



# 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>CS0483_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>	SOTTOPASSO (PROLUNGAMENTO VIA ENRICO COSENZ)	
<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	S	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> CS0483_F0	<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 .....	24
5 ANALISI DELLE FONDAZIONI .....	28
5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE.....	28
5.1.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE.....	31
5.1.2 Combinazioni per gli S.L.U. ....	31
5.1.3 VERIFICHE GEOTECNICHE .....	34
5.1.3.1 Verifica di capacità portante.....	34
5.1.3.2 Calcolo dei cedimenti indotti.....	38

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico dello scatolare di prolungamento dell'attuale sottopasso di via Enrico Cosenz denominato "Prolungamento-Via Enrico Cosenz" (dimensioni interne 8.0x8.0 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-

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

*calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”*

- [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>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_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> CS0483_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]. LANCELLOTTA 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> CS0483_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> CS0483_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 fondazioni

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

##### 3.1.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_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						

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	

### 3.2 Acciaio per cemento armato

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

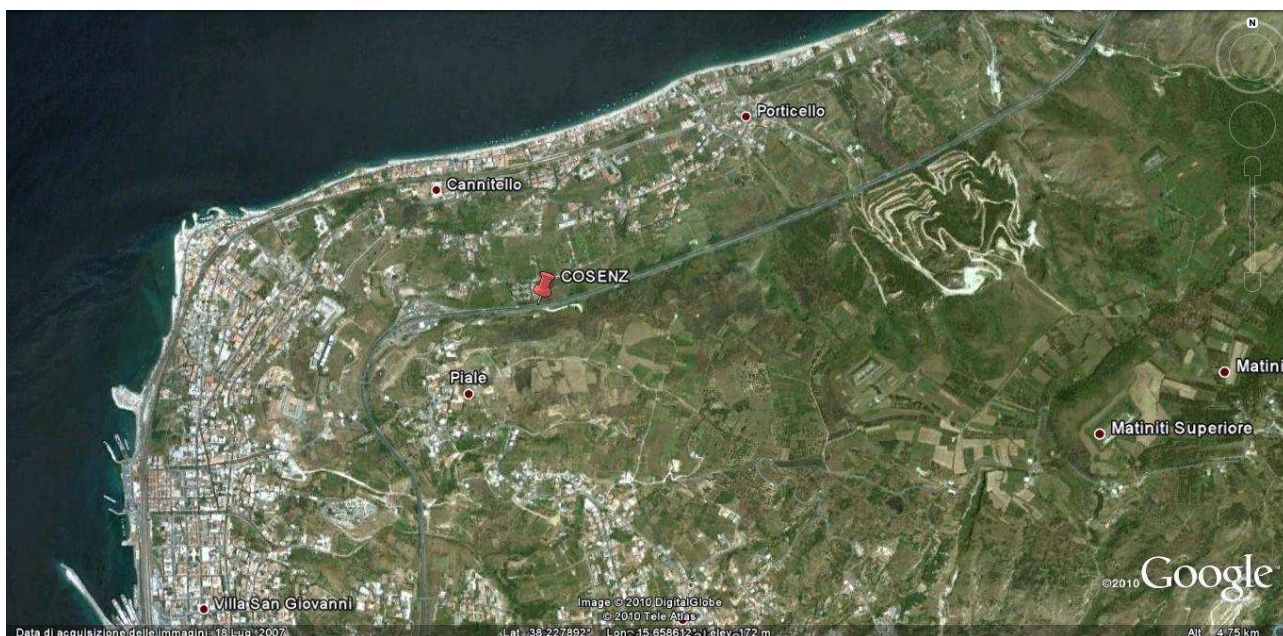
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_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 38,228688 e Longitudine di 15,653269.



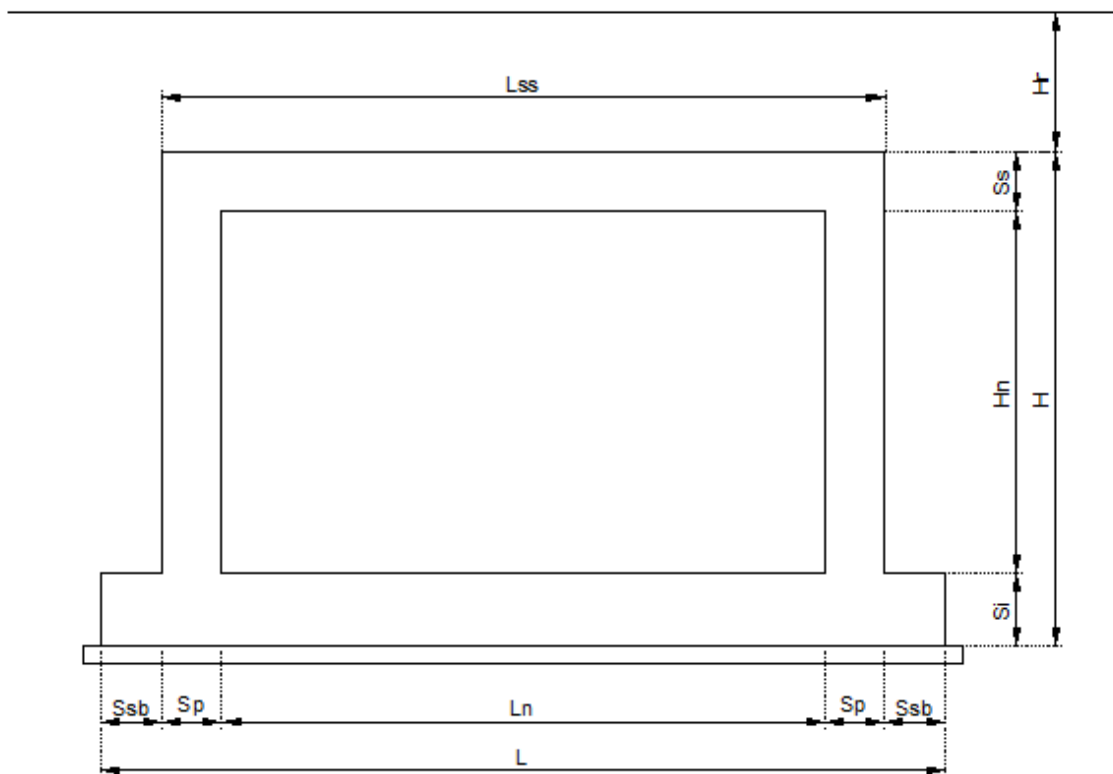
*F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera*

L'opera in oggetto è costituita da una struttura scatolare in c.a. gettato in opera. L'andamento è rettilineo, con ingresso ed uscita inclinati di  $40^\circ$  rispetto all'asse longitudinale ed ha uno sviluppo totale di 24m.

La sezione dello scatolare è rettangolare, di luce interna netta strutturale pari a 8.0x8.0 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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



F2. Sezione trasversale scatolare

$L_n =$	8m	$S_s =$	1,2m	$H_r =$	0,6m
$L =$	10,6m	$S_i =$	1,2m	$H_n =$	8m
$L_{ss} =$	10,2m	$S_p =$	1,1m	$H =$	10,4m
		$S_{sb} =$	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.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 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 8-10 m da intradosso fondazione sono caratterizzati da "depositi di versante".

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21÷23
$c'_{\text{picco}}$ (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+10 z
$G'_o$ (MPa)	$G'_o = 1730 \cdot p_a \cdot \left( \frac{p'_o}{p_a} \right)^{0.6}$
$E' *$ (MPa)	$E = (19 \div 30) \cdot (z)^{0.7}$
$v'$ (-)	0.2
$K$ (m/s)	$10^{-5} - 10^{-6}$

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

$N_{\text{SPT}}$  = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

$\phi'$  = angolo di attrito operativo;

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\phi'_r$  = angolo di attrito residuo;

$c'_r$  = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$\sigma_{vmax}'$  = 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

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

La posizione della falda è individuata a -15 m da p.c., pertanto nel proseguo della relazione si considererà assente la falda in quanto ininfluente 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 03 B

Profilo idrogeologico stradale                      1:2000 CG0800 P F6 D C SB C6 ST 00 00 00 04 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 Depositi di versante

Depositi di versante: sono depositi detritici olocenici alimentati da processi di degradazione e trasporto dovuto sia alle acque di dilavamento che alla gravità ed accumulati, in genere, alla base

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dei versanti. Affiora come un deposito di sabbie di colore rossastro da medie a grossolane, solo subordinatamente fini, con rare intercalazioni di livelli di ghiaiosi o limosi.

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

Per definire la categoria sismica locale ci si è riferiti al sondaggio SG11, simile dal punto di vista lito-stratigrafico fornisce una categoria B ( $V_{s30}=411$  m/s).

### Indagini previste

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti (C424, S6(ANAS\_2005)), si è scelto di tenere conto anche di altri sondaggi e prove disponibili.

Le prove localmente utilizzate nella caratterizzazione sono:

#### Depositi di versante

Si considerano i sondaggi della caratterizzazione generale.

- prove SPT (C406,C407,C423BIS,C424,C421,C425,C433,C424)
- 2 prove sismiche (SG11,C423BIS)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici

### Caratterizzazione geotecnica

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

#### **Depositi di versante**

Per le caratteristiche fisiche l'andamento del fuso conferma che le caratteristiche granulometriche dei materiali in esame sono tipiche di materiali sia di materiali a grana grossa (ghiaie 12%), sia di materiali intermedi (sabbie 60%). Il contenuto di fino è mediamente del 22%.

Con riferimento al fuso medio si ha:

- Il valore di  $D_{50}$  è pari a 0.25mm
- Il valore di  $D_{60}$  è pari a 0.4 mm
- Il valore di  $D_{10}$  è pari a 0.005 mm

Il peso di volume dei grani  $\gamma_s$  è risultato pari a circa 26 kN/m<sup>3</sup>;

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per lo stato iniziale dalle elaborazioni risulta che:

- **Dr**: la densità relativa media della sola componente sabbiosa è del 40-70%. I valori di  $N_{spt}$  sono stati corretti con un fattore  $C_{sg}=0.95$ .
- $\gamma_d$  : si può stimare un valore medio di  $\gamma_d$  pari a circa 19 -21 KN/m<sup>3</sup>

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 38°, ai parametri di resistenza operativi al taglio in termini di sforzi efficaci si sono assegnati i seguenti valori operativi:

$c_p' = 0$  kPa = coesione apparente

$\varphi_p' = 36\div 38^\circ$  =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

$\varphi_r' = 33^\circ\text{-}35^\circ$  =angolo di resistenza al taglio

Per le caratteristiche di deformabilità dalle prove sismiche in foro si ottengono valori di  $V_s$  che mostrano una tendenza all'aumento con la profondità con valori che arrivano a 200 m/s fino a 10m 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 80MPa a 160MPa a 10m di profondità.

Da prove SPT invece valori di  $G_0$  variano da 30 a 130MPa nei primi 10m.

Per  $G$  ed  $E_0$  una stima è data quindi da:

$$G_0 = 20 \cdot (z)^{0.85}$$

$$E_0 = 48 \cdot (z)^{0.85}$$

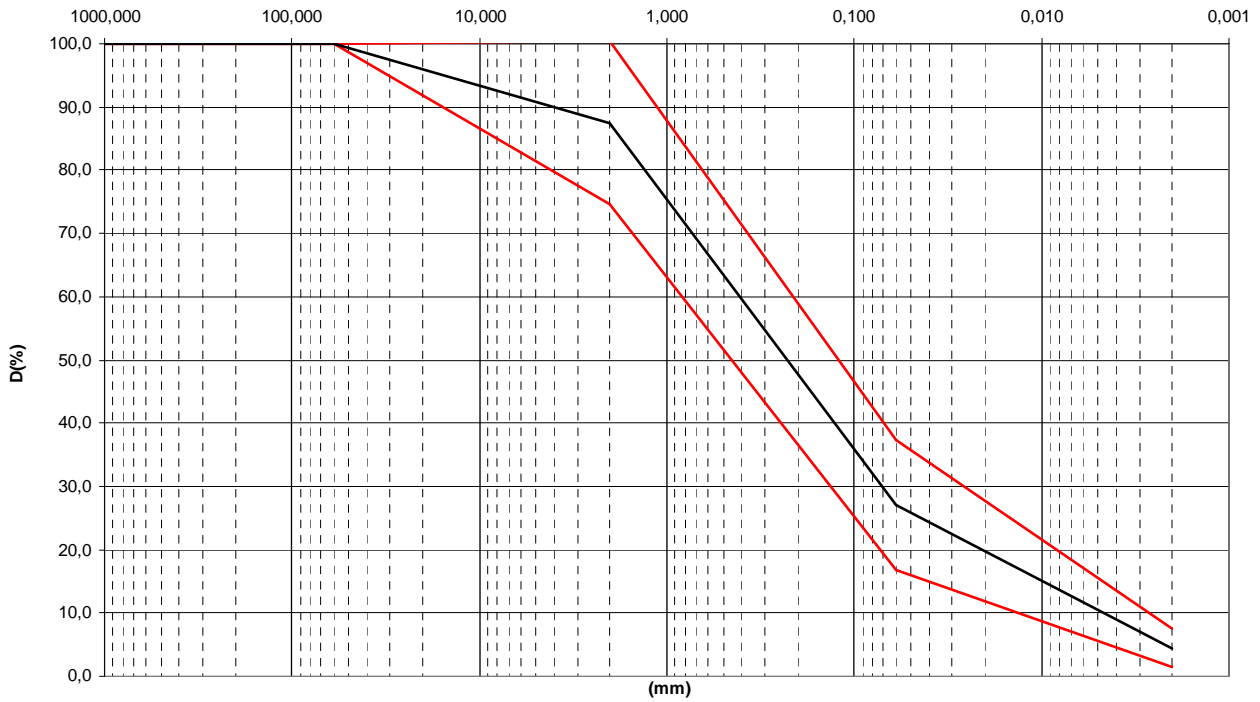
I moduli di Young "operativi" a medie deformazioni, valutati sulla base dei criteri descritti nei capitoli precedenti risulteranno pari a:

$$E = (6 \div 16) \cdot (z)^{0.85}$$

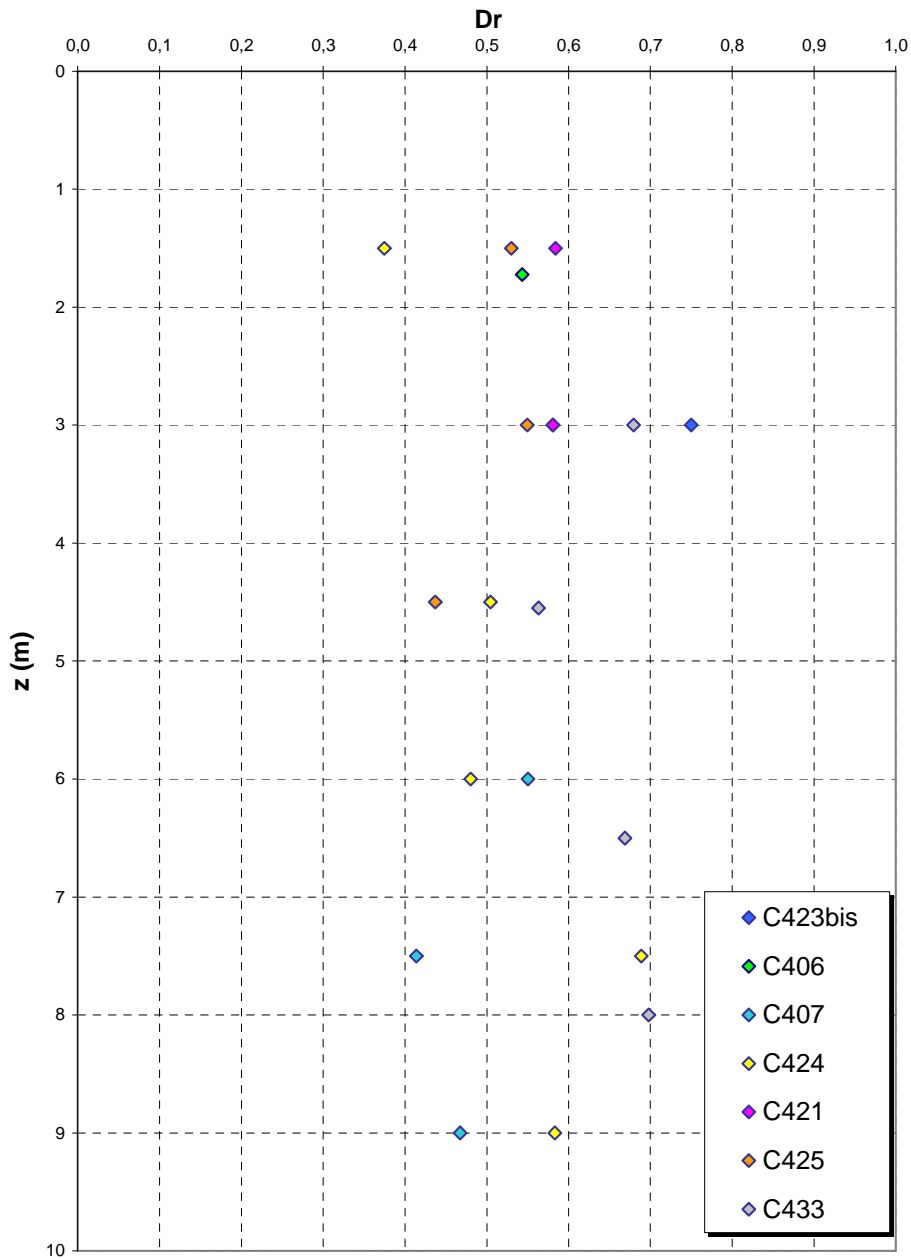
pari rispettivamente a circa 1/5÷1/10 ed 1/3 di quelli iniziali.

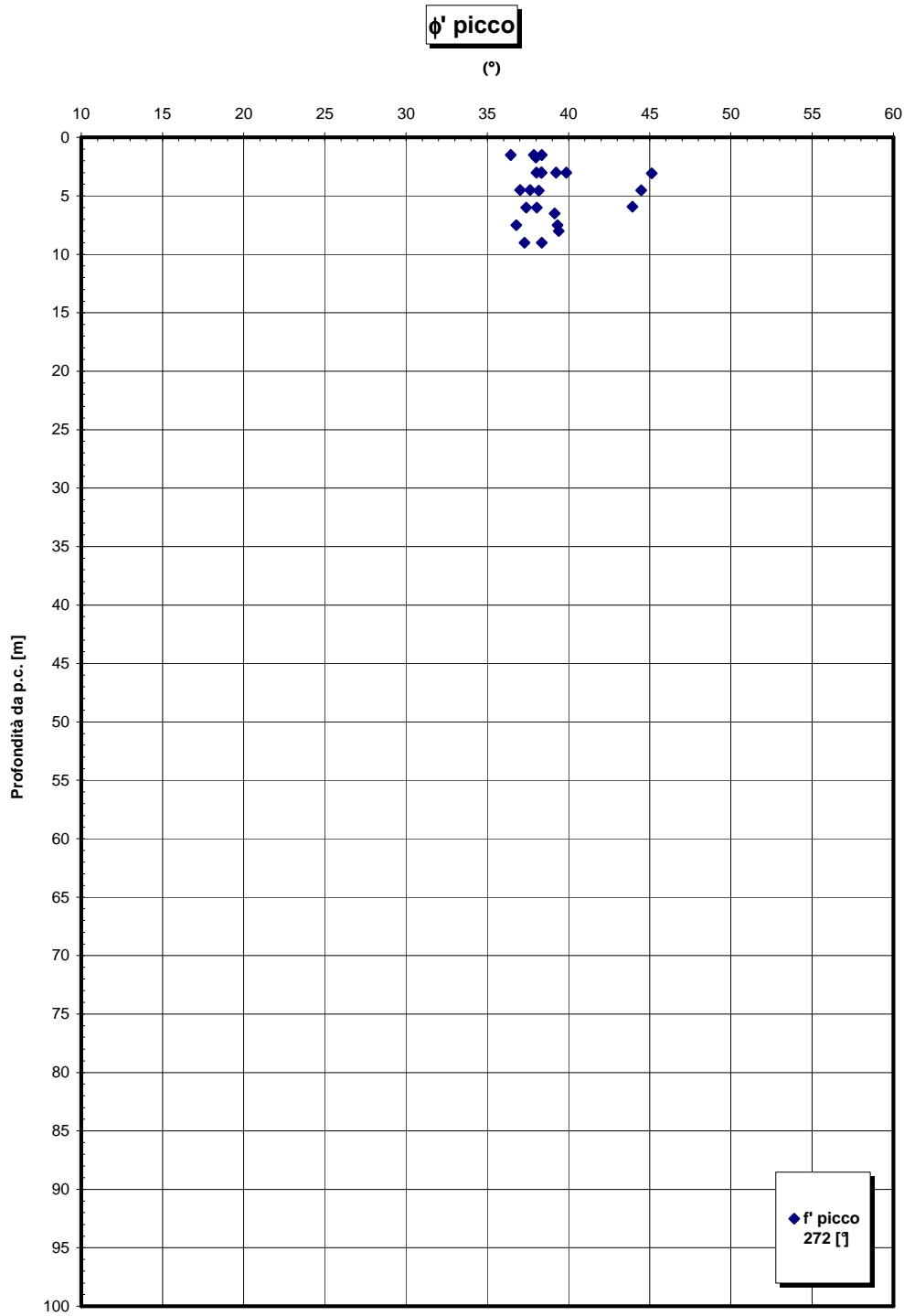


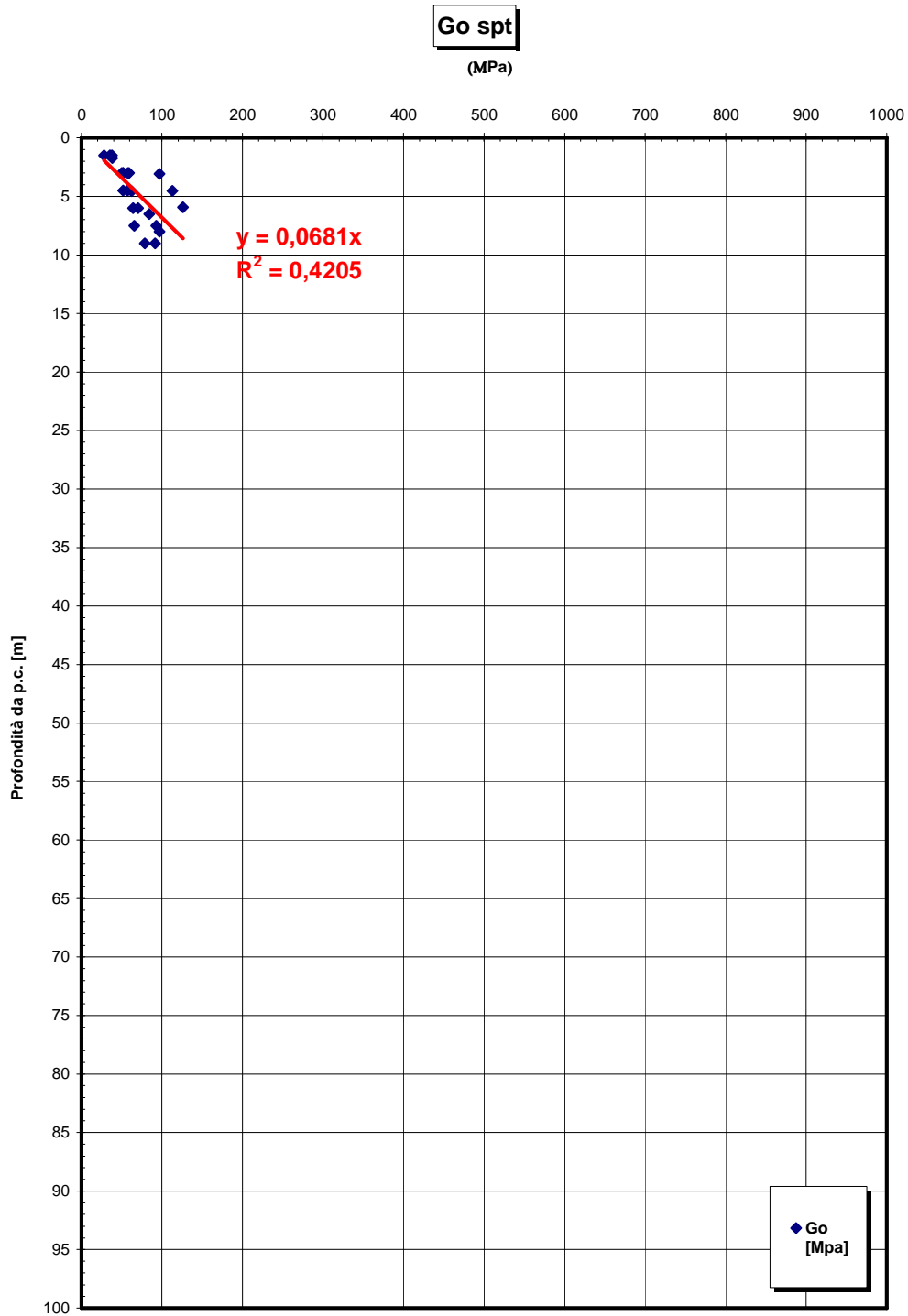
**Depositi di versante**



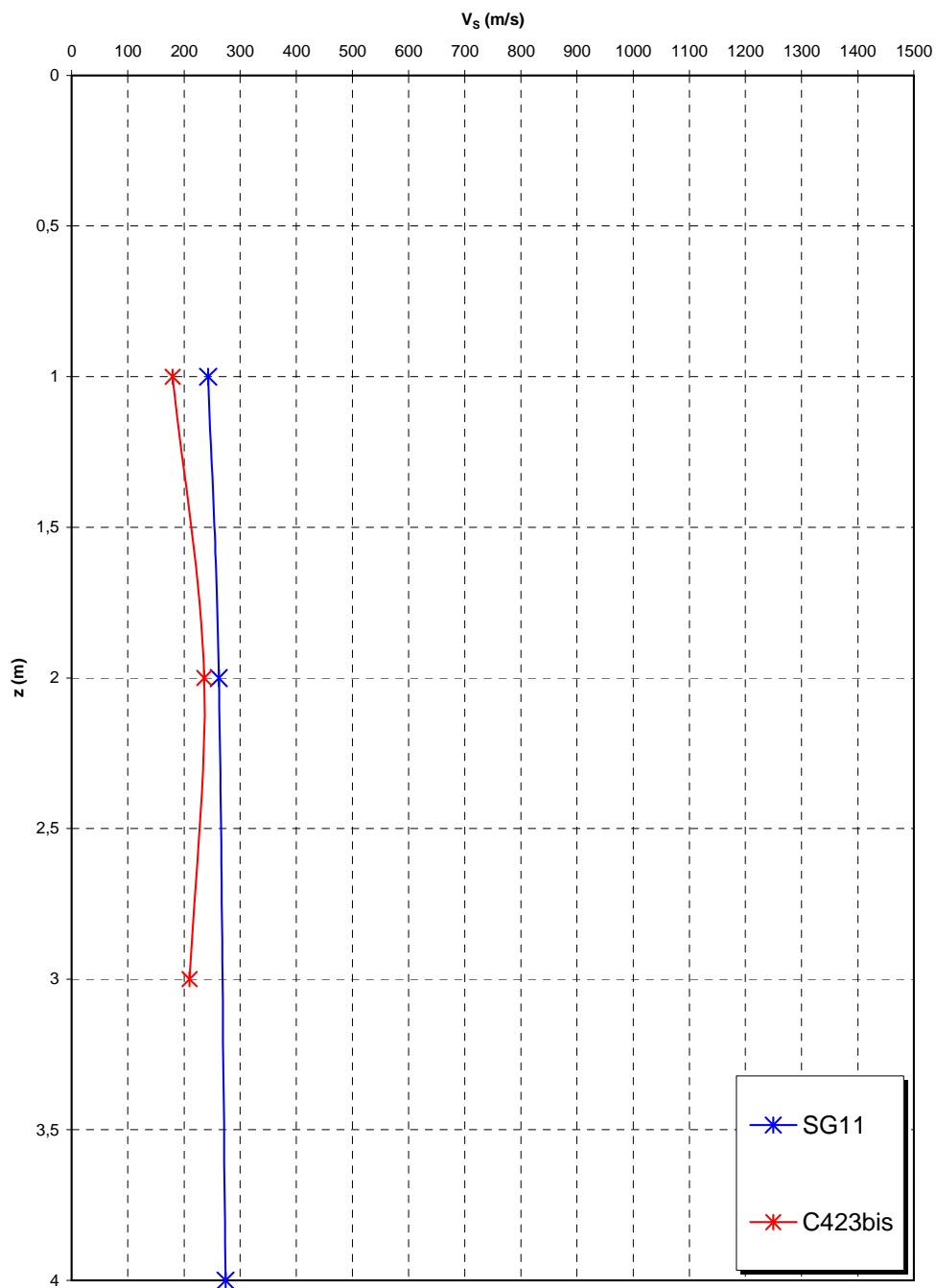
**Dr Skempton (1986)  
Componente sabbiosa prevalente  
DEPOSITI DI VERSANTE**

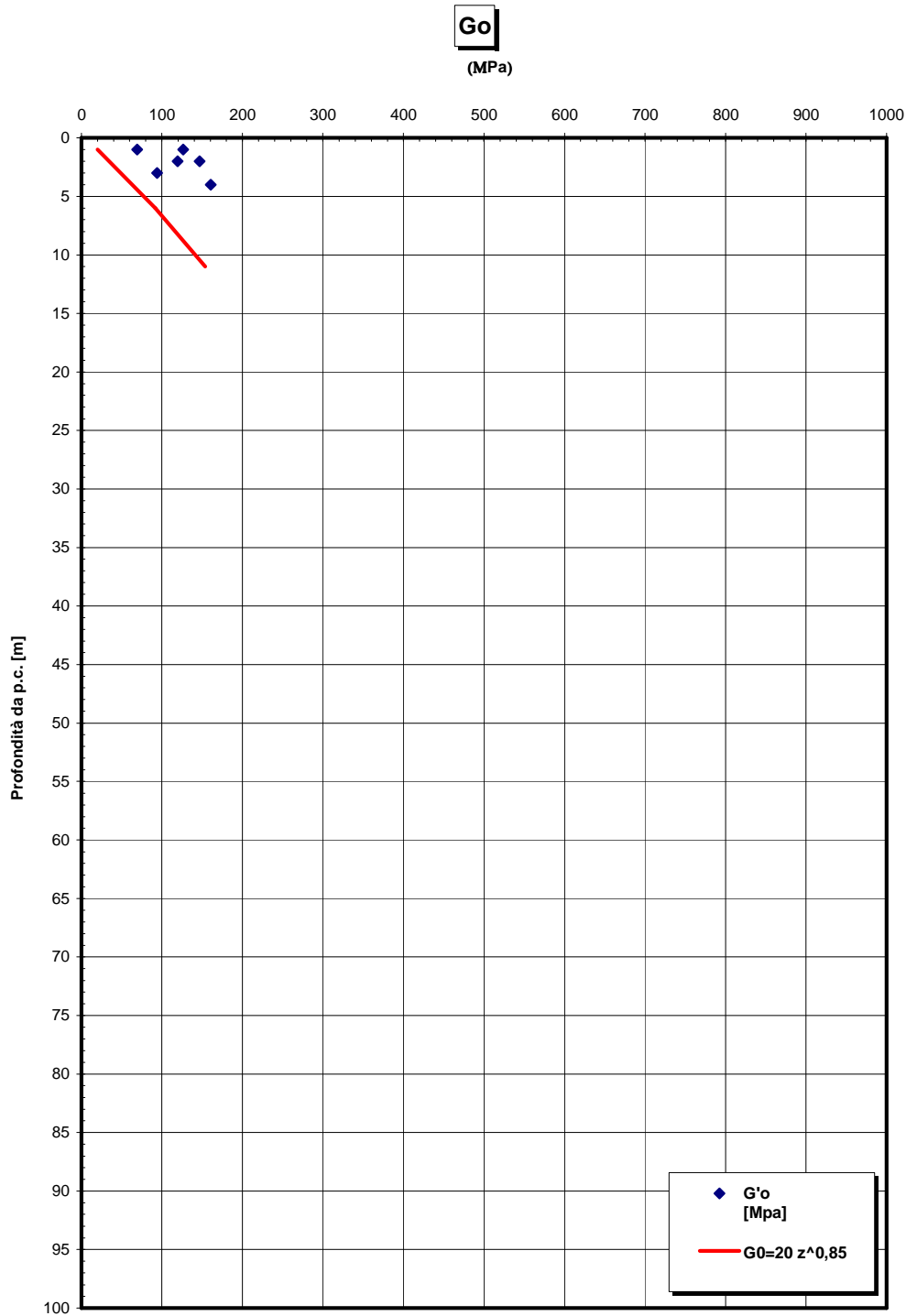




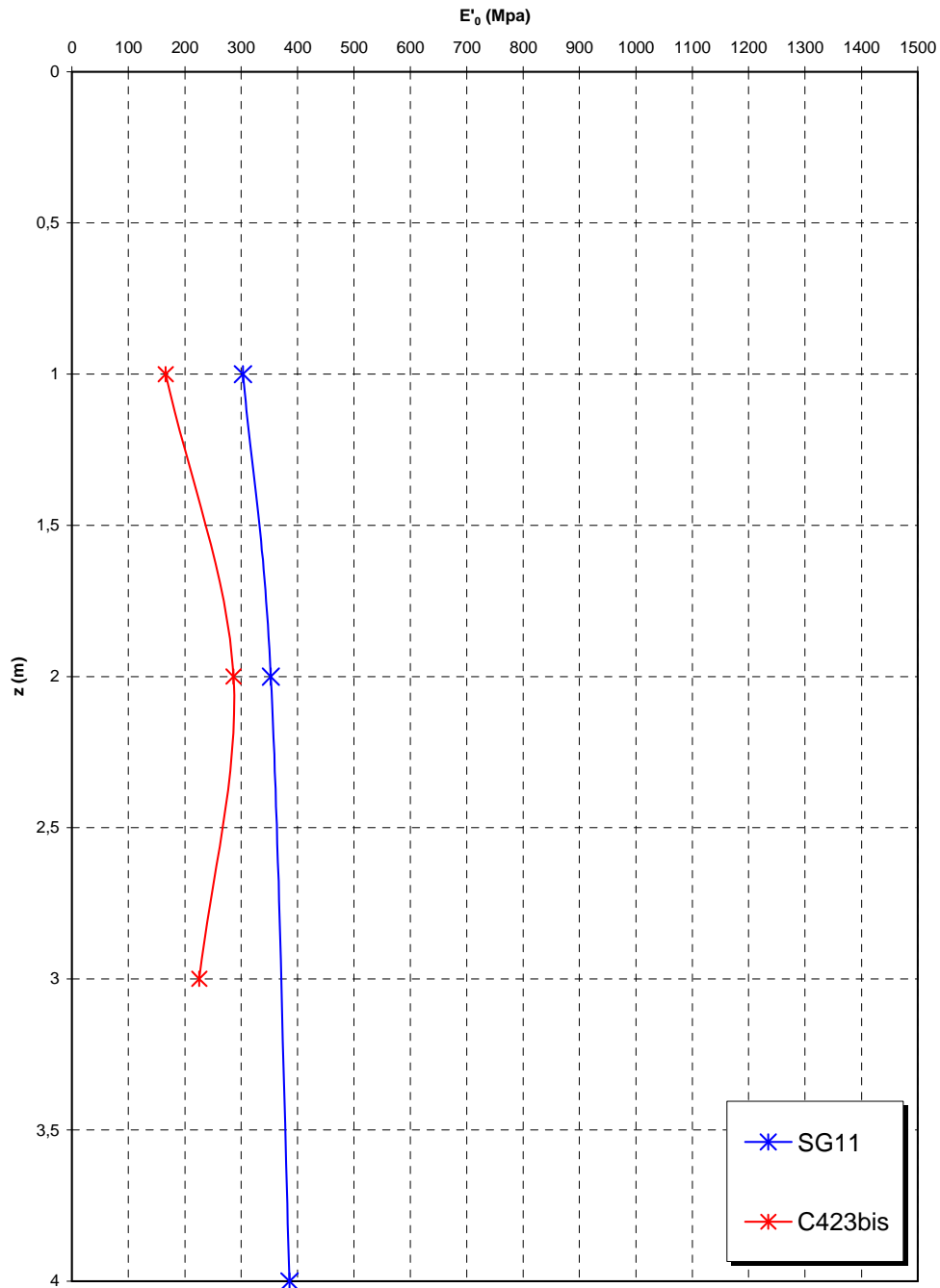


**Prove sismiche  
DEPOSITI DI VERSANTE**





**Prove sismiche  
DEPOSITI DI VERSANTE**



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_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.



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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:

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

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 → ( $a_g=0,121g$  ;  $F_0=2,317$  ;  $T^*_c=0,319s$ )

Per SLV → ( $a_g=0,337g$  ;  $F_0=2,455$  ;  $T^*_c=0,388s$ )

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

Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafico risulta:

$S_s(\text{SLD}) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,287$  essendo il valore  $> 1,2$  si assume  $S_s(\text{SLD}) = 1,2$

$S_s(\text{SLV}) = 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g = 1,069$  essendo il valore  $> 1$  si assume  $S_s(\text{SLV}) = 1,07$

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max}(\text{SLD}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,121g = 0,145g$$

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1,07 \cdot 1,0 \cdot 0,337g = 0,360g$$

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;

$\beta$  = 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  $\beta_m$ , 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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

calcolato come:

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

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 “ $\Delta P_d$ ” 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.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<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 ( $c_d'$ ,  $\phi_d'$ ) 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 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.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<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  $\gamma_R$  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 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  $\gamma_R$  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. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente  $\gamma_R$  e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_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						

### 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)
<b>Peso Proprio</b>	572,4	0	0
<b>Permanenti Portati soletta sup</b>	254,4	0	0
<b>Permanenti Portati sbalzi</b>	67,84	0	0
<b>Spinta del terreno attiva (2)</b>	0	367,6793	1911,932
<b>Spinta del terreno a riposo (2)</b>	0	578,5715	3008,572
<b>Carichi da traffico veicolare Q1k.dis</b>	380,5532	0	0
<b>Carichi da traffico veicolare q1k,dis</b>	95,4		0
<b>Carichi da traffico veicolare distribuito</b>	212		0
<b>Spinte del sovraccarico (1)</b>		122,7	638,0398
<b>Frenatura</b>		65,8789	342,5703
<b>Azione sismica inerziale</b>	155,502	311,004	1617,221
<b>Azione sismica - sovraspinta sui piedritti</b>		1003,774	5219,624

### 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  $\gamma_P=1$ .

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<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 <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

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.



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0

**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
<i>Vento <math>q_5</math></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 <math>q_5</math></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	5.692e+06	0.0	-0.30	-1.58	0.0	-3.327e+04	-4.216e+04	0.0	0.0	0.0	5.692e+06
		-3.859e+06	0.0	0.0		910.0	-3.327e+04	4.113e+04	0.0	0.0	0.0	5.511e+06
2	32	7.649e+06	0.0	-4.93	-1.90	0.0	-3.266e+04	-4.107e+04	0.0	0.0	0.0	7.649e+06
		-4.182e+06	0.0	0.0		910.0	-3.266e+04	4.223e+04	0.0	0.0	0.0	3.430e+06
2	33	7.242e+06	0.0	-3.91	-1.93	0.0	-3.349e+04	-4.059e+04	0.0	0.0	0.0	7.242e+06
		-3.977e+06	0.0	0.0		910.0	-3.349e+04	4.124e+04	0.0	0.0	0.0	3.768e+06
3	31	1.516e+06	0.0	-0.03	-1.58	0.0	235.66	3.130e+04	0.0	0.0	0.0	-1.174e+06
		-1.174e+06	0.0	0.0		75.0	235.66	4.041e+04	0.0	0.0	0.0	1.516e+06

				<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>			
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>				<i>Codice documento</i> CS0483_F0		<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

3	32	1.005e+06	0.0	-0.41	-1.21	0.0	578.15	2.075e+04	0.0	0.0	0.0	-7.780e+05
		-7.780e+05	0.0	0.0		75.0	578.15	2.688e+04	0.0	0.0	0.0	1.005e+06
3	33	1.227e+06	0.0	-0.32	-1.38	0.0	520.46	2.532e+04	0.0	0.0	0.0	-9.496e+05
		-9.496e+05	0.0	0.0		75.0	520.46	3.277e+04	0.0	0.0	0.0	1.227e+06
4	31	1.458e+06	0.0	-0.02	-1.53	0.0	-205.36	-3.888e+04	0.0	0.0	0.0	1.458e+06
		-1.129e+06	0.0	0.0		75.0	-205.36	-3.011e+04	0.0	0.0	0.0	-1.129e+06
4	32	1.968e+06	0.0	-0.42	-1.96	0.0	-548.40	-5.242e+04	0.0	0.0	0.0	1.968e+06
		-1.525e+06	0.0	0.0		75.0	-548.40	-4.067e+04	0.0	0.0	0.0	-1.525e+06
4	33	1.991e+06	0.0	-0.33	-1.97	0.0	-489.96	-5.304e+04	0.0	0.0	0.0	1.991e+06
		-1.543e+06	0.0	0.0		75.0	-489.96	-4.114e+04	0.0	0.0	0.0	-1.543e+06

### 5.1.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

#### 5.1.3.1 Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante è soddisfatta se:

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

dove:

$\sigma_{\max}$  è l'azione pressione sul terreno per effetto dei carichi agenti;

$\sigma_{adm}$  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:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0483_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						

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

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- Af    è l'area efficace di base  
c      è l'aderenza di base  
D      è la profondità della fondazione rispetto a piano campagna  
B      è la dimensione minore della fondazione  
L      è la dimensione maggiore della fondazione  
H      è il carico orizzontale trasmesso dalla fondazione  
V      è il carico verticale trasmesso dalla fondazione  
η      è l'inclinazione del piano della fondazione sull'orizzontale  
β      è l'inclinazione del pendio

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0

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

Peso specifico del terreno	19	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	32	°
coesione efficace	0	kPa
Profondità del piano di posa (valore medio)	1,2	m

Con tali assunzioni i diversi coefficienti della formulazione di B.-H. assumono i seguenti valori:

D.M. 14-01-2008 - CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI CON BRINCH-HANSEN												
Dati relativi al terreno			Fattori di capacità portante			Caratteristiche geometriche della fondazione e carichi			Fattori di forma			
$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>	$N_c$	35,47		$B$	10,6	m	$s_c$	1	fattore di forma	
$\gamma_{sat}$	9	kN/m <sup>3</sup>	$N_q$	23,2		$D$	1,2	m	$d_c$	1	fattore di profondità	
$c$	0	kPa	$N$	20,813449		$L$	1	m	$i_c$	1	fattore di inclinazione del carico	
$\phi$	32	°				$q$	22,8	kN/m	$g_c$	1	fattore di inclinazione del terreno	
$c_u$	0	kPa				$H$	0	kN	$b_c$	1	fattore di inclinazione del piano di fondazione	
Falda	20	m				$V$	0	kN				
Cuneo di rottura	9,562744	m				$k$	0,113208		$s_q$	1	fattore di forma	
$\gamma_{sat}$	9,669155	kN/m <sup>3</sup>							$d_q$	0,9625	fattore di profondità	
						$\alpha$	0	°	$i_q$	1	fattore di inclinazione del carico	
			Gamma R	1,8		$\beta$	0	°	$g_q$	1	fattore di inclinazione del terreno	
									$b_q$	1	fattore di inclinazione del piano di fondazione	
									$s$	0,8472	fattore di forma	
									$d$	1	fattore di profondità	
<b>Capacità portante</b>			<b>Approccio</b>	<b>1</b>	<b>Comb.1</b>				$i$	0,998	fattore di inclinazione del carico	
$R$	2281,231	kPa							$g$	1	fattore di inclinazione del terreno	
$R_d$	1267,351	kPa							$b$	1	fattore di inclinazione del piano di fondazione	

Da cui si ottiene un carico limite del terreno per combinazione A2+M2 pari a **1,2 MPa**.

Si riportano le massime pressioni in fondazione per ogni combinazione di carico.

I valori sono rappresentati in una tabella nella quale vengono riportate le pressioni alle estremità dell'elemento e la massima (in valore assoluto) pressione lungo lo sviluppo dell'elemento.

Vengono inoltre riportati i valori massimo e minimo delle pressioni tra le combinazioni analizzate.

Elem.	Cmb	Pt ini	Pt fin	Pt max	Cmb	Pt ini	Pt fin	Pt max	Cmb	Pt ini	Pt fin	Pt max
		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2
2	1	-2.57	-2.57	-2.57	2	-1.73	-2.48	-2.48	3	-1.74	-2.15	-2.15
	4	-0.93	-1.60	-1.60	5	-2.57	-2.57	-2.57	6	-1.14	-1.39	-1.39
	7	-1.87	-2.60	-2.60	8	-1.98	-2.23	-2.23	9	-1.33	-1.99	-1.99
	10	-1.46	-2.12	-2.12	11	-1.91	-1.89	-1.90	12	-1.09	-1.72	-1.72

	13	-1.15	-1.98	-1.98	14	1.66	-4.77	-4.77	15	-1.65	-1.58	-1.64
	16	1.68	-4.56	-4.56	17	-1.38	-1.74	-1.74	18	-1.70	-2.06	-2.06
	19	-1.63	-1.68	-1.68	20	-1.65	-1.35	-1.63	21	-1.27	-1.27	-1.27
	22	-1.88	-1.88	-1.88	23	-1.27	-1.27	-1.27	24	-0.96	-1.58	-1.58
	25	-0.96	-1.58	-1.58	26	-1.27	-1.27	-1.27	27	-1.27	-1.27	-1.27
	28	-1.44	-1.44	-1.44	29	1.68	-4.56	-4.56	30	1.86	-4.39	-4.39
	31	-1.58	-1.53	-1.57	32	-1.21	-1.90	-1.90	33	-1.38	-1.93	-1.93
3	1	-2.58	-2.57	-2.58	2	-1.67	-1.73	-1.73	3	-1.71	-1.74	-1.74
	4	-0.88	-0.93	-0.93	5	-2.58	-2.57	-2.58	6	-1.12	-1.14	-1.14
	7	-1.82	-1.87	-1.87	8	-1.96	-1.98	-1.98	9	-1.27	-1.33	-1.33
	10	-1.40	-1.46	-1.46	11	-1.91	-1.91	-1.91	12	-1.04	-1.09	-1.09
	13	-1.08	-1.15	-1.15	14	2.20	1.66	2.17	15	-1.66	-1.65	-1.66
	16	2.21	1.68	2.17	17	-1.35	-1.38	-1.38	18	-1.67	-1.70	-1.70
	19	-1.63	-1.63	-1.63	20	-1.68	-1.65	-1.67	21	-1.27	-1.27	-1.27
	22	-1.88	-1.88	-1.88	23	-1.27	-1.27	-1.27	24	-0.91	-0.96	-0.96
	25	-0.91	-0.96	-0.96	26	-1.27	-1.27	-1.27	27	-1.27	-1.27	-1.27
	28	-1.44	-1.44	-1.44	29	2.21	1.68	2.17	30	2.38	1.86	2.35
	31	-1.58	-1.58	-1.58	32	-1.15	-1.21	-1.21	33	-1.33	-1.38	-1.38
4	1	-2.57	-2.58	-2.58	2	-2.48	-2.55	-2.55	3	-2.15	-2.19	-2.19
	4	-1.60	-1.65	-1.65	5	-2.57	-2.58	-2.58	6	-1.39	-1.42	-1.42
	7	-2.60	-2.66	-2.66	8	-2.23	-2.26	-2.26	9	-1.99	-2.04	-2.04
	10	-2.12	-2.18	-2.18	11	-1.89	-1.89	-1.89	12	-1.72	-1.77	-1.77
	13	-1.98	-2.05	-2.05	14	-4.77	-5.31	-5.31	15	-1.58	-1.58	-1.58
	16	-4.56	-5.08	-5.08	17	-1.74	-1.78	-1.78	18	-2.06	-2.10	-2.10
	19	-1.68	-1.68	-1.68	20	-1.35	-1.33	-1.35	21	-1.27	-1.27	-1.27
	22	-1.88	-1.88	-1.88	23	-1.27	-1.27	-1.27	24	-1.58	-1.63	-1.63
	25	-1.58	-1.63	-1.63	26	-1.27	-1.27	-1.27	27	-1.27	-1.27	-1.27
	28	-1.44	-1.44	-1.44	29	-4.56	-5.08	-5.08	30	-4.39	-4.91	-4.91
	31	-1.53	-1.53	-1.53	32	-1.90	-1.96	-1.96	33	-1.93	-1.97	-1.97
<b>Elem.</b>		<b>Pt ini</b>	<b>Pt fin</b>	<b>Pt max</b>		<b>Pt ini</b>	<b>Pt fin</b>	<b>Pt max</b>		<b>Pt ini</b>	<b>Pt fin</b>	<b>Pt max</b>
		-5.31										

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

		2.38										
--	--	------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

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

$$q_{\max} = 0.266 \text{ Mpa}$$

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

$$q_{\max} = 0.508 \text{ MPa}$$

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:

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

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 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:

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

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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).

Dalla relazione geotecnica CG0800PRBDCSBC8G000000001B si sono valutati i valori di  $N_{spt}$  riferiti al sondaggio S\_6 (situato in corrispondenza dell'opera) che fornisce un valore di  $N_{spt}$  pari a 58 ( $z=5,5$  m) e pari a 100 ( $z=30$  m).

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 0,21 MPa e assumendo cautelativamente il valore di  $N_{spt}$  pari a 50.

Da cui si ottiene:

#### Determinazione dei Cedimenti - Metodo di Burland & Burbidge

$z =$	1,20	m	profondità piano di posa
$\gamma_{\text{terreno}} =$	20,00	kN/m <sup>3</sup>	peso terreno
$\gamma_w =$	10,0000	kN/m <sup>3</sup>	peso acqua
$z_w =$	20,00	m	profondità falda
$\Delta z_w =$	0,00	m	
$u =$	0,00	kPa	
$\sigma'_{v0} =$	24,00	kPa	
$N =$	53424,00	kN	Risultante forze normali
$B =$	10,60	m	Dimensione Longitudinale
$L =$	24,00	m	Dimensione Trasversale
$A =$	254,40	m <sup>2</sup>	Area Reale
$B_{\text{min}} =$	10,60	m	Dimensione minore Fondazione
$B_{\text{max}} =$	24,00	m	Dimensione maggiore Fondazione
$L/B =$	2,26	m/m	
$H =$		m	Altezza zona compressibile
$Z =$	5,87		Profondità di influenza della fondazione
$H/Z =$	0,00	m	
$f_s =$	1,267		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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0483_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$N_{ghiaia} =$	62,50		Correzione Nspt - Ghiaia o Sabbia Ghiaiosa -
$N_{corretto} =$	62,50		Parametro Prova SPT Utilizzato
$I_c =$	0,0077		Indice di Compressibilità
$q =$	210,00	kPa	Pressione Media
$S_{statico} =$	15,16	mm	26,87

Dall'analisi si evince quindi che l'entità massima dei cedimenti con le assunzioni fatte è dell'ordine dei 1,5 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.