



PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



PROGETTO DEFINITIVO

EUROLINK S.C.p.A.

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

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

<i>Unità Funzionale</i>	COLLEGAMENTI CALABRIA	CS0508_F0
<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>	SOTTOVIA RAMO B	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE GEOTECNICA	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	R	B	D	C	S	C	0	0	S	P	0	0	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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	4
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	4
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	6
3 CARATTERISTICHE MATERIALI	9
3.1 Conglomerato cementizio	9
3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni	9
3.1.2 Conglomerato cementizio per fondazioni	9
3.1.3 Conglomerato cementizio per elevazioni	9
3.2 Acciaio per cemento armato	10
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	11
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA	11
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO	13
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO.....	28
5 ANALISI DELLE FONDAZIONI	32
5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE.....	32
5.1.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE	35
5.1.2 Combinazioni per gli S.L.U.....	35
5.1.3 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	38
5.1.3.1 Verifica di capacità portante	38
5.1.3.2 Calcolo dei cedimenti indotti.....	42

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico dello scatolare ubicato tra le Progr. 0+972 e Progr. 1+006 denominato "Sottovia Ramo B" (luci interne 10.20x8.16 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"

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		Codice documento CS0508_F0.doc	Rev F0	Data 20/06/2011

2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

RIFERIMENTI PER CALCOLO STRUTTURALE

- [B1]. A.I.C.A.P. [2006] - *“Guida all’uso dell’Eurocodice 2”*
- [B2]. ANTONIO MIGLIACCI, FRANCO MOLA [2003] - *“Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.”*
- [B3]. CSI COMPUTER & STRUCTURE [2009] - *“SAP 2000 user’s manual”*
- [B4]. C. CESTELLI GUIDI [1987] - *“Cemento armato precompresso”*
- [B5]. 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”*

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<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]. LANCELLOTTA R. [1991] " Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.
- [B39]. MEYERHOF, G.G. [1951] - "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations" -

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<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.*

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

3 CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1 Conglomerato cementizio

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

3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

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

3.1.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \alpha_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
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	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \alpha_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

3.1.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

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



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

3.2 Acciaio per cemento armato

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

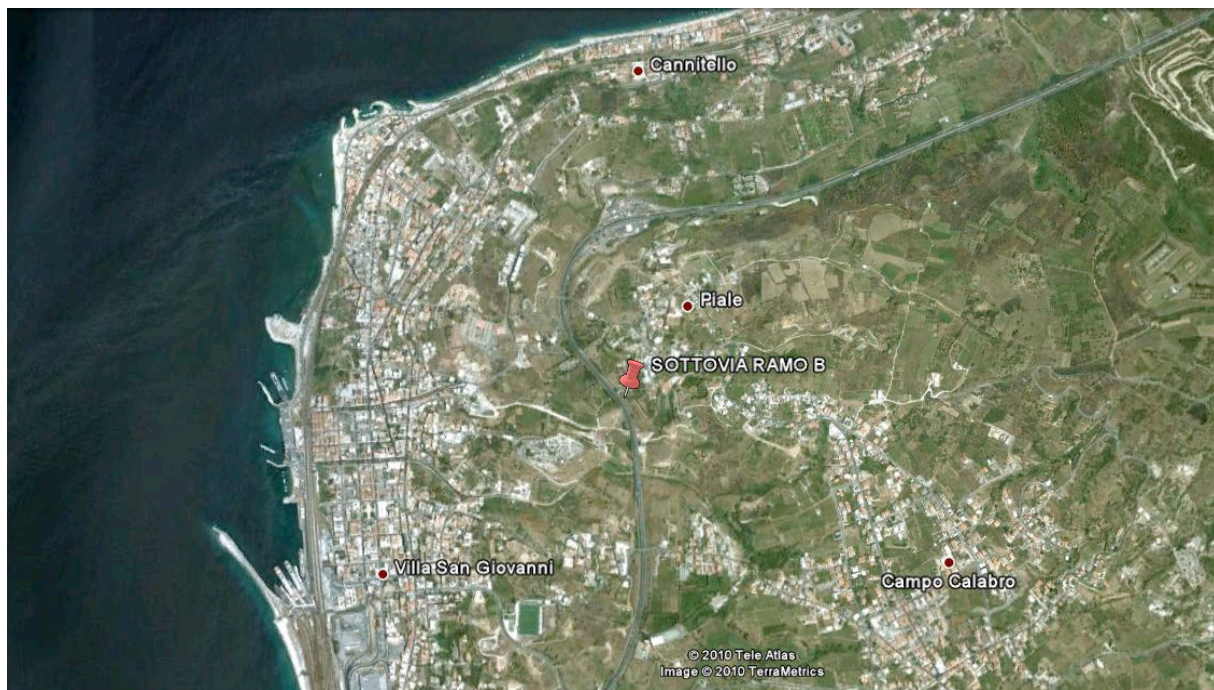
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \square 450$ N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \square 540$ N/mm ²
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \alpha_s = 450/1,15 = 391,30$ N/mm ²
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\alpha_{uk} = 7,5$ %
Deformazione di progetto	$\alpha_{ud}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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

La zona in cui è individuata l'opera esaminata nel presente documento, ricade all'incirca alla Latitudine di 38,22253 e Longitudine di 15,647285.





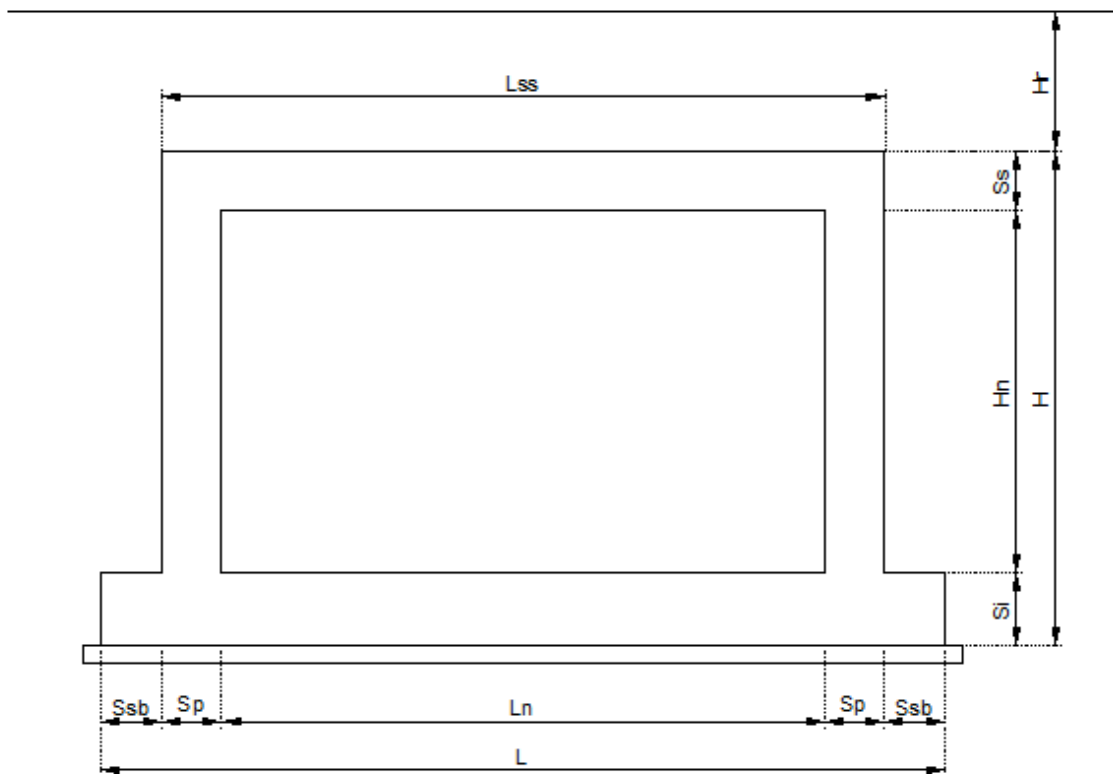
F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera in oggetto sottopassa la rampa M di accesso al viadotto, ed è costituita da una struttura scatolare in c.a. gettato in opera. L'andamento è leggermente curvilineo ed ha uno sviluppo totale di 34m.

La sezione dello scatolare è rettangolare, di luce interna netta strutturale pari a 10.20 x 8.16 m ed è realizzato da una soletta di fondazione su cui si innestano i piedritti, costituiti da setti continui in cemento armato a spessore costante e sui quali si realizzerà la soletta di copertura, costituita da una piastra in calcestruzzo armato, anch'essa a spessore costante.

La geometria è quella riportata nella Fig. 2

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO	
RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F2. Sezione trasversale scatolare

Ln=	10,2m	Ss=	1,3m	Hr=	0,6m
L=	13m	Si=	1,3m	Hn=	8,16m
Lss=	12,6m	Sp=	1,2m	H=	10,76m
		Ssb=	0,2m		

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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="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						

4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Facendo riferimento ai profili geomorfologici e geotecnici di progetto (a cui si rimanda per maggior dettaglio), la zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta una stratigrafia dove i primi 20-25 m da intradosso fondazione sono caratterizzati da "sabbie e ghiaie di Messina".

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

γ (kN/m ³)	18-20
N_{SPT} (colpi/30 cm)	70±25
c'_{picco} (kPa)	0-10
ϕ'_{picco} (°)	38-40 (p'ff=0-272KPa) / 35-38 (p'ff=272-350KPa)
C_{cv}' (kPa)	0
ϕ'_{cv} (°)	33-35
k_o (-)	0.45-0.55
V_s (m/sec)	$V_s=200+7 \cdot z$ (m/s)
G'_o (MPa)	$G_o = 1780 p_a \frac{p'_o}{p_a}{}^{0.65}$
$E' *$ (MPa)	$E' = (17 - 40) z^{0.7}$
μ' (-)	0.2
$G_0, G/G_0$	curve teoriche
$D_0, D/D_0$	curve teoriche
K (m/s)	$10^{-4} - 10^{-5}$

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

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

ϕ' = angolo di attrito operativo;



c' = intercetta di coesione operativa;

ϕ'_r = angolo di attrito residuo;

c'_r = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

σ'_{vo} = pressione verticale efficace geostatica;

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

k_o = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

V_s = velocità di propagazione delle onde di taglio;

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

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

ν' (-) = coefficiente di Poisson

p_a = pressione atmosferica di riferimento, espressa in MPa

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

La falda non risulta interferente con l'opera in esame, pertanto nel 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 CG0800PRBDCSBC8G00000001B.

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 11 B


Profilo idrogeologico stradale 1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 12 B

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 Sabbie e Ghiaie di Messina

Le Sabbie e Ghiaie di Messina sono granulometricamente descritte come ghiaie e ciottoli da sub arrotondati ad appiattiti con matrice di sabbie grossolane.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Localmente non ci sono indagini che indagano nei primi 30m di profondità per la caratterizzazione sismica del suolo.

Per definire la categoria sismica locale si è assunto come riferimento il sondaggio SG_15. Tale sondaggio mostra nei primi 30m valori di N_{spt} compresi tra 46 e 100. Si assume quindi la categoria B di suolo sismico.

La falda non risulta interferente con le opere.

Indagini previste

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti (C411), si è scelto di tenere conto anche di altri sondaggi e prove disponibili.

Sabbie e Ghiaie di Messina

Si considerano i sondaggi della tratta relativa alla Rampa B dal km 0+800 al km 1+300.

- prove SPT (C411, C414, C415, SN11, Svar1)
- 2 prove sismiche (C414, C415)
- 3 prove Le Franc (C411, C414, C415)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed delle caratteristiche di resistenza (TD, sondaggio C410, Svar1)



Caratterizzazione geotecnica

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDCSBC8G00000001A. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

Sabbie e Ghiaie di Messina

Per le caratteristiche fisiche da un'analisi statistica delle caratteristiche granulometriche emerge, un andamento che conferma che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali a grana grossa (ghiaie 36%), sia di materiali intermedi (sabbie 52%). Il contenuto di fino è mediamente del 11%.

Con riferimento al fuso medio si ha:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- ▣ Il valore di D_{50} è pari a 0.8mm
- ▣ Il valore di D_{60} è pari a 1.2 mm
- ▣ Il valore di D_{10} è pari a 0.025 mm

Il peso di volume dei grani medio γ_s è risultato pari a circa 26 kN/m³;

In base a dati di letteratura il valore di γ_{dmax} risulterebbe mediamente pari a circa 21 KN/m³ mentre γ_{dmin} mediamente pari a circa 16 KN/m³.

Per lo stato iniziale si ha:

- ▣ **Dr:** I valori di N_{spt} sono stati corretti con il fattore correttivo $C_{sg}=0.75$ corrispondente al $d_{50}=0.8mm$.
- ▣ **e_o :** a partire dal d_{50} stimato si ottiene di $e_{max}-e_{min}$ pari a 0.31, non dissimile dai valori reperibili in letteratura ($0.17 < e_{max}-e_{min} < 0.29$) e da quanto misurato in laboratorio (SG10DG42) con valore medio pari a 0.33. 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.
- ▣ **γ_d :** in base a tali valori di e_o e da γ_s si può stimare γ_d .
- ▣ **K_0 :** si considera la relazione di Mesri (1989) per tenere conto degli effetti di "aging".

Dr(%) Prevalente sabbiosa	Dr(%) Sabbie e ghiaie	$\gamma_d(KN/m^3)$	K_0
80-90	60-70	18-20	0.45-0.5

Per i parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sulla base delle prove SPT si è ottenuto un valore medio di angolo di attrito di 41°, per $z > 5m$.

ϕ'_p (pff=0-272KPa) (°)	ϕ'_p (pff=272-350KPa) (°)	ϕ'_{cv} (°)
40-43	38-40	33-35

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

$c'_p = 0 \square 10$ kPa = coesione apparente

$\phi'_p = 38 \square 40^\circ$ =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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$c_r' = 0$ kPa = coesione apparente

$\varphi_r' = 33^\circ$ - 35° =angolo di resistenza al taglio

Per le caratteristiche di deformabilità dalle prove sismiche in foro (C415, SG15) si ottengono valori di V_s che mostrano valori che vanno mediamente da 170 m/s a 600 m/s fino a 25m di profondità.

Ai valori delle velocità di taglio V_s corrispondono moduli di taglio iniziali G_0 che mostrano un andamento crescente con la profondità, da circa 100MPa a circa 500MPa a 25m di profondità.

Una stima con la profondità si rende difficoltosa per la dispersione di G_0 che si rende particolarmente evidente con il valore normalizzato della pressione efficace media.

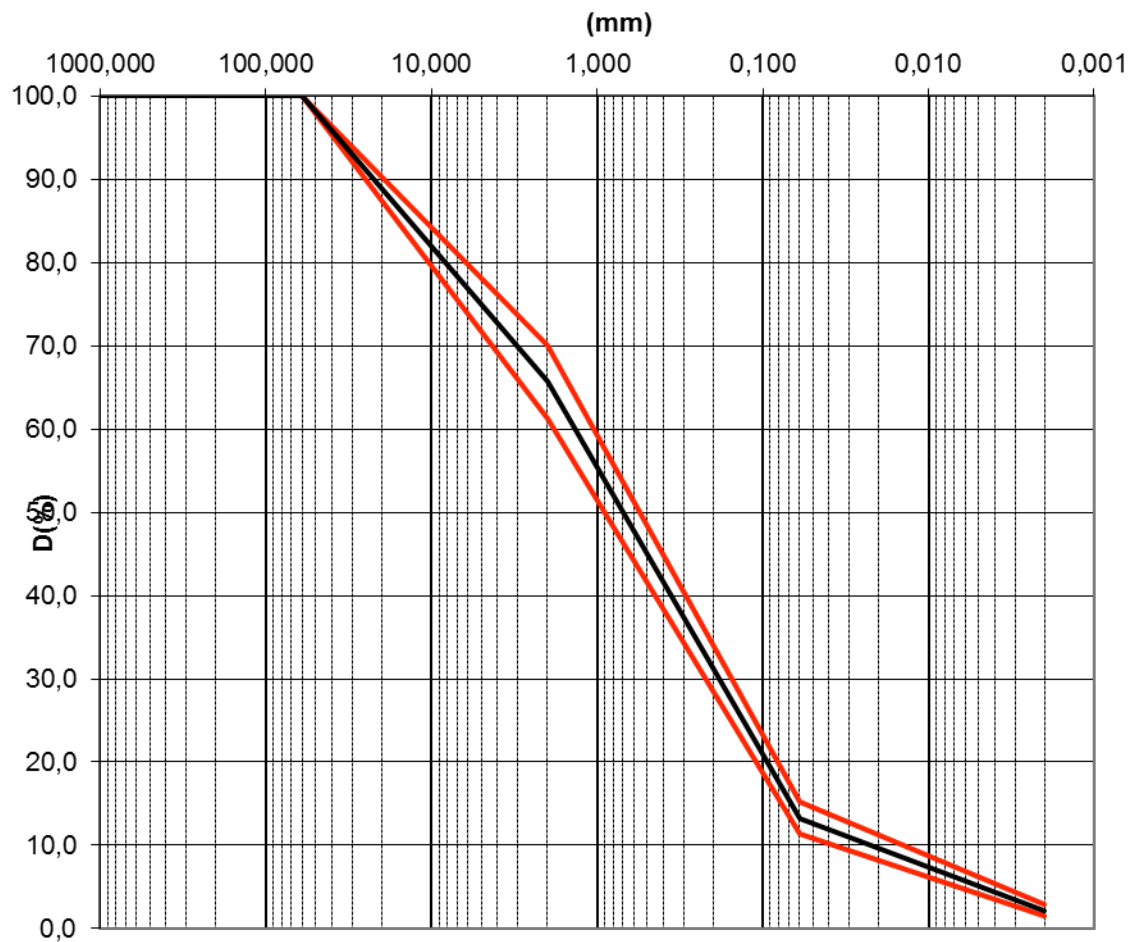
Tenendo conto delle prove SPT si ottiene una stima cautelativa:

z(m)	G0 (MPa)	E0 (MPa)	E' (MPa)
0-25	$40 z^{0.7}$	$96 z^{0.7}$	$(14-33) z^{0.7}$

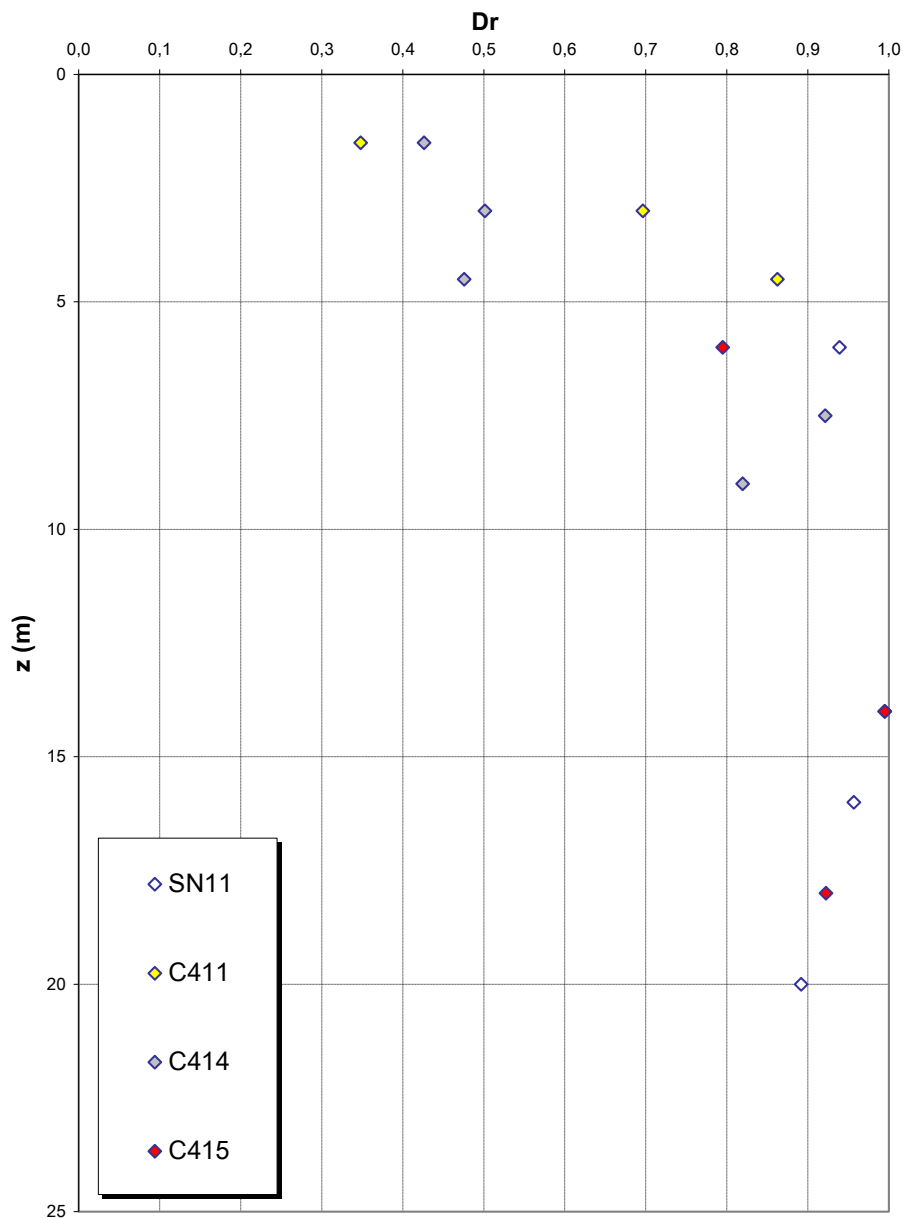
pari rispettivamente a circa 1/5÷1/10 (medio-grandi deformazioni) ed a 1/3 di quelli iniziali (piccole deformazioni).

Le 4 prove pressiometriche forniscono invece valori variabili compresi fra 140 e 340 MPa fra 35 ed 85m di profondità.

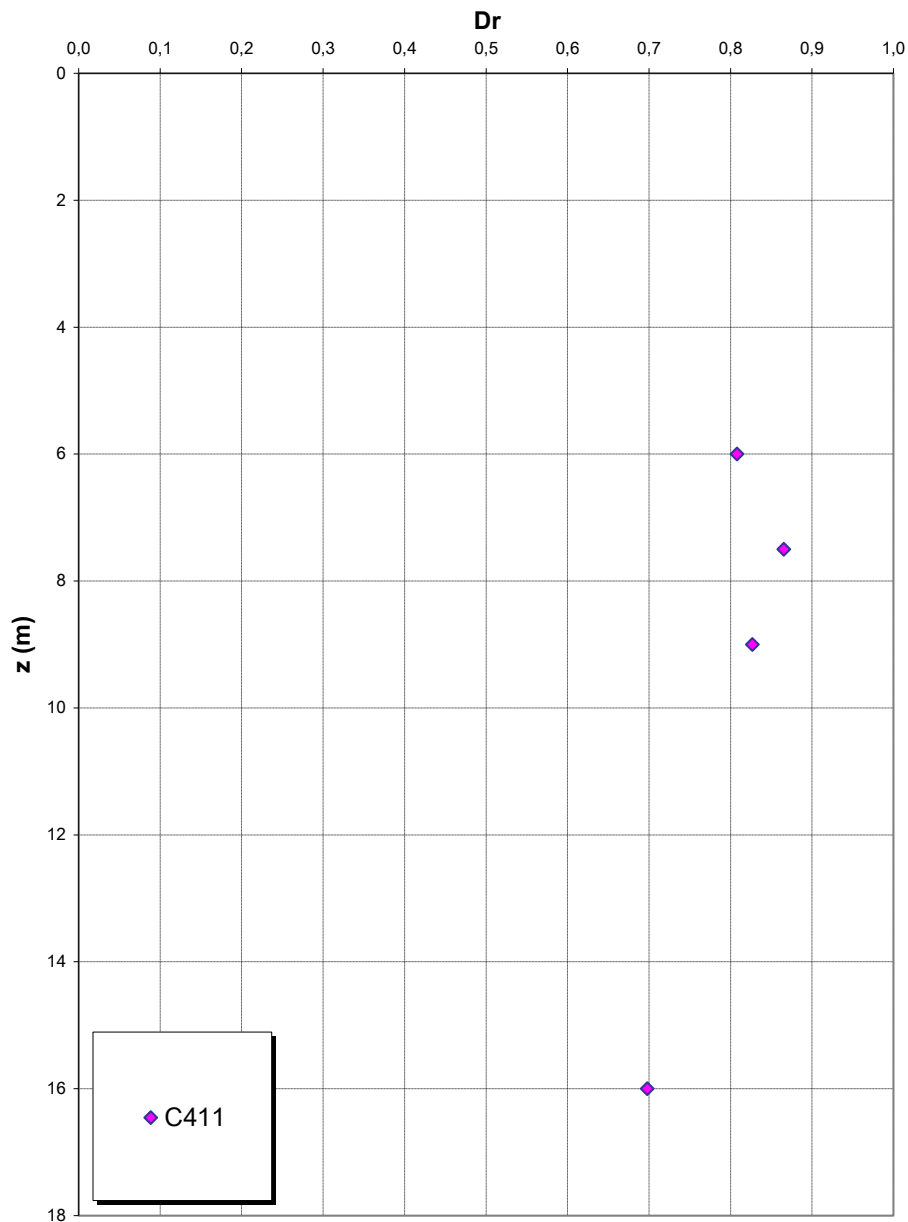
Sabbie e ghiaie di Messina



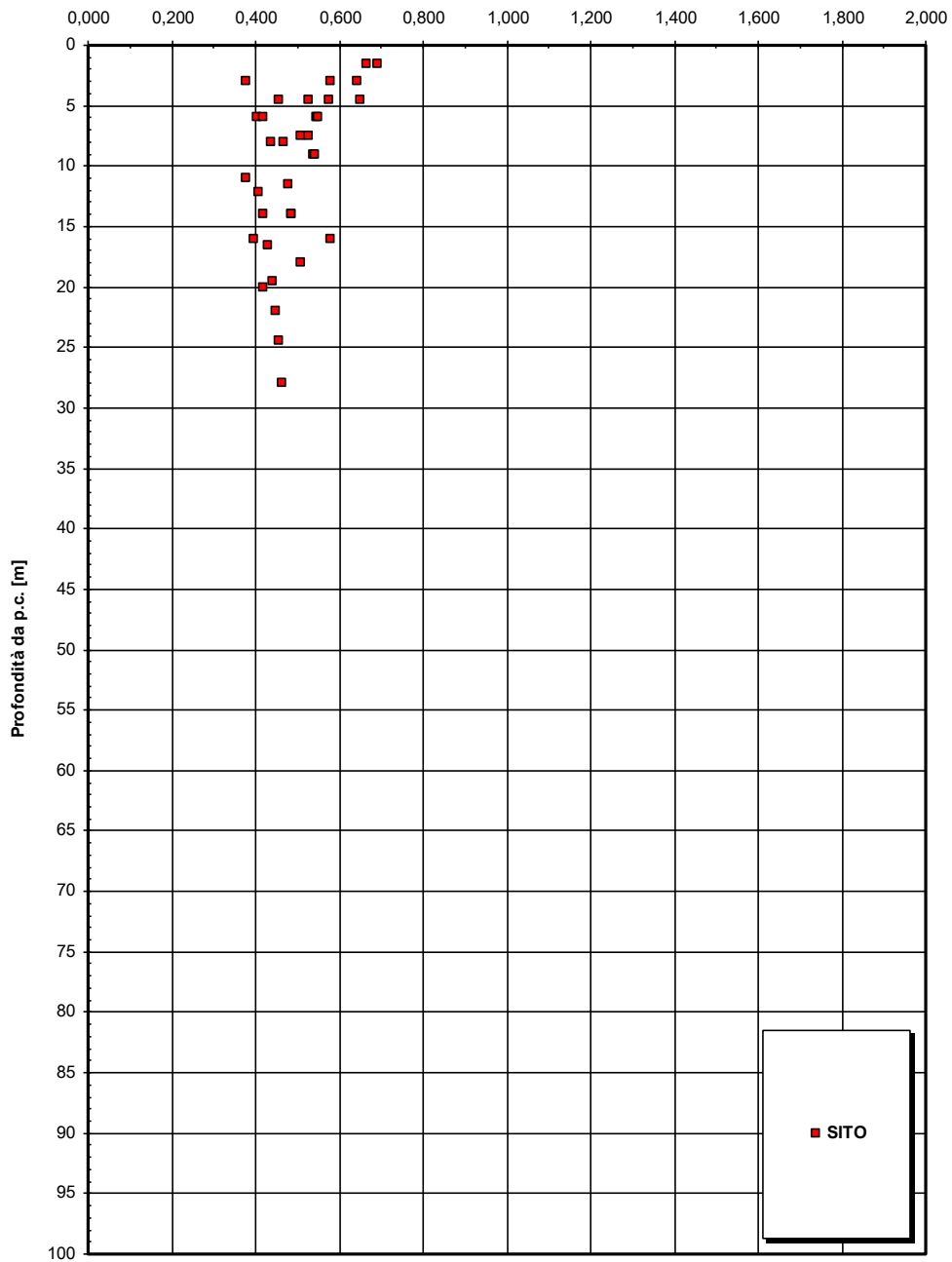
**Dr Skempton (1986)
Componente sabbiosa prevalente
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)
Componente ghiaiosa e sabbiosa
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



e

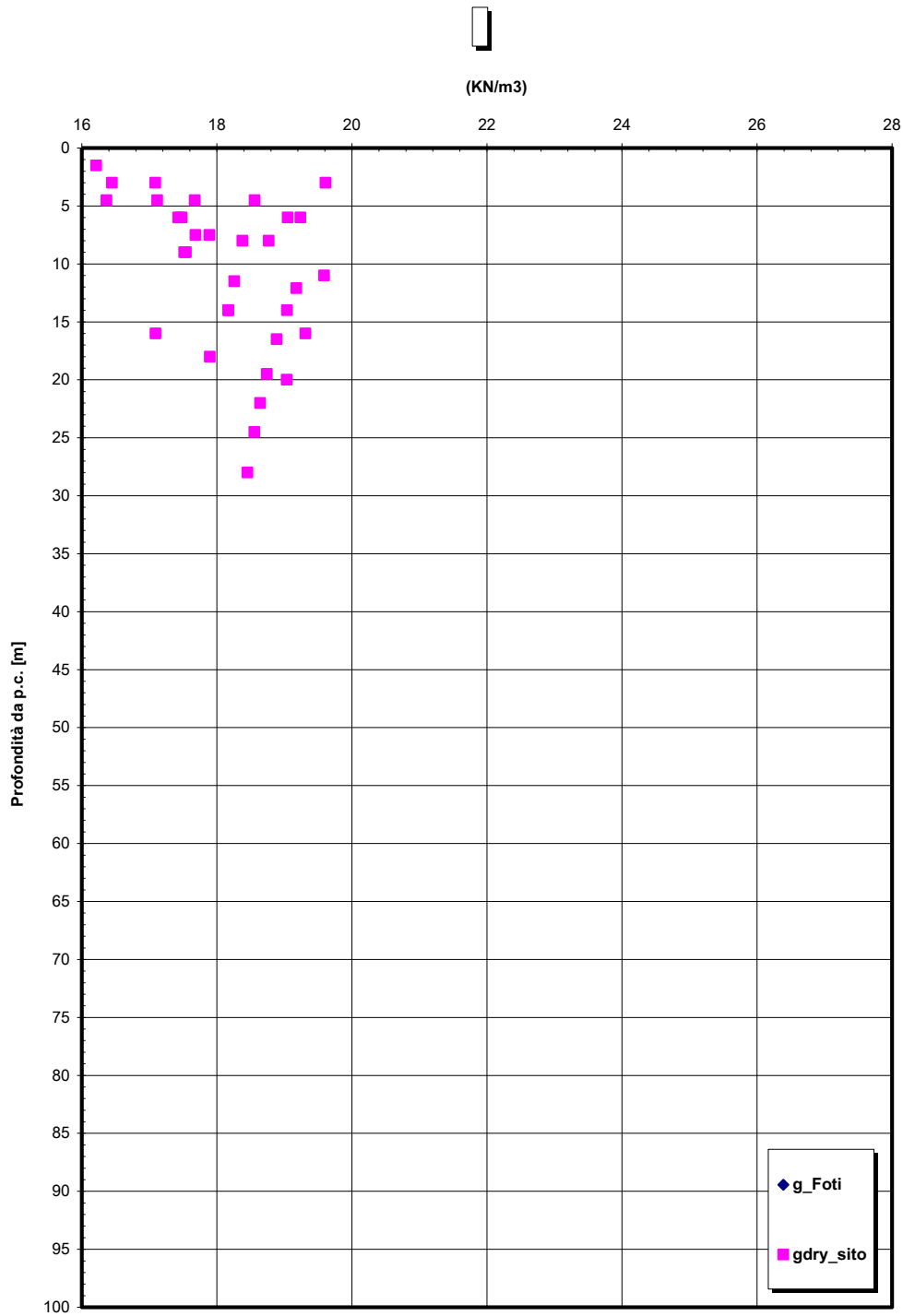


RELAZIONE GEOTECNICA

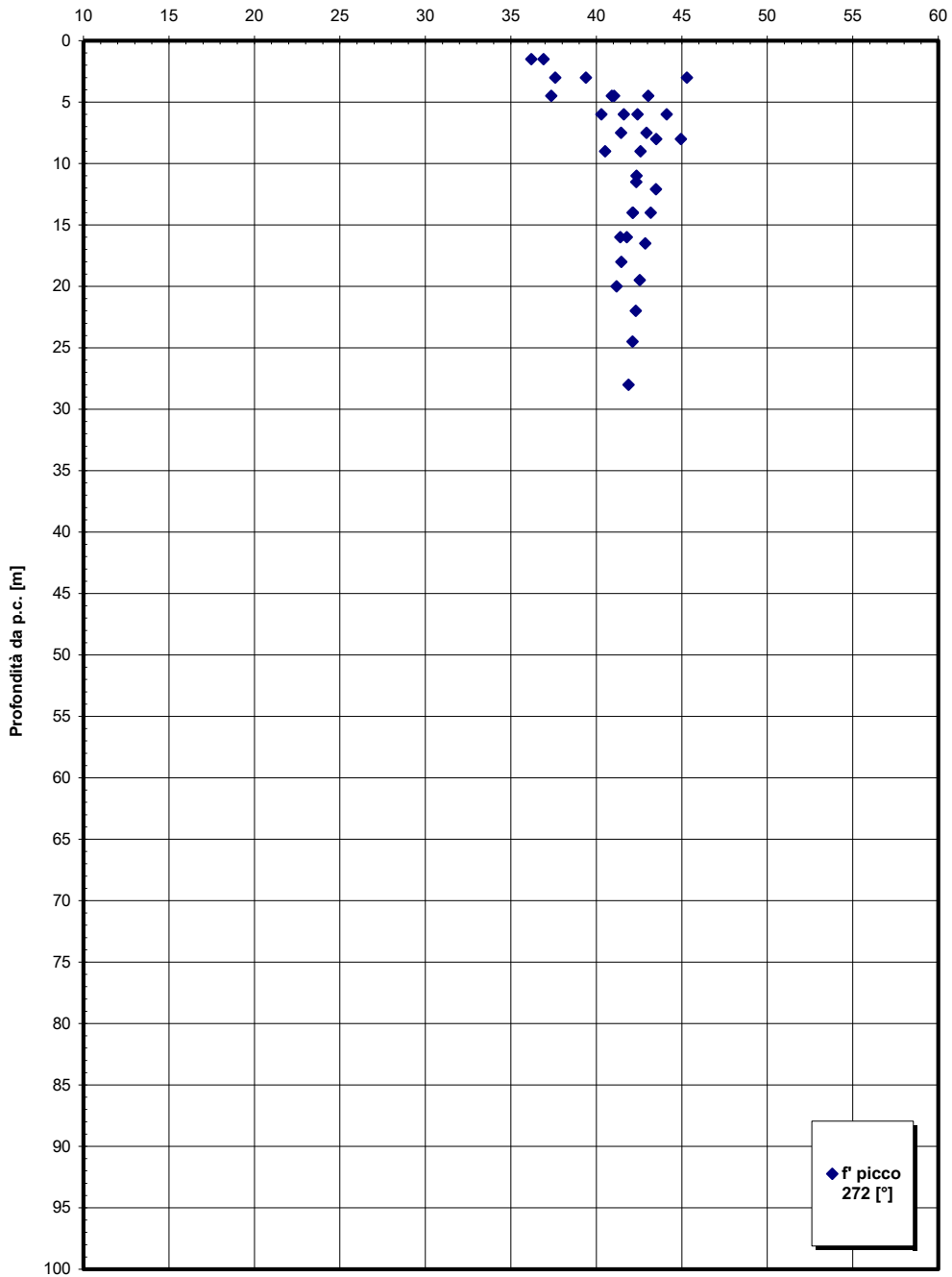
Codice documento
CS0508_F0.doc

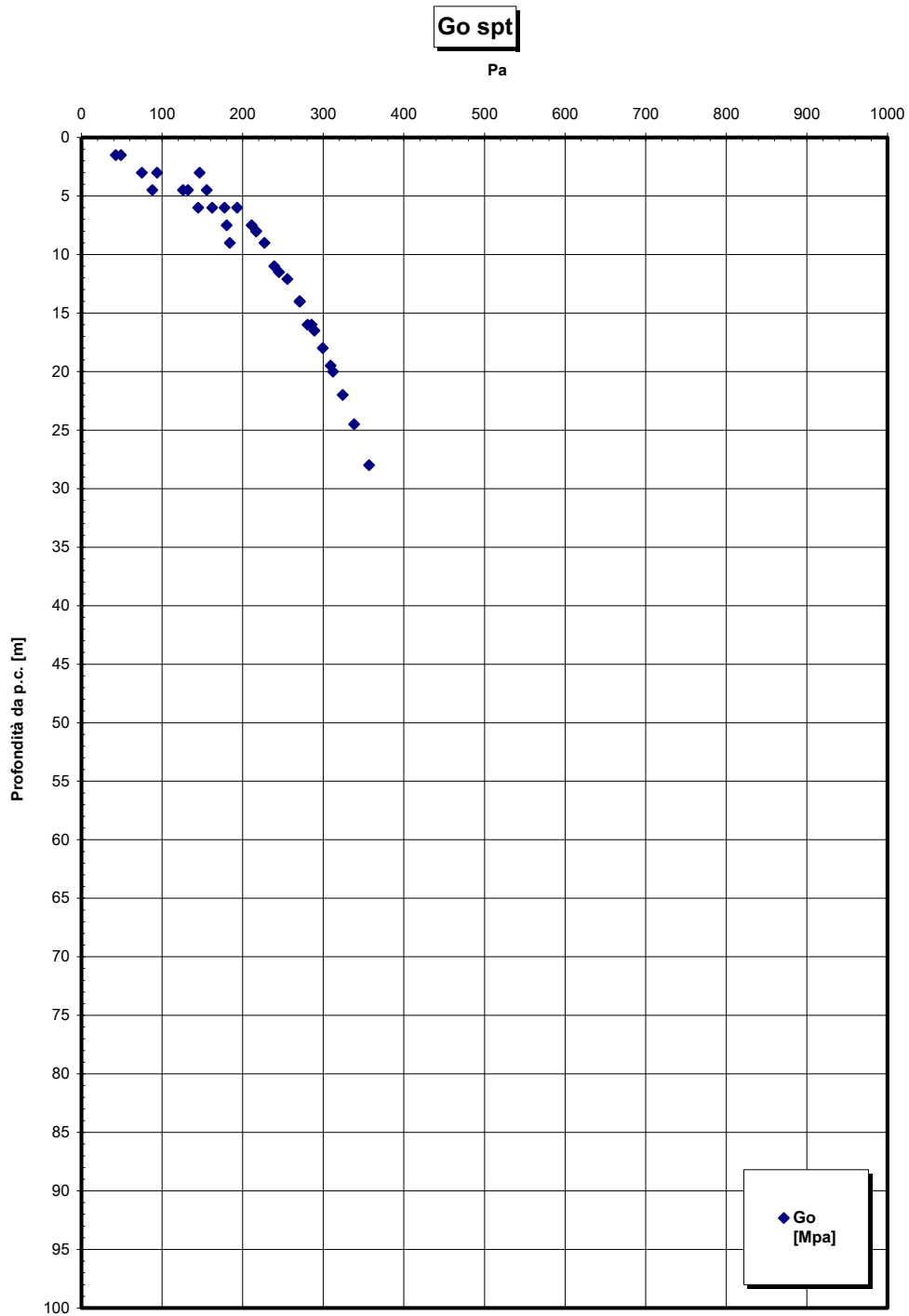
Rev
F0

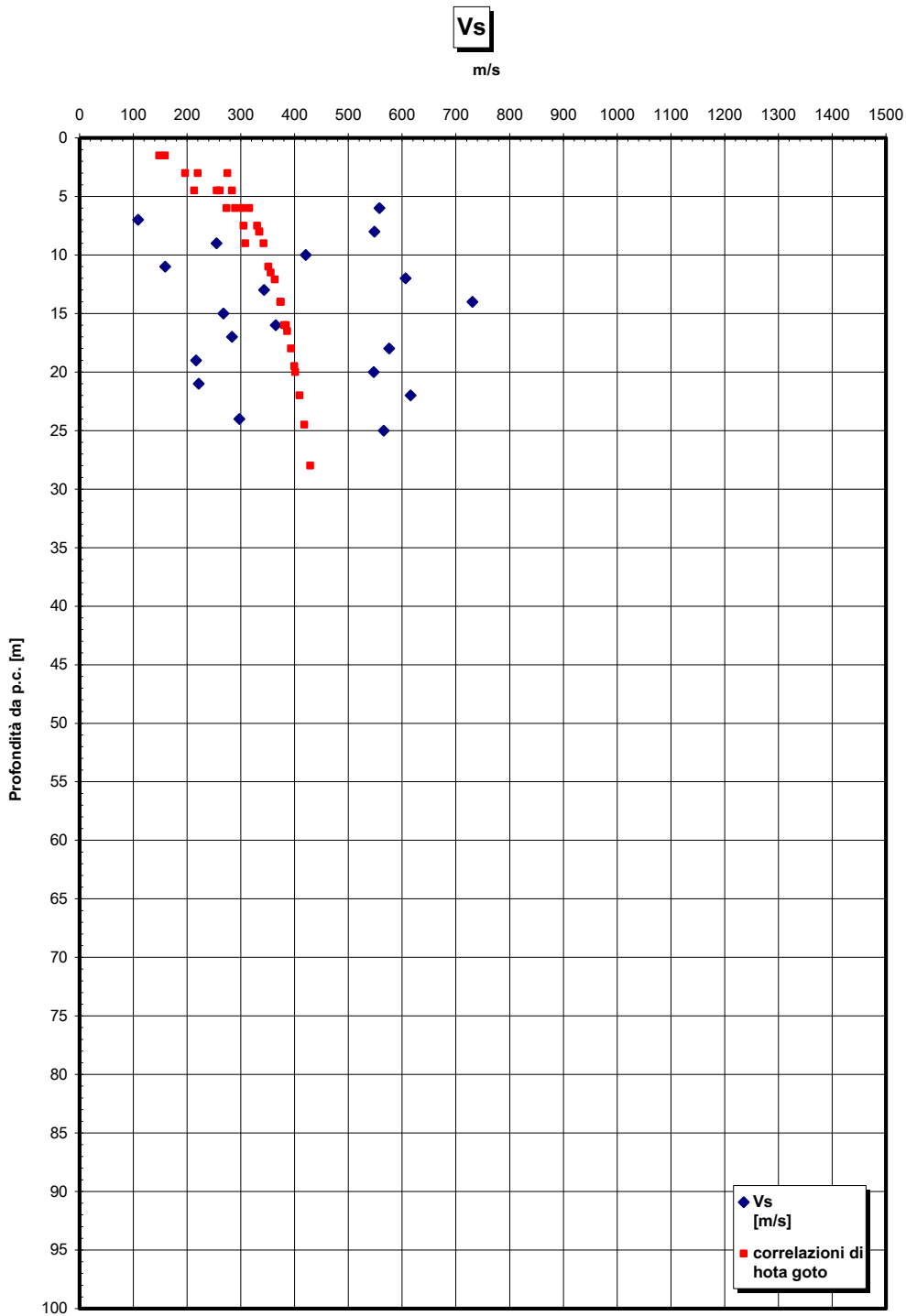
Data
20/06/2011



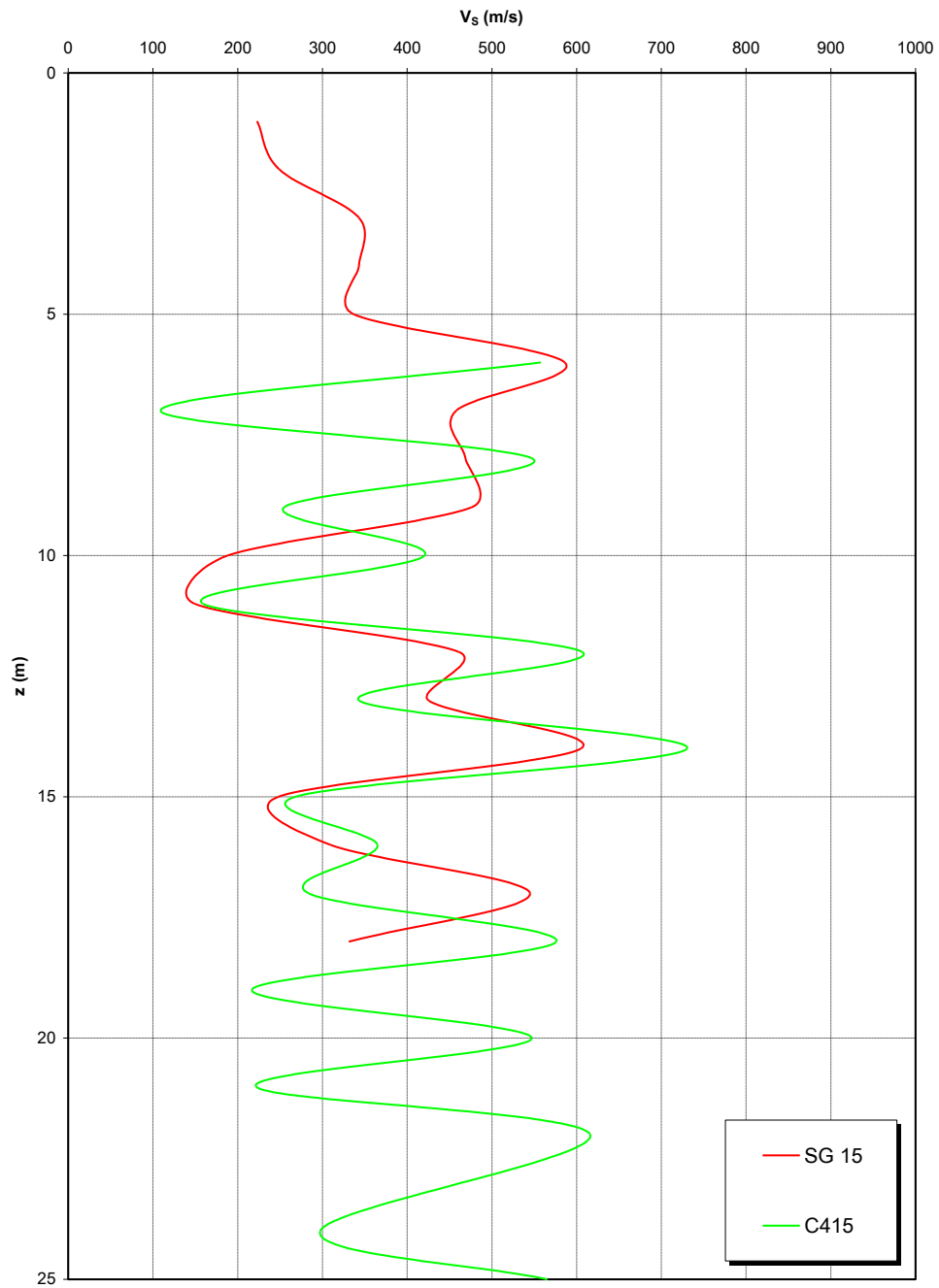
' picco



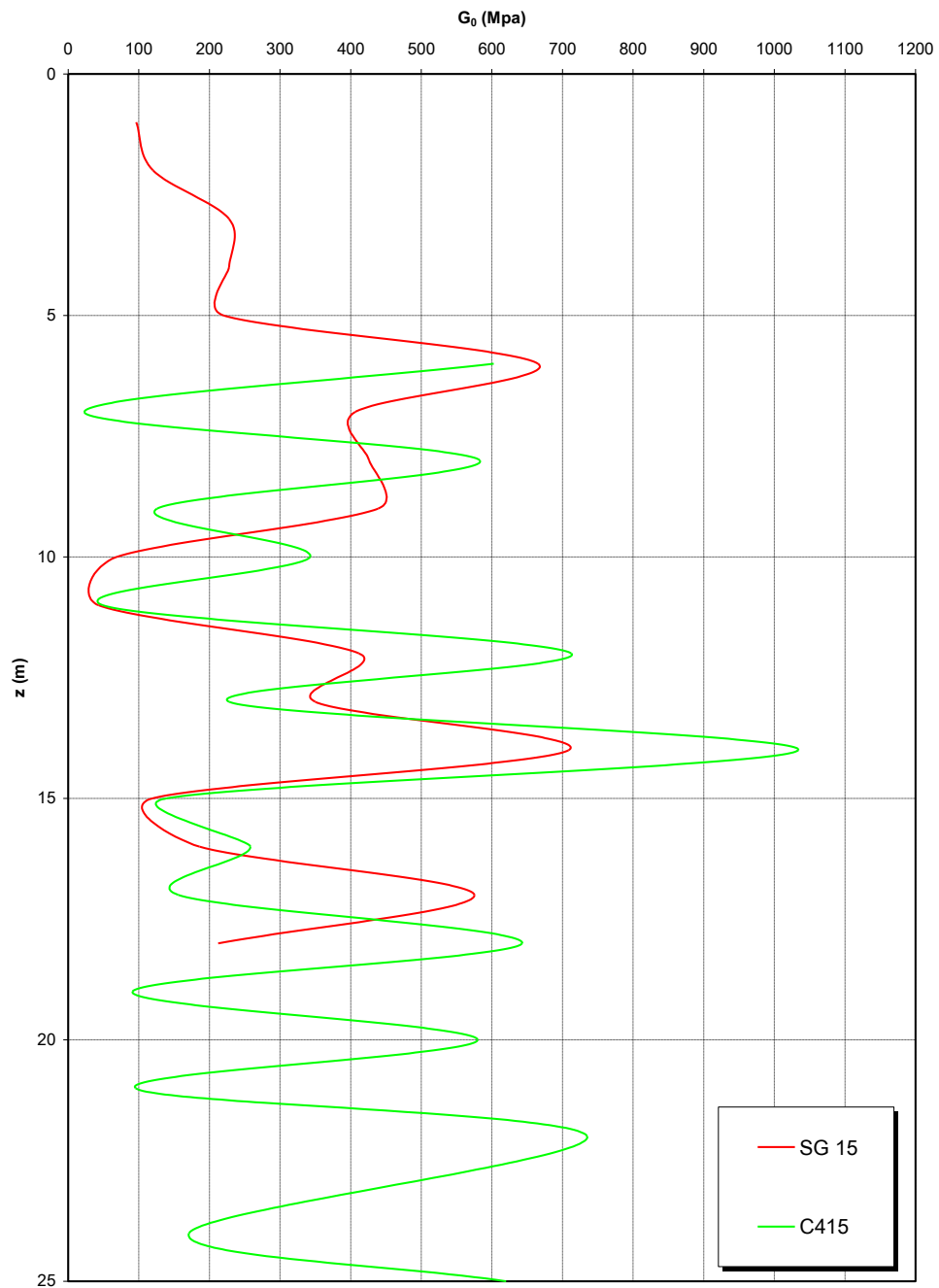




**Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



**Prove sismiche
SABBIE E GHIAIE DI MESSINA**



		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

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

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

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

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di 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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<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 → ($a_g=0,171g$; $F_0=2,360$; $T^*_c=0,340s$)

Per SLV → ($a_g=0,439g$; $F_0=2,490$; $T^*_c=0,420s$)

Si assume di inserire il sottosuolo su cui insiste l'opera 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 $S_s(\text{SLV}) = 1,00$

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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$a_{\max}(\text{SLD}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,171g = 0,205g$$

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,439g = 0,439g$$

L'applicazione delle azioni sismiche alle sottostrutture 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.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

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;

β = parametro riduttivo dell'azione sismica in accordo con il §7.11.6.2.1

Essendo lo scatolare una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m , assume il valore 1.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NT § 7.11.6.2.1 e EC8-5 § 7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:



$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot h_{\text{tot}}^2$$

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con “ h_{tot} ” altezza dal piano stradale alla fondazione dello scatolare e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo “ $\square P_d$ ” la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

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, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

5 ANALISI DELLE FONDAZIONI

5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE

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\struttura.

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

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

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E_F F_k ; \frac{X_k}{M} ; a_d$$


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

$$R_d = \frac{1}{R} R_F F_k ; \frac{X_k}{M} ; a_d$$

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.

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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



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

Approccio 2

Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno.

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

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente γ_R e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

		<p align="center">Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p align="center">RELAZIONE GEOTECNICA</p>		<p><i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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 trave di fondazione.

<i>N-T-M in fondazione per carichi elementari</i>	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Peso Proprio	578,5	0	0
Permanenti Portati soletta sup	156	0	0
Permanenti Portati sbalzi	39	0	0
Spinta del terreno attiva	0	421,3353	2266,784
Spinta del terreno a riposo	0	663,0034	3566,958
Carichi da traffico veicolare Q1k,dis	587,3256	0	0
Carichi da traffico veicolare q1k,dis	117		0
Carichi da traffico veicolare distribuito	260		0
Spinte del sovraccarico		185,734	999,2487
Frenatura		82,08751	441,6308
Azione sismica inerziale	212,5858	425,1715	2287,423
Azione sismica - sovraspinta sui piedritti		1383,967	7445,741

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:

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

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{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 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ 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.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

I valori dei coefficienti ϕ_{0j} , ϕ_{1j} e ϕ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI di [NT_1] e riportati nel seguito per completezza.


		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (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
<i>Vento q_5</i>	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
<i>Neve q_5</i>	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
<i>Temperatura</i>	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	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.

Travf.	Cmb	M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Pt	Pos.	N	V 2	V 3	T	M 2	M 3
		daN cm	daN cm	cm	daN/cm2	cm	daN	daN	daN	daN	daN	daN cm
										cm	cm	
2	31	7.614e+06	0.0	1.65	-1.46	0.0	-3.225e+04	-4.627e+04	0.0	0.0	0.0	6.352e+06
		-5.992e+06	0.0	0.0		1140.0	-3.225e+04	4.504e+04	0.0	0.0	0.0	7.614e+06
2	32	8.802e+06	0.0	4.08	-1.59	0.0	-3.152e+04	-4.472e+04	0.0	0.0	0.0	8.802e+06
		-6.241e+06	0.0	0.0		1140.0	-3.152e+04	4.659e+04	0.0	0.0	0.0	5.028e+06
2	33	8.280e+06	0.0	2.96	-1.60	0.0	-3.187e+04	-4.451e+04	0.0	0.0	0.0	8.280e+06
		-6.041e+06	0.0	0.0		1140.0	-3.187e+04	4.569e+04	0.0	0.0	0.0	5.443e+06
3	31	1.619e+06	0.0	0.13	-1.47	0.0	81.03	3.158e+04	0.0	0.0	0.0	-1.263e+06
		-1.263e+06	0.0	0.0		80.0	81.03	4.045e+04	0.0	0.0	0.0	1.619e+06

				Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO			
RELAZIONE GEOTECNICA				<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc		<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

3	32	1.114e+06	0.0	0.28	-1.14	0.0	456.63	2.172e+04	0.0	0.0	0.0	-8.689e+05
		-8.689e+05	0.0	0.0		80.0	456.63	2.789e+04	0.0	0.0	0.0	1.114e+06
3	33	1.313e+06	0.0	0.20	-1.27	0.0	392.50	2.561e+04	0.0	0.0	0.0	-1.024e+06
		-1.024e+06	0.0	0.0		80.0	392.50	3.286e+04	0.0	0.0	0.0	1.313e+06
4	31	1.327e+06	0.0	0.11	-1.27	0.0	-44.80	-3.319e+04	0.0	0.0	0.0	1.327e+06
		-1.035e+06	0.0	0.0		80.0	-44.80	-2.588e+04	0.0	0.0	0.0	-1.035e+06
4	32	1.832e+06	0.0	0.31	-1.62	0.0	-421.23	-4.576e+04	0.0	0.0	0.0	1.832e+06
		-1.430e+06	0.0	0.0		80.0	-421.23	-3.574e+04	0.0	0.0	0.0	-1.430e+06
4	33	1.834e+06	0.0	0.23	-1.62	0.0	-356.69	-4.583e+04	0.0	0.0	0.0	1.834e+06
		-1.431e+06	0.0	0.0		80.0	-356.69	-3.578e+04	0.0	0.0	0.0	-1.431e+06

5.1.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

5.1.3.1 Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante è soddisfatta se:

$$E_d \leq \frac{R_d}{R} \leq \frac{adm}{R}$$

dove:



- _{max} è l'azione pressione sul terreno per effetto dei carichi agenti;
- _{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.

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:

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q \quad 0,5 N s d i g b$$

$$\text{se } \alpha=0, \quad q_{ult} = 5,14 s_u \left[1 + s'_c d'_c i'_c b'_c g'_c \right] q$$

dove

$$N_c = N_q \left[1 + \cot \alpha \left(\frac{D}{B} \right) \right] \quad N_q = e^{-\tan \alpha} \tan^2 \left(45 + \frac{\alpha}{2} \right) \quad N = 1,5 N_q \left[1 + \tan \alpha \left(\frac{D}{B} \right) \right]$$

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

$$d'_c = 0,4k \quad d_c = 1 - 0,4k \quad d_q = 1 - 2 \tan \alpha \left[1 - \sin^2 \alpha \right] k \quad d = 1$$

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

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

$$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c}} \quad i_c = i_q = \frac{1 - i_q}{N_q} \quad i_q = 1 - \frac{0,5H}{V A_f c \cot \alpha}^5$$

$$i = 1 - \frac{0,7H}{V A_f c \cot \alpha}^5 \quad \text{se } i > 1$$

$$i = 1 - \frac{(0,7 - \alpha/45)H}{V A_f c \cot \alpha}^5 \quad \text{se } i < 1$$

$$g'_c = \frac{1}{147} \quad g_c = 1 - \frac{1}{147} \quad g_q = g = 1 - 0,5 \tan \alpha^5$$

$$b'_c = \frac{1}{147} \quad b_c = 1 - \frac{1}{147} \quad b_q = \exp \left[-2 \tan \alpha \right] \quad b = \exp \left[-2,7 \tan \alpha \right]$$

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

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

α è l'inclinazione del pendio



RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento
CS0508_F0.doc

Rev
F0

Data
20/06/2011

		16	1.17	-3.86	-3.86	17	-1.36	-1.68	-1.68	18	-1.64	-1.96	-1.96
		19	-1.70	-1.59	-1.69	20	-1.70	-1.14	-1.67	21	-1.16	-1.16	-1.16
		22	-1.80	-1.80	-1.80	23	-1.16	-1.16	-1.16	24	-0.97	-1.35	-1.35
		25	-0.97	-1.35	-1.35	26	-1.16	-1.16	-1.16	27	-1.16	-1.16	-1.16
		28	-1.35	-1.35	-1.35	29	1.17	-3.86	-3.86	30	1.35	-3.67	-3.67
		31	-1.46	-1.27	-1.45	32	-1.14	-1.59	-1.59	33	-1.27	-1.60	-1.60
3		1	-2.47	-2.46	-2.46	2	-1.80	-1.83	-1.83	3	-1.84	-1.84	-1.84
		4	-0.83	-0.87	-0.87	5	-2.46	-2.46	-2.46	6	-1.15	-1.15	-1.15
		7	-1.98	-2.00	-2.00	8	-2.05	-2.04	-2.05	9	-1.32	-1.36	-1.36
		10	-1.48	-1.52	-1.52	11	-1.98	-1.95	-1.97	12	-1.11	-1.13	-1.13
		13	-1.12	-1.17	-1.17	14	1.36	1.00	1.34	15	-1.73	-1.70	-1.73
		16	1.53	1.17	1.51	17	-1.34	-1.36	-1.36	18	-1.62	-1.64	-1.64
		19	-1.71	-1.70	-1.71	20	-1.74	-1.70	-1.74	21	-1.16	-1.16	-1.16
		22	-1.81	-1.80	-1.81	23	-1.17	-1.16	-1.17	24	-0.95	-0.97	-0.97
		25	-0.95	-0.97	-0.97	26	-1.16	-1.16	-1.16	27	-1.16	-1.16	-1.16
		28	-1.35	-1.35	-1.35	29	1.53	1.17	1.51	30	1.71	1.35	1.69
		31	-1.47	-1.46	-1.47	32	-1.11	-1.14	-1.14	33	-1.25	-1.27	-1.27
4		1	-2.46	-2.47	-2.47	2	-2.28	-2.32	-2.32	3	-1.83	-1.83	-1.83
		4	-1.45	-1.49	-1.49	5	-2.46	-2.46	-2.46	6	-1.17	-1.17	-1.17
		7	-2.43	-2.47	-2.47	8	-2.07	-2.07	-2.07	9	-1.93	-1.98	-1.98
		10	-2.10	-2.14	-2.14	11	-1.61	-1.59	-1.61	12	-1.47	-1.50	-1.50
		13	-1.88	-1.93	-1.93	14	-4.04	-4.40	-4.40	15	-1.38	-1.36	-1.38
		16	-3.86	-4.22	-4.22	17	-1.68	-1.71	-1.71	18	-1.96	-1.99	-1.99
		19	-1.59	-1.58	-1.59	20	-1.14	-1.11	-1.14	21	-1.16	-1.16	-1.16
		22	-1.80	-1.81	-1.81	23	-1.16	-1.17	-1.17	24	-1.35	-1.38	-1.38
		25	-1.35	-1.38	-1.38	26	-1.16	-1.16	-1.16	27	-1.16	-1.16	-1.16
		28	-1.35	-1.35	-1.35	29	-3.86	-4.22	-4.22	30	-3.67	-4.03	-4.03
		31	-1.27	-1.26	-1.27	32	-1.59	-1.62	-1.62	33	-1.60	-1.62	-1.62
	Elem.		Pt ini	Pt fin	Pt max		Pt ini	Pt fin	Pt max		Pt ini	Pt fin	Pt max
			-4.40										
			1.71										

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Il valore massimo di pressione sul terreno in condizioni statiche risulta pari a

$$q_{\max} = 0.247 \text{ Mpa}$$

Il valore massimo di pressione sul terreno in condizioni sismiche risulta pari a

$$q_{\max} = 0.422 \text{ MPa}$$

Pertanto la verifica di capacità portante risulta soddisfatta.

5.1.3.2 Calcolo dei cedimenti indotti

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo di Burland-Burbidge. 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:

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

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 di 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:

$$w = q' B^{0.7} I_C$$

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

$$w = \frac{\sigma'_{v0}}{3} B^{0.7} \frac{I_C}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) B^{0.7} I_C$$

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

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="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						

l'unico accorgimento che al posto di σ'_{v0} si troverà σ'_p , tensione di preconsolidazione (si ricordi il diagramma semilogaritmico delle prove edometriche).

Dalla relazione geotecnica CG0800PRBDCSBC8G000000001B si sono valutati i valori di N_{spt} riferiti al sondaggio SG_15 (situato in corrispondenza dell'opera) che fornisce un valore di N_{spt} pari variabile da 46 a 100.

Si riporta nel seguito il calcolo condotto per la determinazione del cedimento indotto per l'opera in esame, assumendo come carico agente, il valore più critico trovato nelle analisi di capacità portante SLE pari a 0,199 MPa e assumendo cautelativamente il valore di N_{spt} pari a 50.

Da cui si ottiene:

Determinazione dei Cedimenti - Metodo di Burland & Burbidge

$z =$	6,75	m	profondità piano di posa
$\sigma'_{\text{terreno}} =$	20,00	kN/m^3	peso terreno
$\sigma'_w =$	10,0000	kN/m^3	peso acqua
$z_w =$	20,00	m	profondità falda
$\sigma'_{z_w} =$	0,00	m	
$u =$	0,00	kPa	
$\sigma'_{v0} =$	135,00	kPa	
$N =$	62088,00	kN	Risultante forze normali
$B =$	13,00	m	Dimensione Longitudinale
$L =$	24,00	m	Dimensione Trasversale
$A =$	312,00	m^2	Area Reale
$B_{\text{min}} =$	13,00	m	Dimensione minore Fondazione
$B_{\text{max}} =$	24,00	m	Dimensione maggiore Fondazione
$L/B =$	1,85	m/m	
$H =$		m	Altezza zona compressibile
$Z =$	6,88		Profondità di influenza della fondazione
$H/Z =$	0,00	m	
$f_s =$	1,212		Coefficiente di Forma
$f_h =$	1,00		Coefficiente Correttivo (Hcomp)
$T =$	50,00	anni	Tempo in anni dalla Fine della Costruzione
$f_{t \text{ statico}} =$	1,54		Coefficiente Correttivo (Effetti Secondari)
$f_{t \text{ ciclico}} =$	2,68		Coefficiente Correttivo (Effetti Secondari)
$N =$	50,00		Parametro Prova SPT
$N_{\text{limo}} =$	32,50		Correzione N_{spt} - Sabbie Fini e/o Limose - Sotto Falda
$N_{\text{ghiaia}} =$	62,50		Correzione N_{spt} - Ghiaia o Sabbia Ghiaiosa -
$N_{\text{corretto}} =$	87,50		Parametro Prova SPT Utilizzato

		Ponte sullo Stretto di Messina PROGETTO DEFINITIVO		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0508_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$I_c =$	0,0048		Indice di Compressibilità
$q =$	199,00	kPa	Pressione Media
$S_{statico} =$	5,87	mm	9,01

Dall'analisi si evince quindi che l'entità massima dei cedimenti con le assunzioni fatte è dell'ordine dei 0,6 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.