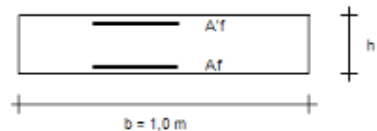


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	14	<input type="checkbox"/>	5	5,0	14	<input type="checkbox"/>
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	0	<input type="checkbox"/>	7	5,0	14	<input type="checkbox"/>
4	5,0	14	<input type="checkbox"/>	8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a-a	0,00	0,00	0,45	7,70	7,70	118,73
b-b	-43,81	0,00	0,45	7,70	7,70	118,73
c-c	-21,20	0,00	0,45	7,70	7,70	118,73
d-d	31,03	20,00	0,50	7,70	7,70	137,90
e-e	16,50	14,06	0,45	7,70	7,70	121,27
f-f	6,91	8,75	0,40	7,70	7,70	105,03
g-g	1,82	4,06	0,35	7,70	7,70	89,14

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Ed}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Ed}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a-a	0,00	0,45	156,13	10	20	20	21,8	691,49	Armatura a taglio non necessaria
b-b	24,26	0,45	156,13	10	20	20	21,8	691,49	Armatura a taglio non necessaria
c-c	32,45	0,45	156,13	10	20	20	21,8	691,49	Armatura a taglio non necessaria
d-d	34,41	0,50	172,14	10	20	20	21,8	777,93	Armatura a taglio non necessaria
e-e	23,90	0,45	158,01	10	20	20	21,8	691,49	Armatura a taglio non necessaria
f-f	14,67	0,40	143,67	10	20	20	21,8	605,06	Armatura a taglio non necessaria
g-g	6,70	0,35	129,05	10	20	20	21,8	518,62	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

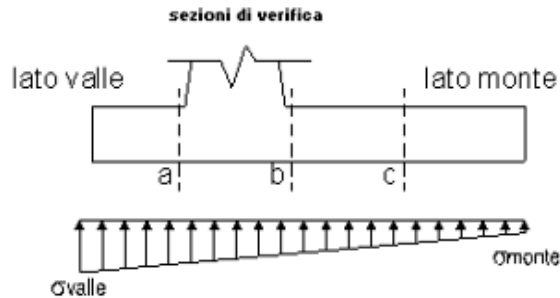
$$e_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

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

$$A = 10 \cdot B = 2.10 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 10 \cdot B^2/6 = 0.74 \quad (m^3)$$

caso	N	M	e _{valle}	e _{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	117.72	23.08	87.45	24.66
	174.44	14.57	102.89	63.24
Q.P.	112.26	9.39	66.23	40.68
	112.26	9.39	66.23	40.68

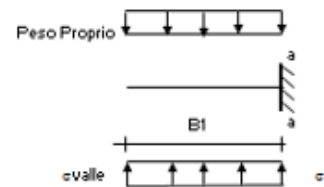


Mensola Lato Valle

Peso Proprio, PP = 11.25 (kN/m)

$$M_a = e_1 \cdot B^2/2 + (e_{valle} - e_1) \cdot B^3/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1 + kv)$$

caso	e _{valle}	e ₁	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	87.45	87.45	0.00
	102.89	102.89	0.00
Q.P.	66.23	66.23	0.00
	66.23	66.23	0.00



Mensola Lato Monte

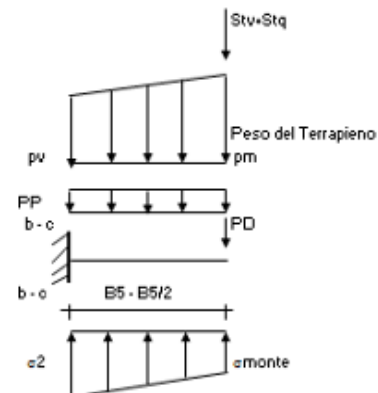
PP = 11.25 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	N _{min}	N _{max}	Freq	N _{max}	QP	
pm =	38.00	69.51	38.00	(kN/m ²)		
pvb =	38.00	69.51	38.00	(kN/m ²)		
pvc =	38.00	69.51	38.00	(kN/m ²)		

$$M_b = (e_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2/2 + (e_2 - e_{monte}) \cdot B^3/6 - (pm - p_{vb}) \cdot B^2/3 + (Stv + Sqv) \cdot B^5 - PD \cdot (B^5 - Bd^2/2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H^2/2$$

$$M_c = (e_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2/2 + (e_2 - e_{monte}) \cdot (B/2)^2/6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B/2)^2/3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) - PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H^2/2$$

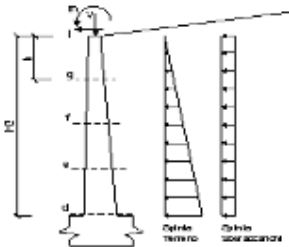
caso	e _{monte}	e _{2b}	M _b	e _{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	24.66	72.50	-26.25	48.58	-12.91
	63.24	93.45	-24.72	78.35	-11.59
Q.P.	40.68	60.15	-9.11	50.41	-4.93
	40.68	60.15	-9.11	50.41	-4.93



CALCOLO SULLE AZIONI E SEZIONI PARALLELE ALLA VERTICALE DEL MURTO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K_{a, \text{max}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2 \alpha$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a, \text{min}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \tan^2 \alpha$
 $M_{u,1} = m \cdot F \cdot h$
 $N_{u,1} = V$



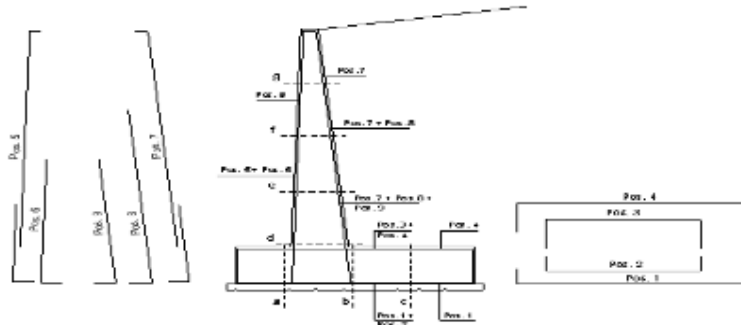
condizione Frequente

sezione	h (m)	Mt (kNm/m)	Mq (kNm/m)	M _{u,1} (kNm/m)	M _{u,2} (kNm/m)	N _{u,1} (kNm)	N _{u,2} (kNm)	N _{u,3} (kNm)
d-d	2.00	5.20	12.54	0.00	16.14	0.00	20.00	20.00
e-e	1.50	2.19	7.28	0.00	9.47	0.00	14.08	14.08
f-f	1.00	0.65	3.24	0.00	3.69	0.00	8.75	8.75
g-g	0.50	0.08	0.81	0.00	0.89	0.00	4.08	4.08

condizione Quasi Permanente

sezione	h (m)	Mt (kNm/m)	Mq (kNm/m)	M _{u,1} (kNm/m)	M _{u,2} (kNm/m)	N _{u,1} (kNm)	N _{u,2} (kNm)	N _{u,3} (kNm)
d-d	2.00	5.20	0.00	0.00	5.20	0.00	20.00	20.00
e-e	1.50	2.19	0.00	0.00	2.19	0.00	14.08	14.08
f-f	1.00	0.65	0.00	0.00	0.65	0.00	8.75	8.75
g-g	0.50	0.08	0.00	0.00	0.08	0.00	4.08	4.08

SCHEMA DELLE ARMATURE

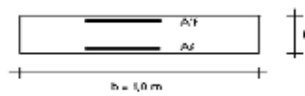


ARMATURE

pos	n/ml	ϕ	il tratto	pos	n/ml	ϕ	il tratto
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 6-8-7-8-9
- f-f pos 6-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez. (.)	M (kNm)	N (kN)	h (m)	A1 (cm ²)	A1' (cm ²)	σ ₁ (N/mm ²)	σ _{1'} (N/mm ²)	s ₁ (mm)	s _{1'} (mm)
a-a	0.00	0.00	0.45	7.70	7.70	0.00	0.00	0.000	0.300
b-b	-26.25	0.00	0.45	7.70	7.70	1.57	32.03	0.128	0.300
c-c	-12.01	0.00	0.45	7.70	7.70	0.77	45.26	0.050	0.300
d-d	16.14	20.00	0.50	7.70	7.70	0.90	43.67	0.056	0.300
e-e	9.47	14.08	0.45	7.70	7.70	0.97	28.35	0.059	0.300
f-f	3.69	8.75	0.40	7.70	7.70	0.28	10.16	0.018	0.300
g-g	0.89	4.08	0.35	7.70	7.70	0.08	1.75	0.002	0.300

[n.b.: M+ tende le fibre di intradasso, M- tende le fibre di estradasso]

condizione Quasi Permanente

Sez. (.)	M (kNm)	N (kN)	h (m)	A1 (cm ²)	A1' (cm ²)	σ ₁ (N/mm ²)	σ _{1'} (N/mm ²)	s ₁ (mm)	s _{1'} (mm)
a-a	0.00	0.00	0.45	7.70	7.70	0.00	0.00	0.000	0.400
b-b	-3.11	0.00	0.45	7.70	7.70	0.54	21.95	0.040	0.400
c-c	-4.83	0.00	0.45	7.70	7.70	0.28	17.28	0.028	0.400
d-d	5.20	20.00	0.50	7.70	7.70	0.23	4.81	0.008	0.400
e-e	2.19	14.08	0.45	7.70	7.70	0.11	0.87	0.001	0.400
f-f	0.65	8.75	0.40	7.70	7.70	0.04	-0.08	0.000	0.400
g-g	0.08	4.08	0.35	7.70	7.70	0.00	-	-	0.400

[n.b.: M+ tende le fibre di intradasso, M- tende le fibre di estradasso]

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

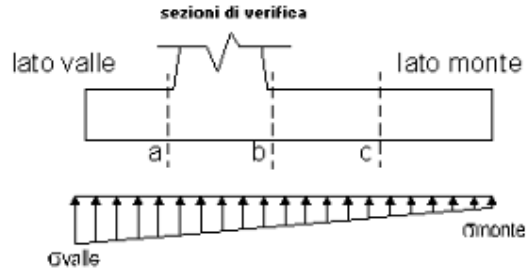
$$\sigma_{valle} = N/A + M/l \cdot w_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N/A - M/l \cdot w_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2.10 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$w_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.74 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	119.08	29.37	96.66	16.75
sisma+	183.98	18.73	115.95	64.98
sisma-	122.99	34.24	105.15	11.98
sisma+	158.45	28.92	114.80	36.10
sisma-	112.09	33.63	99.13	7.62
sisma-	147.55	28.31	109.78	31.74

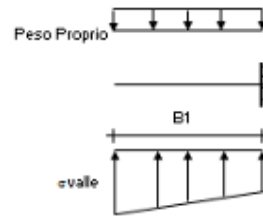


Mensola Lato Valle

Peso Proprio, PP = 1125 (kN/m)

$$M_a = c1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - c1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 + k_v)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	c1 [kN/m ²]	M _a [kNm]
statico	96.66	96.66	0.00
sisma+	115.95	115.95	0.00
sisma-	105.15	105.15	0.00
sisma+	114.80	114.80	0.00
sisma-	99.13	99.13	0.00
sisma-	109.78	109.78	0.00



Mensola Lato Monte

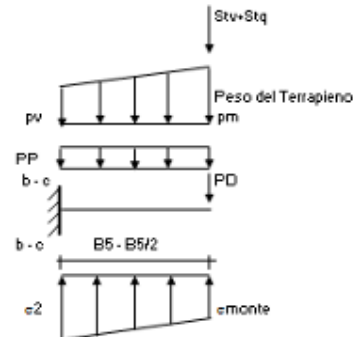
PP = 11.25 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	N _{min}	N _{max sta}	N _{max sisma}	
pm	38.00	77.39	57.70	(kN/m ²)
pvb	38.00	77.39	57.70	(kN/m ²)
pvc	38.00	77.39	57.70	(kN/m ²)

$$M_b = (c_{2b} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 + k_v) \cdot B^2 / 2 + (c_{2b} - c_{2e}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 + k_v) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 + k_v) \cdot (B^2 \cdot Bd / 2) \cdot PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (c_{2e} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 + k_v) \cdot B^2 / 2 + (c_{2e} - c_{2b}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 + k_v) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B^2 / 2) \cdot PD \cdot (1 + k_v) \cdot (B^2 \cdot Bd / 2) \cdot PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	c2b [kN/m ²]	M _b [kNm]	c2e [kN/m ²]	M _c [kNm]
statico	16.75	77.63	-32.99	47.19	-15.84
sisma+	64.98	103.82	-31.08	84.40	-14.18
sisma-	11.98	82.97	-35.64	47.47	-16.48
sisma+	36.10	96.06	-35.92	66.08	-15.96
sisma-	7.62	77.34	-35.12	42.48	-16.16
sisma-	31.74	90.44	-32.93	61.09	-15.03



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{stat} = 1/2 K_{att} \cdot \gamma \cdot (1 + \alpha) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{sism} = 1/2 \cdot \gamma \cdot (K_{att} \cdot \gamma \cdot (1 + \alpha) - K_{att}) \cdot h^2 \cdot h/2 \cdot \alpha \cdot h/3$$

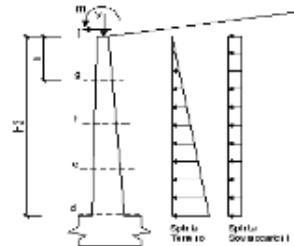
$$M_q = 1/2 K_{att} \cdot \gamma \cdot h^2$$

$$N_{stat} = m \cdot F \cdot h$$

$$N_{sism} = 2 \cdot F \cdot h \cdot \alpha / h$$
 (solo con sisma)

$$N_{tot} = v$$

$$N_{sism,tot} = 2 \cdot F \cdot h \cdot (1 + \alpha)$$



condizione statica

sezione	h	M _{stat}	M _q	M _{sism}	M _{tot}	N _{stat}	N _q	N _{sism}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	5.20	16.16	0.00	21.36	0.00	20.00	20.00
e-e	1.50	2.19	9.10	0.00	11.29	0.00	14.06	14.06
f-f	1.00	0.85	4.04	0.00	4.89	0.00	8.75	8.75
g-g	0.50	0.08	1.01	0.00	1.09	0.00	4.08	4.08

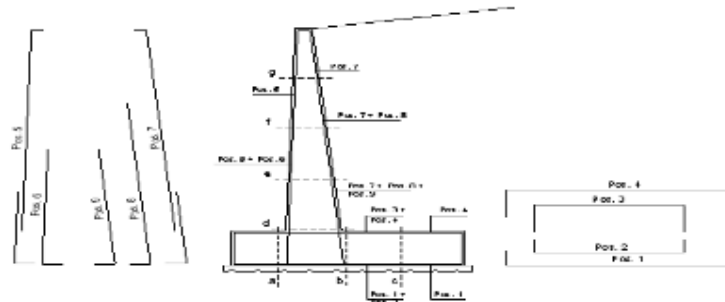
condizione sismica +

sezione	h	M _{stat}	M _{sism}	M _q	M _{tot}	M _{tot,sism}	M _{tot}	N _{stat}	N _{sism,tot}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	5.20	1.54	10.01	0.00	1.80	18.65	0.00	20.98	20.98
e-e	1.50	2.19	0.89	5.83	0.00	0.98	9.48	0.00	14.75	14.75
f-f	1.00	0.85	0.71	2.56	0.00	0.41	3.77	0.00	8.18	8.18
g-g	0.50	0.08	0.03	0.63	0.00	0.10	0.83	0.00	4.26	4.26

condizione sismica -

sezione	h	M _{stat}	M _{sism}	M _q	M _{tot}	M _{tot,sism}	M _{tot}	N _{stat}	N _{sism,tot}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.00	5.20	1.12	10.23	0.00	1.80	18.35	0.00	19.02	19.02
e-e	1.50	2.19	0.47	5.76	0.00	0.86	8.38	0.00	13.37	13.37
f-f	1.00	0.85	0.14	2.56	0.00	0.41	3.76	0.00	8.32	8.32
g-g	0.50	0.08	0.02	0.84	0.00	0.10	0.84	0.00	3.88	3.88

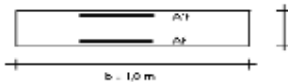
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos.	n/m	φ	Estroto	pos.	n/m	φ	Estroto
1	5.0	16	□	6	5.0	16	□
2	0.0	0	□	7	5.0	16	□
4	5.0	16	□	8	0.0	0	□
				9	0.0	0	□

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 6-7-8
- g-g pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	A1	A2	σ ₁	σ ₂
(-)	[kNm]	[kN]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
a-a	0.00	0.00	0.45	7.70	7.70	0.00	0.00
b-b	-32.99	0.00	0.45	7.70	7.70	1.97	16.25
c-c	-15.84	0.00	0.45	7.70	7.70	0.35	15.52
d-d	21.36	20.00	0.50	7.70	7.70	1.08	19.88
e-e	11.29	14.06	0.45	7.70	7.70	0.60	20.60
f-f	4.89	8.75	0.40	7.70	7.70	0.39	25.37
g-g	1.09	4.08	0.35	7.70	7.70	0.30	2.65

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	A1	A2	σ ₁	σ ₂
(-)	[kNm]	[kN]	[m]	[cm ²]	[cm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
a-a	0.00	0.00	0.45	7.70	7.70	0.00	0.00
b-b	-35.82	0.00	0.45	7.70	7.70	2.15	125.83
c-c	-16.40	0.00	0.45	7.70	7.70	0.80	57.77
d-d	15.65	19.87	0.50	7.70	7.70	0.83	45.85
e-e	8.40	13.37	0.45	7.70	7.70	0.57	24.00
f-f	3.77	8.17	0.40	7.70	7.70	0.70	8.81
g-g	0.84	3.05	0.35	7.70	7.70	0.07	1.63

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.3 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 generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

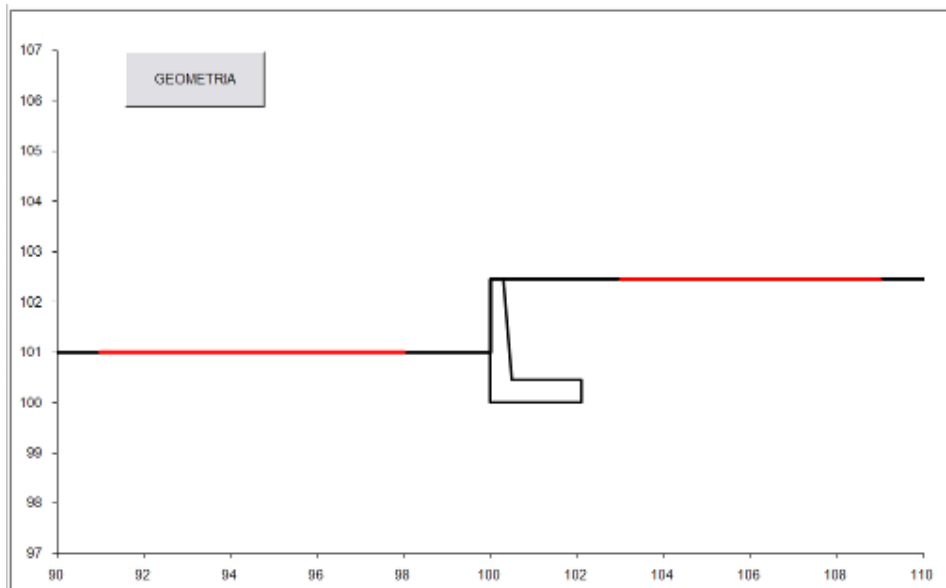


Figura 21 – Schematizzazione geometrica

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	
1536	STATICO	2.740
	SISMICO	2.417

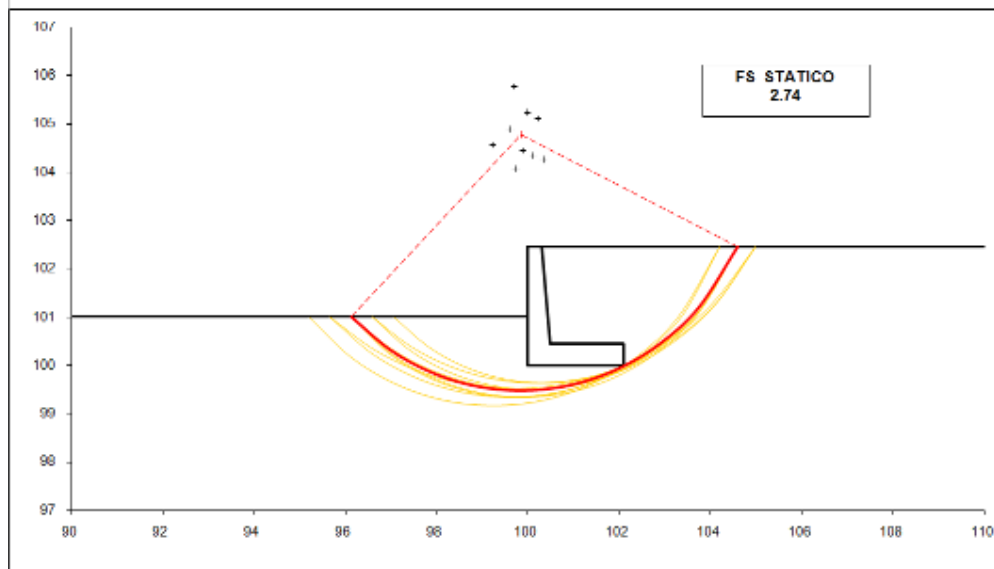


Figura 22 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni statiche

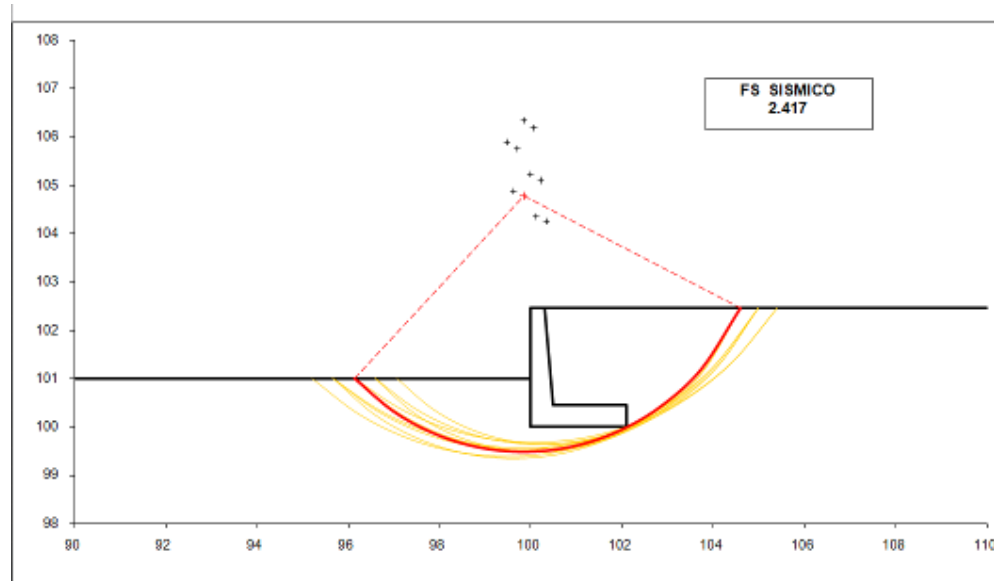


Figura 23 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni sismiche

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8 ANALISI MURI TIPO 2

La seconda tipologia di muro individuata all'interno del posto di manutenzione è caratterizzata dal fatto che, a differenza della prima tipologia descritta, è soggetta non a carico stradale ma a carico ferroviario.

Di seguito la sezione tipologica dell'opera.

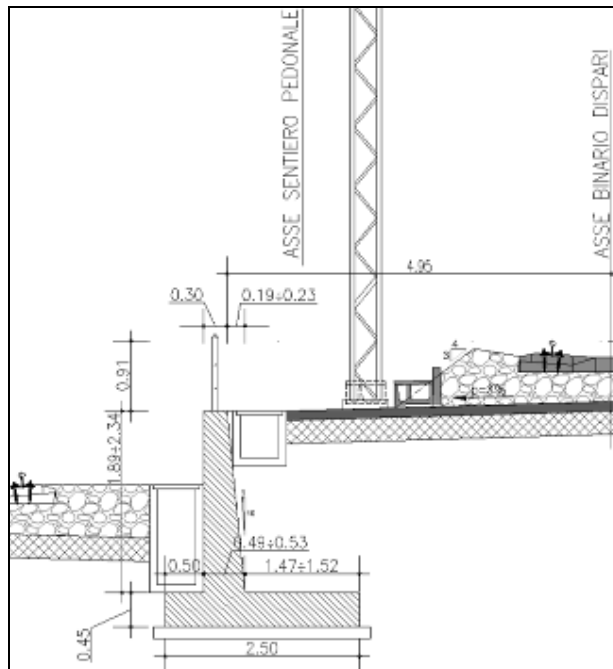


Figura 24 – sezione tipo muro tipo 2 conci 1÷3,

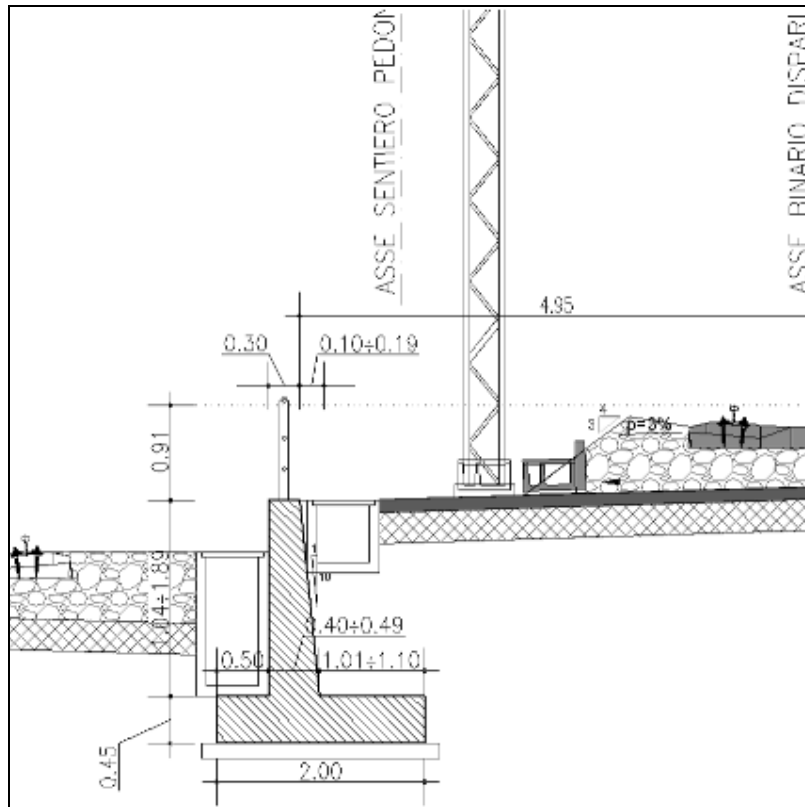


Figura 25 – sezione tipo muro tipo 2 conci 4+8,

La sezione del muro prevede per i conci da 1 a 3 una fondazione di 2.50 m ed una elevazione, esclusa la fondazione, di 2.34 m nella sezione più alta, mentre per i conci da 4 a 8 si ha una fondazione di 2.00m ed una elevazione di 1.89m nella sezione più alta. In testa il manufatto ha una larghezza di 30 cm, spessore che consente l'installazione di un parapetto di protezione previsto in affiancamento al sentiero pedonale da realizzare lungo la linea ferroviaria.

La sezione del manufatto mantiene lungo lo sviluppo planimetrico la testa muro alla stessa quota del sub-ballast; questo è realizzabile prevedendo di costruire fondazioni inclinate (scelta adottata per via delle modeste pendenze in gioco), e prevedendo conci di altezza variabile.

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 per la sezione più alta relativa al muro tipo 2 (conci 1-3) che è stata individuata come più gravosa (sezione di altezza 2.34m e fondazione di profondità 2.5m).

Viste le caratteristiche dimensionali, i sovraccarichi cui sono soggette (sovraccarico ferroviario) e gli elevati ricoprimenti a valle delle stesse, i conci 4 e 8 si considerano assimilabili alla tipologia

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

2(conci 1-3) dal punto di vista del dimensionamento.

Si ha inoltre che le verifiche sono state condotte in condizioni drenate dal momento che si assume impermeabile il corpo del rilevato ferroviario, inoltre l'assenza di giunti water-stop nei giunti strutturali del muro consente ad eventuali acque infiltratesi di smaltirsi.

8.1 ANALISI DEI CARICHI

Le verifiche di stabilità e strutturali delle opere di sostegno in oggetto sono state effettuate con riferimento alle seguenti combinazioni di carico valide a livello generale desunte dalle istruzioni 44 G di RFI:

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 permanente distribuito di 14.40 kN/m^2 (il valore del sovraccarico permanente distribuito è stato valutato considerando il peso del ballast, per uno spessore medio di 0.80 m ($\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$)).
- sovraccarico accidentale distribuito di 46.88 kN/m^2

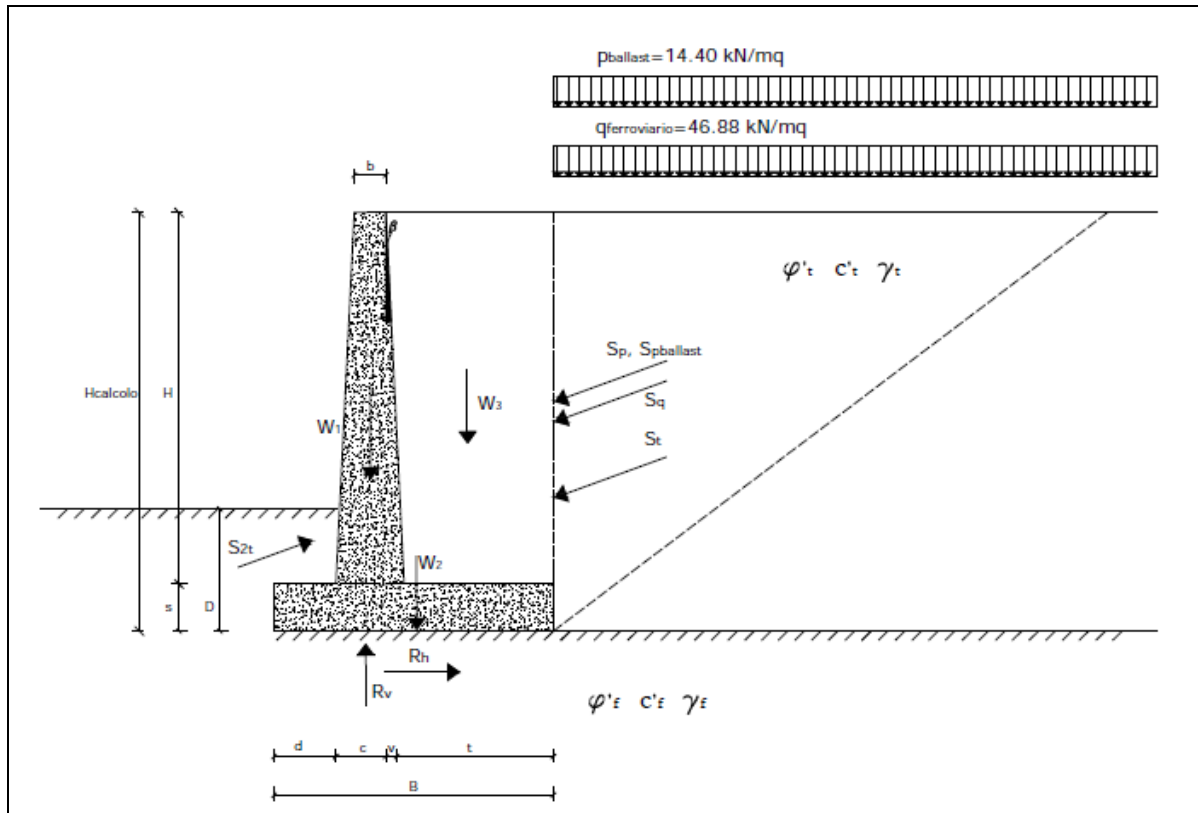


Figura 26 – schema di carico come da Istruzioni 44 G di RFI

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 permanente distribuito di 14.40 kN/m^2
- sovraccarico accidentale distribuito di 23.44 kN/m^2
- 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 sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$K_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_c \cdot \alpha_g / g = 0.31 \cdot 1.129 \cdot 1 \cdot 0.279 = 0.097$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.049$$

8.2 VERIFICA MURI TIPO 2

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto.

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

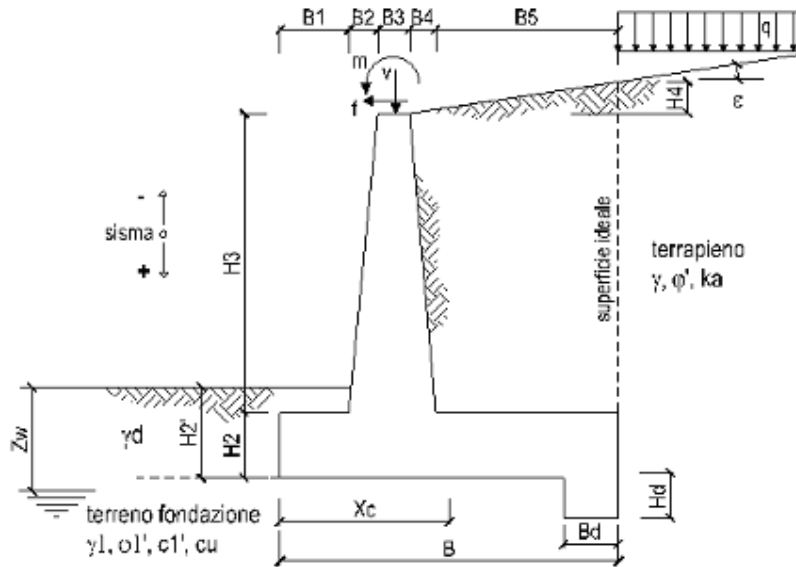
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Tipo 2	Ribaltamento (EQU)	3.22	4.85	3.28
	Scorrimento (GEO)	1.19	1.28	1.19
	Capacità portante (GEO)	2.05	2.56	2.21
	STR	ok	ok	ok
	stabilità globale opera	2.297	2.095	

Si allegano di seguito alla relazione 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.

9 TABULATI MURI TIPO 2

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



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i 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.

9.1 SCHEDE DI CALCOLO MURI TIPO 2

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.34	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.23	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.45	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.47	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.25	(m)

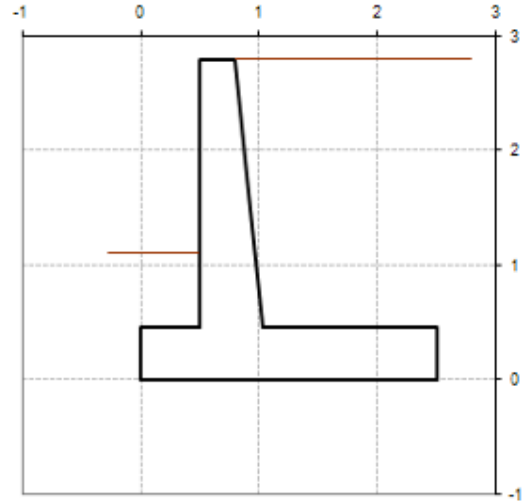
Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

OPERA

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} =$ 25.00 (kN/m³)

Le schede di calcolo utilizzate per le verifiche consentono l'inserimento di carichi di progetto accidentali. Nel caso in questione, oltre alla componente accidentale rappresentata dal transito di un treno, bisogna tener conto nei diversi approcci anche del carico permanente dato dal ballast.

				<i>valori caratteristici</i>		<i>valori di progetto</i>	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	($^{\circ}$)	ϕ'	38.00		32.01	32.01
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00		19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	($^{\circ}$)	δ	19.00		16.00	16.00
Condizioni				<input checked="" type="radio"/> <i>franto</i>	<input type="radio"/> <i>Non Franto</i>		
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c'	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	($^{\circ}$)	ϕ_1'	38.00		32.01	32.01
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19.00		19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rintorno della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	19.00		19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	4.50			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	59200			
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_d/g		0.28	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s		1.129	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T		1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s		0.31	(-)		
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h		0.0979972	(-)		
	Coefficiente sismico verticale	k_v		0.0490	(-)		
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> <i>si</i>	<input type="radio"/> <i>no</i>		
Coefficienti di Spinta			SLE	STR/GEO	EQU		
	Coef. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.217	0.278	0.278		
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.269	0.337	0.337		
	Coef. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.275	0.344	0.344		
	Coef. Di Spinta Passiva	k_p	4.204	3.255	3.255		
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	4.008	3.082	3.082		
	Coef. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	3.988	3.064	3.064		
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	14.40		14.40	15.84
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> <i>si</i> <input checked="" type="radio"/> <i>no</i>					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kNm)	f_p	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kNm)	v_p	0.00		0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00		0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	46.88		60.94	70.32
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm)	f	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm)	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 Ψ_1	0.80	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	23.44			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm)	f_s	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm)	v_s	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00			

9.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Tali verifiche sono relative all'approccio 1 combinazione due (A2+M2+R2) mentre le verifiche al ribaltamento fanno riferimento alla combinazione (A_{EQU}+M2+1)

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

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento

SF0206_F0

Rev

F0

Data

20/06/2011

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	17.55	15.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	6.73	6.05
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	28.13	25.31
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	52.40	47.16

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	65.36	58.82
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	5.11	4.60
Sovr =	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	70.47	63.42

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	79.696	103.6048
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	39.848	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0.5 \cdot B3)$	(kNm/m)	11.41	10.27
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	5.90	5.31
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	35.16	31.64
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	52.46	47.22

- Terrapieno a sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0.5 \cdot B5)$	(kNm/m)	115.35	103.82
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	4.87	4.39
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	120.23	108.21

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	131.4984	170.94792
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	65.7492	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		5.14
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		2.57

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		6.91
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		3.45

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.79
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.81
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.62
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)		4.22

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.56
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)		0.29
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		1.72
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)		2.57

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		10.38
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		1.01
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		11.38

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		5.65
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)		0.29
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		5.94

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica			
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 16.06	20.56	22.62
Sq perm = $q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 8.73	11.17	12.29
Sq acc = $q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 28.41	47.28	54.56
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 15.18	19.77	21.74
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 8.25	10.74	11.81
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 26.86	45.45	52.44
- Componente verticale condizione statica			
Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 5.23	5.67	6.24
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 2.84	3.08	3.39
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 9.25	13.04	15.04
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{3} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 = $Sth \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 3 \cdot Hd$	(kNm/m) 14.12	18.38	20.22
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 13.07	14.17	15.59
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 2 \cdot Hd$	(kNm/m) 11.51	14.98	16.48
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot (H2+H3+H4+Hd) / 2 \cdot Hd$	(kNm/m) 37.47	63.40	73.16
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 7.10	7.70	8.47
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 23.12	32.59	37.60
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 = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	144.66	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = $Sth + Squ + f$	75.96	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = $tg \varphi_1'$	0.63	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.19	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	155.42	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	48.19	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	3.22	> 1

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0
Data
20/06/2011

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	144.66	248.26	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	75.98	75.98	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	130.38	301.33	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	50.44	8.99	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	20.90	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.35	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.80	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(2 \cdot \tan \phi) \cdot \phi}$	(1 in cond. nd)	23.19	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	35.51	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	30.24	(-)

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

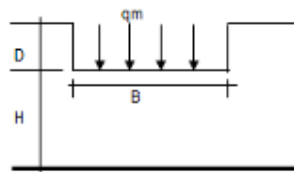
$i_q = (1 - T) / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi)$	(1 in cond. nd)	0.23	0.48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.19	0.19	(-)
$i_\gamma = (1 - T) / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi)^{m-1}$		0.11	0.11	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	164.82	289.00	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.05	>	1
		Nmax	2.83	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

	N	138.34	(kN/m)
	M	17.17	(kNm/m)
	$e = M/N$	0.12	(m)
	B^*	2.25	(m)
Profondità Piano di Poca della Fondazione	D	1.10	(m)
	D/B^*	0.49	(m)
	H_s/B^*	2.00	(m)
Carico unitario medio (q_m)	$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^*$	64.24	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	μ_0	0.939	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	μ_1	0.66	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E$	1.52	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	16.06	20.56
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1 stat$	(kN/m)	4.79	5.58
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	10.80	13.54
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	17.58	22.04

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15.18	19.77
Sst1h sism = $Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.53	5.36
Ssq1h perm = $Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	10.21	13.01
Ssq1h acc = $Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.62	21.18

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.23	5.67
Sst1v sism = $Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.56	1.54
Ssq1v perm = $Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.52	3.73
Ssq1v acc = $Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.72	6.08

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps \cdot c_2 + \gamma \cdot (1+kv) \cdot kps \cdot Hd) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00
---	--------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	14.12	18.38
MSst1 sism = $Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	4.21	4.99
MSst2 stat = $Sst1v stat \cdot B$	(kNm/m)	13.07	14.17
MSst2 sism = $Sst1v sism \cdot B$	(kNm/m)	3.90	3.84
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	37.43	47.71
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	23.10	24.52
MSp = $\gamma \cdot Hd^2 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps \cdot c_2 + \gamma \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	145.91	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h$	71.37	(kN/m)
--	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi'$	0.63	(-)
------------------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T **1.28** > **1**

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	172.69	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	35.63	(kNm/m)
Fr =	Ms / Mr	4.85	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	145.91	185.76	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Pts h - Sp	71.37		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	137.06	202.81	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	45.32	29.38	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ ₁	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
q ₀ = γd'H ₂ '	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.31	0.16	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.88	2.18	(m)

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

N _q = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(n*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
N _c = (N _q - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	35.51		(-)
N _γ = 2*(N _q + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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'cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.26	0.38	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q)/(N _q - 1)		0.23	0.35	(-)
i _γ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^{m+1}		0.13	0.13	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	198.49	267.48	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B* / N	Nmin	2.56	>	1
		Nmax	3.14	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
<i>- Spinta condizione sismica -</i>			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	16.06	20.56
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.26	3.61
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	11.04	13.81
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	17.97	22.48
<i>- Componente orizzontale condizione sismica -</i>			
Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15.18	19.77
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.08	3.47
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	10.44	13.28
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	16.99	21.61
<i>- Componente verticale condizione sismica -</i>			
Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.23	5.67
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.06	1.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.59	3.81
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.85	6.20
<i>- Spinta passiva sul dente</i>			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
<i>- Condizione sismica -</i>			
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	14.12	18.38
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	2.87	3.23
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	13.07	14.17
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	2.65	2.49
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	38.26	48.67
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	23.61	25.02
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

<i>Risultante forze verticali (N)</i>		
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	133.52	(kN/m)
<i>Risultante forze orizzontali (T)</i>		
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	70.17	(kN/m)
<i>Coefficiente di attrito alla base (f)</i>		
$f = \tan \phi'$	0.63	(-)
Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$	1.19	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

<i>Momento stabilizzante (Ms)</i>		
$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	172.69	(kNm/m)
<i>Momento ribaltante (Mr)</i>		
$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	52.71	(kNm/m)
Fr = Ms / Mr	3.28	> 1

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0
Data
20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_l + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	133.52	173.37	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	70.17		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	119.98	185.73	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	46.93	30.99	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ_n	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H/2$	sovraccarico stabilizzante	20.90		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.35	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.80	2.14	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(k \cdot \tan \phi)}$	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	36.51		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.23	0.36	(-)
$i_c = i_q \cdot (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.19	0.33	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		0.11	0.11	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	164.29	237.53	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.21	>	1
		Nmax	2.94	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono relative all'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1)

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cis

Rok	30	(MPa)
fok	25	(MPa)
fcm	33	(MPa)
Ec	31476	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	

$f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ctk} / \gamma_c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ctk}^{2/3}$	2.56	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	11	Mpa
σ_s	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_s	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="s2"/>	0.3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="s3"/>	0.4	mm

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk}	=	450	(MPa)
γ_s	=	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$	=	391.30	(MPa)
E_s	=	210000	(MPa)
ϵ_{sk}	=	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 4.00$ (cm)

Interferenza tra I e II strato

$l_{cz} = 5.00$ (cm)

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

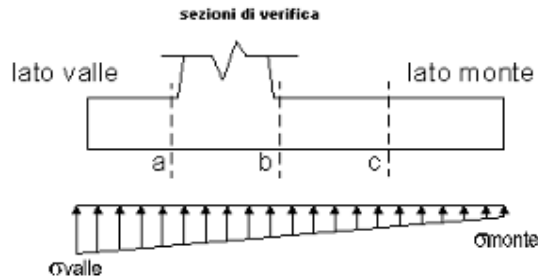
$\sigma_{valle} = N/A + M/l \cdot W_{gg}$

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

$A = 10 \cdot B = 2.50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 10^3 \cdot B^3/6 = 104 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	147.23	39.97	97.26	20.53
	266.78	-7.85	99.17	114.25
sisma+	144.92	31.25	87.97	27.97
	164.77	15.31	88.60	59.21
sisma-	132.58	33.06	84.77	21.29
	172.43	17.12	85.41	52.53



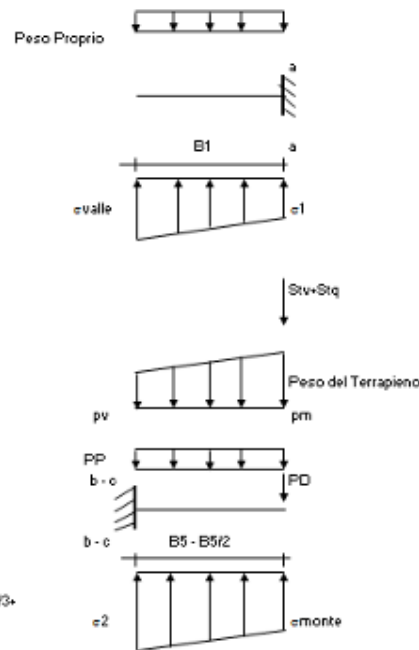
Mensola Lato Valle

Peso Proprio, PP = 11.25 (kN/m)

$M_a = \sigma \cdot B \cdot l^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma) \cdot B \cdot l^2/2 - PP \cdot B \cdot l^2/2$ [kNm]

$V_a = \sigma \cdot B \cdot l + (\sigma_{valle} - \sigma) \cdot B \cdot l - PP \cdot B \cdot l$ [kN]

caso	σ_{valle}	σ	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	97.26	81.91	10.11	39.17
	99.17	102.18	11.12	44.72
sisma+	87.97	75.97	9.02	38.08
	88.60	82.72	9.42	38.40
sisma-	84.77	72.08	8.73	36.49
	85.41	78.84	9.00	36.90



Mensola Lato Monte

PP = 11.25 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	Nmax stat	Nmax sism
	pm	44.46	114.78
pvb	44.46	114.78	67.90
pvc	44.46	114.78	67.90

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

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

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B \cdot l + (\sigma - \sigma_{monte}) \cdot B \cdot l - (p_m - p_{vb}) \cdot B \cdot l + (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot l$

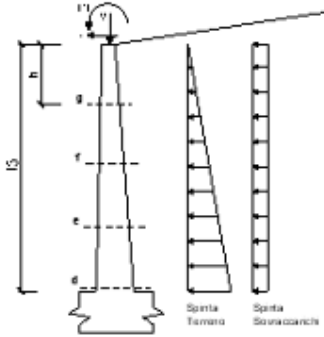
$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot B \cdot l + (\sigma - \sigma_{monte}) \cdot B \cdot l - (p_m - p_{vc}) \cdot B \cdot l + (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot l$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	20.53	65.65	-57.58	-42.92	43.09	-25.38	-41.93
	114.25	105.38	-51.73	-48.20	109.82	-21.49	-34.65
sisma+	27.97	63.25	-43.78	-34.89	45.61	-18.42	-31.94
	59.21	76.49	-43.07	-38.34	67.85	-17.44	-30.36
sisma-	21.29	58.62	-43.92	-34.88	39.96	-18.44	-32.16
	52.53	71.87	-40.73	-34.95	62.20	-16.83	-28.89

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a, \text{stat}} \cdot \gamma \cdot (t_{skv})^2 \cdot h^3 / 3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a, \text{sism}} \cdot (t_{skv}) - K_{a, \text{stat}}) \cdot h^2 / 2 \quad \text{o} \cdot h^3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a, \text{stat}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{tot}} &= m \cdot f \cdot h \\
 M_{\text{interseca}} &= \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \\
 N_{\text{tot}} &= v \\
 N_{\text{interseca}} &= \sum P_m \cdot (t_{skv}) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a, \text{stat}} \cdot \gamma \cdot (t_{skv})^2 \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a, \text{sism}} \cdot (t_{skv}) - K_{a, \text{stat}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a, \text{stat}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{tot}} &= f \\
 V_{\text{interseca}} &= \sum P_m \cdot kh
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	M _{interseca} [kNm/m]	N _{tot} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.34	10.83	50.06	0.00	60.89	0.00	24.28	24.28
e-e	1.76	4.57	28.98	0.00	32.73	0.00	16.95	16.95
f-f	1.17	1.35	12.51	0.00	13.87	0.00	10.46	10.46
g-g	0.59	0.17	3.13	0.00	3.30	0.00	4.81	4.81

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{tot} [kN/m]	V _{interseca} [kN/m]
d-d	2.34	13.89	42.78	0.00	56.67
e-e	1.76	7.81	32.09	0.00	39.90
f-f	1.17	3.47	21.39	0.00	24.86
g-g	0.59	0.87	10.70	0.00	11.56

condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	M _{interseca} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{tot} [kN/m]	N _{pp-interseca} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.34	8.33	2.63	26.33	0.00	2.53	39.82	0.00	25.47	25.47
e-e	1.76	3.51	1.11	14.81	0.00	1.35	20.78	0.00	17.78	17.78
f-f	1.17	1.04	0.33	6.58	0.00	0.57	8.52	0.00	10.97	10.97
g-g	0.59	0.13	0.04	1.65	0.00	0.13	1.95	0.00	5.04	5.04

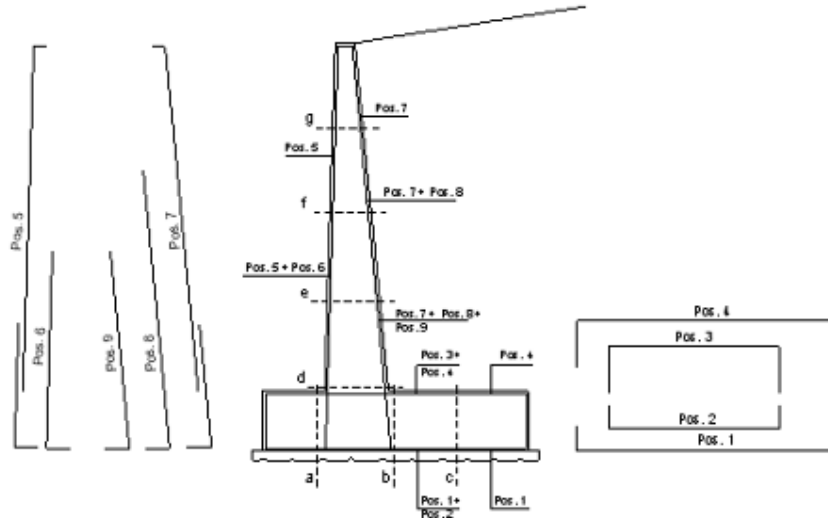
sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{tot} [kN/m]	V _{interseca} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.34	10.88	3.37	22.50	0.00	2.38	38.94
e-e	1.76	6.01	1.90	16.88	0.00	1.66	26.44
f-f	1.17	2.67	0.84	11.25	0.00	1.02	15.79
g-g	0.59	0.67	0.21	5.63	0.00	0.47	6.98

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	M _{interseca} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{tot} [kN/m]	N _{pp-interseca} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.34	8.33	1.79	26.91	0.00	2.53	39.56	0.00	23.09	23.09
e-e	1.76	3.51	0.75	15.14	0.00	1.35	20.76	0.00	16.12	16.12
f-f	1.17	1.04	0.22	6.73	0.00	0.57	8.56	0.00	9.94	9.94
g-g	0.59	0.13	0.03	1.68	0.00	0.13	1.97	0.00	4.57	4.57

sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{tot} [kN/m]	V _{interseca} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	2.34	10.88	2.29	23.00	0.00	2.38	38.35
e-e	1.76	6.01	1.29	17.25	0.00	1.66	26.21
f-f	1.17	2.67	0.57	11.50	0.00	1.02	15.77
g-g	0.59	0.67	0.14	5.75	0.00	0.47	7.03

SCHEMA DELLE ARMATURE

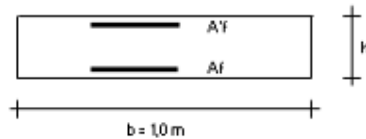


ARMATURE

pos	n/ml	φ	Ilstrato	pos	n/ml	φ	Ilstrato
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	11.12	0.00	0.45	7.70	7.70	118.73
b-b	-57.58	0.00	0.45	7.70	7.70	118.73
c-c	-25.38	0.00	0.45	7.70	7.70	118.73
d-d	60.89	24.28	0.53	7.70	7.70	148.18
e-e	32.73	16.95	0.47	7.70	7.70	128.76
f-f	13.87	10.46	0.42	7.70	7.70	109.89
g-g	3.30	4.81	0.36	7.70	7.70	91.52

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	ε	V _{Ed}
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)
a-a	44.72	0.45	156.13	10	20	20	218	691.43
b-b	48.20	0.45	156.13	10	20	20	218	691.43
c-c	41.93	0.45	156.13	10	20	20	218	691.43
d-d	56.67	0.53	180.60	10	20	20	218	829.79
e-e	39.90	0.47	164.43	10	20	20	218	730.39
f-f	24.86	0.42	148.02	10	20	20	218	630.99
g-g	11.96	0.36	131.28	10	20	20	218	531.58

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

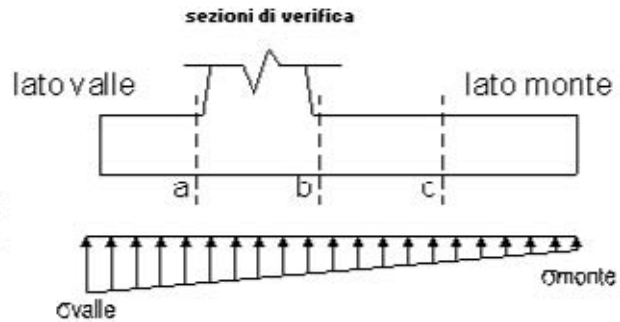
$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 2.50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 1.04 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	138.34	17.17	71.82	38.85
	202.10	-8.33	72.84	88.84
Q.P.	130.94	-3.56	48.96	55.79
	130.94	-3.56	48.96	55.79

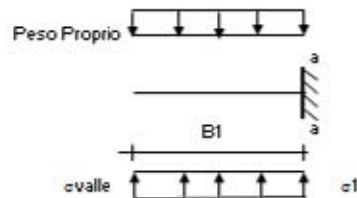


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 11.25 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	71.82	65.23	7.30
	72.84	76.04	7.83
Q.P.	48.96	50.33	4.77
	48.96	50.33	4.77



Mensola Lato Monte

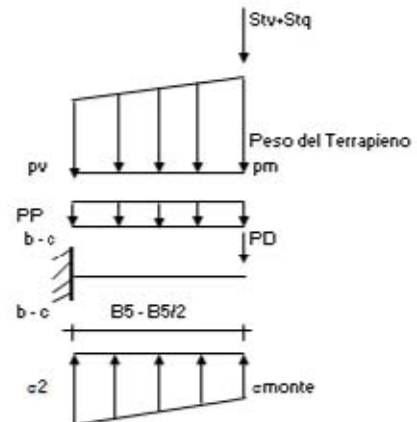
PP = 11.25 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	44.46	81.96	44.46	(kN/m ²)
pvb	44.46	81.96	44.46	(kN/m ²)
pvc	44.46	81.96	44.46	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2/2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2/2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot B^2/2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vc}) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B_5/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2/2$

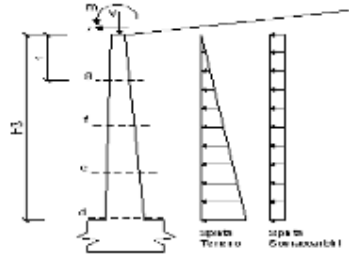
caso	σ_{monte}	σ_2b	M_b	σ_2c	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	38.85	58.24	-33.97	48.54	-15.05
	88.84	79.43	-30.85	84.13	-12.97
Q.P.	55.79	51.78	-13.22	53.78	-6.09
	55.79	51.78	-13.22	53.78	-6.09



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K_a \gamma_{soil} \cdot \gamma h^2 / v^3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_a \gamma_{soil} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{tot} = m \cdot F \cdot h$
 $N_{tot} = v$



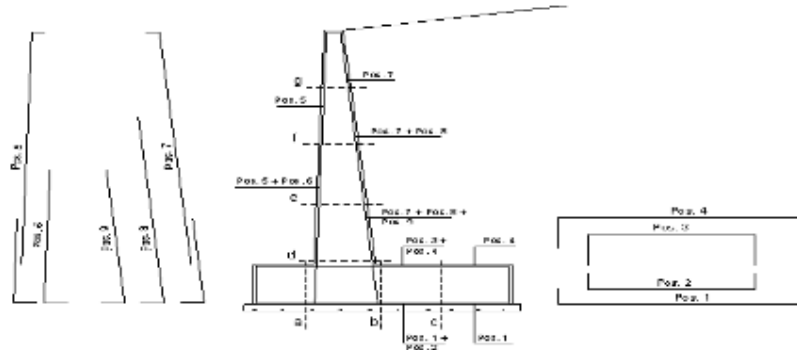
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{tot} [kN/m]	N _{sp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.34	8.33	20.18	0.00	37.51	0.00	24.28	24.28
e-e	1.70	3.51	16.41	0.00	19.93	0.00	16.95	16.95
f-f	1.17	1.04	7.29	0.00	8.34	0.00	10.48	10.48
g-g	0.59	0.13	1.82	0.00	1.95	0.00	4.81	4.81

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{tot} [kN/m]	N _{sp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	2.34	8.33	8.10	0.00	16.43	0.00	24.28	24.28
e-e	1.70	3.51	4.55	0.00	8.07	0.00	16.95	16.95
f-f	1.17	1.04	2.02	0.00	3.07	0.00	10.48	10.48
g-g	0.59	0.13	0.51	0.00	0.64	0.00	4.81	4.81

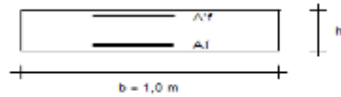
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos.	n°/ml	ϕ	TI strato	pos.	n°/ml	ϕ	TI strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	<input type="checkbox"/>
4	5.0	14	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

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. (c)	M [kNm]	N [kN]	h [cm]	A _T [cm ²]	A _T [cm ²]	σ _c [N/mm ²]	σ _t [N/mm ²]	w _{lc} [mm]	w _{lim} [mm]
a - a	7.03	0.00	0.45	7.70	7.70	0.47	27.49	0.011	0.300
b - b	-33.07	0.00	0.45	7.70	7.70	2.03	110.00	0.179	0.300
c - c	14.04	0.00	0.45	7.70	7.70	0.80	30.76	0.076	0.300
d - d	37.51	24.20	0.53	7.70	7.70	1.09	33.43	0.142	0.300
e - e	19.93	16.94	0.47	7.70	7.70	1.10	38.35	0.064	0.300
f - f	8.34	10.48	0.42	7.70	7.70	0.50	25.40	0.025	0.300
g - g	1.95	4.81	0.35	7.70	7.70	0.18	5.98	0.007	0.300

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

condizione Quasi Permanente

sez. (c)	M [kNm]	N [kN]	h [cm]	A _T [cm ²]	A _T [cm ²]	σ _c [N/mm ²]	σ _t [N/mm ²]	w _{lc} [mm]	w _{lim} [mm]
a - a	4.77	0.00	0.45	7.70	7.70	0.20	18.75	0.006	0.400
b - b	13.02	0.00	0.45	7.70	7.70	0.74	26.30	0.019	0.400
c - c	-5.00	0.00	0.45	7.70	7.70	0.35	21.35	0.032	0.400
d - d	16.51	24.20	0.53	7.70	7.70	0.73	30.67	0.049	0.400
e - e	8.07	16.95	0.47	7.70	7.70	0.44	16.25	0.024	0.400
f - f	3.07	10.48	0.42	7.70	7.70	0.20	8.48	0.007	0.400
g - g	0.64	4.81	0.30	7.70	7.70	0.05	0.43	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

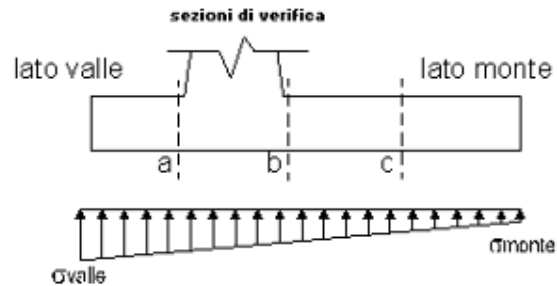
Reazione del terreno

$\sigma_{valle} = N/A + M/l \cdot w_{gg}$
 $\sigma_{monte} = N/A - M/l \cdot w_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B^2 = 250 \text{ (m}^2\text{)}$

$w_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 104 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	140.19	26.97	81.97	30.18
	219.88	-4.90	83.25	92.66
sisma+	144.92	31.25	87.97	27.97
	184.77	15.31	88.60	59.21
sisma-	132.58	33.06	84.77	21.29
	172.43	17.12	85.41	52.53

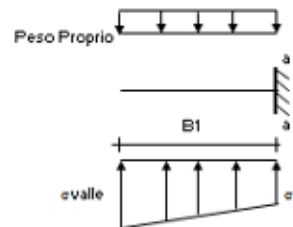


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 11.25 (kN/m)

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
statico	81.97	71.61	8.41
	83.25	85.13	9.08
sisma+	87.97	75.97	9.02
	88.60	82.72	9.36
sisma-	84.77	72.08	8.73
	85.41	78.84	9.07



Mensola Lato Monte

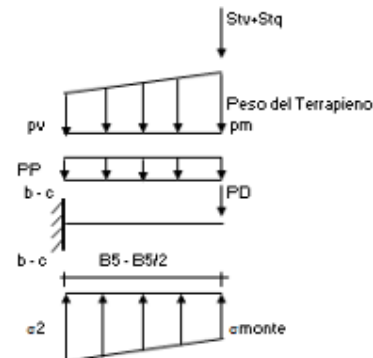
PP = 11.25 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	44.46	91.34	67.30	(kN/m ²)
pvb	44.46	91.34	67.30	(kN/m ²)
pvc	44.46	91.34	67.30	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_2c [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	30.18	60.63	-42.07	45.41	-18.25
	92.66	87.13	-38.18	89.89	-15.66
sisma+	27.97	63.25	-43.78	45.61	-18.42
	59.21	76.49	-43.07	67.85	-17.44
sisma-	21.29	58.62	-43.92	39.96	-18.44
	52.53	71.87	-40.73	62.20	-16.83



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{stat} = \frac{1}{2} K a_{max}^2 \gamma^2 (1 + kv) \gamma^2 h^3 / 3$$

$$M_{sism} = \frac{1}{2} \gamma^2 (K a_{max}^2 (1 + kv) - K a_{max}^2) \gamma^2 h^2 / 2 \quad \text{a } h/3$$

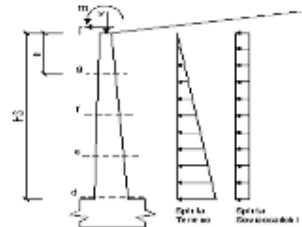
$$M_q = \frac{1}{2} K a_{max}^2 \gamma^2 h^2$$

$$M_{tot} = m \cdot M_q$$

$$M_{sism,tot} = \frac{1}{2} m \gamma^2 b^2 h^3 \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{stat} = V$$

$$N_{sism,tot} = \frac{1}{2} \gamma m^2 (1 + kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{tot}	M _{sism}	N _{stat}	N _{sism}	N _{tot}
	ing	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.34	8.33	34.45	0.00	42.78	0.00	24.28	24.28
e-e	1.76	3.51	19.39	0.00	22.90	0.00	16.95	16.95
f-f	1.17	1.04	6.61	0.00	6.65	0.00	10.46	10.46
g-g	0.59	0.13	2.15	0.00	2.28	0.00	4.81	4.81

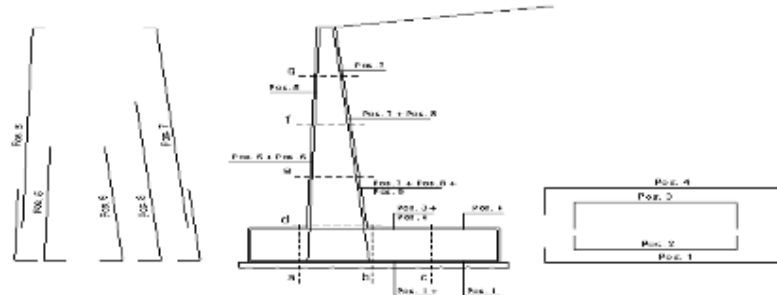
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{tot}	M _{sism,tot}	M _{tot}	N _{stat}	N _{sism,tot}	N _{tot}
	ing	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.34	8.33	2.63	28.33	0.00	2.53	39.82	0.00	25.47	25.47
e-e	1.76	3.51	1.11	14.81	0.00	1.35	20.78	0.00	17.78	17.78
f-f	1.17	1.04	0.33	6.58	0.00	0.57	8.52	0.00	10.87	10.87
g-g	0.59	0.13	0.04	1.65	0.00	0.13	1.95	0.00	5.04	5.04

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{tot}	M _{sism,tot}	M _{tot}	N _{stat}	N _{sism,tot}	N _{tot}
	ing	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.34	8.33	1.79	28.91	0.00	2.53	39.56	0.00	23.09	23.09
e-e	1.76	3.51	0.75	15.14	0.00	1.35	20.76	0.00	16.12	16.12
f-f	1.17	1.04	0.22	6.73	0.00	0.57	8.56	0.00	9.94	9.94
g-g	0.59	0.13	0.03	1.68	0.00	0.13	1.97	0.00	4.57	4.57

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/m	φ	II strato	pos	n°/m	φ	II strato
1	5.0	14	<input type="checkbox"/>	5	5.0	14	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	<input type="checkbox"/>
4	5.0	14	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'T	ac	af
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	9.08	0.00	0.45	7.70	7.70	0.64	31.82
b - b	-43.07	0.00	0.45	7.70	7.70	2.51	147.49
c - c	-18.25	0.00	0.45	7.70	7.70	1.09	63.99
d - d	42.78	24.28	0.53	7.70	7.70	1.92	108.68
e - e	22.90	16.95	0.47	7.70	7.70	1.26	65.01
f - f	9.65	10.46	0.42	7.70	7.70	0.67	30.54
g - g	2.28	4.81	0.36	7.70	7.70	0.21	7.46

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'T	ac	af
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	9.36	0.00	0.45	7.70	7.70	0.56	32.50
b - b	-43.92	0.00	0.45	7.70	7.70	2.62	153.97
c - c	-18.44	0.00	0.45	7.70	7.70	1.10	64.65
d - d	39.82	23.09	0.53	7.70	7.70	1.79	100.84
e - e	20.78	16.12	0.47	7.70	7.70	1.15	58.56
f - f	8.56	9.94	0.42	7.70	7.70	0.60	28.65
g - g	1.97	4.57	0.36	7.70	7.70	0.18	6.19

(n.b.: M = tende le fibre di intradosso, M' = tende le fibre di estradosso)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

9.1.3 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 generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

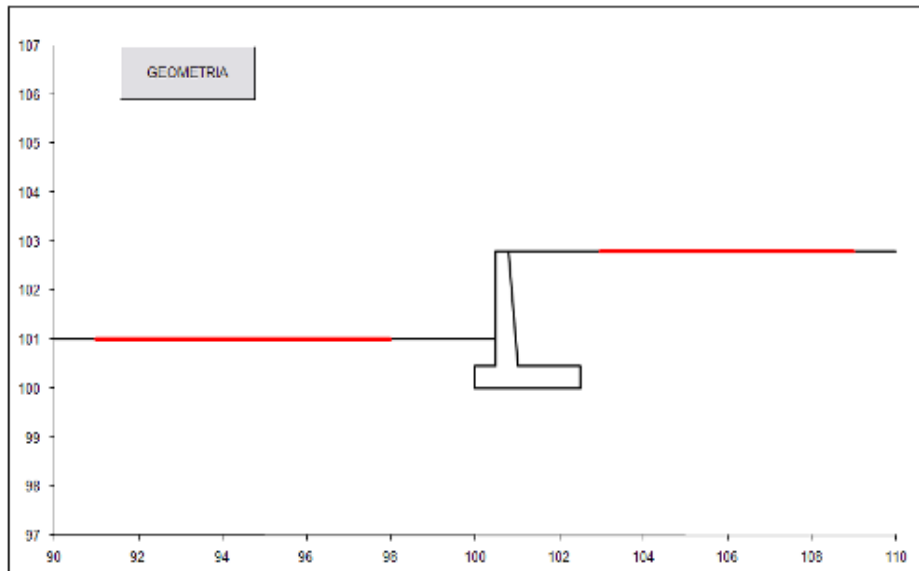


Figura 27 – Schematizzazione Geometrica

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	
1170	STATICO	2.297
	SISMICO	2.095

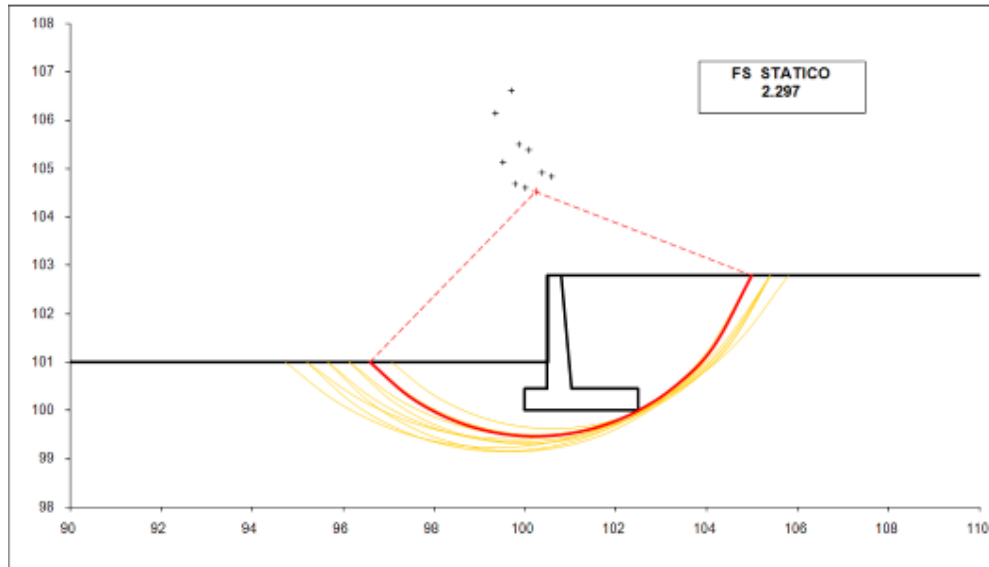


Figura 28 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni statiche

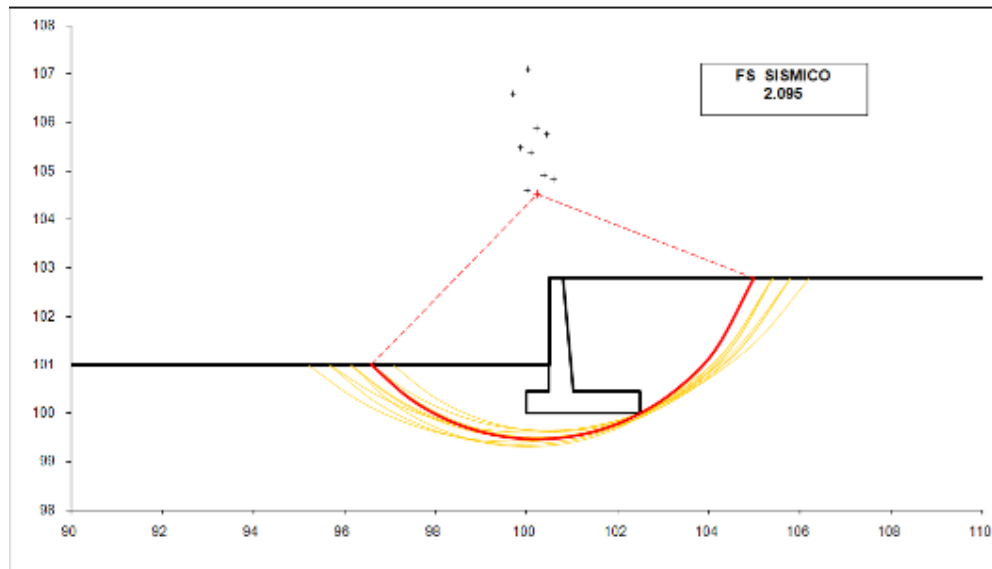


Figura 29 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni sismiche

10 ANALISI MURI TIPO 3

Il muro tipo 3 è un muretto che separa il piazzale di stoccaggio materiali dai fasci dei binari. La sezione tipologica dell'opera è riportata di seguito

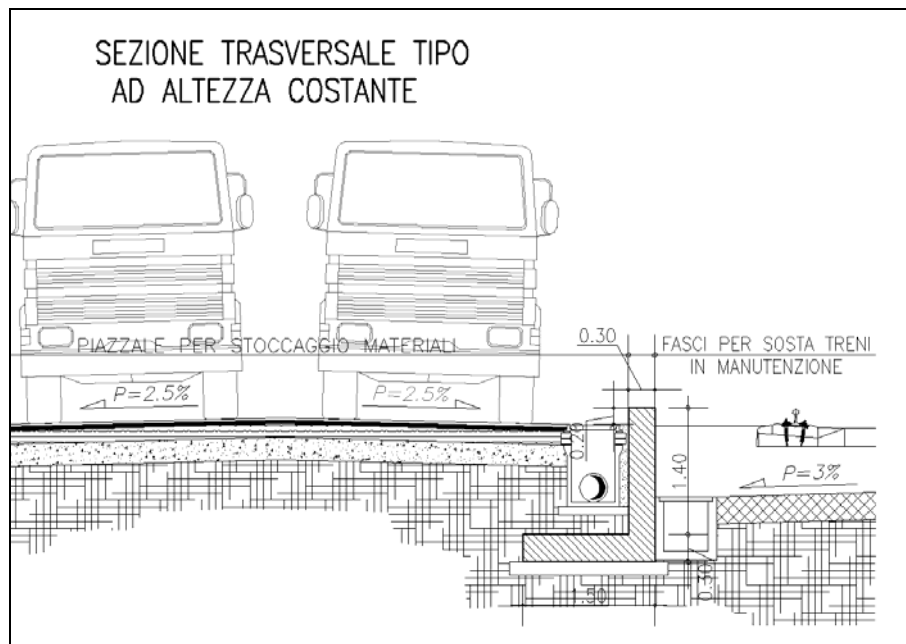


Figura 30 – muro tipo 3

Il muro è composto da 31 conci tutti identici alla sezione su riportata. Allo stesso modo del muro tipo 1 (al quale nella precedente fase di progettazione era stato associato, viste le caratteristiche geometriche e di carico del tutto analoghe), è soggetto a carico stradale.

Di fatto questo muro può essere visto come un muro paraghiaia che separa il piazzale dal rilevato ferroviario.

Cautelativamente viene calcolato senza considerare la presenza del ballast a valle dell'opera, considerando quindi come se fosse alto 1.2 m dallo spiccato della fondazione (dato che il ricoprimento a tergo non arriva fino alla testa muro ma sono previsti 20 cm di franco) ed una altezza fuori terra di 0.8 m. Lo spessore della mensola e della soletta è di 30 cm e la fondazione ha una lunghezza di 1.5 m.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

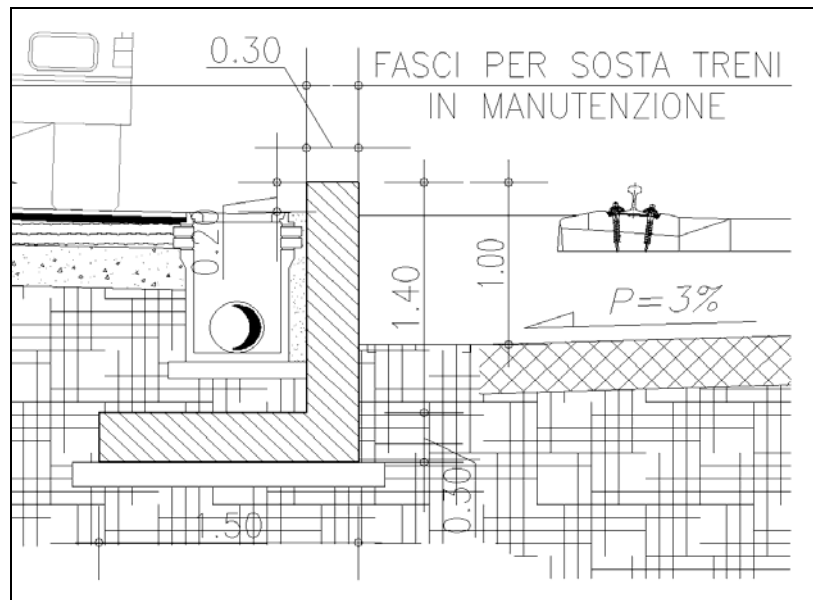


Figura 31 – dettaglio muro tipo 3

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate dal momento che si assume impermeabile il piazzale retrostante il muro, inoltre l'assenza di giunti water-stop nei giunti strutturali del muro consente ad eventuali acque infiltratesi di smaltirsi.

10.1 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 42.47 kN/m²

Secondo quanto riportato nelle Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni al punto C5 1.3.3.7.1, sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga $a=3.0\text{m}$ e lunga $b=2.2\text{m}$. Inoltre in un rilevato correttamente consolidato, sempre secondo le Norme precedentemente citate, si può assumere una diffusione del carico con un angolo di 30°.

Lo schema di carico 1 individua la presenza di carichi su due assi in tandem, per un totale

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

di 600kN. Distribuendo tali carichi su una superficie F_1 di 3.0 x 2.2m, si ottiene un carico distribuito p_v :

$$p_v = 600 / (2.2 \cdot 3) = 90.91 \text{ kN/m}^2.$$

Considerando un angolo di diffusione del carico di 30° , l'area F_2 alla base del rilevato, sulla quale il carico viene distribuito, sarà ottenuta dalle dimensioni dell'area alla quota di base del rilevato.

Da ciò ne consegue che mediante una proporzione si può trovare il valore della pressione verticale p_v' media sull'area F_2 .

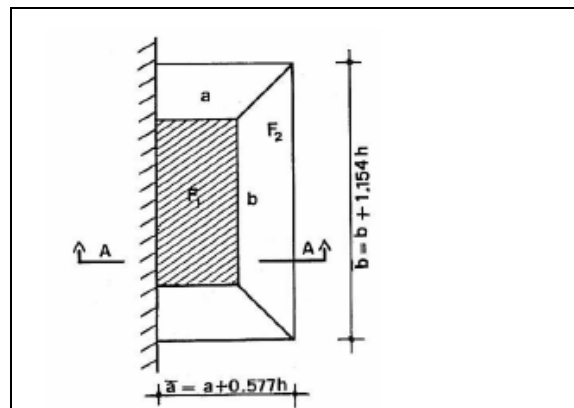


Figura 32 – aree F_1 ed F_2

Nota F_2 saranno calcolate le tensioni orizzontali, che per semplicità si assumono aventi un andamento lineare con la profondità, si calcolerà infine la spinta totale S_{tot} , esercitata dal solido delle pressioni.

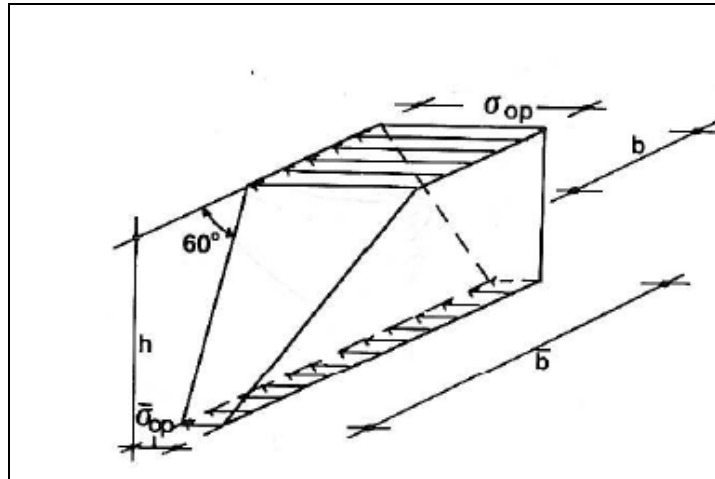


Figura 33 – solido delle pressioni

Si riporta di seguito la stima delle azioni agenti in funzione dell'altezza del rilevato, dove:

$$\begin{aligned}
 a' &= a + \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma_{op} &= K_a \cdot p_v \\
 b' &= b + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma'_{op} &= K_a \cdot p'_v \\
 F_2 &= a' \cdot b' & S_{tot} &= S_1 + S_2 = \sigma'_{op} \cdot h \cdot \frac{b+b'}{2} + \frac{1}{6} h \cdot (2b+b') (\sigma_{op} - \sigma'_{op}) \\
 p'_v &= p_v \cdot \frac{F_1}{F_2} & q \cdot h \cdot b' \cdot K_a &= S_{tot} \\
 K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)
 \end{aligned}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		600	kN
a		3	m
b		2.2	m
A		6.6	mq
Da cui			
carico distribuito	pv =	90.91	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	45	°
H muro	H =	1.2	m
Da cui			
	a' =	4.20	m
	b' =	4.60	m
	A' =	19.32	mq
	p'v =	31.06	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0.22	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma_{\text{base muro}} =$	20.00	kN/mq
	$\sigma'_{\text{base muro}} =$	6.83	kN/mq
	S1 =	27.88	kN
Spinta totale	S2 =	23.70	kN
	$S_{\text{tot}} = S1 + S2 =$	51.58	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	$q_{\text{prog}} =$	42.47	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 21.24 kN/m², ottenuto considerando cautelativamente nel caso sismico la metà del carico agente nella verifica statica.
- 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		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_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:

$$K_h = \beta_m \cdot S_z \cdot S_c \cdot a_g / g = 0.31 \cdot 1.129 \cdot 1 \cdot 0.279 = 0.097$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.049$$

10.2 VERIFICA MURI TIPO 3

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto.

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

TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Tipo 2	Ribaltamento (EQU)	3.60	6.25	3.87
	Scorrimento (GEO)	1.25	1.54	1.43
	Capacità portante (GEO)	1.94	3.34	3.04
	STR	ok	ok	Ok
	stabilità globale opera	1.99	1.70	

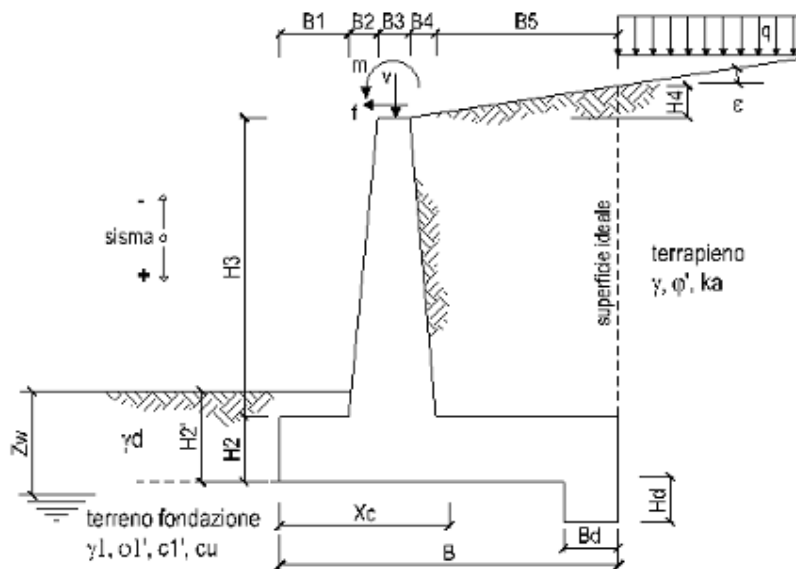
Si allegano di seguito alla relazione le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti 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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11 TABULATI MURI TIPO 3

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



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i 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.

11.1 SCHEDE DI CALCOLO MURO TIPO 3

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1,20	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

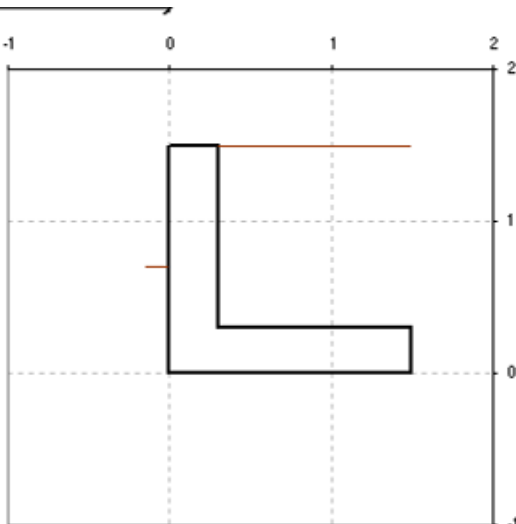
Larghezza Fondazione	B =	1,50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1,20	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0,75	(m)

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

OPERA

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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



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

Dati Geotecnici				valori caratteristici	valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00	32.01	32.01
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00	16.00	16.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	38.00	32.01	32.01
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rintero della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	59200		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.129	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.0979972	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0490	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.217		0.278		0.278
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.269		0.337		0.337
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.275		0.344		0.344
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4.204		3.255		3.255
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	4.008		3.082		3.082
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.988		3.064		3.064

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					
	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	42.47	55.21	63.71
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$			0.80	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	21.24		
	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		

11.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Tali verifiche sono relative all'approccio 1 combinazione due (A2+M2+R2) mentre le verifiche al ribaltamento fanno riferimento alla combinazione (A_{EQU}+M2+1)

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

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	9.00	8.10
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	11.25	10.13
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	20.25	18.23
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	27.36	24.62
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	27.36	24.62
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	50.964	66.2532
Sovr acc. Sism	qs * (B4+B5)	(kN/m)	25.488	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	1.35	1.22
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	8.44	7.59
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	9.79	8.81
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	24.62	22.16
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	24.62	22.16
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	45.8676	59.62788
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	22.9392	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	Pm*kh	(kN/m)		1.98
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)		0.99
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)		2.68
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)		1.34
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0.79
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0.17
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		0.96
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0.07
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0.41
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		0.48
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2.41
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)		2.41
- 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)		1.21
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)		1.21

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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) 4.64	5.94	6.54
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 13.84	23.03	26.57

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4.39	5.71	6.28
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) 13.08	22.14	25.54

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1.51	1.64	1.80
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) 4.50	6.35	7.33

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(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) 2.19	2.86	3.14
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 2.27	2.46	2.70
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) 9.81	16.60	19.16
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 6.76	9.52	10.99
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 =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	55.60	(kN/m)
-----	--	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	27.85	(kN/m)
-----	-----------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.63	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.25	>	1
------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	30.97	(kNm/m)
------	--------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	8.61	(kNm/m)
------	-------------------------------------	------	---------

Fs ribaltamento	Ms / Mr	3.60	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> <i>Data</i> F0 20/06/2011

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} \text{ (+ Sovr acc)}$	55.60	121.85	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	27.85	27.85	(kN/m)
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)	26.93	86.56	(kNm/m)
$MM = \Sigma M$			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)	14.76	4.83	(kNm/m)
$M = X_c \cdot N - MM$			

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.27	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.97	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	23.19	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	35.51	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	30.24	(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.25	0.60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.22	0.22	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0.12	0.12	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

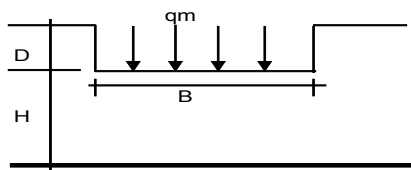
q_{lim}	(carico limite unitario)	111.44	218.19	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	1.94	>	1
Nmax	2.54	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

Profondità Piano di Posa della Fondazione

N	52.72	(kN/m)
M	7.50	(kNm/m)
$e=M/N$	0.14	(m)
B^*	1.22	(m)
D =	0.70	(m)
$D/B^* =$	0.58	(m)
$Hs/B^* =$	2.47	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 45.75 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.935 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.76 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 0.66 \quad (\text{mm})$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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)	4.64	5.94	5.94
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.39	1.61	1.61
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)	8.56	10.74	10.74

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4.39	5.71	5.71
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.31	1.55	1.55
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.10	10.32	10.32

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.51	1.64	1.64
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.45	0.44	0.44
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.79	2.96	2.96

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	2.19	2.86	2.86
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0.65	0.77	0.77
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	2.27	2.46	2.46
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.68	0.67	0.67
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	6.07	7.74	7.74
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	4.18	4.44	4.44
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	54.99	(kN/m)	
--	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	22.25	(kN/m)	
---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg \phi_1'$	0.63	(-)	
------------------	------	-----	--

Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$	1.54	>	1
---	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	34.41	(kNm/m)	
-------------------------	-------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	5.49	(kNm/m)	
---	------	-----------	--

Fr = Ms / Mr	6.26	>	1
----------------------------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	54.99	80.47	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	22.25		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	28.92	51.86	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	12.32	8.50	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.22	0.11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.05	1.29	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	35.51		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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)	0.35	0.52	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.33	0.50	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot(\phi')))^{m+1}$		0.21	0.21	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	173.12	239.63	(kN/m ²)
FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	3.31	>
		Nmax	3.84	>
				1

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev	Data
F0	20/06/2011

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)	4.64	5.94	5.94
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.94	1.04	1.04
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)	8.75	10.95	10.95

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	4.39	5.71	5.71
Sst1h sism =	Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	0.89	1.00	1.00
Ssq1h perm =	Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc =	Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	8.28	10.53	10.53

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	1.51	1.64	1.64
Sst1v sism =	Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0.31	0.29	0.29
Ssq1v perm =	Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	2.85	3.02	3.02

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +h _d)/3-h _d)	(kNm/m)	2.19	2.86	2.86
MSst1 sism =	Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	0.45	0.50	0.50
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	2.27	2.46	2.46
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.46	0.43	0.43
MSsq1 =	Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	6.21	7.90	7.90
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	4.27	4.53	4.53
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv \quad 50.22 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_tsh \quad 21.91 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.63 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.43} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 34.41 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{Pts} \quad 8.89 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.87} \quad > \quad \mathbf{1}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0206_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		50.22	75.71	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		21.91		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		25.52	48.46	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		12.15	8.33	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	13.30		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.24	0.11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.02	1.28	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	35.51		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.32	0.50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.29	0.48	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0.18	0.18	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	150.33	221.65	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

Nmin	3.04	>	1
Nmax	3.75	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono relative all'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1)

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI

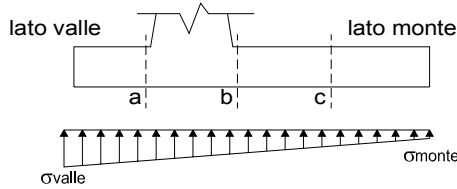
Reazione del terreno

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

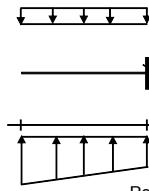
$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \text{ (m}^3\text{)}$



caso	N	M	σ_{va}	
	[kN]	[kNm]	[kN/n]	[kN/m]
statico	56.33	12.32	70.42	4.69
	132.78	0.86	90.81	86.23
sisma+	54.69	10.09	63.37	9.55
	80.18	6.27	70.17	36.74
sisma-	49.94	9.95	59.83	6.76
	75.43	6.13	66.63	33.95



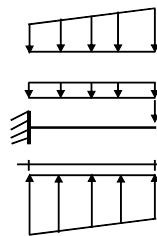
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 7.50 (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	70.42	70.42	0.00	0.00
	90.81	90.81	0.00	0.00
sisma+	63.37	63.37	0.00	0.00
	70.17	70.17	0.00	0.00
sisma-	59.83	59.83	0.00	0.00
	66.63	66.63	0.00	0.00



Mensola Lato Monte

PP = 7.50 (kN/m²)

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

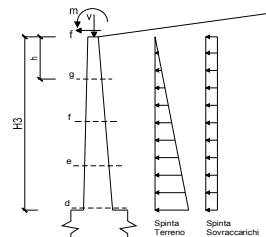
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	22.80	86.51	44.04	(kN/m ²)
pvb	22.80	86.51	44.04	(kN/m ²)
pvc	22.80	86.51	44.04	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{mor} - (Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2)) \cdot PD \cdot k$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2)) \cdot PD \cdot k$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{mor}) \cdot (B_5 / 2)$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M				
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	4.69	57.27	-16.29	-7.90	30.98	-8.27	-16.20
	86.23	89.89	-15.18	-15.85	88.06	-6.52	-12.84
sisma+	9.55	52.61	-11.37	-5.60	31.08	-5.56	-11.63
	36.74	63.48	-11.76	-9.50	50.11	-5.17	-11.13
sisma-	6.76	49.22	-11.29	-5.66	27.99	-5.50	-11.53
	33.95	60.09	-10.17	-7.06	47.02	-4.73	-9.79

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

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

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

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

$$V_{ext} = f$$

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

condizione statica

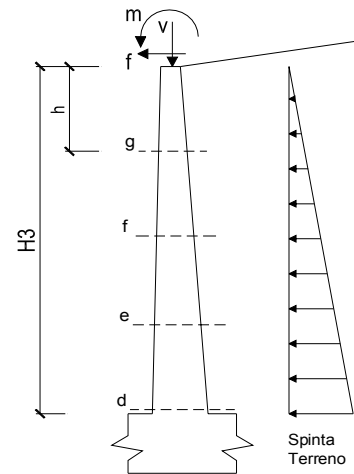
sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.20	1.46	9.42	0.00	10.88			
e-e	0.90	0.62	5.30	0.00	5.91			
f-f	0.60	0.18	2.35	0.00	2.54			
g-g	0.30	0.02	0.59	0.00	0.61			

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	1.20	3.65	15.70	0.00	19.35
e-e	0.90	2.05	11.77	0.00	13.83
f-f	0.60	0.91	7.85	0.00	8.76
g-g	0.30	0.23	3.92	0.00	4.15

condizione sismica

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]
d-d	1.20	1.12	0.35	3.89	0.00
e-e	0.90	0.47	0.15	2.19	0.00
f-f	0.60	0.14	0.04	0.97	0.00
g-g	0.30	0.02	0.01	0.24	0.00

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	V _q [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.20	2.81	0.89	6.48	0.00	0.88	11.06
e-e	0.90	1.58	0.50	4.86	0.00	0.66	7.60
f-f	0.60	0.70	0.22	3.24	0.00	0.44	4.60
g-g	0.30	0.18	0.06	1.62	0.00	0.22	2.07

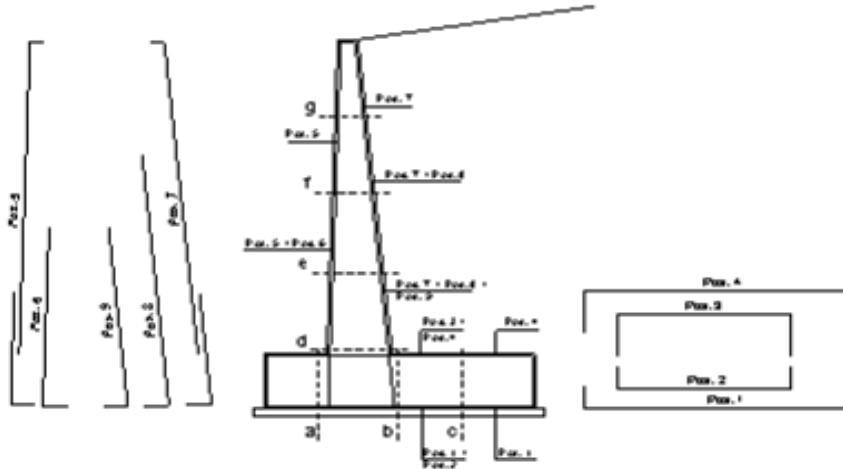


condizione sismica -

sezione	h [m]	M _{t stat} [kNm/m]	M _{t sism} [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1.20	1.12	0.24	3.97	0.00	0.53	5.87	0.00	8.56	8.56
e-e	0.90	0.47	0.10	2.23	0.00	0.30	3.11	0.00	6.42	6.42
f-f	0.60	0.14	0.03	0.99	0.00	0.13	1.30	0.00	4.28	4.28
g-g	0.30	0.02	0.00	0.25	0.00	0.03	0.30	0.00	2.14	2.14

sezione	h [m]	V _{t stat} [kN/m]	V _{t sism} [kN/m]	V _q [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	1.20	2.81	0.60	6.62	0.00	0.88	10.91
e-e	0.90	1.58	0.34	4.97	0.00	0.66	7.55
f-f	0.60	0.70	0.15	3.31	0.00	0.44	4.60
g-g	0.30	0.18	0.04	1.66	0.00	0.22	2.09

SCHEMA DELLE ARMATURE

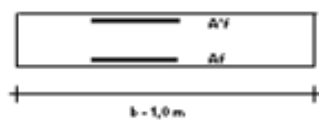


ARMATURE

par	n°/ml	Ø	Intretrato	par	n°/ml	Ø	Intretrato
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 par 1-2-3-4
- b-b par 1-2-3-4
- c-c par 1-4
- d-d par 5-6-7-8-9
- e-e par 5-6-7-8-9
- f-f par 5-7-8
- q-q par 5-7

Sex.	M	M	h	A'f	A'f'	M _w
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a-a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	73,55
b-b	-17,94	0,00	0,30	7,70	7,70	73,55
c-c	-8,76	0,00	0,30	7,70	7,70	73,55
d-d	12,09	9,00	0,30	7,70	7,70	74,50
e-e	4,59	6,75	0,30	7,70	7,70	74,27
f-f	2,84	4,50	0,30	7,70	7,70	74,03
q-q	0,69	2,25	0,30	7,70	7,70	73,79

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

Sex.	V _{gd}	h	V _{sd}	stacca	inrix.	isort.	θ	V _{gd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a-a	0,00	0,30	114,00	10	20	20	21,0	432,10	Armatura a taglio non necessaria
b-b	16,21	0,30	114,00	10	20	20	21,0	432,10	Armatura a taglio non necessaria
c-c	10,11	0,30	114,00	10	20	20	21,0	432,10	Armatura a taglio non necessaria
d-d	21,37	0,30	115,20	10	20	20	21,0	432,10	Armatura a taglio non necessaria
e-e	15,34	0,30	114,92	10	20	20	21,0	432,10	Armatura a taglio non necessaria
f-f	9,77	0,30	114,64	10	20	20	21,0	432,10	Armatura a taglio non necessaria
q-q	4,66	0,30	114,36	10	20	20	21,0	432,10	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

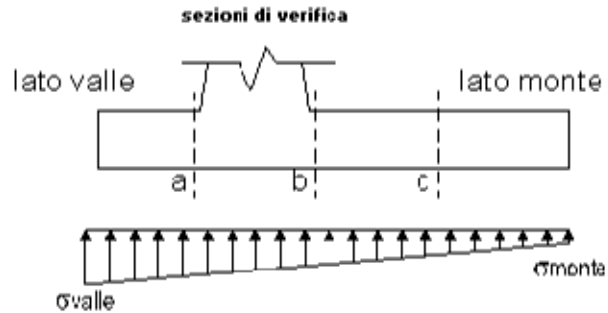
$\sigma_{valle} = \sqrt{I/A} \cdot M / \sqrt{I_{gg}}$

$\sigma_{monte} = \sqrt{I/A} \cdot M / \sqrt{I_{gg}}$

$A = 1.0 \cdot B = 1,50 \text{ (m}^2\text{)}$

$I_{gg} = 1.0 \cdot B^3 / 6 = 0,38 \text{ (m}^4\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	52,72	7,50	55,16	15,14
	93,50	1,39	66,03	58,63
Q.P.	49,12	2,36	39,03	26,46
	49,12	2,36	39,03	26,46

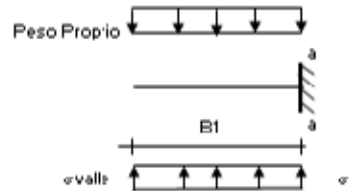


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 7,50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	55,16	55,16	0,00
	66,03	66,03	0,00
Q.P.	39,03	39,03	0,00
	39,03	39,03	0,00



Mensola Lato Monte

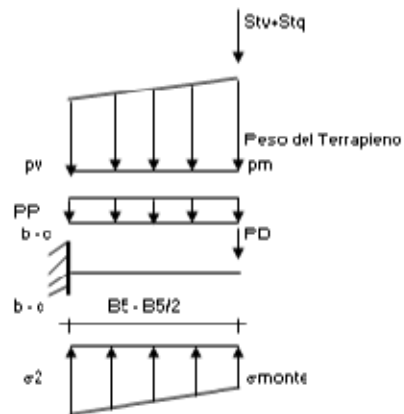
$\sigma_P = 7,50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ peso proprio soletta fondazione
 $\sigma_D = 0,00 \text{ (kN/m)}$ peso proprio dente

	Nmin	Nmax Freq	Nmax QP	
				[kN/m ²]
σ_m	22,80	56,78	22,80	
σ_{vb}	22,80	56,78	22,80	[kN/m ²]
σ_{vc}	22,80	56,78	22,80	[kN/m ²]

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	15,14	47,16	-9,37	31,15	-4,84
	58,63	64,55	-8,78	61,59	-3,91
Q.P.	26,46	36,52	-2,16	31,49	-1,30
	26,46	36,52	-2,16	31,49	-1,30



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

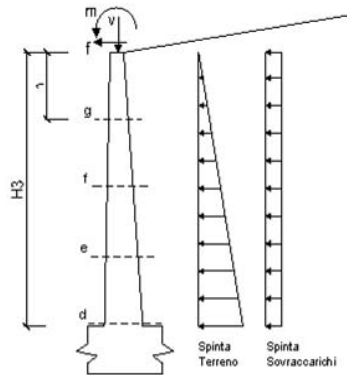
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



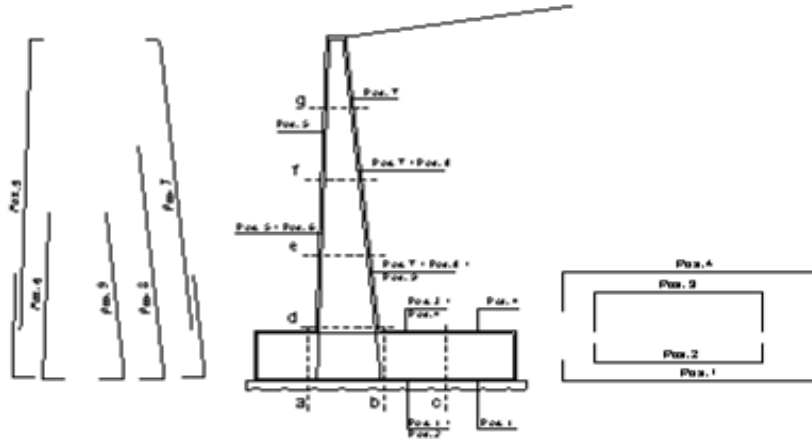
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	1,20	1,12	5,02	0,00	6,15	0,00	9,00	9,00
e-e	0,90	0,47	2,83	0,00	3,30	0,00	6,75	6,75
f-f	0,60	0,14	1,26	0,00	1,40	0,00	4,50	4,50
g-g	0,30	0,02	0,31	0,00	0,33	0,00	2,25	2,25

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	1,20	1,12	0,00	0,00	1,12	0,00	9,00	9,00
e-e	0,90	0,47	0,00	0,00	0,47	0,00	6,75	6,75
f-f	0,60	0,14	0,00	0,00	0,14	0,00	4,50	4,50
g-g	0,30	0,02	0,00	0,00	0,02	0,00	2,25	2,25

SCHEMA DELLE ARMATURE

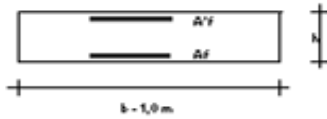


ARMATURE

par	n°/ml	Ø	Illustrato	par	n°/ml	Ø	Illustrato
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 par 1-2-3-4
- b-b par 1-2-3-4
- c-c par 1-4
- d-d par 5-6-7-8-9
- e-e par 5-6-7-8-9
- f-f par 5-7-8
- g-g par 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	M	h	Af	A'f	σc	σf	uk	u _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	0,00	0,00	0,000	0,300
b-b	-9,37	0,00	0,30	7,70	7,70	1,21	53,66	0,060	0,300
c-c	-4,84	0,00	0,30	7,70	7,70	0,63	27,70	0,031	0,300
d-d	6,15	9,00	0,30	7,70	7,70	0,79	29,26	0,032	0,300
e-e	3,30	6,75	0,30	7,70	7,70	0,42	14,47	0,016	0,300
f-f	1,40	4,50	0,30	7,70	7,70	0,18	5,09	0,005	0,300
g-g	0,33	2,25	0,30	7,70	7,70	0,04	0,57	0,001	0,300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	M	h	Af	A'f	σc	σf	uk	u _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	0,00	0,00	0,000	0,400
b-b	-2,16	0,00	0,30	7,70	7,70	0,28	12,39	0,014	0,400
c-c	-1,30	0,00	0,30	7,70	7,70	0,17	7,42	0,008	0,400
d-d	1,12	9,00	0,30	7,70	7,70	0,15	1,36	0,001	0,400
e-e	0,47	6,75	0,30	7,70	7,70	0,05	0,01	0,000	0,400
f-f	0,14	4,50	0,30	7,70	7,70	0,00	-	-	0,400
g-g	0,02	2,25	0,30	7,70	7,70	0,00	-	-	0,400

sez. compressa
sez. compressa

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

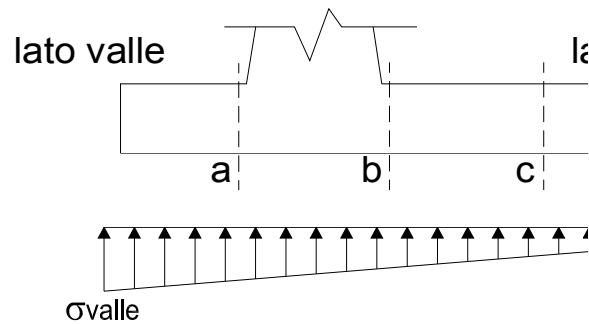
Reazione del terreno

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

$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	53.63	10.14	62.79	8.71
	104.59	2.50	76.38	63.07
sisma+	54.69	10.09	63.37	9.55
	80.18	6.27	70.17	36.74
sisma-	49.94	9.95	59.83	6.76
	75.43	6.13	66.63	33.95



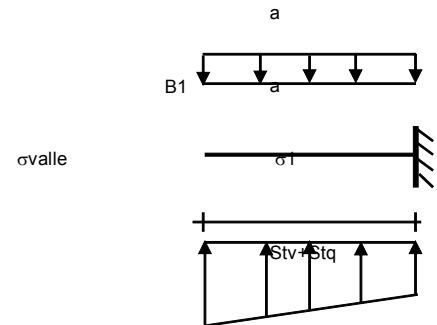
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 7.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	62.79	62.79	0.00
	76.38	76.38	0.00
sisma+	63.37	63.37	0.00
	70.17	70.17	0.00
sisma-	59.83	59.83	0.00
	66.63	66.63	0.00

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

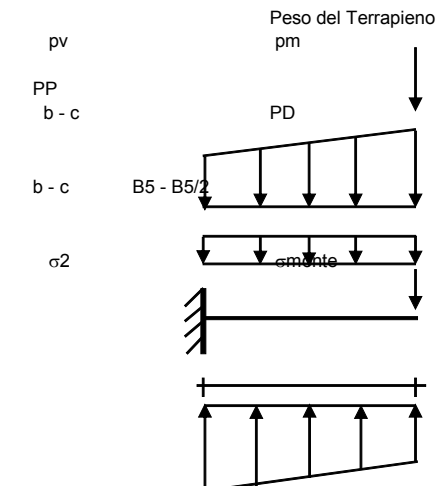
PP = 7.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	22.80	65.27	44.04	(kN/m ²)
pvb	22.80	65.27	44.04	(kN/m ²)
pvc	22.80	65.27	44.04	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	σ_2c	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	8.71	51.98	-12.38	30.34	-6.20
	63.07	73.72	-11.65	68.39	-5.04
sisma+	9.55	52.61	-11.37	31.08	-5.56
	36.74	63.48	-11.76	50.11	-5.17
sisma-	6.76	49.22	-11.29	27.99	-5.50
	33.95	60.09	-10.17	47.02	-4.73



MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

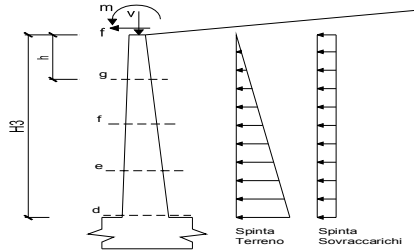
Codice documento
SF0206_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 + h/3$
 $M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 + h/2 \quad o \cdot h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{\text{est}} = m \cdot h$
 $M_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$
 $N_{\text{ext}} = v$
 $N_{pp+inerzia} = \sum P_m \cdot (1 \pm kv)$

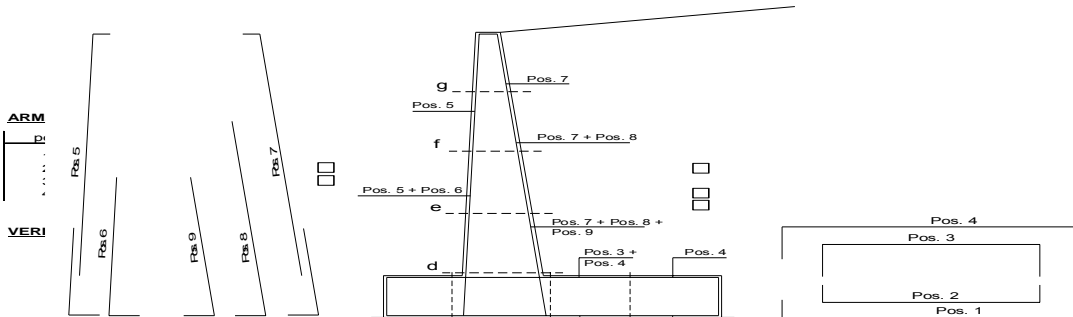


condizioni				
sezione	h (m)	Mt (kNm/m)	Mq (kNm/m)	M _{est} (kN)
d-d	1.20	1.12	6.28	0.0
e-e	0.90	0.47	3.53	0.0
f-f	0.60	0.14	1.57	0.0
g-g	0.30	0.02	0.39	0.0

c										
sezione	h (m)	Mt stat (kNm/m)	Mt sism (kNm/m)	M _{est} (kN)	M _{inerzia} (kNm/m)	M _{tot} (kNm/m)	N _{ext} (kN/m)	N _{pp+inerzia} (kN/m)	N _{tot} (kN/m)	N _{tot} (kN/m)
d-d	1.20	1.12	0.35	3.89	0.00	5.89	0.00	9.44	9.44	9.44
e-e	0.90	0.47	0.15	2.19	0.00	3.11	0.00	7.08	7.08	7.08
f-f	0.60	0.14	0.04	0.97	0.00	1.29	0.00	4.72	4.72	4.72
g-g	0.30	0.02	0.01	0.24	0.00	0.30	0.00	2.36	2.36	2.36

condizione sismica -										
sezione	h (m)	Mt stat (kNm/m)	Mt sism (kNm/m)	Mq (kNm/m)	M _{est} (kNm/m)	M _{inerzia} (kNm/m)	M _{tot} (kNm/m)	N _{ext} (kN/m)	N _{pp+inerzia} (kN/m)	N _{tot} (kN/m)
d-d	1.20	1.12	0.24	3.97	0.00	0.53	5.87	0.00	8.56	8.56
e-e	0.90	0.47	0.10	2.23	0.00	0.30	3.11	0.00	6.42	6.42
f-f	0.60	0.14	0.03	0.99	0.00	0.13	1.30	0.00	4.28	4.28
g-g	0.30	0.02	0.00	0.25	0.00	0.03	0.30	0.00	2.14	2.14

SCHEMA DELLE ARMATURE



Cont. St							
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	Pos. 1 + Pos. 2 (N/mm ²)	Pos. 1 (N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	0.30	7.70	7.70	0.00	0.00
b - b	-12.38	0.00	0.30	7.70	7.70	1.60	70.91
c - c	-6.20	0.00	0.30	7.70	7.70	0.80	35.50
d - d	7.40	9.00	0.30	7.70	7.70	0.96	36.43
e - e	4.01	6.75	0.30	7.70	7.70	0.52	18.49
f - f	1.71	4.50	0.30	7.70	7.70	0.22	6.86
g - g	0.41	2.25	0.30	7.70	7.70	0.05	0.96

Condizione Sismica							
Sez.	M (kNm)	N (kN)	h (m)	A _f (cm ²)	A _f ' (cm ²)	σ _c (N/mm ²)	σ _f (N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	0.30	7.70	7.70	0.00	0.00
b - b	-11.76	0.00	0.30	7.70	7.70	1.52	67.33
c - c	-5.56	0.00	0.30	7.70	7.70	0.72	31.85
d - d	5.89	8.56	0.30	7.70	7.70	0.76	28.10
e - e	3.11	6.42	0.30	7.70	7.70	0.40	13.59
f - f	1.30	4.28	0.30	7.70	7.70	0.16	4.66
g - g	0.30	2.14	0.30	7.70	7.70	0.03	0.48

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

11.1.3 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 generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

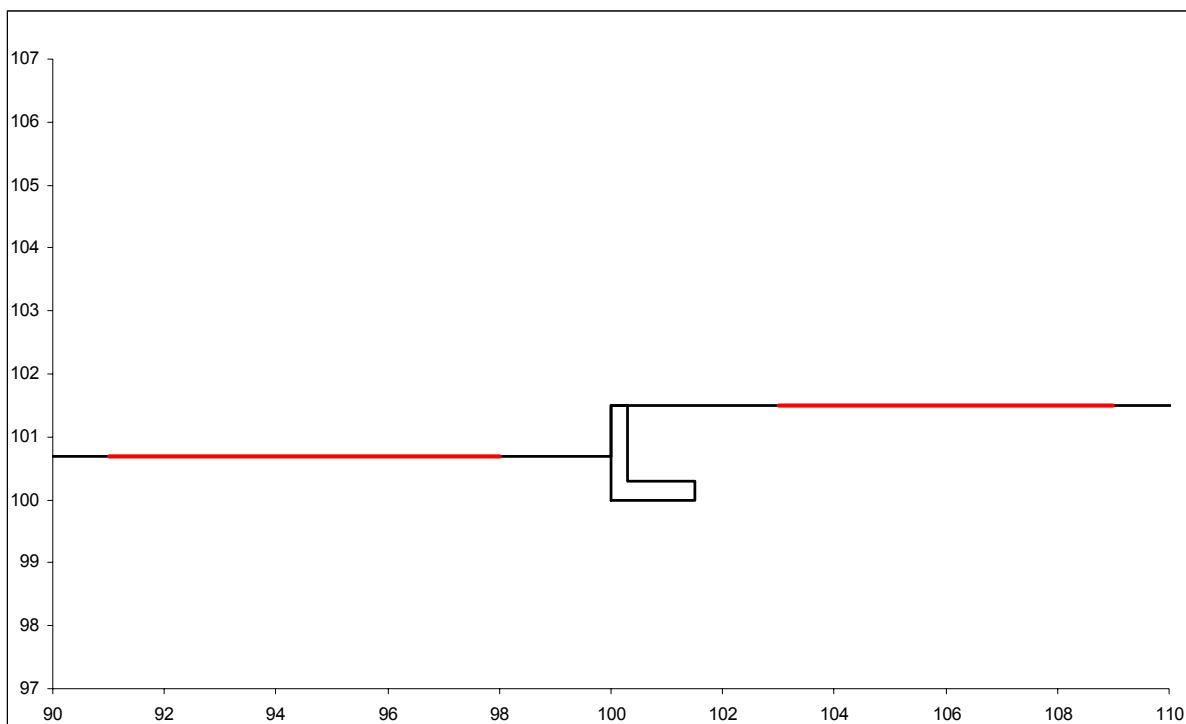


Figura 34 – Schematizzazione Geometrica

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	
2364	STATICO	1,991
	SISMICO	1,703

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

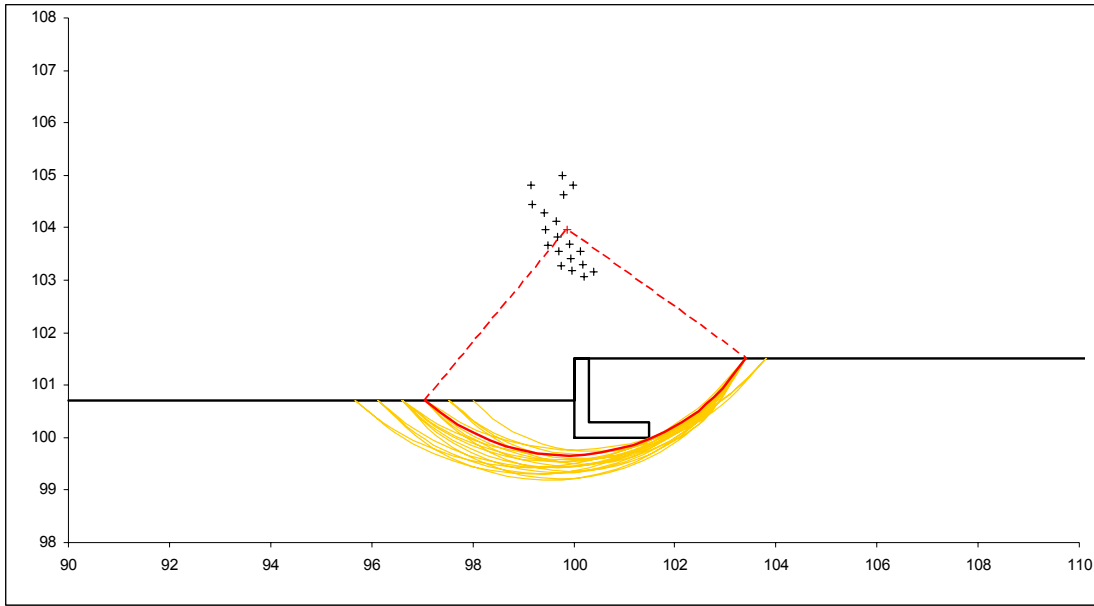


Figura 35 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni statiche

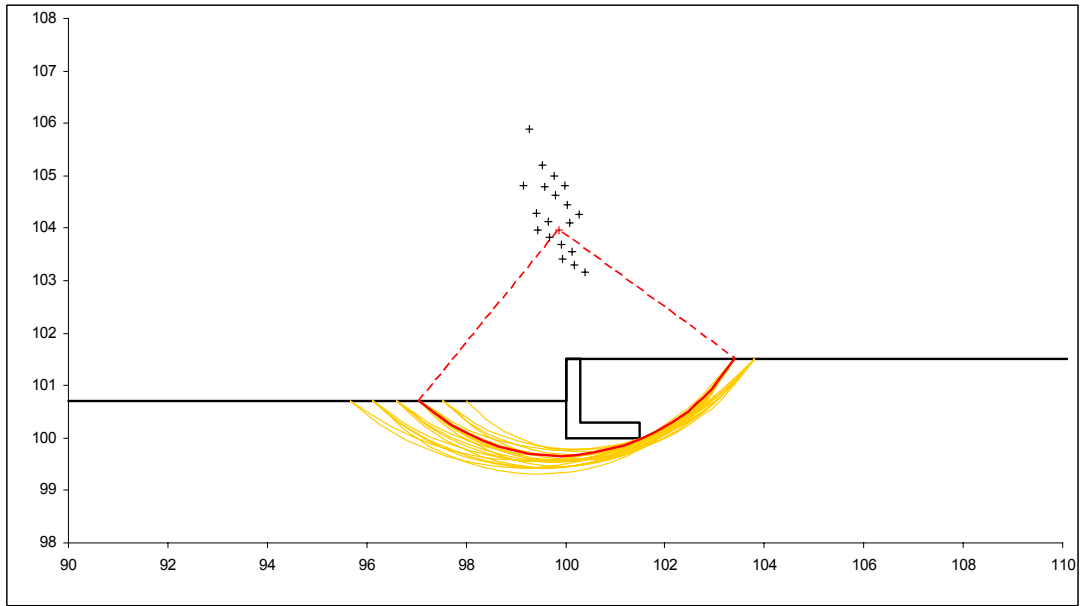


Figura 36 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni sismiche

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

12 ANALISI MURO TIPO 4

La quarta tipologia di muro individuata all'interno del posto di manutenzione è caratterizzata dall'essere di fatto un muro paraghiaia con lo scopo di separare fisicamente il ballast della linea ferroviaria con le fondazioni dell'edificio adibito a ricovero carrelli.

Di seguito la sezione tipologica dell'opera.

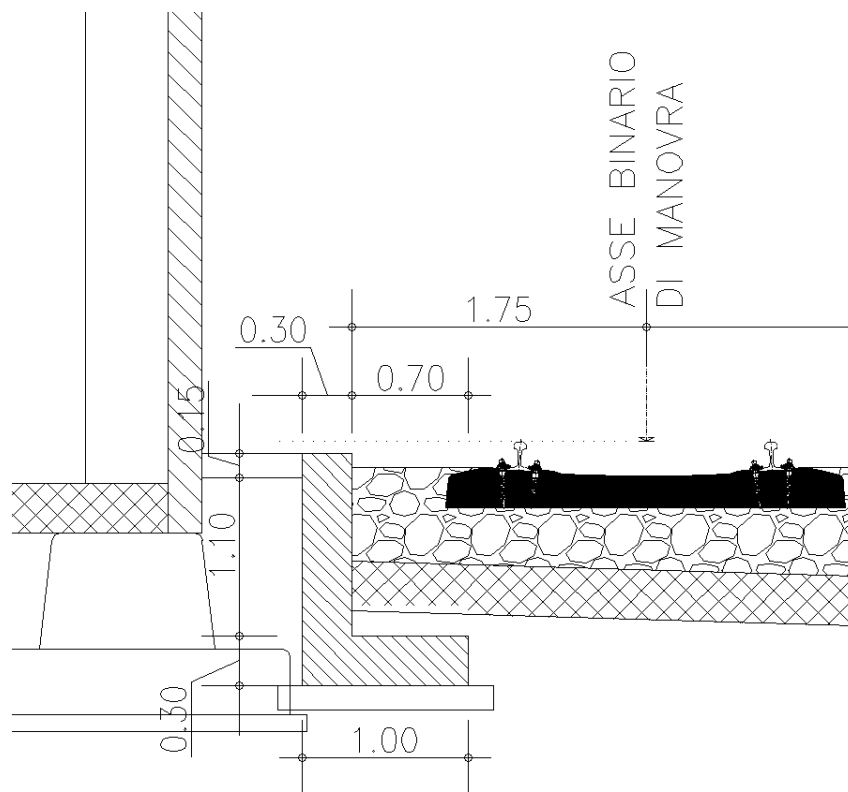


Figura 37 – sezione muro tipo 2

Come si osserva dalla sezione riportata, l'opera è caratterizzata da spessori di paramento e fondazione pari a 30 cm ed uno sbalzo tra quota di monte e di valle pari a meno di 15 cm. Ciò premesso, come richiesto, verranno comunque eseguite le verifiche geotecniche e strutturali in modo analogo alle altre tipologie individuate. Le verifiche in questo caso verranno condotte secondo il secondo approccio previsto dalla normativa.

Lo sviluppo planimetrico del muro è di circa 67 m, la testa muro segue invece il profilo della livelletta ferroviaria mantenendo costante l'altezza del paramento.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate dal momento che si assume impermeabile il corpo del rilevato ferroviario, inoltre l'assenza di giunti water-stop nei giunti strutturali del muro consente ad eventuali acque infiltratesi di smaltirsi.

12.1 ANALISI DEI CARICHI

Le verifiche di stabilità e strutturali delle opere di sostegno in oggetto sono state effettuate con riferimento alle seguenti combinazioni di carico valide a livello generale desunte dalle istruzioni 44 G di RFI:

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 permanente distribuito di 14.40 kN/m^2 (il valore del sovraccarico permanente distribuito è stato valutato considerando il peso del ballast, per uno spessore medio di 0.80 m ($\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$)).
- sovraccarico accidentale distribuito di 46.88 kN/m^2

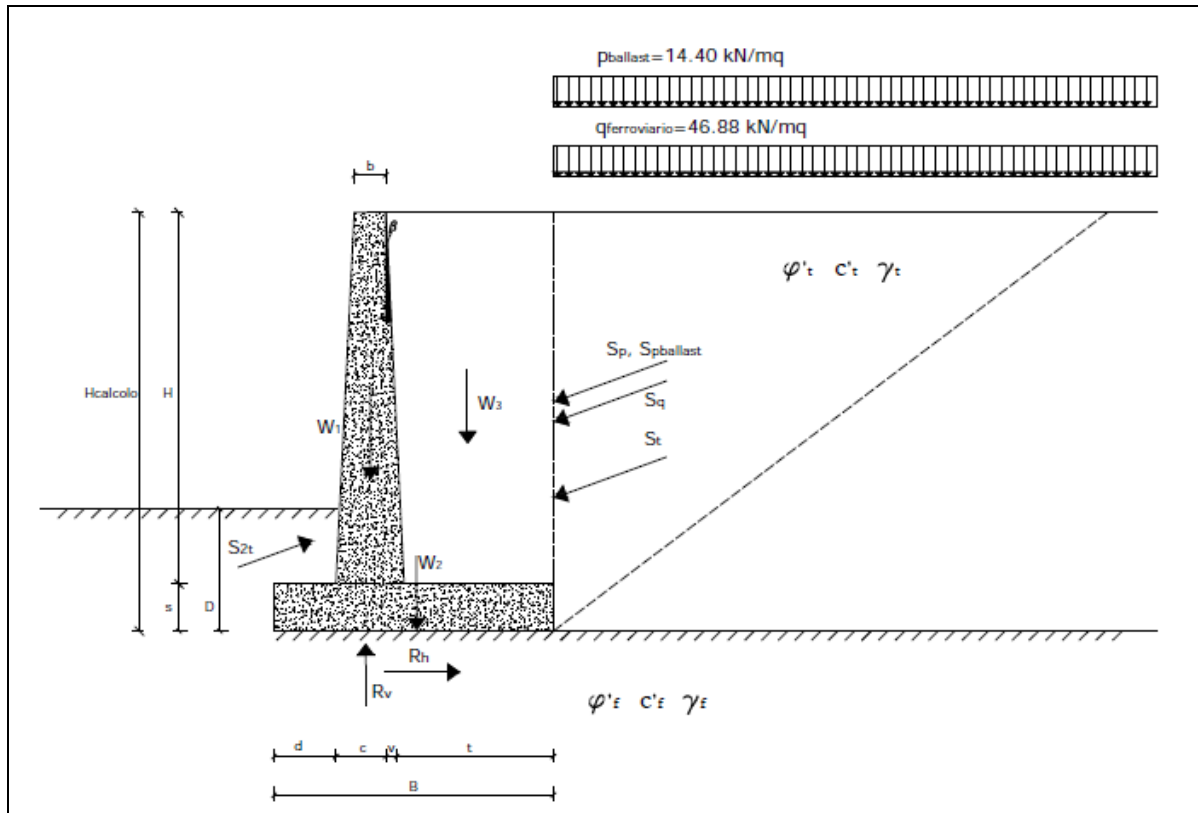


Figura 38 – schema di carico come da Istruzioni 44 G di RFI

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 permanente distribuito di 14.40 kN/m^2
- sovraccarico accidentale distribuito di 23.44 kN/m^2
- 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 sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0206_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

$$K_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_t \cdot \alpha_g / g = 0.31 \cdot 1.129 \cdot 1 \cdot 0.279 = 0.097$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.049$$

12.2 VERIFICA MURI TIPO 4

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto.

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

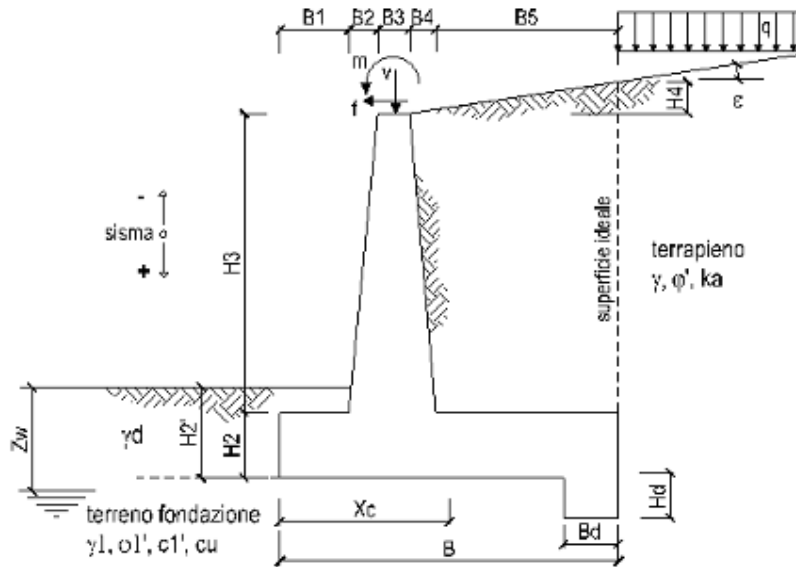
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Tipo 2	Ribaltamento (EQU)	1.42	2.41	2.09
	Scorrimento (GEO)	1.38	1.69	1.54
	Capacità portante (GEO)	2.27	4.81	4.31
	STR	ok	ok	ok
	stabilità globale opera	2.29	1.97	

Si allegano di seguito alla relazione 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.

13 TABULATI MURI TIPO 4

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



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i 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.

13.1 SCHEDE DI CALCOLO MURI TIPO 4

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1,10	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,70	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0,50	(m)

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

13.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Tali verifiche sono relative all'approccio 2 (A1+M1+R3) mentre le verifiche al ribaltamento fanno riferimento alla combinazione (A_{EQU}+M2+1)

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

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	8,25	7,43
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	7,50	6,75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	15,75	14,18
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	14,63	13,17
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	10,08	11,09
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	24,71	24,26
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	32,816	49,224
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	16,408	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	1,24	1,11
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	3,75	3,38
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	4,99	4,49
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	9,51	8,56
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	6,55	7,21
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	16,06	15,77
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	21,3304	31,9956
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	10,6652	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	1,54	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	0,77	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	2,72	
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	1,36	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00	
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0,69	
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00	
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0,11	
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00	
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0,80	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,06	
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0,00	
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0,18	
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0,24	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	1,22	
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)	1,22	
- 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)	0,47	
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)	0,47	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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) 4,04	5,26	5,70
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 4,38	5,69	6,17
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 14,25	21,38	27,38

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 3,82	4,97	5,47
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4,14	5,38	5,93
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 13,48	20,22	26,32

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1,32	1,71	1,57
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1,43	1,85	1,70
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 4,64	6,96	7,55

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d \right]$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
------	--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 1,78	2,32	2,55
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 1,32	1,71	1,57
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 2,90	3,77	4,15
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 9,43	14,15	18,42
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 1,43	1,85	1,70
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 4,64	6,96	7,55
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 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 =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	54,01	(kN/m)	
-----	--	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	30,57	(kN/m)	
-----	-----------------	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi'$	0,78	(-)	
-----	--------------	------	-----	--

Fs scorr.	(N * f + Sp) / T	1,38	>	1,1
------------------	-------------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	20,25	(kNm/m)	
------	-------------------------	-------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	14,31	(kNm/m)	
------	--	-------	---------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1,42	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	54,01	103,23	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	30,57	30,57	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	13,30	45,30	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	13,70	6,32	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

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.	19,00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H^2$	sovraccarico stabilizzante	23,75	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,25	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,49	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	48,93	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	61,35	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(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)

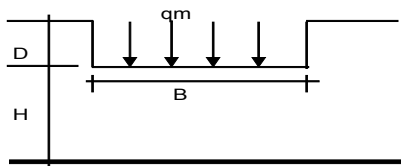
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,19	0,50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,17	0,17	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^{m+1}$		0,08	0,08	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	248,79	605,68	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2,27	>	1,4
		Nmax	5,15	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

	N	46,91	(kN/m)
	M	8,18	(kNm/m)
	$e = M / N$	0,17	(m)
	B^*	0,65	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	1,25	(m)
	$D / B^* =$	1,92	(m)
	$H_s / B^* =$	3,07	(m)
Carico unitario medio (q_m)	$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* =$	82,94	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0,901	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0,86	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E =$	0,70	(mm)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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)	4,04	4,04	5,18
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	1,21	1,21	1,40
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	5,42	5,42	6,79
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	8,82	8,82	11,06

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3,82	3,82	4,98
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,14	1,14	1,35
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5,12	5,12	6,53
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8,34	8,34	10,63

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,32	1,32	1,43
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,39	0,39	0,39
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,76	1,76	1,87
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,87	2,87	3,05

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + kv) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1 + kv) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
------	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	1,78	1,78	2,32
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	0,53	0,53	0,63
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	1,32	1,32	1,43
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0,39	0,39	0,39
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	9,42	9,42	12,01
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	4,64	4,64	4,92
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	48,94	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$	22,69	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,78	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs =	(N * f + Sp) / T	1,69	>	1,1
-------------	-------------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	23,01	(kNm/m)
------	-------------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{Pt}$	9,53	(kNm/m)
------	--	------	---------

Fr =	Ms / Mr	2,41	>	1
-------------	----------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	48,94	65,34	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	22,69		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	14,35	25,01	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	10,12	7,66	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	38,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H^2$	sovraccarico stabilizzante	23,75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,21	0,12	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,59	0,77	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	48,93		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	61,35		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	78,02		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,29	0,43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,27	0,41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0,15	0,15	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q_{lim}	(carico limite unitario)	401,37	582,76	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4,81	>	1,4
		Nmax	6,83	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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)	4,04	4,04	5,18
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)	0,82	0,82	0,91
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	5,54	5,54	6,93
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	9,02	9,02	11,28

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3,82	3,82	4,98
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,78	0,78	0,87
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5,24	5,24	6,66
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8,52	8,52	10,84

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,32	1,32	1,43
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,27	0,27	0,25
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,80	1,80	1,91
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,94	2,94	3,11

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	1,78	1,78	2,32
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	0,36	0,36	0,41
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	1,32	1,32	1,43
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0,27	0,27	0,25
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	9,63	9,63	12,25
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	4,74	4,74	5,02
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$		44,65	(kN/m)	
---	--	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$		22,62	(kN/m)	
---	--	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1$		0,78	(-)	
-------------------	--	------	-----	--

Fs = (N * f + Sp) / T		1,54	>	1,1
------------------------------	--	-------------	---	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$		23,01	(kNm/m)	
------------------------------	--	-------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSp + MP_s + M_{p_t}$		11,01	(kNm/m)	
---	--	-------	-----------	--

Fr = Ms / Mr		2,09	>	1
---------------------	--	-------------	---	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	44,65	61,06	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	22,62		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	12,87	23,53	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c * N - MM$	9,46	7,00	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	38,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	23,75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,21	0,11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,58	0,77	(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)	0,24	0,40	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,23	0,38	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,12	0,12	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	334,18	529,16	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	4,31	>	1,4
		Nmax	6,68	>	

13.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Come anticipato nei capitoli precedenti per questa opera si è adottato l'approccio 2 previsto da normativa.

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

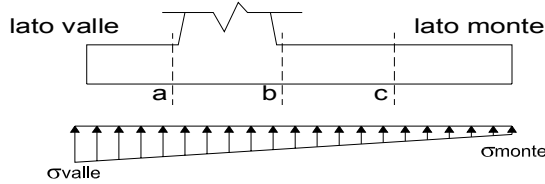
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 1,00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,17 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	
statico	54,01	13,70	146,19	
	103,23	6,32	141,15	
sisma+	48,94	10,12	111,28	
	65,34	7,66	111,30	19,39
sisma-	44,65	9,46	103,31	0,00
	61,06	7,00	103,05	19,07



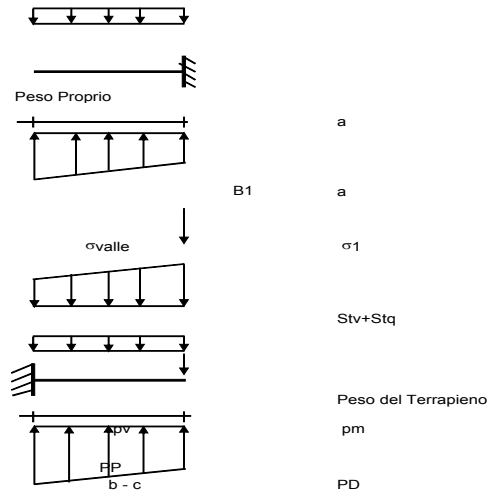
Mensola Lato Valle

Peso Proprio, PP = 7,50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]	Va [kN]
statico	146,19	146,19	0,00	0,00
	141,15	141,15	0,00	0,00
sisma+	111,28	111,28	0,00	0,00
	111,30	111,30	0,00	0,00
sisma-	103,31	103,31	0,00	0,00
	103,05	103,05	0,00	0,00



Mensola Lato Monte

PP = 7,50 (kN/m²)
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	39,62	109,94	63,06	(kN/m ²)
pvb	39,62	109,94	63,06	(kN/m ²)
pvc	39,62	109,94	63,06	(kN/m ²)

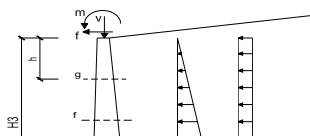
$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + Msp + Sp \cdot H2/2$

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

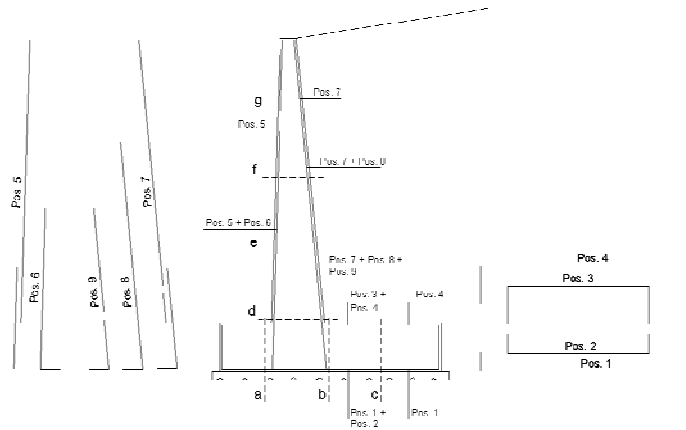
$Vb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B/2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Mb [kNm]
statico	0,00	86,83	-16,12
	65,32	118,40	-15,80
sisma+	0,00	73,32	-12,45
	19,39	83,73	-12,57
sisma-	0,00	67,46	-11,82
	19,07	77,86	-11,39



SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5,0	14	□	5	5,0	14	□
2	0,0	0					
3	0,0	0					
4	5,0	14					
				6	0,0	0	□
				7	5,0	14	□
				8	0,0	0	□
				9	0,0	0	□

VERIFICHE

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

b = 1,0 m

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	73,55
b - b	-16,12	0,00	0,30	7,70	7,70	73,55
c - c	-6,55	0,00	0,30	7,70	7,70	73,55
d - d	12,19	8,25	0,30	7,70	7,70	74,42
e - e	6,70	6,19	0,30	7,70	7,70	74,21
f - f	2,91	4,13	0,30	7,70	7,70	73,99
g - g	0,71	2,06	0,30	7,70	7,70	73,77

(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	0,00	0,30	114,08	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
b - b	28,43	0,30	114,08	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
c - c	26,24	0,30	114,08	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
d - d	23,18	0,30	115,11	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
e - e	16,81	0,30	114,85	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
f - f	10,82	0,30	114,59	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
g - g	5,22	0,30	114,33	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

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

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,17 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	46,91	8,18	96,06	0,00
	73,17	4,25	98,64	47,70
Q.P.	43,20	2,49	58,15	28,25
	43,20	2,49	58,15	28,25

Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 7,50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	96,06	96,06	0,00
	98,64	98,64	0,00
Q.P.	58,15	58,15	0,00
	58,15	58,15	0,00

Mensola Lato Monte

PP = 7,50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

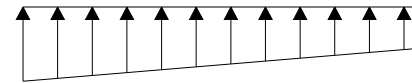
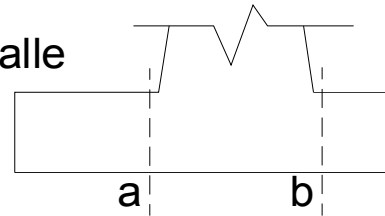
	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm =	35,30	72,80	35,30	(kN/m ²)
pvb =	35,30	72,80	35,30	(kN/m ²)
pvc =	35,30	72,80	35,30	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	0,00	66,56	-9,92	32,13	-4,31
	47,70	83,36	-9,59	65,53	-3,89
Q.P.	28,25	49,18	-3,77	38,72	-1,64
	28,25	49,18	-3,77	38,72	-1,64

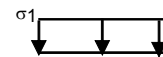
lato valle



σ_{valle}

B1 a

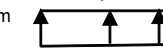
σ_{valle}



Stv+Stq



Peso del Terrapieno



pv

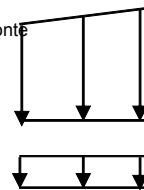
PP
b - c

PD

b - c B5 - B5/2

σ_2

σ_{monte}



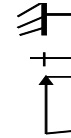
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K_a \rho_{graz} \cdot \gamma \cdot h^2 + h/3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_a \rho_{graz} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{ext} = m + f \cdot h$
 $N_{ext} = v$



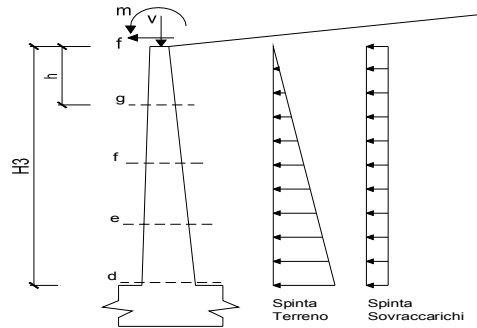
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]
d-d	1,10	0,87	6,45
e-e	0,83	0,37	3,63
f-f	0,55	0,11	1,61
g-g	0,28	0,01	0,40

condizion

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]
d-d	1,10	0,87	1,79
e-e	0,83	0,37	1,01
f-f	0,55	0,11	0,45
g-g	0,28	0,01	0,11

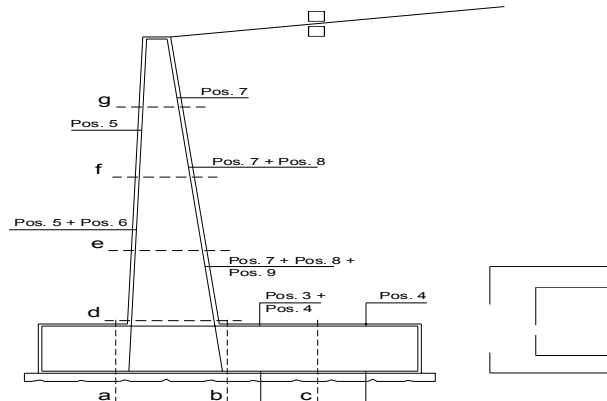
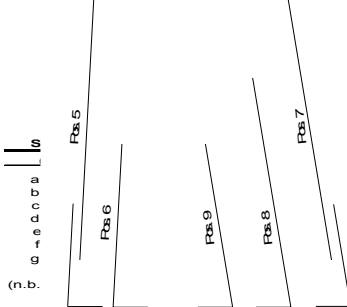
SCHEMA DELLE ARMATURE



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	

VER



S

(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	0,00	0,00	0,000	0,400
b - b	-3,77	0,00	0,30	7,70	7,70	0,49	21,62	0,024	0,400
c - c	-1,64	0,00	0,30	7,70	7,70	0,21	9,38	0,010	0,400
d - d	2,65	8,25	0,30	7,70	7,70	0,34	9,87	0,010	0,400
e - e	1,37	6,19	0,30	7,70	7,70	0,17	3,95	0,004	0,400
f - f	0,56	4,13	0,30	7,70	7,70	0,06	0,80	0,001	0,400
g - g	0,13	2,06	0,30	7,70	7,70	0,01	-0,02	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

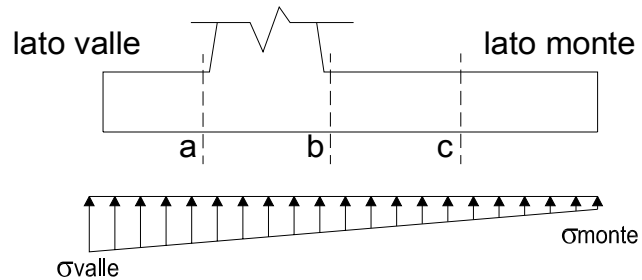
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,17 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	47,84	10,53	113,98	0,00
	80,66	5,61	114,33	46,99
sisma+	48,94	10,12	111,28	0,00
	65,34	7,66	111,30	19,39
sisma-	44,65	9,46	103,31	0,00
	61,06	7,00	103,05	19,07

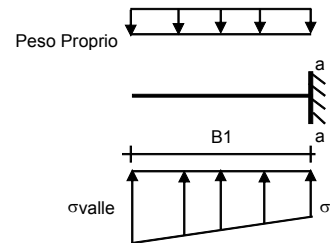


Mensola Lato Valle-

Peso Proprio. PP = 7,50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
statico	113,98	113,98	0,00
	114,33	114,33	0,00
sisma+	111,28	111,28	0,00
	111,30	111,30	0,00
sisma-	103,31	103,31	0,00
	103,05	103,05	0,00



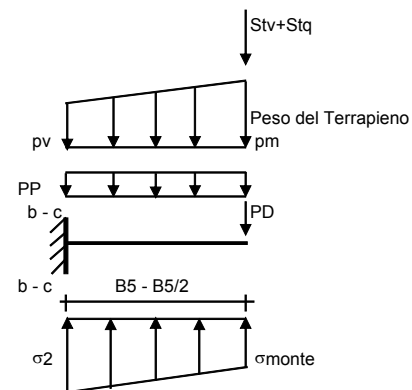
Mensola Lato Monte

PP = 7,50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	35,30	82,18	58,74	(kN/m ²)
pvb =	35,30	82,18	58,74	(kN/m ²)
pvc =	35,30	82,18	58,74	(kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	0,00	73,25	-12,10	25,73	-5,05
	46,99	94,13	-11,78	70,56	-4,72
sisma+	0,00	73,32	-11,34	29,04	-4,72
	19,39	83,73	-11,46	51,56	-4,63
sisma-	0,00	67,46	-10,82	25,62	-4,51
	19,07	77,86	-10,39	48,46	-4,30

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

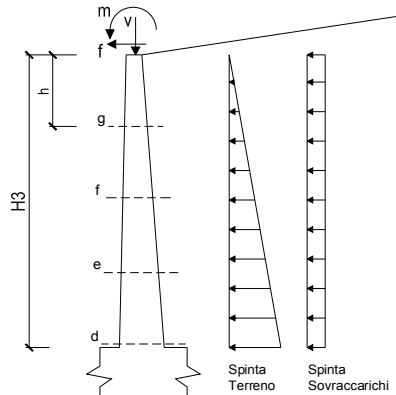
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,10	0,87	7,61	0,00	8,48	0,00	8,25	8,25
e-e	0,83	0,37	4,28	0,00	4,65	0,00	6,19	6,19
f-f	0,55	0,11	1,90	0,00	2,01	0,00	4,13	4,13
g-g	0,28	0,01	0,48	0,00	0,49	0,00	2,06	2,06

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	1,10	0,87	0,27	5,82	0,00	0,44	7,40	0,00	8,65	8,65
e-e	0,83	0,37	0,12	3,27	0,00	0,25	4,00	0,00	6,49	6,49
f-f	0,55	0,11	0,03	1,45	0,00	0,11	1,71	0,00	4,33	4,33
g-g	0,28	0,01	0,00	0,36	0,00	0,03	0,41	0,00	2,16	2,16

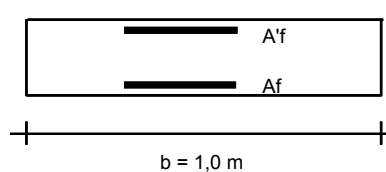
condizione sismica -

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	1,10	0,87	0,19	5,95	0,00	0,44	7,44	0,00	7,85	7,85
e-e	0,83	0,37	0,08	3,34	0,00	0,25	4,04	0,00	5,88	5,88
f-f	0,55	0,11	0,02	1,49	0,00	0,11	1,73	0,00	3,92	3,92
g-g	0,28	0,01	0,00	0,37	0,00	0,03	0,42	0,00	1,96	1,96

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	☐

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	0,00	0,00
b - b	-12,10	0,00	0,30	7,70	7,70	1,57	69,30
c - c	-5,05	0,00	0,30	7,70	7,70	0,65	28,93
d - d	8,48	8,25	0,30	7,70	7,70	1,10	43,08
e - e	4,65	6,19	0,30	7,70	7,70	0,60	22,52
f - f	2,01	4,13	0,30	7,70	7,70	0,26	8,81
g - g	0,49	2,06	0,30	7,70	7,70	0,06	1,49

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	0,00	0,00
b - b	-11,46	0,00	0,30	7,70	7,70	1,48	65,64
c - c	-4,72	0,00	0,30	7,70	7,70	0,61	27,01
d - d	7,44	7,85	0,30	7,70	7,70	0,96	37,42
e - e	4,04	5,88	0,30	7,70	7,70	0,52	19,24
f - f	1,73	3,92	0,30	7,70	7,70	0,22	7,34
g - g	0,42	1,96	0,30	7,70	7,70	0,05	1,15

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

13.1.3 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 generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

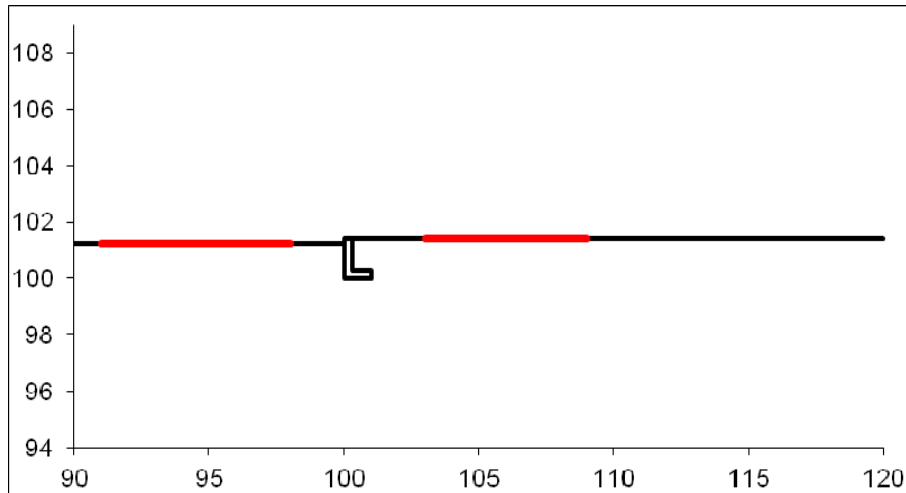


Figura 39 – Schematizzazione Geometrica

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	
2391	STATICO	2,291
	SISMICO	1,973

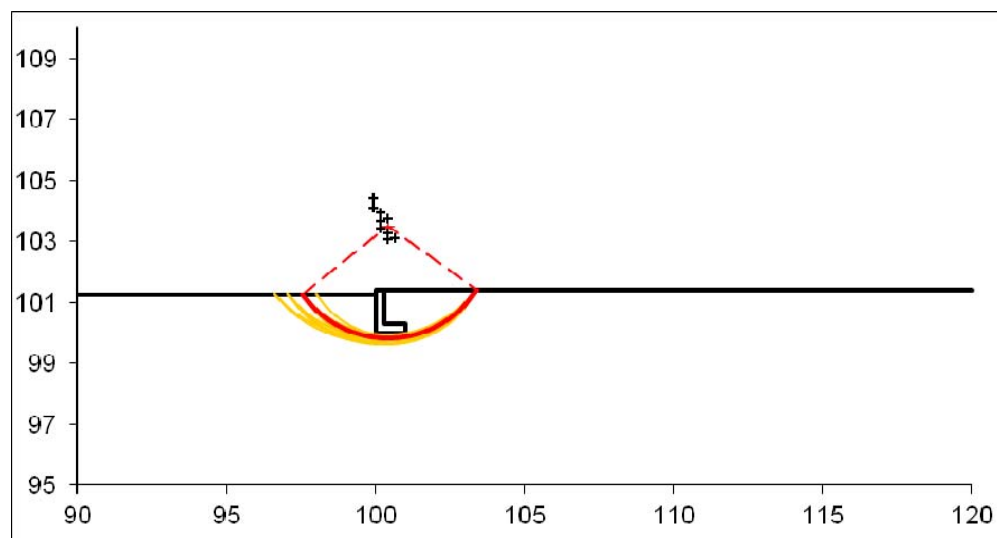


Figura 40 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni statiche

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

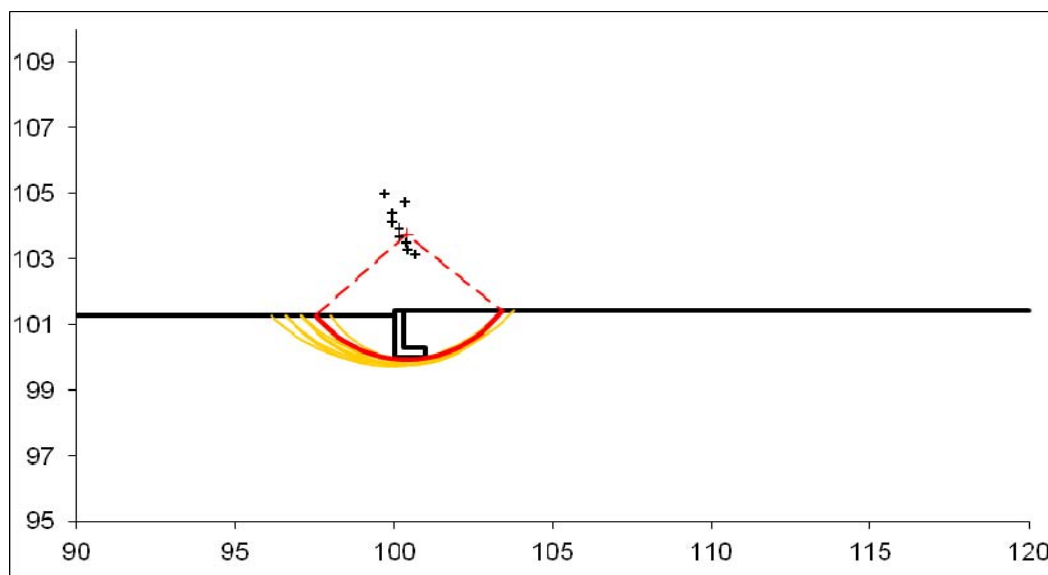


Figura 41 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni sismiche

14 ANALISI MURI TIPO 5

Il muro tipo 5 è un muretto cheil fabbricato di servizio dai parcheggi sottostanti. La sezione tipologica dell'opera è riportata di seguito

MURO TIPO 5

SEZIONE TRASVERSALE TIPO

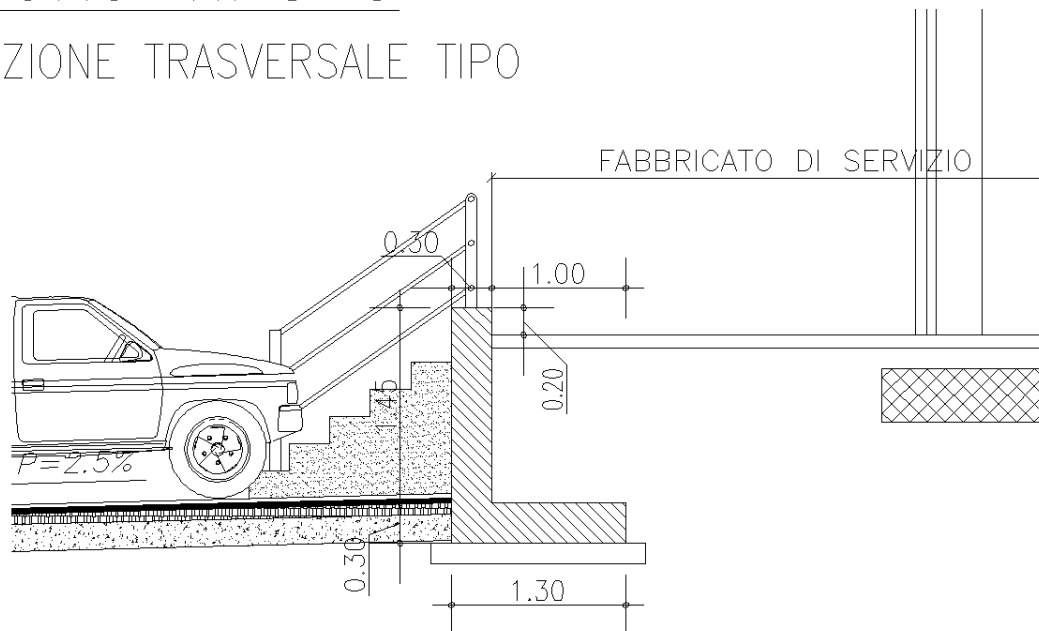


Figura 42 – muro tipo 5

Il muro ha uno sviluppo planimetrico di 24 m circa ed una altezza costante dallo spiccatto delle fondazioni di 1.45 m; nelle verifiche l'altezza di calcolo adottata è pari a 1.20 m per tener in conto del reale ricoprimento.

Cautelativamente questo muro verrà calcolato come soggetto a carico stradale sul terrapieno di monte.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate dal momento che si assume impermeabile il piazzale retrostante il muro.

14.1 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 37.75 kN/m²

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Secondo quanto riportato nelle Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni al punto C5 1.3.3.7.1, sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga $a=3.0\text{m}$ e lunga $b=2.2\text{m}$. Inoltre in un rilevato correttamente consolidato, sempre secondo le Norme precedentemente citate, si può assumere una diffusione del carico con un angolo di 30° .

Lo schema di carico 1 individua la presenza di carichi su due assi in tandem, per un totale di 600kN . Distribuendo tali carichi su una superficie F_1 di $3.0 \times 2.2\text{m}$, si ottiene un carico distribuito p_v :

$$p_v = 600 / (2.2 \times 3) = 90.91 \text{ kN/m}^2.$$

Considerando un angolo di diffusione del carico di 30° , l'area F_2 alla base del rilevato, sulla quale il carico viene distribuito, sarà ottenuta dalle dimensioni dell'area alla quota di base del rilevato.

Da ciò ne consegue che mediante una proporzione si può trovare il valore della pressione verticale p_v' media sull'area F_2 .

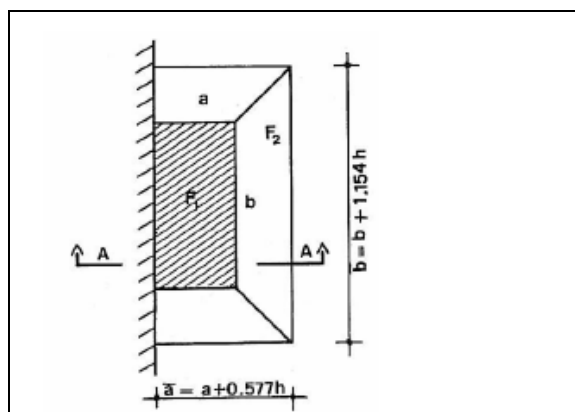


Figura 43 – aree F_1 ed F_2

Nota F_2 saranno calcolate le tensioni orizzontali, che per semplicità si assumono aventi un andamento lineare con la profondità, si calcolerà infine la spinta totale S_{tot} , esercitata dal solido delle pressioni.

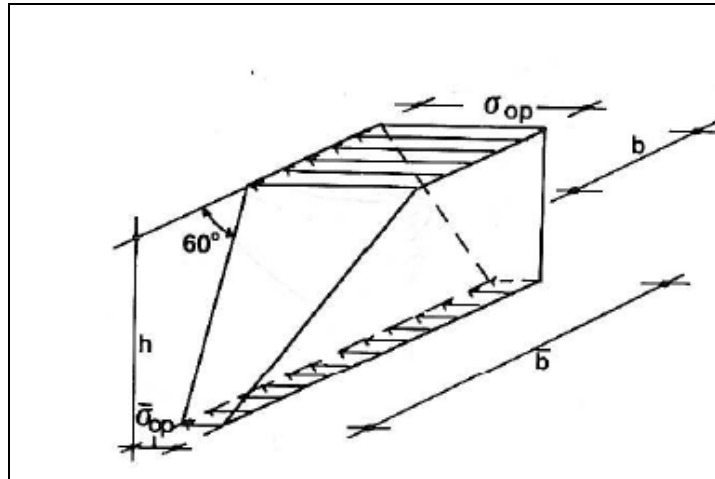


Figura 44 – solido delle pressioni

Si riporta di seguito la stima delle azioni agenti in funzione dell'altezza del rilevato, dove:

$$\begin{aligned}
 a' &= a + \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma_{op} &= K_a \cdot p_v \\
 b' &= b + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma'_{op} &= K_a \cdot p'_v \\
 F_2 &= a' \cdot b' & S_{tot} &= S_1 + S_2 = \sigma'_{op} \cdot h \cdot \frac{b+b'}{2} + \frac{1}{6} h \cdot (2b+b') (\sigma_{op} - \sigma'_{op}) \\
 p'_v &= p_v \cdot \frac{F_1}{F_2} & q \cdot h \cdot b' \cdot K_a &= S_{tot} \\
 K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)
 \end{aligned}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		600	kN
a		3	m
b		2,2	m
A		6,6	mq
Da cui			
carico distribuito	pv =	90,91	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	45	°
H muro	H =	1,55	m
Da cui			
	a' =	4,55	m
	b' =	5,30	m
	A' =	24,12	mq
	p'v =	24,88	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0,22	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma_{\text{base muro}} =$	20,00	kN/mq
	$\sigma'_{\text{base muro}} =$	5,47	kN/mq
	S1 =	31,82	kN
	S2 =	36,40	kN
Spinta totale	$S_{\text{tot}} = S1 + S2 =$	68,22	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	$q_{\text{prog}} =$	37,75 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 18.88 kN/m², ottenuto considerando cautelativamente nel caso sismico la metà del carico agente nella verifica statica.
- 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		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_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:

$$K_h = \beta_m \cdot S_z \cdot S_c \cdot \alpha_g / g = 0.31 \cdot 1.129 \cdot 1 \cdot 0.279 = 0.097$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.049$$

14.2 VERIFICA MURI TIPO 5

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto.

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

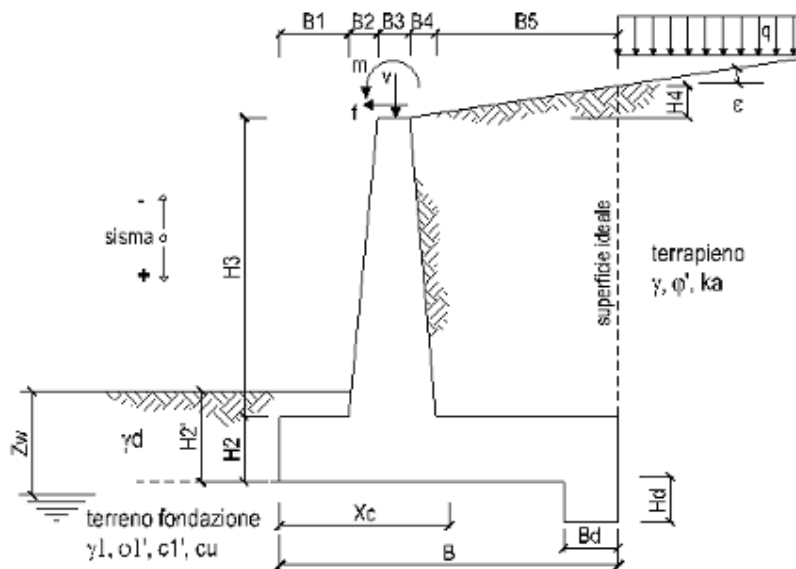
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Tipo 2	Ribaltamento (EQU)	2.31	3.95	2.85
	Scorrimento (GEO)	1.66	2.19	2.03
	Capacità portante (GEO)	3.19	6.23	5.78
	STR	ok	ok	Ok
	stabilità globale opera	1.66	1.44	

Si allegano di seguito alla relazione 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.

15 TABULATI MURI TIPO 5

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



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i 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.

15.1 SCHEDE DI CALCOLO MURO TIPO 5

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

DATI DI PROGETTO:
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	1,25	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1,30	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0,65	(m)

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

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI
Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/20"/>		
f _{ck}	30	(MPa)	
f _{ek}	25	(MPa)	
f _{cm}	33	(MPa)	
E _o	31476	(MPa)	
α_{cs}	0,95		
γ_c	1,50		
$f_{td} = \alpha_{cs} \gamma_c f_{ck}$	14,17	(MPa)	
$f_{tdm} = 0,30 f_{td}^{1,75}$	2,56	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_s	11	Mpa
σ_c	260	Mpa

condizioni sismiche

σ_s	11	Mpa
σ_c	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="u2"/>	0,3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="u3"/>	0,4	mm

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="S450C"/>		
f _{yk}	450	(MPa)	
γ_s	1,15		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391,30	(MPa)	
E _s	210000	(MPa)	
ϵ_{sk}	0,19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Coperture (distanza asse armatura-bordo)

c = 5,00 (cm)

Coperture minime di norma (rioprimimento armatura)

c_{min} = 4,00 (cm)

Interferenza tra I e II strati

i₀₁ = 5,00 (cm)

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev Data
F0 20/06/2011

				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'	19,00		19,00	19,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19,00		19,00	16,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> 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	19,00		19,00	19,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	19,00		19,00	19,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	2,00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	59200			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,28	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,129	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,0979972	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0490	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no

		SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,217	0,278
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,269	0,337
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,275	0,344
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4,204	3,255
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	4,008	3,082
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3,988	3,064

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0,00		0,00	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte				<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00		0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00		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	37,75		56,63	56,63
	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 Ψ_1		0,80	condizione quasi permanente Ψ_2		0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	18,88			
	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			

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

15.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Tali verifiche sono relative all'approccio 2 mentre le verifiche al ribaltamento fanno riferimento alla combinazione (A_{EQU}+M2+1)

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

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)			SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	9,38	9,38	8,44
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)	9,75	9,75	8,78
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	19,13	19,13	17,21
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	23,75	23,75	21,38
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)	23,75	23,75	21,38
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	37,75	56,625	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	18,88		

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

- Muro (Mm)			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	1,41	1,41	1,27
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)	6,34	6,34	5,70
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	7,74	7,74	6,97
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	19,00	19,00	17,10
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)	19,00	19,00	17,10
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	30,2	45,3	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	15,104		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)					
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1,87	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0,94	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)					
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		2,33	
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		1,16	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)					
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0,85	
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,14	
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00	
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		0,99	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)					
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0,00	
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,07	
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		0,31	
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0,00	
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		0,38	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)					
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		2,15	
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0,00	
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		2,15	
- 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)		0,93	
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)		0,93	

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

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) 4,96	6,44	6,98
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) 12,71	19,06	24,41

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 4,69	6,09	6,71
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 12,02	18,02	23,46

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 1,61	2,10	1,92
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) 4,14	6,21	6,73

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0,5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
------	--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 2,42	3,15	3,47
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 2,10	2,73	2,50
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) 9,31	13,97	18,18
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 5,38	8,07	8,75
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0,5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 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 =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	51,18	(kN/m)	
-----	--	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	24,12	(kN/m)	
-----	-----------------	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi^1$	0,78	(-)	
-----	---------------	------	-----	--

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1,66	>	1,1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	24,07	(kNm/m)	
------	-------------------------	-------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	10,40	(kNm/m)	
------	--	-------	---------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	2,31	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	51,18	107,80	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	24,12	24,12	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	20,42	65,72	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c * N - MM$	12,84	4,35	(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.	19,00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	8,55	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,25	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,80	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	48,93	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	61,35	(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	78,02	(-)

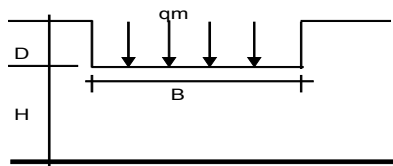
I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,28	0,60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,26	0,26	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi')))^{m+1}$		0,15	0,15	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	204,47	339,61	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	3,19	>	1,4
		Nmax	3,84	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE


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

	N	47,80	(kN/m)
	M	7,80	(kNm/m)
	$e = M / N$	0,16	(m)
	B^*	0,97	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	0,45	(m)
	$D / B^* =$	0,46	(m)
	$H_s / B^* =$	2,05	(m)
Carico unitario medio (q_m)	$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* =$	52,55	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0,940	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0,67	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E =$	0,55	(mm)

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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)	4,96	4,96	6,35
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+k_v) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	1,48	1,48	1,72
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)	7,87	7,87	9,86

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \cdot stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4,69	4,69	6,10
Sst1h sism =	$Sst1 \cdot sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,40	1,40	1,65
Ssq1h perm=	$Ssq1 \cdot perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \cdot acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7,44	7,44	9,48

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \cdot stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,61	1,61	1,75
Sst1v sism =	$Sst1 \cdot sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,48	0,48	0,47
Ssq1v perm=	$Ssq1 \cdot perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \cdot acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,56	2,56	2,72

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \cdot stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	2,42	2,42	3,15
MSst1 sism=	$Sst1h \cdot sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0,72	0,72	0,86
MSst2 stat =	$Sst1v \cdot stat \cdot B$	(kNm/m)	2,10	2,10	2,27
MSst2 sism =	$Sst1v \cdot sism \cdot B$	(kNm/m)	0,63	0,63	0,62
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	5,76	5,76	7,35
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	3,33	3,33	3,53
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	49,63	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	17,72	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \rho_1'$	0,78	(-)
-----	--------------	------	-----

Fs =	(N*f + Sp) / T	2,19	>	1,1
-------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	26,74	(kNm/m)
------	--------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	6,76	(kNm/m)
------	--	------	---------

Fr =	Ms / Mr	3,95	>	1
-------------	----------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		49,63	68,51	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		17,72		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		22,05	37,16	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		10,21	7,38	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	38,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	8,55		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,21	0,11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,89	1,08	(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)	0,41	0,55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,40	0,54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \cot(\phi')))^{m+1}$		0,27	0,27	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	347,94	443,54	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	6,23	>	1,4
		Nmax	7,02	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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)	4,96	4,96	6,35
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	1,01	1,01	1,12
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)	8,04	8,04	10,06

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4,69	4,69	6,10
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,95	0,95	1,07
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7,60	7,60	9,67

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,61	1,61	1,75
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,33	0,33	0,31
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,62	2,62	2,77

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	2,42	2,42	3,15
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0,49	0,49	0,55
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	2,10	2,10	2,27
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0,43	0,43	0,40
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	5,89	5,89	7,49
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	3,40	3,40	3,61
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	45,33	(kN/m)		
---	-------	--------	--	--

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	17,44	(kN/m)		
---	-------	--------	--	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi^1$	0,78	(-)		
-------------------	------	-----	--	--

Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	2,03	>	1,1
-------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	26,74	(kNm/m)		
-------------------------	-------	-----------	--	--

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	9,38	(kNm/m)		
---	------	-----------	--	--

Fr =	Ms / Mr	2,85	>	1
-------------	-----------------------------	-------------	-------------	----------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	45,33	64,21	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	17,44		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	19,41	34,51	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c * N - MM$	10,06	7,22	(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_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.	19,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	8,55		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,22	0,11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0,86	1,07	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	48,93		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	61,35		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(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)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,38	0,53	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,37	0,52	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0,23	0,23	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	306,21	407,55	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	5,78	>	1,4
		Nmax	6,82	>	

15.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono relative all'approccio 2
CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

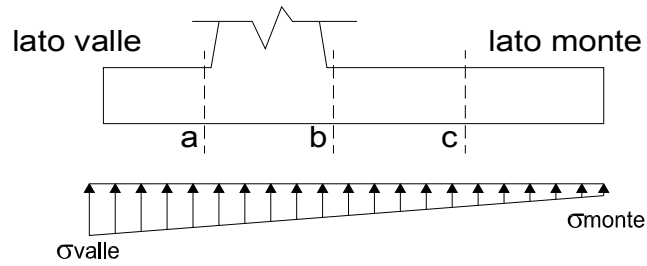
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,30 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,28 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	51,18	12,84	85,50	0,00
	107,80	4,35	98,37	67,48
sisma+	49,63	10,21	74,42	1,94
	68,51	7,38	78,89	26,52
sisma-	45,33	10,06	70,59	0,00
	64,21	7,22	75,04	23,74



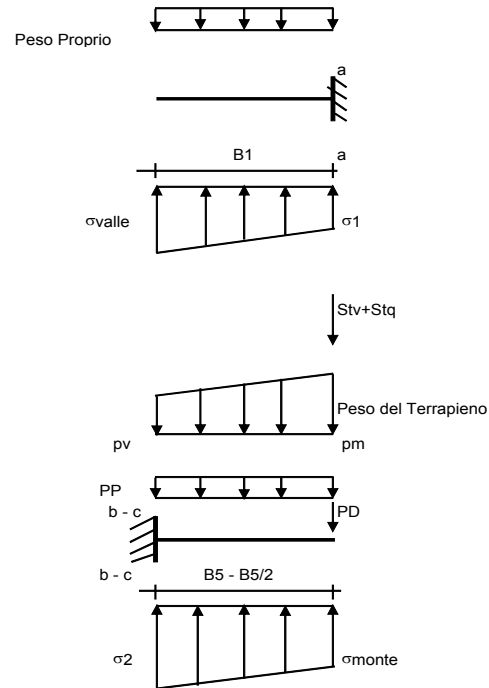
Mensola Lato Valle.

Peso Proprio. PP = 7,50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]	Va [kN]
statico	85,50	85,50	0,00	0,00
	98,37	98,37	0,00	0,00
sisma+	74,42	74,42	0,00	0,00
	78,89	78,89	0,00	0,00
sisma-	70,59	70,59	0,00	0,00
	75,04	75,04	0,00	0,00



Mensola Lato Monte

PP = 7,50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	23,75	80,38	42,63	(kN/m ²)
pvb	23,75	80,38	42,63	(kN/m ²)
pvc	23,75	80,38	42,63	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Mb [kNm]	Vb [kN]	σ_2 [kN/m ²]	Mc [kNm]	Vc [kN]
statico	0,00	64,07	-15,33	-10,81	28,36	-7,31	-18,30
	67,48	91,24	-14,54	-16,82	79,36	-6,21	-15,53
sisma+	1,94	57,69	-10,79	-7,62	29,82	-5,02	-13,11
	26,52	66,80	-10,98	-10,58	46,66	-4,75	-12,66
sisma-	0,00	54,10	-10,68	-7,65	26,62	-4,95	-12,97
	23,74	63,21	-9,95	-8,76	43,48	-4,45	-11,59

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot b_i \cdot kh$$

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

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

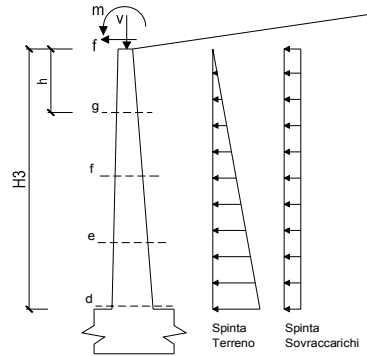
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,25	1,65	9,08	0,00	10,73	0,00	9,38	9,38
e-e	0,94	0,70	5,11	0,00	5,81	0,00	7,03	7,03
f-f	0,63	0,21	2,27	0,00	2,48	0,00	4,69	4,69
g-g	0,31	0,03	0,57	0,00	0,59	0,00	2,34	2,34

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,25	3,96	14,53	0,00	18,50
e-e	0,94	2,23	10,90	0,00	13,13
f-f	0,63	0,99	7,27	0,00	8,26
g-g	0,31	0,25	3,63	0,00	3,88

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,25	1,27	0,40	3,75	0,00	0,57	5,99	0,00	9,83	9,83
e-e	0,94	0,54	0,17	2,11	0,00	0,32	3,14	0,00	7,38	7,38
f-f	0,63	0,16	0,05	0,94	0,00	0,14	1,29	0,00	4,92	4,92
g-g	0,31	0,02	0,01	0,23	0,00	0,04	0,30	0,00	2,46	2,46

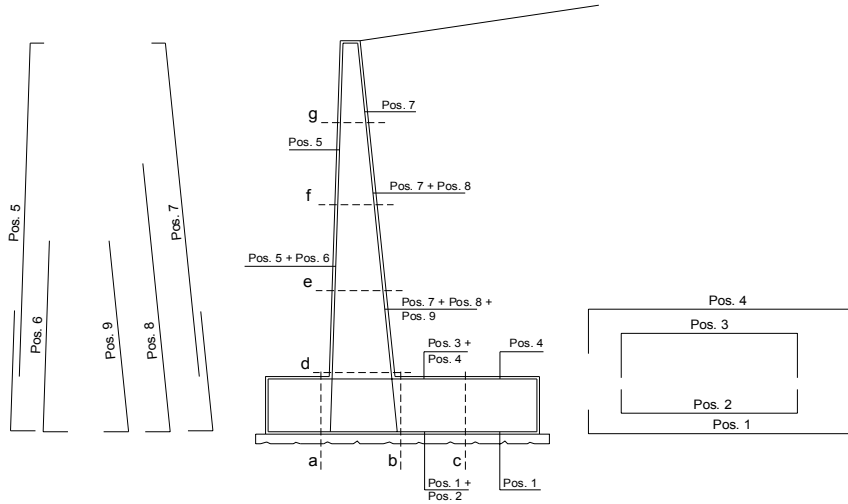
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,25	3,05	0,96	6,00	0,00	0,92	10,93
e-e	0,94	1,71	0,54	4,50	0,00	0,69	7,44
f-f	0,63	0,76	0,24	3,00	0,00	0,46	4,46
g-g	0,31	0,19	0,06	1,50	0,00	0,23	1,98

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,25	1,27	0,27	3,83	0,00	0,57	5,95	0,00	8,92	8,92
e-e	0,94	0,54	0,12	2,16	0,00	0,32	3,13	0,00	6,69	6,69
f-f	0,63	0,16	0,03	0,96	0,00	0,14	1,29	0,00	4,46	4,46
g-g	0,31	0,02	0,00	0,24	0,00	0,04	0,30	0,00	2,23	2,23

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	1,25	3,05	0,65	6,13	0,00	0,92	10,75
e-e	0,94	1,71	0,37	4,60	0,00	0,69	7,37
f-f	0,63	0,76	0,16	3,07	0,00	0,46	4,45
g-g	0,31	0,19	0,04	1,53	0,00	0,23	1,99

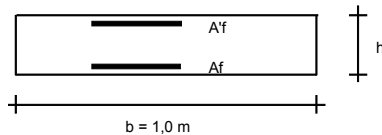
SCHEMA DELLE ARMATURE



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	☐

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	73,55
b - b	-15,33	0,00	0,30	7,70	7,70	73,55
c - c	-7,31	0,00	0,30	7,70	7,70	73,55
d - d	10,73	9,38	0,30	7,70	7,70	74,54
e - e	5,81	7,03	0,30	7,70	7,70	74,29
f - f	2,48	4,69	0,30	7,70	7,70	74,05
g - g	0,59	2,34	0,30	7,70	7,70	73,80

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	0,00	0,30	114,08	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
b - b	16,82	0,30	114,08	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
c - c	18,30	0,30	114,08	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
d - d	18,50	0,30	115,25	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
e - e	13,13	0,30	114,96	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
f - f	8,26	0,30	114,66	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3,88	0,30	114,37	10	20	20	21,8	432,18	Armatura a taglio non necessaria

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

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

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,30 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,28 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	47,80	7,80	64,44	9,09
	78,00	3,27	71,59	48,41
Q.P.	44,49	2,50	43,09	25,36
	44,49	2,50	43,09	25,36

Mensola Lato Valle.

Peso Proprio. PP = 7,50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	64,44	64,44	0,00
	71,59	71,59	0,00
Q.P.	43,09	43,09	0,00
	43,09	43,09	0,00

Mensola Lato Monte

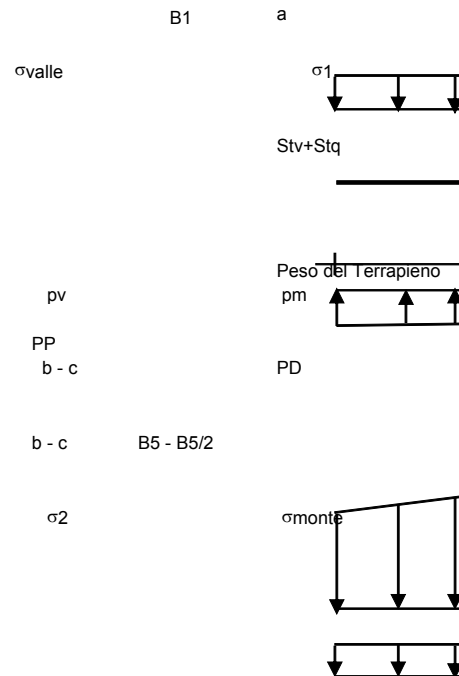
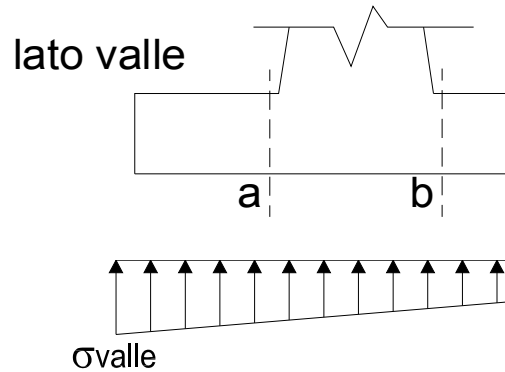
PP = 7,50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	= 23,75	53,95	23,75	(kN/m ²)
pvb	= 23,75	53,95	23,75	(kN/m ²)
pvc	= 23,75	53,95	23,75	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	9,09	51,67	-8,91	30,38	-4,34
	48,41	66,24	-8,47	57,32	-3,72
Q.P.	25,36	39,00	-2,29	32,18	-1,26
	25,36	39,00	-2,29	32,18	-1,26



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

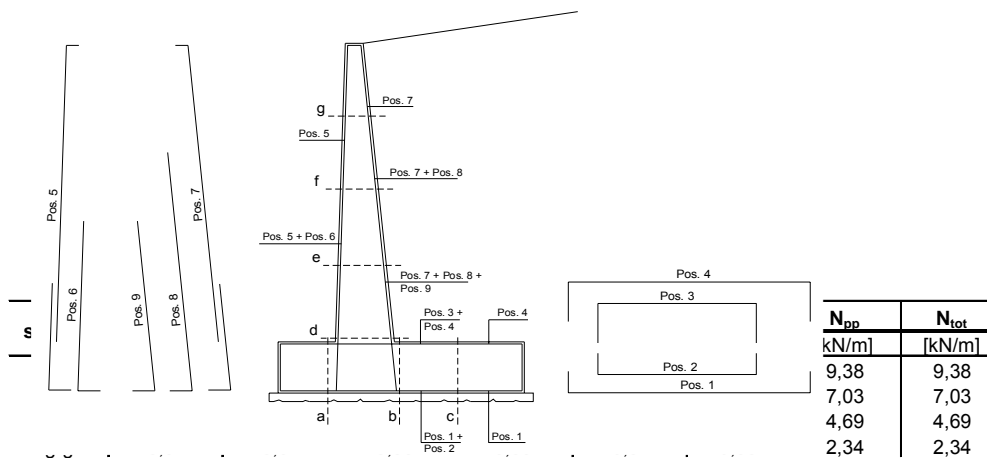
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



condizione Quasi Permanente

sezione	h	M_t	M_q	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	1,25	1,27	0,00	0,00	1,27	0,00	9,38	9,38
e-e	0,94	0,54	0,00	0,00	0,54	0,00	7,03	7,03
f-f	0,63	0,16	0,00	0,00	0,16	0,00	4,69	4,69
g-g	0,31	0,02	0,00	0,00	0,02	0,00	2,34	2,34

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

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	□

VERIFICHE

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

b = 1,0 m

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	A'f	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	0,00	0,00	0,000	0,300
b - b	-8,91	0,00	0,30	7,70	7,70	1,15	51,01	0,057	0,300
c - c	-4,34	0,00	0,30	7,70	7,70	0,56	24,88	0,028	0,300
d - d	6,11	9,38	0,30	7,70	7,70	0,79	28,83	0,031	0,300
e - e	3,26	7,03	0,30	7,70	7,70	0,42	14,07	0,015	0,300
f - f	1,37	4,69	0,30	7,70	7,70	0,17	4,83	0,005	0,300
g - g	0,32	2,34	0,30	7,70	7,70	0,04	0,48	0,000	0,300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	A'f	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	0,00	0,00	0,000	0,400
b - b	-2,29	0,00	0,30	7,70	7,70	0,30	13,10	0,015	0,400
c - c	-1,26	0,00	0,30	7,70	7,70	0,16	7,21	0,008	0,400
d - d	1,27	9,38	0,30	7,70	7,70	0,14	1,84	0,002	0,400
e - e	0,54	7,03	0,30	7,70	7,70	0,06	0,07	0,000	0,400
f - f	0,16	4,69	0,30	7,70	7,70	0,00	-	-	0,400
g - g	0,02	2,34	0,30	7,70	7,70	0,00	-	-	0,400

sez. compressa
sez. compressa

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

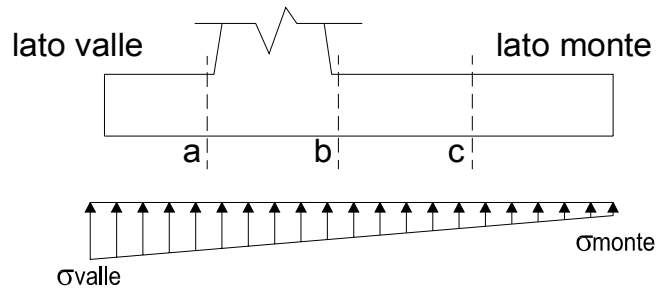
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1,30 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,28 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	48,63	10,20	73,60	1,21
	86,38	4,53	82,54	50,35
sisma+	49,63	10,21	74,42	1,94
	68,51	7,38	78,89	26,52
sisma-	45,33	10,06	70,59	0,00
	64,21	7,22	75,04	23,74

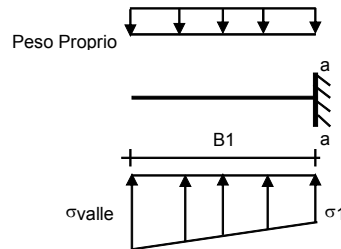


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 7,50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	73,60	73,60	0,00
	82,54	82,54	0,00
sisma+	74,42	74,42	0,00
	78,89	78,89	0,00
sisma-	70,59	70,59	0,00
	75,04	75,04	0,00



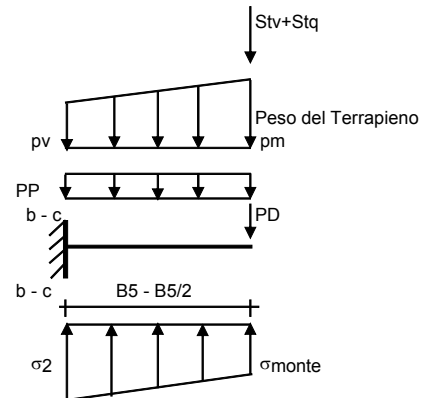
Mensola Lato Monte

PP = 7,50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	23,75	61,50	42,63	(kN/m ²)
pvb	23,75	61,50	42,63	(kN/m ²)
pvc	23,75	61,50	42,63	(kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	1,21	56,90	-11,49	29,05	-5,47
	50,35	75,11	-10,95	62,73	-4,69
sisma+	1,94	57,69	-10,79	29,82	-5,02
	26,52	66,80	-10,98	46,66	-4,75
sisma-	0,00	54,10	-10,68	26,62	-4,95
	23,74	63,21	-9,95	43,48	-4,45

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

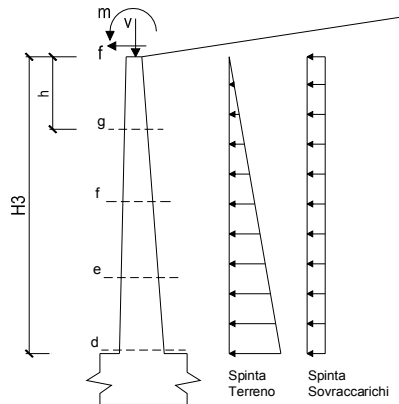
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot k h \quad (\text{solo con sis})$$

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1,25	1,27	6,06	0,00	7,33	0,00	9,38	9,38
e-e	0,94	0,54	3,41	0,00	3,94	0,00	7,03	7,03
f-f	0,63	0,16	1,51	0,00	1,67	0,00	4,69	4,69
g-g	0,31	0,02	0,38	0,00	0,40	0,00	2,34	2,34

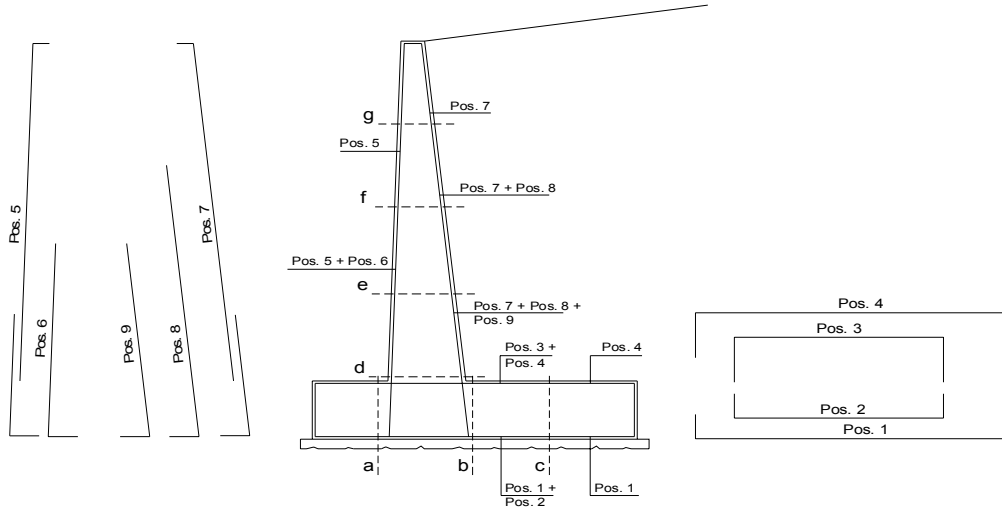
condizione sismica +

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	1,25	1,27	0,40	3,75	0,00	0,57	5,99	0,00	9,83	9,83
e-e	0,94	0,54	0,17	2,11	0,00	0,32	3,14	0,00	7,38	7,38
f-f	0,63	0,16	0,05	0,94	0,00	0,14	1,29	0,00	4,92	4,92
g-g	0,31	0,02	0,01	0,23	0,00	0,04	0,30	0,00	2,46	2,46

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	1,25	1,27	0,27	3,83	0,00	0,57	5,95	0,00	8,92	8,92
e-e	0,94	0,54	0,12	2,16	0,00	0,32	3,13	0,00	6,69	6,69
f-f	0,63	0,16	0,03	0,96	0,00	0,14	1,29	0,00	4,46	4,46
g-g	0,31	0,02	0,00	0,24	0,00	0,04	0,30	0,00	2,23	2,23

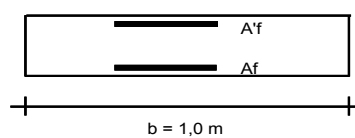
SCHEMA DELLE ARMATURE



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	☐

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	0,00	0,00
b - b	-11,49	0,00	0,30	7,70	7,70	1,49	65,81
c - c	-5,47	0,00	0,30	7,70	7,70	0,71	31,33
d - d	7,33	9,38	0,30	7,70	7,70	0,95	35,75
e - e	3,94	7,03	0,30	7,70	7,70	0,51	17,95
f - f	1,67	4,69	0,30	7,70	7,70	0,21	6,54
g - g	0,40	2,34	0,30	7,70	7,70	0,05	0,85

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,00	0,00	0,30	7,70	7,70	0,00	0,00
b - b	-10,98	0,00	0,30	7,70	7,70	1,42	62,87
c - c	-5,02	0,00	0,30	7,70	7,70	0,65	28,76
d - d	5,99	8,92	0,30	7,70	7,70	0,77	28,44
e - e	3,14	6,69	0,30	7,70	7,70	0,40	13,58
f - f	1,29	4,46	0,30	7,70	7,70	0,16	4,55
g - g	0,30	2,23	0,30	7,70	7,70	0,03	0,43

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

15.1.3 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 generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

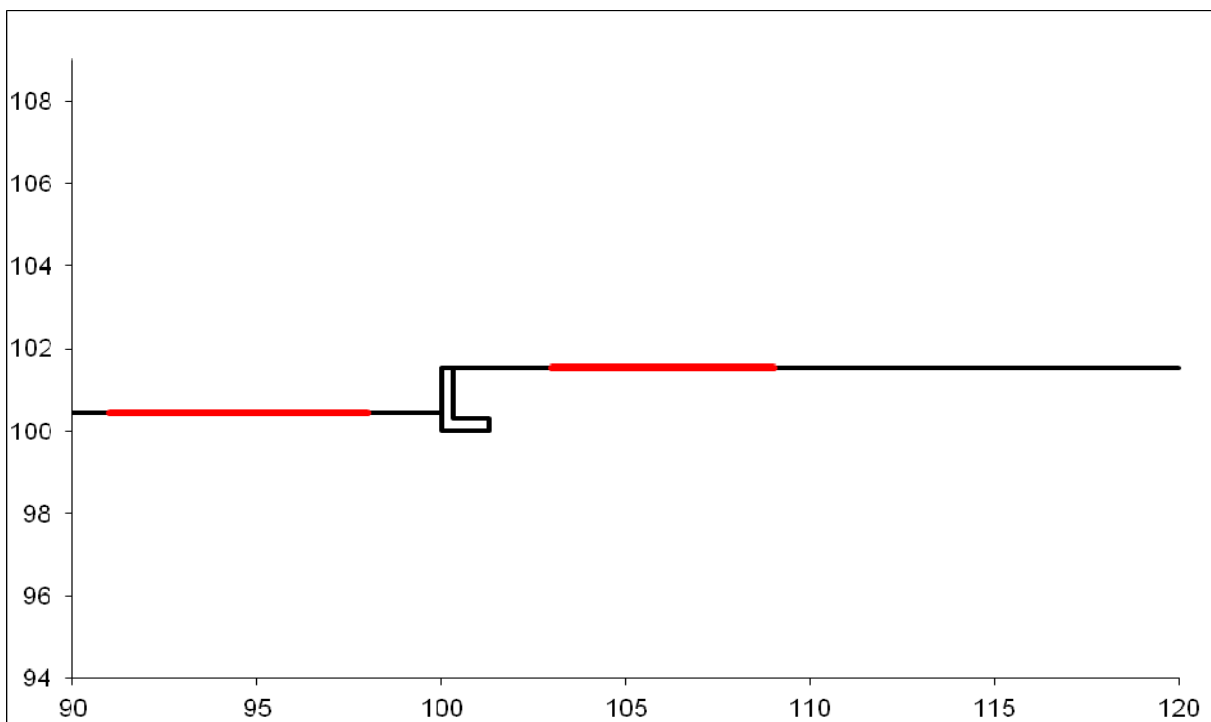


Figura 45 – Schematizzazione Geometrica

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	
2391	STATICO	1,665
	SISMICO	1,442

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

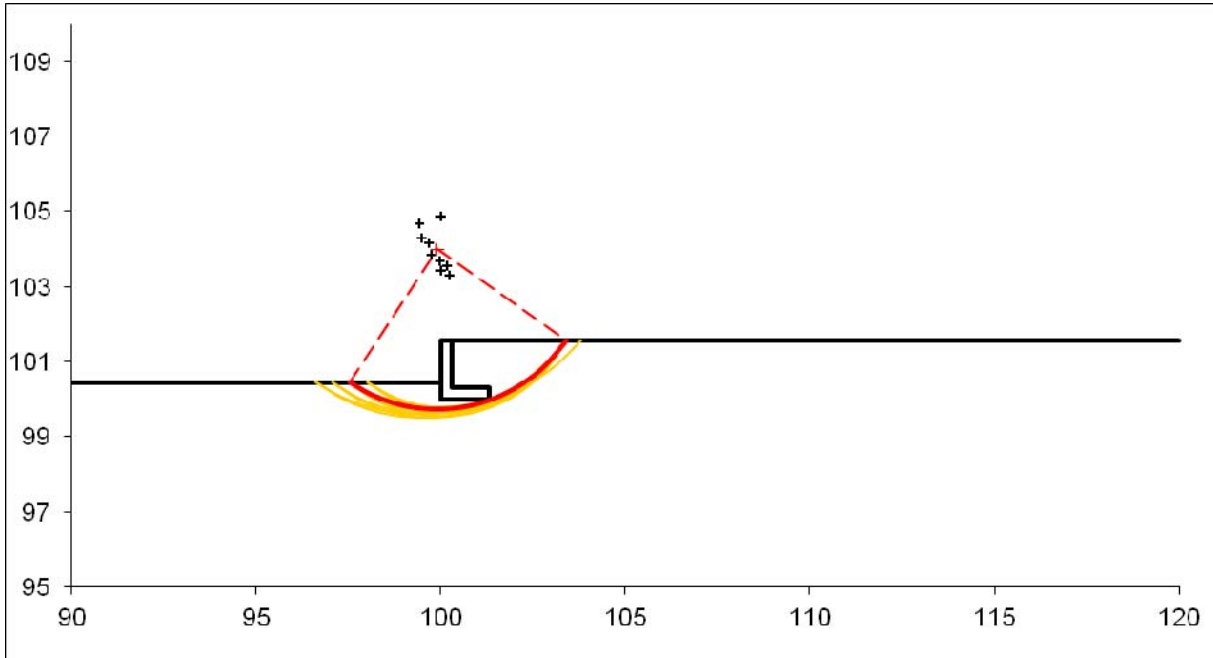


Figura 46 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni statiche

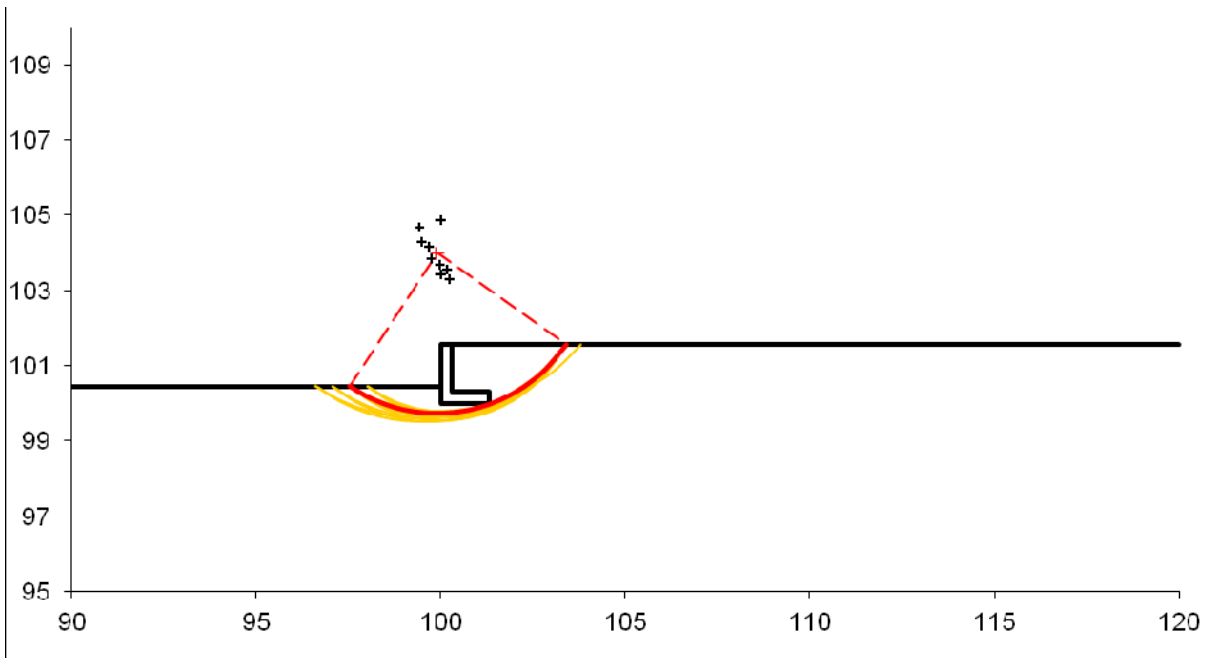


Figura 47 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni sismiche

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

16 ANALISI MURO TIPO 6

Come descritto in precedenza all'interno del posto di manutenzione sono state individuate diverse tipologie di muri.

Di seguito si riporta una sezione tipologica del muro in questione.

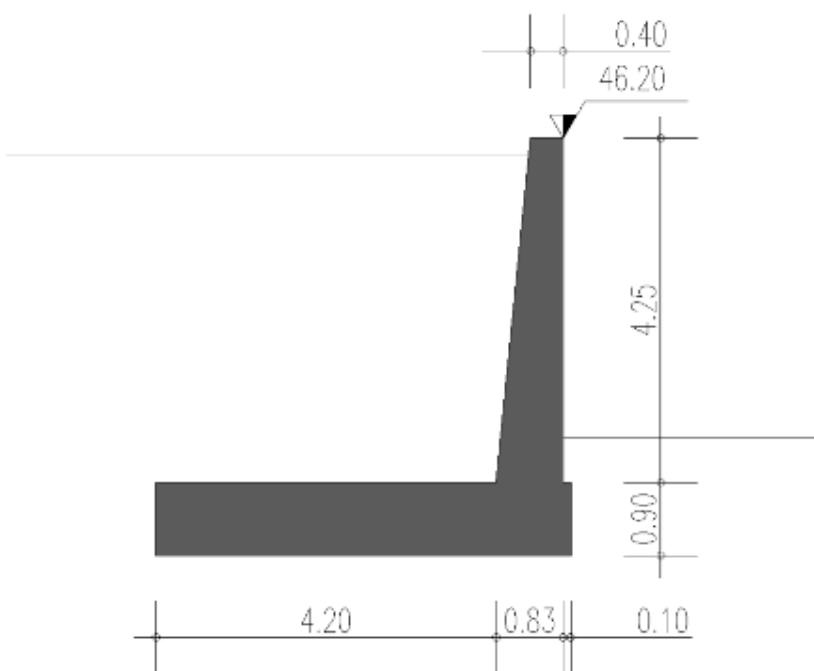


Figura 48 – sezione tipo muro tipo 6

La sezione del muro prevede una fondazione di 5.13 m ed una elevazione, esclusa la fondazione, di 4.25 m. In testa il manufatto ha una larghezza di 40 cm. Per un primo tratto di lunghezza pari a circa 5 m la sezione del muro rimane quella appena descritta mentre per un secondo tratto di lunghezza circa pari a 5.3m al fine di seguire l'andamento del rilevato che contiene, il paramento e la zattera riducono gradualmente le loro dimensioni fino ad un'altezza massima di 1m ed una fondazione di 2.15.

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 dal momento che il piazzale contenuto dall'opera è asfaltato e dotato di sistemi per lo smaltimento delle acque, inoltre l'assenza di giunti water-stop nei giunti strutturali del muro consente ad eventuali acque infiltratesi di smaltirsi.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

16.1 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 28.00 kN/m²

Secondo quanto riportato nelle Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le Costruzioni al punto C5 1.3.3.7.1, sul rilevato si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga $a=3.0\text{m}$ e lunga $b=2.2\text{m}$. Inoltre in un rilevato correttamente consolidato, sempre secondo le Norme precedentemente citate, si può assumere una diffusione del carico con un angolo di 30°.

Lo schema di carico 1 individua la presenza di carichi su due assi in tandem, per un totale di 600kN. Distribuendo tali carichi su una superficie F_1 di 3.0 x 2.2m, si ottiene un carico distribuito p_v :

$$p_v = 600 / (2.2 * 3) = 90.91 \text{ kN/m}^2.$$

Considerando un angolo di diffusione del carico di 30°, l'area F_2 alla base del rilevato, sulla quale il carico viene distribuito, sarà ottenuta dalle dimensioni dell'area alla quota di base del rilevato.

Da ciò ne consegue che mediante una proporzione si può trovare il valore della pressione verticale p_v' media sull'area F_2 .

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

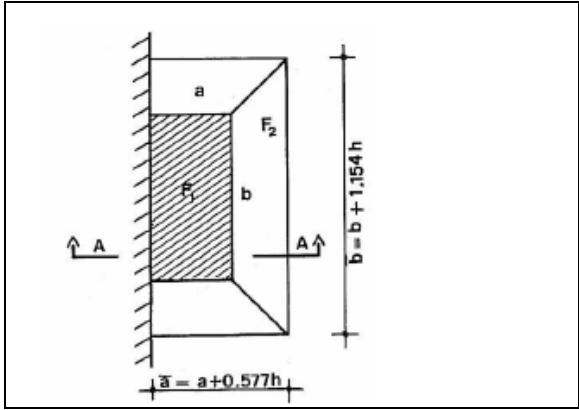


Figura 49 – aree F1 ed F2

Nota F_2 saranno calcolate le tensioni orizzontali, che per semplicità si assumono aventi un andamento lineare con la profondità, si calcolerà infine la spinta totale S_{tot} , esercitata dal solido delle pressioni.

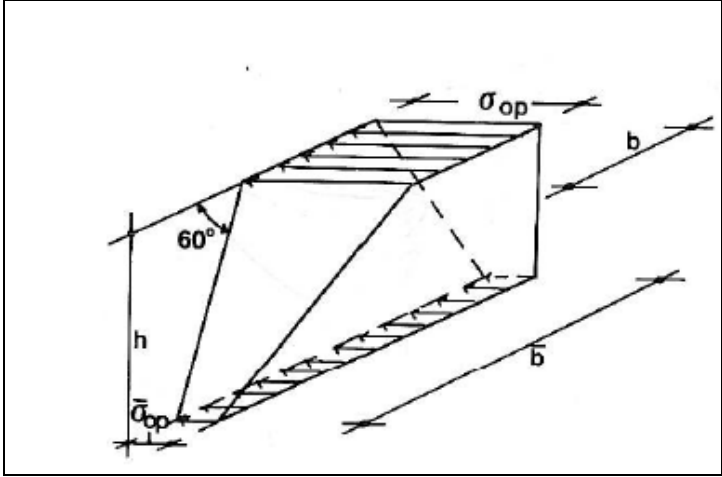


Figura 50 – solido delle pressioni

Si riporta di seguito la stima delle azioni agenti in funzione dell'altezza del rilevato, dove:

$$\begin{aligned}
 a' &= a + \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma_{op} &= K_a \cdot p_v \\
 b' &= b + 2 \cdot \tan(30^\circ) \cdot h & \sigma'_{op} &= K_a \cdot p'_v \\
 F_2 &= a' \cdot b' & S_{tot} &= S_1 + S_2 = \sigma'_{op} \cdot h \cdot \frac{b+b'}{2} + \frac{1}{6} \cdot h \cdot (2b+b')(\sigma_{op} - \sigma'_{op}) \\
 p'_v &= p_v \cdot \frac{F_1}{F_2} & q \cdot h \cdot b' \cdot K_a &= S_{tot} \\
 K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)
 \end{aligned}$$

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		600	kN
a		3	m
b		2.2	m
A		6.6	mq
Da cui			
carico distribuito	$p_v =$	90.91	kN/mq
Nota			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	$H =$	5.15	m
Da cui			
	$a' =$	5.97	m
	$b' =$	8.15	m
	$A' =$	48.66	mq
	$p'_v =$	12.33	kN/mq
Nota			
coefficiente spinta attiva	$K_a =$	0.22	
Da cui			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma_{base\ muro} =$	20.00	kN/mq
	$\sigma'_{base\ muro} =$	2.71	kN/mq
Spinta totale	$S_1 =$	72.27	kN
	$S_2 =$	186.17	kN
	$S_{tot} = S_1 + S_2 =$	258.44	kN
Da cui			
Carico superficiale equivalente	$q_{prog} =$	28.00	kN/mq

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 14.00 kN/m², ottenuto considerando cautelativamente nel caso sismico la metà del carico agente nella verifica statica.
- 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 sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$K_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_t \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.129 \cdot 1 \cdot 0.279 = 0.097$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.049$$

16.2 VERIFICA MURI TIPO 6

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto.

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

TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Tipo 6	Ribaltamento (EQU)	14.98	12.48	5.62
	Scorrimento (GEO)	3.04	2.30	2.17
	Capacità portante (GEO)	7.24	5.69	5.78
	STR	ok	ok	ok
	stabilità globale opera	2.776	2.251	

Si allegano di 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

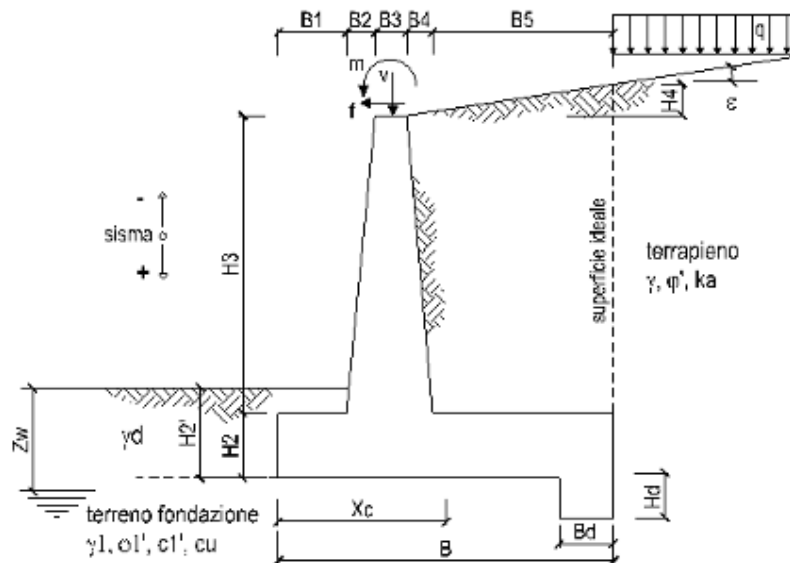
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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.

17 TABULATI MURO TIPO 6

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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0

17.1 SCHEDE DI CALCOLO MURI TIPO 6

OPERA

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



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.25	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.43	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.13	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.90	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.10	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.57	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

				valori caratteristici SLE		valori di progetto			
				STRIGEO	EGU				
Dati Geotecnici									
Dati Terreno	Angolo di attrito del terrapieno	($^{\circ}$)	φ'	38.00	32.01	32.01			
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kNm 3)	γ'	19.00	19.00	19.00			
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	($^{\circ}$)	δ	19.00	16.00	16.00			
Condizioni				<input checked="" type="radio"/> Drivato	<input type="radio"/> Plus Drivato				
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	cT	0.00	0.00	0.00			
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	($^{\circ}$)	$\phi 1'$	38.00	32.01	32.01			
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kNm 3)	$\gamma 1$	19.00	19.00	19.00			
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kNm 3)	γd	19.00	19.00	19.00			
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H + 2'B)	(m)	Hs	10.50					
	Modulo di deformazione	(kNm 2)	E	53200					
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g	0.28	(-)				
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_1	1.123	(-)				
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_2	1	(-)				
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β	0.31	(-)				
	Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.0979972	(-)				
	Coefficiente sismico verticale		k_v	0.0430	(-)				
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si	<input type="radio"/> no				
				SLE		STRIGEO		EGU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.217		0.278		0.278		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.269		0.337		0.337		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.275		0.344		0.344		
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	4.204		3.295		3.295		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	4.008		3.082		3.082		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	3.988		3.064		3.064		
Carichi Agenti									
				valori caratteristici		valori di progetto			
				STRIGEO	EGU				
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kNm 2)	q_p	0.00	0.00	0.00			
	Sovraccarico su zattera di monte		q_{si}	<input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kNm)	f_p	0.00	0.00	0.00			
	Forza Verticale in Testa permanente	(kNm)	v_p	0.00	0.00	0.00			
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0.00	0.00	0.00			
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kNm 2)	q	28.00	36.40	42.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm)	f	0.00	0.00	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm)	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	(kNm 2)	q_s	14.00					
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm)	f_s	0.00					
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm)	v_s	0.00					
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0.00					

17.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Tali verifiche sono relative all'approccio 1 combinazione due (A2+M2+R2) mentre le verifiche al ribaltamento fanno riferimento alla combinazione (A_{EQU}+M2+1)

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

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 42.50	42.50	38.25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m) 22.84	22.84	20.56
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 115.43	115.43	103.88
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m) 180.77	180.77	162.69

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m) 339.15	339.15	305.24
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) 17.36	17.36	15.63
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m) 356.51	356.51	320.86

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 129.64	168.532	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 64.82		

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

- Muro (Mm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0.5 \cdot B3)$	(kNm/m) 12.75	12.75	11.48
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 14.70	14.70	13.23
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 296.07	296.07	266.46
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m) 323.51	323.51	291.16

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0.5 \cdot B5)$	(kNm/m) 1027.62	1027.62	924.86
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) 13.66	13.66	12.29
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) 1041.28	1041.28	937.15

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 364.9366	474.41758	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 182.4683		

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	17.71
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	8.86

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	34.94
Ptsv =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	17.47

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

MPs1 h=	$kh \cdot P_m \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot P_m \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	12.60
MPs3 h=	$kh \cdot P_m \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	5.19
MPs4 h=	$kh \cdot P_m \cdot 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	5.09
MPs5 h=	$-kh \cdot P_m \cdot 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	22.88

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

MPs1 v=	$kv \cdot P_m \cdot 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot P_m \cdot 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.62
MPs3 v=	$kv \cdot P_m \cdot 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.72
MPs4 v=	$kv \cdot P_m \cdot 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	14.51
MPs5 v=	$kv \cdot P_m \cdot 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	15.85

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

MPts1 h=	$kh \cdot P_t \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	100.54
MPts2 h=	$kh \cdot P_t \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot P_t \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	6.35
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	106.89

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

MPts1 v=	$kv \cdot P_t \cdot 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	50.35
MPts2 v=	$kv \cdot P_t \cdot 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot P_t \cdot 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.97
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	51.33

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	54.72	70.07	77.07
$Sq \text{ perm} = q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Sq \text{ acc} = q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	31.32	52.13	60.15
- Componente orizzontale condizione statica				
$Sth = St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	51.74	67.35	74.08
$Sqh \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Sqh \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	29.61	50.11	57.82
- Componente verticale condizione statica				
$Stv = St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	17.82	19.32	21.25
$Sqv \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
$Sqv \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	10.20	14.37	16.58
- Spinta passiva sul dente				
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
$MSt1 = Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	88.82	115.62	127.18
$MSt2 = Stv \cdot B$	(kNm/m)	91.39	99.09	109.00
$MSq1 \text{ perm} = Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSq1 \text{ acc} = Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	76.25	129.03	148.88
$MSq2 \text{ perm} = Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
$MSq2 \text{ acc} = Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	52.30	73.73	85.07
$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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)				
$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$		570.97	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = Sth + Sqh + f$		117.46	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \tan \rho_1'$		0.63	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	3.04	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$Ms = Mm + Mt + Mfext3$		1228.31	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$		81.99	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	14.98	>	1

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev F0
Data 20/06/2011

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$ (+ Sovr acc)	570.97	739.50	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	117.46	117.46	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	1292.97	1767.38	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	171.57	129.43	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c^*	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ^*	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ^*	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d^2 \cdot H^2$	sovraccarico stabilizzante	28.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.30	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.53	4.78	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(2 \cdot \varphi) \cdot \tan \varphi}$	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi^*)$	(2 + π in cond. nd)	35.51		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi^*)$	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c^* \cdot \cot \varphi^*))^m$	(1 in cond. nd)	0.63	0.71	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.61	0.61	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c^* \cdot \cot \varphi^*))^{m-1}$		0.50	0.50	(-)

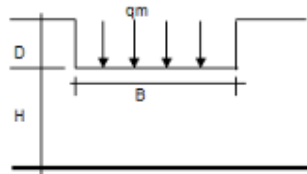
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	1069.13	1119.81	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

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

Nmin	8.48	>	1
Nmax	7.24	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	563.25	(kN/m)
M	96.53	(kNm/m)
$e = M/N$	0.17	(m)
B^*	4.79	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D	1.50	(m)
D/B^*	0.31	(m)
H_s/B^*	2.19	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2e) = N / B^* = 119.27 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.947 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.70 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 6.42 \quad (\text{mm})$$

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	594.86	659.68	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	161.63		(kN/m)
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)	1255.42	1437.89	(kNm/m)
MM = ΣM			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)	270.39	254.19	(kNm/m)
M = Xc*N - MM			

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0Nq'iq + 0,5\gamma'f'B'Ny'i\gamma$$

c'1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ'1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ.	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m³)
q ₀ = γd'HZ'	sovraccarico stabilizzante	28.50		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.45	0.39	(m)
B' = B - 2e	larghezza equivalente	4.22	4.36	(m)

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

Nq = tg²(45 + φ'/2)*e ^{tanφ'/2}	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	35.51		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

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

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	819.12	860.66	(kN/m²)
------------------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico il limite	F = qlim*B' / N	Nmin	5.81	>	1
		Nmax	5.69	>	

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

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)	54.72	70.07	70.07
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1\ stat$	(kN/m)	11.11	12.31	12.31
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)	19.81	24.79	24.79

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	51.74	67.35	67.35
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	10.50	11.83	11.83
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	18.73	23.83	23.83

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	17.82	19.32	19.32
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	3.62	3.39	3.39
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	6.45	6.83	6.83

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	88.82	115.62	115.62
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)	(kNm/m)	18.03	20.32	20.32
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	91.39	99.09	99.09
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	18.55	17.41	17.41
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m)	48.23	61.35	61.35
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	33.08	35.06	35.06
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 540.50 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Psh + Pts h \quad 155.66 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.63 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + Sp) / T \quad 2.17 > 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Ml + Mfext3 \quad 1364.79 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPsh + Mpts \quad 242.67 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 5.62 > 1$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	540.50	605.32	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	155.66		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	1122.13	1304.60	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	264.25	248.05	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kN/mq)
φ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01	(°)
γ_c	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.50	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.49	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.15	(m)

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

$N_q = \lg^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(1.44 - 0.4 \cdot \varphi'/30)}$	(1 in cond. nd)	23.19	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	35.51	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	30.24	(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.51	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.48	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{m-1}$		0.36	0.36	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	765.74	811.81	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	5.88	>	1
		Nmax	5.78	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

17.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono relative all'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1)

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe clz	<input type="text" value="C25/30"/>		
f _{ck}	30	(MPa)	
f _{cd}	25	(MPa)	
f _{cm}	33	(MPa)	
E _c	31476	(MPa)	
α _{ct}	0.85		
γ _c	1.50		
f _{td} = α _{ct} · f _{ck} / γ _c	14.17	(MPa)	
f _{tdm} = 0.30 · f _{td} ^{1/3}	2.56	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ _s	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ _s	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="u2"/>	0.3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="u3"/>	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	391.30	(MPa)
E _s	210000	(MPa)
ε _{yk}	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copertura (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

Coperture minime di normal (rioprimo armatura)

c_{min} = 4.00 (cm)

Interferenza tra J e II state

i_{II} = 5.00 (cm)

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

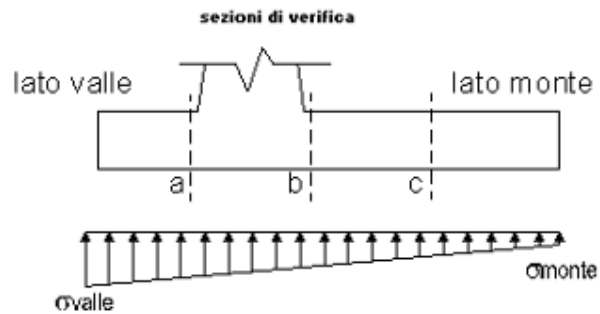
$$\sigma_{valle} = N/A + M/V_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 5.13 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$V_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 4.39 \text{ (m}^3\text{)}$$

easo	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	575.73	144.53	145.18	79.28
	770.19	95.92	172.00	128.27
sisma+	593.05	230.43	168.14	63.07
	657.87	214.23	177.08	79.40
sisma-	538.83	226.31	156.63	53.44
	603.65	210.10	165.57	69.77



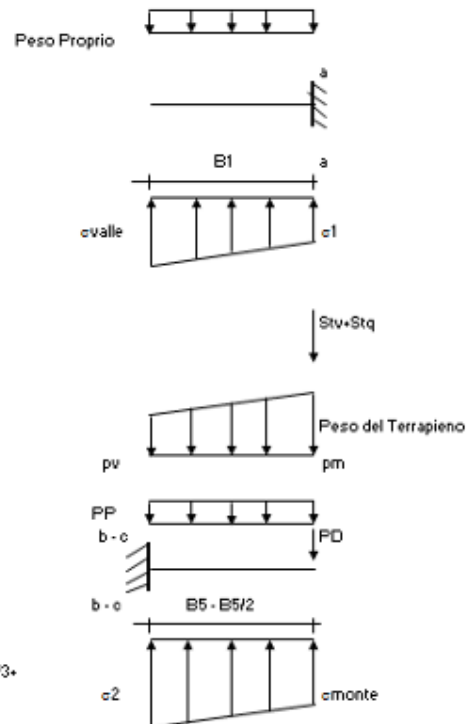
Mensola Lato Valle

Peso Proprio, PP = 22.50 (kN/m)

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

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

easo	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	145.18	143.90	0.61	12.20
	172.00	171.15	0.75	14.91
sisma+	168.14	166.09	0.72	15.27
	177.08	175.18	0.77	16.11
sisma-	156.63	154.62	0.67	14.11
	165.57	163.71	0.71	14.94



Mensola Lato Monte

PP = 22.50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	Nmax stat	Nmax sism	
pm	80.75	122.75	94.75	(kN/m ²)
pvb	80.75	122.75	94.75	(kN/m ²)
pvc	80.75	122.75	94.75	(kN/m ²)

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

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

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_2 [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	79.28	133.23	-214.31	-25.83	106.25	-113.78	-60.47
	128.27	164.07	-206.02	-34.59	146.17	-105.04	-55.32
sisma+	63.07	149.09	-269.77	-38.80	106.08	-129.97	-79.29
	79.40	159.37	-273.06	-44.60	119.38	-128.57	-79.01
sisma-	53.44	137.92	-263.42	-38.42	95.68	-126.18	-77.50
	69.77	148.21	-254.60	-38.45	108.99	-121.75	-74.35

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot b \cdot kh$$

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

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

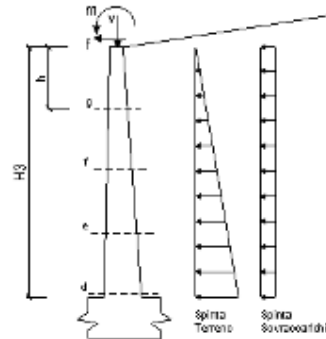
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orozz}} \cdot \gamma \cdot (1 + kv) \cdot h^2$$

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

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

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

$$V_{\text{inerzia}} = \sum P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{est}	M _{inerzia}	N _{est}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	64.89	77.89	0.00	142.78	0.00	65.34	65.34
e-e	3.19	27.38	43.81	0.00	71.19	0.00	44.72	44.72
f-f	2.13	8.11	19.47	0.00	27.58	0.00	26.96	26.96
g-g	1.06	1.01	4.67	0.00	5.86	0.00	12.05	12.05

sezione	h	Vt	Vq	V _{est}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	45.81	36.65	0.00	82.46
e-e	3.19	25.77	27.49	0.00	53.26
f-f	2.13	11.45	18.33	0.00	29.78
g-g	1.06	2.86	9.16	0.00	12.03

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	49.92	15.75	32.13	0.00	12.02	109.82	0.00	68.55	68.55
e-e	3.19	21.06	6.65	18.06	0.00	6.32	52.10	0.00	46.92	46.92
f-f	2.13	6.24	1.97	8.03	0.00	2.61	18.85	0.00	28.28	28.28
g-g	1.06	0.78	0.25	2.01	0.00	0.60	3.64	0.00	12.64	12.64

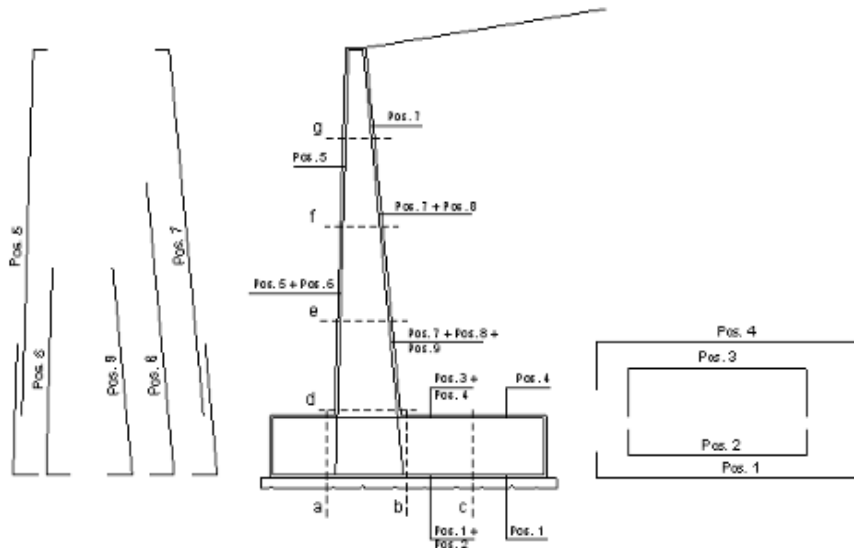
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{est}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	35.24	11.12	15.12	0.00	6.40	67.88
e-e	3.19	19.82	6.25	11.34	0.00	4.38	41.80
f-f	2.13	8.81	2.78	7.56	0.00	2.64	21.79
g-g	1.06	2.20	0.69	3.78	0.00	1.18	7.86

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	49.92	10.72	32.84	0.00	12.02	105.50	0.00	62.14	62.14
e-e	3.19	21.06	4.52	18.47	0.00	6.32	50.37	0.00	42.53	42.53
f-f	2.13	6.24	1.34	8.21	0.00	2.61	18.40	0.00	25.64	25.64
g-g	1.06	0.78	0.17	2.05	0.00	0.60	3.60	0.00	11.46	11.46

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{est}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	35.24	7.57	15.46	0.00	6.40	64.66
e-e	3.19	19.82	4.26	11.59	0.00	4.38	40.05
f-f	2.13	8.81	1.89	7.73	0.00	2.64	21.07
g-g	1.06	2.20	0.47	3.86	0.00	1.18	7.72

SCHEMA DELLE ARMATURE

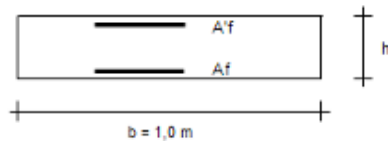


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	16	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	
4	5.0	20	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0.77	0.00	0.90	15.71	15.71	506.23
b - b	-273.06	0.00	0.90	15.71	15.71	506.23
c - c	-129.97	0.00	0.90	15.71	15.71	506.23
d - d	142.78	65.34	0.83	10.05	10.05	325.15
e - e	71.19	44.72	0.72	10.05	10.05	272.86
f - f	27.58	28.96	0.62	10.05	10.05	223.52
g - g	5.68	12.05	0.51	10.05	10.05	176.69

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

Sez.	V _{sd}	h	V _{rd}	e staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{rd2}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	16.11	0.90	269.20	10	20	20	21.8	1489.42	Armatura a taglio non necessaria
b - b	44.60	0.90	269.20	10	20	20	21.8	1489.42	Armatura a taglio non necessaria
c - c	79.29	0.90	269.20	10	20	20	21.8	1489.42	Armatura a taglio non necessaria
d - d	82.46	0.83	261.58	10	20	20	21.8	1348.41	Armatura a taglio non necessaria
e - e	53.26	0.72	232.33	10	20	20	21.8	1162.57	Armatura a taglio non necessaria
f - f	29.78	0.62	202.88	10	20	20	21.8	976.73	Armatura a taglio non necessaria
g - g	12.03	0.51	173.05	10	20	20	21.8	790.89	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

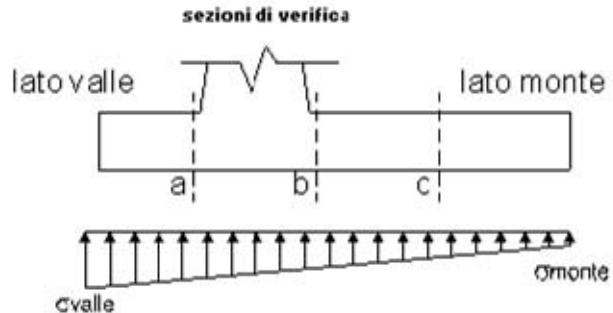
$\sigma_{valle} = N/A + M/w_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 5.13 \text{ (m}^2\text{)}$

$w_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 4.39 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	563.25	96.53	131.80	87.79
	666.96	70.60	146.11	113.92
Q.P.	555.10	56.45	121.08	95.34
	555.10	56.45	121.08	95.34

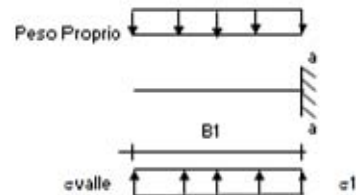


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 22.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	131.80	130.95	0.55
	146.11	145.48	0.62
Q.P.	121.08	120.57	0.49
	121.08	120.57	0.49



Mensola Lato Monte

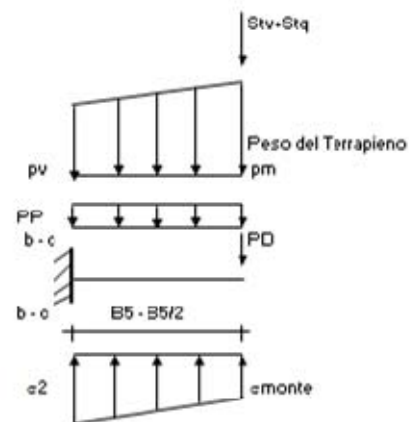
PP = 22.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	Nmax Freq	Nmax QP	
pm	80.75	103.15	80.75	(kN/m ²)
pvb	80.75	103.15	80.75	(kN/m ²)
pvc	80.75	103.15	80.75	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_o
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	87.79	123.82	-139.51	105.81	-75.36
	113.92	140.27	-135.08	127.09	-70.73
Q.P.	95.34	116.41	-82.67	105.87	-47.12
	95.34	116.41	-82.67	105.87	-47.12



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

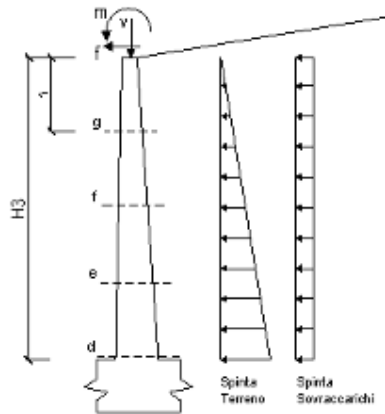
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



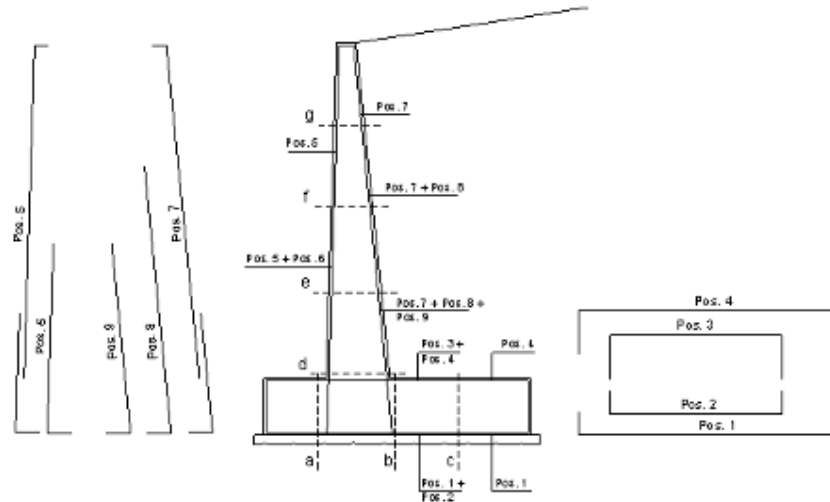
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	49.92	41.54	0.00	91.46	0.00	65.34	65.34
e-e	3.19	21.06	23.37	0.00	44.43	0.00	44.72	44.72
f-f	2.13	6.24	10.39	0.00	16.62	0.00	26.96	26.96
g-g	1.06	0.78	2.60	0.00	3.38	0.00	12.05	12.05

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.25	49.92	0.00	0.00	49.92	0.00	65.34	65.34
e-e	3.19	21.06	0.00	0.00	21.06	0.00	44.72	44.72
f-f	2.13	6.24	0.00	0.00	6.24	0.00	26.96	26.96
g-g	1.06	0.78	0.00	0.00	0.78	0.00	12.05	12.05

SCHEMA DELLE ARMATURE

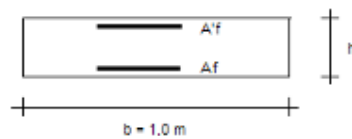


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20		5	5.0	16	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	
4	5.0	20		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	W _{elast}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.82	0.00	0.90	15.71	15.71	0.01	0.49	0.001	0.300
b - b	-139.51	0.00	0.90	15.71	15.71	1.78	111.57	0.130	0.300
c - c	-75.39	0.00	0.90	15.71	15.71	0.96	60.29	0.070	0.300
d - d	91.46	65.34	0.83	10.05	10.05	1.69	93.21	0.128	0.300
e - e	44.43	44.72	0.72	10.05	10.05	1.04	49.24	0.068	0.300
f - f	16.82	26.98	0.82	10.05	10.05	0.51	19.00	0.028	0.300
g - g	3.38	12.05	0.51	10.05	10.05	0.14	2.74	0.003	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	W _{elast}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0.49	0.00	0.90	15.71	15.71	0.01	0.39	0.000	0.400
b - b	-82.67	0.00	0.90	15.71	15.71	1.05	66.11	0.077	0.400
c - c	-47.12	0.00	0.90	15.71	15.71	0.60	37.68	0.044	0.400
d - d	49.92	65.34	0.83	10.05	10.05	0.90	37.88	0.052	0.400
e - e	21.05	44.72	0.72	10.05	10.05	0.46	13.60	0.019	0.400
f - f	6.24	26.98	0.82	10.05	10.05	0.16	1.73	0.002	0.400
g - g	0.78	12.05	0.51	10.05	10.05	0.00	-	-	0.400

sez. compressa

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

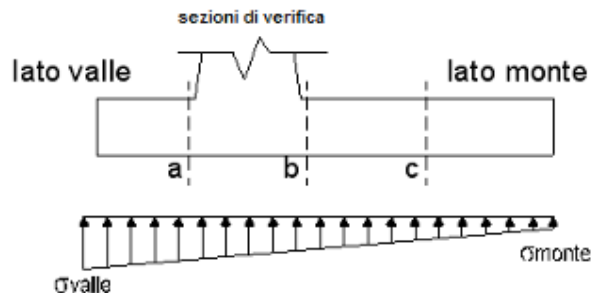
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 5.13 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 4.39 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	565.29	117.01	136.87	63.52
	694.93	84.60	154.75	116.18
sisma+	593.05	230.43	168.14	63.07
	657.87	214.23	177.08	79.40
sisma-	538.83	226.31	156.63	53.44
	603.65	210.10	165.57	69.77

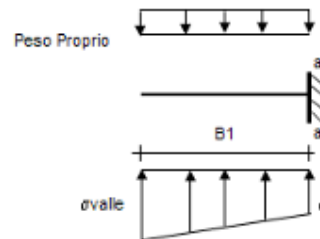


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 22.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
statico	136.87	135.83	0.57
	154.75	154.00	0.66
sisma+	168.14	166.09	0.72
	177.08	175.18	0.76
sisma-	156.63	154.62	0.67
	165.57	163.71	0.72



Mensola Lato Monte

PP = 22.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism
pm	80.75	108.75	94.75 (kN/m ²)
pvb	80.75	108.75	94.75 (kN/m ²)
pvc	80.75	108.75	94.75 (kN/m ²)

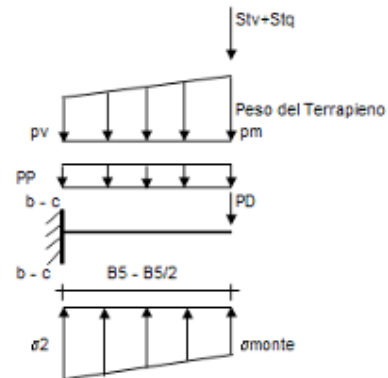
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^5/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^5/6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^5/3 +$$

$$- (Stv + Sqv) \cdot B^5 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5/2)^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5/2)^2/6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5/2)^2/3 +$$

$$- (Stv + Sqv) \cdot (B_5/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	M_b [kNm]	σ_2c [kN/m ²]	M_c [kNm]
statico	83.52	127.20	-163.27	105.36	-86.28
	116.18	147.76	-157.74	131.97	-80.45
sisma+	63.07	149.09	-269.77	106.08	-129.97
	79.40	159.37	-273.06	119.38	-128.57
sisma-	53.44	137.92	-263.42	95.68	-126.18
	69.77	148.21	-254.60	108.99	-121.75



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

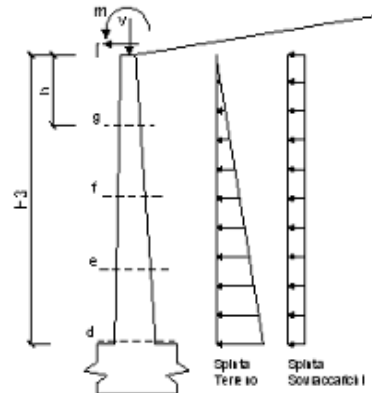
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{est} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{est} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.25	49.92	51.93	0.00	101.84	0.00	65.34	65.34
e-e	3.19	21.06	29.21	0.00	50.27	0.00	44.72	44.72
f-f	2.13	6.24	12.98	0.00	19.22	0.00	26.96	26.96
g-g	1.06	0.78	3.25	0.00	4.03	0.00	12.05	12.05

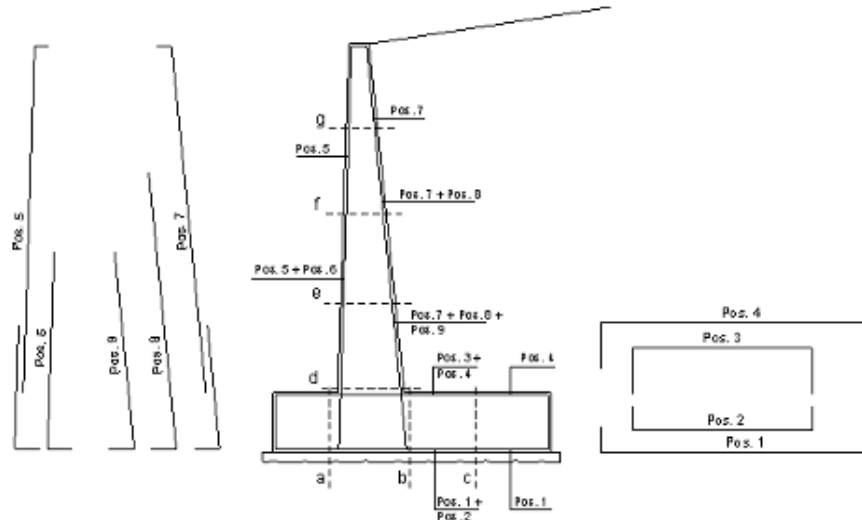
condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{est} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{est} [kN/m]	N _{pp-inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.25	49.92	15.75	32.13	0.00	12.02	109.82	0.00	68.55	68.55
e-e	3.19	21.06	6.65	18.08	0.00	6.32	52.10	0.00	46.92	46.92
f-f	2.13	6.24	1.97	8.03	0.00	2.61	18.85	0.00	28.28	28.28
g-g	1.06	0.78	0.25	2.01	0.00	0.60	3.64	0.00	12.64	12.64

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{est} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{est} [kN/m]	N _{pp-inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4.25	49.92	10.72	32.84	0.00	12.02	105.50	0.00	62.14	62.14
e-e	3.19	21.06	4.52	18.47	0.00	6.32	50.37	0.00	42.53	42.53
f-f	2.13	6.24	1.34	8.21	0.00	2.61	18.40	0.00	25.64	25.64
g-g	1.06	0.78	0.17	2.05	0.00	0.60	3.60	0.00	11.46	11.46

SCHEMA DELLE ARMATURE

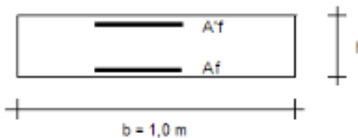


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20	<input type="checkbox"/>	5	5.0	16	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	5.0	16	<input type="checkbox"/>
4	5.0	20	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)
a - a	0.66	0.00	0.90	15.71	15.71	0.01	0.53
b - b	-163.27	0.00	0.90	15.71	15.71	2.08	130.57
c - c	-86.28	0.00	0.90	15.71	15.71	1.10	69.00
d - d	101.84	65.34	0.83	10.05	10.05	1.86	107.17
e - e	50.27	44.72	0.72	10.05	10.05	1.17	58.36
f - f	19.22	26.96	0.62	10.05	10.05	0.59	23.80
g - g	4.03	12.05	0.51	10.05	10.05	0.17	4.10

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)
a - a	0.76	0.00	0.90	15.71	15.71	0.01	0.61
b - b	-273.06	0.00	0.90	15.71	15.71	3.48	218.36
c - c	-129.97	0.00	0.90	15.71	15.71	1.66	103.94
d - d	109.82	62.14	0.83	10.05	10.05	2.03	119.38
e - e	52.10	42.53	0.72	10.05	10.05	1.22	62.21
f - f	18.85	25.64	0.62	10.05	10.05	0.58	23.69
g - g	3.64	11.46	0.51	10.05	10.05	0.15	3.49

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

17.1.3 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 generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

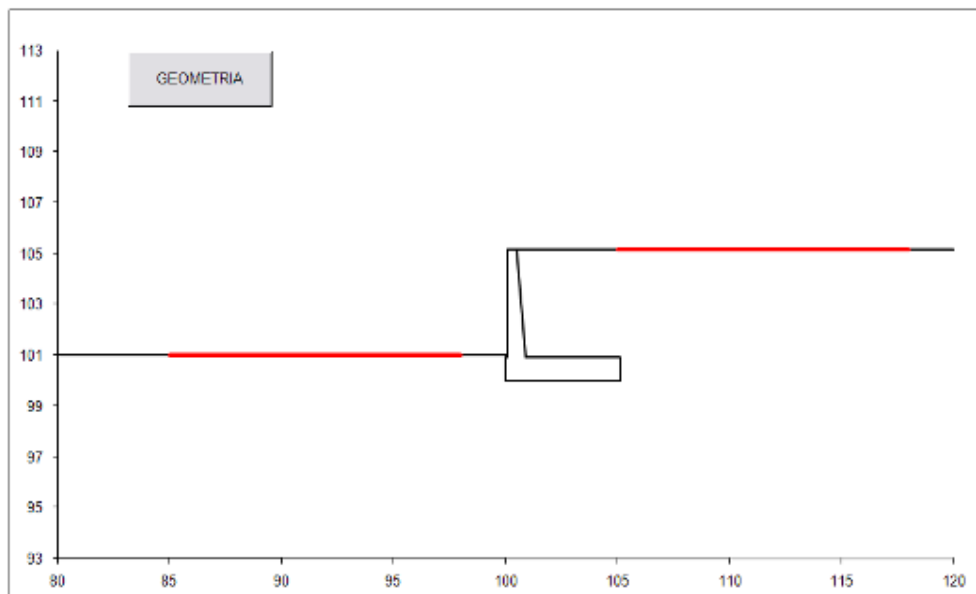


Figura 51 – Schematizzazione Geometrica

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	
1167	STATICO	2.776
	SISMICO	2.251

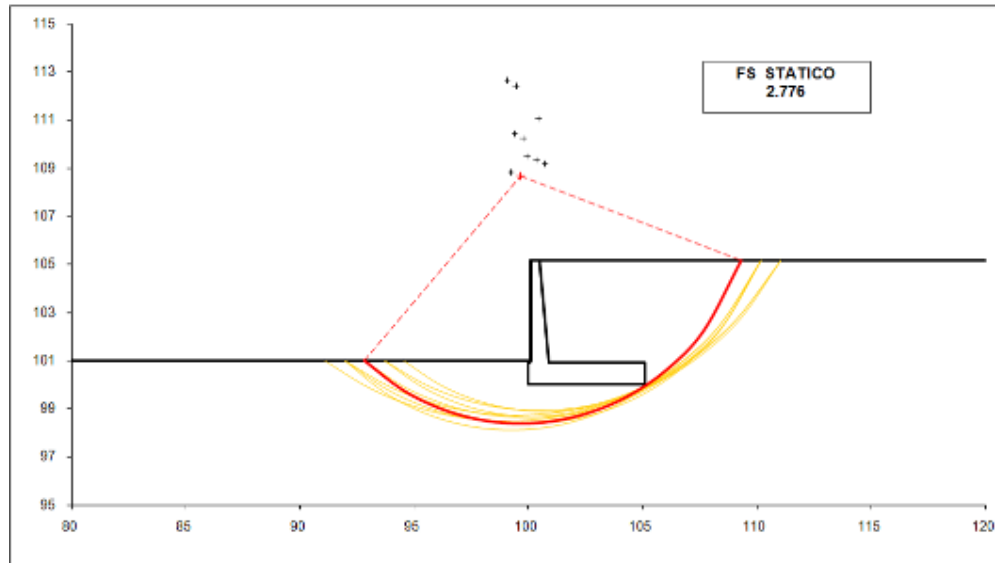


Figura 52 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni statiche

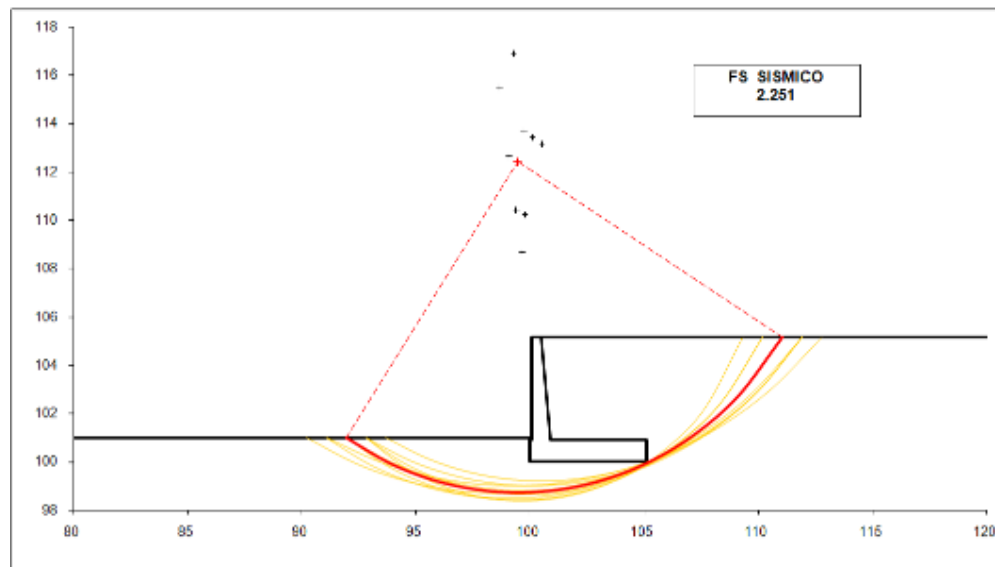


Figura 53 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni sismiche

18 ANALISI MURO TIPO 7

Il muro tipo 7 è l'opera di chiusura della paratia in destra alla linea ferroviaria nel piazzale di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

manutenzione. Come descritto in precedenza la sezione del muro presenta un'altezza allo spiccato delle fondazioni di 3.85 m, a fronte di un ricoprimento a tergo del muro di circa 2.8m, formato da una berma dalla quale sale il versante rimodellato.

Cautelativamente nelle verifiche si è considerato un riempimento pari all'altezza del muro, inoltre per tener conto della pendenza media del versante le verifiche sono state condotte considerando una pendenza uniforme di 10°.

Di seguito si riporta una sezione tipologica del muro in questione.

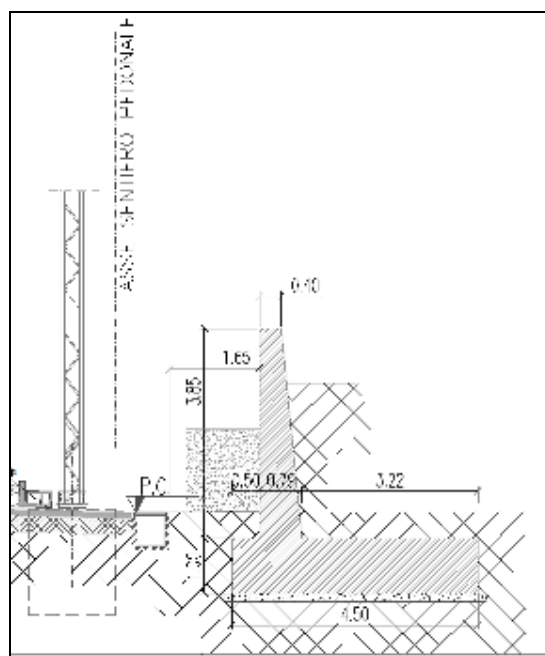


Figura 54 – sezione tipo muro tipo 6

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate dal momento che la quota della falda non risulta interferire e per la presenza di drenaggi nell'opera.

18.1 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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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
- 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 (rif. Tab. 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:

$$K_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_c \cdot \alpha_g / g = 0.31 \cdot 1.129 \cdot 1 \cdot 0.279 = 0.097$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.049$$

18.2 VERIFICA MURO TIPO 7

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto.

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

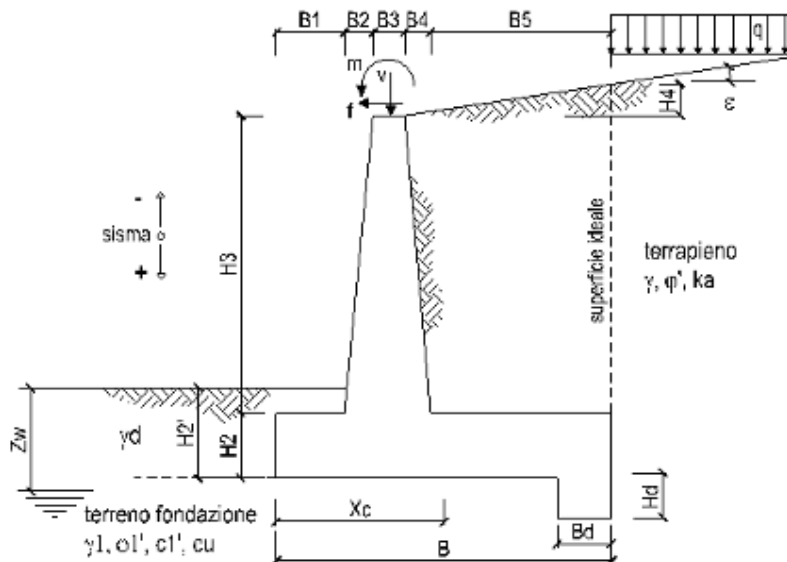
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Tipo 7	Ribaltamento (EQU)	18.80	8.94	4.85
	Scorrimento (GEO)	3.71	1.98	1.90
	Capacità portante (GEO)	10.56	5.14	5.24
	STR	ok	ok	Ok
	stabilità globale opera	2.04	1.61	

Si allegano di 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.

19 TABULATI MURO TIPO 7

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



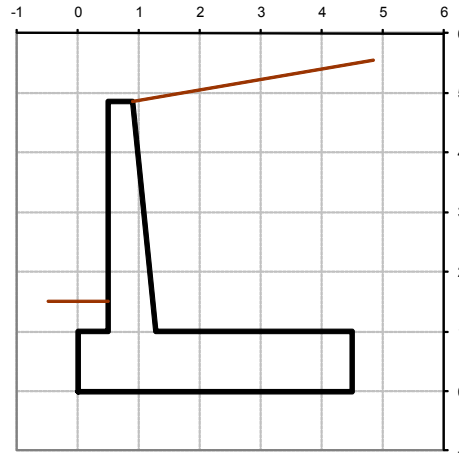
In tutte le verifiche allo stato limite ultimo le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

19.1 SCHEDE DI CALCOLO MURO TIPO 7

OPERA

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.85	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.38	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.22	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	38.00		32.01	32.01
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00		19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	19.00		16.00	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		32.01	32.01
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00		19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00		19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	4.50			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	59200			
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g/g	0.28	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_s	1.129	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	0.31	(-)		
	Coefficiente sismico orizzontale		kh	0.0979972	(-)		
	Coefficiente sismico verticale		kv	0.0490	(-)		
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no				
Coefficienti di Spinta			SLE	STR/GEO	EQU		
	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.241	0.314	0.314	0.314	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.305	0.392	0.392	0.392	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.313	0.401	0.401	0.401	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	4.204	3.255	3.255	3.255	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	4.008	3.082	3.082	3.082	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.988	3.064	3.064	3.064	
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00		0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="checkbox"/> si <input checked="" 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	0.00		0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0.00		0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00		0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00		0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\psi1$	0.80	condizione quasi permanente $\psi2$		0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

19.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Tali verifiche sono relative all'approccio 1 combinazione due (A2+M2+R2) mentre le verifiche al ribaltamento fanno riferimento alla combinazione (A_{EQU}+M2+1)

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

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	38.50	34.65
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	18.29	16.46
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	112.50	101.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	169.29	152.36
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	235.54	211.99
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	21.71	19.54
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	13.90	12.51
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	271.15	244.04
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	26.95	24.26
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	18.78	16.90
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	253.13	227.81
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	298.85	268.97
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	680.72	612.65
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	71.64	64.48
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	16.03	14.43
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	768.39	691.55
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		16.59
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		8.29
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		26.57
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		13.29
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		11.04
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		4.09
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		5.51
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		20.64
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		1.32
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)		0.92
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		12.40
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		14.64
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		67.52
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		18.21
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		4.86
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		90.59
- 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)		33.35
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		3.65
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		1.00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		38.00

MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE

Codice documento
SF0206_F0

Rev
F0

Data
20/06/2011

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica			
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 68.92	89.86	98.85
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) 0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 65.16	86.38	95.02
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione statica			
Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 22.44	24.77	27.25
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(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) 119.13	157.93	173.72
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 100.97	111.49	122.64
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) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSP = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(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 = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	465.21	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = $Sth + Sqh + f$	86.38	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = $tg \phi_1'$	0.63	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	3.37	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	960.52	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP$	51.09	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	18.80	> 1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_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 + Squ (+ Sovr acc)	465.21	465.21	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sth + Squ + f - Sp	86.38	86.38	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	1020.80	1020.80	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	25.93	25.93	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0Nq'iq + 0,5\gamma_1B'Ny'iy$$

c'1	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	28.50		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.06	0.06	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	4.39	4.39	(m)

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

Nq = tg²(45 + φ'/2)*e ^{(π*tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	35.51		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

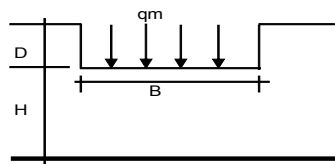
iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0.66	0.66	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.65	0.65	(-)
iy = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^{m+1}		0.54	0.54	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim (carico limite unitario)	1119.23	1119.23	(kN/m²)
-------------------------------	---------	---------	---------

FS carico limite	F = qlim*B*/N	Nmin	10.56	>	1
		Nmax	10.56	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	462.88	(kN/m)
M	-7.60	(kNm/m)
e=M/N	-0.02	(m)
B*	4.47	(m)

Profondità Piano di Posizione della Fondazione

D =	1.50	(m)
D/B* =	0.34	(m)
Hs/B* =	1.01	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 104.14 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)

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

Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)

$$\mu_1 = 0.37 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 2.78 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	68.92	89.86	89.86
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+ - Sst1 stat$	(kN/m)	22.56	27.65	27.65
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat = $Sst1 stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	65.16	86.38	86.38
Sst1h sism = $Sst1 sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	21.33	26.58	26.58
Ssq1h perm = $Ssq1 perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat = $Sst1 stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	22.44	24.77	24.77
Sst1v sism = $Sst1 sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.34	7.62	7.62
Ssq1v perm = $Ssq1 perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica +				
MSst1 stat = $Sst1h stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	119.13	157.93	157.93
MSst1 sism = $Sst1h sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	38.99	48.59	48.59
MSst2 stat = $Sst1v stat \cdot B$	(kNm/m)	100.97	111.49	111.49
MSst2 sism = $Sst1v sism \cdot B$	(kNm/m)	33.05	34.30	34.30
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N = $Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		494.42	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pth$		156.12	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f = $tg \varphi_1'$		0.63	(-)	
Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$		1.98	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms = $Mm + Mt + Mfext3$		1067.24	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr = $MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		119.31	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr		8.94	>	1

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + \varphi_p + \varphi_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ov} acc)$	494.42	494.42	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + \varphi_p + \varphi_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	156.12		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	947.93	947.93	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c * N - MM$	164.51	164.51	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.33	0.33	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.83	3.83	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	35.51		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.47	0.47	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.44	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.32	0.32	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	662.42	662.42	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	5.14	>	1
		Nmax	5.14	>	

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)	68.92	89.86	89.86
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$ (kN/m)	16.06	19.20	19.20
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ (kN/m)	65.16	86.38	86.38
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ (kN/m)	15.19	18.45	18.45
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ (kN/m)	22.44	24.77	24.77
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ (kN/m)	5.23	5.29	5.29
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma \cdot 1' \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	119.13	157.93	157.93
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd) (kNm/m)	27.76	33.74	33.74
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	100.97	111.49	111.49
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	23.53	23.82	23.82
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^2 / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma \cdot 1' \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (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	448.93	(kN/m)	
--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	148.00	(kN/m)	
--	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tg ρ 1'	0.63	(-)	
------------------	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T **1.90 > **1****

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3	1067.24	(kNm/m)	
-----------------------	---------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	220.23	(kNm/m)	
---	--------	---------	--

Fr = Ms / Mr **4.85 > **1****

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	448.93	448.93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	148.00		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	847.01	847.01	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	163.08	163.08	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ'	angolo di attrito terreno di fondaz.	32.01		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma H^2$	sovraccarico stabilizzante	28.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.36	0.36	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.77	3.77	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	23.19		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	35.51		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	30.24		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.45	0.45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.42	0.42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.30	0.30	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	623.61	623.61	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	5.24	>	1
		Nmax	5.24	>	

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

19.1.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono relative all'approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1)

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe c/fz	<input type="text" value="025/10"/>		
f _{ck}	30	(MPa)	
f _{cd}	25	(MPa)	
f _{cm}	33	(MPa)	
E _c	31476	(MPa)	
α _{ct}	0.85		
γ _c	1.50		
f _{td} = α _{ct} · f _{cd} · γ _c	14.17	(MPa)	
f _{tdm} = 0.30 · f _{td} ^{2/3}	2.56	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ _s	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ _s	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="u2"/>	0.3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="u3"/>	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	391.30	(MPa)	
E _s	210000	(MPa)	
ε _{yk}	0.19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copertura (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

Coperture minime di normal (rioprimo armatura)

c_{min} = 4.00 (cm)

Interferenza tra J e II state

i_{II} = 5.00 (cm)

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

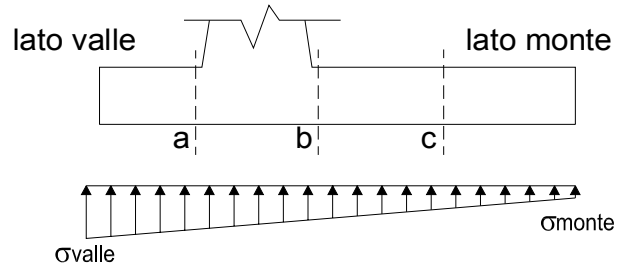
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 4.50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.38 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	469.61	12.99	108.21	100.51
sisma+	491.80	122.01	145.44	73.14
sisma-	446.52	123.71	135.88	62.57



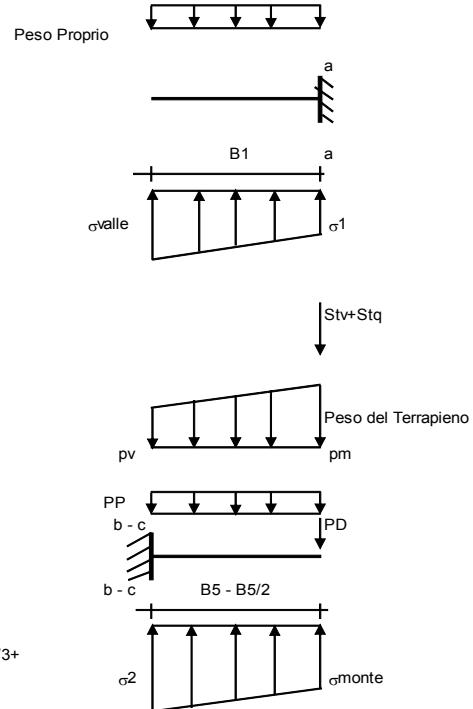
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	108.21	107.35	10.37	41.39
sisma+	145.44	137.41	14.57	59.61
sisma-	135.88	127.74	13.67	54.83



Mensola Lato Monte

PP = 25.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	85.21	85.21	85.21	(kN/m ²)
pvb	74.42	74.42	74.42	(kN/m ²)
pvc	79.82	79.82	79.82	(kN/m ²)

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

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

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

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

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	100.51	106.02	-116.06	-34.17	103.26	-56.02	-39.53
sisma+	100.51	106.02	-116.06	-34.17	103.26	-56.02	-39.53
sisma-	73.14	124.87	-207.12	-65.03	99.01	-89.37	-72.78
sisma+	73.14	124.87	-207.12	-65.03	99.01	-89.37	-72.78
sisma-	62.57	115.03	-199.68	-62.70	88.80	-85.74	-70.43
sisma-	62.57	115.03	-199.68	-62.70	88.80	-85.74	-70.43

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

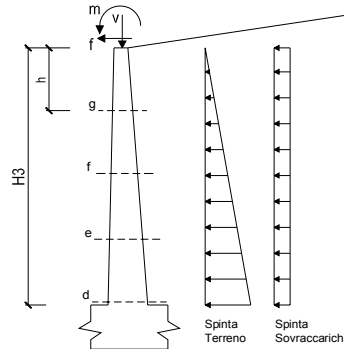
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.85	53.57	0.00	0.00	53.57	0.00	56.79	56.79
e-e	2.89	22.60	0.00	0.00	22.60	0.00	39.16	39.16
f-f	1.93	6.70	0.00	0.00	6.70	0.00	23.82	23.82
g-g	0.96	0.84	0.00	0.00	0.84	0.00	10.77	10.77

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	3.85	41.74	0.00	0.00	41.74
e-e	2.89	23.48	0.00	0.00	23.48
f-f	1.93	10.43	0.00	0.00	10.43
g-g	0.96	2.61	0.00	0.00	2.61

condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.85	41.20	14.26	0.00	0.00	9.56	65.03	0.00	59.57	59.57
e-e	2.89	17.38	6.02	0.00	0.00	5.06	28.46	0.00	41.08	41.08
f-f	1.93	5.15	1.78	0.00	0.00	2.10	9.04	0.00	24.99	24.99
g-g	0.96	0.64	0.22	0.00	0.00	0.49	1.36	0.00	11.30	11.30

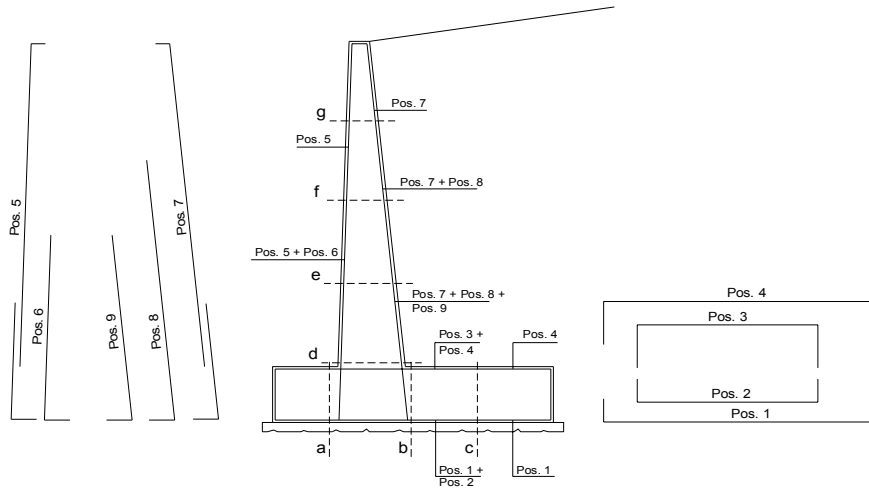
sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	3.85	32.11	11.11	0.00	0.00	5.57	48.79
e-e	2.89	18.06	6.25	0.00	0.00	3.84	28.15
f-f	1.93	8.03	2.78	0.00	0.00	2.33	13.14
g-g	0.96	2.01	0.69	0.00	0.00	1.06	3.76

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.85	41.20	10.16	0.00	0.00	9.56	60.92	0.00	54.00	54.00
e-e	2.89	17.38	4.28	0.00	0.00	5.06	26.72	0.00	37.24	37.24
f-f	1.93	5.15	1.27	0.00	0.00	2.10	8.52	0.00	22.65	22.65
g-g	0.96	0.64	0.16	0.00	0.00	0.49	1.29	0.00	10.24	10.24

sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	3.85	32.11	7.91	0.00	0.00	5.57	45.59
e-e	2.89	18.06	4.45	0.00	0.00	3.84	26.35
f-f	1.93	8.03	1.98	0.00	0.00	2.33	12.34
g-g	0.96	2.01	0.49	0.00	0.00	1.06	3.56

SCHEMA DELLE ARMATURE

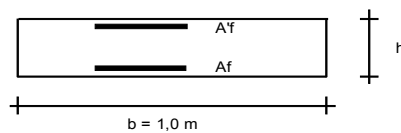


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16	[]	5	5.0	16	[]
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	16	
4	5.0	16		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	14.72	0.00	1.00	10.05	10.05	367.92
b - b	-207.12	0.00	1.00	10.05	10.05	367.92
c - c	-89.37	0.00	1.00	10.05	10.05	367.92
d - d	65.03	59.57	0.78	10.05	10.05	301.87
e - e	28.46	41.08	0.69	10.05	10.05	256.19
f - f	9.04	24.99	0.59	10.05	10.05	212.86
g - g	1.36	11.30	0.50	10.05	10.05	171.54

(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	59.61	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
b - b	65.03	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
c - c	72.78	1.00	292.93	10	20	20	21.8	1642.29	Armatura a taglio non necessaria
d - d	48.79	0.78	248.57	10	20	20	21.8	1261.97	Armatura a taglio non necessaria
e - e	28.15	0.69	222.49	10	20	20	21.8	1097.74	Armatura a taglio non necessaria
f - f	13.14	0.59	196.23	10	20	20	21.8	933.51	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3.76	0.50	169.65	10	20	20	21.8	769.28	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

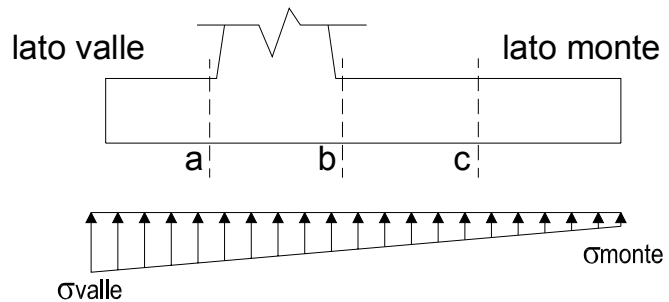
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.38 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	462.88	-7.60	100.61	105.11
Q.P.	462.88	-7.60	100.61	105.11
Q.P.	462.88	-7.60	100.61	105.11

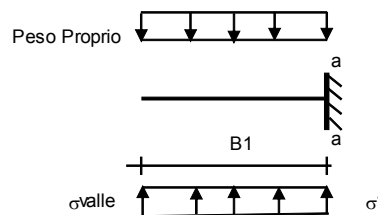


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	100.61	101.11	9.47
Q.P.	100.61	101.11	9.47



Mensola Lato Monte

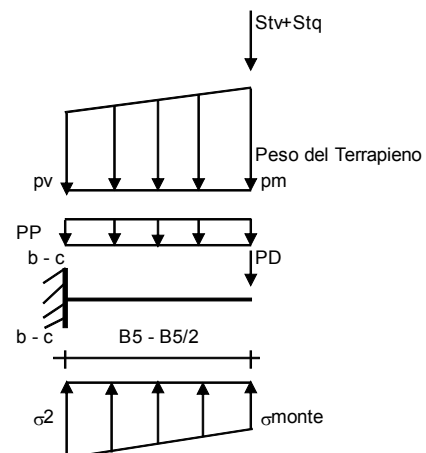
PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	= 85.21	85.21	85.21	(kN/m ²)
pvb	= 74.42	74.42	74.42	(kN/m ²)
pvc	= 79.82	79.82	79.82	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	105.11	101.89	-85.60	103.50	-41.10
Q.P.	105.11	101.89	-85.60	103.50	-41.10



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

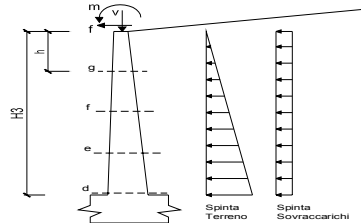
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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



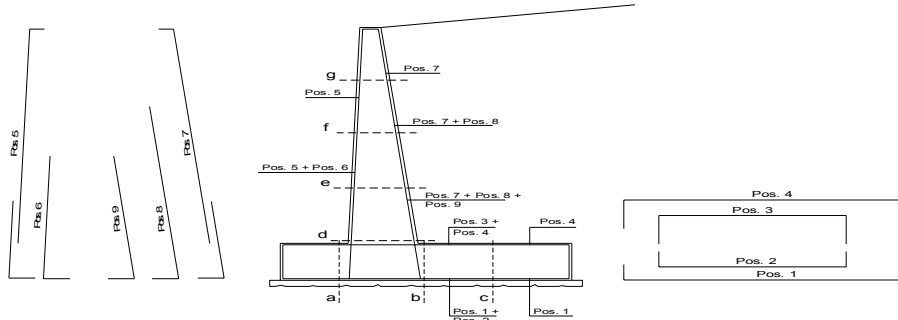
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	3.85	41.20	0.00	0.00	41.20	0.00	56.79	56.79
e-e	2.89	17.38	0.00	0.00	17.38	0.00	39.16	39.16
f-f	1.93	5.15	0.00	0.00	5.15	0.00	23.82	23.82
g-g	0.96	0.64	0.00	0.00	0.64	0.00	10.77	10.77

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	3.85	41.20	0.00	0.00	41.20	0.00	56.79	56.79
e-e	2.89	17.38	0.00	0.00	17.38	0.00	39.16	39.16
f-f	1.93	5.15	0.00	0.00	5.15	0.00	23.82	23.82
g-g	0.96	0.64	0.00	0.00	0.64	0.00	10.77	10.77

SCHEMA DELLE ARMATURE

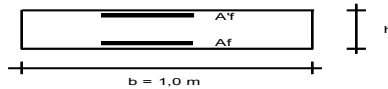


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5.0	16	[]	5	5.0	16	[]
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	16	
4	5.0	16		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 (cm²)	A'f (cm²)	σc (N/mm²)	σf (N/mm²)	wk (mm)	wamm (mm)
a - a	9.47	0.00	1.00	10.05	10.05	0.13	10.46	0.014	0.300
b - b	-85.60	0.00	1.00	10.05	10.05	1.14	94.49	0.130	0.300
c - c	-41.10	0.00	1.00	10.05	10.05	0.55	45.36	0.062	0.300
d - d	41.20	56.79	0.78	10.05	10.05	0.83	33.87	0.047	0.300
e - e	17.38	39.16	0.69	10.05	10.05	0.42	11.91	0.016	0.300
f - f	5.15	23.82	0.59	10.05	10.05	0.14	1.40	0.002	0.300
g - g	0.64	10.77	0.50	10.05	10.05	0.00	-	-	0.300

sez. compressa

(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 (cm²)	A'f (cm²)	σc (N/mm²)	σf (N/mm²)	wk (mm)	wamm (mm)
a - a	9.47	0.00	1.00	10.05	10.05	0.13	10.46	0.014	0.400
b - b	-85.60	0.00	1.00	10.05	10.05	1.14	94.49	0.130	0.400
c - c	-41.10	0.00	1.00	10.05	10.05	0.55	45.36	0.062	0.400
d - d	41.20	56.79	0.78	10.05	10.05	0.83	33.87	0.047	0.400
e - e	17.38	39.16	0.69	10.05	10.05	0.42	11.91	0.016	0.400
f - f	5.15	23.82	0.59	10.05	10.05	0.14	1.40	0.002	0.400
g - g	0.64	10.77	0.50	10.05	10.05	0.00	-	-	0.400

sez. compressa

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

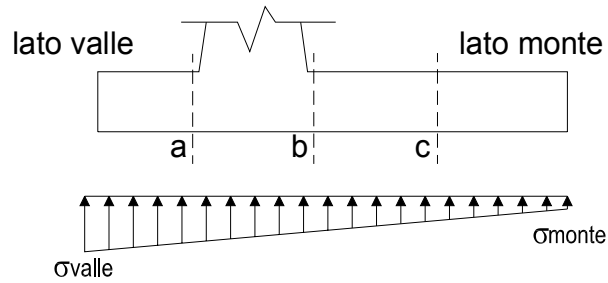
Reazione del terreno

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

$A = 1.0 \cdot B = 4.50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.38 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	462.88	-7.60	100.61	105.11
	462.88	-7.60	100.61	105.11
sisma+	491.80	122.01	145.44	73.14
	491.80	122.01	145.44	73.14
sisma-	446.52	123.71	135.88	62.57
	446.52	123.71	135.88	62.57

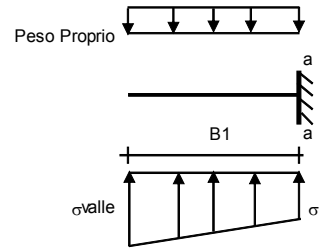


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	100.61	101.11	9.47
	100.61	101.11	9.47
sisma+	145.44	137.41	14.57
	145.44	137.41	14.57
sisma-	135.88	127.74	13.67
	135.88	127.74	13.67



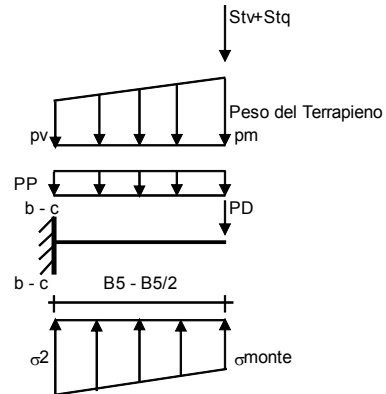
Mensola Lato Monte

PP = 25.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism*	
pm	85.21	85.21	85.21	(kN/m ²)
pvb	74.42	74.42	74.42	(kN/m ²)
pvc	79.82	79.82	79.82	(kN/m ²)

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

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

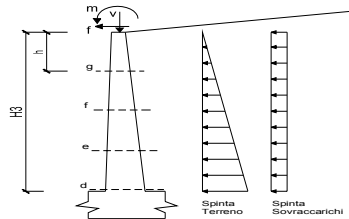


caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	105.11	101.89	-85.60	103.50	-41.10
	105.11	101.89	-85.60	103.50	-41.10
sisma+	73.14	124.87	-207.12	99.01	-89.37
	73.14	124.87	-207.12	99.01	-89.37
sisma-	62.57	115.03	-199.68	88.80	-85.74
	62.57	115.03	-199.68	88.80	-85.74

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$
 $M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s. orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{\text{ext}} = m \cdot P \cdot h$
 $M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$ (solo con si:
 $N_{\text{ext}} = v$
 $N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	3.85	41.20	0.00	0.00	41.20	0.00	56.79	56.79
e-e	2.89	17.38	0.00	0.00	17.38	0.00	39.16	39.16
f-f	1.93	5.15	0.00	0.00	5.15	0.00	23.82	23.82
g-g	0.96	0.64	0.00	0.00	0.64	0.00	10.77	10.77

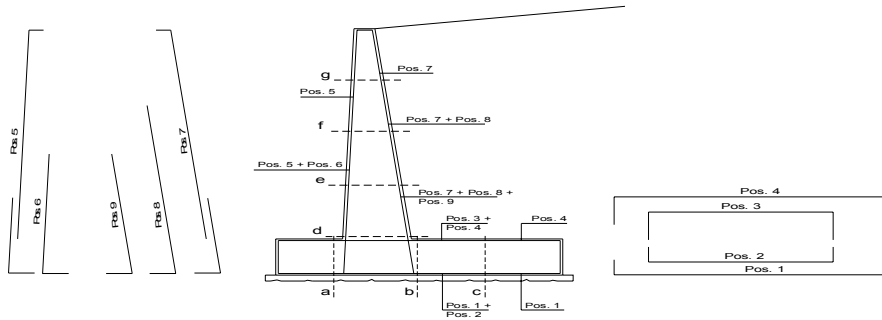
condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Minerzia [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp+inerzia [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	3.85	41.20	14.26	0.00	0.00	9.56	65.03	0.00	59.57	59.57
e-e	2.89	17.38	6.02	0.00	0.00	5.06	28.46	0.00	41.08	41.08
f-f	1.93	5.15	1.78	0.00	0.00	2.10	9.04	0.00	24.99	24.99
g-g	0.96	0.64	0.22	0.00	0.00	0.49	1.36	0.00	11.30	11.30

condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	Mext [kNm/m]	Minerzia [kNm/m]	Mtot [kNm/m]	Next [kN/m]	Npp+inerzia [kN/m]	Ntot [kN/m]
d-d	3.85	41.20	10.16	0.00	0.00	9.56	60.92	0.00	54.00	54.00
e-e	2.89	17.38	4.28	0.00	0.00	5.06	26.72	0.00	37.24	37.24
f-f	1.93	5.15	1.27	0.00	0.00	2.10	8.52	0.00	22.65	22.65
g-g	0.96	0.64	0.16	0.00	0.00	0.49	1.29	0.00	10.24	10.24

SCHEMA DELLE ARMATURE

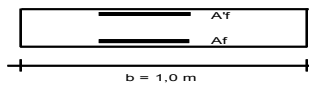


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	16	[Diagram]	5	5.0	16	[Diagram]
2	0.0	0		6	5.0	0	
3	0.0	0		7	5.0	16	
4	5.0	16		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 (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm²)	Af' (cm²)	σc (N/mm²)	σf (N/mm²)
a - a	9.47	0.00	1.00	10.05	10.05	0.13	10.46
b - b	-85.60	0.00	1.00	10.05	10.05	1.14	94.49
c - c	-41.10	0.00	1.00	10.05	10.05	0.55	45.36
d - d	41.20	56.79	0.78	10.05	10.05	0.83	33.87
e - e	17.38	39.16	0.69	10.05	10.05	0.42	11.91
f - f	5.15	23.82	0.59	10.05	10.05	0.14	1.40
g - g	0.64	10.77	0.50	10.05	10.05	0.03	- sez. compressa

Condizione Sismica

Sez. (-)	M (kNm)	N (kN)	h (m)	Af (cm²)	Af' (cm²)	σc (N/mm²)	σf (N/mm²)
a - a	14.57	0.00	1.00	10.05	10.05	0.19	16.08
b - b	-207.12	0.00	1.00	10.05	10.05	2.77	228.63
c - c	-89.37	0.00	1.00	10.05	10.05	1.20	98.66
d - d	65.03	54.00	0.78	10.05	10.05	1.33	69.02
e - e	28.46	37.24	0.69	10.05	10.05	0.72	30.43
f - f	9.04	22.65	0.59	10.05	10.05	0.29	7.84
g - g	1.36	10.24	0.50	10.05	10.05	0.05	0.15

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

19.1.3 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 generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

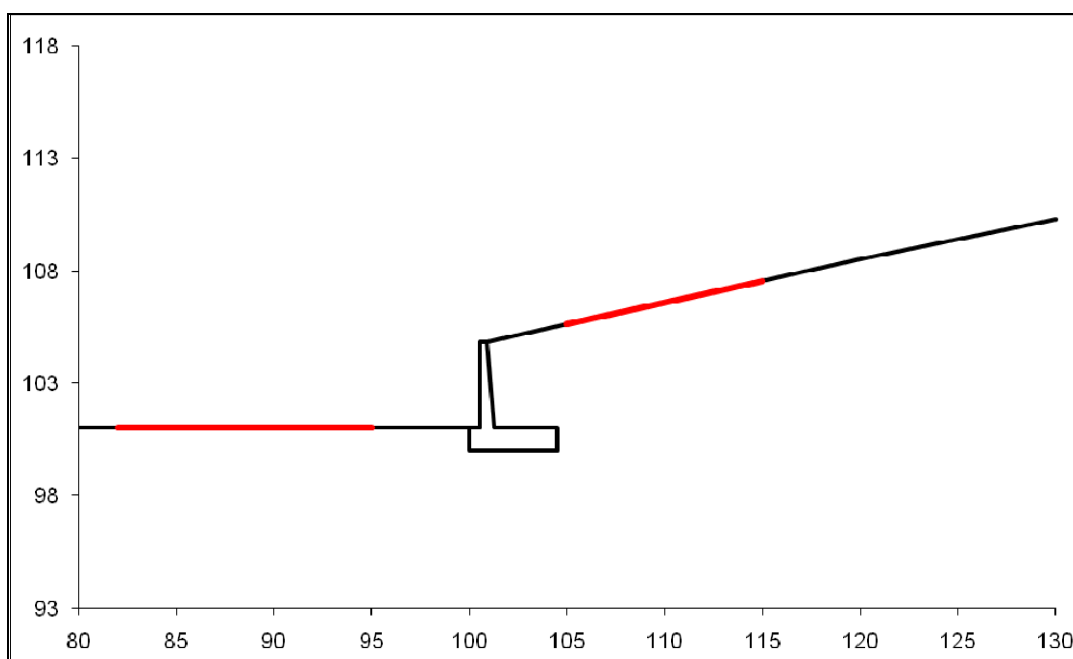


Figura 55 – Schematizzazione Geometrica

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	
1280	STATICO	2.041
	SISMICO	1.606

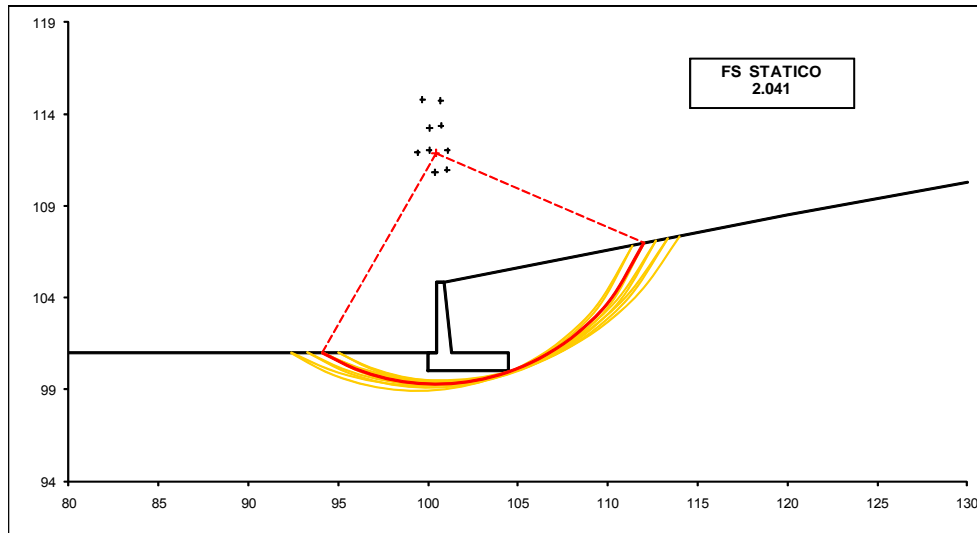


Figura 56 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni statiche

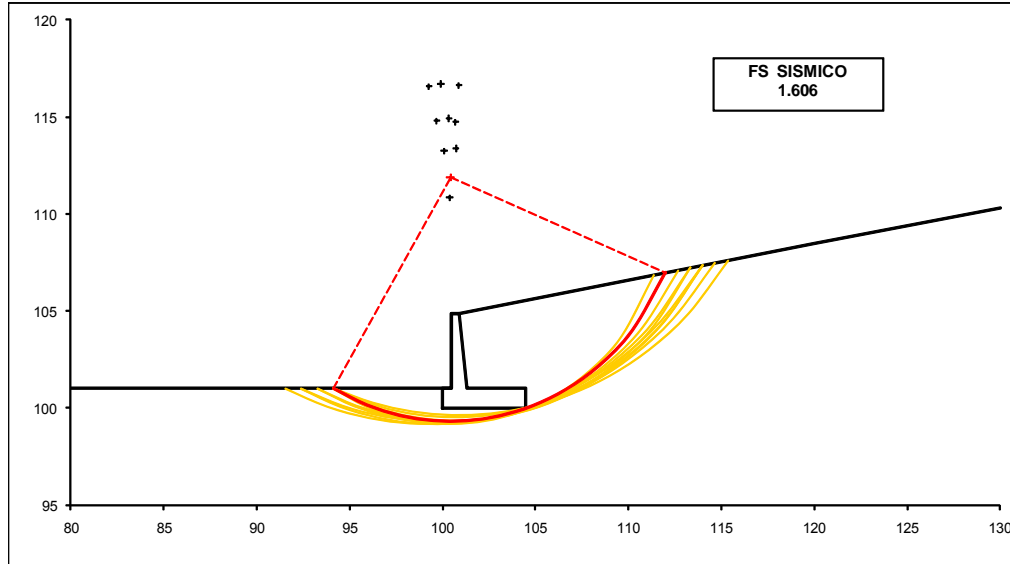


Figura 57 – Superfici di scorrimento maggiormente critiche in condizioni sismiche

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$

$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;

- W : peso concio

- K_x : Coefficiente sismico orizzontale

- K_y : Coefficiente sismico verticale

Dove:

$$K_h = \beta_s \cdot S_s \cdot S_t \cdot a_g / g = 0.28 \cdot 1.077 \cdot 1 \cdot 0.330 = 0.099$$

$$K_v = K_h \cdot 1/2 = 0.049$$

Avendo adottato quale coefficiente di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima $\beta_s = 0.28$.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

20.2 MODELLO DI CALCOLO

20.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase,

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

(a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (φ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

(b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

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 ;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

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

mentre le equazioni a disposizione sono:

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_i 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:

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

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

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 %.

Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

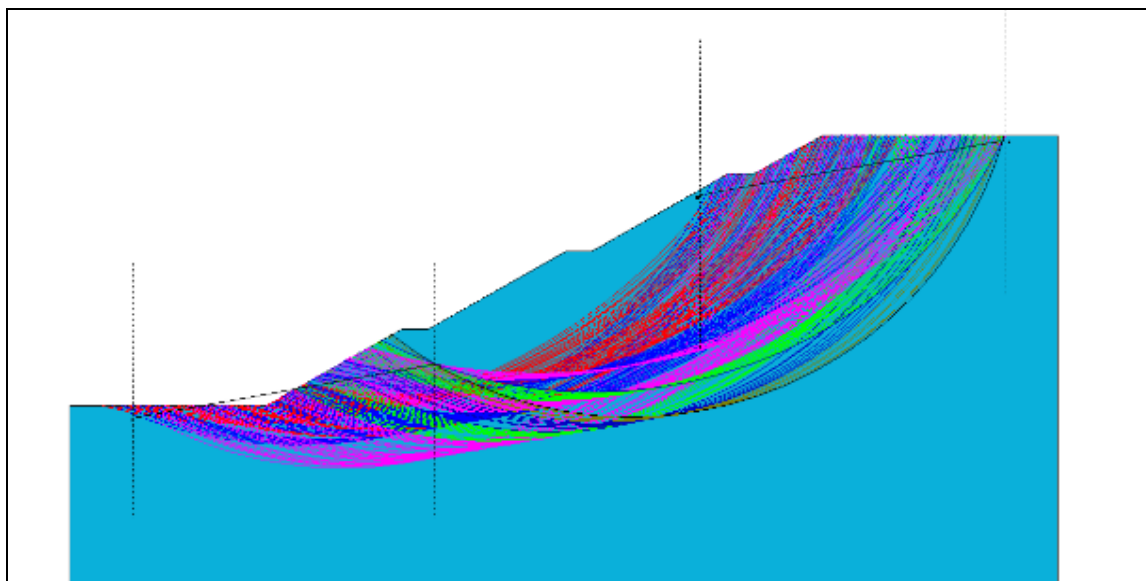
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

20.3 VERIFICA DI STABILITÀ DEL VERSANTE

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando uno dei metodi maggiormente diffusi in letteratura il metodo di Bishop.

Si riporta di seguito uno schema riepilogativo dei coefficienti di sicurezza ottenuti, mentre si rimanda al capitolo dedicato per l'analisi completa dei tabulati di calcolo nella configurazione che restituisce in minor coefficiente di sicurezza.

	TIPO VERIFICA	FS
Scarpata di linea	Bishop	1.53
Scarpata di linea sisma	Bishop	1.14



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

21 TABULATI VERSANTE

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

```
=====
Numero di strati      1.0
Numero dei conci     10.0
Coefficiente azione sismica Kx      0.099
Coefficiente azione sismica Ky      0.049
```

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

```
=====
Ascissa vertice sinistro inferiore xi (m)  446.96
Ordinata vertice sinistro inferiore yi (m)  352.98
Ascissa vertice destro superiore xs (m)    462.74
Ordinata vertice destro superiore ys (m)   358.86
Passo di ricerca                10.0
Numero di celle lungo x         10.0
Numero di celle lungo y         10.0
```

Vertici profilo

N	X (m)	y (m)
1	402.48	330.72
2	417.55	330.72
3	428.05	336.72
4	430.05	336.72
5	440.55	342.72
6	442.55	342.72
7	453.05	348.72
8	455.05	348.72
9	460.3	351.71
10	478.39	351.71

Stratigrafia

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		MURETTI DI CONTENIMENTO – RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE	<i>Codice documento</i> SF0206_F0	<i>Rev</i> F0

=====

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kN/m ²)	Fi (°)	G (kN/m ³)	Gs (kN/m ³)	K (Kg/cm ³)	Litologia
1	1	38	19	19	0.00	

Risultati analisi pendio

=====

Fs minimo individuato 1.14
Ascissa centro superficie (m) 419.12
Ordinata centro superficie (m) 374.47
Raggio superficie (m) 44.62

=====

=====

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

=====

Analisi dei concii; superficie...xc = 419.117 yc = 374.468 Rc = 44.621 Fs=1.1421

Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (kN)	c (kN/m ²)	Fi (°)	Ui (kN)	N'i (kN)	Ti (kN)
1	4.55	-8.4	4.6	34.19	0.8	32.01	0.0	38.1	24.07
2	4.55	-2.5	4.56	71.61	0.8	32.01	0.0	73.57	43.45
3	4.55	3.4	4.56	275.43	0.8	32.01	0.0	267.12	149.38
4	4.04	8.9	4.09	397.3	0.8	32.01	0.0	369.92	205.31
5	5.07	14.9	5.25	546.59	0.8	32.01	0.0	492.82	273.38
6	4.55	21.4	4.89	592.56	0.8	32.01	0.0	522.9	289.6
7	2.88	26.6	3.22	399.96	0.8	32.01	0.0	350.19	193.91
8	6.23	33.5	7.47	727.61	0.8	32.01	0.0	638.0	354.39
9	4.55	42.3	6.15	436.96	0.8	32.01	0.0	391.73	218.69
10	4.55	50.9	7.22	220.64	0.8	32.01	0.0	205.3	117.41