

# 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>CS0401_F0</b>
<i>Tipo di sistema</i>	INFRASTRUTTURE STRADALI OPERE CIVILI	
<i>Raggruppamento di opere/attività</i>	ELEMENTI DI CARATTERE GENERALE	
<i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i>	VIADOTTO PRESTIANNI	
<i>Titolo del documento</i>	RELAZIONE GEOTECNICA	

CODICE	C	G	0	7	0	0	P	R	B	D	C	S	C	0	0	V	I	P	4	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> CS0401_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
3.1.4 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato e predalles.....	9
3.2 Acciaio per cemento armato .....	10
3.3 Acciaio per carpenteria metallica .....	10
3.4 Collegamenti bullonati .....	11
3.5 Connettori a piolo .....	11
3.6 Saldature.....	11
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	13
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	13
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	15
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO .....	44
5 ANALISI DELLE FONDAZIONI .....	45
5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE .....	45
5.1.1 MODELLO DI CALCOLO.....	46
5.1.1.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	46
5.1.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE.....	49
5.1.3 Combinazioni di calcolo .....	51
5.1.4 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MICROPALO.....	55
5.1.5 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'.....	56
5.1.6 VERIFICHE GEOTECNICHE .....	56
5.1.6.1 Verifica di capacità portante.....	57

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento statico del ponte ubicato alla PK. 2+902 denominato "Viadotto Prestianni" (altezza max. trave 170 cm e luce 30 m), nell'ambito del progetto Definitivo per la realizzazione del "Ponte sullo Stretto di Messina".

### 1 RIFERIMENTI NORMATIVI

- [NT\_1]. *Legge n. 1086 del 5/11/1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;*
- [NT\_2]. *D.M. del 14/2/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso ";*
- [NT\_3]. *D.M. del 9/1/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche";*
- [NT\_4]. *D.M. 16/1/1996: "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";*
- [NT\_5]. *Circolare n. 156 AA.GG./STC del 04/7/1996 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 9/01/1996;*
- [NT\_6]. *Circolare n. 252 del 15/10/1996 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9/01/1996;*
- [NT\_7]. *Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. - Servizio Tecnico Centrale - "Istruzioni tecniche sul calcestruzzo strutturale. Linee guida". Dicembre 1996;*
- [NT\_8]. *Legge n. 64 del 02/02/1974 - "Norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali";*
- [NT\_9]. *D.M. del 04/05/1990 - "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali";*
- [NT\_10]. *Circolare n°34233 del 25/02/1991 - "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali";*
- [NT\_11]. *Norme Tecniche C.N.R. n. 10011-86 del 31/12/1992 - Costruzioni di acciaio Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;*
- [NT\_12]. *D.M. Min. LL.PP. 3 Dicembre 1987 - "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		Codice documento CS0401_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

*collaudo delle costruzioni prefabbricate”;*

- [NT\_13]. Circolare Min. LL.PP. 16 Marzo 1989, n° 31 104 - Istruzioni in merito alle “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- [NT\_14]. Norme Tecniche C.N.R. n. 10025-84 del 14/12/1984 - Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [NT\_15]. Legge n. 64 del 5/11/1974 - “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- [NT\_16]. D.M. 16/1/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche";
- [NT\_17]. Circolare n. 65AA.GG./STC del 10/04/1997 - Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M.16/01/1996;
- [NT\_18]. Circolare Min. LL.PP. 6 Novembre 1967 n° 3 797, Circolare Min. LL.PP. 20 Agosto 1970 n° 7284 - “Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il collaudo delle fondazioni”;
- [NT\_19]. D.M. Min. LL.PP. 11 Marzo 1988 - “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- [NT\_20]. Circolare Min. LL.PP. 24 settembre 1988 n° 30483 - L. 2.2.74, n° 64 - art. 1 D.M. 11.3.1988 - “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- [NT\_21]. Istruzioni CNR 10011/88 - Costruzioni di acciaio : Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.
- [NT\_22]. Istruzioni CNR 10016/85 – Travi composte di acciaio calcestruzzo : Istruzione per l'impiego nelle costruzioni.
- [NT\_23]. Istruzioni CNR 10030/87, n°163 del 30/12/1 992 – Anime irrigidite di travi a parete piena.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0401_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> CS0401_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" - Geotechnique, 2, 301-332.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- [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> CS0401_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

##### 3.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe  $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$

##### 3.1.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe  $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$   
 Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 5700 \cdot R_{ck}^{0.5} = 31220 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione normale ammissibile di compressione  $\sigma_{camm} = 6 + (R_{ck} - 15)/4 = 9.75 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione tangenziale ammissibile  $\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15)/75 = 0.60 \text{ N/mm}^2$   
 $\tau_{c1} = 1.4 + (R_{ck} - 15)/35 = 1.82 \text{ N/mm}^2$   
 Classe di esposizione XC2  
 Classe di consistenza S4

##### 3.1.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

Classe  $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$   
 Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 5700 \cdot R_{ck}^{0.5} = 33721 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione normale ammissibile di compressione  $\sigma_{camm} = 6 + (R_{ck} - 15)/4 = 11.00 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione tangenziale ammissibile  $\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15)/75 = 0.66 \text{ N/mm}^2$   
 $\tau_{c1} = 1.4 + (R_{ck} - 15)/35 = 1.97 \text{ N/mm}^2$   
 Classe di esposizione XC2 \ XF1  
 Classe di consistenza S4

##### 3.1.4 Conglomerato cementizio per soletta d'impalcato e predalles

Classe  $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$   
 Modulo elastico del calcestruzzo  $E_c = 5700 \cdot R_{ck}^{0.5} = 36050 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione normale ammissibile di compressione  $\sigma_{camm} = 6 + (R_{ck} - 15)/4 = 12.25 \text{ N/mm}^2$   
 Tensione tangenziale ammissibile  $\tau_{c0} = 0.4 + (R_{ck} - 15)/75 = 0.73 \text{ N/mm}^2$   
 $\tau_{c1} = 1.4 + (R_{ck} - 15)/35 = 2.11 \text{ N/mm}^2$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

In conformità con la norma UNI EN 100155:

- Elementi composti per saldatura:  
spessori  $t \leq 40$  mm:

Tipo	S275JR
Soglia di snervamento	$f_{yk} \geq 275$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 430$ N/mm <sup>2</sup>

### 3.5 Collegamenti bullonati

Giunzioni ad attrito da realizzarsi con bulloneria ad alta resistenza a serraggio controllato secondo UNI 5712 e UNI 5713:

- Viti classe 10.9
- Dadi classe 10
- Rosette in acciaio C50 EN10083 (HRC 32-40) (UNI 5714)

Le giunzioni bullonate ad attrito dovranno prevedere un coefficiente di attrito pari a 0,35 e coppie di serraggio secondo CNR 10011.

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

Fori per bulloni secondo CNR 10011.

### 3.6 Connettori a piolo

In conformità con la norma UNI EN ISO 13918:

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

### 3.7 Saldature

In conformità con le CNR 10011 e D.M. 9-01-1996

Dove non diversamente specificato si prevedono saldature a cordone d'angolo di lato pari a 0.7 per lo spessore minimo da collegare se su entrambi i lati, e di lato pari allo spessore minimo da

		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO</p>		
<p align="center">RELAZIONE GEOTECNICA</p>		<p><i>Codice documento</i> CS0401_F0</p>	<p><i>Rev</i> F0</p>	<p><i>Data</i> 20/06/2011</p>

collegare se su un solo lato. Tutti i cordoni devono essere sigillati sul contorno. Per i giunti a piena penetrazione le lamiere dovranno essere preventivamente preparate con opportuno cianfrino.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_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 38,233864 e Longitudine di 15,671194.



F1. Individuazione della zona in cui ricade l'opera

L'opera si sviluppa con andamento rettilineo su un'unica via di corsa di larghezza massima  $B = 21,50$  m (dei quali 18,70 carrabili) e si presenta retto rispetto alla direzione di percorrenza della viabilità; l'angolo tra l'asse longitudinale del ponte e l'asse appoggi è pari a  $90^\circ$ . Da un punto di vista statico, la struttura è a 1 campata con luce di calcolo pari a 30 m:

<b>Campata</b>	<b>Lunghezza [m]</b>
Spalla A – Spalla B	30,00

L'impalcato è a graticcio, realizzato mediante 3 travate metalliche con soletta in c.a. collaborante (prevista con il sistema costruttivo "a prédalles", armate con tralicci tipo Bausta o similari, autoportanti nei confronti del getto in opera della soletta) e traversi metallici costituiti da un profilato

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

doppio T. Le travi in acciaio hanno altezza costante lungo il loro sviluppo longitudinale e un interasse 8,50 m. La larghezza delle piattabande superiori ed inferiori e lo spessore dei singoli elementi sono definiti in maniera accurata negli elaborati grafici a cui si rimanda per maggior dettaglio:

	<b>TIPO 1</b>	<b>TIPO 2</b>
H trave (mm)	1700	1700
Piattabanda sup. (mm)	900x30	900x40
Anima (mm)	18	14
Piattabanda inf. (mm)	1100x40	900x30 + 1100x30

Le travi in acciaio vengono prefabbricate in officina per conci di lunghezza massima 10,00 m, conci risultano trasportabili agevolmente senza oneri specifici.

La spalla è in c.a. di tipo tradizionale con muro frontale, paraghiaia e muri andatori, con fondazione su micropali in c.a.  $\phi 240$  armati con un tubolare in acciaio  $\phi 177.8 \times 12.5$ . La sezione trasversale della spalla è costituita dal muro frontale di spessore costante pari a 2,75 m, posto davanti al muro paraghiaia di spessore di 60 cm che si eleva fino a quota pavimentazione; i muri andatori hanno spessore costante pari a 70 cm. Le orecchie di risvolto proseguono con il medesimo spessore dei muri andatori per 150 cm.

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

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

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

- su spalla A = 2 appoggio unidirezionale trasversali + 1 appoggio fisso
- su spalla B (asse appoggi viadotto terminale) = 2 appoggi multidirezionali +1 appoggio unidirezionale longitudinale

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

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

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

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Le fondazioni si attestano a una profondità media da p.c. di circa 3,8 m.

La zona in cui ricade l'opera in oggetto presenta quindi una stratigrafia dove i primi 18-20 m da intradosso fondazione sono caratterizzati da "depositi marini terrazzati", mentre il successivo strato uniforme è caratterizzato dai "plutoniti di tipo B".

Più in dettaglio tale le litologie presentano le seguenti caratteristiche:

### DEPOSITI MARINI TERRAZZATI

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18-20
$c'_{\text{picco}}$ (kPa)	0
$\varphi'_{\text{picco}}$ (°)	38° ÷ 40° (p'ff=0-272KPa) / 36° ÷ 38° (p'ff=272-350KPa)
$C_{\text{residuo}}$ (kPa)	0
$\varphi_{\text{residuo}}$ (°)	33° ÷ 35°
$k_o$ (-)	0.4-0.5
$V_s$ (m/sec)	200+14·(z)
$G'_o$ (MPa)	$G_o = 2060 \cdot p_a \cdot \left( \frac{p'_o}{p_a} \right)^{0.6}$
$E'$ (MPa) *	$E = (19 \div 30) \cdot (z)^{0.7}$
$\nu'$ (-)	0.2
$K$ (m/s)	10 <sup>-5</sup> - 10 <sup>-6</sup>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### PLUTONITI DI TIPO B

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	21÷23
$c'_{\text{picco}}$ (kPa)	vedi sotto
$\phi'_{\text{picco}}$ (°)	vedi sotto
$C_{\text{residuo}}$ (kPa)	vedi sotto
$\phi_{\text{residuo}}$ (°)	vedi sotto
$k_0$ (-)	-
$V_s$ (m/sec)	$V_s=400+13z$ (m/s)
$G'_o$ (MPa)	-
$E'$ (MPa) *	$E'=250 \div 500$ Mpa in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10m di profondità  $E'=500 \div 700$ Mpa in ammassi di classe IV-V RMR (faglie) e nei primi 10-35m di profondità  $E'=1000 \div 1500$ Mpa per profondità maggiori
$\nu'$ (-)	0.2
$K$ (m/s)	$10^{-7} \div 10^{-8}$

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

#### Resistenze di picco / operative ( $p'_{ff}=0 - 272\text{KPa}$ )

$c' = 0$  kPa = coesione apparente

$\phi' = 36 \div 38^\circ$  = angolo di resistenza al taglio

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

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

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

$c'_p = 0$  kPa = coesione apparente

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

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

Tali valori sono compatibili con uno stato di sforzo che preveda una pressione normale alla superficie di rottura compresa nel range tra 272KPa÷350KPa.

Simbologia:

$\gamma_t$  = peso di volume naturale;

NSPT = resistenza penetrometrica dinamica in prova SPT;

$\varphi'$  = angolo di attrito operativo;

$c'$  = intercetta di coesione operativa;

$\varphi_r'$  = angolo di attrito residuo;

$c_r'$  = intercetta di coesione residua;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

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

$\sigma_{vmax}'$  = pressione verticale efficace massima subita dal deposito;

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

$k_o$  = coefficiente di spinta del terreno a riposo;

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

$V_s$  = velocità di propagazione delle onde di taglio;

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

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

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

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

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

Secondo i profili idrogeologici di progetto, la falda è assente. Viene preso comunque, a favore di sicurezza, un livello di falda a -30 m da p.c.

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

generale CG0800PRBDCSBC8G000000001.

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

Profilo geologico-geotecnico	1:2000	CG0800	P	F6	D	C	SB	C6	ST	00	00	00	21
Profilo idrogeologico	1:2000	CG0800	P	F6	D	C	SB	C6	ST	00	00	00	22

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

### Descrizione delle litologie prevalenti

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

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

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

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

La falda non risulta interferente con le opere.

Localmente non ci sono indagini che indagano nei primi 30m di profondità per la caratterizzazione sismica del suolo. Le prove sismiche nei lontani sondaggi C430 e CN451 forniscono una Vs30 di cat. B.

### Indagini previste

Data l'esiguità dei sondaggi e delle prove localmente presenti (S5\_DG42, CN452) si è scelto di tenere conto anche di altri sondaggi e prove disponibili.

Le prove localmente utilizzate nella caratterizzazione sono:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### Depositi terrazzati marini:

Si considerano i sondaggi della tratta relativa alla Rampa C\_dec.

- prove SPT (C435, CN451, SN9)
- 1 prova sismica (CN451)
- 1 prova pressiometrica (SN9)
- 1 prova Le Franc (CN451)
- Prove di laboratorio per la determinazione dei parametri fisici ed elle caratteristiche di resistenza (TD, sondaggi SN14, C435)

#### Plutoniti

Si considerano i sondaggi della caratterizzazione generale.

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

### **Caratterizzazione geotecnica**

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

#### **Depositi terrazzati marini**

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

Con riferimento al fuso medio si ha:

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

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

Da letteratura si hanno a disposizione i valori di  $\gamma_{dmax}$  e  $\gamma_{dmin}$  pari rispettivamente a 18.8 e 15.7

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

kN/m<sup>3</sup>

Per lo stato iniziale si ha:

- **Dr:** i valori di  $N_{spt}$  sono stati corretti con il fattore correttivo  $C_{sg}=0.85$  corrispondente al  $d50=0.5mm$ .
- **$e_o$ :** a partire dal  $d50$  stimato si ottiene di  $e_{max}-e_{min}$  pari a 0.35. Stimando per  $e_{max}$  un valore pari a 0.7 a partire dai valori di  $Dr$  è stato possibile determinare i valori di  $e_o$  in sito.
- **$\gamma_d$ :** in base ai valori di  $e_o$  da  $\gamma_s$  si può stimare  $\gamma$ , riportato nel grafico.
- **$K_0$ :** si considera la relazione di Jaky.

Dr(%) Prevalente sabbiosa	Dr(%) Sabbie e ghiaie	$\gamma_d(KN/m3)$	$K_0$
<b>70-90</b>	<b>80-90</b>	<b>18-20</b>	<b>0.35</b>

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

z(m)	$\phi'_p$ (pff=0-272KPa) (°)	$\phi'_p$ (pff=-272-350KPa) (°)	$\phi'_{cv}$ (°)
<b>0-15</b>	<b>40-41</b>	<b>36-38</b>	<b>33-35</b>

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

$c' = 0$  kPa = coesione apparente

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

Anche le prove pressiometriche (SN9) hanno fornito valori di 38°

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

$c'_r = 0$  kPa = coesione apparente

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

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

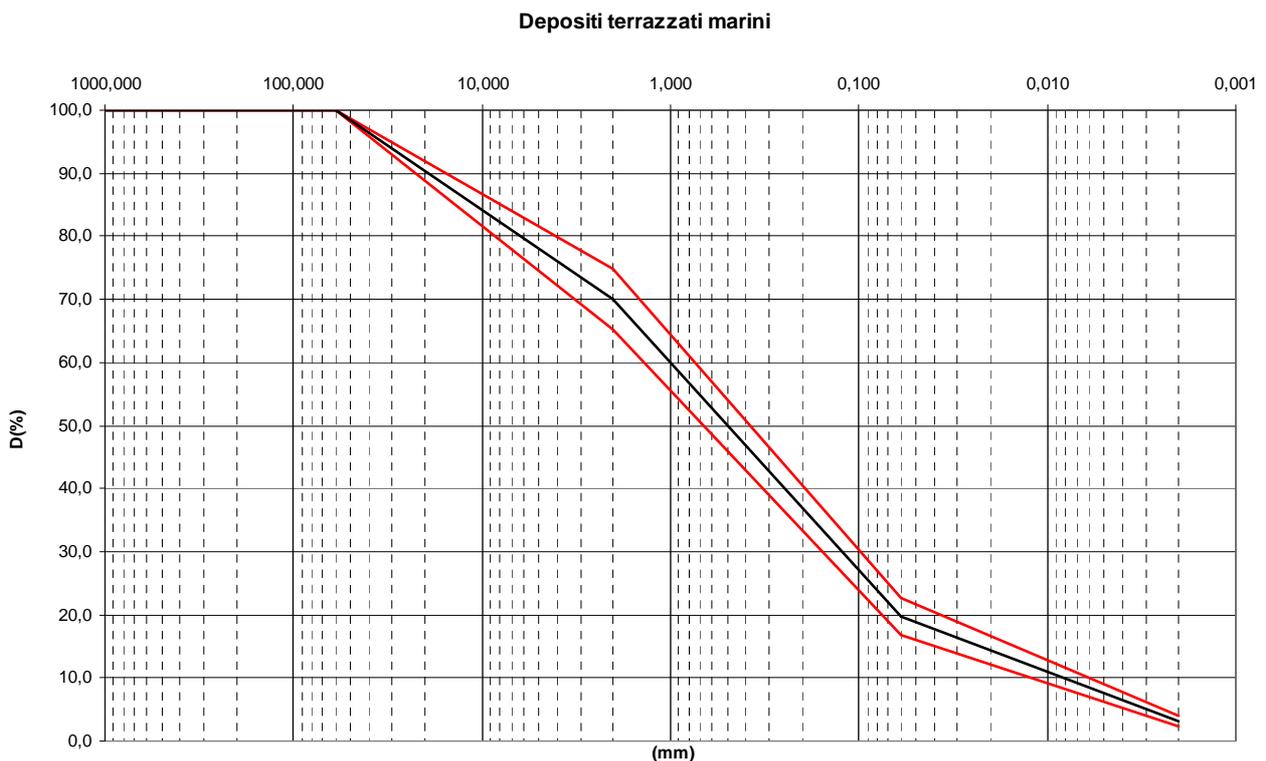
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0

Per le caratteristiche di deformabilità in base alle SPT si ha:

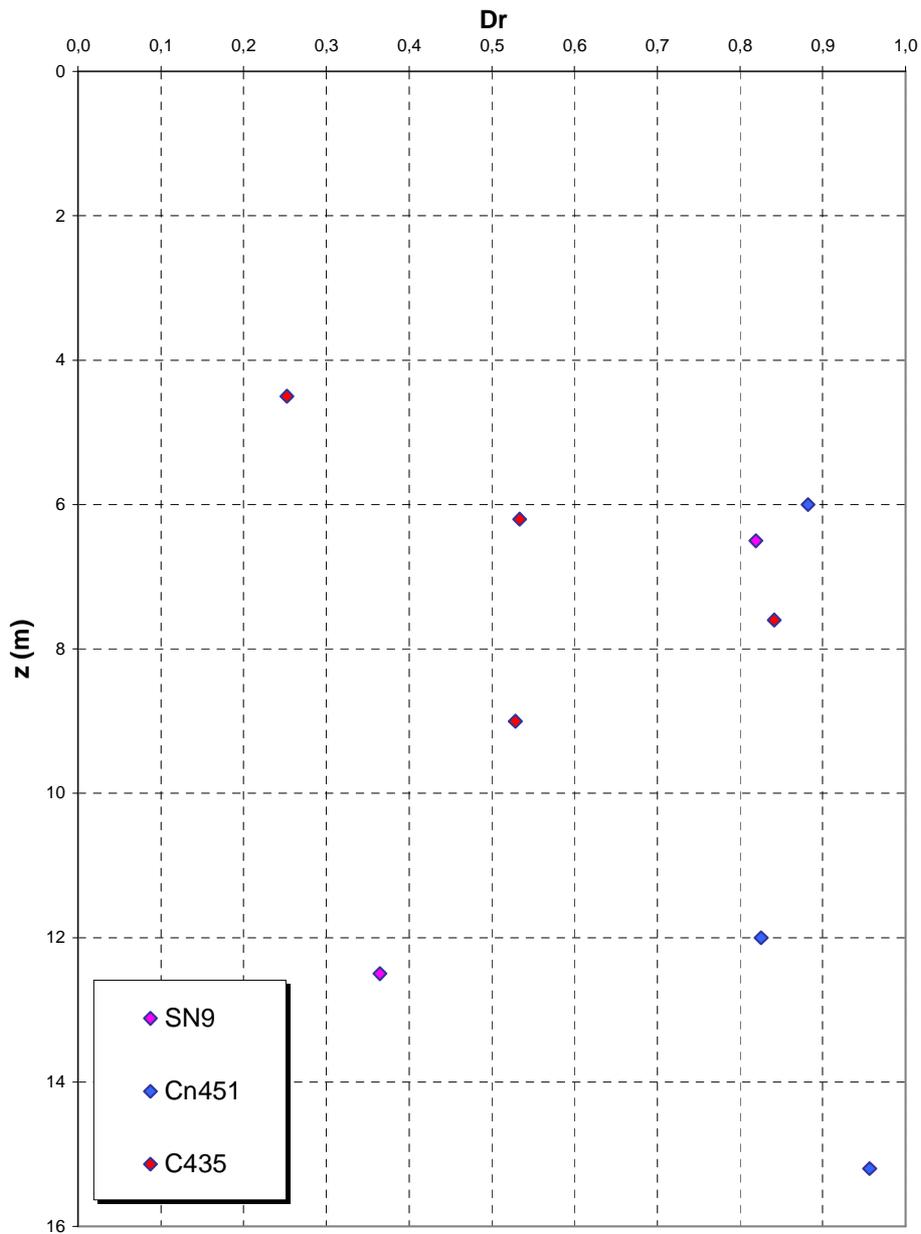
z(m)	G0(MPa)	E0(MPa)	E'(MPa)
<b>0-15</b>	<b><math>37 z^{0.7}</math></b>	<b><math>90 z^{0.7}</math></b>	<b><math>(17-30) z^{0.7}</math></b>

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

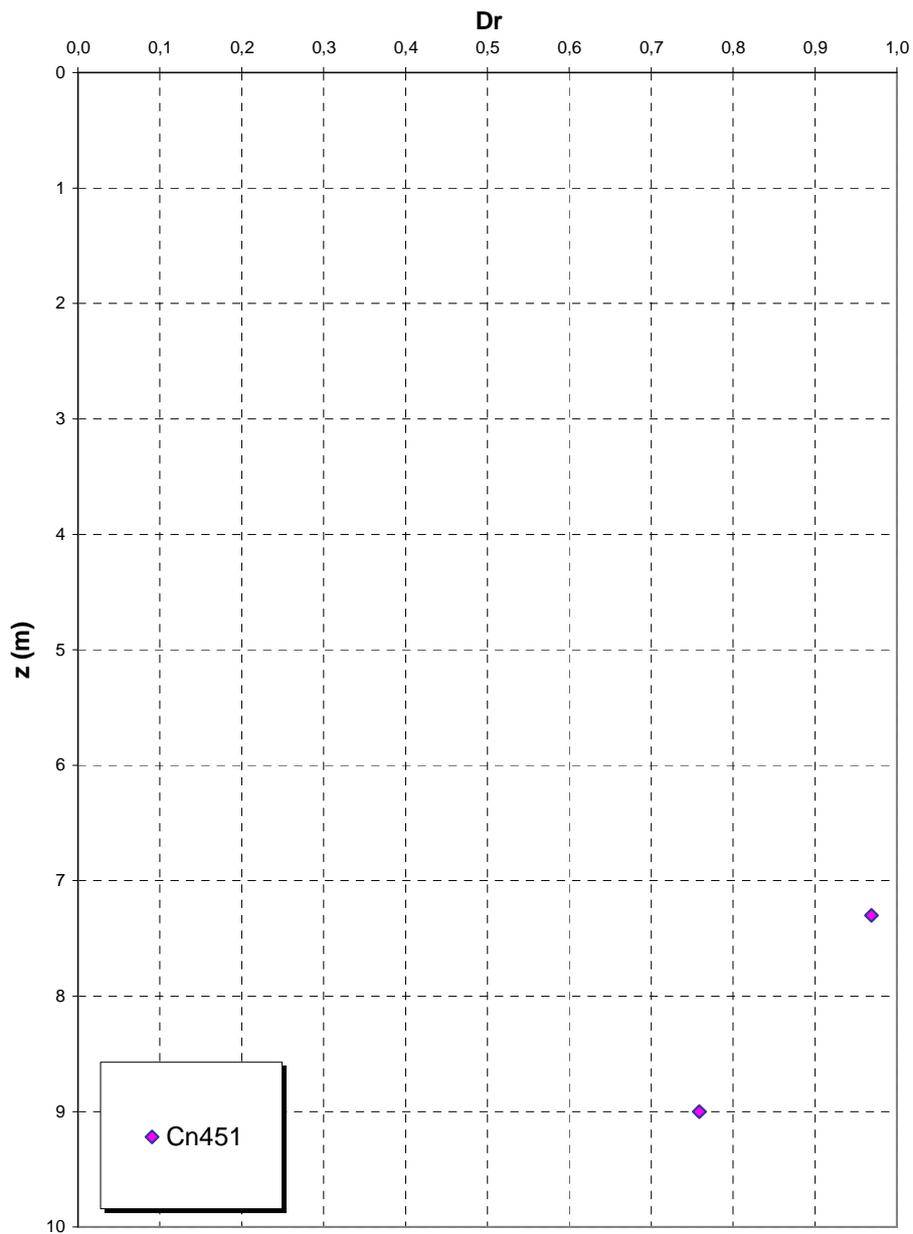
La prova pressiometrica (SN9) ha fornito un valore medio (primo carico) di circa 130MPa a circa 18m di profondità.



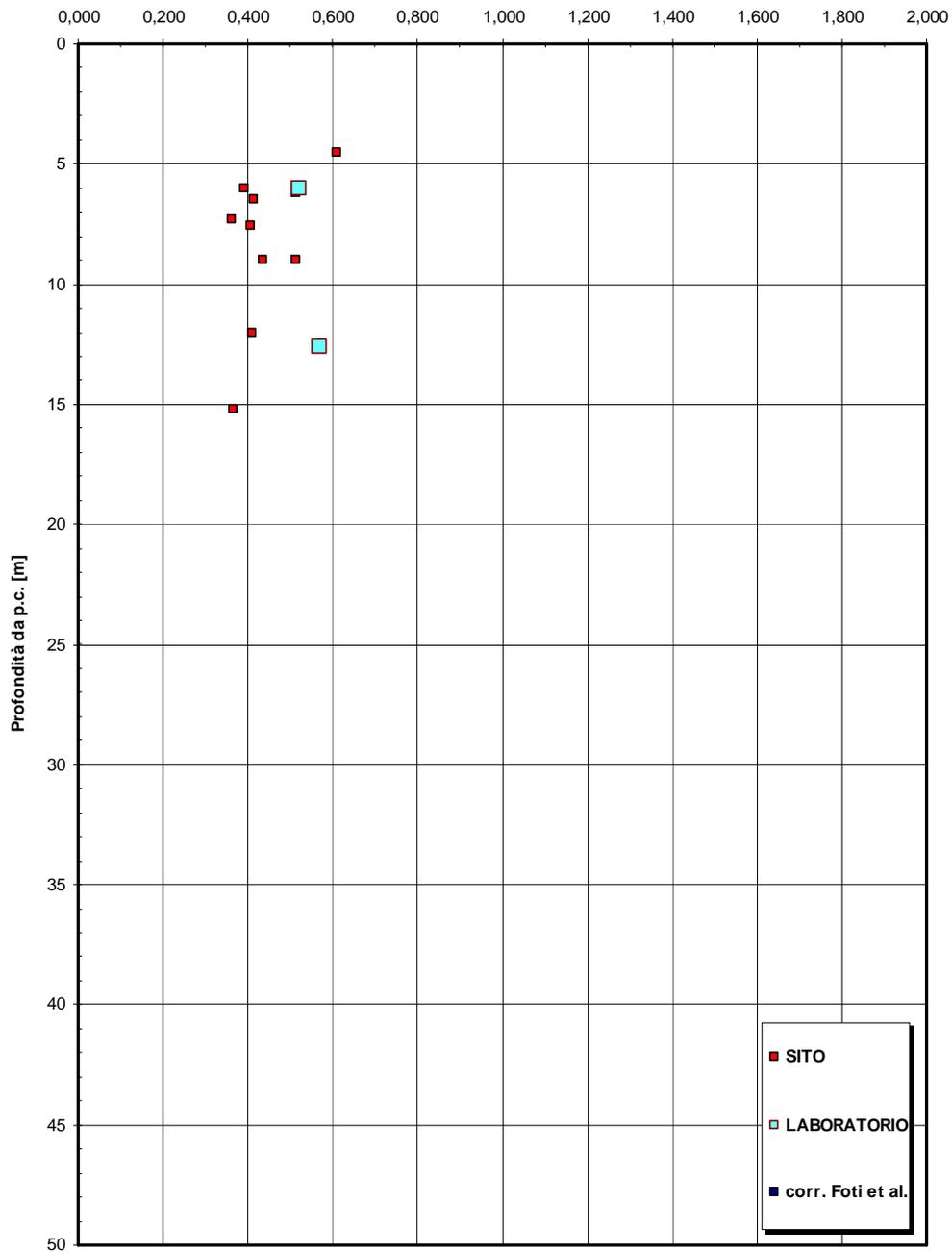
**Dr Skempton (1986)  
Componente sabbiosa prevalente  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI  
- Rampa C\_dec -**



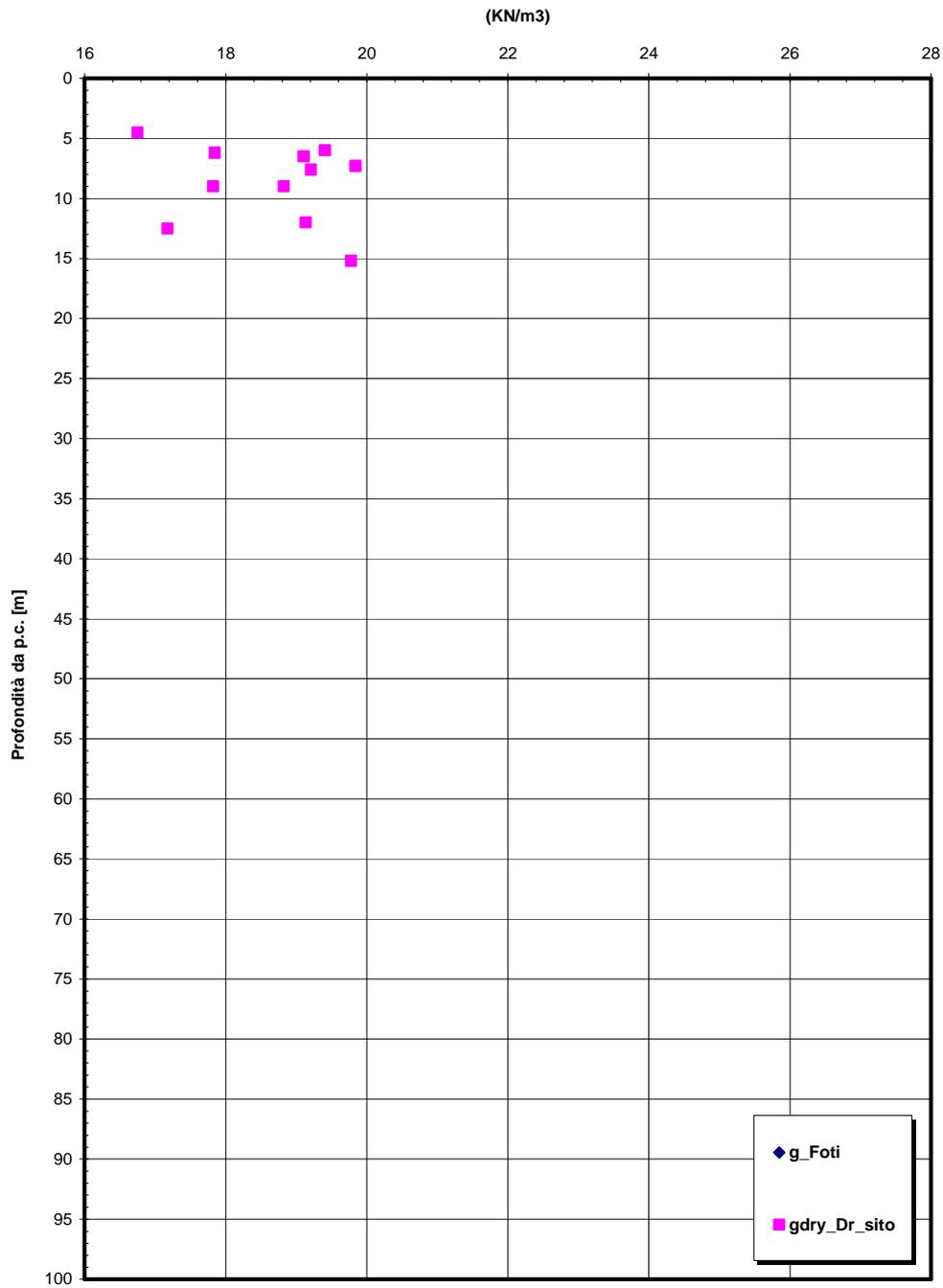
**Dr Cubrinovski e Ishihahara (1999)**  
**Componente ghiaiosa e sabbiosa**  
**DEPOSITI TERRAZZATI MARINI**  
**- Rampa C\_dec-**



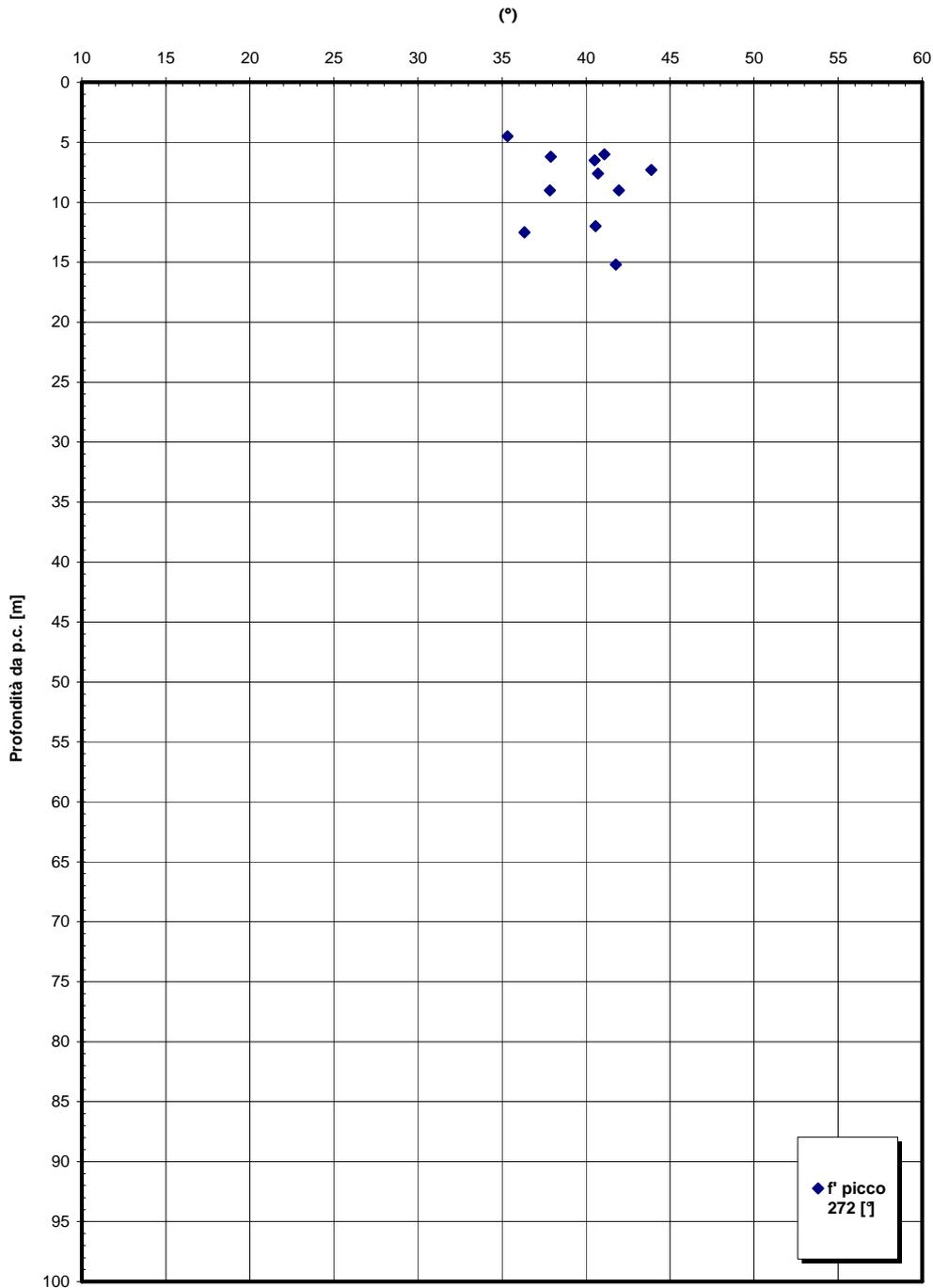
**eo – Ramo C\_dec**



**$\gamma$  - Ramo c\_dec**

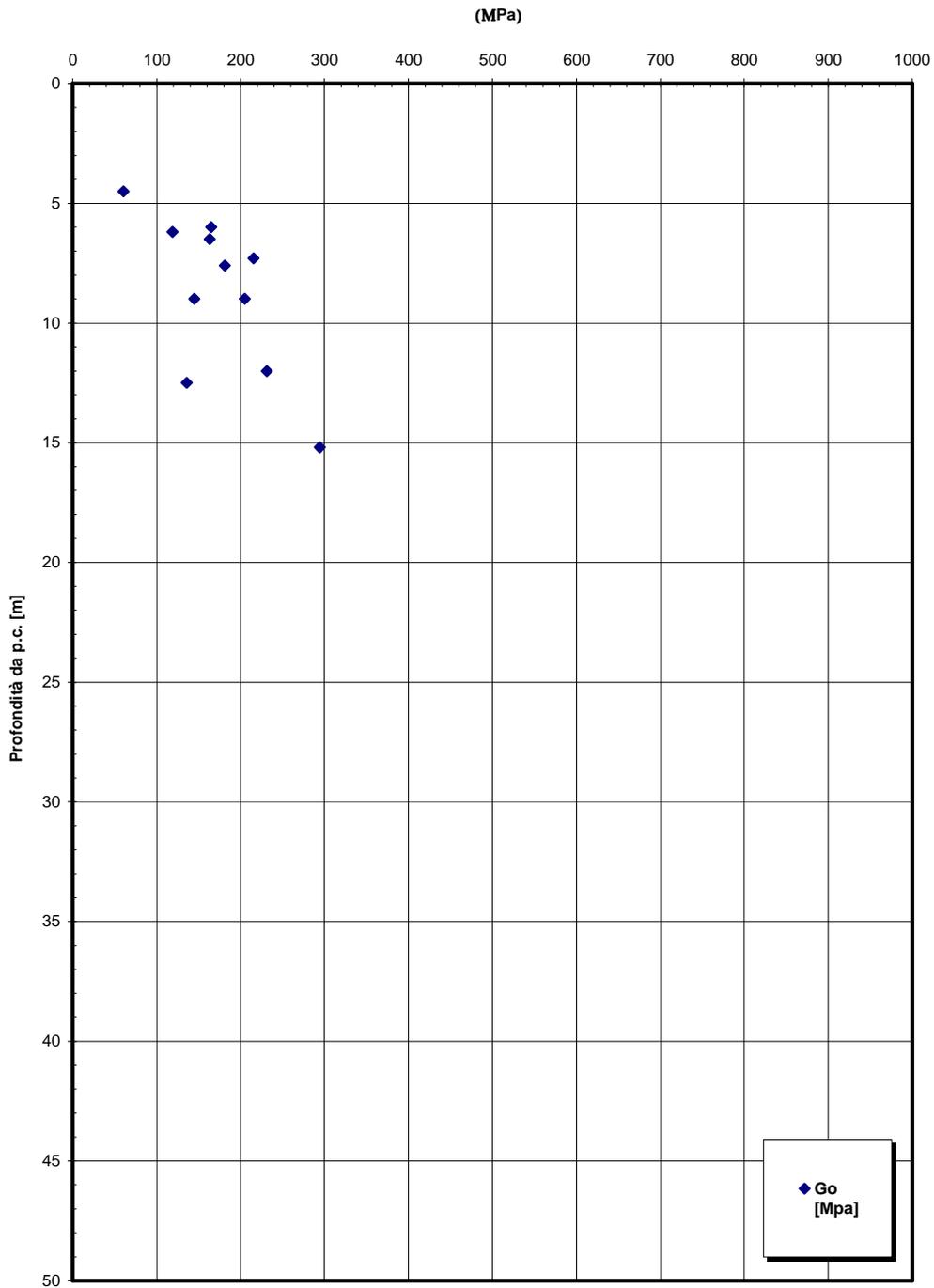


**$\phi'$  picco - Ramo C\_dec**

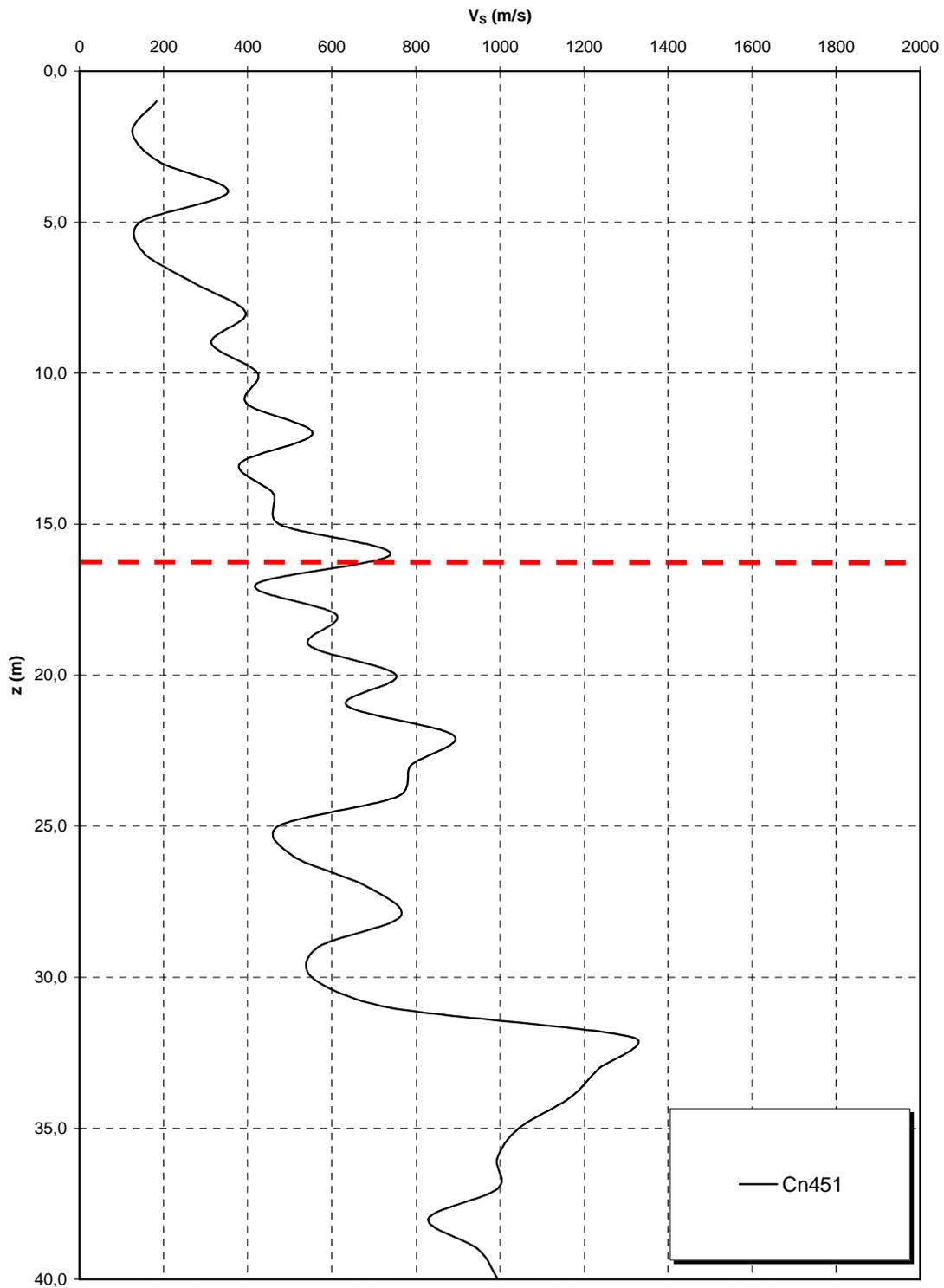


◆  $\phi'$  picco  
272 [°]

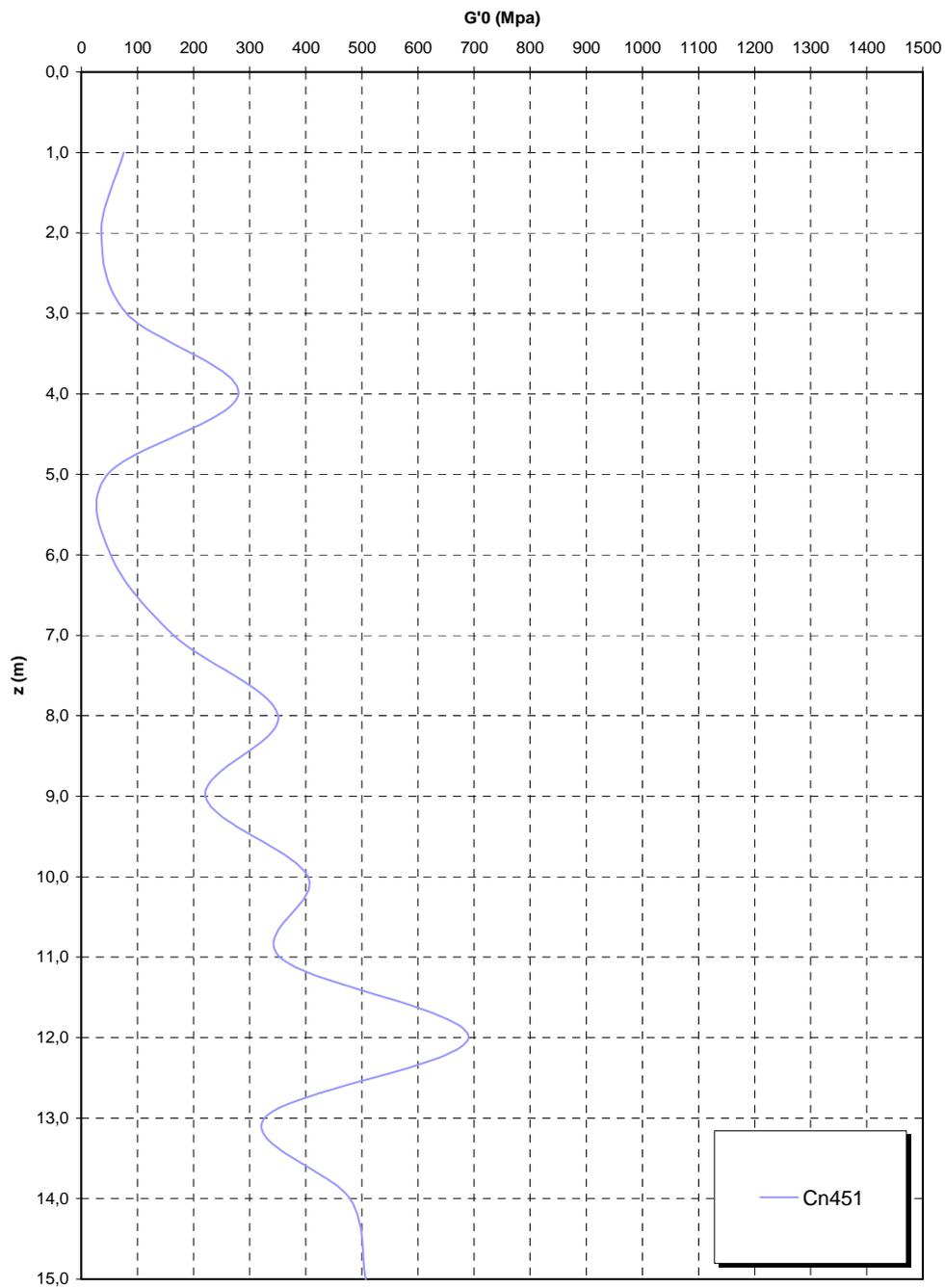
**Go spt - Ramo C\_dec**



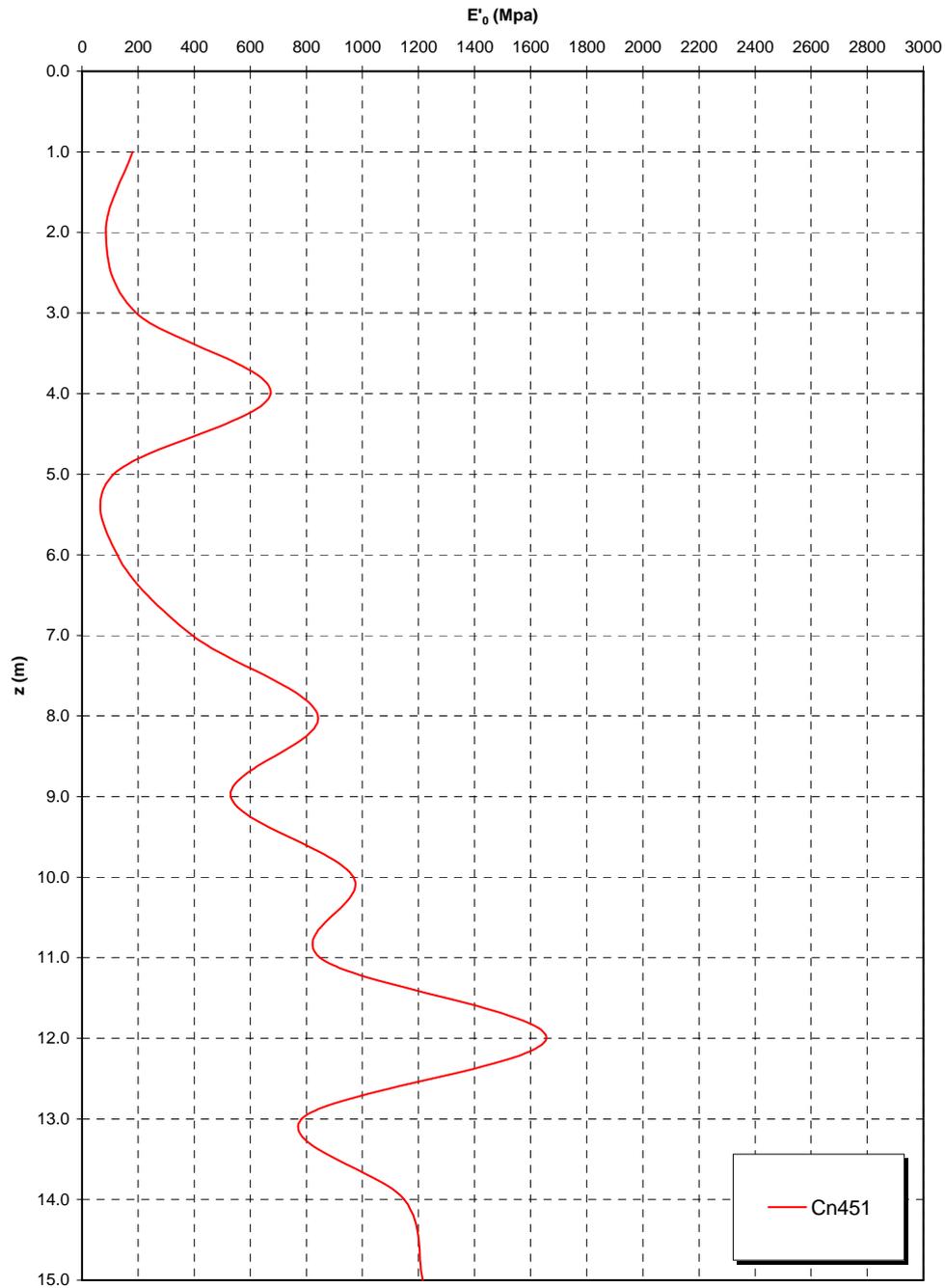
**Prove sismiche  
PLUTONITI**



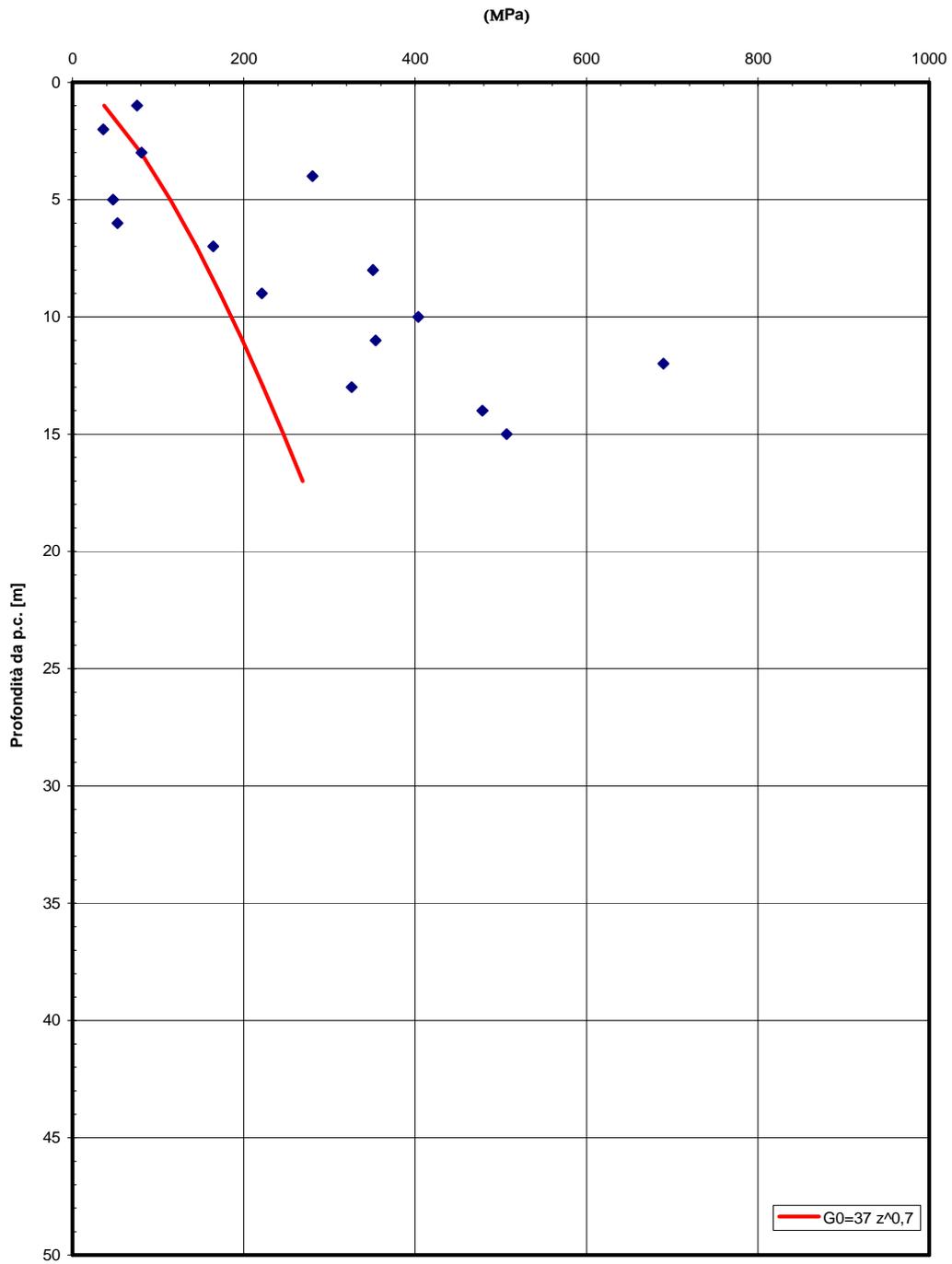
Prove sismiche  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI  
- Rampa C\_dec -



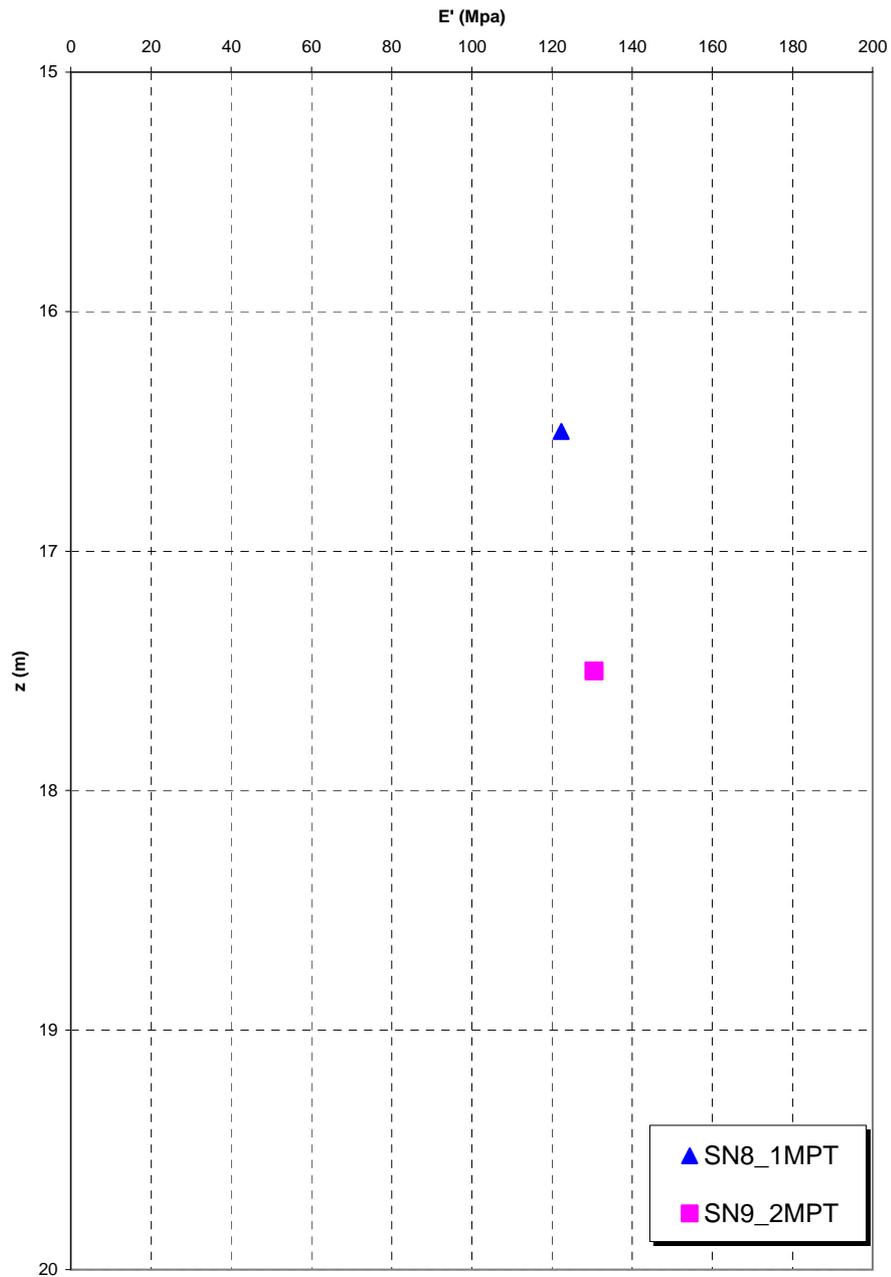
**Prove sismiche  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI  
- Rampa C\_dec -**



**Go - Ramo C\_dec**



**Prove pressiometriche  
DEPOSITI TERRAZZATI MARINI**



**Plutoniti**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Per le caratteristiche fisiche dalle prove di laboratorio emerge un peso di volume  $\gamma$  di volume totale pari a 21KN/m<sup>3</sup>.  
 Considerando il probabile disturbo dei campioni si assume un range pari a 21-23 KN/m<sup>3</sup>

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

L'interpretazione delle caratteristiche dell'ammasso parte dalla stima del parametro RMR<sub>89</sub> che è stato valutato sulla base di 15 rilievi geostrutturali effettuati sugli affioramenti.

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

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

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

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

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

In contesti non caratterizzati da rotture pregresse o in atto e per analisi convenzionali in cui non venga simulato il decadimento della resistenza si potranno considerare come valori operativi quelli

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

rappresentati dai valori medi tra quelli “undisturbed” e “disturbed” oppure cautelativamente prossimi a quelli “disturbed”.

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

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

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

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

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

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

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

In base alle prove sismiche in foro (SG11, SG11bis, CN451) si ottiene un range di valori, tra 5m e 40m di profondità di  $E_0$  molto variabile mediamente pari a 1000 fino a 10m e a 2000 MPa tra 10m e 35m di profondità.

Dopo tale profondità la sismica Cn451 fornisce valori crescenti con  $E_0 > 4000$  MPa.

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

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0

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

Si ritiene quindi ragionevole assumere tale range di valori operativi:

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

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

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

#### Riepilogo caratteristiche fisiche plutoniti

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

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

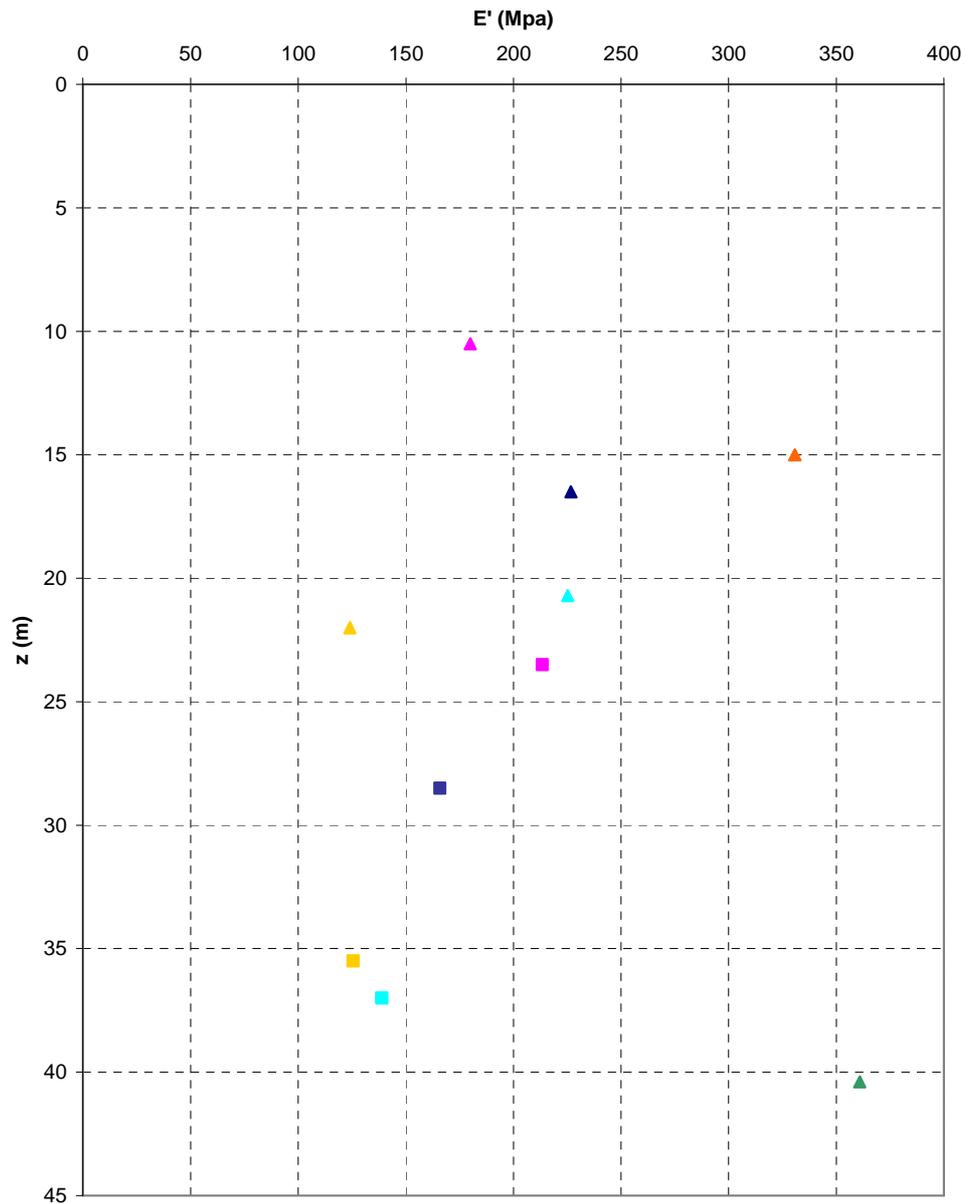
RELAZIONE GEOTECNICA

*Codice documento*  
CS0401\_F0

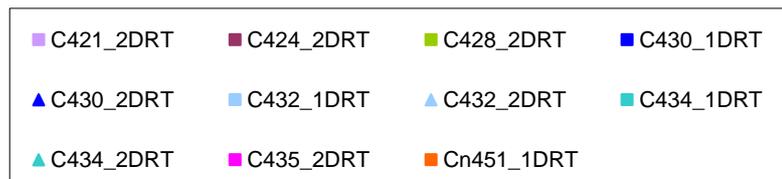
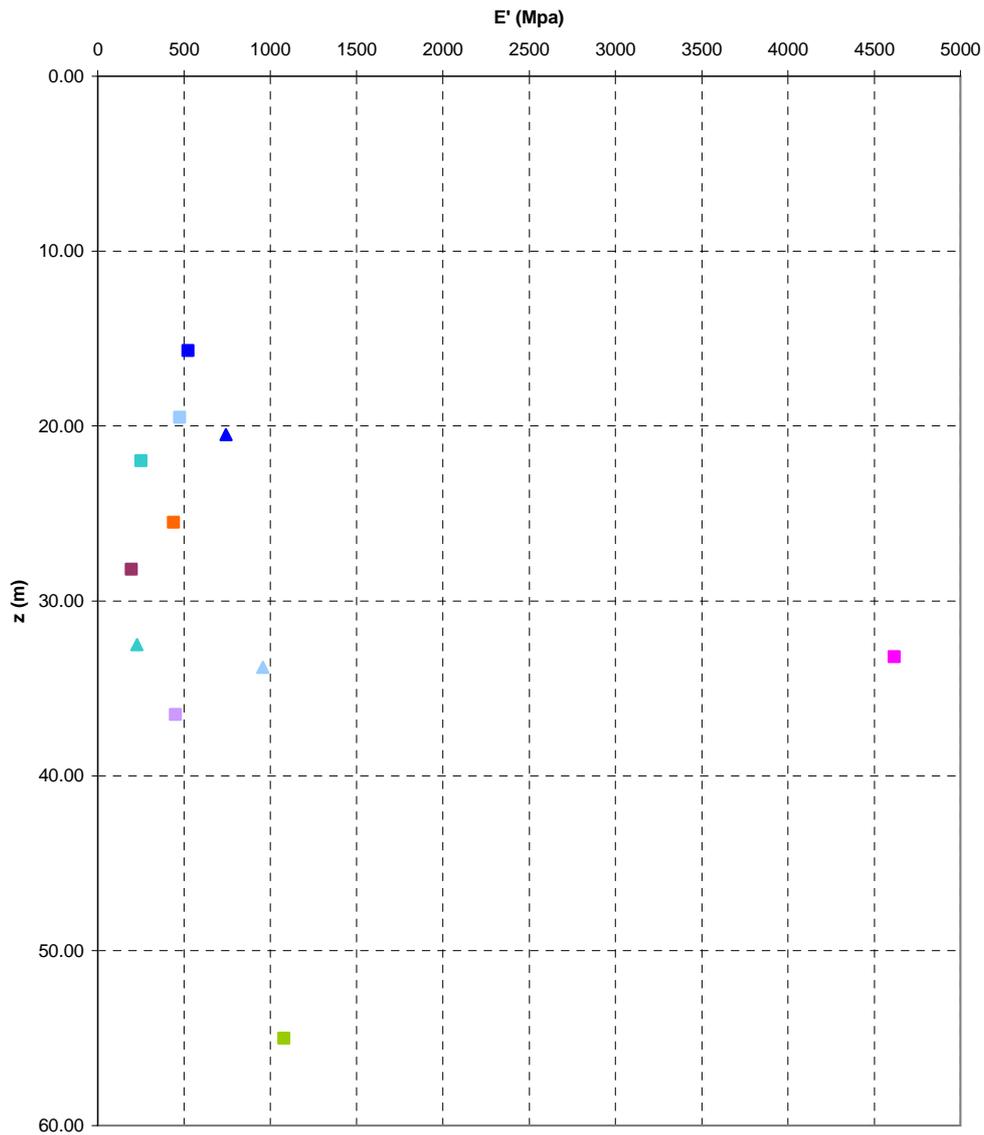
<i>Rev</i>	<i>Data</i>
F0	20/06/2011

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

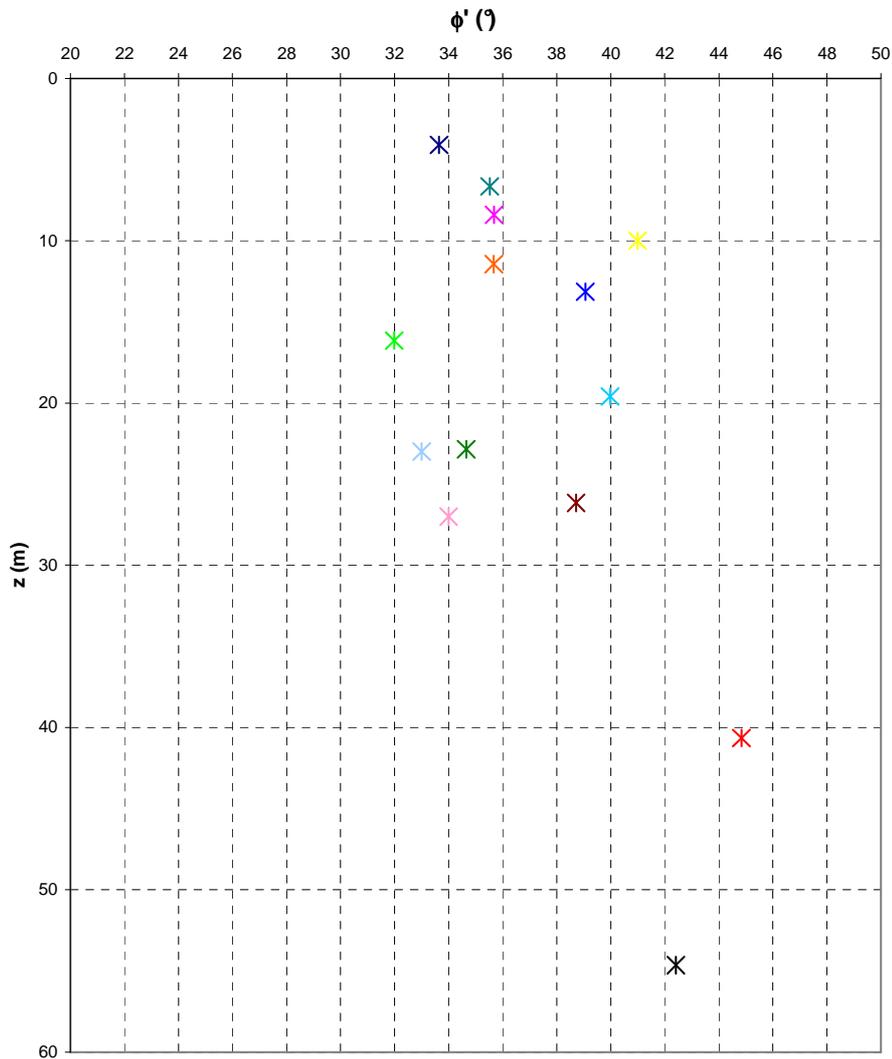
**Prove pressiometriche  
PLUTONITI**



**Prove dilatometriche  
PLUTONITI**

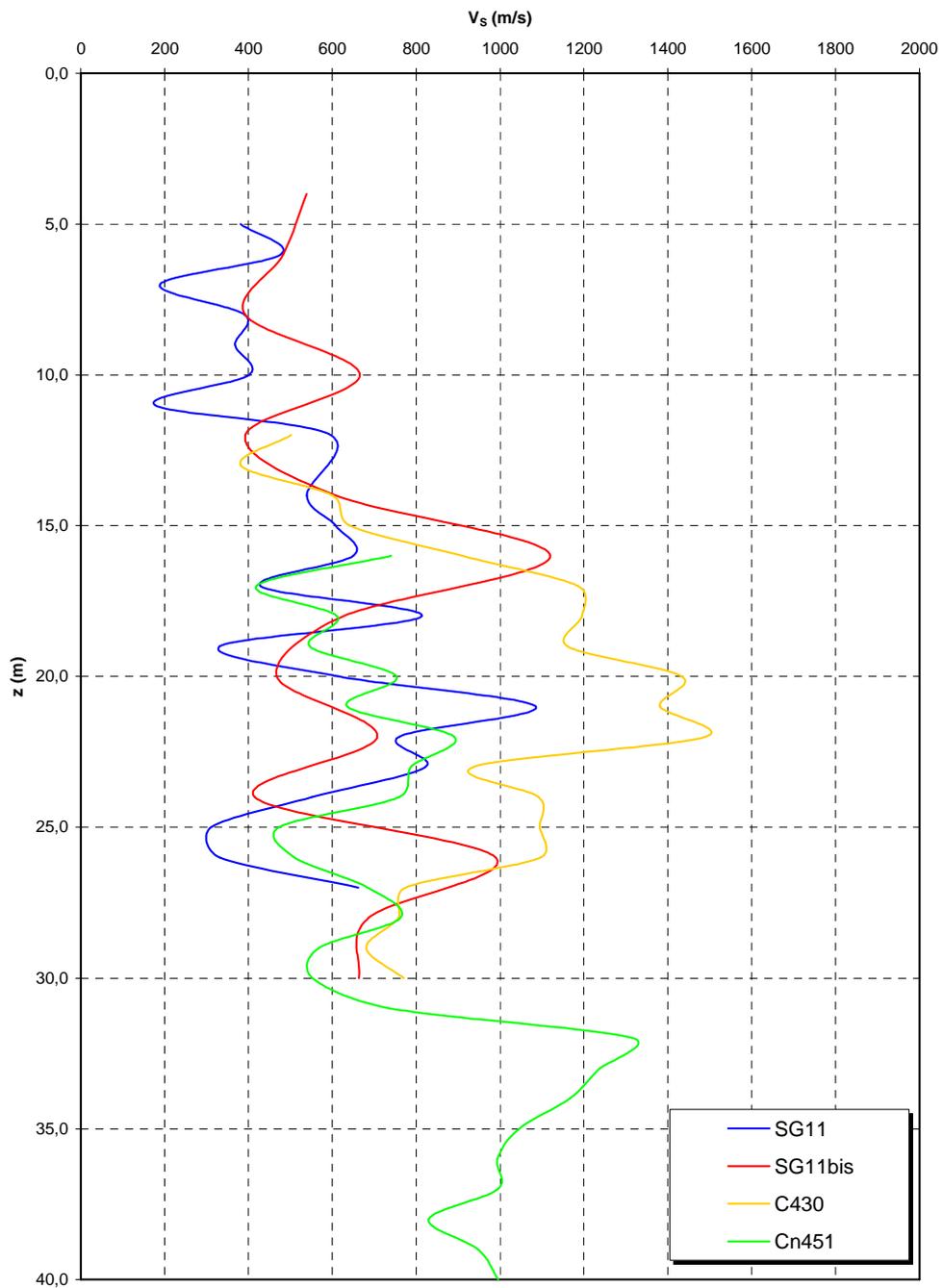


**Angolo di attrito  
PLUTONITI**

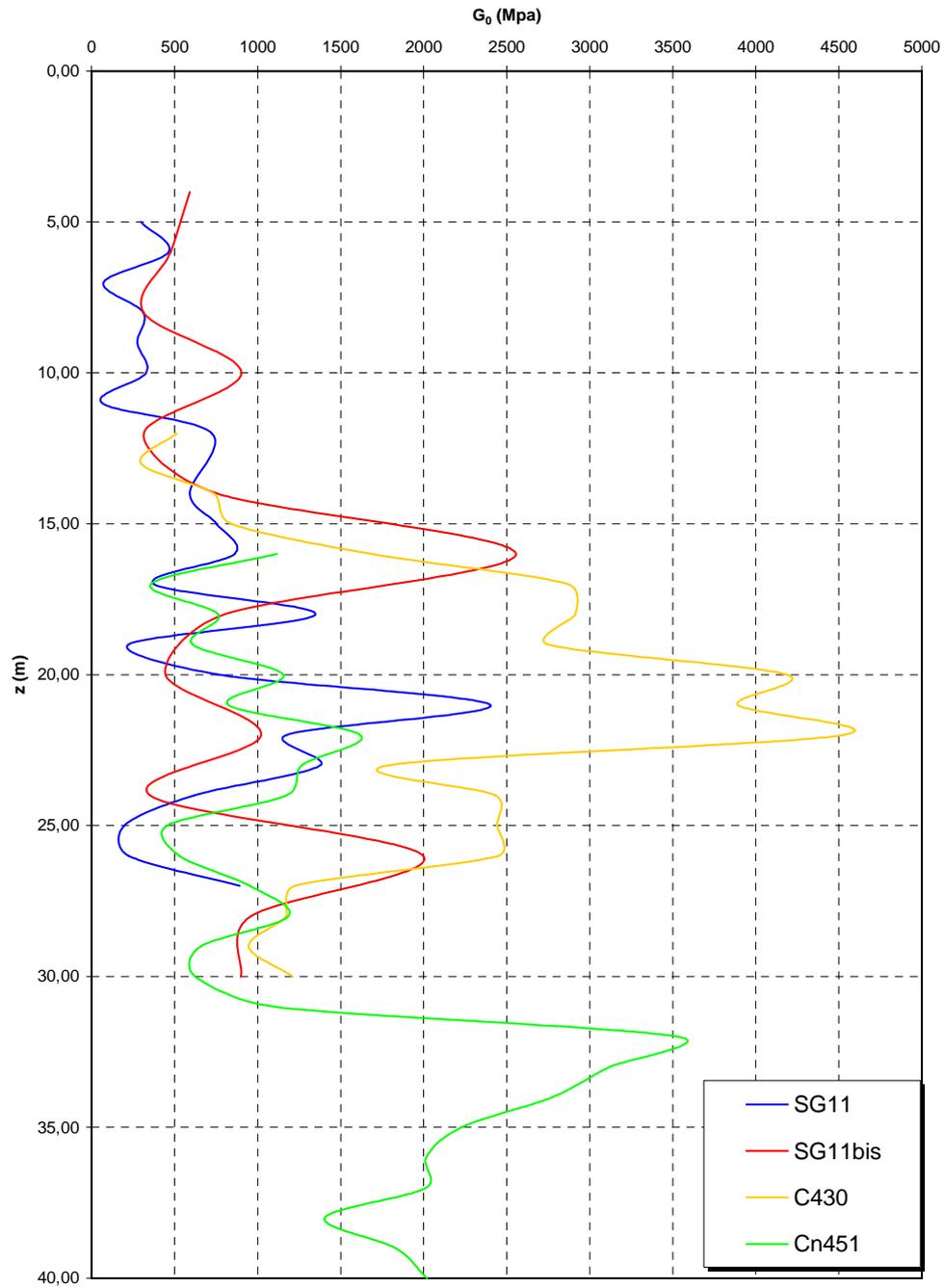


- |                 |                 |                 |                 |
|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| ✕ SG11bis_C1_TD | ✕ SG11bis_C2_TD | ✕ SG11bis_C3_TD | ✕ SG11bis_C4_TD |
| ✕ SG11bis_C5_TD | ✕ SG11bis_C6_TD | ✕ SG13bis_C1_TD | ✕ SG13bis_C2_TD |
| ✕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

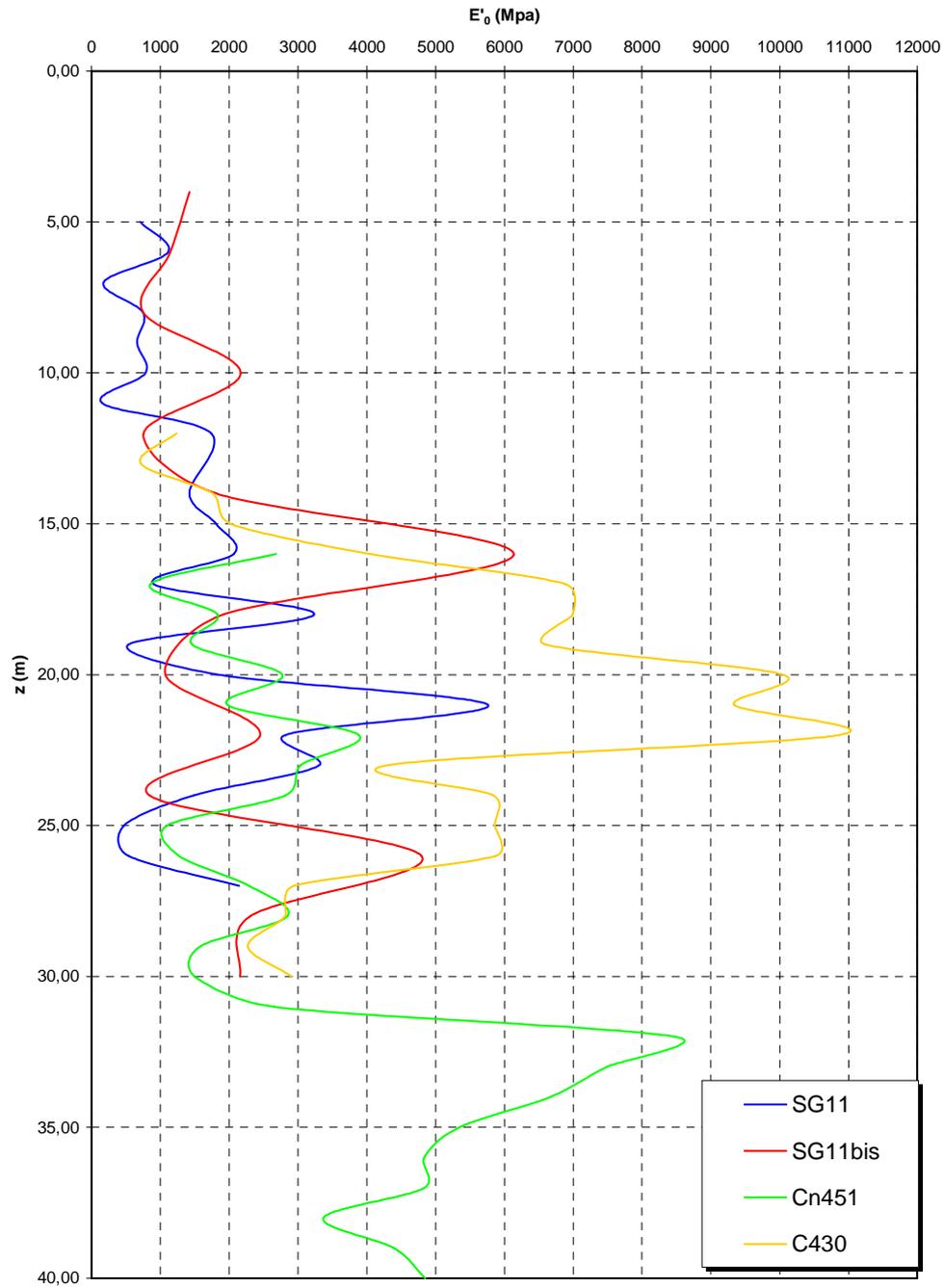
**Prove sismiche  
PLUTONITI**

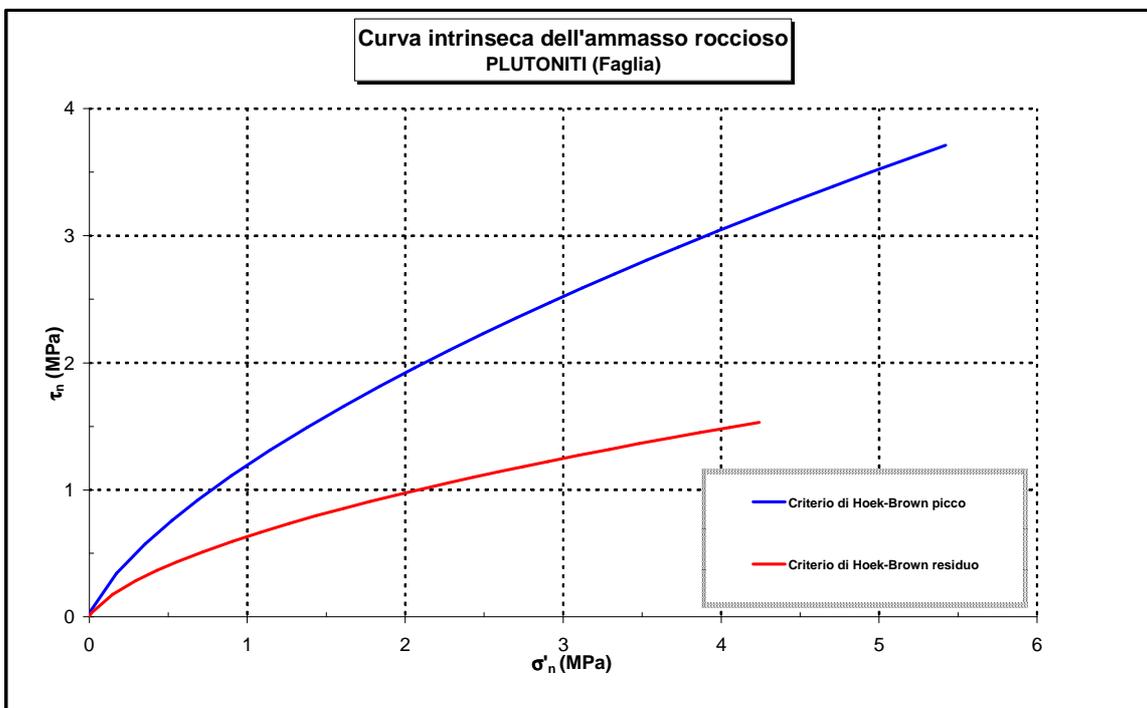
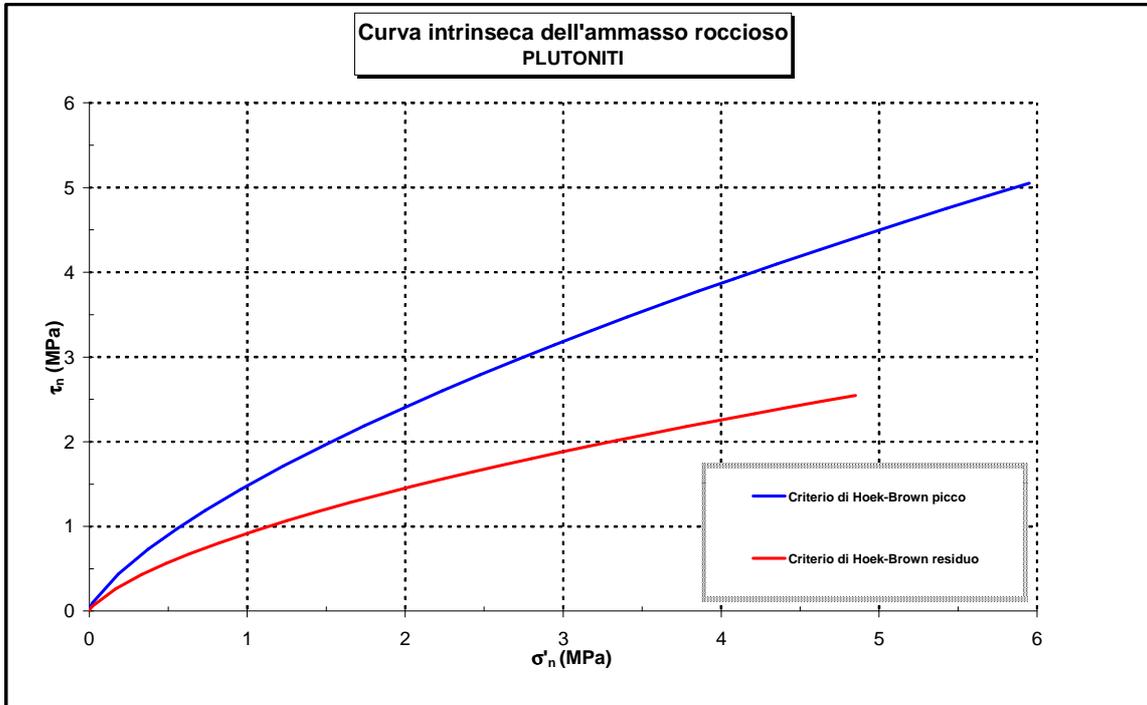


**Prove sismiche  
PLUTONITI**



**Prove sismiche  
PLUTONITI**





		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

Il territorio in cui si trova l'opera ricade all'interno della zona ad elevata sismicità (S=12), da cui si ottiene un coefficiente di sismicità  $C = 0,1$ .

In accordo con il D.M. 16/01/1996 e Circ. 65 del 10/04/1997, si adotta un metodo di 'analisi statica equivalente' per valutare gli effetti del sisma sull'impalcato.

Per la definizione delle forze sismiche si definiscono inoltre i seguenti coefficienti:

- sistema di forze orizzontali  $F_h = C \times R \times I \times \varepsilon \times \beta \times W$   
 dove
 

$C$	$= (S-2)/100=0.1$	coefficiente di intensità sismica
$S$	$= 12$	grado di sismica (zona ad alta sismicità)
$R$	$= 1$	coefficiente di risposta
$I$	$= 1.2$	coefficiente di importanza
$\varepsilon$	$= 1.2$	coefficiente di fondazione
$\beta$	$= 1.2$	coefficiente di struttura
$W$		masse strutturali permanenti
- sistema di forze verticali  $F_v = m \times C \times I \times \varepsilon \times W$   
 dove
 

$m$	$= \pm 2$	coefficiente per membrature principali
-----	-----------	--

Non si esegue la verifica dello stato tensionale dell'impalcato in occasione dell'evento sismico, poiché sono state già effettuate verifiche di entità maggiore (esercizio).

- a) Trasversalmente le forze d'inerzia producono effetti inferiori all'azione del vento, considerando che non vi è il contemporaneo passaggio dei carichi accidentali sull'impalcato
- b) Longitudinalmente le forze d'inerzia non producono effetti significativi sull'impalcato, contrariamente a quanto avviene sugli elementi della sottostruttura
- c) Il carico uniforme sull'impalcato equivalente all'incremento di azione dovuto all'inerzia verticale è inferiore ai carichi accidentali

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5 ANALISI DELLE FONDAZIONI

### 5.1 ANALISI DEL SISTEMA FONDAZIONALE DELLE SPALLE

Vengono condotte le analisi di tipo geotecnico del complesso terreno\spalla. In particolar modo, per questo tipo di struttura, si analizzeranno esclusivamente situazioni di stato limite ultimo, lasciando analisi di maggior dettaglio alle fasi successive di progettazione.

Il progetto delle fondazioni di un'opera deve essere sviluppato congiuntamente al progetto dell'opera in elevazione tenendo conto delle modalità costruttive.

L'opera di fondazione deve avere i seguenti requisiti:

- lo stato di tensione indotto nel terreno deve essere compatibile con le caratteristiche di resistenza del terreno stesso nella situazione iniziale ed in quelle che potranno presumibilmente verificarsi nel tempo;
- gli spostamenti delle strutture di fondazione devono essere compatibili con i prefissati livelli di sicurezza e con la funzionalità delle strutture in elevazione.

Deve essere tenuta in debito conto l'influenza che l'opera in progetto può avere su fondazioni e su costruzioni esistenti nelle vicinanze.

Il progetto di una fondazione su pali comporta il dimensionamento della palificata e delle relative strutture di collegamento; esso comprende la scelta del tipo di palo e delle relative modalità di esecuzione e lo studio del comportamento del complesso palificata-terreno.

La determinazione del carico limite del complesso palo-terreno deve essere effettuata con uno o più dei seguenti procedimenti:

- a) metodi analitici per la valutazione della resistenza alla base e lungo il fusto;
- b) correlazioni basate sui risultati di prove in sito;
- c) sperimentazione diretta su pali di prova (vedi punto C.S5.);
- d) analisi del comportamento dei pali durante la battitura.

La valutazione del carico assiale sul palo singolo deve essere effettuata prescindendo dal contributo delle strutture di collegamento direttamente appoggiate sul terreno.

La sperimentazione diretta con prove di carico su pali singoli o gruppi di pali, deve essere in ogni caso eseguita per opere di notevole importanza e quando, per le caratteristiche dei terreni, i risultati delle indagini non consentono di esprimere giudizi affidabili sul comportamento del palo.

Il valore del carico ammissibile del palo singolo rispetto al carico assiale limite deve essere fissato dividendo il corrispondente carico limite per un coefficiente di sicurezza da stabilire in relazione alle

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

caratteristiche del terreno, al tipo ed alle modalità costruttive del palo.

Il valore del coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 2,5 nel caso che il carico limite sia valutato con i metodi teorici. Nei casi nei quali vengano anche eseguite prove di carico fino a rottura di cui al punto C.5.5. può essere accettato un coefficiente di sicurezza inferiore ma non minore di 2, sempre che siano state eseguite approfondite e dettagliate indagini per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni. Nel caso di pali di diametro uguale o maggiore di 80 centimetri, la scelta del valore del coefficiente di sicurezza deve essere adeguatamente motivata e deve tener conto di cedimenti ammissibili.

Il palo dovrà essere verificato anche nei riguardi di eventuali forze orizzontali.

## 5.1.1 MODELLO DI CALCOLO

### 5.1.1.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

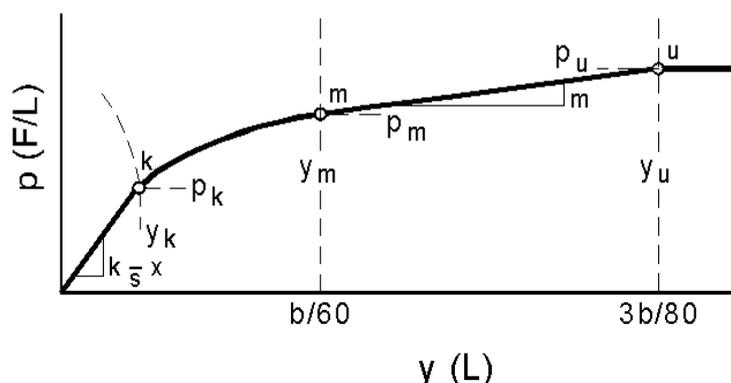
Il modello implementato è un modello agli EF, dove vengono schematizzati due principali elementi:

- *la platea di fondazione*
- *il micropalo*

La platea di fondazione, vincolata sui micropali e soggetta alle azioni trasferite dalle elevazioni, è composto da elementi di tipo "Area" (shell tick element) con modellazione del comportamento bidimensionale alla Mindlin, includendo quindi anche le deformazioni taglianti degli elementi.

Il micropalo invece è modellato come un elemento di tipo "linea" (beam element), con modellazione del comportamento alla Saint-Venant.

La non linearità (plasticità del materiale) per i terreni presenti in sito può essere definita secondo la legge  $p$ - $y$  (sforzi-spostamenti) secondo Reese, Cox e Koop del tipo:



F2. *Diagramma p-y secondo Reese, Cox e Koop*

A favore di sicurezza si trascura il contributo di plasticità offerto dal terreno, limitando quindi gli

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

sforzi\deformazioni al tratto a comportamento lineare (verificato a posteriori in funzioni delle deformazioni massime subite dall'elemento "micropalo").

L'interazione col terreno è stata quindi modellata mediante elementi di connessione (link element) con comportamento elastico non lineare (dove la non linearità è dettata dal fatto che l'elemento link reagisce solo a compressione).

La rigidezza degli elementi "link" "molle" è stata definita in funzione della deformabilità del terreno, della geometria del micropalo e della deformabilità sua deformabilità. In particolare si definisce la rigidezza dell'elemento "link", ricorrendo al metodo di Vesić (vedi riferimento bibliografico [B32]), il quale definisce in primo luogo il modulo di reazione del terreno come:

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

indicando con:

$E_s$  ,  $E_p$  = moduli elastici di deformazione rispettivamente del terreno e del palo di fondazione [kN/m<sup>2</sup>]

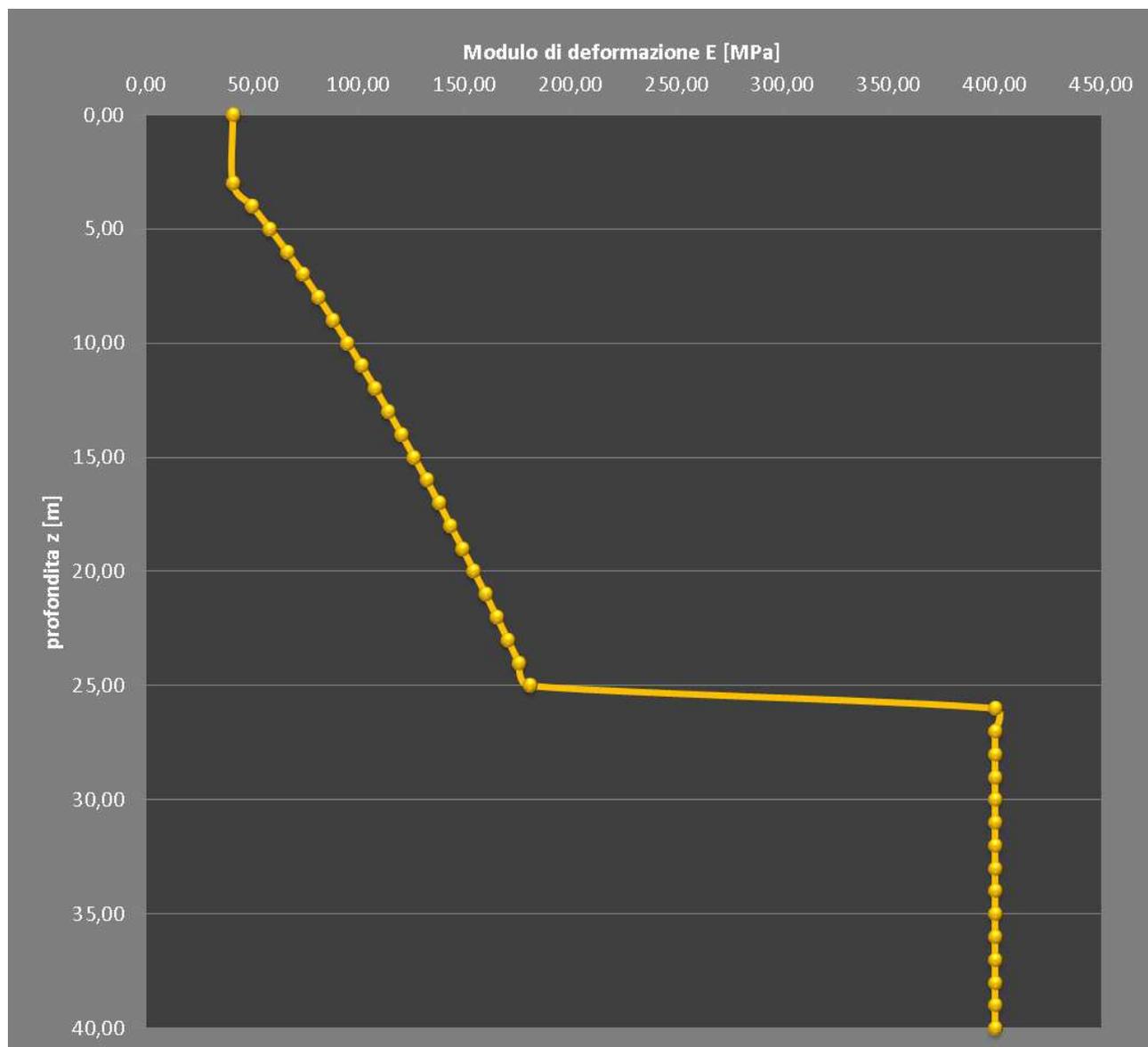
$D$  = diametro del palo di fondazione [m]

$I_p$  = momento d'inerzia del palo di fondazione [m<sup>4</sup>]

$\mu$  = coefficiente di Poisson

Secondo la caratterizzazione geologico\geotecnica desunta dalla campagna indagini eseguita, la zona in cui ricade l'opera presenta un modulo di deformazione (nei primi 25 m) che segue la legge  $E = 19 \cdot (z)^{0.7}$ , da cui  $E_{\min} = 41$  MPa ed  $E_{\max} = 181$  MPa. Nei successivi strati il modulo di deformazione assume un valor medio pari a 400 MPa; si riporta l'andamento grafico del modulo di deformazione:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



Come si evince dall'andamento del modulo di deformazione, la lunghezza del micropalo rimane all'interno del primo tratto definito, non interessando quindi il substarto plutonico.

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali e delle sezioni implementati nel modello.

<b>TABLE: Material Properties 02 - Basic Mechanical Properties</b>						
<b>Material</b>	<b>UnitWeight</b>	<b>UnitMass</b>	<b>E1</b>	<b>G12</b>	<b>U12</b>	<b>A1</b>
Text	KN/m3	KN-s2/m4	KN/m2	KN/m2	Unitless	1/C
Rck300	25	2,5	31220000	13008333	0,2	0,0000099
Fe510	75,8	7,58	210000000	80769230,77	0,3	0,000012

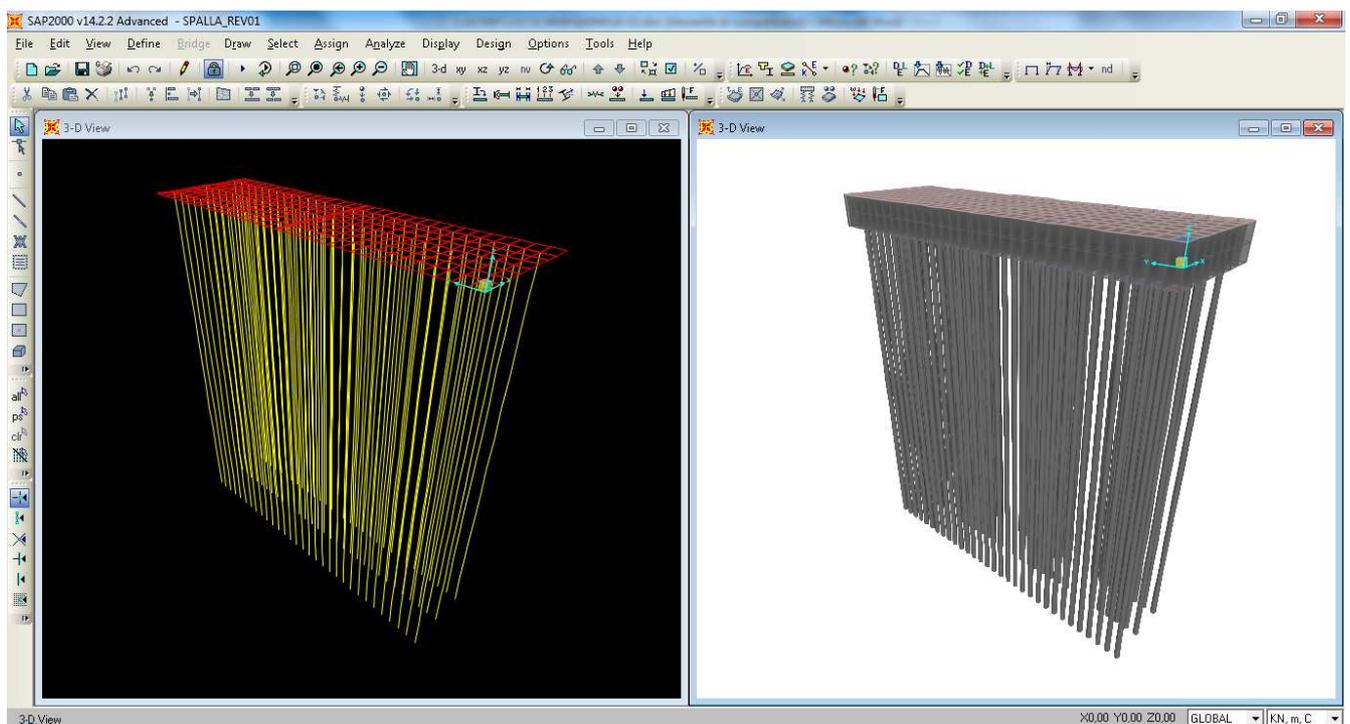
<b>TABLE: Area Section Properties</b>
---------------------------------------

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0

Section	Material	MatAngle	AreaType	Type	DrillDOF	Thickness	BendThick
Text	Text	Degrees	Text	Text	Yes/No	m	m
sp180	Rck300	0	Shell	Shell-Thick	Yes	1,8	1,8

TABLE: Frame Section Properties 01 – General								
SectionName	Material	Shape	Area	TorsConst	I33	I22	AS2	AS3
Text	Text	Text	m2	m4	m4	m4	m2	m2
MICROPALO	Rck300	SD Section	0,082121	0,000505	0,000288	0,000288	0,065289	0,065289

Di seguito si riporta una rappresentazione grafica del modello implementato (dall'immagine si evince che si è trascurata, a favore di sicurezza, l'inclinazione rispetto alla verticale dei micropali):



F3. Modello agli EF del sistema terreno-struttura

### 5.1.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI A INTRADOSSO FONDAZIONE

E' stata condotta l'analisi dei carichi per il sistema "corpo spalla".

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 del sistema di micropali.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0

		Fx	Fy	Fz	x	y	z	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-17.436,25	-0,65	0,00	2,51	0,00	-7.021,13	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	-0,65	0,00	2,51	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.197,00	-0,65	0,00	2,51	0,00	957,60	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	2.098,41	0,00	0,00			2,13	0,00	4.476,60	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	690,27	0,00	0,00			3,20	0,00	2.208,85	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	439,50	0,00	0,00			4,27	0,00	1.875,20	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1</sub> -q <sub>2</sub>	0,00	0,00	-3.900,00	-0,65	0,00	2,51	0,00	3.120,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	612,00	0,00	0,00	-0,65	0,00	2,51	0,00	2.570,40	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	-0,65	0,00	2,51	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	213,00	0,00	-0,65	0,00	2,51	-1.160,40	0,00	170,40
sisma (direzione X)	q <sub>6</sub>	3.161,55	0,00	0,00	-0,65	0,00	2,51	0,00	10.350,10	0,00
sisma (direzione Y)	q <sub>6</sub>	0,00	734,62	0,00	-0,65	0,00	2,51	-3.048,61	0,00	556,06
sisma (direzione Z)	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	328,77	-0,65	0,00	2,51	0,00	3.657,79	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	-0,65	0,00	2,51	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00				0,00	0,00	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0

### 5.1.3 Combinazioni di calcolo

Si applicano le combinazioni di carico del DM 4. 05 .1990.

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

<b>FI</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-17.436,25	0,00	-7.021,13	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.197,00	0,00	957,60	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	2.098,41	0,00	0,00	0,00	4.476,60	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	483,19	0,00	0,00	0,00	1.546,20	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	ε <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	ε <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	q <sub>1+q<sub>2</sub></sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	q <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	q <sub>4</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	q <sub>5</sub>	0,00	85,20	0,00	-464,16	0,00	68,16
sisma	q <sub>6</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	q <sub>7</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	q <sub>8</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	q <sub>9</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>FII</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	g <sub>1</sub>	0,00	0,00	-17.436,25	0,00	-7.021,13	0,00
permanenti non strutturali	g <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	-1.197,00	0,00	957,60	0,00
spinta del terreno	g <sub>3</sub>	2.098,41	0,00	0,00	0,00	4.476,60	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	g <sub>3</sub>	483,19	0,00	0,00	0,00	1.546,20	0,00
spinta del terreno in fase sismica	g <sub>3</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	ε <sub>1</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	ε <sub>2</sub>	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CS0401\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1+q_2$	0,00	0,00	-1.560,00	0,00	1.248,00	0,00
frenamento	$q_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	$q_6$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>FIII</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-17.436,25	0,00	-7.021,13	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	$g_3$	0,00	0,00	-1.197,00	0,00	957,60	0,00
spinta del terreno	$g_3$	2.098,41	0,00	0,00	0,00	4.476,60	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	483,19	0,00	0,00	0,00	1.546,20	0,00
spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1+q_2$	0,00	0,00	-975,00	0,00	780,00	0,00
frenamento	$q_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma	$q_6$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>AII</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-17.436,25	0,00	-7.021,13	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	$g_3$	0,00	0,00	-1.197,00	0,00	957,60	0,00
spinta del terreno	$g_3$	2.098,41	0,00	0,00	0,00	4.476,60	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	483,19	0,00	0,00	0,00	1.546,20	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CS0401\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1+q_2$	0,00	0,00	-3.900,00	0,00	3.120,00	0,00
frenamento	$q_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	127,80	0,00	-696,24	0,00	102,24
sisma	$q_6$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>AIII</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-17.436,25	0,00	-7.021,13	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	$g_3$	0,00	0,00	-1.197,00	0,00	957,60	0,00
spinta del terreno	$g_3$	2.098,41	0,00	0,00	0,00	4.476,60	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	483,19	0,00	0,00	0,00	1.546,20	0,00
spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1+q_2$	0,00	0,00	-3.900,00	0,00	3.120,00	0,00
frenamento	$q_3$	612,00	0,00	0,00	0,00	2.570,40	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	42,60	0,00	-232,08	0,00	34,08
sisma	$q_6$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<b>AIV</b>		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-17.436,25	0,00	-7.021,13	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE GEOTECNICA

Codice documento  
CS0401\_F0

Rev  
F0

Data  
20/06/2011

permanenti portati	$g_3$	0,00	0,00	-1.197,00	0,00	957,60	0,00
spinta del terreno	$g_3$	2.098,41	0,00	0,00	0,00	4.476,60	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	483,19	0,00	0,00	0,00	1.546,20	0,00
spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1+q_2$	0,00	0,00	-3.900,00	0,00	3.120,00	0,00
frenamento	$q_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	42,60	0,00	-232,08	0,00	34,08
sisma	$q_6$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

AV		Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
permanenti strutturali	$g_1$	0,00	0,00	-17.436,25	0,00	-7.021,13	0,00
permanenti non strutturali	$g_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
permanenti portati	$g_3$	0,00	0,00	-1.197,00	0,00	957,60	0,00
spinta del terreno	$g_3$	2.098,41	0,00	0,00	0,00	4.476,60	0,00
spinta dovuta al sovraccarico	$g_3$	483,19	0,00	0,00	0,00	1.546,20	0,00
spinta del terreno in fase sismica	$g_3$	439,50	0,00	0,00	0,00	1.875,20	0,00
distorsioni e presollecitazioni	$\varepsilon_1$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
variazioni termiche	$\varepsilon_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
viscosità	$\varepsilon_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	$q_1+q_2$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
frenamento	$q_3$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
azione centrifuga	$q_4$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
vento	$q_5$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
sisma (direzione X)	$q_6$	3.161,55	0,00	0,00	0,00	10.350,10	0,00
sisma (direzione Y)	$q_6$	0,00	734,62	0,00	-3.048,61	0,00	556,06
sisma (direzione Z)	$q_6$	0,00	0,00	328,77	0,00	3.657,79	0,00
resistenze parassite	$q_7$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
veicoli in svio	$q_8$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
altre azioni variabili	$q_9$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### RIEPILOGO DELLE AZIONI NELLE DIVERSE COMBINAZIONI

<b>RIEPILOGO</b>	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
<b>COMBINAZIONE FI</b>	2.581,59	85,20	-18.633,25	-464,16	-40,73	68,16
<b>COMBINAZIONE FII</b>	2.581,59	0,00	-20.193,25	0,00	1.207,27	0,00
<b>COMBINAZIONE FIII</b>	2.581,59	0,00	-19.608,25	0,00	739,27	0,00
<b>COMBINAZIONE AII</b>	2.581,59	127,80	-22.533,25	-696,24	3.079,27	102,24
<b>COMBINAZIONE AIII</b>	3.193,59	42,60	-22.533,25	-232,08	5.649,67	34,08
<b>COMBINAZIONE AIV</b>	2.581,59	42,60	-22.533,25	-232,08	3.079,27	34,08
<b>COMBINAZIONE AV</b>	6.182,64	734,62	-18.304,48	-3.048,61	15.842,36	556,06

Come si evince le combinazioni critiche sono la AII e la AV, pertanto saranno esclusivamente queste quelle oggetto di analisi e verifica.

#### 5.1.4 VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MICROPALO

Nelle verifiche strutturali, di seguito descritte, a favore di sicurezza si è tenuto conto della sola armatura tubolare in acciaio. Le verifiche sono state effettuate facendo riferimento al limite elastico della sezione; in favore di sicurezza, si sono utilizzati i valori massimi delle azioni sollecitanti ricavati dal modello di calcolo definiti nei paragrafi precedenti (ottenute nella combinazione AV), ovvero:

$$M_{\max-X} = 1,4 \text{ kNm}$$

$$M_{\max-Y} = 19,0 \text{ kNm}$$

$$T_{\max-X} = 14,0 \text{ kN}$$

$$T_{\max-Y} = 2,0 \text{ kN}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\left(\frac{M_{\max-X}}{W}\right)^2 + \left(\frac{M_{\max-Y}}{W}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{T_{\max-X}}{A}\right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{T_{\max-Y}}{A}\right)^2} \leq 240 \text{ N/mm}^2$$

La sezione resistente risulta caratterizzata dalle seguenti caratteristiche geometriche:

$$A = 64,9 \text{ cm}^2$$

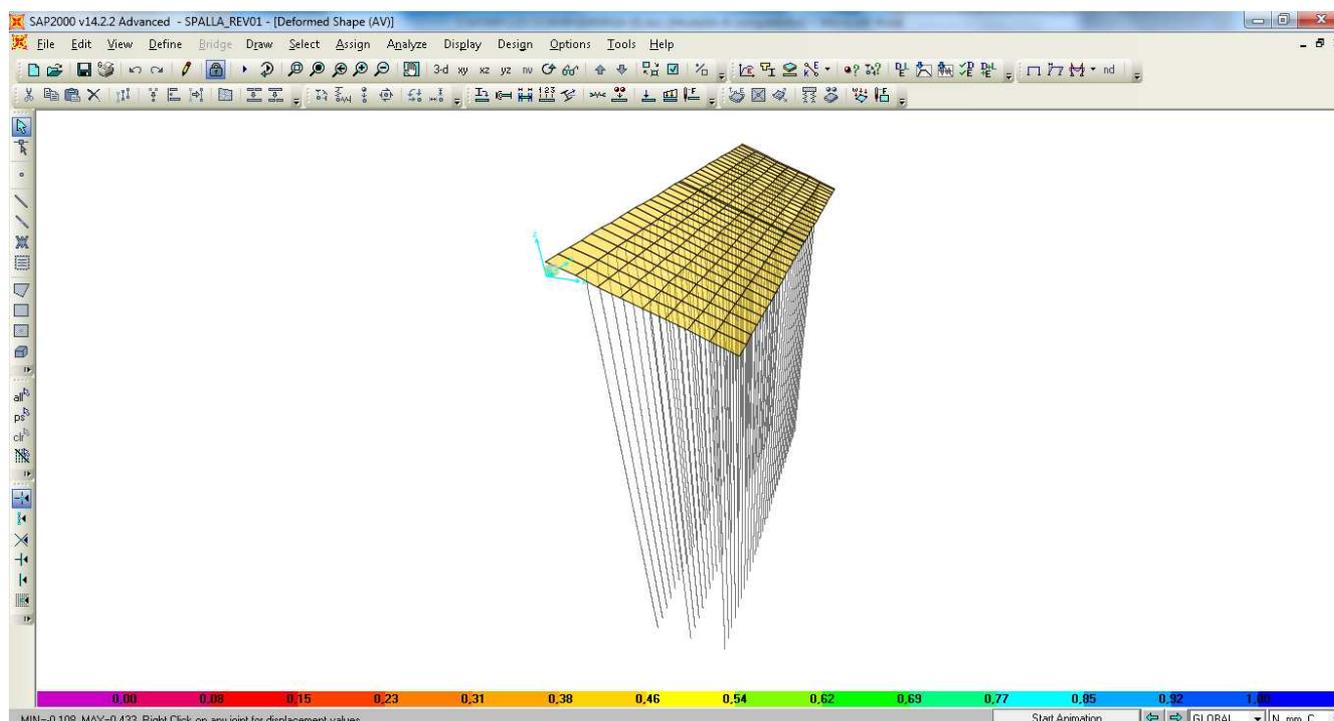
$$W = 250 \text{ cm}^3$$

Da cui si ottiene  $\sigma_{id} = 81 < 240 \text{ N/mm}^2$  la verifica risulta soddisfatta.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.1.5 VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Dal modello di calcolo analizzato si sono ottenuti degli spostamenti massimi in direzioni longitudinale X pari a 0,4 mm:



Tale valore è ampiamente all'interno del tratto a comportamento lineare del terreno, pertanto l'assunzione fatta di trascurare il campo plastico risulta corretta.

Gli spostamenti verticali massimi invece sono dell'ordine dei 1,5 cm massimo, valore ammissibile per le ipotesi fatte e la tipologia di opera in esame.

### 5.1.6 VERIFICHE GEOTECNICHE

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

- Verifica di capacità portante dei micropali

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE GEOTECNICA		<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 5.1.6.1 Verifica di capacità portante

La portata ammissibile  $Q_{amm}$  di un palo singolo è stata valutata secondo le indicazioni riportate nelle “Raccomandazioni sui pali di fondazione” redatte dall’Associazione Geotecnica Italiana (1984):

$$Q_{amm} = Q_{lim} / F_s - \Delta W_{palo}$$

$$Q_{lim} = Q_{lim\ lat} + Q_{lim\ punta} = \sum q_{si} A_{li} + q_p A_p$$

dove:

$$q_{si} = q_{ai} + \mu_i * k_i * \sigma'_{vi}$$

$$q_p = c' * N_c + q'l * N_q$$

essendo:

$Q_{lim\ lat}$  = Carico limite laterale del palo

$Q_{lim\ punta}$  = Carico limite alla punta del palo

$\Delta W_{palo}$  = Differenza tra il peso del palo e il peso del terreno asportato

$q_{ai}$  = Adesione laterale =  $\alpha c'$

$\mu_i$  = Coefficiente di attrito terreno/palo =  $\text{tg } \phi$

$k_i$  = Rapporto tra tensione normale sulla superficie laterale del palo alla profondità  $z$  e tensione verticale  $\sigma_v$  agente alla stessa profondità, cautelativamente assunto pari a 0,5

$\sigma'_{vi}$  = Pressione efficace media sul tratto di palo

$A_{li}$  = Area della superficie laterale del tratto di palo

$c'$  = Coesione del terreno

$q'l$  = Pressione efficace sul piano orizzontale passante per la punta del palo

$N_q$  = Fattori adimensionali di capacità portante funzioni dell’angolo di attrito del terreno  $\phi$  e del rapporto tra lunghezza e diametro del palo.

In accordo con quanto indicato nelle “Raccomandazioni sui pali di Fondazione” (AGI, dicembre 1984) per i pali di piccolo diametro, in corrispondenza di terreni generalmente caratterizzati mediante un angolo d’attrito di 38°, si è assunto  $N_q = 50$ .

$N_c = 9 A_p$  = Area della punta

$F_s$  = Coefficiente di sicurezza applicato per la definizione del carico ammissibile, pari a 2.5 sia per la portata laterale che per quella di base.

Nel seguito si riportano in forma tabellare e grafica i valori di capacità portante in funzione della lunghezza del micropalo:

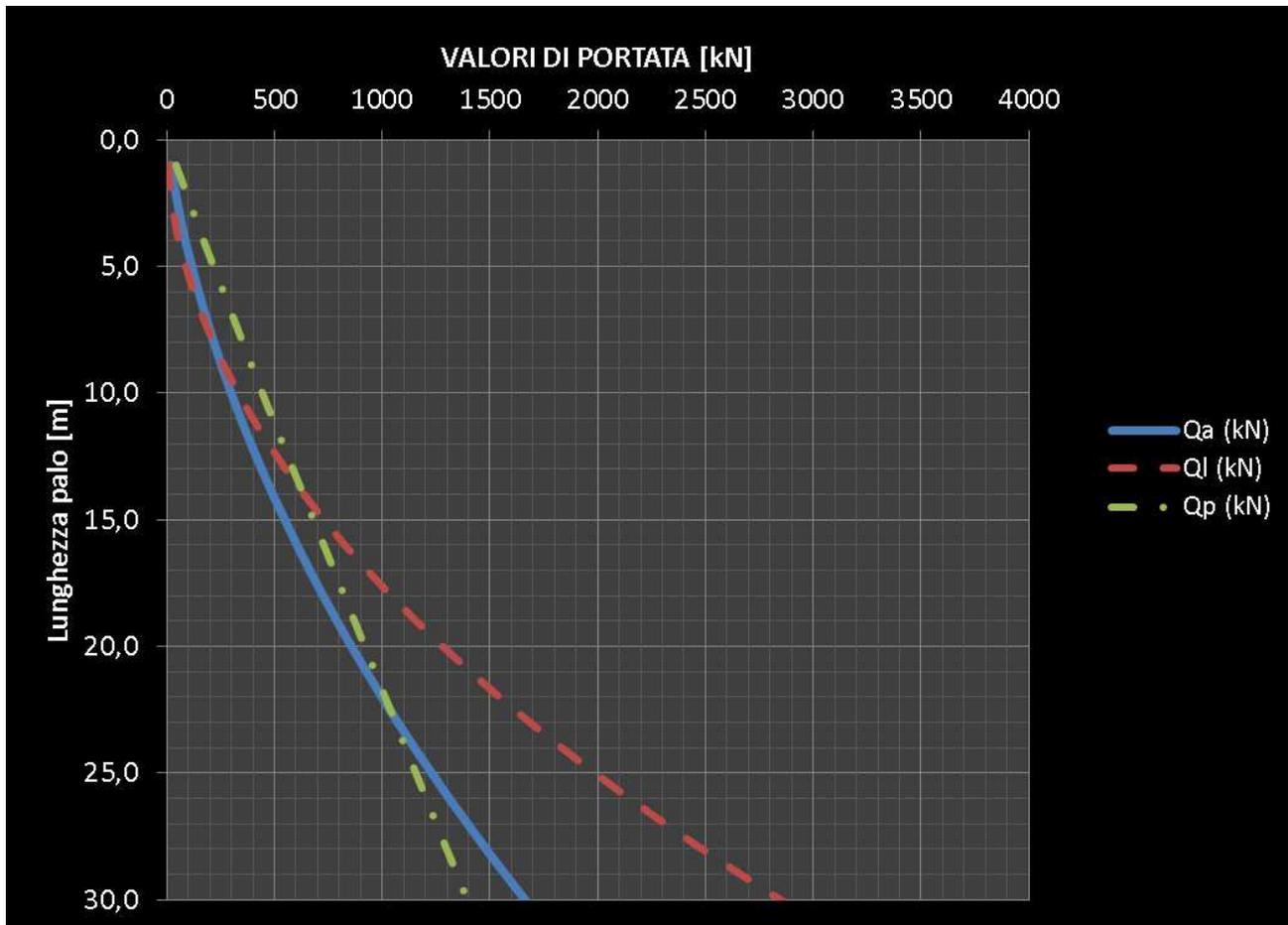
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>RELAZIONE GEOTECNICA</b>	<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0

H (m)	L (m)	H <sub>c</sub> (m)	Δh (m)	γ (Kn/m <sup>3</sup> )	σ <sub>vo</sub> (KPa)	U <sub>o</sub> (KPa)	σ' <sub>vo</sub> (KPa)	N <sub>spt</sub>	Cu (KPa)	φ (°)	α	K <sub>i</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	Al (m <sup>2</sup> )	Ap (m <sup>2</sup> )	Ql (kN)	Qp (kN)	Qa (kN)
1,0	1,0	0,5	1,0	19	19	-	19			38,0	-	0,5	-	50,0	0,75	0,05	6	43	18
2,0	2,0	1,5	1,0	19	38	-	38			38,0	-	0,5	-	50,0	0,75	0,05	17	86	39
3,0	3,0	2,5	1,0	19	57	-	57			38,0	-	0,5	-	50,0	0,75	0,05	34	129	62
4,0	4,0	3,5	1,0	19	76	-	76			38,0	-	0,5	-	50,0	0,75	0,05	56	172	87
6,0	6,0	5,0	2,0	20	116	-	116			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	124	262	148
8,0	8,0	7,0	2,0	20	156	-	156			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	216	353	219
10,0	10,0	9,0	2,0	20	196	-	196			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	332	443	299
12,0	12,0	11,0	2,0	21	238	-	238			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	472	538	390
14,0	14,0	13,0	2,0	21	280	-	280			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	637	633	492
16,0	16,0	15,0	2,0	21	322	-	322			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	826	728	604
18,0	18,0	17,0	2,0	21	364	-	364			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	1041	823	725
20,0	20,0	19,0	2,0	21	406	-	406			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	1280	918	857
22,0	22,0	21,0	2,0	21	448	-	448			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	1544	1013	998
24,0	24,0	23,0	2,0	21	490	-	490			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	1832	1108	1149
26,0	26,0	25,0	2,0	21	532	-	532			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	2146	1203	1310
28,0	28,0	27,0	2,0	21	574	-	574			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	2484	1298	1481
30,0	30,0	29,0	2,0	21	616	-	616			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	2847	1393	1662
32,0	32,0	31,0	2,0	21	658	10	648			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	3229	1466	1842
34,0	34,0	33,0	2,0	21	700	29	671			38,0	-	0,5	-	50,0	1,51	0,05	3624	1517	2018

#### LEGENDA

H	Profondità dal PC al letto dello strato	φ	Angolo di attrito efficace dello strato
L	Lunghezza effettiva del palo	α	Coefficiente di adesione per terreno coesivo
H <sub>c</sub>	Distanza centro concio testa palo	K <sub>f</sub>	Coefficiente attrito palo - terreno [terre granulari]
Δh	Spessore dello strato iesimo	N <sub>c</sub>	Fattore di capacità portante (terre coesive)
γ	Peso di volume terreno	N <sub>q</sub>	Fattore di capacità portante [terre granulari (Berezantzev)]
γ <sub>w</sub>	Peso di volume dell'acqua ~ 9.8 Kpa	Al	Area laterale del concio del palo
σ <sub>vo</sub>	Pressione verticale totale del terreno	Ap	Area della punta del palo
U <sub>o</sub>	Pressione dell'acqua nei pori	Ql	Contributo di resistenza laterale del palo
σ' <sub>vo</sub>	Pressione verticale efficace del terreno	Qp	Contributo di resistenza alla punta del palo
Cu	Coesione non drenata dello strato	Qa	Capacità portante statica del palo [10 Kn = 1 T]

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE GEOTECNICA	<i>Codice documento</i> CS0401_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



Dalle analisi svolte ai paragrafi precedenti, si era ottenuto il valore massimo di sforzo assiale nella combinazione AV pari a 450 kN.

Adottando micropali di lunghezza 24 m la verifica risulta soddisfatta.