

PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO

EUROLINK S.C.p.A.

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

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

<p><i>Unità Funzionale</i> OPERA D'ATTRAVERSAMENTO</p> <p><i>Tipo di sistema</i> ATTIVITA' DI CARATTERE GENERALE</p> <p><i>Raggruppamento di opere/attività</i> SISTEMAZIONI ESTERNE ED OPERE ACCESSORIE</p> <p><i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i> CALABRIA - SISTEMAZIONE FINALE DELLE AREE DI CANTIERE</p> <p><i>Titolo del documento</i> VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA - RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO</p>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">PG0085_F0</div>
---	--

CODICE	<table style="border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">G</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">7</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">P</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">L</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">D</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">G</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">T</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">C</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">O</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">P</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">S</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">E</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">0</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px;">F0</td> </tr> </table>	C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	G	T	C	O	P	S	E	0	0	0	0	0	0	1	4	F0
C	G	0	7	0	0	P	C	L	D	G	T	C	O	P	S	E	0	0	0	0	0	0	1	4	F0		

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	R.CAFFARENA	G.SCIUTO	F.COLLA

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI	5
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	7
3 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	10
3.1 Conglomerato cementizio	10
3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni	10
3.1.2 Conglomerato cementizio per fondazioni	10
3.1.3 Conglomerato cementizio per elevazioni	10
3.2 Acciaio per cemento armato	11
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	12
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	12
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	13
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO	17
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	23
4.4.1 Durabilità delle opere.....	23
5 FASI COSTRUTTIVE.....	24
6 ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	24
7 ANALISI DELLA STRUTTURA	25
7.1 ANALISI DEI CARICHI	25
7.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1).....	25
7.1.2 Carichi dovuti alla spinte a tergo della spalla (g_3).....	26
7.1.3 Azione sismica (q_6)	27
7.1.4 MODELLO DI CALCOLO.....	29
7.1.4.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	29
7.1.4.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	30
7.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	32
7.2.1 Combinazioni per gli S.L.U.	32
7.2.2 Combinazioni per gli S.L.S.....	34
7.3 VERIFICA DELLE SEZIONI	35
7.3.1 Verifica sezione incastro paramento	36

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.3.2	Verifica sezione fondazione	38
8	ANALISI DELLE FONDAZIONI	41
8.1.1	ANALISI DEI CARICHI	45
8.1.2	MODELLO DI CALCOLO.....	45
8.1.2.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	45
8.1.2.2	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	45
8.1.3	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE.....	45
8.1.4	Combinazioni per gli S.L.U.	47
8.1.5	VERIFICHE GEOTECNICHE	51
8.1.5.1	Verifica a scorrimento	51
8.1.5.2	Verifica a ribaltamento	53
8.1.5.3	Verifica di capacità portante.....	54
8.1.5.4	Calcolo dei cedimenti indotti.....	58

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico dei muri di contenimento di controripa in corrispondenza della strada di accesso alla "Piazza Cannitello", nell'ambito del progetto Definitivo per la realizzazione del "Ponte sullo Stretto di Messina".

1 RIFERIMENTI NORMATIVI

- [NT_1]. D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT_2]. C.M. 02.02.2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)"
- [NT_3]. UNI EN 1990: 2006 "Eurocodice 0 – Criteri generali di progettazione strutturale"
- [NT_4]. UNI EN 1991-1-1: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici"
- [NT_5]. UNI EN 1991-1-4: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento"
- [NT_6]. UNI EN 1991-1-5: 2004 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche"
- [NT_7]. UNI EN 1991-2: 2005 "Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti"
- [NT_8]. UNI EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"
- [NT_9]. UNI EN 1992-2: 2006 "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi"
- [NT_10]. UNI EN 1993-1-5: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra"
- [NT_11]. UNI EN 1993-1-9: 2005 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-9: Fatica"
- [NT_12]. UNI EN 1993-2: 2007 "Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio"
- [NT_13]. UNI EN 1994-2: 2006 "Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [NT_14]. UNI EN 1997-1: 2005 “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”
- [NT_15]. UNI EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”
- [NT_16]. UNI EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- [NT_17]. UNI 11104-2004 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”
- [NT_18]. UNI EN 197-1-2007 “Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- [NT_19]. UNI EN 206-1-2006 “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”
- [NT_20]. CNR DT 207: 2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		Codice documento PG0085_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE

- [B1]. A.I.C.A.P. [2006] - "Guida all'uso dell'Eurocodice 2"
- [B2]. ANTONIO MIGLIACCI, FRANCO MOLA [2003] - "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a."
- [B3]. CSI COMPUTER & STRUCTURE [2009] - "SAP 2000 user's manual"
- [B4]. C. CESTELLI GUIDI [1987] - "Cemento armato precompresso"
- [B5]. ERASMO VIOLA [1992] - "Scienza delle costruzioni"
- [B6]. LUIGI SABBARELLA [1998] - "Il cemento armato: la tecnica e la statica"
- [B7]. O. BELLUZZI [1996] - "Scienza delle costruzioni"
- [B8]. PAOLO RUGALI [2008] - "Calcolo di strutture in acciaio; guida all'Eurocodice 3"
- [B9]. P. POZZATI, C. CECCOLI [2000] - "Teoria e tecnica delle strutture"

RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO

- [B10]. ANDRE' PREUMONT, KAZUTO SETO [2008] - "Active control of structures"
- [B11]. AMR S. ELNASHI, LUIGI DI SARNO [2008] - "Fundamental of earthquake engineering"
- [B12]. C. CASAROTTI, R. PINHO, G.M. CALVI [2006] - "Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structure"
- [B13]. C.G. LAI, S. FOTI, M. ROTA [2009] - "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione"
- [B14]. D. PIETRA, G.M. CALVI, R. PINHO [2008] - "Displacement-based seismic design of isolated bridge"
- [B15]. ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- [B16]. IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"
- [B17]. M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWLASKY [2007] - "Displacement-based seismic design of structures"
- [B18]. P.E. PINTO, R. GIANNINI, P. FRANCHIN [2004] - "seismic reliability analysis of structures"

RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO

- [B19]. ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		Codice documento PG0085_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

- [B20]. BRINCH-HANSEN, J. [1961] - "A General Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.11, Copenhagen.
- [B21]. BRINCH-HANSEN, J. [1970] - "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- [B22]. BUSTAMANTE M. & DOIX B. (1985) - "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047
- [B23]. BUSTAMANTE M., GIANESELLI L.. [1982] - "Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT" -.Pr. of the 2th European symposium on penetration testing, Amsterdam.
- [B24]. BOWLES J.E. [1991] - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- [B25]. CARLO CESTELLI GUIDI [1987] - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni"
- [B26]. DE BEER, E.E., LADANYI, B. [1961] - "Etude experimentale de la capacite portante du sable sous des fondations circulaires etablies en surface". 5th ICSMFE, Paris, 1, 577-581.
- [B27]. GROUP 7.0 for Windows [2000] - Technical & User's manual – Ensoft Inc.
- [B28]. H.G. POULOS, E.H. DAVIS [2002] - "Analisi e progettazione di fondazioni su pali"
- [B29]. JAMIOLKOWSKI M. et al. [1983] - "Scale effects of ultimate pile capacity" - Discussion, JGED, ASCE.
- [B30]. LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [B31]. MEYERHOF, G.G. [1951] - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" - Geotechnique, 2, 301-332.
- [B32]. MEYERHOF, G.G. [1951] - "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - Canadian Geotechnical Journal, 1, 16-26
- [B33]. MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. [1978] - "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand" - Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182, 183-189.
- [B34]. REESE L.C., WRIGHT S.J. [1977] - "Drilled shaft manual" - U.S. Dept. Transportation, Offices of Research and Development, Implementation Div., HDV 2, Washington D.C., vol.1
- [B35]. REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1974] - "Analysis of lateralli loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		Codice documento PG0085_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

- [B36]. REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1975] - "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" – Paper N° OCT 2313, Proceedings, Seventh Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.
- [B37]. REESE L.C., WELCH R.C. [1975] - "Lateral loading of deep foundations in stiff clay" – Journal of the geotechnical Division, ASCE, Vol. 101, No GT7, Proceedings Paper 11456, 1975, pp. 633 – 649.
- [B38]. SKEMPTON, A. W. [1951] - "The bearing capacity of clays" - Building Research Congress, London, 1, 180-189.
- [B39]. VESIC, A.S. [1970] - "Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site" - JSMFD, ASCE, V. 96, N. SM2, Proc. Paper 7170, March.
- [B40]. VESIC, A.S. [1973] - "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". - JSMFD, ASCE, Jan., 45-73.
- [B41]. WELCH, R.C., REESE L.C. [1972] - "Laterally loaded Behavior of drilled shafts" – Research Report N° 3-5-65-89, conducted for Texas Highway Department and U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, by Center for Highway Research, The University of Austin.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Conglomerato cementizio

I conglomerati cementizi dovranno essere realizzati in accordo con le normative UNI 11104 e UNI EN 206-1; più in dettaglio ogni parte strutturale dovrà possedere le seguenti caratteristiche resistenti:

3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	X0
Classe di consistenza	S4 / S5

3.1.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

3.1.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe	C32/40
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 18,133 \text{ N/mm}^2$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3,024 N/mm ²
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\ 0,05} = 0,7 * f_{ctm}$	= 2,117 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c$	= 1,411 N/mm ²
Classe di esposizione	XC4 – XS1– XF2	
Classe di consistenza	S4	

3.2 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

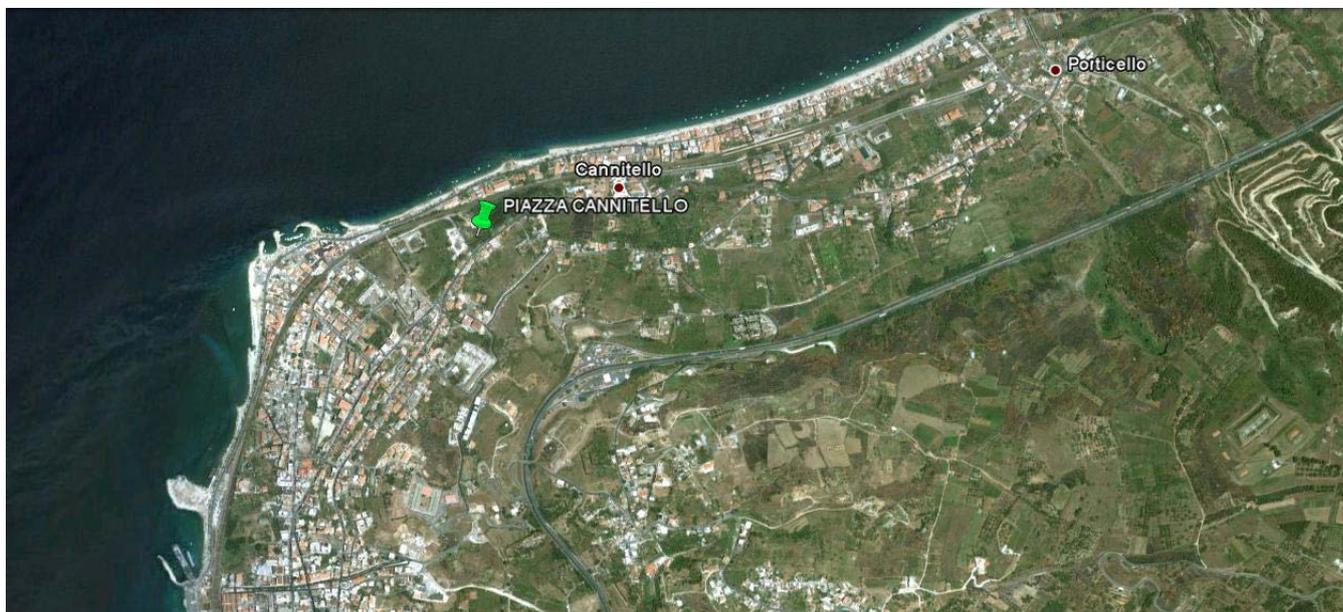
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

La zona in cui è individuata l'opera esaminata nel presente documento, ricade all'incirca alla Latitudine di 38,23184 e Longitudine di 15,64333.



F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera si sviluppa con un andamento in planimetria pressoché lineare, con un'estensione complessiva di 75 m circa.

L'intera struttura è realizzata in c.a. gettato in opera, con altezza massima di 5,5 m.

Il muro è di tipo tradizionale con muro frontale (pendenza 1/10) e fondazione di tipo diretto.

La sezione trasversale è costituita dal muro frontale di spessore variabile (spessore minimo in testa pari a 30 cm) e dalla fondazione di spessore variabile (altezza minima 50 cm - altezza massima 100 cm). In pianta la fondazione ha una larghezza costante di 4 m, di cui 1 m a tergo del paramento frontale.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo accidentale, con applicazione della Normativa D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

– Norme tecniche per le costruzioni.

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Essendo l'intervento in prossimità delle opere d'accesso, la caratterizzazione geotecnica del luogo è individuata dalla seguente descrizione.

Descrizione delle litologie prevalenti

La litologia prevalente è costituita dalla formazione del Conglomerato di Pezzo.

Il Conglomerato di Pezzo, di età tortoniana, è la litologia stratigraficamente più bassa della successione sedimentaria. La sua potenza è superiore ai 200 m.

Il conglomerato è composto prevalentemente da clasti di graniti e gneiss cementati in matrice prevalentemente composta da frazioni arenacee fini e limose.

Le dimensioni dei clasti sono eterogenee e variabili da pochi mm fino a blocchi superiori al metro, interpretati come grossi trovanti inglobati nel conglomerato.

Negli affioramenti la formazione presenta un aspetto litoide con scarpate stabili.

Il Conglomerato di Pezzo ha quindi generalmente caratteristiche assimilabili a quelle di rocce tenere.

Localmente non ci sono indagini che indagano nei primi 30m di profondità per la caratterizzazione sismica del suolo. La prova sismica nel vicino sondaggio CS103 fornisce una Vs30 di cat. B.

Indagini previste

Si considerano i sondaggi e le prove localmente disponibili.

- prove di carico su piastra (campagna di indagine 1988 – pozzo P2500)
- 3 prove sismiche (CS103,C423BIS,OTCCH1501)
- Prove pressiometriche e dilatometriche (C403BIS, C404, C423, C423BIS,OTCSPT504)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici e meccanici (CS103, FCBH1512, OTCLPT1505, FCCH2509, OTCSPT504, FCBH1501, OTCLPT2503)

Caratterizzazione geotecnica

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001A. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Conglomerato di Pezzo

Per quanto riguarda gli spezzoni di roccia o di conglomerato prelevati nei sondaggi il peso di volume totale γ è risultato mediamente pari a 23 kN/m³ con i valori più bassi di 20 -21 kN/m³ rappresentativi degli spezzoni conglomeratici:

Per lo stato iniziale poiché la litologia in esame è quella, della successione sedimentaria, più vecchia, è difficile tenere in conto in modo sintetico della storia tensionale del deposito che è stato caratterizzato da fenomeni di preconsolidazione e cementazione. La stima può in prima approssimazione essere effettuata: considerando un età di almeno 10 milioni di anni, che $K_{o_{nc}}=0.35\div 0.5$ ($\phi'=30^\circ\div 40^\circ$) e che $K_{o_{oc}}=0.5\div 0.6$, tenendo dell'erosione (si stima un fattore minimo pari a 1.4 corrispondente ad OCR=2) ed infine considerando gli effetti di "aging" con la correlazione di (Mesri (1989)), si ottiene un valore compreso approssimativamente fra 0.7 e 0.9.

Per i parametri di resistenza al taglio nell'ambito dello strato superficiale più alterato ($z < 25\div 30m$), si fa riferimento alla caratterizzazione geotecnica generale che si basa sull'esito delle prove di carico su piastra, ritenute maggiormente rappresentative del comportamento d'insieme dell'ammasso: si considerano quelle ubicate in prossimità del blocco di ancoraggio lato Calabria (campagna di indagine 1988 – pozzo P2500) ed al proposito si è ripreso lo studio effettuato nel Progetto preliminare ("Le basi del progetto – Geotecnica" – Elab. PP2RA24) (Vd.Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001A).

In corrispondenza di un valore medio di $\phi'=40^\circ$ (ottenuto anche da prove pressiometriche) i valori di c' ottenuti variano linearmente, tra 0 e circa 25m di profondità, da 0 a 100 KPa circa.

La resistenza a compressione monoassiale ottenuta invece da prove di laboratorio LPT ha fornito valori molto variabili da qualche MPa ad un max di 30-40MPa.

Per i parametri di deformabilità nel contesto in esame le simiche di riferimento sono CS103, C423bis, OTCCH1501che evidenziano una certa variabilità, si può porre: $G_0=400-800$ MPa e quindi $E_0=960-1920$ MPa.

Le pressiometriche nei fori C403bis (carico), C404 (carico e scarico-ricarico), C423 (carico e scarico-ricarico), C423bis (carico), OTCSTPT504 (scarico-ricarico) forniscono un range di valori variabilissimo fra 15m e 35m di profondità compreso fra 75 e 220 MPa, mediamente pari a 150 MPa.

Facendo riferimento all'esito delle prove sismiche ed al valore medio dei valori scaturiti dalle prove

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dilatometriche e pressiometriche si ritiene che il range $E'=150\div300$ MPa, nei primi 20m di spessore del Conglomerato di Pezzo, possa considerarsi adeguato per la tratta in esame.

In particolare il valore minimo di $E'=150$ MPa si ritiene mediamente rappresentativo del contesto geotecnico in esame in cui sono previste opere che mobilitano medie e grandi deformazioni.

Caratteristiche geotecniche assunte nelle analisi

Le fondazioni dell'opera in oggetto, si attestano a una quota di -2 m da p.c. (+ 2 m s.l.m.).

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia uniforme caratterizzata dai "conglomerati di pezzo".

Più in dettaglio tale litologia presenta le seguenti caratteristiche:

γ (kN/m ³)	20÷22
c'_{picco} (kPa)	0÷100 (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella par. 2.7.4.
ϕ'_{picco} (°)	38-42 (0-25m) per profondità maggiori vedi tabella par. 2.7.4
C_{residuo} (kPa)	vedi tabella par. 2.7.4
ϕ_{residuo} (°)	vedi tabella par. 2.7.4
k_o (-)	0.7-0.9
V_s (m/sec)	$V_s = 280 \cdot (z)^{0.2}$
G'_o (MPa)	$G'_o = 3000 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.50}$
E' (MPa) *	$E'=150-300$ (0 -20m) $E'=300-500$ (20 - 35m) $E'=500-900$ (35 - 65m) $E'=900 -1500^*$ (>65m)
ν' (-)	0.2-0.3
K (m/s)	10^{-7}

Simbologia:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

γ_t = peso di volume naturale;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

φ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

φ_r' = angolo di attrito residuo;

c_r' = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica;

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

k_v = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_o = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;

E' = modulo di Young "operativo"; * = si considerano valori nel range per gallerie, fronti di scavo sostenuti, opere di sostegno tirantate o puntonate; valori al minimo del range per fondazioni dirette, fondazioni su pali e rilevati.

ν' (-) = coefficiente di Poisson

p_a = pressione atmosferica di riferimento, espressa in MPa

p'_o = pressione efficace alla profondità z , espressa in MPa

La posizione della falda, nella condizione più critica (muro di sostegno con altezza massima di 550 cm) è individuata a -2,0 m da intradosso fondazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma. Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 [NT_1].

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

Essendo muri di sostegno di altezza compresa tra 140 cm e 550 cm, si assume la vita nominale (V_N) dell'opera pari a $V_N = 50$ anni e la classe d'uso pari a III, da cui $C_u = 1,5$.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 75 \text{ anni}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

$$P_{VR}(\text{SLD}) = 63\%$$

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

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

$$T_R(\text{SLD}) = \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 201 \text{ anni}$$

$$T_R(\text{SLV}) = \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1898 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c :

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

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

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

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono:

Per SLD → ($a_g=0,102g$; $F_0=2,359$; $T^*_c=0,337s$)

Per SLV → ($a_g=0,294g$; $F_0=2,488$; $T^*_c=0,421s$)

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria "B".

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$$S_s(\text{SLD}) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,303 \text{ essendo il valore } > 1,2 \text{ si assume } S_s(\text{SLD}) = 1,2$$

$$S_s(\text{SLV}) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,114$$

Vista la collocazione dell'opera può essere assunta come categoria topografica T1 per la classificazione sismica. Il valore di amplificazione topografica risulta $S_T = 1,0$.

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max}(\text{SLD}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,102g = 0,123g$$

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,114 \cdot 1,0 \cdot 0,294g = 0,327g$$

Per completezza si riportano gli spettri elastici di progetto (in forma tabellare) sia per gli SLD sia per gli SLV in direzione orizzontale e verticale:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		Codice documento PG0085_F0.doc	Rev Data F0 20/06/2011

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,102 g
F_0	2,303
T_C	0,314 s
S_S	1,200
C_C	1,387
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,145 s
T_C	0,435 s
T_D	2,009 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,123
T_B ←	0,145	0,283
T_C ←	0,435	0,283
	0,510	0,241
	0,585	0,210
	0,660	0,187
	0,735	0,168
	0,810	0,152
	0,885	0,139
	0,960	0,128
	1,035	0,119
	1,110	0,111
	1,185	0,104
	1,260	0,098
	1,335	0,092
	1,410	0,087
	1,485	0,083
	1,560	0,079
	1,635	0,075
	1,710	0,072
	1,785	0,069
	1,860	0,066
	1,934	0,064
T_D ←	2,009	0,061
	2,104	0,056
	2,199	0,051
	2,294	0,047
	2,389	0,043
	2,483	0,040
	2,578	0,037
	2,673	0,035
	2,768	0,032
	2,863	0,030
	2,957	0,028
	3,052	0,027
	3,147	0,025
	3,242	0,024
	3,336	0,022
	3,431	0,021
	3,526	0,020
	3,621	0,019
	3,716	0,018
	3,810	0,017
	3,905	0,016
	4,000	0,015

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gv}	0,044 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,995
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,044
T_B ←	0,050	0,102
T_C ←	0,150	0,102
	0,235	0,065
	0,320	0,048
	0,405	0,038
	0,490	0,031
	0,575	0,027
	0,660	0,023
	0,745	0,020
	0,830	0,018
	0,915	0,017
T_D ←	1,000	0,015
	1,094	0,013
	1,188	0,011
	1,281	0,009
	1,375	0,008
	1,469	0,007
	1,563	0,006
	1,656	0,006
	1,750	0,005
	1,844	0,004
	1,938	0,004
	2,031	0,004
	2,125	0,003
	2,219	0,003
	2,313	0,003
	2,406	0,003
	2,500	0,002
	2,594	0,002
	2,688	0,002
	2,781	0,002
	2,875	0,002
	2,969	0,002
	3,063	0,002
	3,156	0,002
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,001

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,294 g
F_o	2,436
T_C	0,376 s
S_s	1,114
C_C	1,337
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,114
η	1,000
T_B	0,168 s
T_C	0,503 s
T_D	2,775 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,327
T_B ←	0,168	0,797
T_C ←	0,503	0,797
	0,612	0,656
	0,720	0,557
	0,828	0,485
	0,936	0,429
	1,044	0,384
	1,152	0,348
	1,261	0,318
	1,369	0,293
	1,477	0,272
	1,585	0,253
	1,693	0,237
	1,801	0,223
	1,910	0,210
	2,018	0,199
	2,126	0,189
	2,234	0,180
	2,342	0,171
	2,451	0,164
	2,559	0,157
	2,667	0,150
T_D ←	2,775	0,145
	2,833	0,139
	2,892	0,133
	2,950	0,128
	3,008	0,123
	3,067	0,118
	3,125	0,114
	3,183	0,110
	3,242	0,106
	3,300	0,102
	3,358	0,099
	3,417	0,095
	3,475	0,092
	3,533	0,089
	3,592	0,086
	3,650	0,084
	3,708	0,081
	3,767	0,078
	3,825	0,076
	3,883	0,074
	3,942	0,072
	4,000	0,070

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,215 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,782
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,215
T_B ←	0,050	0,524
T_C ←	0,150	0,524
	0,235	0,334
	0,320	0,245
	0,405	0,194
	0,490	0,160
	0,575	0,137
	0,660	0,119
	0,745	0,105
	0,830	0,095
	0,915	0,086
T_D ←	1,000	0,079
	1,094	0,066
	1,188	0,056
	1,281	0,048
	1,375	0,042
	1,469	0,036
	1,563	0,032
	1,656	0,029
	1,750	0,026
	1,844	0,023
	1,938	0,021
	2,031	0,019
	2,125	0,017
	2,219	0,016
	2,313	0,015
	2,406	0,014
	2,500	0,013
	2,594	0,012
	2,688	0,011
	2,781	0,010
	2,875	0,010
	2,969	0,009
	3,063	0,008
	3,156	0,008
	3,250	0,007
	3,344	0,007
	3,438	0,007
	3,531	0,006
	3,625	0,006
	3,719	0,006
	3,813	0,005
	3,906	0,005
	4,000	0,005

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

4.4.1 Durabilità delle opere

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adottano le classi di esposizione indicate al §3.1 ricordando che per ciascuna classe di esposizione le condizioni ambientali da considerare sono le seguenti (in accordo con [NT_1]):

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

Nella tabella seguente si riportano per completezza anche i limiti di apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature secondo [NT_1]:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	<i>Ordinarie</i>	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	<i>Aggressive</i>	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	<i>Molto aggressive</i>	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Per tutte le parti strutturali componenti l'opera in progetto si utilizzano armature **poco sensibili**.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5 FASI COSTRUTTIVE

La realizzazione dell'opera prevede le seguenti fasi principali di costruzione:

ESECUZIONI DI PRIMA FASE:

- sbancamento e preparazione del piano di posa del cls magro di sottofondazione
- cassetta delle fondazioni e getto delle parti in c.a.;

ESECUZIONI DI SECONDA FASE

- cassetta delle elevazioni e getto delle parti in c.a.;

ESECUZIONI DI TERZA FASE

- sistemazione dei rilevati come da elaborato di progetto.

6 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati di riferimento per l'opera in esame sono i seguenti:

Viabilità accesso Piazza	1:500	CG0000	P	P8	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	42	A
Planimetria di progetto e tracciamento														
Viabilità accesso Piazza	1:1000/1:100	CG0000	P	FZ	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	08	A
Profilo longitudinale														
Viabilità accesso Piazza	VARIE	CG0000	P	WZ	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	12	A
Sezioni tipo e particolari costruttivi														
Viabilità accesso Piazza	1:200	CG0000	P	W9	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	14	A
Sezioni trasversali - tavola 1														
Viabilità accesso piazza	1:200	CG0000	P	W9	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	15	A
Sezioni trasversali - tavola 2														
Viabilità accesso Piazza	-	CG0000	P	TT	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	02	A
Tabulati movimenti terra														
Viabilità accesso Piazza	-	CG0000	P	CL	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	14	A
Relazione di calcolo muri di sostegno														
Viabilità accesso Piazza	1:100	CG0000	P	PA	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	06	A
Carpenteria muri di sostegno - planimetria														
Viabilità accesso Piazza	VARIE	CG0000	P	PZ	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	19	A
Carpenteria muri di sostegno - profilo e sezioni														

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7 ANALISI DELLA STRUTTURA

7.1 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche dagli SLS, SLU ed in presenza dell'evento sismico.

Il calcolo viene svolto per la sezione di muro più critica (altezza 550 cm del paramento).

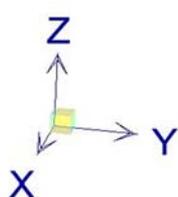
I principali parametri geometrici, risultano essere i seguenti:

- spessore testa muro: $S_t = 0,30 \text{ m}$
- spessore base muro: $S_b = 0,85 \text{ m}$
- spessore della fondazione: $S_i = 1,00 \text{ m}$

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m^3
- rilevato 19 kN/m^3

Il sistema di riferimento adottato è:



asse X diretto ortogonalmente al muro, positivo verso la strada;

asse Y parallelo all'asse di tracciamento;

asse Z diretto verso l'alto;

L'origine del sistema di riferimento è preso sul filo più esterno della del muro in direzione X, a quota intradosso fondazione in direzione Z.

7.1.1 Carichi permanenti strutturali (g_1)

Paramento

- | | | |
|---------------------|-------------|------------------------|
| - sezione sp. 30 cm | $0,30 * 25$ | $7,50 \text{ kN/m}^2$ |
| - sezione sp. 85 cm | $0,30 * 25$ | $21,25 \text{ kN/m}^2$ |

Soletta inferiore

- | | | |
|------------------------------|------------------------|------------------------|
| - peso proprio | $1,00 * 25$ | $25,00 \text{ kN/m}^2$ |
| - sovraccarico su fondazione | $5,5 * 19 * 2 / 2,425$ | $86,18 \text{ kN/m}^2$ |

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.2 Carichi dovuti alla spinte a tergo della spalla (g₃)

Il rinterro a ridosso del muro verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche. Per tale materiale si assumono i seguenti parametri:

- peso specifico $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 35^\circ$
- inclinazione del terreno a monte $\beta = 29^\circ$
- angolo di attrito terreno-muro $\delta = 23,33^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,411$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,426$.

Per le verifiche in condizione SIS, si riducono i parametri geotecnici secondo i coefficienti γ_m , ottenendo quindi:

- peso specifico $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 29,26^\circ$
- inclinazione del terreno a monte $\beta = 29^\circ$
- angolo di attrito terreno-muro $\delta = 0^\circ$

da cui risulta un coefficiente di spinta attiva $\lambda_a = 0,690$ ed un coefficiente di spinta a riposo $\lambda_o = 0,511$.

Essendo la struttura progettata su fondazione diretta, capace quindi di subire spostamenti di tipo roto-traslazionale, viene considerata la spinta della terra in condizione di spinta attiva.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con $p_h = \lambda_a \gamma_t z$ e con il consueto diagramma triangolari delle pressioni orizzontali.

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva in condizione statica, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= && = 0,00 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{\max} &= P_{\min} + [19 * 6,00] * 0,411 && = 46,85 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva in condizione sismica, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$\begin{aligned}
 P_{\min} &= && = 0,00 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{\max} &= P_{\min} + [20 * 6,00] * 0,690 && = 78,66 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Oltre alla spinta dovuta al rinterro, viene considerata inoltre la spinta del terreno dovuto alla presenza di un possibile sovraccarico (assunto in via cautelativa pari a $q = 20 \text{ kN/mq}$, trascurando la

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

diffusione delle tensioni) a tergo del muro, a quota del piano viabile. Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con $p_h = q \cdot z$ e con il consueto diagramma uniforme delle pressioni orizzontali.

Le pressioni del terreno relative alla spinta attiva in condizione statica, in corrispondenza dei nodi caratteristici dei piedritti, risultano essere le seguenti:

$$P_{\min} = [20,00] \cdot 0,411 = 8,22 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\max} = [20,00] \cdot 0,411 = 8,22 \text{ kN/m}^2$$

7.1.3 Azione sismica (q_6)

L'applicazione delle azioni sismiche dovute a inerzia degli elementi strutturali, inerzia del terreno presente sulla platea di fondazione e alla sovra spinta del terreno a tergo, viene affrontata mediante il metodo pseudostatico ([NT_1] § 7.11.6).

In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

L'analisi sismica è stata fatta considerando il valore di ancoraggio dello spettro.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici definiti al §4.3.

Per quanto riguarda l'azione sismica dovuta all'incremento di spinta del terreno, essendo le spalle opere a comportamento deformabile (potendo permettere movimenti relativi di roto-traslazione fra struttura e terreno), l'azione viene valutata in accordo con UNI EN 1998-5:2005 secondo la relazione di Mononobe-Okabe:

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

In cui:

ϕ'_d è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno, cioè: $\phi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}\right)$;

ψ e β sono gli angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno, come mostrato in figura E.1;

δ_d è il valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro, cioè: $\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}}\right)$;

θ è l'angolo definito sotto nei punti da E.5 a E.7.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Il punto di applicazione della spinta è posto $h_{tot}/2$, con “ h_{tot} ” altezza del muro di sostegno.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito pari a 0,327g;

g accelerazione di gravità;

β parametro riduttivo dell’azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1 di [NT_1] (si assumerà $\beta = 0,31$).

Forze inerziali orizzontali e verticali

$$F_{x,y} = W1 \cdot k_h = (8,16 \cdot 25) \cdot 0,327 \cdot 0,31 = 20,679 \text{ kN/m}$$

$$F_z = W1 \cdot k_v = (8,16 \cdot 25) \cdot 0,164 \cdot 0,31 = 10,339 \text{ kN/m}$$

$$F_{x,y} = W2 \cdot k_h = (5,5 \cdot 2 \cdot 19) \cdot 0,327 \cdot 0,31 = 21,186 \text{ kN/m}$$

$$F_z = W2 \cdot k_v = (5,5 \cdot 2 \cdot 19) \cdot 0,164 \cdot 0,31 = 10,593 \text{ kN/m}$$

con

W1 peso del muro di sostegno espresso in kN

W2 peso del terreno a tergo espresso in kN

Sovra spinta del terreno a tergo della spalla

$$\tan \Theta = kh / (1 + kv) = 0,096$$

$$\Theta = 0,096 \text{ rad}$$

$$K = 0,846$$

$$\Delta K = (1+kv) \cdot K - Ka = 0,199 \text{ (incremento di spinta sismica)}$$

$$F_{x_{sis,terr}} = 1/2 \cdot \gamma_{terreno} \cdot h_{paramento}^2 \cdot \Delta K = 57,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{applicata a } z_F = h_{paramento} / 2 = 2,75 \text{ m}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.1.4 MODELLO DI CALCOLO

7.1.4.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Il calcolo della struttura in esame viene condotto con il programma ENG della SIGMAC SOFT (via della Croce Rossa, 42 – PADOVA).

Le verifiche vengono eseguite tramite il programma “Calcolo agli stati limite delle sezioni in c.a.” di Renato Tritto e pubblicato dalla ProTec editrice.

Il tipo di analisi strutturale condotta è “statica lineare” e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni sono in ottemperanza a quanto previsto nel D.M. 14-01-2008.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L’analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L’analisi strutturale è condotta con il metodo dell’analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L’analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell’ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove } \mathbf{K} = \text{matrice di rigidezza}$$

\mathbf{u} = vettore spostamenti nodali

\mathbf{F} = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all’elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l’asse Z verticale ed orientato verso l’alto.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo **BEAM** (trave-D2)

Modello strutturale realizzato con:	
nodi	4
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	3
Fondazioni di tipo trave	SI

7.1.4.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo è stato condotto su una sezione piana, impiegando FEM di tipo “beam” posti lungo l’asse medio di ciascuna membratura. Lo schema statico è a telaio chiuso poggiante su un suolo elastico.

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_t$ cm per l’elevazione sezione di testa
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_b$ cm per l’elevazione sezione di base
- una sezione rettangolare $b \times h = 100 \times S_i$ cm per la fondazione

Per le aste del reticolo si è assunto:

$E_c = 33049 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo (C25/30) per la fondazione

$E_c = 35013 \text{ N/mm}^2$; modulo elastico del calcestruzzo (C32/40) per l’elevazione

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nella Figura F2.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all’usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

La costante di sottofondo del terreno di fondazione, costante di Winkler verticale, è stata valutata tramite la metodologia di Joseph E. BOWLES, ricorrendo alla formulazione di Vesić (vedi riferimento bibliografico [B24]), il quale definisce in primo luogo il modulo di reazione del terreno come:

$$k_s = \frac{k'_s}{B} = \frac{0,65}{B} \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s \cdot B^4}{E_F \cdot I_F}} \cdot \frac{E_s}{1 - \mu^2} \text{ kN/m}^3$$

indicando con:

E_s, E_F = moduli elastici di deformazione rispettivamente del terreno e della fondazione [kN/m^2]

B = dimensione trasversale della fondazione [m]

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

I_F = momento d'inerzia della fondazione (riferito alla sezione retta) [m⁴]

μ = coefficiente di Poisson

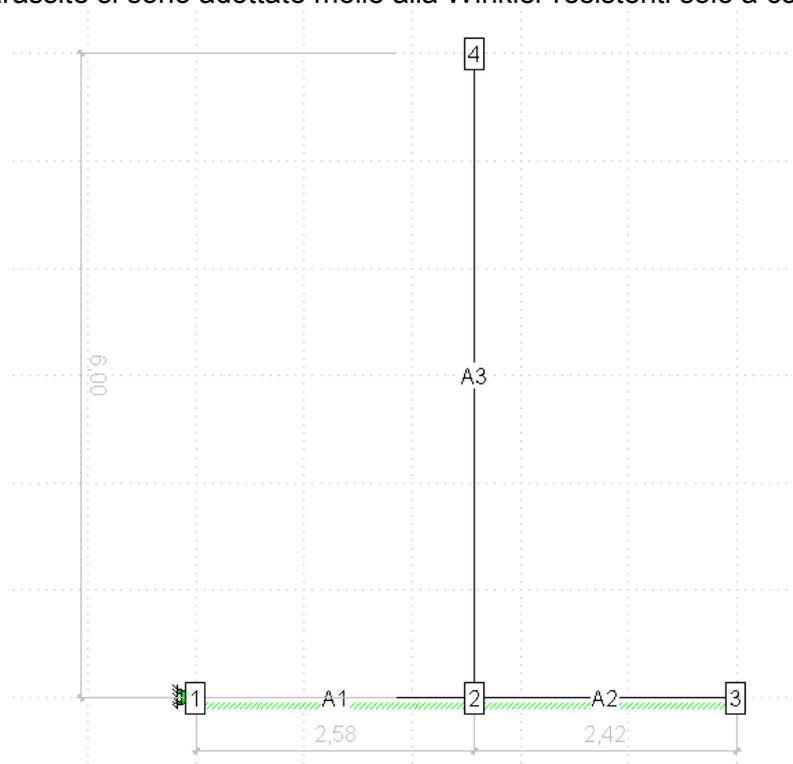
Secondo la caratterizzazione geologico\geotecnica desunta dalla campagna indagini eseguita, la zona in cui ricade l'opera presenta un modulo di deformazione medio pari a $E_s = 18000$ kN. Il terreno al di sotto della fondazione rimane così definito:

$\mu = 0,2$
 $E_s = 150000$ kN/mq
 $E_F = 33049000$ kN/mq
 $B = 1$ m
 $I_F = 0,083333333$ m⁴
 $k_s = 79.691,05$ kN/mc

Il valore implementato nel modello di calcolo è quindi pari a

$$K_s = 79690 \text{ kN/m}^3$$

Date le dimensioni ridotte dell'opera e quindi la probabile presenza di trazioni in fondazione, per evitare tensioni parassite si sono adottate molle alla Winkler resistenti solo a compressione.



F2. Numerazione dei nodi e delle aste

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

7.2.1 Combinazioni per gli S.L.U.

Si applicano le combinazioni di carico in accordo al DM 14. 01 .2008.

La Tab. 2.6.I di [NT_1] fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi; il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_P = 1$.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

I valori dei coefficienti ϕ_{0j} , ϕ_{1j} e ϕ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 2.5.I di [NT_1] e riportati nel seguito per completezza.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Le combinazioni di azioni per le verifiche agli stati limite ultimi sono definite al punto 2.5.3 del D.M. 14 gennaio 2008:

$$\sum_{j>1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

$$E + \sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

con

+ implica “da combinarsi con”

\sum implica “l’effetto combinato di”

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti

E è l’azione del sisma per lo stato limite considerato

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili

γ_G, γ_P e γ_Q sono i coefficienti parziali delle azioni per gli SLU

ψ_0, ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLU sono le seguenti:

- SLU = $1,3 \cdot G_k + 1,3 \cdot G_3 + 1,5 \cdot Q$
- SIS = $G_k + G_3 + E_x + E_z$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

essendo:

G_k	pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)
G_3	spinta delle terre
Q	spinata sovraccarico accidentale
E_i	azione sismica in direzione i-esima

7.2.2 Combinazioni per gli S.L.S.

Essendo la struttura in c.a. sollecitata prevalentemente da carichi permanenti, le verifiche associate a tale stato limite sono eseguite in funzione delle combinazioni di carico **quasi permanente** espresse dalla relazione seguente:

$$\sum_{j>1} G_{k,j} + P + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

dove

+ implica "da combinarsi con"

\sum implica "l'effetto combinato di"

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti

P è il valore caratteristico delle azioni di precompressione

Q_k è il valore caratteristico delle azioni variabili

ψ_2 sono i coefficienti di combinazione delle azioni variabili

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche di resistenza agli SLS sono le seguenti:

- $SLS = G_k + G_3 + 0,6 \cdot Q$

essendo:

G_k	pesi propri e carichi permanenti ($g_1 + g_2$)
G_3	spinta delle terre
Q	spinata sovraccarico accidentale

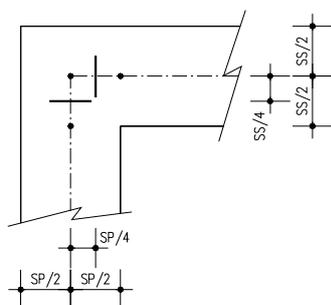
		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

7.3 VERIFICA DELLE SEZIONI

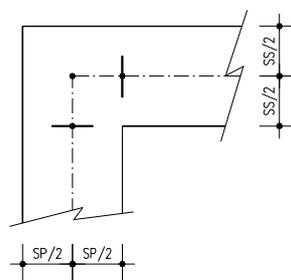
Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} ; se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali". La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0,20 \text{ mm}$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

Nelle verifiche successive si trascura la verifica in esercizio per combinazione rara e frequente, perché non dimensionante.

Nelle verifiche successive si trascura a favore di sicurezza, il contributo di compressione nella verifica della sezione di fondazione.

7.3.1 Verifica sezione incastro paramento

Le sollecitazioni massime, dedotte dai modelli di analisi, per la sezione considerata sono:

COMB	N (kNm)	M (kNm)	T (kN)
STR	-104,00	555,00	238,00
SIS	-90,00	694,00	303,00
QP	-83,00	348,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 18 passo 20 cm a 6,5 cm da esterno sezione (compressa)

ϕ 18 passo 10 cm a 6,5 cm da esterno sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

non è necessaria armatura a taglio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		Codice documento PG0085_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult, My ult) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	10400	55500	0	10426	83626	0	1,506
2	S	9000	69400	0	9006	83108	0	1,197

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00149	-0,00384	50,0	85,0	0,00054	43,5	78,5	-0,01000	-43,5	6,5
2	0,00148	-0,00385	50,0	85,0	0,00053	43,5	78,5	-0,01000	-43,5	6,5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,0 gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000000000	0,000146395	-0,010951565		
2	0,000000000	0,000146253	-0,010950644		

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
 K3 Coeff. (§ B.6.6.2 Istruz.DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
 Ap.fess. Apertura fessure in mm. Calcolo secondo §4.1.2.2.4.6 NTC.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO	<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	26,7	-50,0	85,0	-301	-43,5	6,5	0	0		0,000

Elementi che non richiedono armatura a taglio

f_{ck} =	32	Mpa	
d =	765	mm	altezza utile
A_{sl} =	2543,4	mm ²	armatura longitudinale tesa
b_w =	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
A_c =	765000	mm ²	area sezione calcestruzzo
N_{ed} =	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c}$ =	0,12		
k_1 =	0,15		
k =	1,5113	≤	2
ρ_1 =	0,003324706	≤	0,02
σ_{cp} =	0,0000	<	3,6267
V_{min} =	0,3679		
$V_{Rd,c}$ =	305,14	kN	formula estesa
$V_{Rd,c}$ =	281,41	kN	valore minimo di resistenza

7.3.2 Verifica sezione fondazione

Le sollecitazioni massime, dedotte dai modelli di analisi, per la sezione considerata sono:

COMB	N (kNm)	M (kNm)	T (kN)
STR	0,00	450,00	280,00
SIS	0,00	545,00	315,00
QP	0,00	288,00	-

Si prevede un'armatura a flessione pari a:

ϕ 18 passo 10 cm a 6,5 cm da esterno sezione (compressa)

ϕ 18 passo 10 cm a 6,5 cm da esterno sezione (tesa)

Si prevede un'armatura a taglio pari a:

viene predisposta armatura a taglio ϕ 10 (passo 50 cm in longitudinale e passo 25 in trasversale)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inertzia

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		Codice documento PG0085_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	45000	0	0	95558	0	2,124
2	S	0	54500	0	0	95558	0	1,753

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0,00119	-0,00394	-50,0	100,0	0,00041	-43,5	93,5	-0,01000	-43,5	6,5
2	0,00119	-0,00394	-50,0	100,0	0,00041	-43,5	93,5	-0,01000	-43,5	6,5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless. (travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0,000000000	0,000119666	-0,010777828	0,106	0,700
2	0,000000000	0,000119666	-0,010777828	0,106	0,700

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
 K3 Coeff. (§ B.6.6.2 Istruz.DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
 Ap.fess. Apertura fessure in mm. Calcolo secondo §4.1.2.2.4.6 NTC.

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	14,7	-50,0	100,0	-192	-33,8	6,5	0	0		0,000

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	25	Mpa	
$d =$	900	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	2543,4	mm ²	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	900000	mm ²	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	0	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0,12		
$k_1 =$	0,15		
$k =$	1,4714	\leq	2
$\rho_1 =$	0,002826	\leq	0,02
$\sigma_{cp} =$	0,0000	$<$	2,8333
$V_{min} =$	0,3123		
$V_{Rd,c} =$	304,93	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	281,11	kN	valore minimo di resistenza

Elementi che richiedono armatura a taglio

precompresso?	no		
$\sigma_{cp} =$	-	Mpa	tensione media di compressione nel cls (positiva)
$\alpha =$	90	°	1,57 radianti
$\theta =$	21,8	°	0,38 radianti
$b_w =$	1000	mm	larghezza minima della sezione
$d =$	900	mm	altezza utile
$z =$	810	mm	braccio della coppia interna
$A_{sw} =$	157	mm ²	area sezione trasversale armatura a taglio
$s =$	250	mm	passo staffe
$f_{ywd} =$	391,30	Mpa	tensione di progetto delle armature a taglio
$\alpha_{cw} =$	1,0000		
$v_1 =$	0,54		
$f_{cd} =$	14,17	Mpa	
$V_{Rd,s} =$	497,66	kN	resistenza lato acciaio
$V_{Rd,max} =$	2136,61	kN	resistenza lato calcestruzzo
0,246	\leq	3,825	verifica di duttilità per rottura lato acciaio

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8 ANALISI DELLE FONDAZIONI

In accordo con il D.M. 14.01.2008 § 6.4 e con la C.M. 02.02.2009 vengono condotte le analisi di tipo geotecnico del complesso terreno\muro.

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con un muro di sostegno riguardano lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

Tutte le azioni agenti sul muro di sostegno possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione. Per fondazioni massicce (pozzi, blocchi di ancoraggio, ecc.) a diretto contatto con le pareti di scavo, eventualmente sostenute da paratie o palancole, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione. Per l'opera in oggetto, a favore di sicurezza, si trascura sia il contributo del terreno a valle della spalla, sia del terreno lungo le pareti laterali

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I delle NTC e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte (Tabella 6.2.II NTC).

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Nell'impiego dell'espressione trinomia per la valutazione del carico limite, i valori di progetto dei parametri di resistenza (c_d' , ϕ_d') sono impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante, N_c , N_q , N_α , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti intervengano.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

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

e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

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

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Approccio 1

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti globali γ_R sulla resistenza del sistema (R2) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza i valori di progetto delle spinte sul muro di sostegno sono maggiori e le resistenze in fondazione sono minori dei rispettivi valori caratteristici.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno, inclusi eventuali ancoraggi. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sovraccarichi.

Approccio 2

Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno. L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, o dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente α_R e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

Per l'opera in oggetto, si esegue la verifica secondo l'**Approccio 1** come precedentemente descritto.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni vengono riportati di seguito (vedi tabella 5.1.V).

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO	Codice documento PG0085_F0.doc	Rev F0

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

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	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Per l'opera in oggetto si procederà alla definizione delle resistenze di progetto come definito al punto a), sulla base dei parametri geotecnici desunti dalle indagini in sito e in laboratorio e riportati in sintesi al § 4.2.

Infine si riportano nel seguito i valori dei coefficienti parziali γ_R per le opere di sostegno quali muri o spalle da ponte in funzione del tipo di verifica e del tipo di approccio considerato.

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

8.1.1 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi è stata svolta ai paragrafi precedenti di analisi delle sottostrutture; pertanto si rimanda al § 7.1 per l'analisi di dettaglio.

8.1.2 MODELLO DI CALCOLO

8.1.2.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Vedi paragrafo 7.1.4.1.

8.1.2.2 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Vedi paragrafo 7.1.4.2.

8.1.3 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE

Nel paragrafo 7.1 è stata condotta l'analisi dei carichi per il sistema "corpo muro".

Si riporta nel seguito il valore di ogni condizione elementare considerata a quota intradosso fondazione; più in particolare si adotta come origine delle azioni applicate il baricentro della pianta della platea di fondazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO	<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0

		Fx	Fy	Fz	x	y	z	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-413,06	-0,77	0,00	2,77	0,00	-319,43	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	-0,77	0,00	2,77	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	0,00	-0,77	0,00	2,77	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	165,11	0,00	0,00			2,17	0,00	357,74	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	53,48	0,00	0,00			3,25	0,00	173,80	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	139,20	0,00	0,00			3,25	0,00	452,40	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ ·q ₂	0,00	0,00	0,00	-0,77	0,00	2,77	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	-0,77	0,00	2,77	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	-0,77	0,00	2,77	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	-0,77	0,00	2,77	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q ₆	41,87	0,00	0,00	-0,77	0,00	2,77	0,00	115,84	0,00
sisma (direzione Y)	q ₆	0,00	0,00	0,00	-0,77	0,00	2,77	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione Z)	q ₆	0,00	0,00	-6,28	-0,77	0,00	2,77	0,00	-4,86	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	-0,77	0,00	2,77	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00

Le azioni sismiche sono già state moltiplicate per i fattori di rotazione, assumendo come dimensionante la combinazione 1,00 Ex + 0,3 Ey + 0,3 Ez.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc

8.1.4 Combinazioni per gli S.L.U.

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008 (vedi §7.2).

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni a intradosso fondazione per ogni combinazione di carico considerata.

RARA		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-413,06	0,00	-319,43	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	165,11	0,00	0,00	0,00	357,74	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	40,11	0,00	0,00	0,00	130,35	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q ₁ -q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q ₇	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q ₈	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g ₁	0,00	0,00	-413,06	0,00	-319,43	0,00
permanenti non strutturali	g ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₃	165,11	0,00	0,00	0,00	357,74	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g ₃	40,11	0,00	0,00	0,00	130,35	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

QP		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-413,06	0,00	-319,43	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	165,11	0,00	0,00	0,00	357,74	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

STR		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-536,98	0,00	-415,26	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	214,64	0,00	0,00	0,00	465,06	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	72,19	0,00	0,00	0,00	234,63	0,00

spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

EQU		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-454,37	0,00	-351,37	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	304,59	0,00	0,00	0,00	659,94	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	121,07	0,00	0,00	0,00	393,48	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

GEO		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-413,06	0,00	-319,43	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	276,90	0,00	0,00	0,00	599,94	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	103,14	0,00	0,00	0,00	335,19	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SISMICA		F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	0,00	-413,06	0,00	-319,43	0,00
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	276,90	0,00	0,00	0,00	599,94	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	79,71	0,00	0,00	0,00	259,06	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	41,87	0,00	0,00	0,00	115,84	0,00
sisma (direzione Y)	q_6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	0,00	-6,28	0,00	-4,86	0,00
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		Codice documento PG0085_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

altre azioni variabili	q ₉	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
------------------------	----------------	------	------	------	------	------	------

RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

RIEPILOGO	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
COMBINAZIONE RARA	205,22	0,00	-413,06	0,00	168,66	0,00
COMBINAZIONE FR	205,22	0,00	-413,06	0,00	168,66	0,00
COMBINAZIONE QP	165,11	0,00	-413,06	0,00	38,31	0,00
COMBINAZIONE STR	286,84	0,00	-536,98	0,00	284,44	0,00
COMBINAZIONE EQU	425,66	0,00	-454,37	0,00	702,05	0,00
COMBINAZIONE GEO	380,03	0,00	-413,06	0,00	615,70	0,00
COMBINAZIONE SISMICA	398,48	0,00	-419,34	0,00	650,55	0,00

8.1.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

In accordo con quanto indicato al paragrafo 8 si conducono ora le verifiche geotecniche fondamentali:

- Verifica a scorrimento
- Verifica a ribaltamento
- Verifica di capacità portante

8.1.5.1 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento è soddisfatta se:

$$E_d = V \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{F_z \cdot \tan \varphi}{\gamma_R}$$

dove:

V è l'azione massima di scorrimento pari a $\sqrt{F_x^2 + F_y^2}$;

Fz è l'azione verticale gravante a intradosso fondazione nella combinazione considerata;

tanφ è la tangente dell'angolo di attrito terreno/fondazione, che per l'opera in oggetto è assunto pari a φ'=38°.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

STATO LIMITE	COMBO	V [kN]	Fz [kN]	ϕ °	Rd [kN]	Rd / V -	γ_R -
SLS	RARA	205,22	413,06	38	322,72	1,57	1,00
	FR	205,22	413,06	38	322,72	1,57	1,00
	QP	165,11	413,06	38	322,72	1,95	1,00
SLU	STR	286,84	536,98	38	419,54	1,46	1,00
	EQU	425,66	454,37	32	283,92	0,67	1,00
	GEO	380,03	413,06	32	258,11	0,68	1,00
SISMICA	SISMICA	398,48	419,34	32	262,03	0,66	1,00

Come emerge dalle analisi svolte, le verifiche non risultano soddisfatte, pertanto viene inserito un dente di fondazione a tergo del muro (spessore 100 cm e profondo 150 cm), in modo tale da mobilitare la spinta passiva in caso di evento sismico, incrementando quindi la forza resistente.

La quota di impostazione della fondazione risulta a una profondità media da p.c. di circa 2 m.

A favore di sicurezza si trascura la resistenza passiva del terreno antistante la spalla, mentre si considera al 100% la spinta passiva prodotta dal terreno antistante il dente di fondazione, in quanto il cuneo di spinta passiva attivabile rimane tutto al di sotto della platea di fondazione.

Si riportano di seguito le analisi svolte (considerando la condizione più sfavorevole derivante dalle azioni sismiche, con sisma verticale verso l'alto).

γ	20,00	kN/mc	peso del terreno
ϕ	32,00	°	angolo di attrito del terreno in condizione A2+M2
kp	3,25		coefficiente di spinta passiva in condizione A2+M2
h	1,00	m	altezza del dente di fondazione
H'	2,00	m	altezza di terreno rispetto al p.c. a quota intradosso fondazione
H''	3,00	m	altezza di terreno rispetto al p.c. a quota intradosso dente di fondazione
p'	130,18	kN/mq	pressione del terreno alla quota H'
p''	195,28	kN/mq	pressione del terreno alla quota H''
F1	0,00	kN/m	forza di resistenza prodotta dal terreno antistante la fondazione
F2	162,73	kN/m	forza di resistenza prodotta dal terreno antistante il dente di fondazione
L	1,00	m	larghezza della fondazione

				Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc		<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

COMBO	V kN	Fz kN	ϕ °	Rd kN	Rd / V -	γ_R -
SISMICA	398,48	406,78	32,0	416,91	1,05	1,00

Le verifiche risultano soddisfatte.

8.1.5.2 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento è soddisfatta se:

$$E_d = M_{INST} \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{M_{STAB}}{\gamma_R}$$

dove:

M_{INST} è l'azione massima di ribaltamento (Momento instabilizzante) rispetto al piede della fondazione;

M_{STAB} è l'azione massima resistente (Momento stabilizzante) rispetto al piede della fondazione.

Si riportano di seguito le sole combinazioni SIS, essendo le combinazioni più sfavorevoli per l'opera in esame. Inoltre verrà preso in esame il caso per cui le azioni verticali sono minime (Fz_{min}), essendo la situazione più critica.

AZIONI DERIVANTI DAL MURO		Fx	Fz	x	z	Minstab	Mstab
		[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g_1		-413,06	-3,27	2,77	0,00	1.352,09
spinta del terreno	g_3	276,90			2,17	599,94	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	89,68			3,25	291,47	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	79,71			3,25	259,06	0,00
sisma (direzione X)	q_6	41,87			2,77	115,84	0,00
sisma (direzione Z)	q_6		6,28	-3,27		0,00	-20,56

Per le combinazioni SIS è stato adottato l'approccio A2+M2.

Azioni elementari		SIS	
		Minstab [kNm]	Mstab [kNm]
permanenti strutturali	g_1	0,00	1.352,09
permanenti non strutturali	g_2	0,00	0,00

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

permanenti portati	g_3	0,00	0,00
spinta del terreno	g_3	599,94	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g_3	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g_3	259,06	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε_1	0,00	0,00
ritiro	ε_2	0,00	0,00
variazioni termiche	ε_3	0,00	0,00
viscosità	ε_4	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00
frenamento	q_3	0,00	0,00
azione centrifuga	q_4	0,00	0,00
vento	q_5	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q_6	115,84	0,00
sisma (direzione Z)	q_6	0,00	-20,56
resistenze parassite	q_7	0,00	0,00
veicoli in svio	q_8	0,00	0,00
altre azioni variabili	q_9	0,00	0,00

STATO LIMITE	COMBO	M_{INST} [kNm]	M_{STAB} [kNm]	M_{STAB} / M_{INST} -	γ_R -
SISMICA	SISMICA	974,84	1.331,53	1,37	1,00

La verifica risulta soddisfatta.

8.1.5.3 Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante è soddisfatta se:

$$E_d = q_{\max} \leq \frac{R_d}{\gamma_R} = \frac{q_{adm}}{\gamma_R}$$

dove:

q_{\max} è la pressione sul terreno per effetto dei carichi agenti;

q_{adm} è la portanza ammissibile che il terreno può garantire, valutata come di seguito indicato.

La portanza del terreno viene valutata in accordo con la teoria di Brinch-Hansen (vedi riferimento bibliografico [B24]), mettendo in conto anche l'eccentricità dei carichi e la possibilità di parzializzazione della fondazione.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		Codice documento PG0085_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Rev</th> <th style="text-align: left;">Data</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	Rev	Data	F0	20/06/2011
Rev	Data						
F0	20/06/2011						

Essa deriva dallo studio teorico del meccanismo della rottura generale condotto inizialmente da Terzaghi, ma i singoli parametri sono stati ricavati dall'osservazione di casi reali e, quindi, essa può essere generalizzata anche a meccanismi diversi.

La formulazione analitica della teoria di Brinch-Hansen è la seguente:

$$q_{ult} = cN_c s_c d'_c i'_c g'_c b'_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

$$\text{se } \phi=0, q_{ult} = 5,14s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45 + \phi / 2) \quad N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \tan \phi$$

$$s'_c = 0,2 \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

$$d'_c = 0,4k \quad d_c = 1 + 0,4k \quad d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k \quad d_\gamma = 1$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

$$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c}} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad i_q = \left(1 - \frac{0,5H}{V + A_f c \cot \phi} \right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A_f c \cot \phi} \right)^5 \quad \text{se } \eta = 1$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0,7 - \eta / 450)H}{V + A_f c \cot \phi} \right)^5 \quad \text{se } \eta \geq 1$$

$$g'_c = \frac{\beta}{147} \quad g_c = 1 - \frac{\beta}{147} \quad g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$$

$$b'_c = \frac{\eta}{147} \quad b_c = 1 - \frac{\eta}{147} \quad b_q = \exp(-2\eta \tan \phi) \quad b_\gamma = \exp(-2,7\eta \tan \phi)$$

Af è l'area efficace di base

c è l'aderenza di base

D è la profondità della fondazione rispetto a piano campagna

B è la dimensione minore della fondazione

L è la dimensione maggiore della fondazione

H è il carico orizzontale trasmesso dalla fondazione

V è il carico verticale trasmesso dalla fondazione

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

η è l'inclinazione del piano della fondazione sull'orizzontale

β è l'inclinazione del pendio

La quota di imposta fondazione è stata assunta cautelativamente a -2 m da p.c., riferendosi alla condizione di progetto. Essendo prossimi al livello del mare, cautelativamente si assume il peso specifico del terreno pari a 15 kN/mc (valore intermedio tra il peso specifico del terreno secco e quello immerso).

Per le analisi A2+M2, vengono adottati i seguenti parametri caratterizzanti la formulazione di B.-H.:

- Peso specifico del terreno = 15 kN/mc
- angolo di attrito = 32,0°
- coesione efficace = 0 MPa
- Profondità del piano di posa (profondità media) = -2,0 m da p.c.

Si riportano nel seguito le sole verifiche di capacità portante significative; in particolare si riportano le verifiche nella combinazione SIS.

Per ogni combinazione di verifica sono indicati i parametri geometrici della fondazione, i parametri geotecnici, le azioni agenti e i parametri resistenti.

COMBINAZIONE SIS

B =	5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse x		
L =	1	m	dimensione della fondazione lungo l'asse y		
D =	2	m	profondità della fondazione		
ϕ' =	32	°	angolo di attrito del terreno,	0,559	rad
c' =	0	kPa	coesione efficace del terreno		
γ =	15	kN/mc	peso specifico del terreno		
β =	0	°	inclinazione del pendio, positiva verso il basso		
η =	0	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto		
Fz =	419,34	kN	azione verticale agente		
Fx =	235,85	kN	azione orizzontale agente lungo B		
Mxx =	0,00	kNm	momento di asse vettore x		
Myy =	650,55	kNm	momento di asse vettore y		
ex =	1,551	m	eccentricità del carico lungo x		

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$e_y = 0,000$ m eccentricità del carico lungo y
 $B' = 1,897$ m dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x
 $L' = 1,000$ m dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y
 $A_f = 1,897$ mq area della fondazione efficace

$q_{max} = 221,023$ kPa massima pressione agente
 $q_{ult} = 372,32$ kPa capacità portante agente
 $\gamma = 1,685$ fattore di sicurezza relativo alla capacità portante

Come si evince la verifica risulta soddisfatta.

Riporto per completezza i singoli coefficienti della formulazione di Brinch-Hansen, considerati nella combinazione in esame:

COEFFICIENTI DI CAPACITÀ PORTANTE

$N_q = 23,177$
 $N_c = 35,490$
 $N_\gamma = 20,786$

FATTORI DI FORMA

$s'c = 0,3795$
 $sc = 2,2390$
 $sq = 2,1855$
 $s_\gamma = 0,2411$

FATTORI DI PROFONDITÀ

$d'c = 0,3247$
 $dc = 1,3247$
 $dq = 1,2242$
 $d_\gamma = 1,0000$
 $k = 0,8118$

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

$i_c = 0,1554$
 $i_q = 0,1919$
 $i_\gamma = 0,0819$

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

$g'c = 0,0000$
 $gc = 1,0000$
 $gq = g_\gamma = 1,0000$

FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

$b'c = 0,0000$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

bc = 1,0000
 bq = 1,0000
 by = 1,0000

8.1.5.4 Calcolo dei cedimenti indotti

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo di Burland-Burbidge (vedi riferimento bibliografico [B30]).

Il metodo per la stima del cedimento di fondazioni su sabbie normalmente consolidate (NC) e sovra consolidate (OC) dai risultati di prove SPT si basa su un'analisi statistica di un grande numero casi osservati.

Sia w il cedimento esprimibile con la relazione:

$$\frac{w}{Z_1} = q' \cdot I_C$$

dove

$Z_1 = B^{0,7}$ zona di influenza del carico che si estende fino ad una profondità dove il cedimento è pari a 25% del cedimento superficiale;

$I_C = 1,7 / N^{1,4}$ indice di compressibilità (anche definibile come variazione d'indice di vuoti su variazione di tensioni efficaci);

q' carico uniforme trasmesso da una fondazione quadrata

Esplicitando i termini, si ottiene il cedimento w (in mm) di una sabbia normalconsolidata:

$$w = q' \cdot B^{0,7} \cdot I_C$$

Se la fondazione si trova ad una profondità da p.c. ove è presente una tensione litostatica σ'_{v0} , l'equazione diventa, nella sua forma generalizzata:

$$w = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_C$$

Dove il primo termine si riferisce al tratto di ricomprensione caratteristico di un comportamento elastico del terreno (finché non raggiunge lo stato tensionale pari a quello litostatico in sito), mentre il secondo termine si riferisce alla curva di carico (per carichi applicati superiori a quelli litostatici a parità di profondità). Se il terreno è sovraconsolidato, l'equazione sopra si mantiene valida, con l'unico accorgimento che al posto di σ'_{v0} si troverà σ'_p , tensione di preconsolidazione (si ricordi il diagramma semilogaritmico delle prove edometriche).

Si riporta nel seguito il calcolo condotto per la determinazione del cedimento indotto per l'opera in esame, assumendo come carico agente, la pressione massima in fondazione conseguente

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

all'applicazione dei carichi nella combinazione allo Stato Limite di Servizio "RARA"; le valutazioni dei cedimenti nelle combinazioni FR e QP risultano superflue in quanto le azioni sono inferiori rispetto alla combinazione RARA.

Cautelativamente si assume la condizione che massimizza le azioni verticali. L'azione verticale agente è pari a circa 413 kN/m, pertanto la pressione media agente in fondazione è pari a 0,098 Mpa.

Dalla relazione geotecnica CG0800PRBDCSBC8G000000001B si sono valutati i valori di N_{spt} riferiti al conglomerato di Pezzo riferendosi ai sondaggi OTCLPT1505, OTCLPT2503 e C210 si sono osservati valori di N_{spt} che oscillano tra 31 e 100 nei primi 10 m; si assume nel calcolo dei cedimenti il valor medio di lettura pari a 70 N_{spt} :

$$N_{spt(DICALCOLO)} = \frac{60 + 100 + 32 + 100 + 100 + 53 + 79 + 31}{8} \approx 70$$

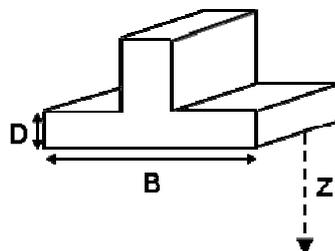
La quota di imposta fondazione è stata assunta cautelativamente a -2 m da p.c., riferendosi alla condizione di progetto. Essendo prossimi al livello del mare, cautelativamente si assume il peso specifico del terreno pari a 15 kN/mc (valore intermedio tra il peso specifico del terreno secco e quello immerso).

Da cui si ottiene:

$$S = F_s \cdot F_h \cdot F_t \cdot \left[\sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

Caratteristiche fondali:

B = 5,00 [m]
L = 1,00 [m]
D = 2,00 [m]



Litologia e carichi e prove:

Z = 3,09 [m]
 $\gamma = 1,50$ [t/m³]
 $q' = 9,80$ [t/m²]
 $N_{spt} = 70,00$ media
 Carichi Statici Carichi Dinamici

Periodo di previsione:

Tempo = 100 [anni]

$\sigma'_{vo} = 3,00$ [t/m²]

$I_c = 0,0045$

$Z_i = 3,1548$	$F_h = 0,9995$	$F_s = 0,3086$
----------------	----------------	----------------

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
VIABILITÀ ACCESSO PIAZZA RELAZIONE DI CALCOLO MURI DI SOSTEGNO		<i>Codice documento</i> PG0085_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

anni	0	5	10	30	50	70	85	100
Ft	1,2046	1,3444	1,4046	1,5000	1,5444	1,5736	1,5905	1,6046

CEDIMENTI:

S [mm]	0,324	0,436	0,456	0,486	0,501	0,510	0,516	0,520
-----------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

LEGENDA:

- B = Larghezza fondale
- L = Lunghezza fondale
- D = Profondità del piano di posa
- Z = Spessore strato compressibile
- γ = Peso di volume dello strato
- q' = Pressione efficace lorda
- Nspt = N. medio di colpi (prove SPT)
- σ'_{vo} = Tensione verticale efficace
- Ic = Indice di compressibilità
- Fs, Fh, Ft = Fattori correttivi
- Zi = Profondità significativa

Dall'analisi si evince quindi che l'entità massima dei cedimenti con le assunzioni fatte è dell'ordine dei 0,1 cm, valore accettabile per le assunzioni fatte.

E' da precisare che tale valore di cedimento è un valore assoluto, che non tiene conto dello sviluppo nel tempo dei cedimenti; per questo tipo di terreni infatti, la parte maggiore dei cedimenti viene scontata in fase di costruzione della spalla, a favore di sicurezza per le analisi svolte in questa fase progettuale.