

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

<i>Unità Funzionale</i>	COLLEGAMENTI CALABRIA	<b>CS0387_F0</b>
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURE STRADALI OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	VIADOTTO POLISTENA	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE GEOTECNICA	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	R	B	D	C	S	C	0	0	V	I	D	1	0	0	0	0	0	1	F0
--------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----

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



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## INDICE

INDICE .....	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI .....	5
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	7
3 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	10
3.1 Conglomerato cementizio .....	10
3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni .....	10
3.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione.....	10
3.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni .....	10
3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni .....	11
3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato, cordoli e baggioli.....	11
3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate.....	11
3.2 Acciaio per cemento armato .....	12
3.3 Acciaio per carpenteria metallica tipo CORTEN .....	12
3.4 Collegamenti bullonati .....	13
3.5 Connettori a piolo .....	13
3.6 Saldature.....	13
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	14
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	14
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	16
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO .....	41
5 ANALISI DELLE FONDAZIONI .....	48
5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE .....	48
5.1.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE.....	52
5.1.2 Combinazioni per gli S.L.U. ....	54
5.1.2.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max) .....	55
5.1.2.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min) .....	60
5.1.3 VERIFICHE GEOTECNICHE .....	64
5.1.3.1 Verifica a scorrimento .....	64
5.1.3.2 Verifica a ribaltamento .....	65
5.1.3.3 Verifica di capacità portante.....	68

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5.1.3.4 Calcolo dei cedimenti indotti..... 69

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del ponte ubicato alla PK. 0+039 denominato "Viadotto Polistena" (altezza max. trave 200 cm e luce in asse 40 m), 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"

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<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”

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 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]. DAVID COLLINGS [2005] - "Steel-concrete composite bridge"
- [B6]. ERASMO VIOLA [1992] - "Scienza delle costruzioni"
- [B7]. INTERNETIONAL CENTRE FOR MECHANICAL SCIENCES [2003] - "Strutture composte: nuove costruzioni – recupero – ponti"
- [B8]. LUIGI SABBATELLA [1998] - "Il cemento armato: la tecnica e la statica"
- [B9]. MARIO PETRANGELI [1996] - "Progettazione e costruzione di ponti"
- [B10]. MARCELLO ARICI, ENZO SIVIERO [2005] - "Nuovi orientamenti per la progettazione di Ponti e Viadotti"
- [B11]. NIGEL R. HEWSON [2006] - "Prestressed concrete bridge: design and construction"
- [B12]. O. BELLUZZI [1996] - "Scienza delle costruzioni"
- [B13]. PAOLO RUGALI [2008] - "Calcolo di strutture in acciaio; guida all'Eurocodice 3"
- [B14]. P. POZZATI, C. CECCOLI [2000] - "Teoria e tecnica delle strutture"
- [B15]. R. WALTHER, B. HOURIET, W. ISLER, P. MOIA, J.F. KLEIN [2008] - "Cable stayed bridges"
- [B16]. WAI-FAH CHEN, LIAN DUAN [2000] - "Bridge engineering, substructure design"

### **RIFERIMENTI PER CALCOLO SISMICO**

- [B17]. ANDRE' PREUMONT, KAZUTO SETO [2008] - "Active control of structures"
- [B18]. AMR S. ELNASHI, LUIGI DI SARNO [2008] - "Fundamental of earthquake engineering"
- [B19]. C. CASAROTTI, R. PINHO, G.M. CALVI [2006] - "Adaptive pushover-based methods for seismic assessment and design of bridge structure"
- [B20]. C.G. LAI, S. FOTI, M. ROTA [2009] - "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti in costruzione"
- [B21]. D. PIETRA, G.M. CALVI, R. PINHO [2008] - "Displacement-based seismic design of isolated bridge"

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [B22]. ERASMO VIOLA [2001] - "Fondamenti di dinamica e vibrazione delle strutture"
- [B23]. IUSS PRESS, rivista quadrimestrale - "Progettazione sismica"
- [B24]. M.J.N. PRIESTLEY, G.M. CALVI, M.J. KOWLASKY [2007] - "Displacement-based seismic design of structures"
- [B25]. P.E. PINTO, P. FRANCHIN, A. LUPOI [2009] - "Valutazione e consolidamento sismico dei ponti esistenti"
- [B26]. P.E. PINTO, R. GIANNINI, P. FRANCHIN [2004] - "seismic reliability analysis of structures"

#### **RIFERIMENTI PER CALCOLO GEOTECNICO**

- [B27]. ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [B28]. BRINCH-HANSEN, J. [1961] - "A General Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.11, Copenhagen.
- [B29]. BRINCH-HANSEN, J. [1970] - "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" - The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- [B30]. 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
- [B31]. 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.
- [B32]. BOWLES J.E. [1991] - "Fondazioni – Progetto e Analisi" - Editore McGraw-Hill
- [B33]. CARLO CESTELLI GUIDI [1987] - "Geotecnica e tecnica delle fondazioni"
- [B34]. 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.
- [B35]. GROUP 7.0 for windows [2000] - Technical & User's manual – Ensoft Inc.
- [B36]. H.G. POULOS, E.H. DAVIS [2002] - "Analisi e progettazione di fondazioni su pali"
- [B37]. JAMIOLKOWSKI M. et al. [1983] - "Scale effects of ultimate pile capacity" - Discussion, JGED, ASCE.
- [B38]. LANCELOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [B39]. MEYERHOF, G.G. [1951] - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" -

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

*Geotechnique*, 2, 301-332.

- [B40]. MEYERHOF, G.G. [1951] - "Some recent research on the bearing capacity of foundations" - *Canadian Geotechnical Journal*, 1, 16-26
- [B41]. 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.
- [B42]. 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
- [B43]. REESE L.C., W.R.COX, F.D. KOOP [1974] - "Analysis of laterally loaded piles in sand" – Paper N° OCT 2080, *Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1975.*
- [B44]. 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.*
- [B45]. 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.*
- [B46]. SKEMPTON, A. W. [1951] - "The bearing capacity of clays" - *Building Research Congress, London, 1, 180-189.*
- [B47]. VESIC, A.S. [1970] - "Tests on instrumented Piles, Ogeechee River Site" - *JSMFD, ASCE, V. 96, N. SM2, Proc. Paper 7170, March.*
- [B48]. VESIC, A.S. [1973] - "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations". - *JSMFD, ASCE, Jan., 45-73.*
- [B49]. 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.*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<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 pali di fondazione

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-S5

##### 3.1.3 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	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck}/\gamma_c = 0,85 * f_{ck}/1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<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						

Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 2,565 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\ 0,05} = 0,7 * f_{ctm}$	= 1,795 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c$	= 1,197 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione	XC2	
Classe di consistenza	S4	

### 3.1.4 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe	C32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	= 18,133 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3,024 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\ 0,05} = 0,7 * f_{ctm}$	= 2,117 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c$	= 1,411 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione	XC4 – XS1– XF2	
Classe di consistenza	S4	

### 3.1.5 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato, cordoli e baggioli

Classe	C32/40	
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 40$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 32$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	= 18,133 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3,024 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk\ 0,05} = 0,7 * f_{ctm}$	= 2,117 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c$	= 1,411 N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione	XF4	
Classe di consistenza	S4	

### 3.1.6 Conglomerato cementizio per lastre tralicciate

Classe	C35/45	
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 45$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 35$	N/mm <sup>2</sup>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 19,833 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,210 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 2,247 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,498 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	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	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

### 3.3 Acciaio per carpenteria metallica tipo CORTEN

In conformità con la norma UNI EN 10025:

- Elementi composti per saldatura:

spessori  $t \leq 40 \text{ mm}$ :

Tipo	S355J2G3
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

spessori  $t > 40 \text{ mm}$ :

Tipo	S355K2G3
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

- Elementi non saldati:

spessori  $t \leq 16 \text{ mm}$ :

Tipo	S355J0
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

spessori  $16 < t \leq 40$  mm:

Tipo	S355J0
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 315 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 470\text{-}630 \text{ N/mm}^2$

### 3.4 Collegamenti bullonati

Giunzioni ad attrito da realizzarsi con bulloneria ad alta resistenza a serraggio controllato secondo UNI 3740 e UNI 20898 parte I e II:

- Viti classe 10.9 (UNI EN ISO 898-1:2001)
- Dadi classe 10 (UNI EN ISO 20898-2:1994)
- Rosette acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI EN ISO 10083-2:2006)

Le giunzioni bullonate ad attrito dovranno prevedere un coefficiente di attrito pari a 0,3 e coppie di serraggio secondo D.M. 14.01.2008.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite verso l'alto ed il dado verso il basso ed avranno una rosetta sotto la vite ed una sotto il dado.

Fori per bulloni secondo D.M. 14/01/2008.

### 3.5 Connettori a piolo

In conformità con la norma UNI EN ISO 13918:

Acciaio tipo	ST 37-3K (S235J2G3+C450)
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 350 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Allungamento	$A \geq 15\%$
Strizione	$Z \geq 50\%$

### 3.6 Saldature

In conformità con il D.M. 14/01/2008.

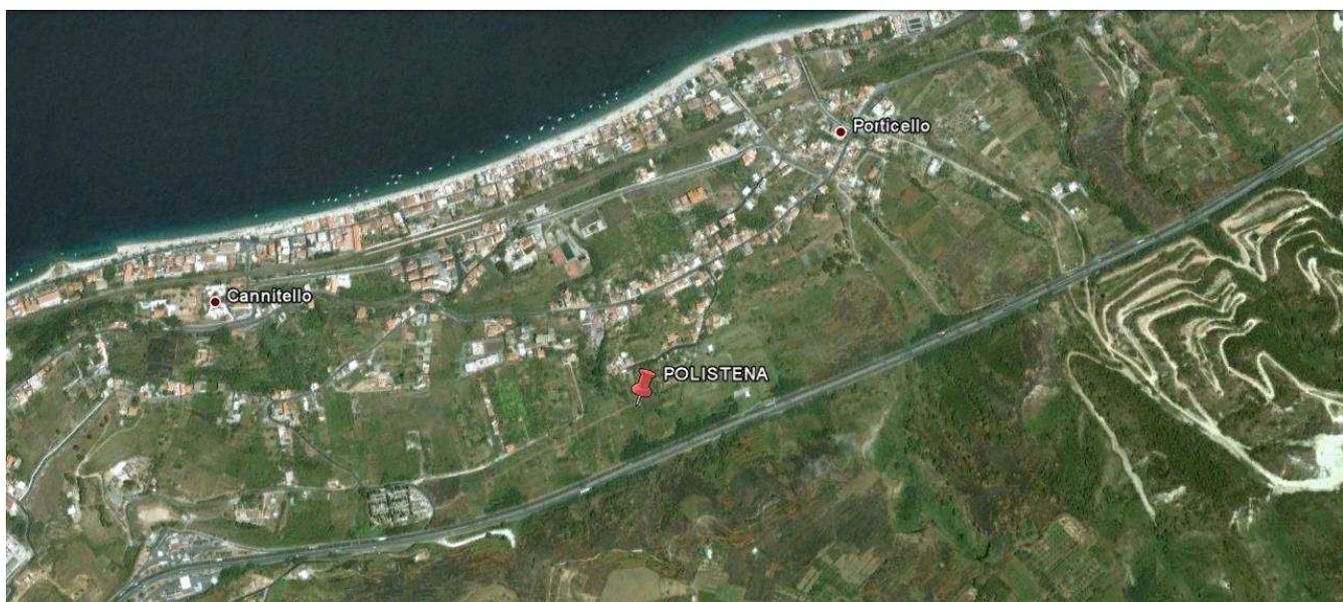
Dove non diversamente specificato si prevedono saldature a cordone d'angolo di lato pari a 0.7 per lo spessore minimo da collegare se su entrambi i lati, e di lato pari allo spessore minimo da collegare se su un solo lato. Tutti i cordoni devono essere sigillati sul contorno. Per i giunti a piena penetrazione le lamiere dovranno essere preventivamente preparate con opportuno cianfrino.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<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 38,230859 e Longitudine di 15,658247.



F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera si sviluppa con andamento curvilineo con raggio costante pari a  $R=92$  m, su un'unica via di corsa di larghezza massima  $B = 19,50$  m (dei quali 11,20 carrabili nel punto di larghezza massima) e si presenta retto rispetto alla direzione di percorrenza della viabilità; l'angolo tra l'asse longitudinale del ponte e l'asse appoggi è pari a  $90^\circ$ . Da un punto di vista statico, la struttura è a 1 campata con luce di calcolo pari a 40 m:

<b>Campata</b>	<b>Lunghezza [m]</b>
Spalla A – Spalla B	40,00

L'impalcato è a graticcio, realizzato mediante 4 travate metalliche doppio T con soletta in c.a. collaborante (prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta o

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

similari, autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta) e traversi metallici reticolari. Le travi in acciaio hanno altezza costante lungo il loro sviluppo longitudinale e un interasse 4,50 m. La larghezza delle piattabande superiori ed inferiori e lo spessore dei singoli elementi è costante lungo lo sviluppo della trave (vedi elaborati grafici):

	<b>TIPO 1</b>
H trave (mm)	2000
Piattabanda sup. (mm)	800x40
Anima (mm)	28
Piattabanda inf. (mm)	1000x45

Le travi in acciaio vengono prefabbricate in officina per conci di lunghezza massima 8,00 m, conci risultano trasportabili agevolmente senza oneri specifici.

La spalla è in c.a. di tipo tradizionale con muro frontale, paraghiaia e muri andatori, con fondazione di tipo diretto. La sezione trasversale della spalla è costituita dal muro frontale di spessore costante pari a 2,30 m, posto davanti al muro paraghiaia di spessore di 50 cm che si eleva fino a quota pavimentazione; i muri andatori hanno spessore costante pari a 150 cm.

Per limitare le deformazioni del paramento verticale viene realizzato un taglione in c.a. gettato in opera dello spessore di 100 cm, posto a tergo della spalla in posizione baricentrica.

Le spalle sono rette rispetto all'asse longitudinale del ponte, parallele alla direzione di scorrimento del corso d'acqua interferito.

Il sistema di vincolamento è realizzato mediante appoggi tipo VASOFLON, creando uno schema statico isostatico mediante un carrello e una cerniera. Saranno quindi predisposti:

- su spalla A = 2 appoggio unidirezionale trasversali + 1 appoggio fisso
- su spalla B = 2 appoggi multidirezionali +1 appoggio unidirezionale longitudinale

I dispositivi saranno progettati affinché resistano all'azione di progetto allo stato limite ultimo e risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche;
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo;
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Gli elementi di sostegno ai quali vengono trasmesse le azioni longitudinali e le azioni trasversali sono progettati affinché si mantengano in campo elastico anche sotto l'azione sismica allo stato limite ultimo.

Sono presenti inoltre ritegni sismici di emergenza in direzione trasversale (realizzati in cemento armato), i quali non possono però essere considerati come dispositivi di ritenuta adatti a fenomeni ciclici perché durante un evento sismico sono elementi soggetti a fenomeni di martellamento.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Le fondazioni si attestano a una profondità media da p.c. di circa 3,00 m.

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia dove i primi 4-5 m da intradosso fondazione sono caratterizzati da "depositi marini terrazzati", mentre il successivo strato uniforme è caratterizzato dai "plutoniti di tipo B".

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

### DEPOSITI MARINI TERRAZZATI

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18-20
$c'_{\text{picco}}$ (kPa)	0
$\phi'_{\text{picco}}$ (°)	38° ÷ 40° (p'ff=0-272KPa) / 36° ÷ 38° (p'ff=272-350KPa)
$C_{\text{residuo}}$ (kPa)	0
$\phi_{\text{residuo}}$ (°)	33° ÷ 35°
$k_o$ (-)	0.4-0.5
$V_s$ (m/sec)	200+14·(z)
$G'_o$ (MPa)	$G_o = 2060 \cdot p_a \cdot \left( \frac{p'_o}{p_a} \right)^{0.6}$
$E'$ (MPa) *	$E = (19 \div 30) \cdot (z)^{0.7}$
$\nu'$ (-)	0.2

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

<b>K(m/s)</b>	$10^{-5} - 10^{-6}$
---------------	---------------------

**PLUTONITI DI TIPO B**

<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	21÷23
<b>c' piccolo (kPa)</b>	vedi sotto
<b><math>\phi'</math> piccolo (°)</b>	vedi sotto
<b>C<sub>residuo</sub>' (kPa)</b>	vedi sotto
<b><math>\Phi_{residuo}'</math> (°)</b>	vedi sotto
<b>k<sub>o</sub> (-)</b>	-
<b>V<sub>s</sub> (m/sec)</b>	Vs=400+13z (m/s)
<b>G'<sub>o</sub> (MPa)</b>	-
<b>E' (MPa) *</b>	E'=250 ÷ 500 Mpa in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10m di profondità  E'=500 ÷ 700 Mpa in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10-35m di profondità  E'=1000 ÷ 1500 Mpa per profondità maggiori
<b>v' (-)</b>	0.2
<b>K(m/s)</b>	$10^{-7} \div 10^{-8}$

**Sulla base delle prove SPT** si è ottenuto un valore medio di angolo di attrito di 38°, ai parametri di resistenza operativi al taglio in termini di sforzi efficaci si sono assegnati i seguenti valori operativi:

**Resistenze di picco / operative (p'ff=0 - 272KPa)**

c' = 0 kPa = coesione apparente

$\phi'$  = 36÷38°=angolo di resistenza al taglio

Tali valori sono compatibili con uno stato di sforzo che preveda una pressione normale alla superficie di rottura compresa nel range tra 0 e 272KPa.

In problemi caratterizzati da un aumento delle tensioni normali si possono definire i seguenti parametri:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### Resistenze di picco / operative ( $p'_{ff}=272 - 350\text{KPa}$ )

$c_p' = 0 \text{ kPa}$  = coesione apparente

$\varphi_p' = 36^\circ$  = angolo di resistenza al taglio.

Tali valori sono compatibili con uno stato di sforzo che preveda una pressione normale alla superficie di rottura compresa nel range tra  $272\text{KPa} \div 350\text{KPa}$ .

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

NSPT = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

$\varphi'$  = angolo di attrito operativo;

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\varphi_r'$  = angolo di attrito residuo;

$c_r'$  = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

$\sigma_{vo}'$  = pressione verticale efficace geostatica;

$\sigma_{vmax}'$  = 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.

$\nu'$  (-) = coefficiente di Poisson

$p_a$  = pressione atmosferica di riferimento, espressa in MPa

$p'_0$  = pressione efficace alla profondità  $z$ , espressa in MPa

Con riferimento al sondaggio C428, la falda è individuata a circa -14 m da p.c., pertanto nel

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

proseguo della relazione si considererà assente la falda in quanto ininfluyente nei dimensionamenti.

Per un maggior dettaglio della caratterizzazione geotecnica dei suoli si rimanda alla relazione generale CG0800PRBDCSBC8G000000001.

Per un maggior dettaglio della stratigrafia di profilo si rimanda agli elaborati:

Profilo geologico-geotecnico	1:2000	CG0800	P	F6	D	C	SB	C6	ST	00	00	00	09
Profilo idrogeologico	1:2000	CG0800	P	F6	D	C	SB	C6	ST	00	00	00	10

Nel seguito si porta un estratto di dettaglio per la zona in esame.

### **Descrizione delle litologie prevalenti**

Le litologie prevalenti sono costituite dalle formazioni dei Depositi terrazzati marini, plutoniti.

Depositi terrazzati marini: sono rappresentati da depositi marini sabbiosi e sabbioso ghiaiosi fortemente pedogenizzati in prossimità della superficie. I depositi dei terrazzi marini rappresentano terre da sciolte a debolmente coesive con cementazione da debole ad assente.

L'età attribuibile ai terrazzi cartografati nell'area di intervento copre l'intervallo Pleistocene medio-superiore.

Le plutoniti costituite da rocce cristalline granitoidi nel settore centro-meridionale sono, costituite da leucogranodioriti a due miche e graniti-monzograniti.

All'interno dei graniti è stato localmente riscontrato un sensibile grado di alterazione idrotermale che conferisce alla roccia un aspetto brecciato, a luoghi con colorazione biancastra e farinosa al tatto. Le evidenze di affioramento e di sondaggio consentono di ritenere determinante, ai fini della caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso, la presenza di una fratturazione, a luoghi molto intensa legata alla coesistenza di più sistemi di discontinuità che, tuttavia, non conferiscono all'ammasso una spiccata anisotropia.

Localmente non ci sono indagini che indagano nei primi 30m di profondità per la caratterizzazione sismica del suolo. Le prove sismiche nel sondaggio C430 fornisce una Vs30 di cat. B.

### **Indagini previste**

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti (C428), si è scelto di tenere conto anche di altri sondaggi e prove disponibili.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Le prove localmente utilizzate nella caratterizzazione sono:

Depositi terrazzati marini:

Si considerano i sondaggi della tratta relativa alla Rampa F.

- prove SPT (C428, C429, C430, C432, C434)
- 1 prova sismica (C430)
- 3 prove Le Franc (CN451, C425, C430)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed elle caratteristiche di resistenza (TD, sondaggio C410, CN451)

Plutoniti

Si considerano i sondaggi della caratterizzazione generale.

- 15 rilievi geostrutturali
- 3 prove sismiche (SG11, SG11bis, CN451)
- 12 prove pressiometriche e dilatometriche
- 16 prove Le Franc
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed elle caratteristiche di resistenza

**Caratterizzazione geotecnica**

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G000000001. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

**Depositi terrazzati marini**

Per le caratteristiche fisiche l'andamento del fuso evidenzia che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali a grana grossa (ghiaie 30%), sia di materiali intermedi (sabbie 50%). Il contenuto di fino è mediamente del 17%.

Con riferimento al fuso medio si ha:

- Il valore di  $D_{50}$  è pari a 0.5mm
- Il valore di  $D_{60}$  è pari a 1.0 mm
- Il valore di  $D_{10}$  è pari a 0.008 mm

Il peso di volume dei grani  $\gamma_s$  è risultato pari a circa 26.5 kN/m<sup>3</sup>.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<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						

Da letteratura si hanno a disposizione i valori di  $\gamma_{dmax}$  e  $\gamma_{dmin}$  pari rispettivamente a 18.8 e 15.7 kN/m<sup>3</sup>

Per lo stato iniziale si ha:

- **Dr:** i valori di  $N_{spt}$  sono stati corretti con il fattore correttivo  $C_{sg}=0.85$  corrispondente al  $d_{50}=0.5mm$ .
- **$e_o$ :** a partire dal  $d_{50}$  stimato si ottiene di  $e_{max}-e_{min}$  pari a 0.35. Stimando per  $e_{max}$  un valore pari a 0.7 a partire dai valori di  $Dr$  è stato possibile determinare i valori di  $e_o$  in sito.
- **$\gamma_d$ :** in base ai valori di  $e_o$  da  $\gamma_s$  si può stimare  $\gamma$ , riportato nel grafico.
- **$K_0$ :** si considera la relazione di Jaky.

Dr(%) Prevalente sabbiosa	Dr(%) Sabbie e ghiaie	$\gamma_d(KN/m^3)$	$K_0$
<b>50-80</b>	-	<b>18-20</b>	<b>0.35-0.4</b>

Per quanto riguarda le caratteristiche di resistenza sulla base delle prove SPT si è ottenuto un valore medio di angolo di attrito di circa 40°.

z(m)	$\phi'_p$ (pff=0-272KPa) (°)	$\phi'_p$ (pff=-272-350KPa) (°)	$\phi'_{cv}$ (°)
0-10	<b>38-41</b>	<b>35-38</b>	<b>33-35</b>

Ai parametri di resistenza operativi al taglio in termini di sforzi efficaci si sono assegnati i seguenti valori operativi:

$c' = 0$  kPa = coesione apparente

$\phi' = 38^\circ \div 40^\circ$  =angolo di resistenza al taglio

Per i valori di stato critico, in assenza di prove specifiche, in base ai dati di letteratura si possono definire i seguenti valori operativi

$c'_r = 0$  kPa = coesione apparente

$\phi'_r = 33^\circ \div 35^\circ$  =angolo di resistenza al taglio

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

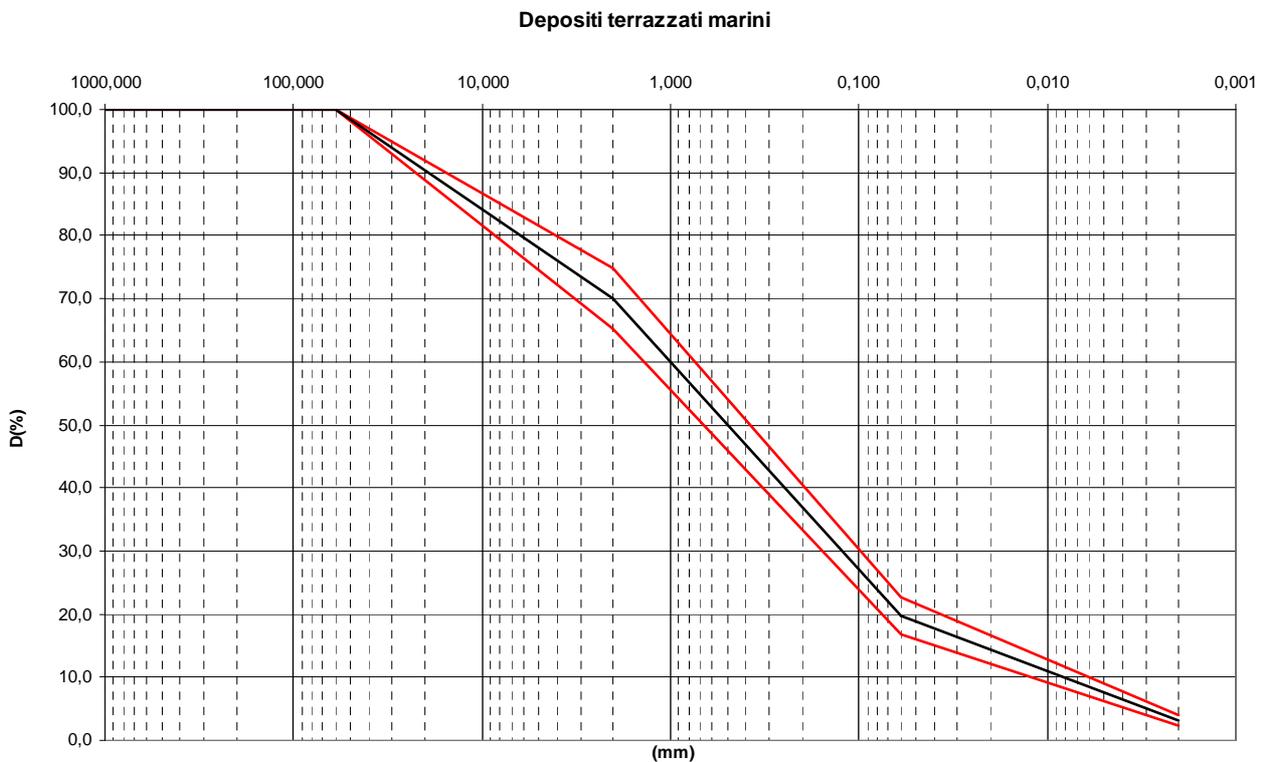
Dalle prove di laboratorio su campioni rimaneggiati si ottiene per l'angolo di attrito un valore di 30°-35°.

Per le caratteristiche di deformabilità in base alle SPT e alle sismiche si può assumere:

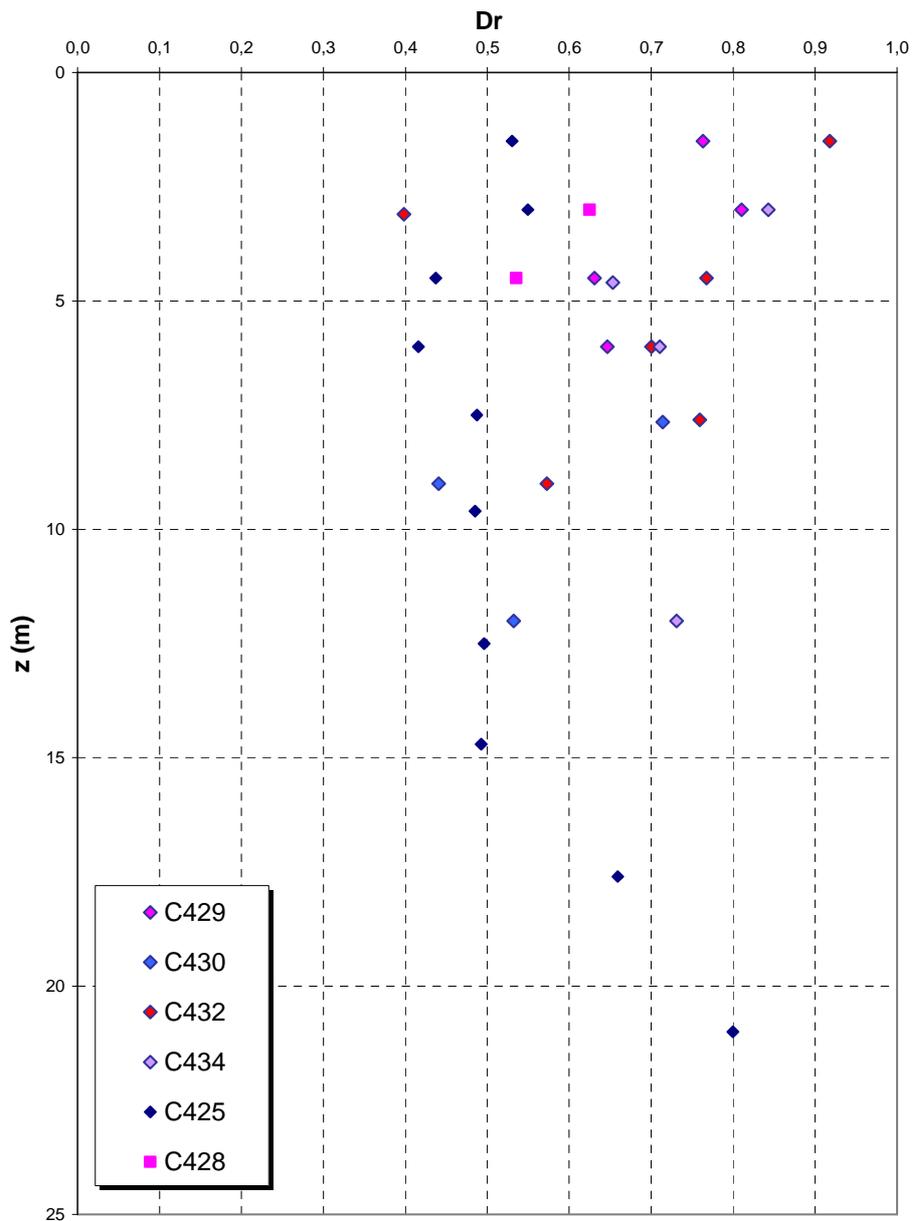
z(m)	G0(MPa)	E0(MPa)	E'(MPa)
<b>0-10</b>	<b>37 z<sup>0.7</sup></b>	<b>90 z<sup>0.7</sup></b>	<b>(17-30) z<sup>0.7</sup></b>

con i valori di E pari rispettivamente a circa 1/10 ÷ 1/5 (medie e grandi deformazioni) ed 1/3 di quelli iniziali (piccole deformazioni).

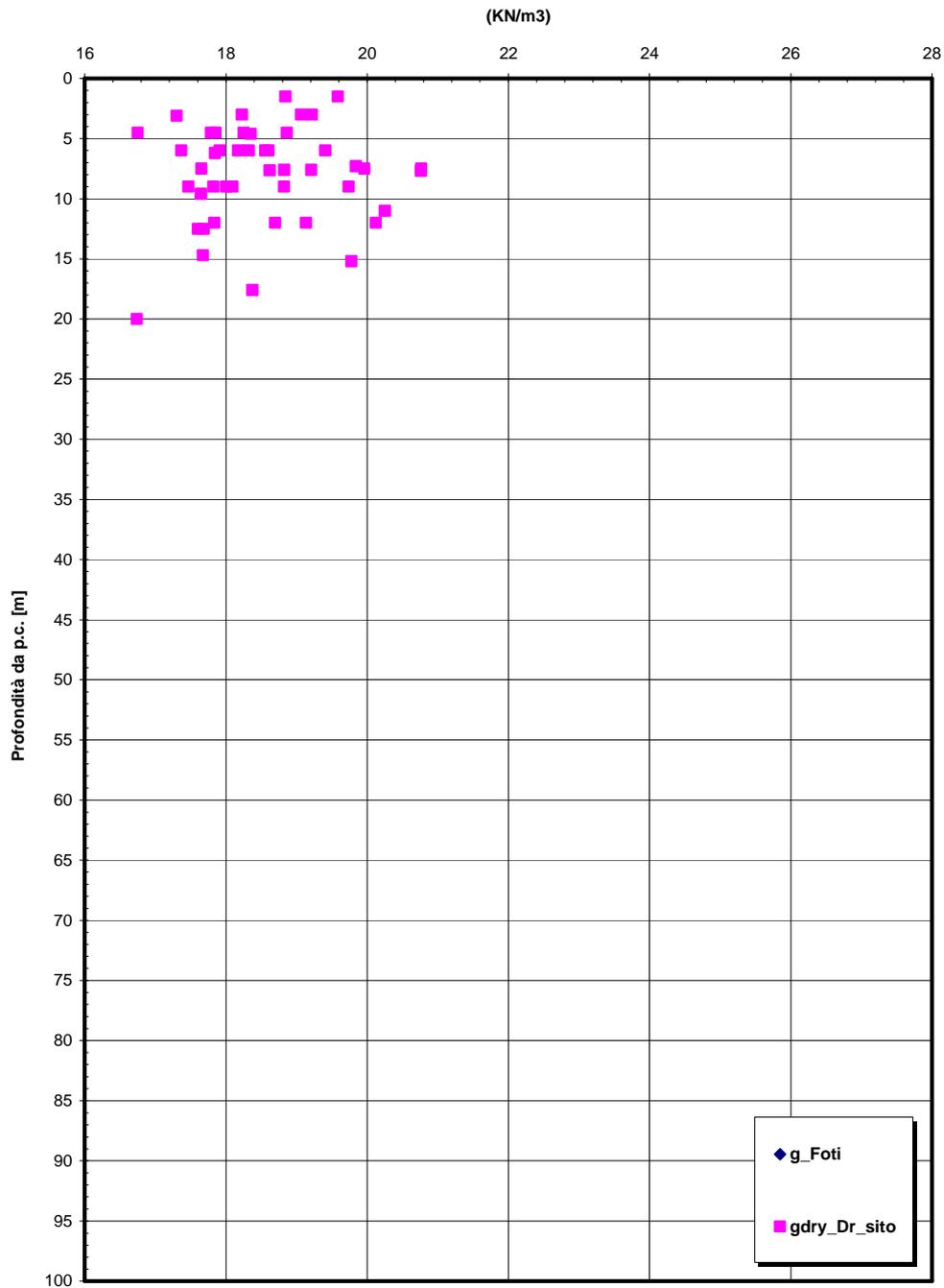
La prova pressiometrica (SN8) ha fornito un valore (primo carico) di E' di 120MPa a circa 18m di profondità.



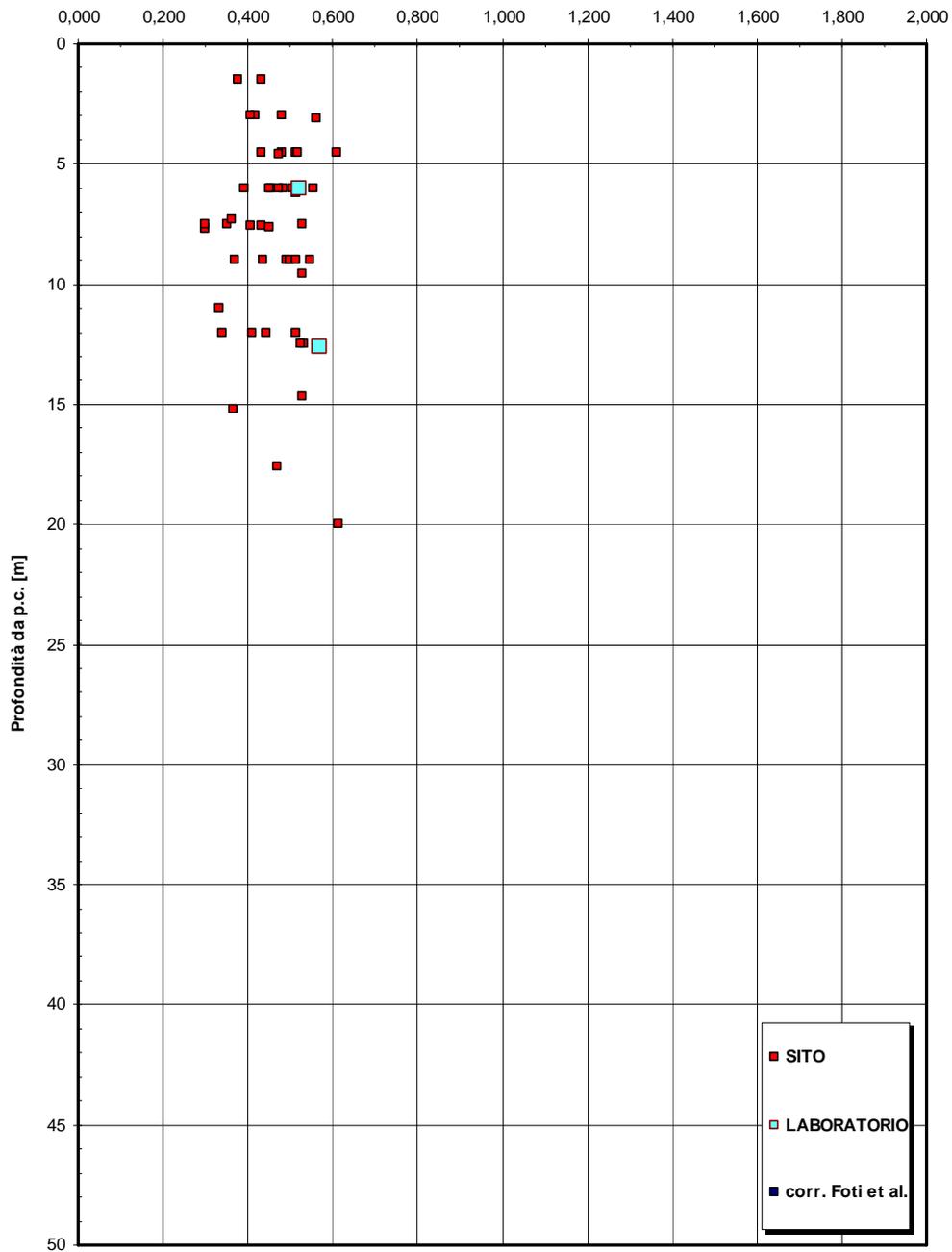
**Dr Skempton (1986)  
Componente sabbiosa prevalente  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI  
- Rampa F -**



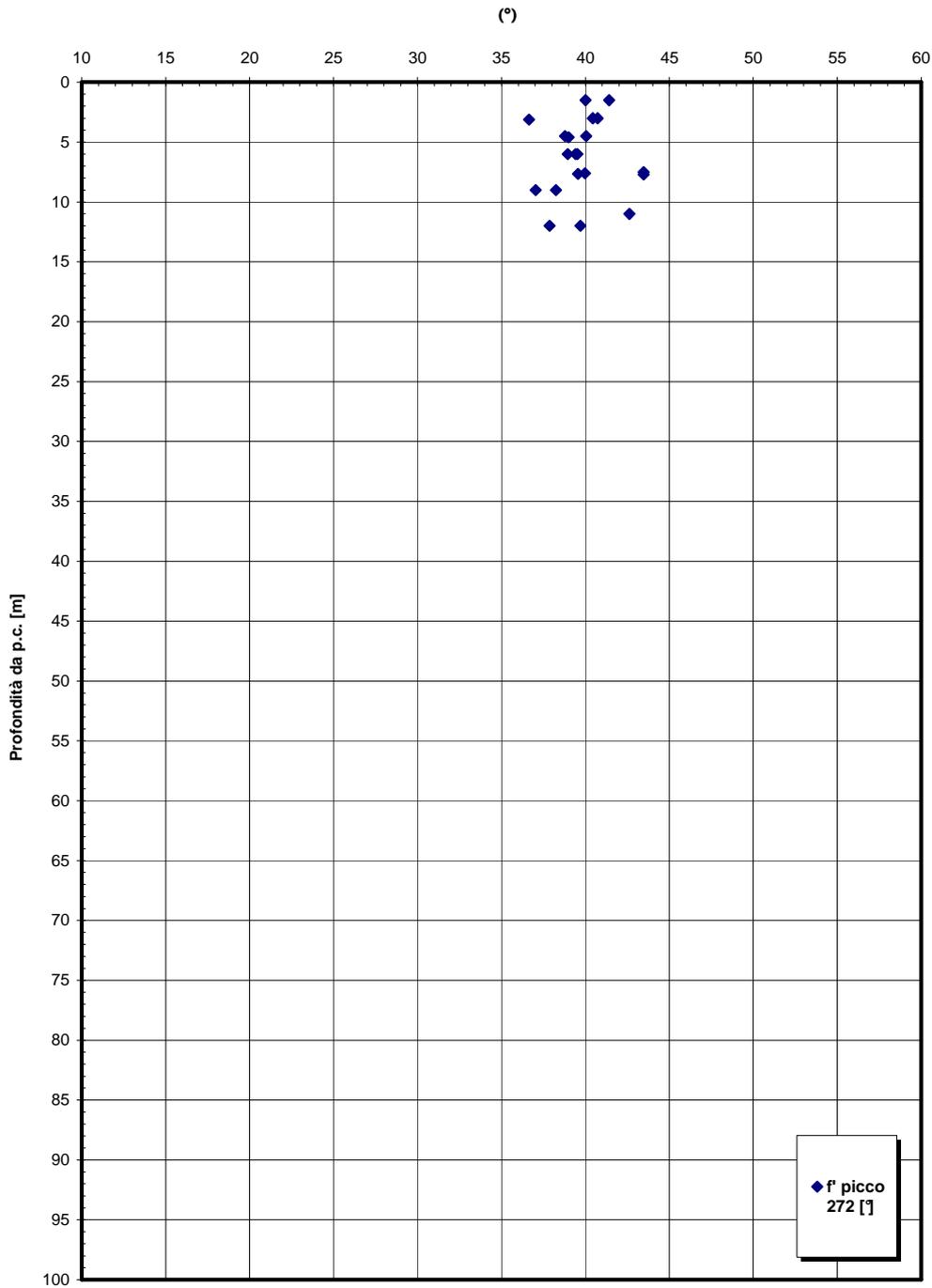
**$\gamma$  - Ramo F**

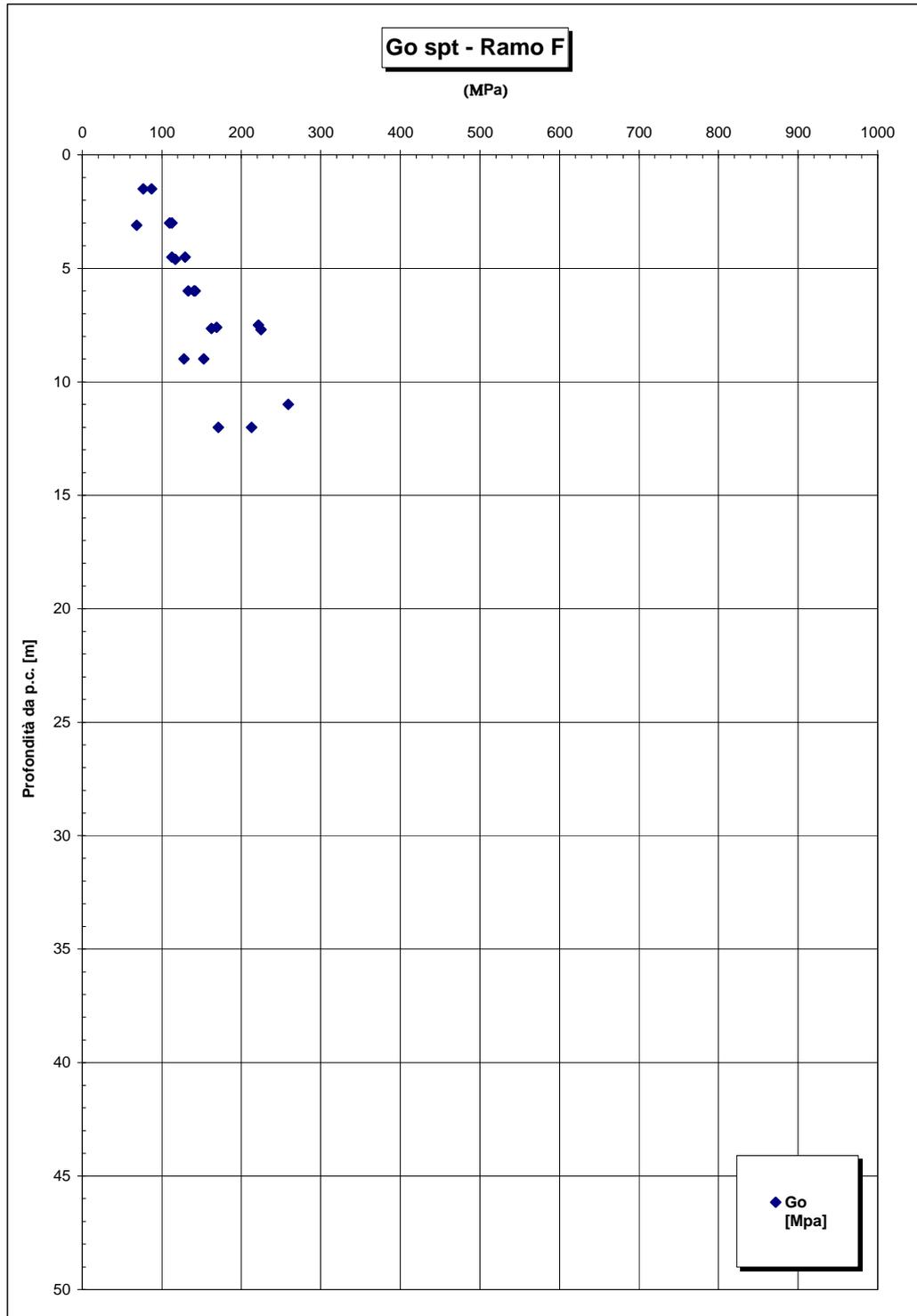


**eo – Ramo F**

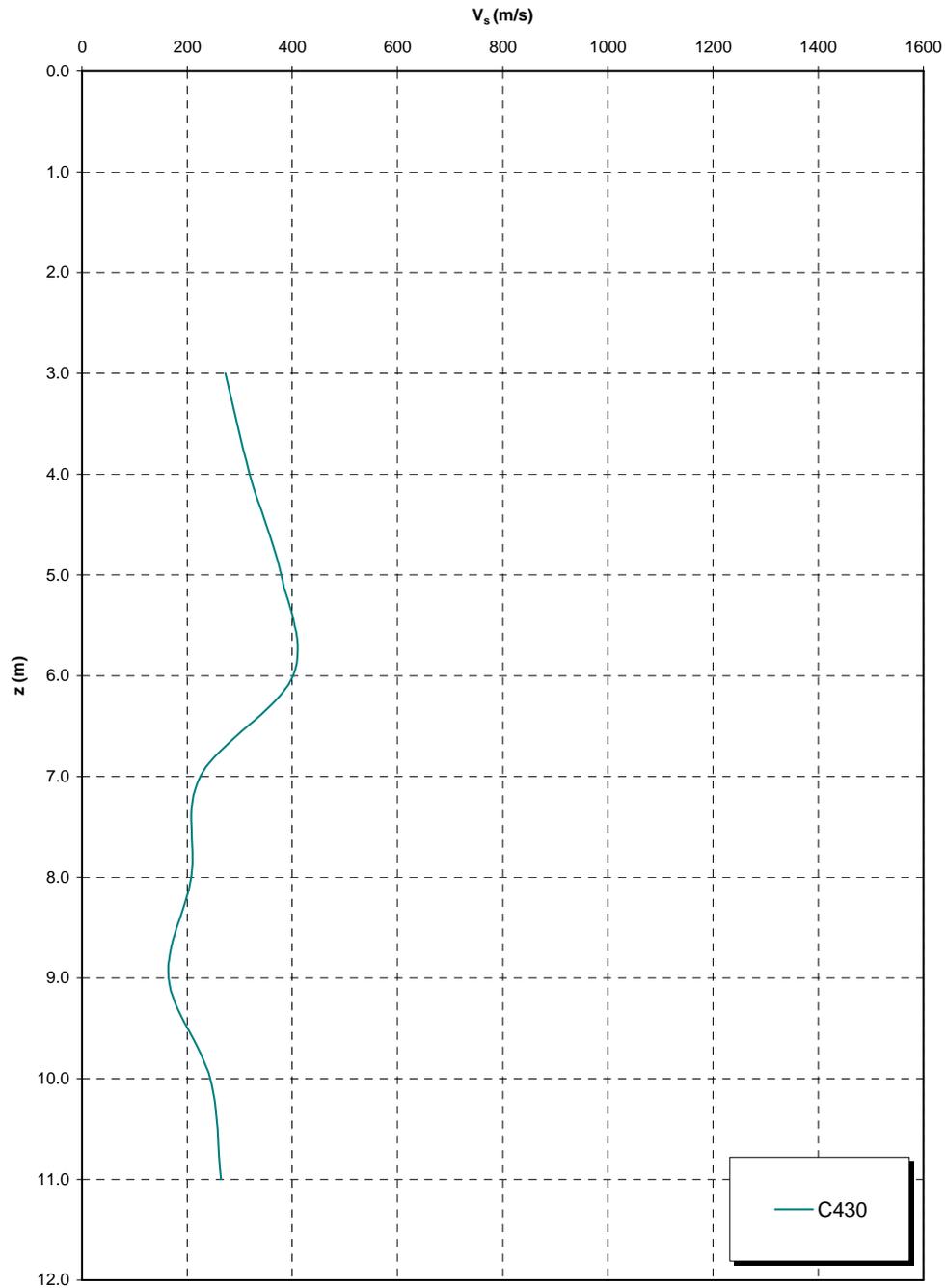


**$\phi'$  picco - Ramo F**

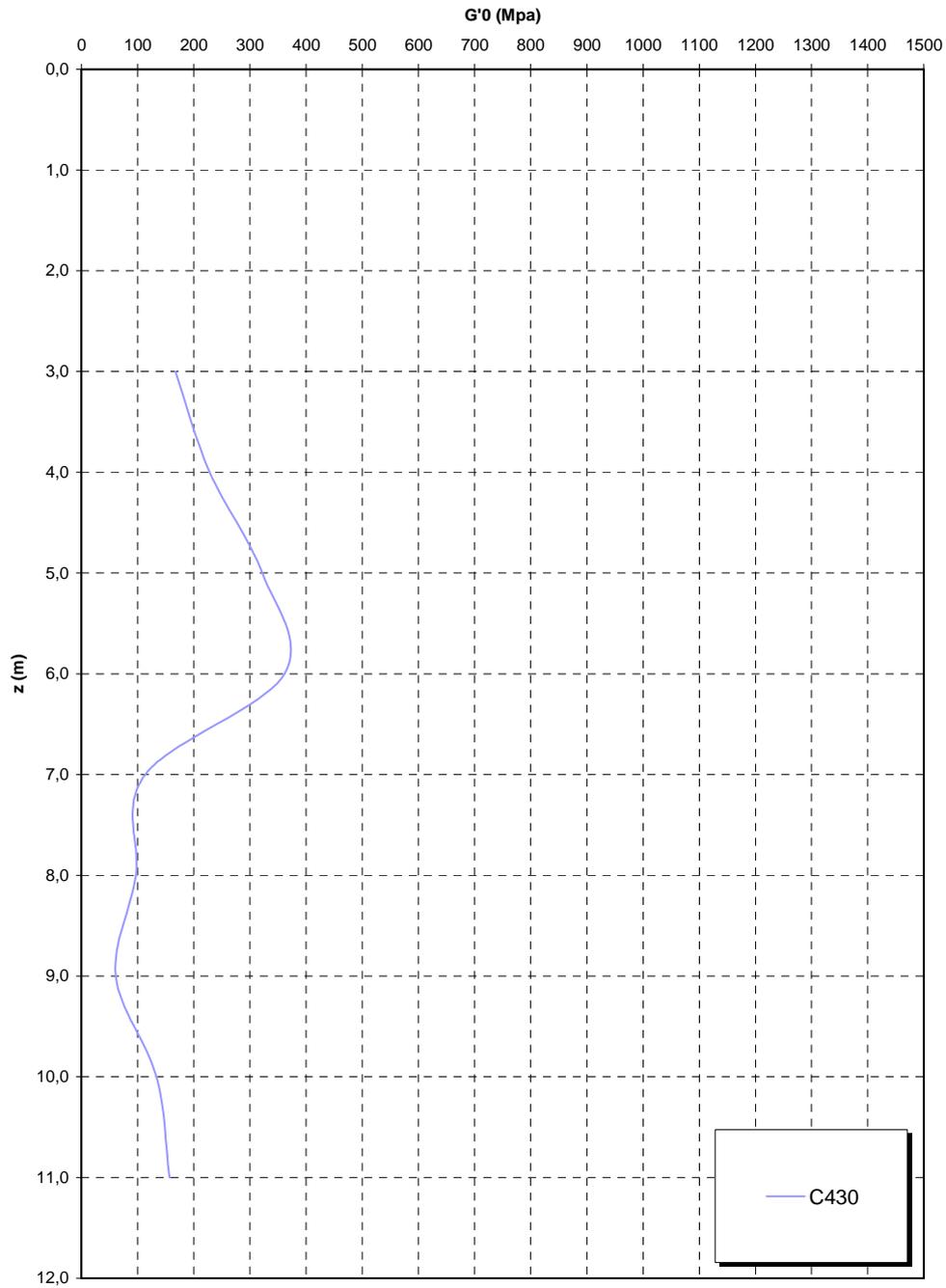




**Prove sismiche  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI  
- Rampa F -**



**Prove sismiche  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI  
- Rampa F-**



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## Plutoniti

Per le caratteristiche fisiche dalle prove di laboratorio emerge un peso di volume  $\gamma$  di volume totale pari a  $21 \text{ KN/m}^3$ .

Considerando il probabile disturbo dei campioni si assume un range pari a  $21\text{-}23 \text{ KN/m}^3$

Per i parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci il modello utilizzato per la determinazione dei parametri è un continuo equivalente.

L'interpretazione delle caratteristiche dell'ammasso parte dalla stima del parametro  $\text{RMR}_{89}$  che è stato valutato sulla base di 15 rilievi geostrutturali effettuati sugli affioramenti.

Il parametro GSI è quindi mediamente pari a 35-40.

Gli involuppi di rottura dell'ammasso roccioso sono stati determinati tenendo conto:

- del valore GSI di cui in precedenza;
- dei valori della resistenza alla compressione semplice  $\sigma_c$  determinata in laboratorio (30MPa) e del parametro  $m_i$  della roccia intatta pari a 33.

I risultati che si otterrebbero, per  $\text{GSI} = 40$  sono riportati nella tabella, sia per le condizioni di resistenza di picco ("undisturbed rock mass") che per le condizioni di resistenza residua ("disturbed rock mass") per tensioni normali corrispondenti a profondità massime di circa 20m.

copertura (m)	$\sigma_n$ (Mpa)	Picco		Residuo	
		$c'$ (MPa)	$\varphi'$ (°)	$c'$ (MPa)	$\varphi'$ (°)
10.00	0.22	0.14	59	0.10	46
20.00	0.44	0.23	53	0.16	40
30.00	0.66	0.32	50	0.22	36
40.00	0.88	0.39	47	0.27	33
50.00	1.10	0.47	45	0.33	31
60.00	1.32	0.54	44	0.37	29
70.00	1.54	0.60	42	0.42	28
80.00	1.76	0.67	41	0.46	26
90.00	1.98	0.73	40	0.51	25
100.00	2.20	0.79	39	0.55	24

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In contesti non caratterizzati da rotture pregresse o in atto e per analisi convenzionali in cui non venga simulato il decadimento della resistenza si potranno considerare come valori operativi quelli rappresentati dai valori medi tra quelli “undisturbed” e “disturbed” oppure cautelativamente prossimi a quelli “disturbed”.

In contesti caratterizzati da rotture pregresse o in atto e per analisi convenzionali potranno considerarsi come valori operativi quelli rappresentati dai valori “disturbed”.

Per le zone tettonizzate o alterate si assume GSI=20 (classe IV-V RMR) e quindi si ottiene:

copertura (m)	$\sigma_n$ (Mpa)	Picco		Residuo	
		c' (MPa)	$\phi'$ (°)	c' (MPa)	$\phi'$ (°)
10.00	0.22	0.11	53	0.07	36
20.00	0.44	0.19	47	0.12	29
30.00	0.66	0.27	44	0.17	26
40.00	0.88	0.33	41	0.21	23
50.00	1.10	0.39	39	0.25	21
60.00	1.32	0.45	37	0.28	20
70.00	1.54	0.51	36	0.32	19
80.00	1.76	0.56	34	0.35	18
90.00	1.98	0.62	33	0.38	17
100.00	2.20	0.67	32	0.41	16

Su campioni rimaneggiati e prelevati nei sondaggi SG11, SG11bis, SG13 e SG13bis nei primi 30m, e quindi nella parte più alterata dell’ammasso, sono state effettuate prove di taglio diretto che forniscono per i parametri di resistenza  $c=0-20\text{KPa}$  e  $\phi'=32-40^\circ$ .

Per le caratteristiche di deformabilità considerando la relazione di [Serafim & Pereira, 1983](#) si ottiene:

$E'=500 \div 700$  Mpa rispettivamente per  $D=1$  e  $D=0.5$  in ammassi di classe IV-V RMR (faglie)

$E'=1000 \div 1500$  Mpa rispettivamente per  $D=1$  e  $D=0.5$  in ammassi di classe III-IV RMR

In base alle prove sismiche in foro (SG11, SG11bis, CN451) si ottiene un range di valori, tra 5m e

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

40m di profondità di  $E_0$  molto variabile mediamente pari a 1000 fino a 10m e a 2000 MPa tra 10m e 35m di profondità.

Dopo tale profondità la sismica  $C_n451$  fornisce valori crescenti con  $E_0 > 4000$  MPa.

Il modulo statico  $E'$  risulta pari a  $E' = 500 \div 700$  Mpa pari rispettivamente a circa  $1/5 \div 1/3$  di quello iniziale.

Le prove pressiometriche forniscono un range di valori, tra 15m e 35m di profondità di  $E'$  pari a 150-250MPa, mentre le prove dilatometriche un valore che si aggira intorno a 250-500MPa ( $1/5 - 1/10 E_0$ ).

Si ritiene quindi ragionevole assumere tale range di valori operativi:

$E' = 250 \div 500$  Mpa in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10m di profondità

$E' = 500 \div 700$  Mpa in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10-35m di profondità

$E' = 1000 \div 1500$  Mpa per profondità maggiori

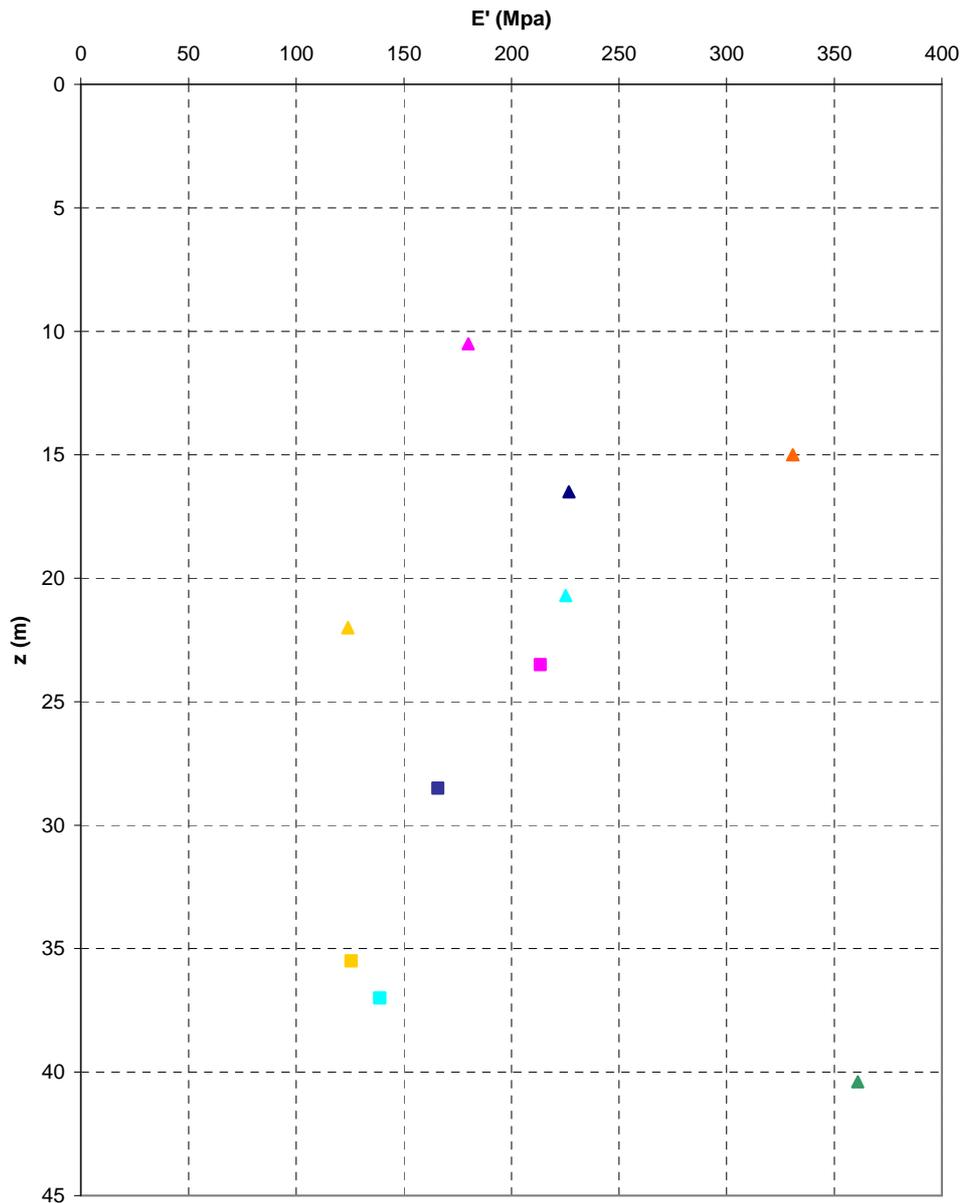
#### Riepilogo caratteristiche fisiche plutoniti

SONDAGGIO	N° PROVINO	OPERA	z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )
SG11	C1/riman	Rampa C 1+200-3+300	10.00	20.23	18.83
SG11	C2/ind	Rampa C 1+200-3+300	23.00	21.82	20.83
SG11	C3/ind	Rampa C 1+200-3+300	27.00	20.20	20.63
Cn451	CR1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa V / Ramo C_dec	31.60		26.67
Cn451	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa V / Ramo C_dec	34.60		26.87
Cn451	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa V / Ramo C_dec	37.35		26.74
C421quater	SL01	ferrovia	83.90		27.13
C421quater	CR1	ferrovia	60.50		27.26
C421quater	CR2	ferrovia	68.20		27.11
C421quater	CR3	ferrovia	85.00		27.02
C421quater	CR4	ferrovia	93.30		26.83
C433	SL01	Rampa C 1+200-3+300 / Ramo A_acc / Rampa F	35.60		26.70
C433	SL01	Rampa C 1+200-3+300 / Ramo A_acc / Rampa F	37.40		26.68

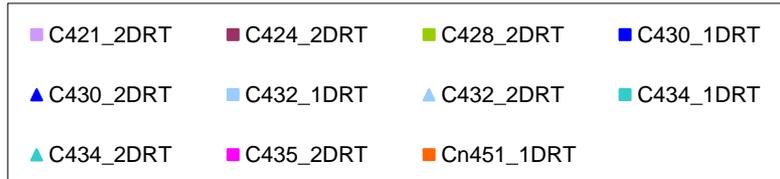
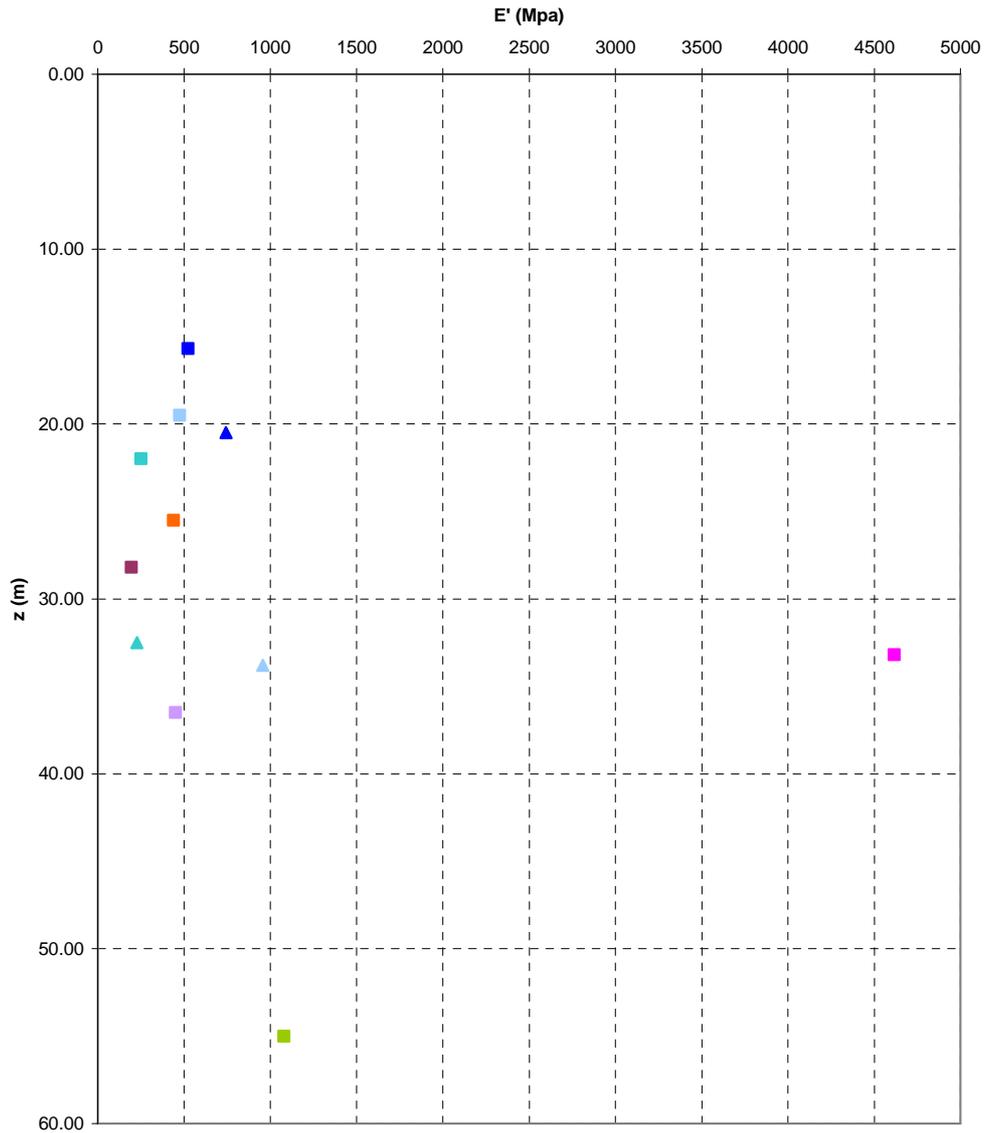
SONDAGGIO	N° PROVINO	z (m)	Opera	PROVA	c' [kPa]	$\phi'$ [°]
SG11	C1/riman	10.0	Rampa C 1+200-3+300	TD	16.3	41
SG11	C2/ind	23.0	Rampa C 1+200-3+300	TD	11.6	33
SG11	C3/ind	27.0	Rampa C 1+200-3+300	TD	18.3	34
SG11bis	C1	4.1	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	21	34
SG11bis	C2	8.4	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	9	36
SG11bis	C3	11.5	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	8	36
SG11bis	C4	16.2	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	15	32
SG11bis	C5	22.9	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	0	35
SG11bis	C6	26.2	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	TD	11	39
SG13bis	C1	6.7	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	1	36
SG13bis	C2	13.2	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	5	39
SG13bis	C3	19.6	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	0	40
SG13bis	C4	40.7	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	32	45
SG13bis	C6	54.7	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	TD	19	42

SONDAGGIO	N° PROVINO	OPERA	z (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
SG11bis	C1	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	4.1	19.91	18.0	25.80
SG11bis	C2	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	8.4	18.85	15.2	25.90
SG11bis	C3	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	11.45	18.55	17.0	26.10
SG11bis	C4	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	16.15	20.01	17.3	26.10
SG11bis	C5	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	22.8	19.52	17.9	25.40
SG11bis	C6	Rampa A 2+100-2+370 / Rampa C 1+200-3+300 / Rampa G	26.15	20.01	17.6	26.70
SG13bis	C1	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	6.65	19.81	17.1	26.70
SG13bis	C2	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	13.15	19.02	16.8	25.30
SG13bis	C3	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	19.60	18.8	17.3	26.30
SG13bis	C4	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	40.65	20.40	18.7	25.50
SG13bis	C6	Galleria Rampa C / Galleria Rampa D / ferrovia	54.65	20.97	17.9	25.80
Cn451	CR1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	31.60			26.67
Cn451	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	34.60			26.87
Cn451	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	37.35			26.74
C421	CR3	Galleria Rampa A	31.8			26.50
C421	CR4	Galleria Rampa A	35.2			27.18
C421	CR5	Galleria Rampa A	38.80			27.21
C425	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F / Rampa G	19.2			26.84
C425	SPT10	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F / Rampa G	21			26.39
C425	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F / Rampa G	22.5			26.84
C425	SPT11	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F / Rampa G	24			26.58
C429	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	23.8			27.19
C429	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	28.9			26.92
C432	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	25.8			26.41
C432	SL01	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa V	18.8			27.21
C435	CR1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	20.5			26.86
C435	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	25.7			26.83
C435	CR3	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	32.3			26.77
C435	CR4	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	39.9			26.39
C427	CR03	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	23.4			26.79
C427	CR04	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	31.3			26.61
C427	CR05	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	38.5			26.13
C421	SL01	Galleria Rampa A	13.6			26.78
C421	SL02	Galleria Rampa A	22.9			27.06
C427	SL01	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	31.8			27.05
C428	CI1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	14.08			26.76
C428	CR1	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	17.42			26.45
C428	SPT7	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	21			27.13
C428	CR2	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	21.74			27.20
C428	CR03	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	24.4			27.75
C428	CR4	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	33.9			26.92
C428	CR6	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa U / Rampa V / Rampa F	38.55			26.66
C434	SPT8	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	15			26.37
C434	SPT9	Rampa C 1+200-3+300 / Rampa F / Rampa A_acc	18			26.54

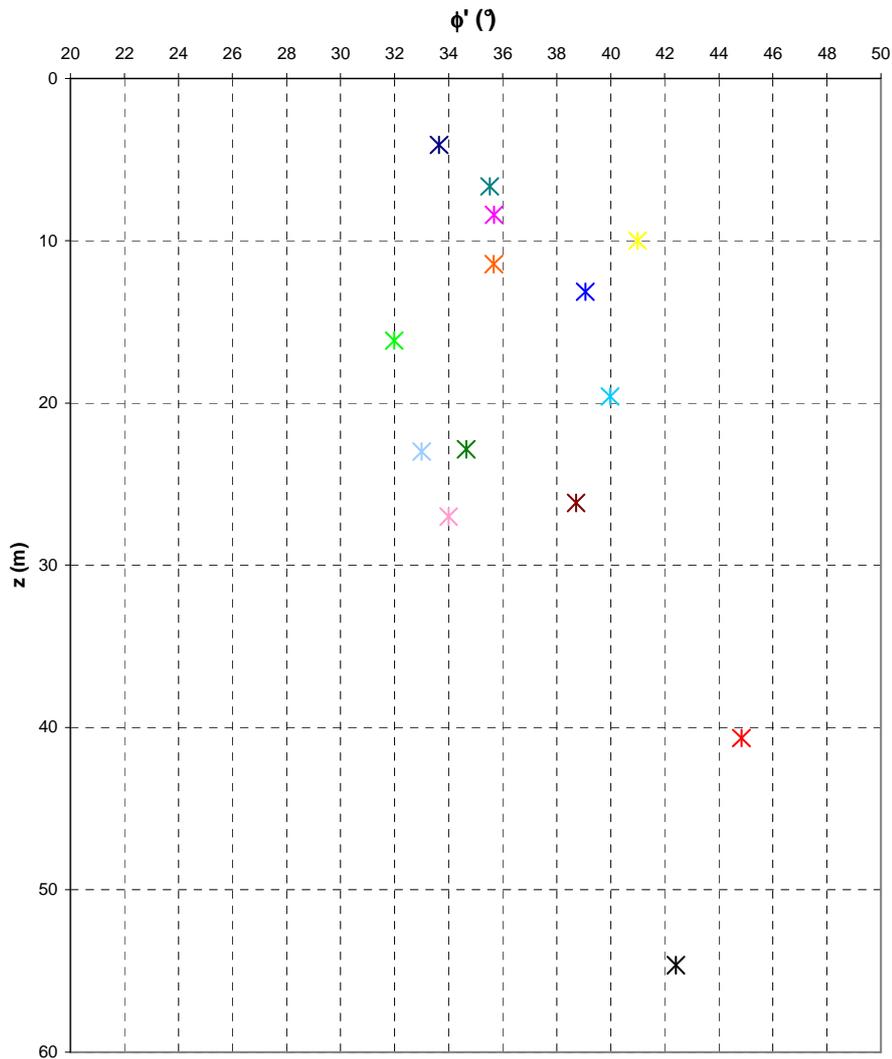
**Prove pressiometriche  
PLUTONITI**



**Prove dilatometriche  
PLUTONITI**

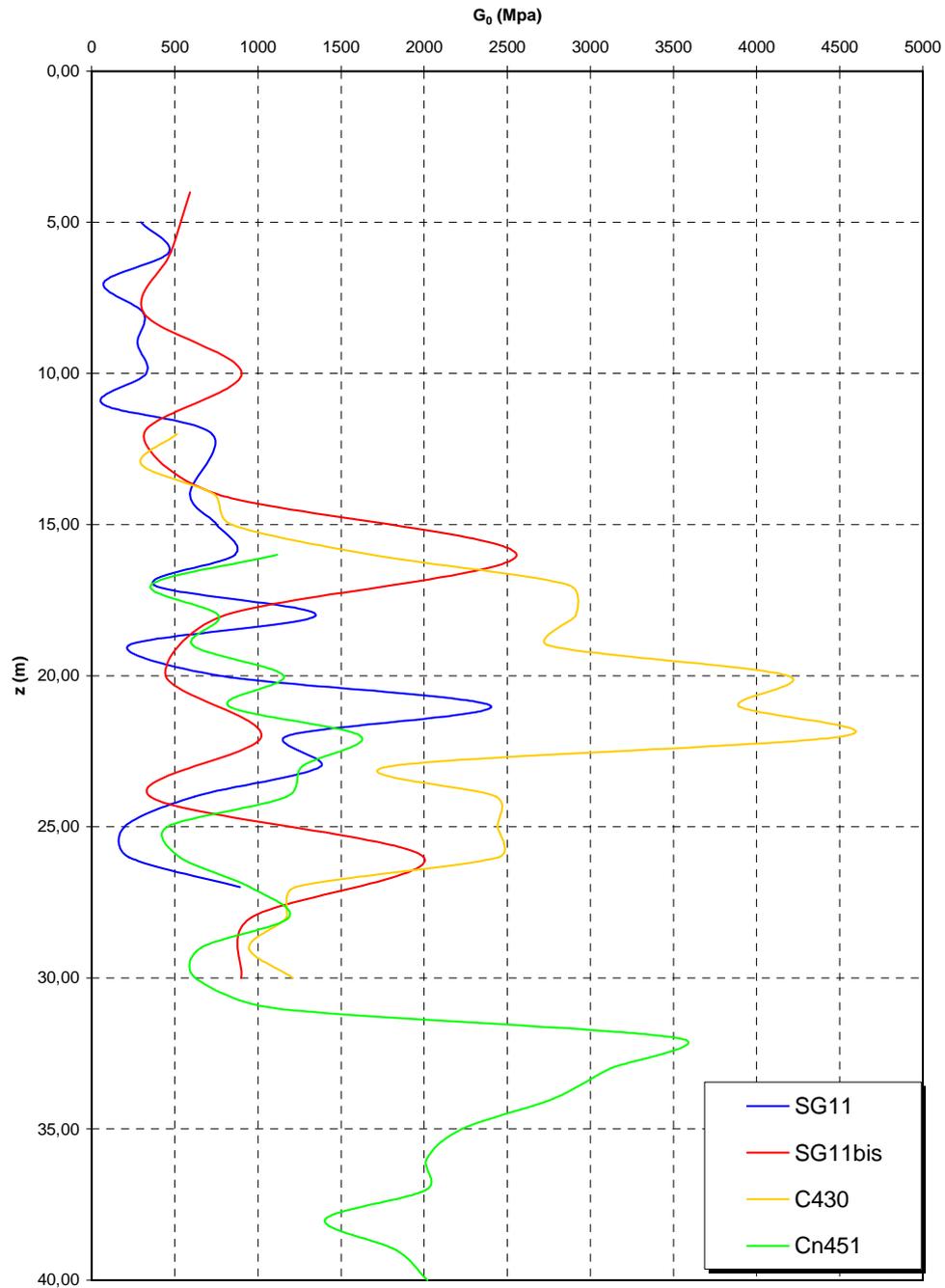


**Angolo di attrito  
PLUTONITI**

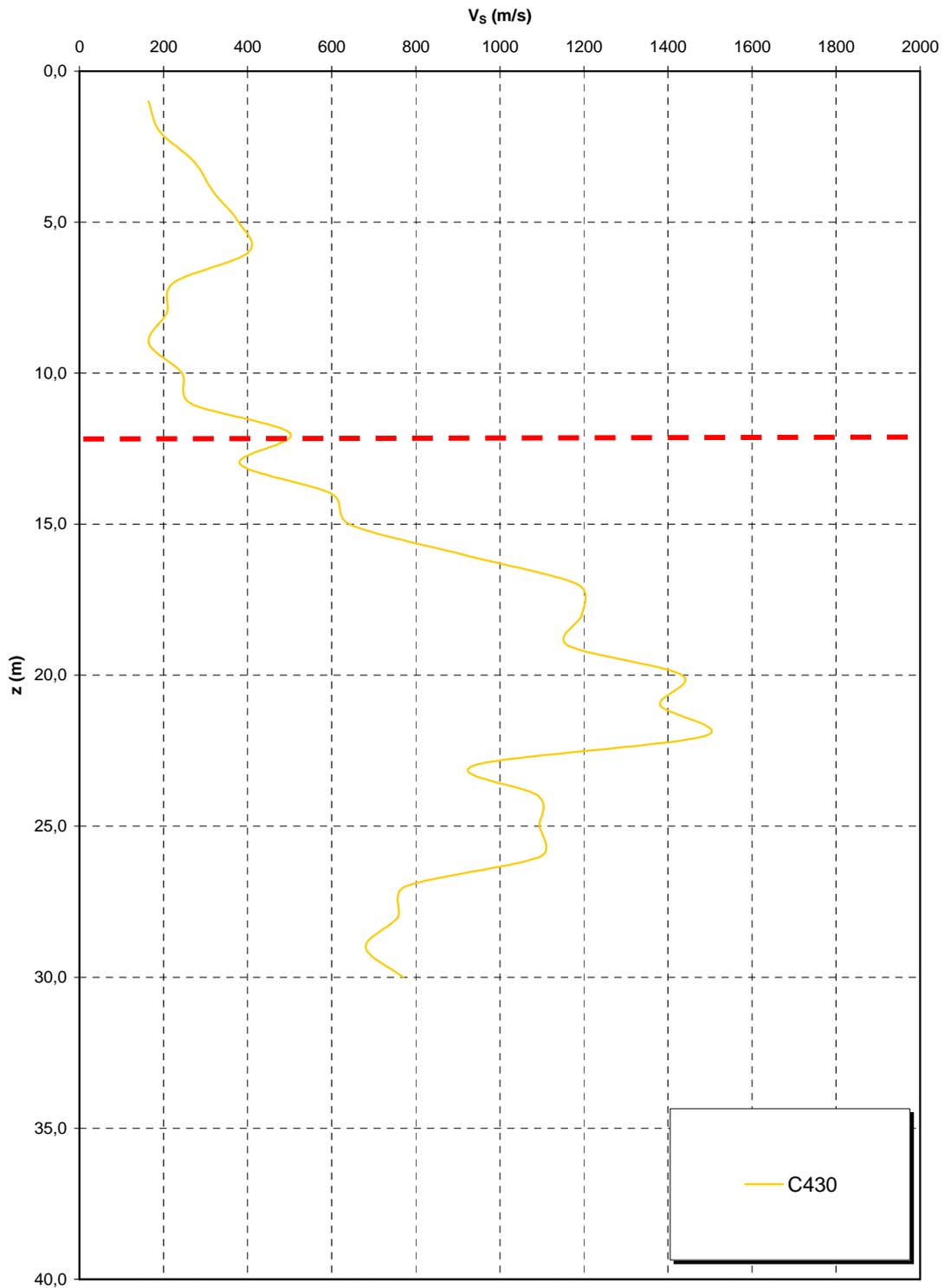


- |                 |                 |                 |                 |
|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| ✕ SG11bis_C1_TD | ✕ SG11bis_C2_TD | ✕ SG11bis_C3_TD | ✕ SG11bis_C4_TD |
| ✕ SG11bis_C5_TD | ✕ SG11bis_C6_TD | ✕ SG13bis_C1_TD | ✕ SG13bis_C2_TD |
| ✕ SG13bis_C3_TD | ✕ SG13bis_C4_TD | ✕ SG13bis_C6_TD | ✕ SG11_C1_TD    |
| ✕ SG11_C2_TD    | ✕ SG11_C3_TD    |                 |                 |

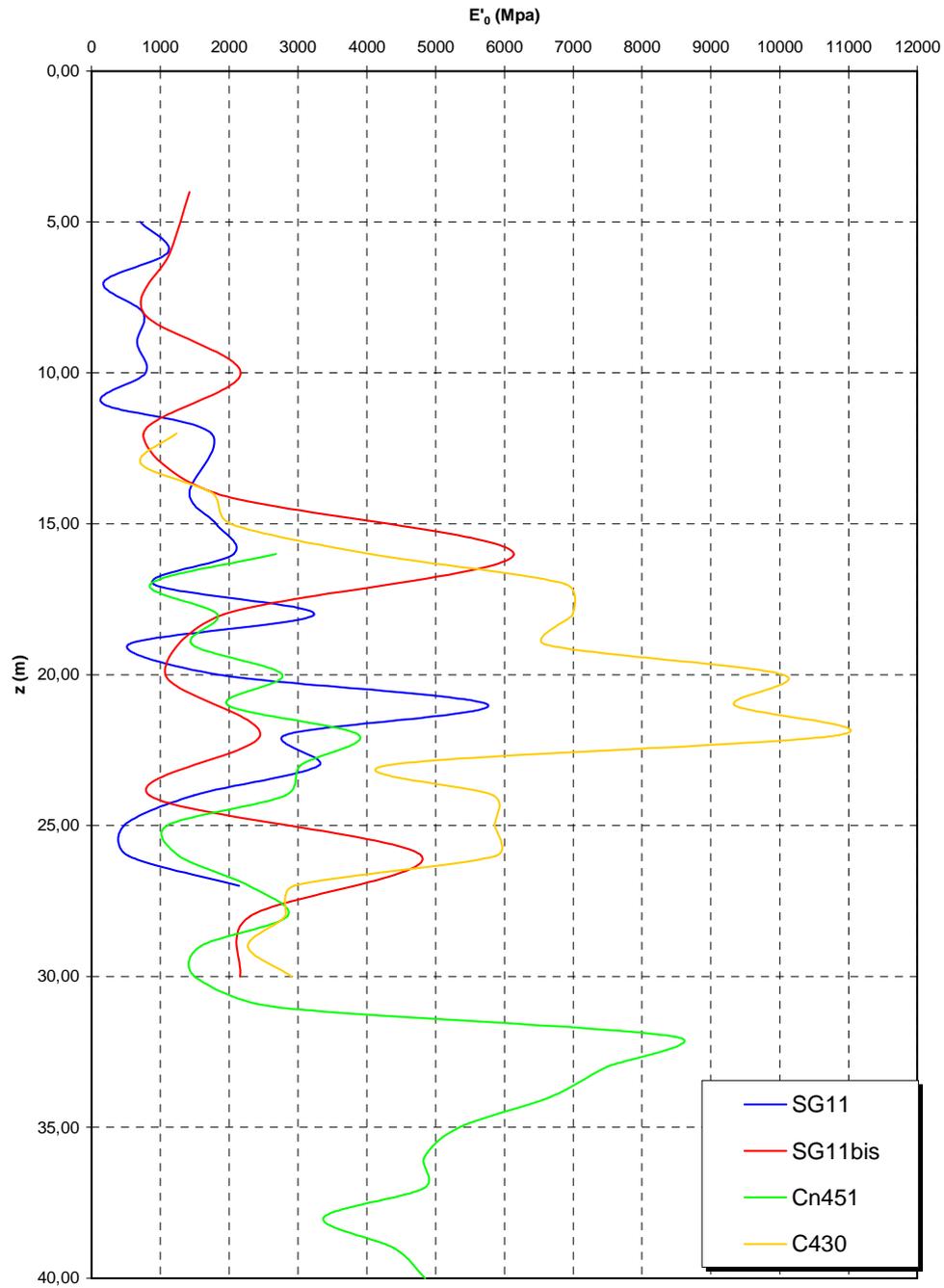
**Prove sismiche  
PLUTONITI**

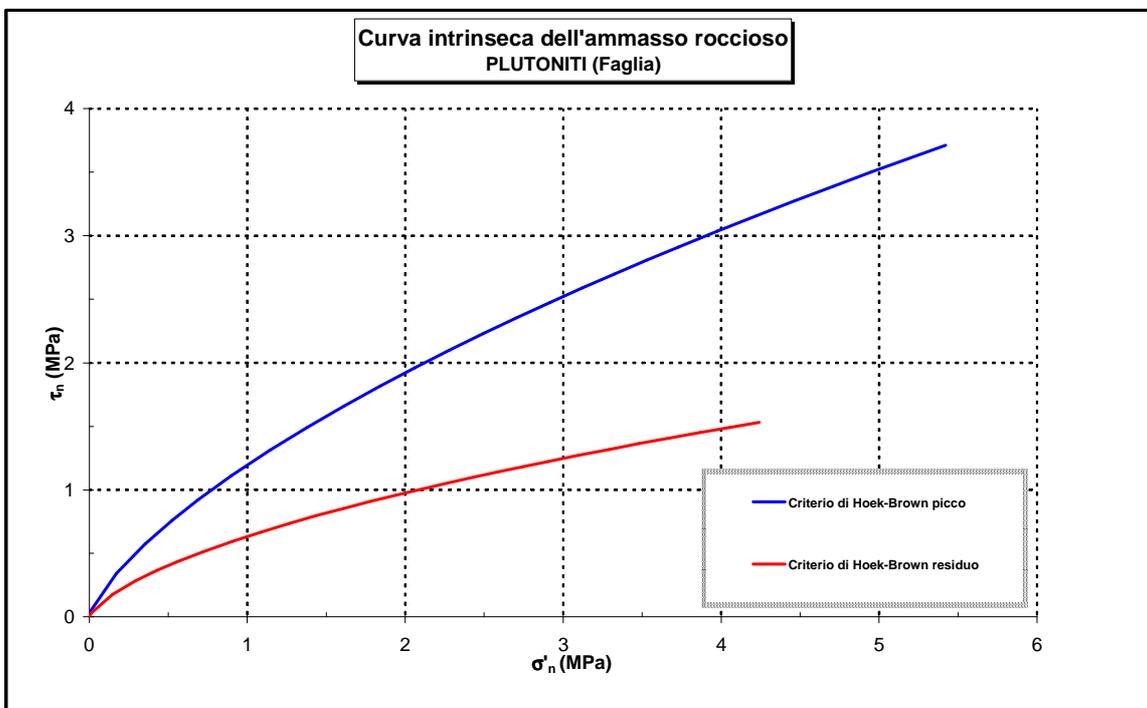
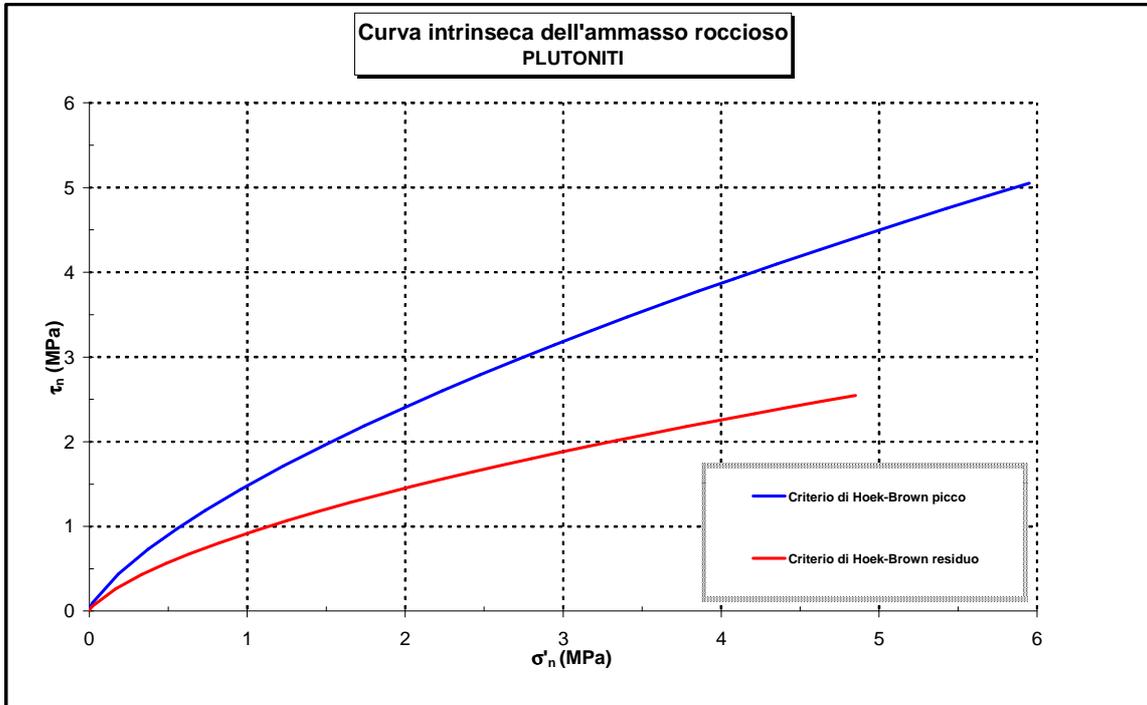


**Prove sismiche**



**Prove sismiche  
PLUTONITI**





		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<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 rigidezza 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) 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.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a  $V_N = 100$  anni.

La classe d'uso assunta è la IV, da cui  $C_u = 2$ .

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{ anni}$$

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

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

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

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 → ( $a_g=0,172g$  ;  $F_0=2,357$  ;  $T^*_c=0,337s$ )

Per SLV → ( $a_g=0,438g$  ;  $F_0=2,495$  ;  $T^*_c=0,424s$ )

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$S_s(\text{SLD}) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,238$  essendo il valore  $> 1,2$  si assume  $S_s(\text{SLD}) = 1,2$

$S_s(\text{SLV}) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 0,962$  essendo il valore  $< 1$  si assume  $S_s(\text{SLV}) = 1,0$

Le caratteristiche della superficie topografica possono essere assunte come categoria T1, adottando di conseguenza un valore di amplificazione topografica  $S_T = 1,0$ .

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max}(\text{SLD}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,172g = 0,206g$$

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,438g = 0,438g$$

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

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

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0,172 g
$F_0$	2,357
$T_C$	0,337 s
$S_S$	1,200
$C_C$	1,367
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,154 s
$T_C$	0,461 s
$T_D$	2,286 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  $\eta$  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	0,206
$T_B$ ←	0,154	0,485
$T_C$ ←	0,461	0,485
	0,548	0,408
	0,635	0,352
	0,722	0,310
	0,808	0,277
	0,895	0,250
	0,982	0,228
	1,069	0,209
	1,156	0,193
	1,243	0,180
	1,330	0,168
	1,417	0,158
	1,504	0,149
	1,591	0,141
	1,678	0,133
	1,765	0,127
	1,852	0,121
	1,938	0,115
	2,025	0,110
	2,112	0,106
	2,199	0,102
$T_D$ ←	2,286	0,098
	2,368	0,091
	2,449	0,085
	2,531	0,080
	2,613	0,075
	2,694	0,070
	2,776	0,066
	2,857	0,063
	2,939	0,059
	3,021	0,056
	3,102	0,053
	3,184	0,050
	3,265	0,048
	3,347	0,046
	3,429	0,043
	3,510	0,041
	3,592	0,040
	3,674	0,038
	3,755	0,036
	3,837	0,035
	3,918	0,033
	4,000	0,032

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	Codice documento CS0387_F0	Rev F0

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_{gv}$	0,096 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**

$F_v$	1,318
$S$	1,000
$\eta$	1,000

**Espressioni dei parametri dipendenti**

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

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

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

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

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

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

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

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

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,096
$T_B \leftarrow$	0,050	0,226
$T_C \leftarrow$	0,150	0,226
	0,235	0,144
	0,320	0,106
	0,405	0,084
	0,490	0,069
	0,575	0,059
	0,660	0,051
	0,745	0,046
	0,830	0,041
	0,915	0,037
$T_D \leftarrow$	1,000	0,034
	1,094	0,028
	1,188	0,024
	1,281	0,021
	1,375	0,018
	1,469	0,016
	1,563	0,014
	1,656	0,012
	1,750	0,011
	1,844	0,010
	1,938	0,009
	2,031	0,008
	2,125	0,008
	2,219	0,007
	2,313	0,006
	2,406	0,006
	2,500	0,005
	2,594	0,005
	2,688	0,005
	2,781	0,004
	2,875	0,004
	2,969	0,004
	3,063	0,004
	3,156	0,003
	3,250	0,003
	3,344	0,003
	3,438	0,003
	3,531	0,003
	3,625	0,003
	3,719	0,002
	3,813	0,002
	3,906	0,002
	4,000	0,002

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

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

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,438 g
$F_0$	2,495
$T_C^*$	0,424 s
$S_S$	1,000
$C_C$	1,306
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,000
$\eta$	1,000
$T_B$	0,184 s
$T_C$	0,553 s
$T_D$	3,354 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  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	0,438
$T_B \leftarrow$	0,184	1,094
$T_C \leftarrow$	0,553	1,094
	0,687	0,881
	0,820	0,738
	0,953	0,635
	1,087	0,557
	1,220	0,496
	1,353	0,447
	1,487	0,407
	1,620	0,374
	1,753	0,345
	1,887	0,321
	2,020	0,300
	2,153	0,281
	2,287	0,265
	2,420	0,250
	2,553	0,237
	2,687	0,225
	2,820	0,215
	2,954	0,205
	3,087	0,196
	3,220	0,188
$T_D \leftarrow$	3,354	0,180
	3,384	0,177
	3,415	0,174
	3,446	0,171
	3,477	0,168
	3,507	0,165
	3,538	0,162
	3,569	0,159
	3,600	0,157
	3,631	0,154
	3,661	0,151
	3,692	0,149
	3,723	0,146
	3,754	0,144
	3,785	0,142
	3,815	0,139
	3,846	0,137
	3,877	0,135
	3,908	0,133
	3,938	0,131
	3,969	0,129
	4,000	0,127

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

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

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0,392 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**

$F_v$	2,230
$S$	1,000
$\eta$	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	0,392
$T_B$ ←	0,050	0,978
$T_C$ ←	0,150	0,978
	0,235	0,624
	0,320	0,458
	0,405	0,362
	0,490	0,299
	0,575	0,255
	0,660	0,222
	0,745	0,197
	0,830	0,177
	0,915	0,160
$T_D$ ←	1,000	0,147
	1,094	0,123
	1,188	0,104
	1,281	0,089
	1,375	0,078
	1,469	0,068
	1,563	0,060
	1,656	0,053
	1,750	0,048
	1,844	0,043
	1,938	0,039
	2,031	0,036
	2,125	0,032
	2,219	0,030
	2,313	0,027
	2,406	0,025
	2,500	0,023
	2,594	0,022
	2,688	0,020
	2,781	0,019
	2,875	0,018
	2,969	0,017
	3,063	0,016
	3,156	0,015
	3,250	0,014
	3,344	0,013
	3,438	0,012
	3,531	0,012
	3,625	0,011
	3,719	0,011
	3,813	0,010
	3,906	0,010
	4,000	0,009

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

L'applicazione delle azioni sismiche alle sottostrutture, in particolar modo alle Spalla, viene affrontato 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 in precedenza definiti.

Essendo le spalle opere a comportamento deformabile (potendo permettere movimenti relativi di roto-traslazione fra struttura e terreno), l'azione sismica 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:

- $\phi'_d$  è il valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno, cioè:  $\phi'_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}}\right)$ ;
- $\psi$  e  $\beta$  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;
- $\delta_d$  è il valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro, cioè:  $\delta_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}}\right)$ ;
- $\theta$  è l'angolo definito sotto nei punti da **E.5** a **E.7**.

Il punto di applicazione della spinta è posto  $h_{tot}/2$ , con "h<sub>tot</sub>" 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;

$g$  = accelerazione di gravità;

$\beta$  = parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1 di [NT\_1] (cautelativamente si assumerà  $\beta = 0,35$ ).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5 ANALISI DELLE FONDAZIONI

### 5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE

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\spalla.

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 ( $c_d'$ ,  $\phi_d'$ ) sono impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante,  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\alpha$ , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

intervengano.

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono 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  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

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

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

**Tabella 6.4.I** - *Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

### 5.1.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE

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.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<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 <sub>1</sub>	0,00	0,00	-56.300,83	-1,10	0,02	5,55	-1.315,24	-47.579,11	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	-1,10	0,02	5,55	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-1,10	0,02	5,55	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	7.969,90	0,00	0,00			4,20	0,00	33.473,56	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.331,65	0,00	0,00			6,30	0,00	8.389,36	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	3.270,40	0,00	0,00			6,30	0,00	20.603,52	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-3.460,00	-1,10	0,02	5,55	-150,93	8.477,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	468,00	0,00	0,00	-1,10	0,02	5,55	0,00	4.773,60	-20,42
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	240,00	0,00	-1,10	0,02	5,55	-2.268,00	0,00	588,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	325,00	0,00	-1,10	0,02	5,55	-3.083,00	0,00	796,25
sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	12.835,72	0,00	0,00	-1,10	0,02	5,55	0,00	93.619,09	-385,05
sisma (direzione Y)	q <sub>6</sub>	0,00	3.128,02	0,00	-1,10	0,02	5,55	-28.560,29	0,00	5.113,22
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	-1.849,46	-1,10	0,02	5,55	-87,36	5.618,51	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	-1,10	0,02	5,55	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	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.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.1.2 Combinazioni per gli S.L.U.

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008.

La Tab. 5.1.V 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:

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

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

**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

I valori dei coefficienti  $\phi_{0j}$ ,  $\phi_{1j}$  e  $\phi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI di [NT\_1] e riportati nel seguito per completezza.

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento <math>q_5</math></i>	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_5</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni a intradosso fondazione per ogni combinazione di carico considerata, sia considerando la situazione in cui le azioni verticali sono massimizzate sia la condizione per cui le azioni verticali sono minimizzate.

#### 5.1.2.1 Condizione azione verticali massime (Fz-max)

<b>RARA</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	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	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	$g_3$	7.969,90	0,00	0,00	0,00	33.473,56	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	998,73	0,00	0,00	0,00	6.292,02	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

*Codice documento*  
CS0387\_F0

*Rev*  
F0

*Data*  
20/06/2011

spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-3.460,00	-150,93	8.477,00	0,00
frenamento	$q_3$	351,00	0,00	0,00	0,00	3.580,20	-15,31
azione centrifuga	$q_4$	0,00	180,00	0,00	-1.701,00	0,00	441,00
vento	$q_5$	0,00	195,00	0,00	-1.849,80	0,00	477,75
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

<b>FR</b>		<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Fz</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mz</b>
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	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	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	$g_3$	7.969,90	0,00	0,00	0,00	33.473,56	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	998,73	0,00	0,00	0,00	6.292,02	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	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-2.595,00	-113,20	6.357,75	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

<b>QP</b>		<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Fz</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mz</b>
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CS0387\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	7.969,90	0,00	0,00	0,00	33.473,56	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>STR</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-76.006,12	-1.775,57	-64.231,79	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-2.025,00	-88,34	4.961,25	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	10.759,36	0,00	0,00	0,00	45.189,31	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.797,72	0,00	0,00	0,00	11.325,64	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-4.671,00	-203,76	11.443,95	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	473,85	0,00	0,00	0,00	4.833,27	-20,67
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	243,00	0,00	-2.296,35	0,00	595,35
vento	q <sub>5</sub>	0,00	292,50	0,00	-2.774,70	0,00	716,63
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>EQU</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-61.930,91	-1.446,76	-52.337,02	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.650,00	-71,98	4.042,50	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	11.109,04	0,00	0,00	0,00	46.657,99	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	2.278,00	0,00	0,00	0,00	14.351,40	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-4.671,00	-203,76	11.443,95	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	473,85	0,00	0,00	0,00	4.833,27	-20,67
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	243,00	0,00	-2.296,35	0,00	595,35
vento	q <sub>5</sub>	0,00	292,50	0,00	-2.774,70	0,00	716,63
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>GEO</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	10.099,13	0,00	0,00	0,00	42.416,35	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.940,52	0,00	0,00	0,00	12.225,26	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-3.979,00	-173,57	9.748,55	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	403,65	0,00	0,00	0,00	4.117,23	-17,61
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	207,00	0,00	-1.956,15	0,00	507,15
vento	q <sub>5</sub>	0,00	253,50	0,00	-2.404,74	0,00	621,08
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>SISMICA</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	10.099,13	0,00	0,00	0,00	42.416,35	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	3.794,27	0,00	0,00	0,00	23.903,90	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-692,00	-30,19	1.695,40	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	12.835,72	0,00	0,00	0,00	93.619,09	-385,05
sisma (direzione Y)	q <sub>6</sub>	0,00	3.128,02	0,00	-28.560,29	0,00	5.113,22
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	-1.849,46	-87,36	5.618,51	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

### RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

<b>RIEPILOGO</b>	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>COMBINAZIONE RARA</b>	9.319,63	375,00	-61.260,83	-5.082,41	7.918,68	903,44
<b>COMBINAZIONE FR</b>	8.968,63	0,00	-60.395,83	-1.493,88	2.219,23	0,00
<b>COMBINAZIONE QP</b>	7.969,90	0,00	-57.800,83	-1.380,67	-10.430,54	0,00
<b>COMBINAZIONE STR</b>	13.030,93	535,50	-82.702,12	-7.138,72	13.521,63	1.291,30
<b>COMBINAZIONE EQU</b>	13.860,89	535,50	-68.251,91	-6.793,55	28.992,09	1.291,30
<b>COMBINAZIONE GEO</b>	12.443,30	460,50	-61.779,83	-5.915,14	24.603,29	1.110,62
<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>	26.729,12	3.128,02	-60.342,29	-30.058,51	123.349,15	4.728,17

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.1.2.2 Condizione azione verticali minime (Fz-min)

<b>RARA</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	7.969,90	0,00	0,00	0,00	33.473,56	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	998,73	0,00	0,00	0,00	6.292,02	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	351,00	0,00	0,00	0,00	3.580,20	-15,31
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	180,00	0,00	-1.701,00	0,00	441,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>FR</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	7.969,90	0,00	0,00	0,00	33.473,56	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	998,73	0,00	0,00	0,00	6.292,02	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>QP</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	7.969,90	0,00	0,00	0,00	33.473,56	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>STR</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	10.759,36	0,00	0,00	0,00	45.189,31	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.797,72	0,00	0,00	0,00	11.325,64	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CS0387\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

frenamento	q <sub>3</sub>	473,85	0,00	0,00	0,00	4.833,27	-20,67
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	243,00	0,00	-2.296,35	0,00	595,35
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>EQU</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-50.670,75	-1.183,72	-42.821,20	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.350,00	-58,89	3.307,50	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	11.109,04	0,00	0,00	0,00	46.657,99	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	2.278,00	0,00	0,00	0,00	14.351,40	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	473,85	0,00	0,00	0,00	4.833,27	-20,67
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	243,00	0,00	-2.296,35	0,00	595,35
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>GEO</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	10.099,13	0,00	0,00	0,00	42.416,35	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.940,52	0,00	0,00	0,00	12.225,26	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	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	$q_3$	403,65	0,00	0,00	0,00	4.117,23	-17,61
azione centrifuga	$q_4$	0,00	207,00	0,00	-1.956,15	0,00	507,15
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

<b>SISMICA</b>		<b>Fx</b>	<b>Fy</b>	<b>Fz</b>	<b>Mx</b>	<b>My</b>	<b>Mz</b>
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-56.300,83	-1.315,24	-47.579,11	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	-1.500,00	-65,43	3.675,00	0,00
spinta del terreno	$g_3$	10.099,13	0,00	0,00	0,00	42.416,35	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	$g_3$	3.794,27	0,00	0,00	0,00	23.903,90	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1 \cdot q_2$	0,00	0,00	-692,00	-30,19	1.695,40	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)	$q_6$	12.835,72	0,00	0,00	0,00	93.619,09	-385,05
sisma (direzione Y)	$q_6$	0,00	3.128,02	0,00	-28.560,29	0,00	5.113,22
sisma (direzione Z)	$q_6$	0,00	0,00	1.849,46	87,36	-5.618,51	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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

<b>RIEPILOGO</b>	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>COMBINAZIONE RARA</b>	9.319,63	180,00	-57.800,83	-3.081,67	-558,32	425,69
<b>COMBINAZIONE FR</b>	8.968,63	0,00	-57.800,83	-1.380,67	-4.138,52	0,00
<b>COMBINAZIONE QP</b>	7.969,90	0,00	-57.800,83	-1.380,67	-10.430,54	0,00
<b>COMBINAZIONE STR</b>	13.030,93	243,00	-57.800,83	-3.677,02	17.444,12	574,68
<b>COMBINAZIONE EQU</b>	13.860,89	243,00	-52.020,75	-3.538,96	26.328,96	574,68
<b>COMBINAZIONE GEO</b>	12.443,30	207,00	-57.800,83	-3.336,82	14.854,74	489,54
<b>COMBINAZIONE SISMICA</b>	26.729,12	3.128,02	-56.643,37	-29.883,78	112.112,14	4.728,17

### 5.1.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

In accordo con quanto indicato al paragrafo 5.1 si conducono ora le verifiche geotecniche fondamentali:

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

#### 5.1.3.1 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;

$\tan \varphi$  è la tangente dell'angolo di attrito terreno/fondazione, che per l'opera in oggetto è assunto pari a  $\varphi' = 38^\circ$ .

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		Codice documento CS0387_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

### Massime azioni verticali Fz-max

STATO LIMITE	COMBO	V [kN]	Fz [kN]	$\phi$ °	Rd [kN]	Rd / V -	$\gamma_R$ -
SLS	<b>RARA</b>	9.327,17	61.260,83	38	47.862,21	<b>5,13</b>	1,00
	<b>FR</b>	8.968,63	60.395,83	38	47.186,39	<b>5,26</b>	1,00
	<b>QP</b>	7.969,90	57.800,83	38	45.158,96	<b>5,67</b>	1,00
SLU	<b>STR</b>	13.041,93	82.702,12	38	64.613,98	<b>4,95</b>	1,00
	<b>EQU</b>	13.871,23	68.251,91	32	42.648,53	<b>3,07</b>	1,10
	<b>GEO</b>	12.451,82	61.779,83	32	38.604,32	<b>3,10</b>	1,10
<b>SISMICA</b>	<b>SISMICA</b>	26.911,53	60.342,29	32	37.706,05	<b>1,40</b>	1,10

### Minime azioni verticali Fz-min

STATO LIMITE	COMBO	V [kN]	Fz [kN]	$\phi$ °	Rd [kN]	Rd / V -	$\gamma_R$ -
SLS	<b>RARA</b>	9.321,37	57.800,83	38	45.158,96	<b>4,84</b>	1,00
	<b>FR</b>	8.968,63	57.800,83	38	45.158,96	<b>5,04</b>	1,00
	<b>QP</b>	7.969,90	57.800,83	38	45.158,96	<b>5,67</b>	1,00
SLU	<b>STR</b>	13.033,20	57.800,83	38	45.158,96	<b>3,46</b>	1,00
	<b>EQU</b>	13.863,02	52.020,75	32	32.506,17	<b>2,34</b>	1,10
	<b>GEO</b>	12.445,02	57.800,83	32	36.117,97	<b>2,90</b>	1,10
<b>SISMICA</b>	<b>SISMICA</b>	26.911,53	56.643,37	32	35.394,71	<b>1,32</b>	1,10

La verifica risulta soddisfatta.

#### 5.1.3.2 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.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

**AZIONI DERIVANTI DALL'IMPALCATO**

		F <sub>x</sub>	F <sub>z</sub>	x	z	Minstab	Mstab
		[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	-4.000,00	-3,80	10,20	0,00	15.200,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	-1.500,00	-3,80	10,20	0,00	5.700,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> +q <sub>2</sub>	0,00	-3.460,00	-3,80	10,20	0,00	13.148,00
frenamento	q <sub>3</sub>	468,00	0,00	-3,80	10,20	4.773,60	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	4.818,00	0,00	-3,80	10,20	49.143,60	0,00
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>	0,00	646,80	-3,80	10,20	0,00	-2.457,84
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	-3,80	10,20	0,00	0,00

**AZIONI DERIVANTI DAL CORPO SPALLA**

		F <sub>x</sub>	F <sub>z</sub>	x	z	Minstab	Mstab
		[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>		-52.300,83	-7,35	5,55	0,00	384.259,29
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	7.969,90			4,20	33.473,56	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	1.331,65			6,30	8.389,36	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	3.794,27			6,30	23.903,90	0,00
sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	8.017,72			5,55	44.475,49	0,00
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>		1.202,66	-7,35		0,00	-8.836,04

Per le combinazioni EQU, GEO e SIS è stato adottato l'approccio A2+M2, mentre per le combinazioni STR si è adottato l'approccio A1+M1.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>			
		RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0

<i>Azioni elementari</i>		<i>STR</i>		<i>EQU</i>		<i>GEO</i>		<i>SIS</i>	
		Minstab	Mstab	Minstab	Mstab	Minstab	Mstab	Minstab	Mstab
		[kNm]							
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	399.459,29	0,00	359.513,37	0,00	399.459,29	0,00	399.459,29
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	5.700,00	0,00	5.130,00	0,00	5.700,00	0,00	5.700,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	45.189,31	0,00	46.657,99	0,00	42.416,35	0,00	42.416,35	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	11.325,64	0,00	14.351,40	0,00	12.225,26	0,00	0,00	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	23.903,90	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2.629,60
frenamento	q <sub>3</sub>	4.833,27	0,00	4.833,27	0,00	4.117,23	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	93.619,09	0,00
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-11.293,88
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<i>STATO LIMITE</i>	<i>COMBO</i>	<i>M<sub>INST</sub></i> [kNm]	<i>M<sub>STAB</sub></i> [kNm]	<i>M<sub>STAB</sub> / M<sub>INST</sub></i> -	<i>γ<sub>R</sub></i> -
<b>SLU</b>	<b>STR</b>	61.348,22	405.159,29	<b>6,60</b>	1,00
	<b>EQU</b>	65.842,65	364.643,37	<b>5,54</b>	1,00
	<b>GEO</b>	58.758,85	405.159,29	<b>6,90</b>	1,00
<b>SISMICA</b>	<b>SISMICA</b>	159.939,35	396.495,01	<b>2,48</b>	1,00

La verifica risulta soddisfatta.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<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>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						

### 5.1.3.3 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 [B32]), mettendo in conto anche l'eccentricità dei carichi e la possibilità di parzializzazione della fondazione.

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:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0,5\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

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

$\eta$  è l'inclinazione del piano della fondazione sull'orizzontale

$\beta$  è l'inclinazione del pendio

La quota di imposta fondazione è stata assunta cautelativamente a -3 m da p.c., riferendosi alla condizione di progetto; rispetto alla situazione attuale la fondazione si trova mediamente a -3 da p.c.

Il terreno di fronte all'opera presenta un'alveo inciso (sistemazione torrente Polistena); pertanto deve essere messa in conto l'effettiva inclinazione del terreno antistante la fondazione.

A favore di sicurezza si considera un'inclinazione del terreno a valle di 40° rispetto all'orizzontale (positiva verso il basso).

Per le analisi A1+M1, vengono adottati i seguenti parametri caratterizzanti la formulazione di B.-H.:

- Peso specifico del terreno = 20 kN/mc
- angolo di attrito = 38°
- coesione efficace = 0 MPa
- Profondità del piano di posa miruato in corrispondenza del filo esterno della fondazione lato valle = -5,0 m da p.c.

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Peso specifico del terreno = 20 kN/mc
- angolo di attrito = 32°
- coesione efficace = 0 MPa
- Profondità del piano di posa miruato in corrispondenza del filo esterno della fondazione lato valle = -5,0 m da p.c.

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

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

### **COMBINAZIONE GEO**

B =	12,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse x		
L =	19,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse y		
D =	5	m	profondità della fondazione		
$\phi'$ =	32	°	angolo di attrito del terreno,	0,559	rad
c' =	0	kPa	coesione efficace del terreno		
$\gamma$ =	20	kN/mc	peso specifico del terreno		
$\beta$ =	40	°	inclinazione del pendio, positiva verso il bas so		
$\eta$ =	-2	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto		
Fz =	61.779,83	kN	azione verticale agente		
Fx =	12.443,30	kN	azione orizzontale agente lungo B		
Mxx =	5.915,14	kNm	momento di asse vettore x		
Myy =	24.603,29	kNm	momento di asse vettore y		
ex =	0,398	m	eccentricità del carico lungo x		
ey =	0,096	m	eccentricità del carico lungo y		
B' =	11,704	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x		
L' =	19,309	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y		
Af =	225,977	mq	area della fondazione efficace		
qmax =	273,389	kPa	massima pressione agente		
qult =	3448,17	kPa	capacità portante agente		
$\gamma$ =	<b>12,613</b>		fattore di sicurezza relativo alla capacità portante		

Come si evince la verifica risulta soddisfatta.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

**COEFFICIENTI DI CAPACITA' PORTANTE**

N <sub>q</sub> =	23,177
N <sub>c</sub> =	35,490
N <sub>γ</sub> =	20,786

**FATTORI DI FORMA**

s' <sub>c</sub> =	0,1212
s <sub>c</sub> =	1,3958
s <sub>q</sub> =	1,3788
s <sub>γ</sub> =	0,7575

**FATTORI DI PROFONDITA'**

d' <sub>c</sub> =	0,1709
d <sub>c</sub> =	1,1709
d <sub>q</sub> =	1,1180
d <sub>γ</sub> =	1,0000
k =	0,4272

**FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO**

i <sub>c</sub> =	0,5696
i <sub>q</sub> =	0,5882
i <sub>γ</sub> =	0,4653

**FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO**

g' <sub>c</sub> =	0,2721
g <sub>c</sub> =	0,7279
g <sub>q</sub> = g <sub>γ</sub> =	0,0659

**FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE**

b' <sub>c</sub> =	-0,0136
b <sub>c</sub> =	1,0136
b <sub>q</sub> =	12,1761
b <sub>γ</sub> =	29,2037

**COMBINAZIONE STR**

B =	12,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse x
L =	19,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse y
D =	5	m	profondità della fondazione

φ' =	38	°	angolo di attrito del terreno,	0,663	rad
------	----	---	--------------------------------	-------	-----

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$c'$ =	0	kPa	coesione efficace del terreno
$\gamma$ =	20	kN/mc	peso specifico del terreno
$\beta$ =	40	°	inclinazione del pendio, positiva verso il basso
$\eta$ =	-2	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto
$F_z$ =	82.702,12	kN	azione verticale agente
$F_x$ =	13.030,93	kN	azione orizzontale agente lungo B
$M_{xx}$ =	7.138,72	kNm	momento di asse vettore x
$M_{yy}$ =	13.521,63	kNm	momento di asse vettore y
$e_x$ =	0,163	m	eccentricità del carico lungo x
$e_y$ =	0,086	m	eccentricità del carico lungo y
$B'$ =	12,173	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x
$L'$ =	19,327	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y
$A_f$ =	235,272	m <sup>2</sup>	area della fondazione efficace
$q_{max}$ =	351,517	kPa	massima pressione agente
$q_{ult}$ =	21015,89	kPa	capacità portante agente
$\gamma$ =	<b>59,786</b>		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

$N_q$ =	48,933
$N_c$ =	61,352
$N_\gamma$ =	56,174

#### FATTORI DI FORMA

$s'_c$ =	0,1260
$s_c$ =	1,5023
$s_q$ =	1,4921
$s_\gamma$ =	0,7481

#### FATTORI DI PROFONDITÀ

$d'_c$ =	0,1643
$d_c$ =	1,1643
$d_q$ =	1,0948
$d_\gamma$ =	1,0000
$k$ =	0,4107

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%; text-align: center;"><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						

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO

ic =	0,6564
iq =	0,6635
iy =	0,5553

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO

g'c =	0,2721
gc =	0,7279
gq = gγ =	0,0659

#### FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE

b'c =	-0,0136
bc =	1,0136
bq =	22,7631
bγ =	67,9616

#### COMBINAZIONE SIS

B =	12,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse x		
L =	19,5	m	dimensione della fondazione lungo l'asse y		
D =	5	m	profondità della fondazione		
φ' =	32	°	angolo di attrito del terreno,	0,559	rad
c' =	0	kPa	coesione efficace del terreno		
γ =	20	kN/mc	peso specifico del terreno		
β =	40	°	inclinazione del pendio, positiva verso il bas so		
η =	-2	°	inclinazione del piano fondazione, positiva verso l'alto		
Fz =	60.342,29	kN	azione verticale agente		
Fx =	26.729,12	kN	azione orizzontale agente lungo B		
Mxx =	30.058,51	kNm	momento di asse vettore x		
Myy =	123.349,15	kNm	momento di asse vettore y		
ex =	2,044	m	eccentricità del carico lungo x		
ey =	0,498	m	eccentricità del carico lungo y		
B' =	8,412	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse x		
L' =	18,504	m	dimensione ridotta della fondazione lungo l'asse y		
Af =	155,648	m <sup>2</sup>	area della fondazione efficace		
qmax =	387,685	kPa	massima pressione agente		
qult =	1425,33	kPa	capacità portante agente		
γ =	<b>3,677</b>		fattore di sicurezza relativo alla capacità portante		

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 CAPACITA' PORTANTE**

Nq =	23,177
Nc =	35,490
N $\gamma$ =	20,786

**FATTORI DI FORMA**

s'c =	0,0909
sc =	1,2969
sq =	1,2841
s $\gamma$ =	0,8182

**FATTORI DI PROFONDITA'**

d'c =	0,2378
dc =	1,2378
dq =	1,1642
d $\gamma$ =	1,0000
k =	0,5944

**FATTORI DI INCLINAZIONE DEL CARICO**

ic =	0,2538
iq =	0,2860
i $\gamma$ =	0,1541

**FATTORI DI INCLINAZIONE DEL TERRENO**

g'c =	0,2721
gc =	0,7279
gq = g $\gamma$ =	0,0659

**FATTORI DI INCLINAZIONE DEL PIANO FONDAZIONE**

b'c =	-0,0136
bc =	1,0136
bq =	12,1761
b $\gamma$ =	29,2037

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 5.1.3.4 Calcolo dei cedimenti indotti

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo di Burland-Burbidge (vedi riferimento bibliografico [B38]).

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  $\sigma'_{v0}$ , 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 ricompressione 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  $\sigma'_{v0}$  si troverà  $\sigma'_p$ , 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 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.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<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						

Cautelativamente si assume la condizione che massimizza le azioni verticali.

L'azione verticale agente è pari a circa 61.260 kN, pertanto la pressione media agente in fondazione è pari a 0,26 Mpa.

Dalla relazione geotecnica CG0800PRBDCSBC8G000000001 si sono valutati i valori di  $N_{spt}$  e riferendosi al sondaggio C\_428 si sono osservati valori di  $N_{spt}$  che oscillano tra 18 e 100 nei primi 10 m; si assume nel calcolo dei cedimenti il valor medio di lettura pari a 60  $N_{spt}$ :

$$N_{spt(DICALCOLO)} = \frac{22+18+100+100}{4} \approx 60$$

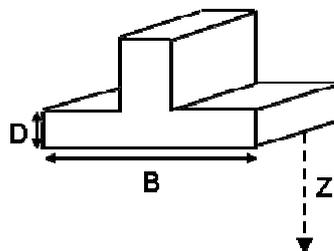
La quota di imposta fondazione è stata assunta cautelativamente a -3 m da p.c., riferendosi alla condizione di progetto; rispetto alla situazione attuale la fondazione si trova mediamente a -3 da p.c.

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 = 12,50 [ m ]  
 L = 19,50 [ m ]  
 D = 3,00 [ m ]



**Litologia e carichi e prove:**

Z = 8,00 [ m ]  
 $\gamma = 2,00$  [ t/m<sup>3</sup> ]  
 $q' = 26,00$  [ t/m<sup>2</sup> ]  
 $N_{spt} = 60,00$  media

● Carichi Statici ○ Carichi Dinamici

**Periodo di previsione:**

Tempo = 100 [ anni ]

$\sigma'_{vo} = 6,00$  [ t/m<sup>2</sup> ]

$I_c = 0,0055$

$Z_i = 6,8118$

$F_h = 1,0000$

$F_s = 1,1607$

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

**CEDIMENTI:**

<b>S [ mm ]</b>	8,111	10,904	11,392	12,166	12,526	12,763	12,900	13,014
-----------------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

**LEGENDA:**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0387_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- B = Larghezza fondale
- L = Lunghezza fondale
- D = Profondità del piano di posa
- Z = Spessore strato compressibile
- $\gamma$  = Peso di volume dello strato
- $q'$  = Pressione efficace lorda
- Nspt = N. medio di colpi (prove SPT)
- $\sigma'_{vo}$  = 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 1,3 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.