

# PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



## PROGETTO DEFINITIVO

### EUROLINK S.C.p.A.

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

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

<p><i>Unità Funzionale</i> OPERA D'ATTRAVERSAMENTO</p> <p><i>Tipo di sistema</i> ATTIVITA' DI CARATTERE GENERALE</p> <p><i>Raggruppamento di opere/attività</i> SISTEMAZIONI ESTERNE ED OPERE ACCESSORIE</p> <p><i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i> SICILIA – OPERE D'ARTE</p> <p><i>Titolo del documento</i> PONTI PEDONALI – RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE</p>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;">PG0218_F0</div>
--	--

CODICE	C G 0 7 0 0 P R G D G T C O P S E 0 0 0 0 0 3 F0
--------	--

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



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## INDICE

INDICE .....	3
PREMESSA.....	4
1 RIFERIMENTI NORMATIVI .....	4
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	5
3 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	6
3.1 Calcestruzzi (Secondo UNI 11104 - 2004).....	6
3.2 Acciaio per armature di conglomerato cementizio armato (Secondo NTC 2008 – D.M. 14/01/2008).....	8
3.3 Legno lamellare per travi principali .....	8
3.4 Legno lamellare per travi principali .....	10
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	11
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	11
4.1.1 Ponte C .....	11
4.1.2 Ponte D .....	13
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	15
4.2.1 Descrizione delle litologie – ponti C e D.....	15
4.2.2 Indagini previste .....	15
4.2.3 Caratterizzazione geotecnica.....	17
4.2.3.1 Parametri fisici .....	17
4.2.3.2 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	19
4.2.3.3 Caratteristiche di deformabilità.....	19
4.2.4 Depositi costieri .....	22
4.2.5 Sabbie e ghiaie di Messina.....	41
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO .....	45
4.3.1 MODELLO DI CALCOLO.....	47
4.3.1.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	47
5 FASI COSTRUTTIVE.....	53
6 ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	54

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## PREMESSA

La presente relazione tratta le strutture costituenti i ponti pedonali necessari allo scavalco dei laghi artificiali situati in prossimità delle opere di fondazione del Ponte sullo Stretto di Messina lato Sicilia. Tali opere sono composte da 2 ponti ad uso pedonale con travi principali in legno lamellare ed impalcato in acciaio con assito di calpestio in legno massiccio; i ponti in oggetto sono denominati Ponte C e Ponte D.

### 1 RIFERIMENTI NORMATIVI

I calcoli delle strutture sono stati eseguiti in base alle seguenti disposizioni:

- Legge 5/11/1971 n° 1086: "Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica".
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. del 14/01/2008 - "Norme Tecniche per le Costruzioni 2008"
- Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14/01/2008 – Circolare 2 febbraio 2009 n. 617
- Norma UNI EN 206-1 : 2006 "Calcestruzzo. Parte 1 : specificazione, prestazione, produzione e conformità"
- Norma UNI EN 206-1 : 2006 "Calcestruzzo. Parte 1 : specificazione, prestazione, produzione e conformità"

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] SEAOC Blue Book "Conceptual Framework for Performance-Based Seismic Design", Appendix B (2000).
- [2] Gruppo di Lavoro (2004). Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici).
- [3] Priestley M.J.N., Seible F. e Calvi G.M. "Seismic Design and Retrofit of Bridges", J. Wiley & Sons, Inc. (1996).
- [4] Migliacci A. e Mola F., "Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.". Parte prima e seconda, Ed. Masson. 1996.
- [5] FEMA 440 – "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", prepared by ATC, ATC-55 Project, Redwood City CA, June 2005.
- [6] FEMA 440 – "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", prepared by ATC, ATC-55 Project, Redwood City CA, June 2005.
- [7] M. W. O'Neill and L. C. Reese "Drilled shafts: construction procedures and design methods", prepared for U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration; printed by ADSC: The International Association of Foundation Drilling, pub. n. ADSC-TL 4, August 1999.
- [8] CALTRANS "Seismic Design Criteria" Version 1.1; California department of transportation, USA, July 1999.
- [9] ATC-32 "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations" Version 1.1; California, USA, June 1996.
- [10] ATC-49 "Recommended LRFD guidelines for the seismic design of highway bridges. Part I: Specifications. Part II: Commentary and Appendices", ATC/MCEER Joint Venture, USA, June 2003.
- [11] Roesset J.M. [1969] "Fundamentals of soil amplification", Conference on Seismic Design for Nuclear Power Plants, MIT, Ed. by Robert J. Hansen, Vol 1, pp. 183-244.
- [12] Mylonakis G. [2001] "Simplified model for seismic pile bending at soil layer interfaces", The Japanese Geotechnical Society, Vol. 41, No. 4(20010815), pp. 47-58.
- [13] Joseph E. Bowles. [1988] "Fondazioni – progetto e analisi", McGraw-Hill.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 3 CARATTERISTICHE MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzi (Secondo UNI 11104 - 2004)

##### Per sottofondazioni

classe di resistenza	C12/15
classe di esposizione	XC0

##### Per pali gettati in opera

classe di resistenza	C25/30
modulo elastico	$E_c = 31.476 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 33,00 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14,17 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15 \text{ N/mm}^2$
tensione a SLE – combinazione rara	$\sigma_c = 14,94 \text{ N/mm}^2$
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	$\sigma_c = 11,20 \text{ N/mm}^2$
copriferro	$C = 60 \text{ mm}$
classe di esposizione	XC2
classe di consistenza slump	S4-S5
max dimensione aggregati	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
rapporto A/C massimo	0,50

##### Baggioli e ritegni sismici

classe di resistenza	C32/40
modulo elastico	$E_c = 33.346 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 32,00 \text{ N/mm}^2$
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 40,00 \text{ N/mm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 18,13 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} = 3,02 \text{ N/mm}^2$
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 2,11 \text{ N/mm}^2$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} =$	2,65	N/mm <sup>2</sup>
tensione a SLE – combinazione rara	$\sigma_C =$	19,92	N/mm <sup>2</sup>
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	$\sigma_C =$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
copriferro	$C =$	35	mm
classe di esposizione		XS1	XF2
classe di consistenza slump		S4	
max dimensione aggregati	$D_{max} =$	20	mm
rapporto A/C massimo		0,50	

### **Pulvini pile, cordoli spalle e paragliaia**

classe di resistenza		C32/40	
modulo elastico	$E_c =$	33.346	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	32,00	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	40,00	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,13	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} =$	3,02	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,11	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} =$	2,65	N/mm <sup>2</sup>
tensione a SLE – combinazione rara	$\sigma_C =$	19,92	N/mm <sup>2</sup>
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	$\sigma_C =$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
copriferro	$C =$	40	mm
classe di esposizione		XC4	XS1    XF2
classe di consistenza slump		S4	
max dimensione aggregati	$D_{max} =$	32	mm
rapporto A/C massimo		0,50	

### **Soletta di impalcato**

classe di resistenza		C32/40	
modulo elastico	$E_c =$	33.346	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	32,00	N/mm <sup>2</sup>
resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	40,00	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	18,13	N/mm <sup>2</sup>
resistenza a trazione ( valore medio )	$f_{ctm} =$	3,02	N/mm <sup>2</sup>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,11	N/mm <sup>2</sup>
resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{cfk} =$	2,65	N/mm <sup>2</sup>
tensione a SLE – combinazione rara	$\sigma_C =$	19,92	N/mm <sup>2</sup>
tensione a SLE – combinazione quasi permanente	$\sigma_C =$	14,94	N/mm <sup>2</sup>
copriferro estradosso	$C =$	35	mm
classe di esposizione		XF4	XS1
classe di consistenza slump		S4	
max dimensione aggregati	$D_{max} =$	20	mm
rapporto A/C massimo		0,45	

Per il calcestruzzo ordinario armato si assume il seguente peso per unità di volume:

$$\rho'_{cls} = \boxed{25} \text{ kN/m}^3$$

### 3.2 Acciaio per armature di conglomerato cementizio armato (Secondo NTC 2008 – D.M. 14/01/2008)

		<b>B450C</b>	
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540	N/mm <sup>2</sup>
resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
modulo elastico	$E_s =$	206.000	N/mm <sup>2</sup>
deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} =$	7,50	%
deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} =$	6,75	%
coeff. resistenza a instabilità delle membrature	$\gamma_m =$	1,10	

### 3.3 Legno lamellare per travi principali

Legno lamellare classe GL36c

Resistenza a flessione	$f_{m,g,k} =$	36	MPa
Trazione parallela fibratura	$f_{t,0,g,k} =$	26	MPa
Trazione perpendicolare fibratura	$f_{t,90,g,k} =$	0,6	MPa

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Compressione parallela fibratura	$f_{c,0,g,k} =$	31	MPa
Compressione perpendicolare fibratura	$f_{c,90,g,k} =$	3,6	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k} =$	4,3	MPa
Modulo elastico medio parallelo fibre	$E_{0,g,mean} =$	14,7	GPa
Modulo elastico caratteristico parallelo fibre	$E_{0,g,05} =$	11,9	GPa
Modulo elastico medio perpendicolare fibre	$E_{90,g,mean} =$	0,49	GPa
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean} =$	0,91	GPa

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 3.4 Legno lamellare per travi principali

Legno lamellare classe GL36c
------------------------------

Resistenza a flessione	$f_{m,g,k} =$	36	MPa
Trazione parallela fibratura	$f_{t,0,g,k} =$	26	MPa
Trazione perpendicolare fibratura	$f_{t,90,g,k} =$	0,6	MPa
Compressione parallela fibratura	$f_{c,0,g,k} =$	31	MPa
Compressione perpendicolare fibratura	$f_{c,90,g,k} =$	3,6	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k} =$	4,3	MPa
Modulo elastico medio parallelo fibre	$E_{0,g,mean} =$	14,7	GPa
Modulo elastico caratteristico parallelo fibre	$E_{0,g,05} =$	11,9	GPa
Modulo elastico medio perpendicolare fibre	$E_{90,g,mean} =$	0,49	GPa
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean} =$	0,91	GPa

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

### 4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

#### 4.1.1 Ponte C

L'impalcato è caratterizzato da un asse rettilineo, con sviluppo longitudinale pari a 44,00 m, ripartito su quattro campate e da una larghezza trasversale, di 3,10 m. Nel particolare, l'estensione trasversale del suddetto impalcato può essere ripartita in 2,50 m di superficie pavimentata realizzata mediante tavolati in legno e 0,30 m di parapetti. Vista la particolare strutturazione dell'opera, è prevista una pendenza trasversale nulla della superficie pavimentata.

Da un punto di vista prettamente strutturale, l'impalcato del ponte oggetto di studio, è realizzato attraverso travi principali in legno lamellare aventi sezione 1,00 x 0,30 m, traversi in profilati metallici IPE 240 e controventi di piano L 120x12.

Le spalle afferenti a tale opera vengono definite come spalle passanti. Nel particolare, sono costituite dal muro frontale in c.a. gettato in opera, posizionato in testa pali. Al di sopra di esso viene realizzato il paraghiaia in c.a. Entrambe le spalle risultano infatti sorrette da una fila di 2 pali del diametro di 800 mm. Allo scopo di eseguire un corretto dimensionamento di tali pali è necessario specificare sin d'ora che i suddetti risultano realizzati attraverso trivellazioni ad elica continua.

La medesima tecnica è utilizzata per realizzare le fondazioni delle tre pile ausiliari di tale struttura. Quella in condizioni più gravose è composta da un fusto alto 2,10 m e un pulvino di 0,50 m.

L'analisi dei carichi e l'analisi sismica sono state effettuate in ottemperanza alla NTC del 14 Gennaio 2008; inoltre per il terreno sono state assunte le ipotesi di spinta a riposo in condizioni statiche e spinta attiva in condizioni sismiche.

Nel seguito si riportano la pianta e il profilo dell'opera in esame.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

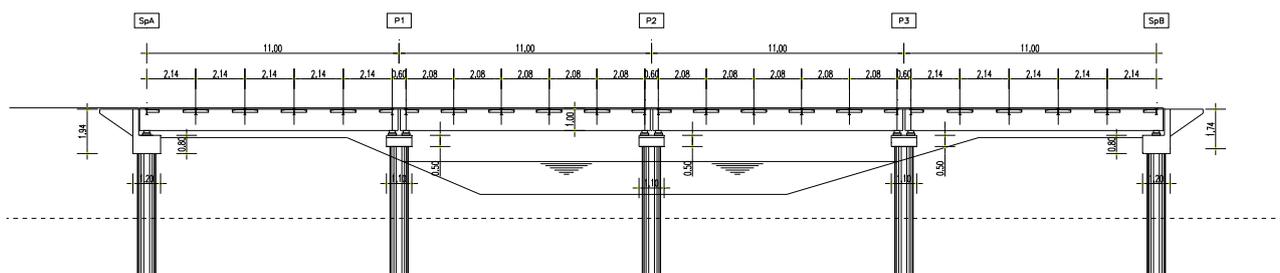


Figura 4.1 – Profilo longitudinale.

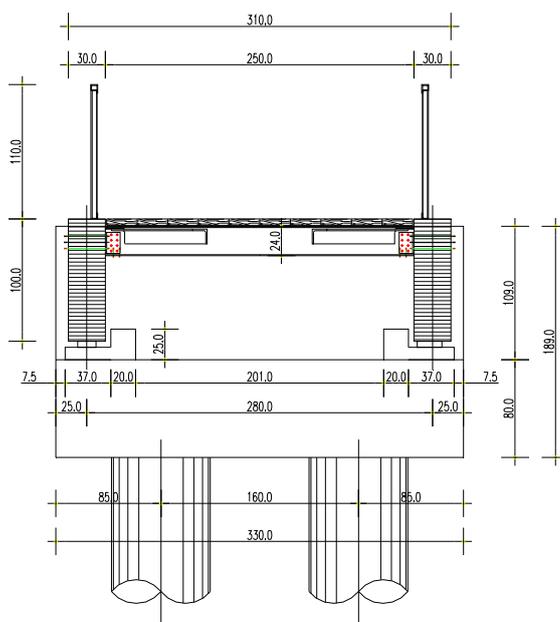


Figura 4.2 – Vista frontale spalla A.

L'impalcato ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- Luce di calcolo 11,00 m
- Lunghezza totale 44,00 m
- Larghezza carreggiata (media) 2,50 m
- Larghezza trave sinistra 0,30 m
- Larghezza trave destra 0,30 m

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 4.1.2 Ponte D

L'impalcato è caratterizzato da un asse rettilineo, con sviluppo longitudinale totale di 34,00 m, ripartito su 2 campate di lunghezza 18,50 e 15,50 m e da una larghezza trasversale di 5,70 m. Nel particolare, l'estensione trasversale del suddetto impalcato può essere ripartita in 4,70 m di superficie pavimentata realizzata mediante tavolati in legno e 0,50 m di parapetti. Vista la particolare strutturazione dell'opera, è prevista una pendenza trasversale nulla della superficie pavimentata.

Da un punto di vista prettamente strutturale, l'impalcato del ponte oggetto di studio, è realizzato attraverso travi principali in legno lamellare aventi sezione 2,00 x 0,50 m, traversi reticolari in profilati metallici costituiti da correnti inferiori e superiori HEA 140 ed elementi verticali e obliqui in L 120x10; i controventi di piano sono costituiti da un elemento longitudinale 2L accoppiati 120x10 ed elementi diagonali L 120x10.

Le spalle afferenti a tale opera vengono definite come spalle passanti. Nel particolare, sono costituite dal muro frontale in c.a. gettato in opera, posizionato in testa pali. Al di sopra di esso viene realizzato il paraghiaia in c.a. Entrambe le spalle risultano infatti sorrette da una fila di 2 pali del diametro di 800 mm. Allo scopo di eseguire un corretto dimensionamento di tali pali è necessario specificare sin da ora che i suddetti risultano realizzati attraverso trivellazioni ad elica continua.

La medesima tecnica è utilizzata per realizzare le fondazioni della pila. Essa è composta da un fusto fuori terra di circa 1,00 m e un pulvino di altezza 0,80 m.

L'analisi dei carichi e l'analisi sismica sono state effettuate in ottemperanza alla NTC del 14 Gennaio 2008; inoltre per il terreno sono state assunte le ipotesi di spinta a riposo in condizioni statiche e spinta attiva in condizioni sismiche.

Nel seguito si riportano la pianta e il profilo dell'opera in esame.

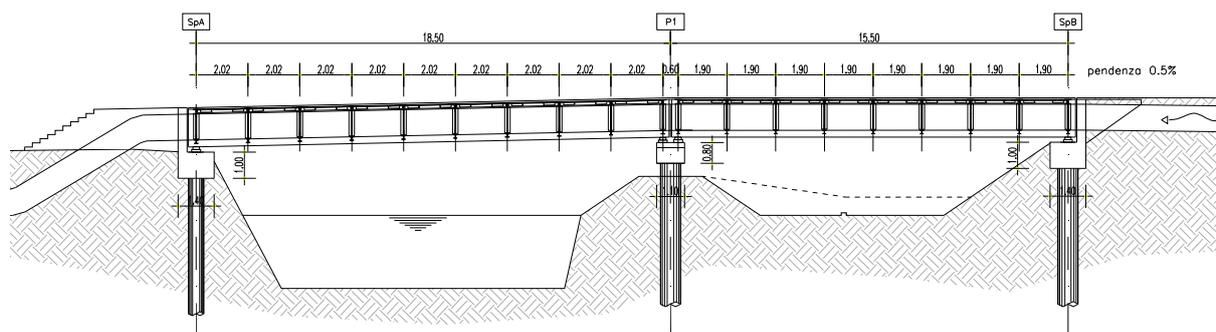


Figura 4.3 – Profilo longitudinale.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">F0</td> <td style="text-align: left;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

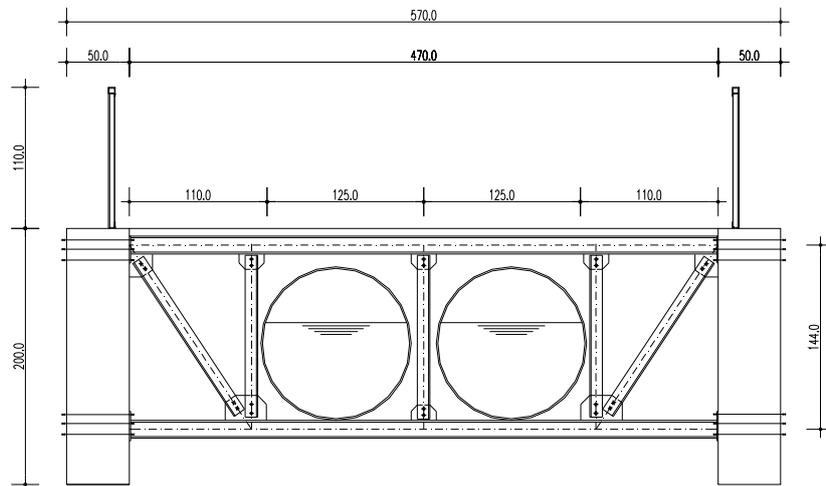


Figura 4.4 – Sezione tipologica.

L'impalcato ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- |          |                               |         |
|----------|-------------------------------|---------|
| <b>•</b> | Luce di calcolo               | 18,20 m |
| <b>•</b> | Lunghezza totale              | 34,00 m |
| <b>•</b> | Larghezza carreggiata (media) | 4,70 m  |
| <b>•</b> | Larghezza trave sinistra      | 0,50 m  |
| <b>•</b> | Larghezza trave destra        | 0,50 m  |

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

### 4.2.1 Descrizione delle litologie – ponti C e D

Si utilizzano per le verifiche seguenti nella presente relazione le informazioni inerenti alle opere terminali ed al Viadotto Pantano.

Le litologie prevalenti sono costituite dalle formazioni dei Depositi alluvionali costieri e Sabbie e Ghiaie di Messina.

In base all'analisi dei dati disponibili risulta problematica l'esatta ubicazione del contatto geologico con le sottostanti Sabbie e Ghiaie di Messina granulometricamente simili.

Dal punto di vista geotecnico, dall'analisi delle prove sismiche in foro, si evincono valori di  $V_s$  che mostrano una debole tendenza all'aumento con la profondità, con valori molto bassi che si collocano mediamente intorno a 200÷300 m/s fino ad un limite di profondità variabile ed individuabile fra 40m e 60m. Tale spessore di peggiori caratteristiche meccaniche è stato "convenzionalmente" incluso in questa sede nella formazione dei depositi costieri.

I Depositi alluvionali costieri sono caratterizzati da ghiaie e da sabbie a grana da media a grossolana. L'età dei depositi è Olocene.

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

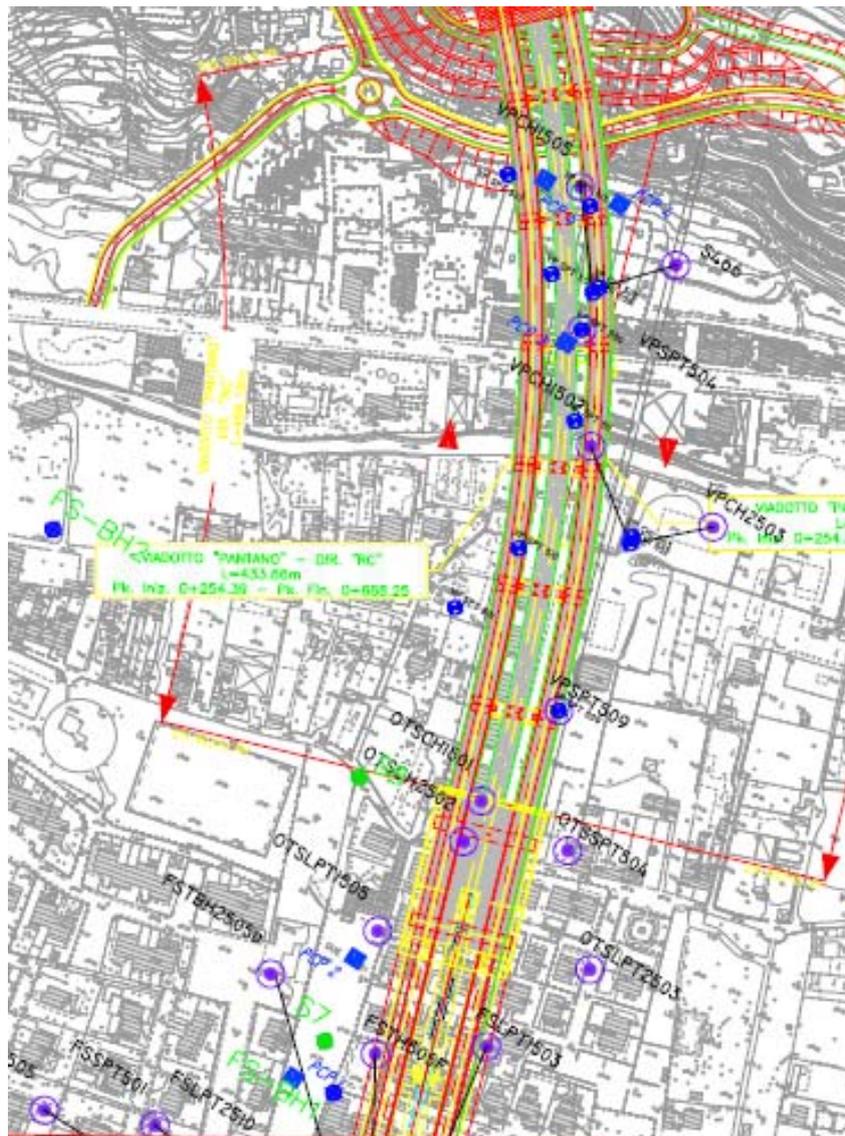
### 4.2.2 Indagini previste

I sondaggi di riferimento per la presente tratta sono S466, VPCH1502, VPSPT504, VPCH1505, VPSPT507, VPSPT508, VPSPT513 e VPSPT514 (campagna del 2010).

Le prove localmente utilizzate nella caratterizzazione sono:

- Prove granulometriche (sondaggio VPSPT509, OTSCH1501) ;
- Prove di laboratorio per la determinazione delle caratteristiche fisiche (sondaggi VPCH1502, VPSPT504) ;
- Prove SPT (sondaggi S466, VPCH1502, VPSPT504, VPCH1505, VPSPT507, VPSPT508, VPSPT509, VPSPT513);
- 3 prove Cross Hole (sondaggi VPCH1502 e VPCH1505 e OTSCH1501) ;

- 2 prove dilatometriche (sondaggio S466)



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 4.2.3 Caratterizzazione geotecnica

Per i criteri e per gli aspetti generali di caratterizzazione si rimanda a quanto riportato nella relazione Elab. CG0800PRBDSSBC8G000000001A. Per la definizione delle categorie di suolo si rimanda al medesimo elaborato ed alla relazione sismica di riferimento.

Localmente si hanno a disposizione i seguenti sondaggi e relative categorie di suolo:

	FORO	LITOLOGIA	Vs30	Categoria
<i>Opere terminali</i>	OTS CH1 501	DC	<b>145,61</b>	<b>D</b>
<i>Viadotto Pantano</i>	VP CH1 502	DC	<b>190,50</b>	<b>C</b>
	VP CH1 505	DC	<b>189,17</b>	<b>C</b>

	FORO	LITOLOGIA	Nspt30	Categoria
<i>Opera terminale</i>	S101	DC	<b>12</b>	<b>D</b>
	S101bis	DC	<b>20</b>	<b>C</b>
	OTS CH1 501	DC	<b>13</b>	<b>D</b>
	OTS SPT 503	DC	<b>17</b>	<b>C</b>
	OTS SPT 504	DC	<b>19</b>	<b>C</b>
	OTS LPT1 505	DC	<b>22</b>	<b>C</b>
<i>Viadotto Pantano</i>	VP CH1 502	DC	<b>13</b>	<b>D</b>
	VP SPT 504	DC	<b>15</b>	<b>D</b>
	VP SPT 509	DC	<b>15</b>	<b>D</b>
	VP CH1 505	DC	<b>19</b>	<b>C</b>
	VP SPT 512	DC	<b>25</b>	<b>C</b>
	VP SPT 507	DC	<b>32</b>	<b>C</b>
	VP SPT 508	DC	<b>28</b>	<b>C</b>
VP SPT 513	DC	<b>34</b>	<b>C</b>	

Per le opere in oggetto si fa riferimento al foro relativa all'opera teerminale denominato OTS CH1 501, con relativa classificazione sismica di tipo **D**.

#### 4.2.3.1 Parametri fisici

##### Depositi costieri

Le percentuali medie di ghiaia, sabbia e limo sono rispettivamente di 67%, 28%, 6% (**Figura 1**).  
 Con riferimento al fuso medio (72 prove granulometriche) si ha:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Il valore di  $D_{50}$  è pari a 5mm
- Il valore di  $D_{60}$  è pari a 8.0 mm
- Il valore di  $D_{10}$  è pari a 0.1 mm

Si assume che i materiali siano normalmente consolidati.

- **Dr:** in Allegato si mostrano le verticali e le quote alle quali sono state applicate le correlazioni di Skempton o di Cubrinowski. I valori di  $N_{spt}$  sono stati corretti con il fattore correttivo  $C_{sg}=0.35$  corrispondente al  $d_{50}=5\text{mm}$  (da **Figura 4** a **Figura 5**),
- **$e_o$ :** a partire dal  $d_{50}$  stimato si ottiene di  $e_{max}-e_{min}$  pari a 0.25, non dissimile dai valori reperibili in letteratura ( $0.17 < e_{max}-e_{min} < 0.29$ ) Stimando per  $e_{max}$  un valore pari a 0.6 a partire dai valori di  $Dr$  è stato possibile determinare i valori di  $e_o$  in sito. In Allegato si mostra il valore di  $e_o$  determinato con le correlazioni di Foti et.al e risultato piuttosto basso, pari mediamente a 0.15-0.2 diverso da quello determinato con  $Dr$  che risulta mediamente pari a 0.4 e risulta rappresentato in Allegato in funzione di  $z$  (**Figura 6**).
- $\gamma$ : in base alla correlazione di Foti et. Al. Si ottiene un valore piuttosto alto e mediamente pari a 23 -24 KN/m<sup>3</sup> (**Figura 7**)
- **$K_0$ :** si considera la relazione di Jaky.

$Dr(\%)$ (Componente sabbiosa e ghiaiosa)	$K_0$
<b>20-40</b>	<b>0.4</b>

### Sabbie e Ghiaie di Messina

E' difficile individuare con certezza il contatto con i Depositi costieri.

Dal punto di vista geotecnico un miglioramento relativo è previsto dalle sismiche VPCH1502, VPCH1505 e OTSCH1501 a partire da profondità variabili da circa 40m (VPCH1505, OTSCH1501) a circa 60m (VPCH1502, VPCH1505) quando i valori di  $V_s$  passano sopra i 200-300 m/s.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="text-align: center;"><i>Rev</i></td> <td style="text-align: center;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Non si dispone di prove SPT oltre tali profondità.

Il terreno è saturo quindi, in assenza di prove SPT e di laboratorio, si sfruttano le sismiche (correlazione di Foti):

- $e_o$ : dalla correlazione di Foti si ottiene un valore piuttosto basso pari a 0.15 (Figura 20)
- $\gamma$ : dalla correlazione di Foti si ottiene un valore piuttosto elevato pari a 24 KN/m<sup>3</sup> (Figura 21)

#### 4.2.3.2 Parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

##### Depositi costieri

In tabella si riportano i valori operativi compatibili con uno stato di sforzo che preveda una pressione normale alla superficie di rottura compresa nel range tra 0 e 272 KPa.

Per intervalli tensionali differenti si rimanda a quanto proposto da [Baligh \(1986\)](#).

Per i valori di stato critico, in assenza di prove specifiche, in base ai dati di letteratura si possono definire i seguenti valori riportati in tabella (Figura 8 ):

$\phi'_p$ (pff=0-272KPa) (°)	$\phi'_{cv}$ (°)
<b>37-38</b>	<b>33-35</b>

##### Sabbie e Ghiaie di Messina

Le prove in situ (SPT) indagano i primi 40m circa, e quindi per i parametri di resistenza si fa riferimento alle caratterizzazione generale.

I parametri operativi di picco e di stato critico sono:

$$\phi'_p (\text{°}) = 38^\circ - 40^\circ$$

$$\phi'_{cv} (\text{°}) = 33^\circ - 35^\circ$$

#### 4.2.3.3 Caratteristiche di deformabilità

##### Depositi costieri

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Dalle prove sismiche (da Figura 13 a Figura 19 ) in foro si ottengono valori di  $V_s$  che solo in alcuni casi mostrano una debole tendenza all'aumento con la profondità con valori molto bassi che vanno mediamente di 200-300 m/s fino ad un limite di profondità variabile fra 40m e 60m.

Dal punto di vista geotecnico tale andamento è rilevabile dalle sismiche VPCH1502, VPCH1505 e OTSCH1501.

Non è escluso che i valori bassi di  $V_s$  si riferiscano a possibili fenomeni di disturbo del terreno durante l'esecuzione del sondaggio (terreni costituiti anche da sabbie fini limose sotto falda) o ad una non ottimale cementazione del foro per la prova cross hole.

Le prove SPT che si collocano nei primi 40-50m di profondità non evidenzerebbero evidenti discontinuità con un aumento delle densità relative con la profondità.

Nelle figure in Allegato si mostra il confronto e la taratura con le sismiche delle velocità ottenute con le correlazioni da prove SPT .

I valori di  $G_o$  hanno un andamento, stimabile sia da prove SPT (Figura 12) che dalle sismiche ,Figura 18), dato da:

$$G_o = 13 \cdot (z)^{0.45+0.65}$$

Z(m)	$G_o$ (MPa)**	$E_o$ (MPa)**	$E'$ (MPa)**
0-50	$G_o = 13 \cdot (z)^{0.45-0.65}$	$E_o = 31 \cdot (z)^{0.45-0.65}$	$E = (4 \div 10) \cdot (z)^{0.45-0.65}$
50-60*	<b>100</b>	<b>240</b>	<b>32-80</b>

\*valore massimo, rilevabile nell'area in esame, dello spessore di terreno di caratteristiche geotecniche relativamente più scadenti

\*\*L'esponente che ha valore maggiore si riferisce alla correlazione media dei dati ricavabili da SPT e dalla prova sismica VPCH505; quello minore si riferisce alla correlazione dei dati della prova sismica VPCH1502.

I moduli di Young "operativi"  $E'$ , valutati sulla base dei criteri descritti nei capitoli precedenti risulteranno pari rispettivamente a circa 1/10÷1/5 (medie e grandi deformazioni) ed a 1/3 di quelli iniziali (piccole deformazioni).

Nel sondaggio S466 si sono effettuate 2 prove dilatometriche a 33.5m e 40.5m di profondità che

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

hanno fornito moduli elastici  $E'$  di primo carico pari rispettivamente a 38 MPa ed a 100 MPa, con il primo valore che ben si correla con le espressioni di cui sopra.

### Sabbie e ghiaie di Messina

Per i moduli  $G_0$  dalle prove sismiche e dalle prove SPT (Figura 22 e Figura 23) si può porre:

$z(m)$	$G_0 (MPa)$	$E_0(MPa)$	$E' (MPa)$
60*- 80	<b>200-500</b>	<b>480-1200</b>	<b>65-160 / 160-400</b>
80-100	<b>500</b>	<b>1200</b>	<b>160-400</b>

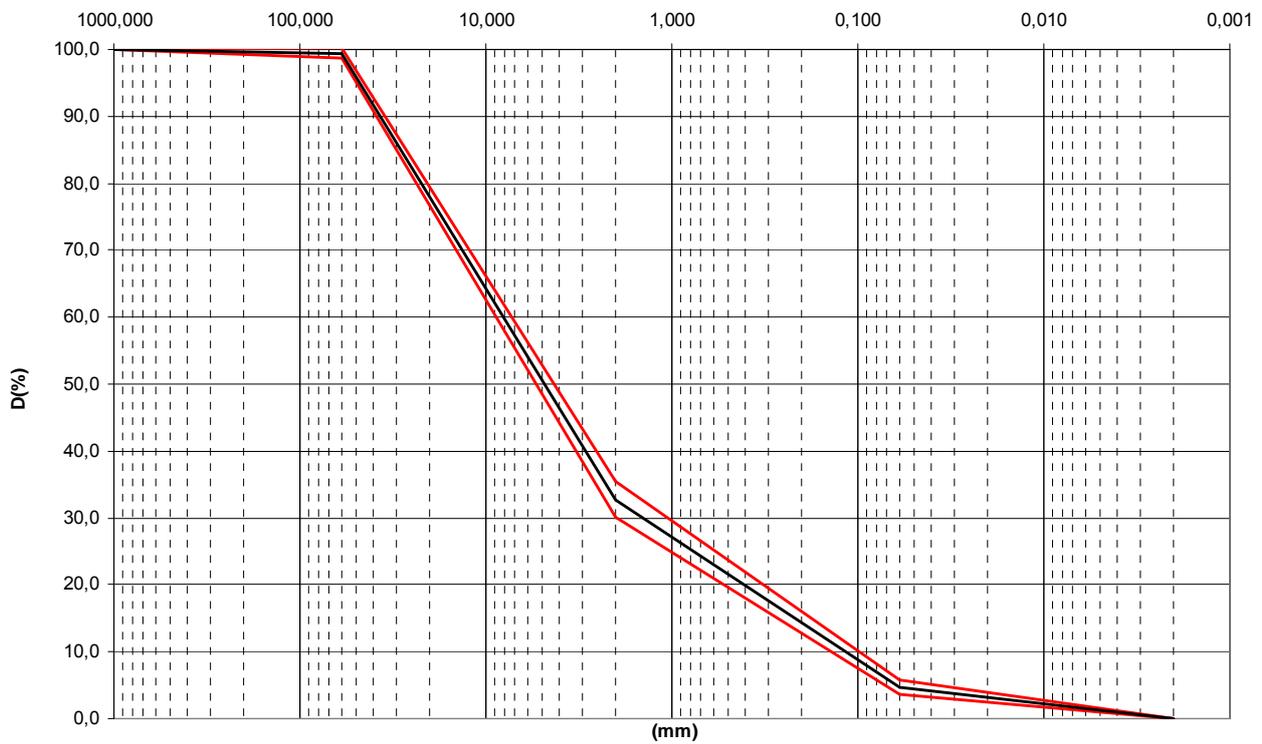
\*valore massimo, rilevabile nell'area in esame, dello spessore di terreno di caratteristiche geotecniche relativamente più scadenti

I moduli di Young "operativi"  $E'$ , valutati sulla base dei criteri descritti nei capitoli precedenti risulteranno pari rispettivamente a circa  $1/10 \div 1/5$  (medie e grandi deformazioni) ed a  $1/3$  di quelli iniziali (piccole deformazioni).

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

#### 4.2.4 Depositi costieri

**Viadotto Pantano e Opera terminale - Depositi costieri di spiaggia**

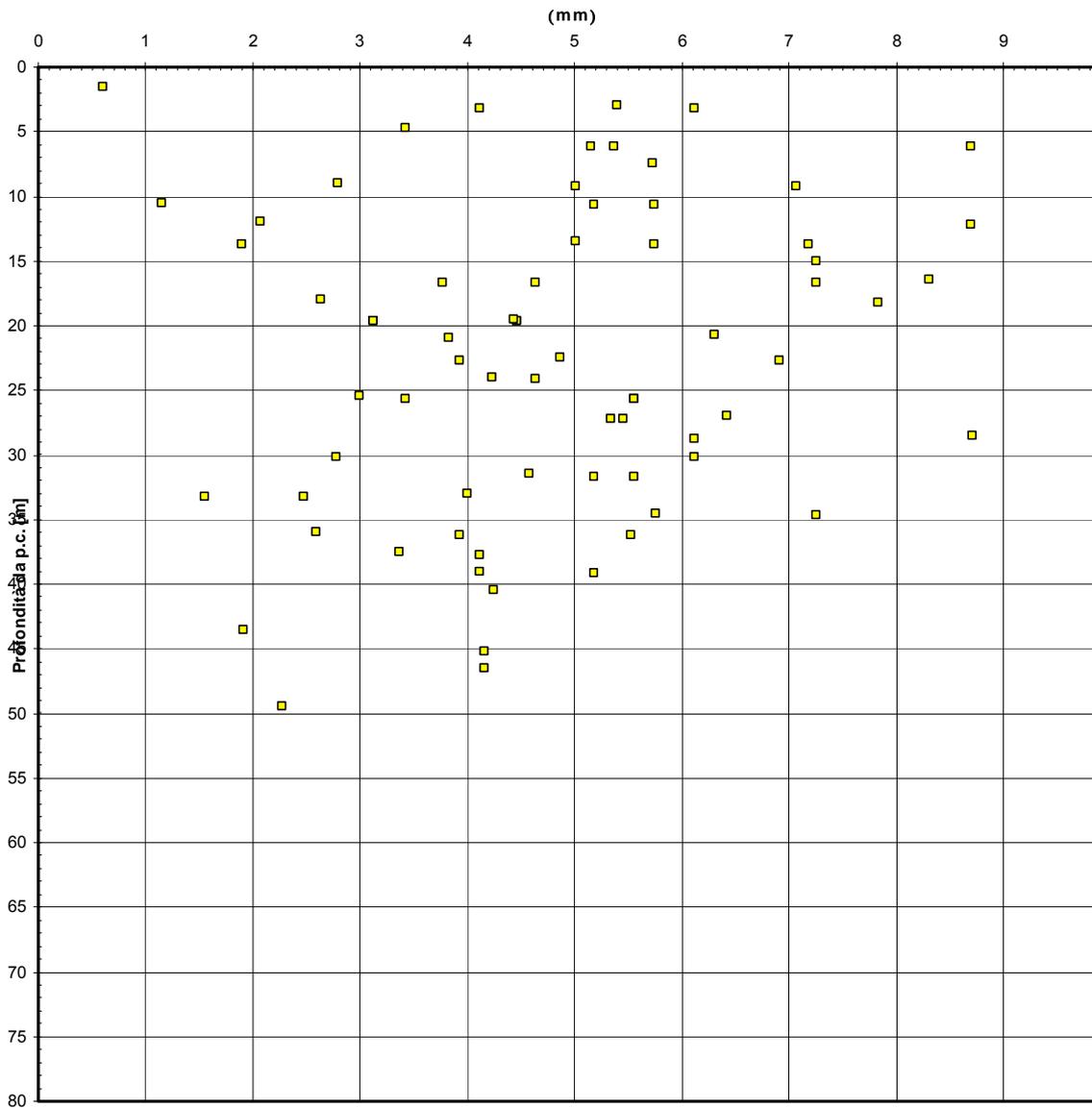


**Figura 1**

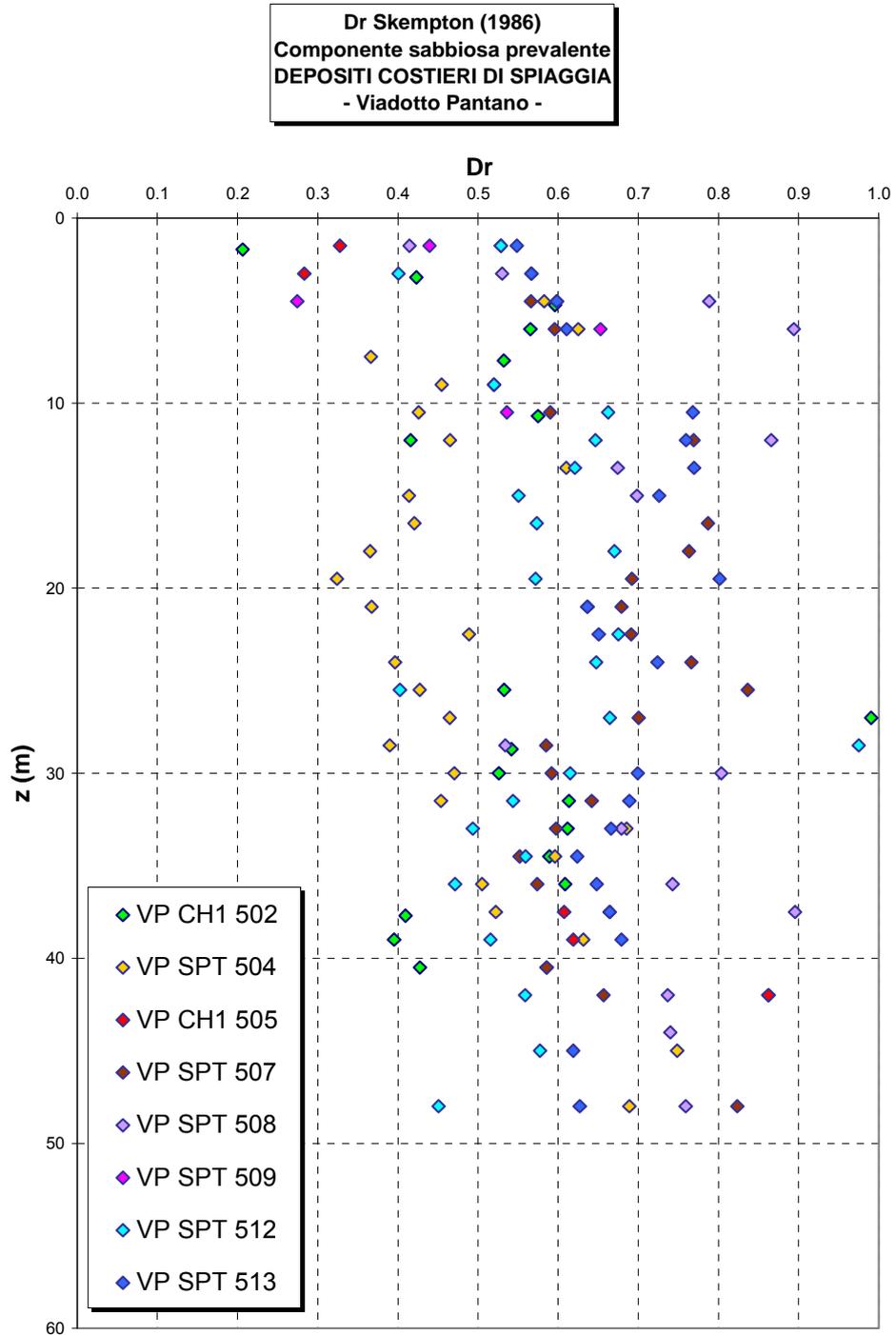


		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

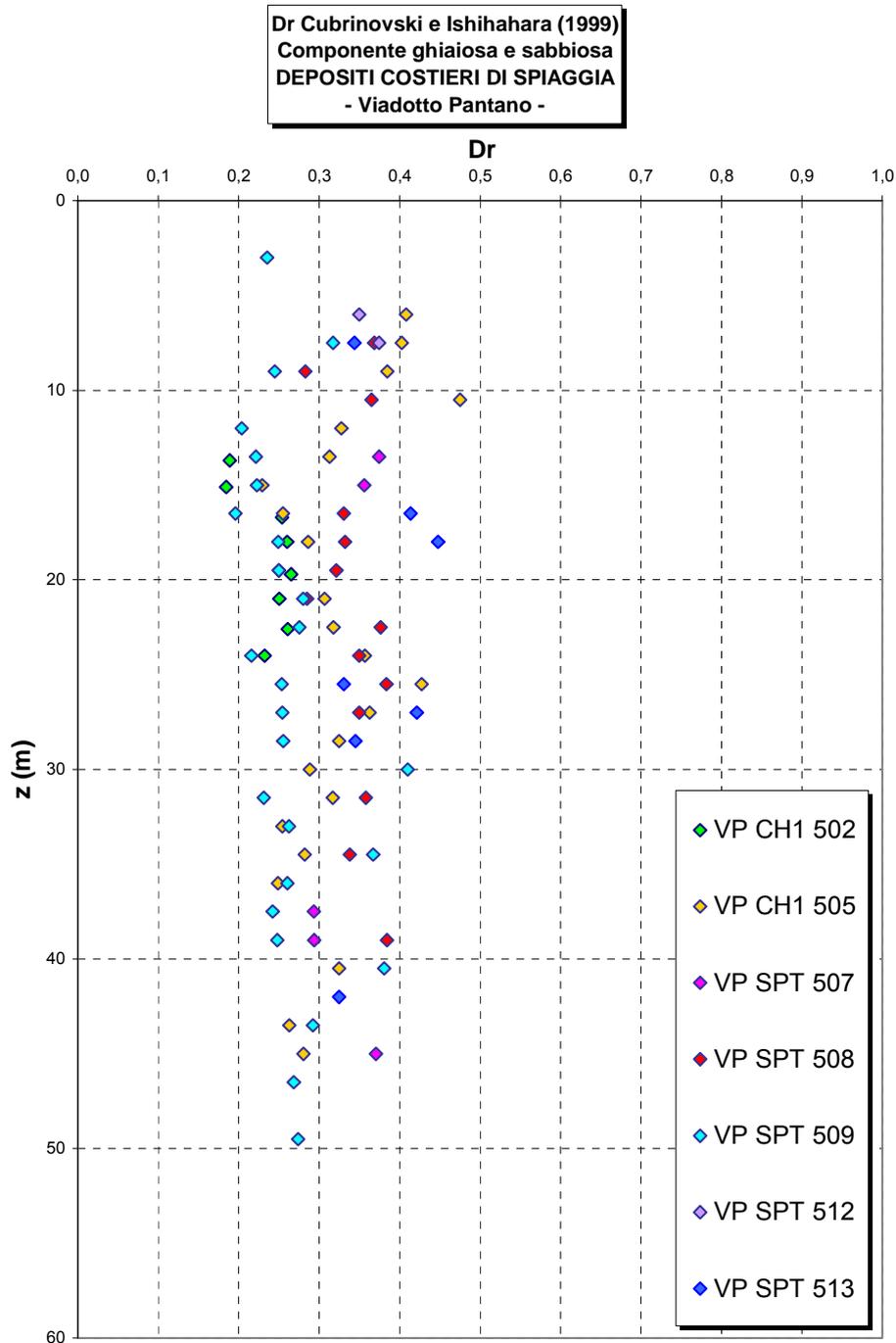
**Viadotto Pantano ed Opera terminale - Depositi costieri- d50(mm)**



**Figura 3**



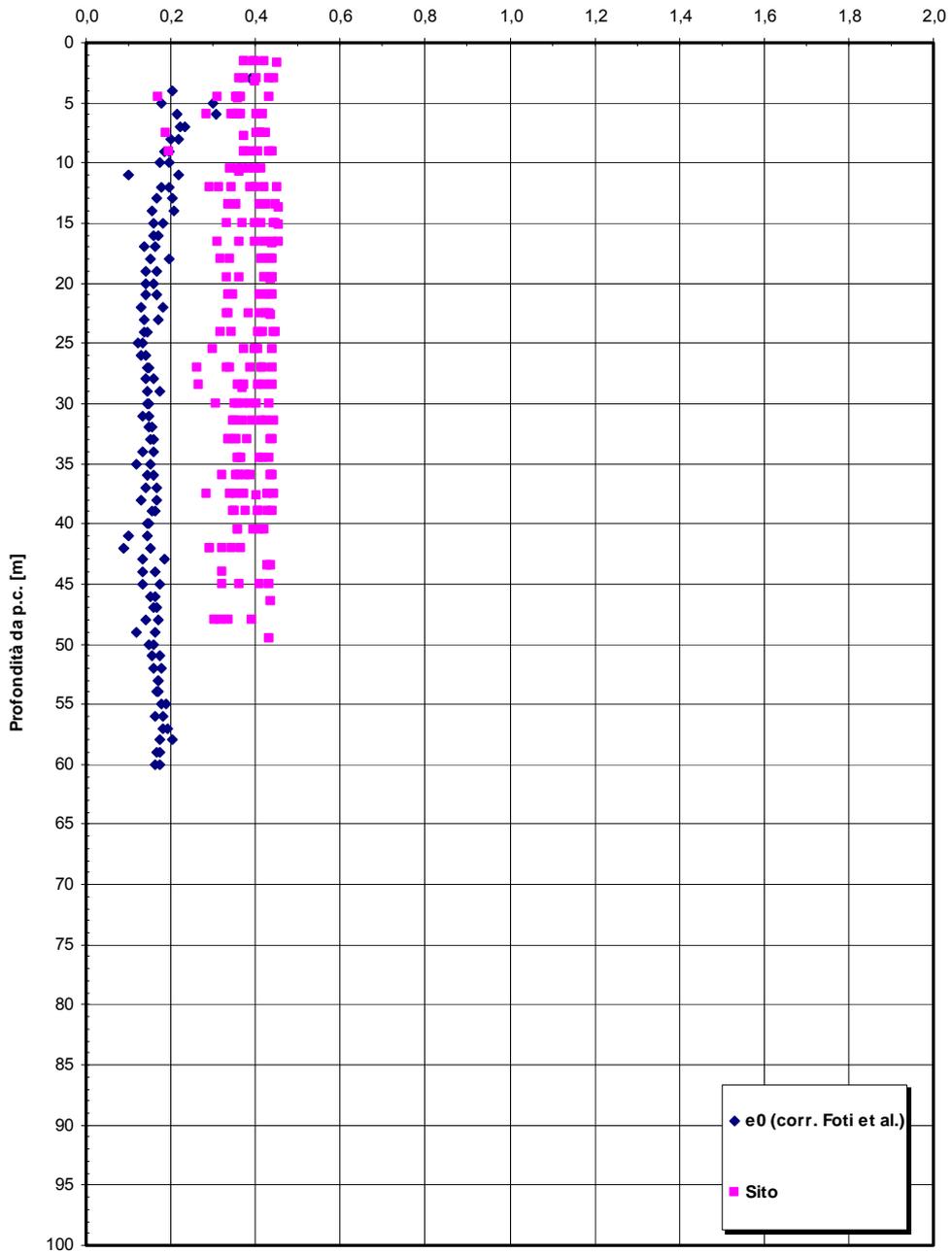
**Figura 4**



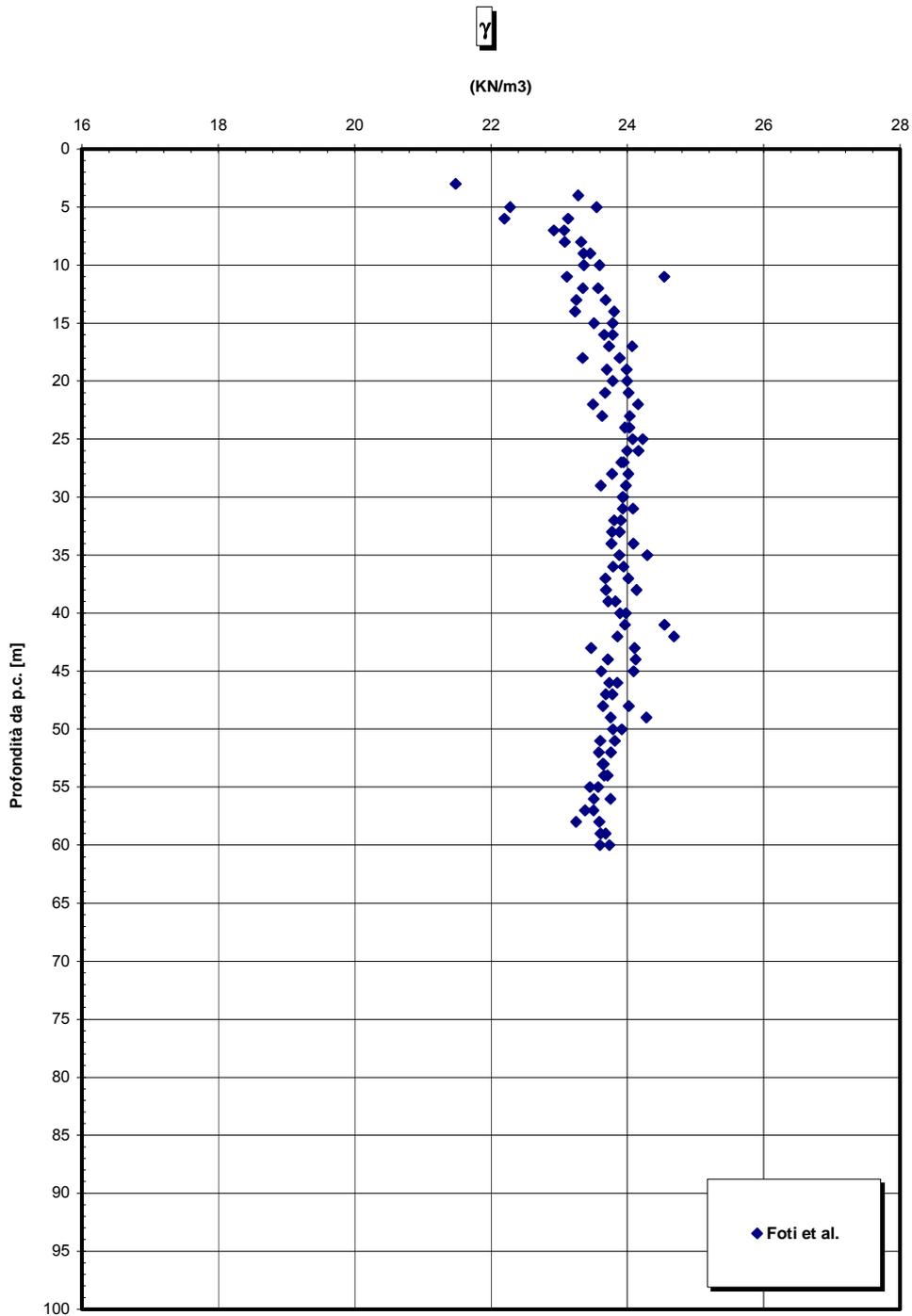
**Figura 5**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

eo



**Figura 6**



**Figura 7**

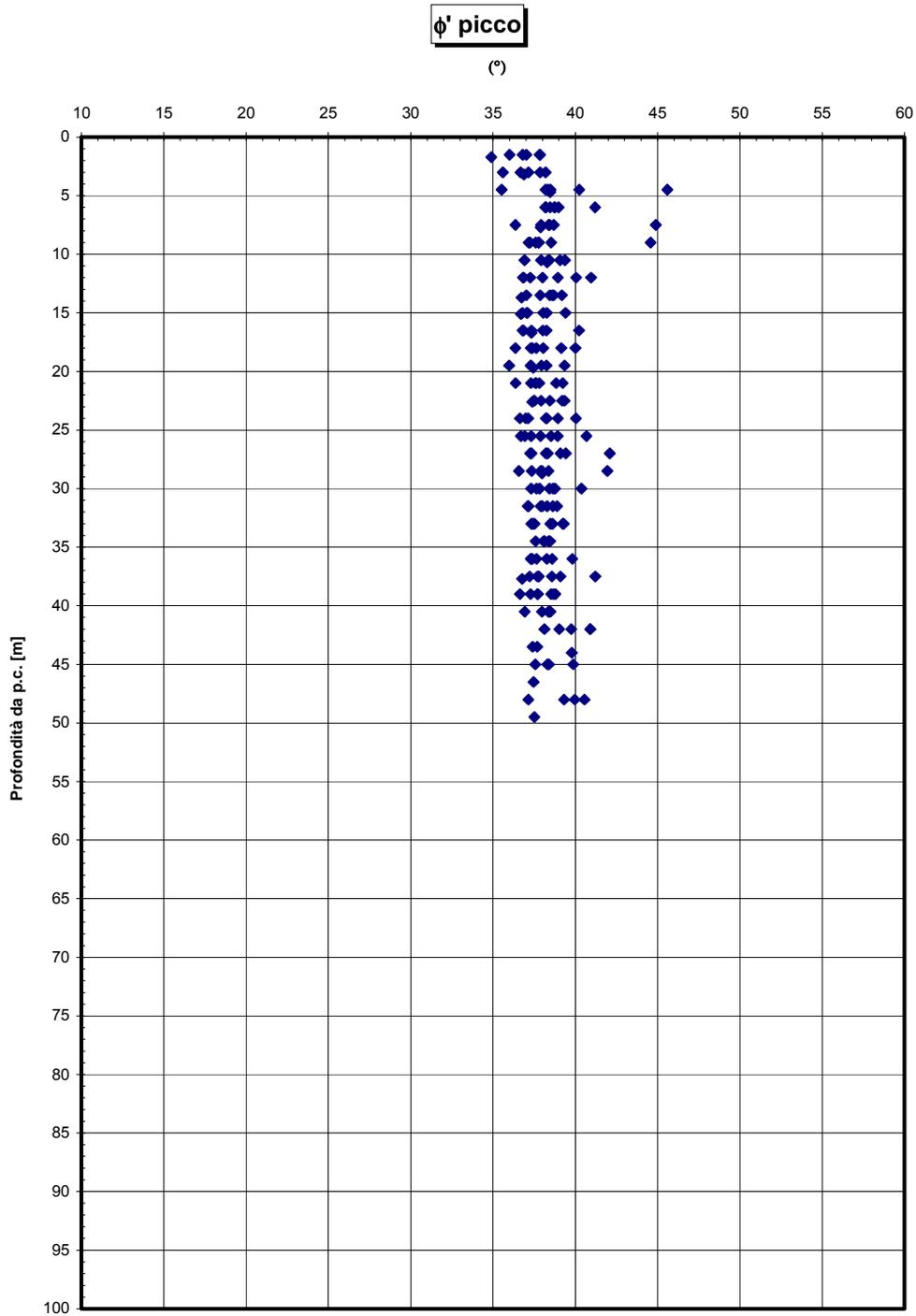


Figura 8

**Depositi costieri - confronto Vs - tratta 0-1 Km**

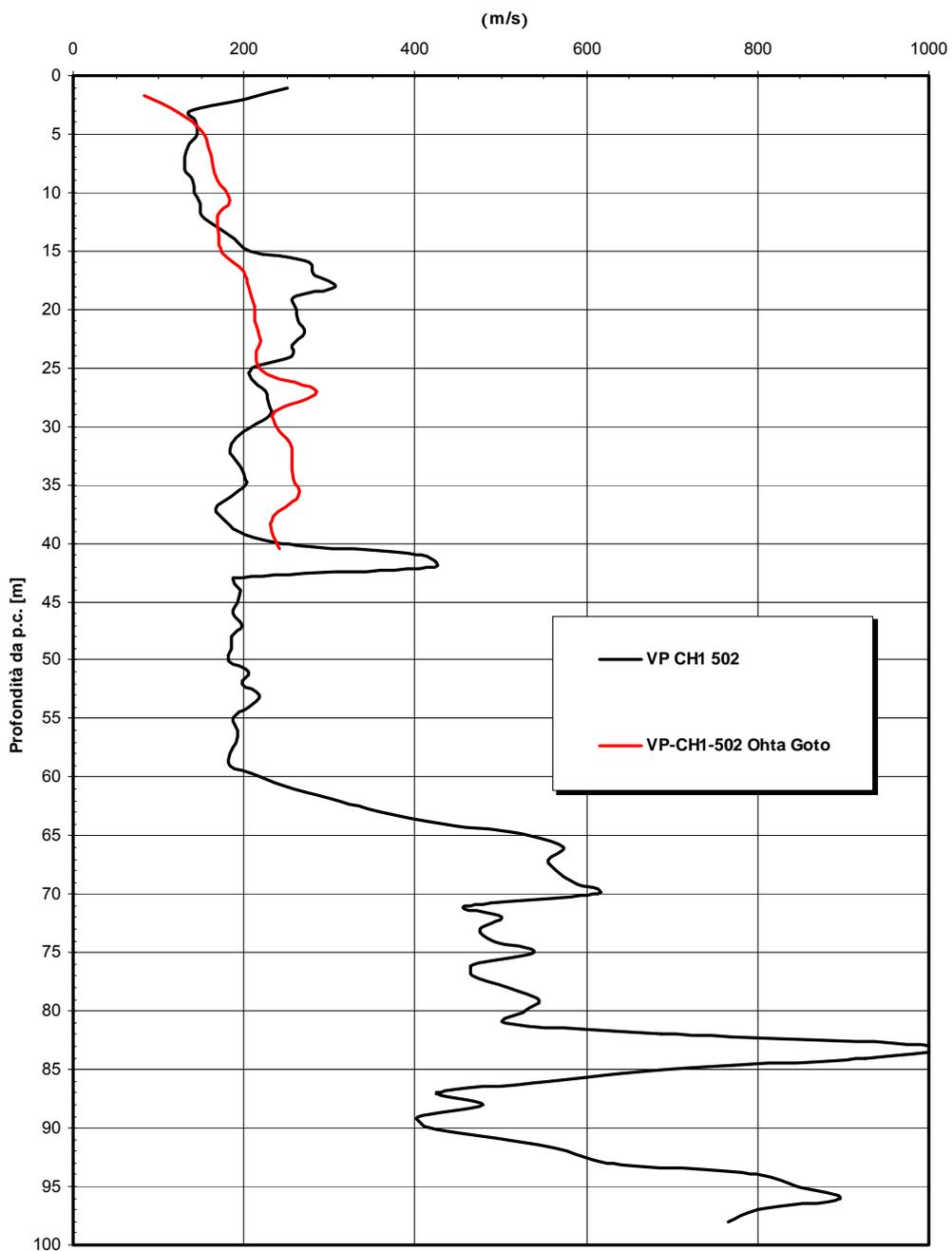


Figura 9

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**Depositi costieri - confronto Vs - tratta 0-1 Km**

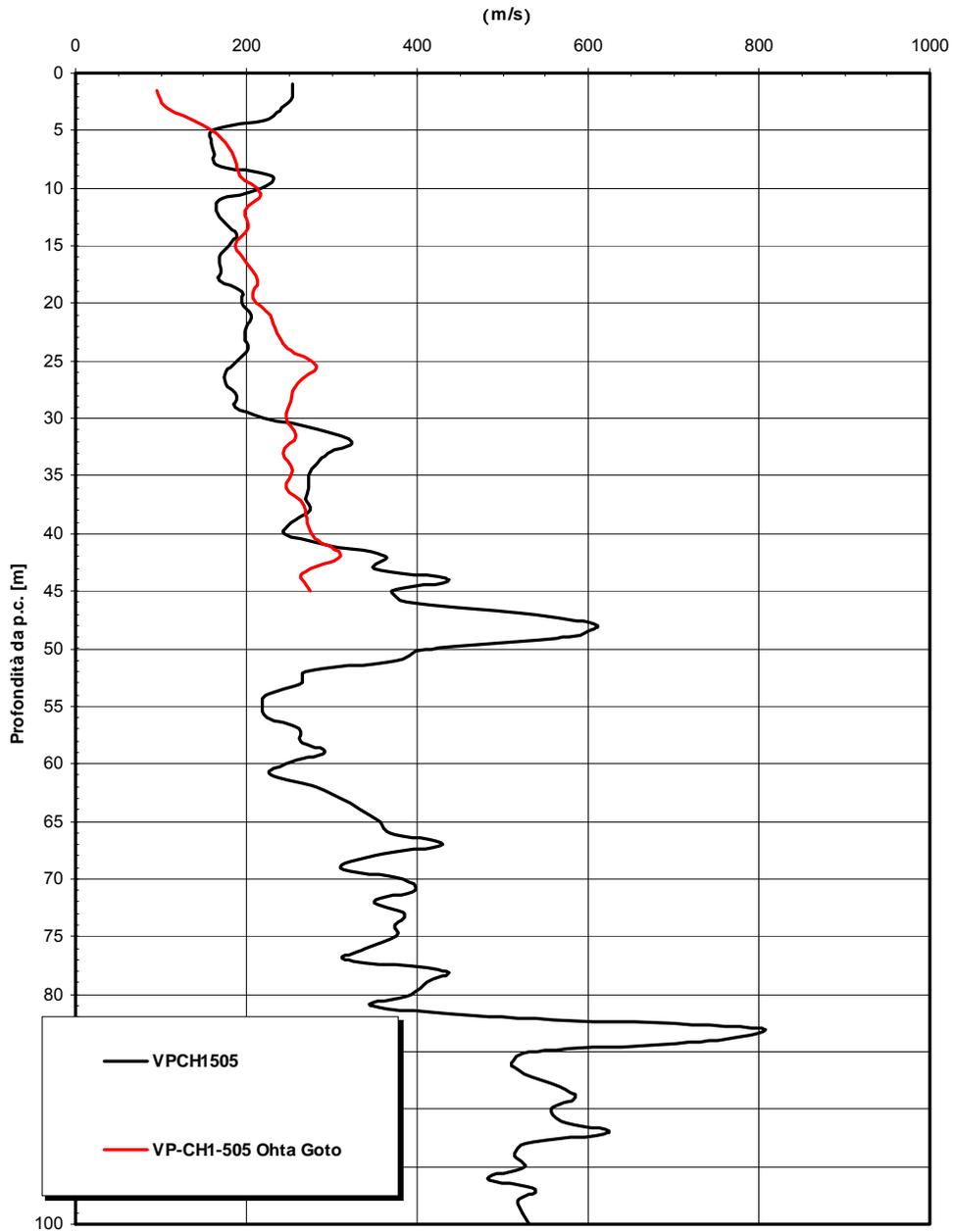


Figura 10

**Viadotto Pantano - Vs spt**

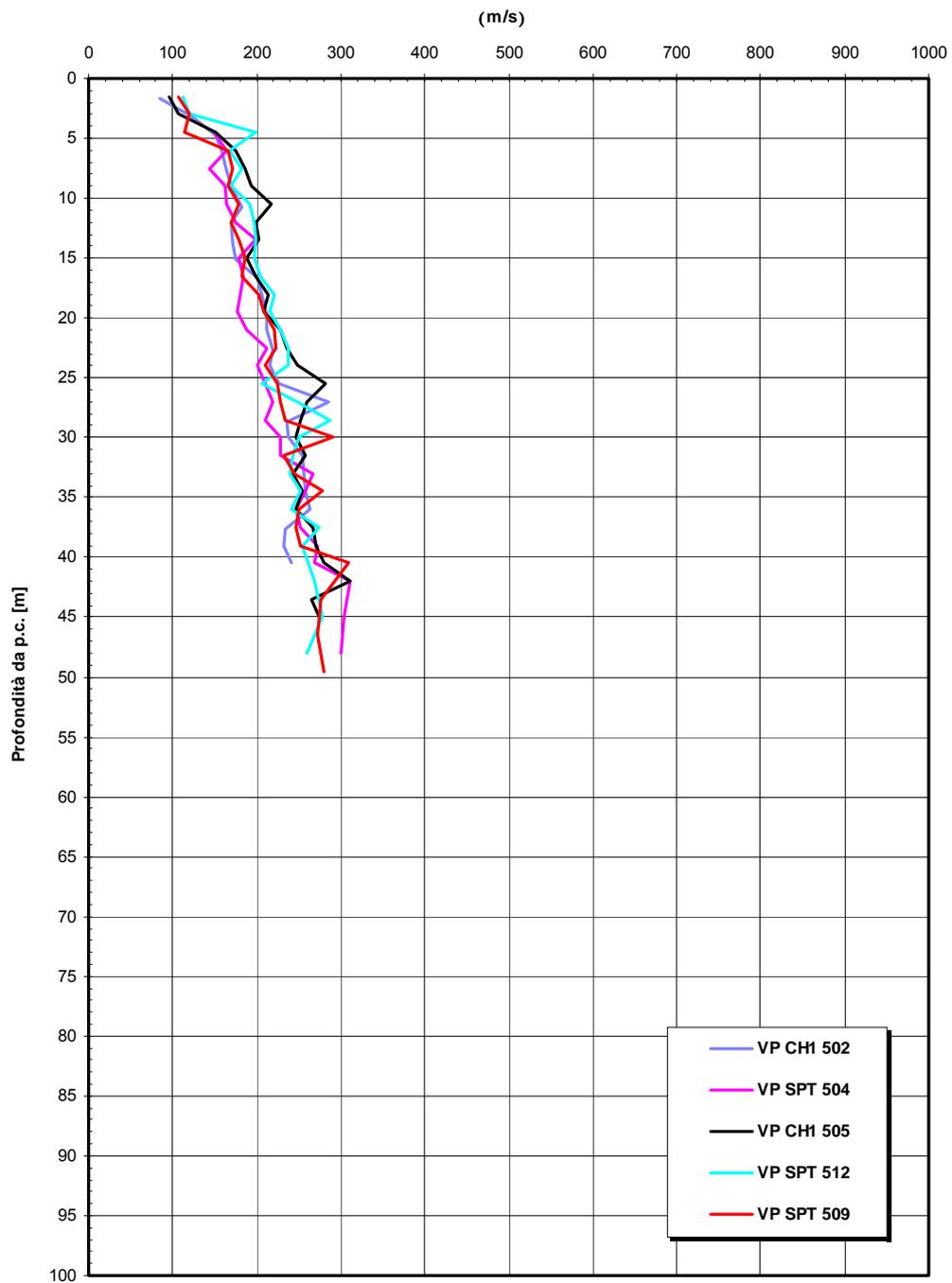


Figura 11

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

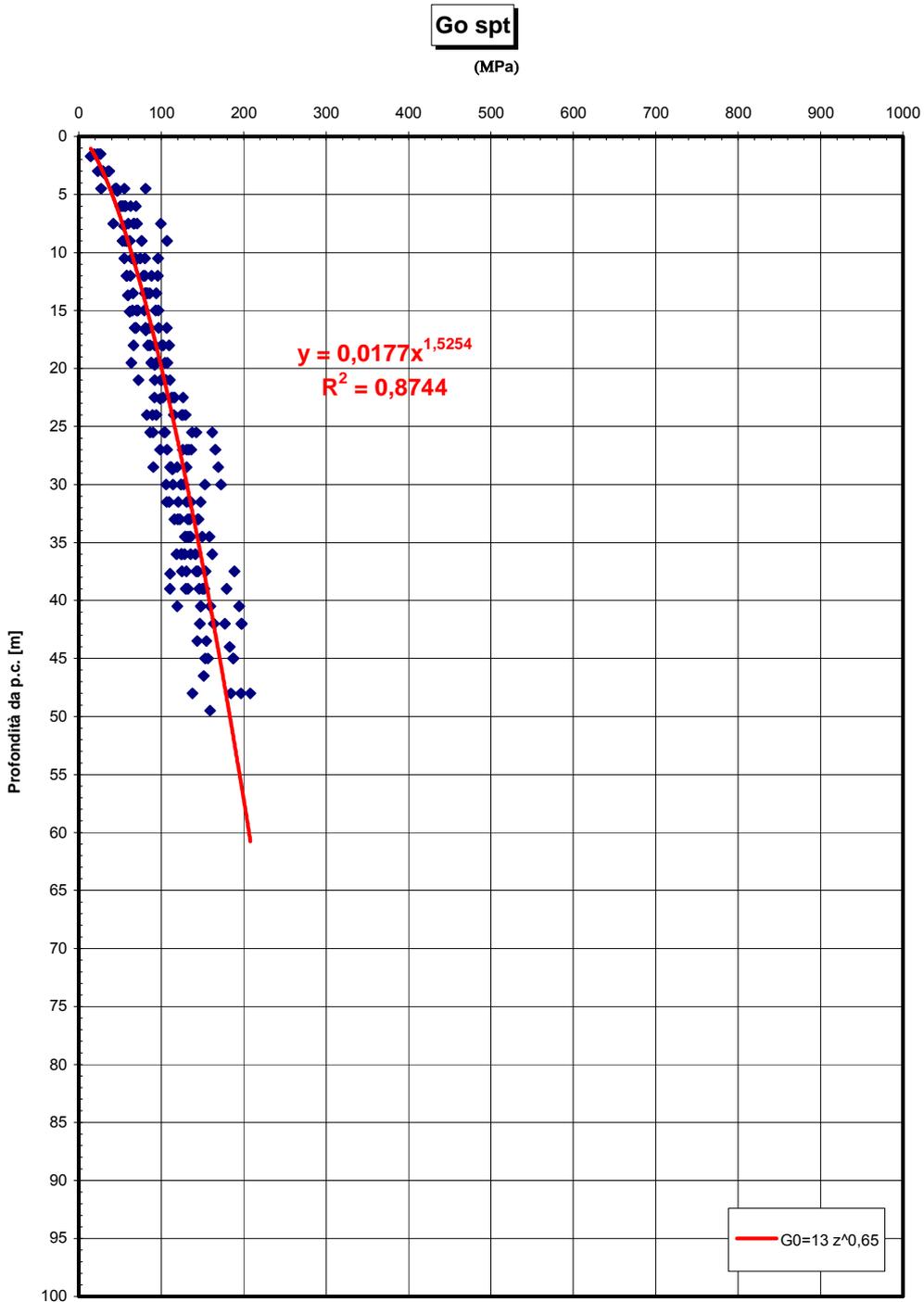


Figura 12

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**OPERA TERMINALE - Vs SISMICHE**

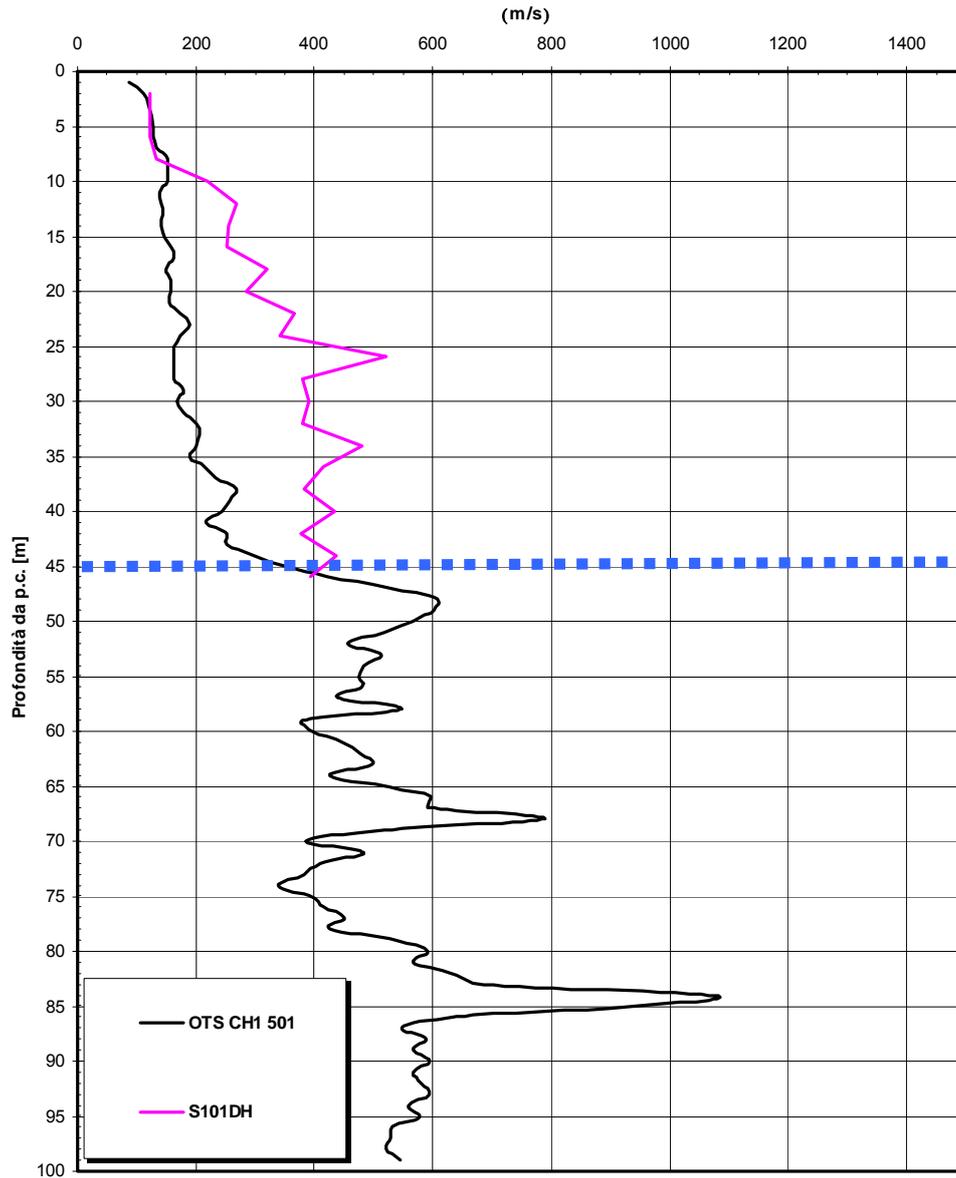


Figura 13

**OPERA TERMINALE - Go SISMICHE**

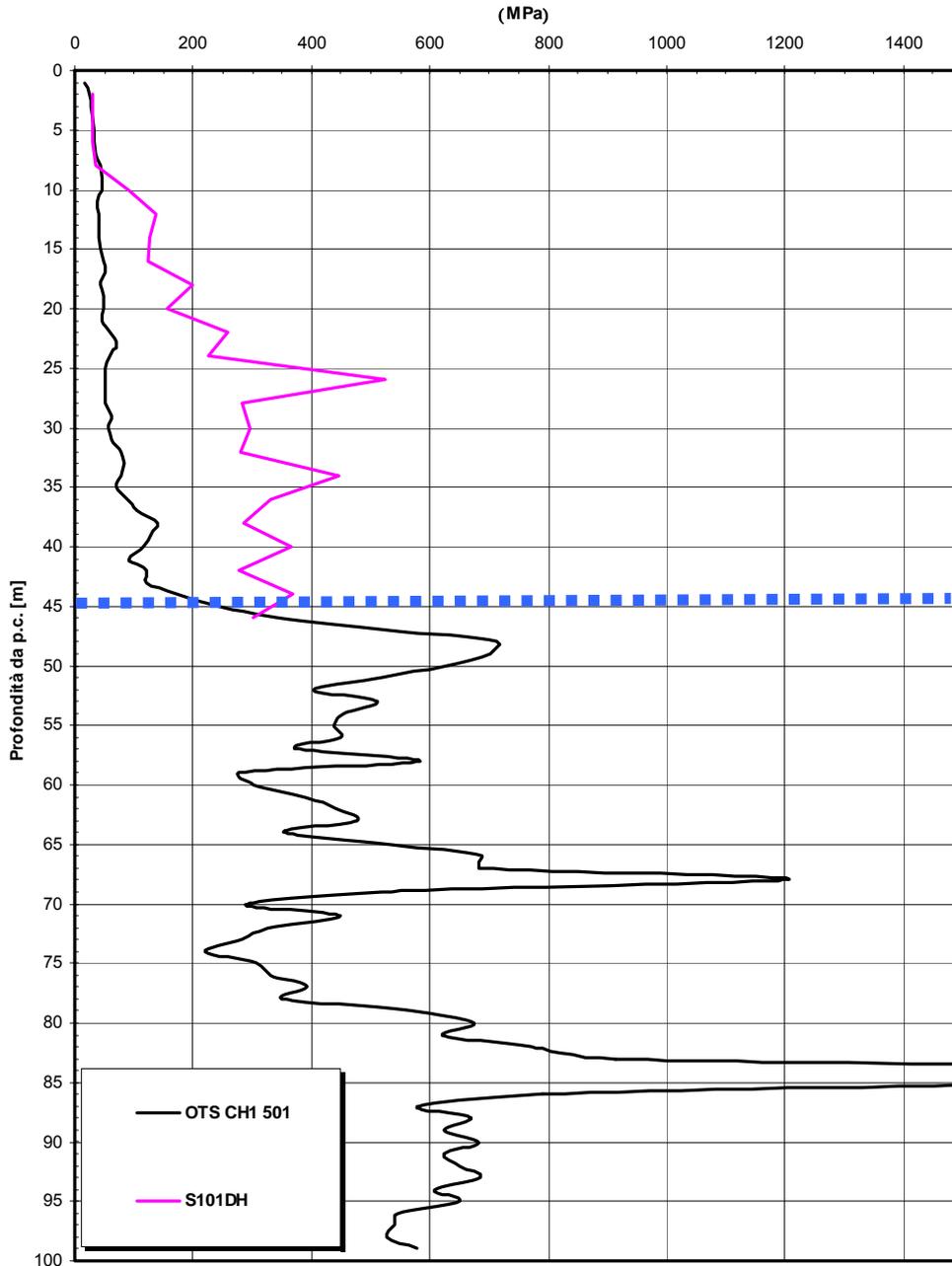


Figura 14

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**VIADOTTO PANTANO - Depositi costieri - Vs -**

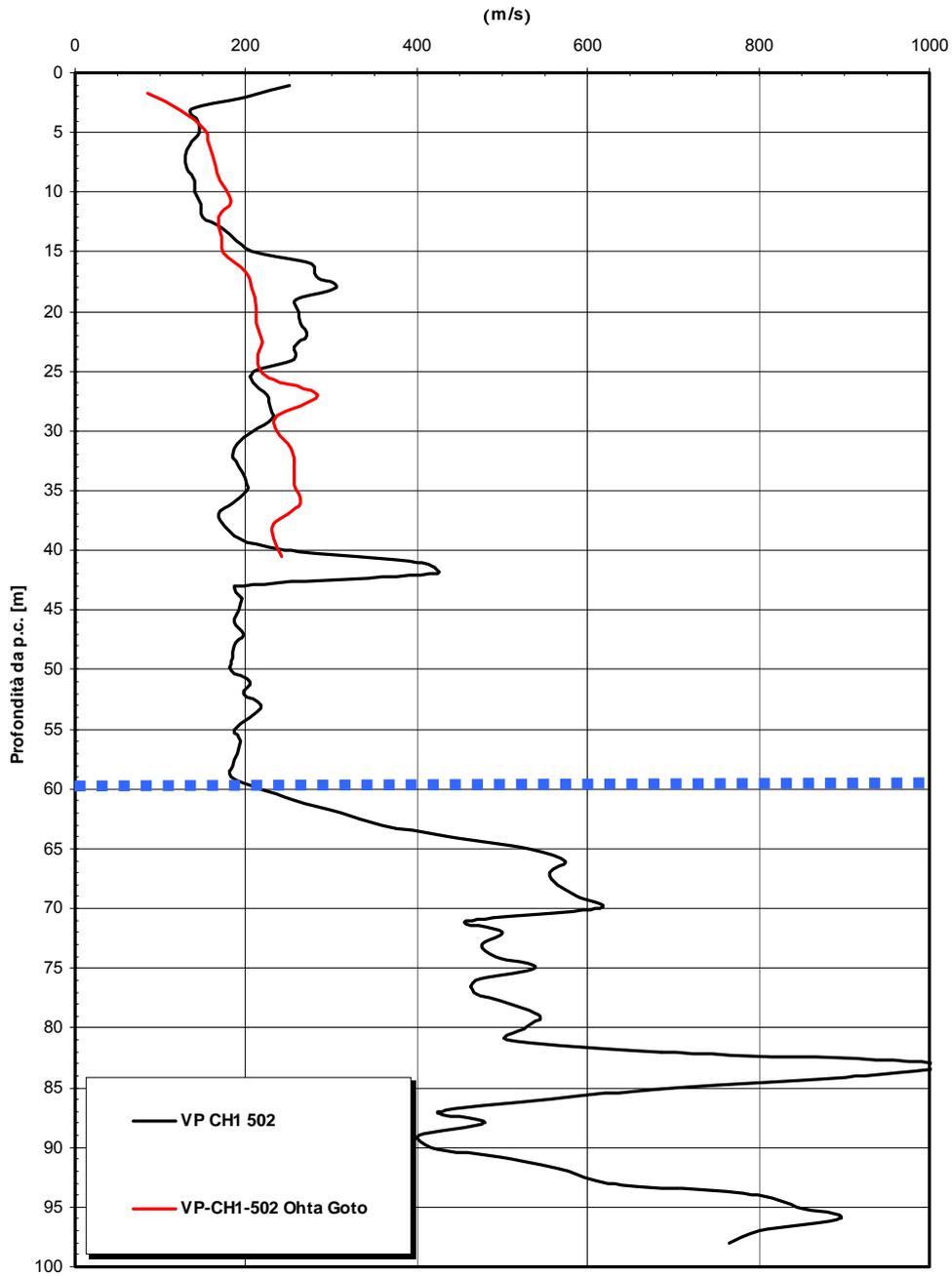


Figura 15

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**VIADOTTO PANTANO - Depositi costieri -Vs -**

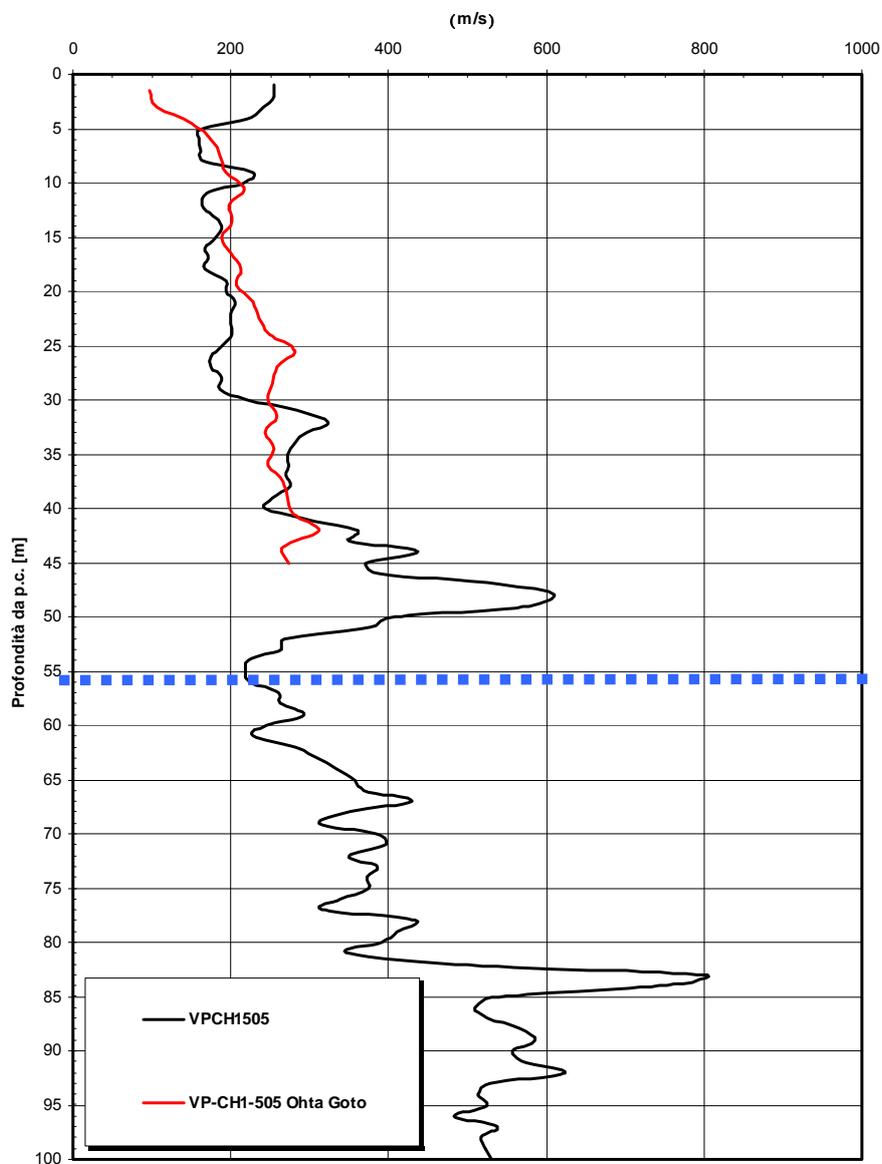


Figura 16

**Viadotto Pantano - Go SISMICHE**

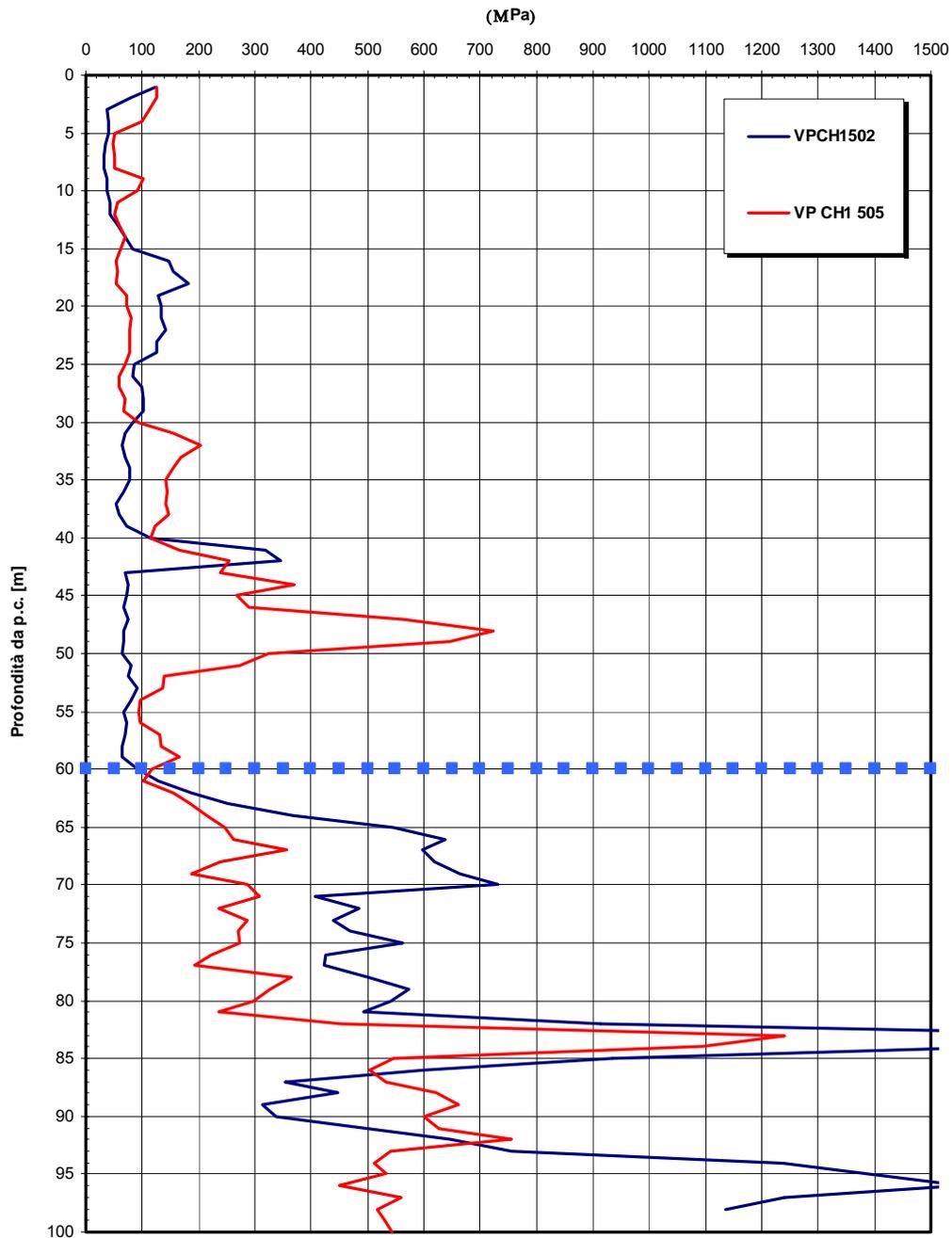


Figura 17

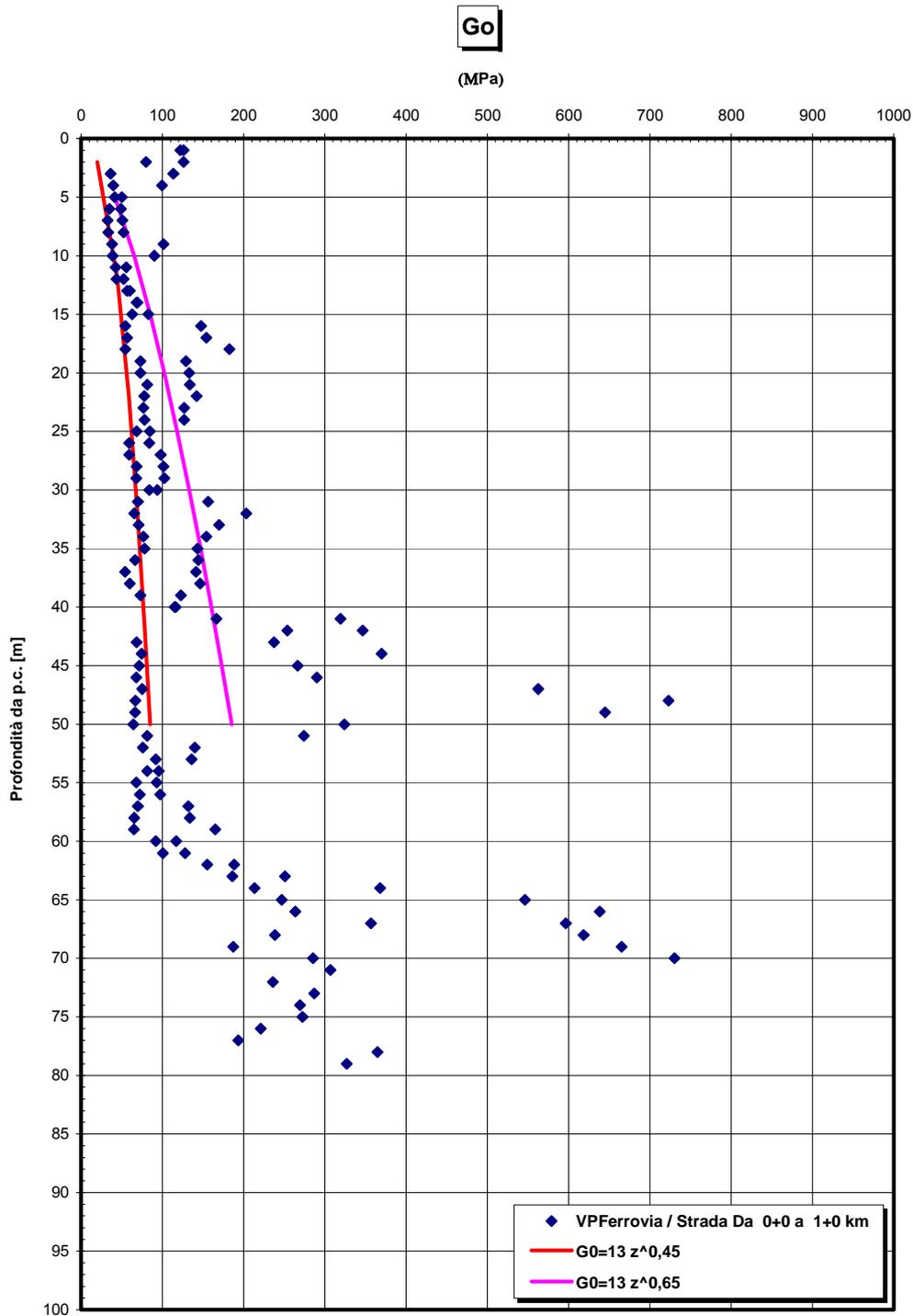


Figura 18 –Go sismica

**Prove sismiche  
DEPOSITI COSTIERI DI SPIAGGIA  
-Viadotto Pantano-**

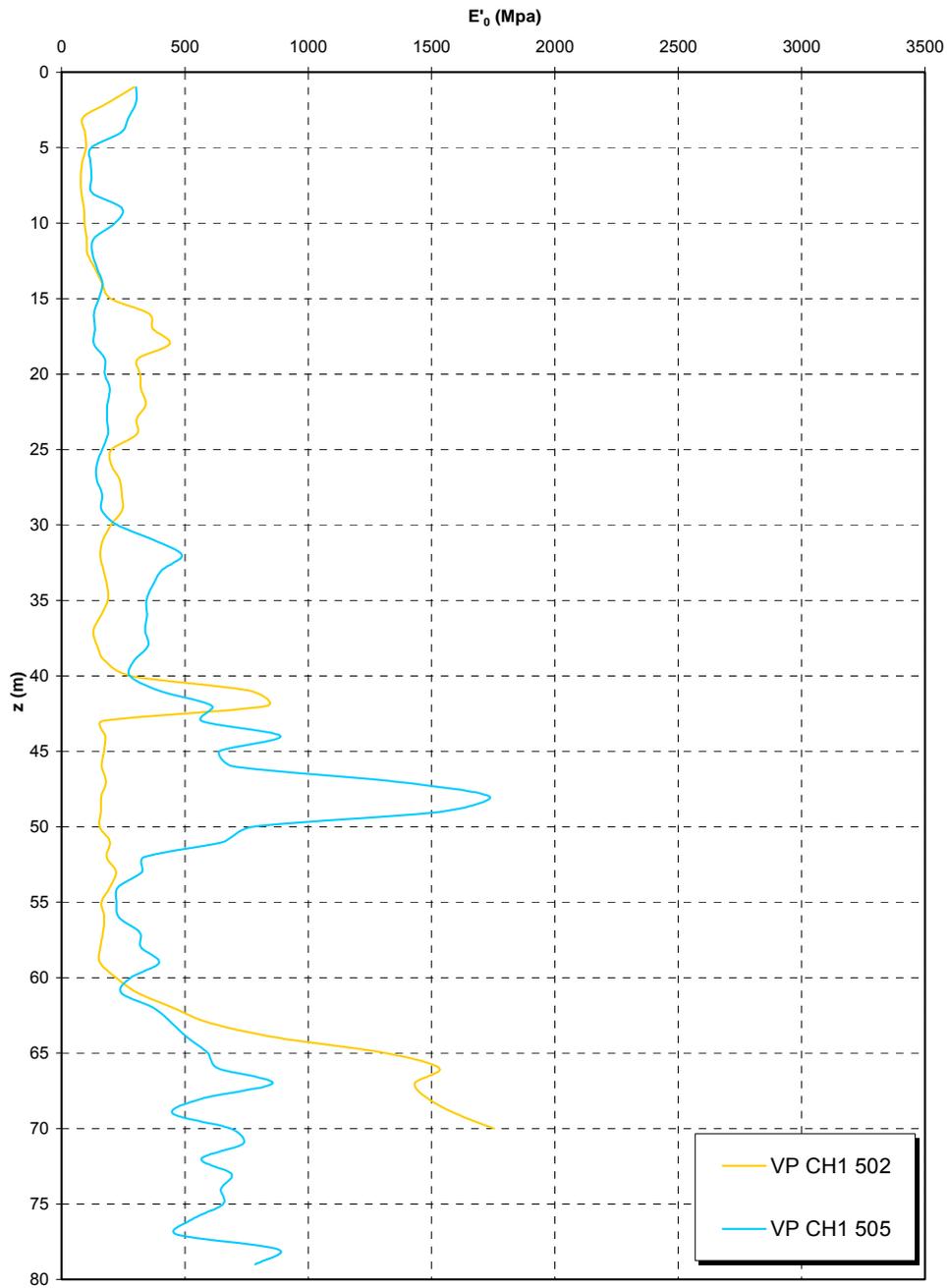


Figura 19

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 4.2.5 Sabbie e ghiaie di Messina

eo

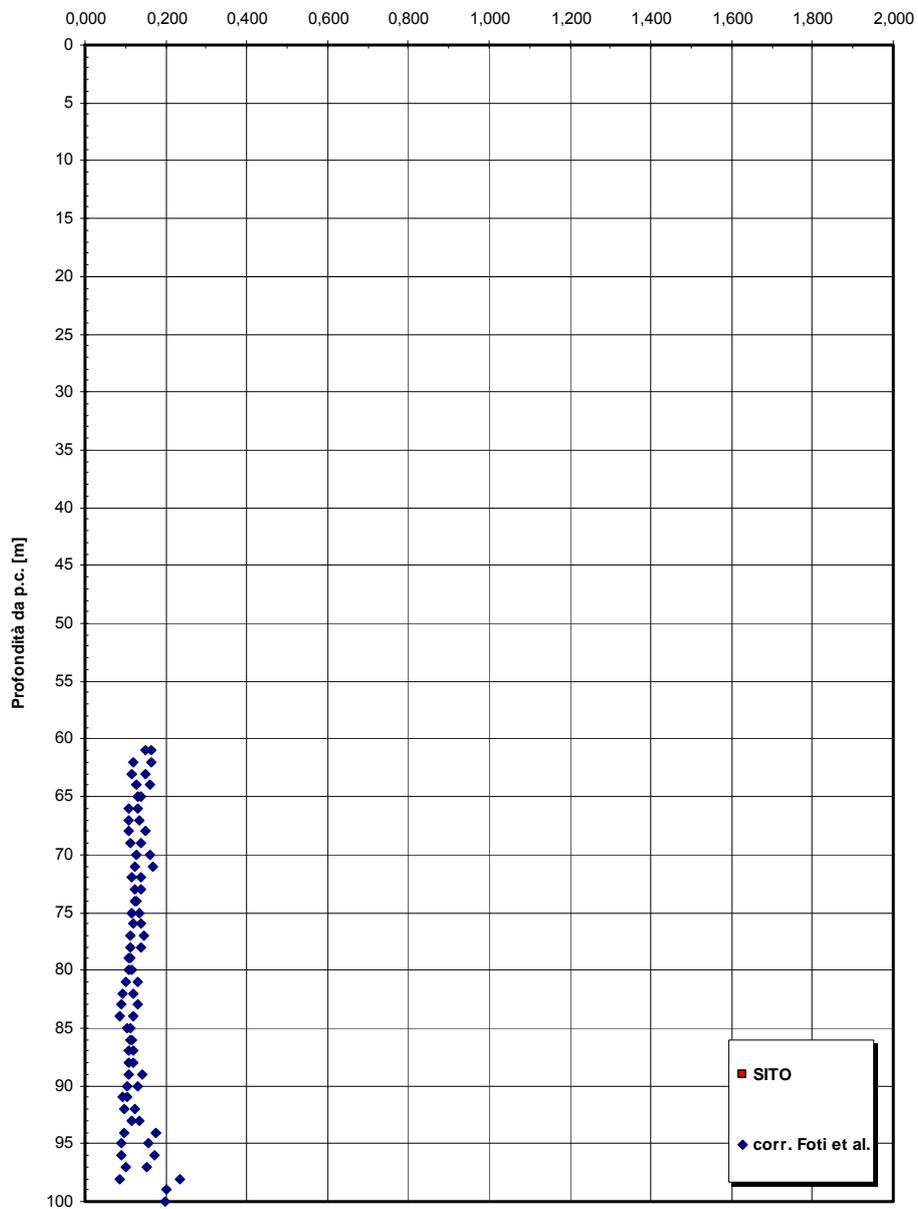


Figura 20

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

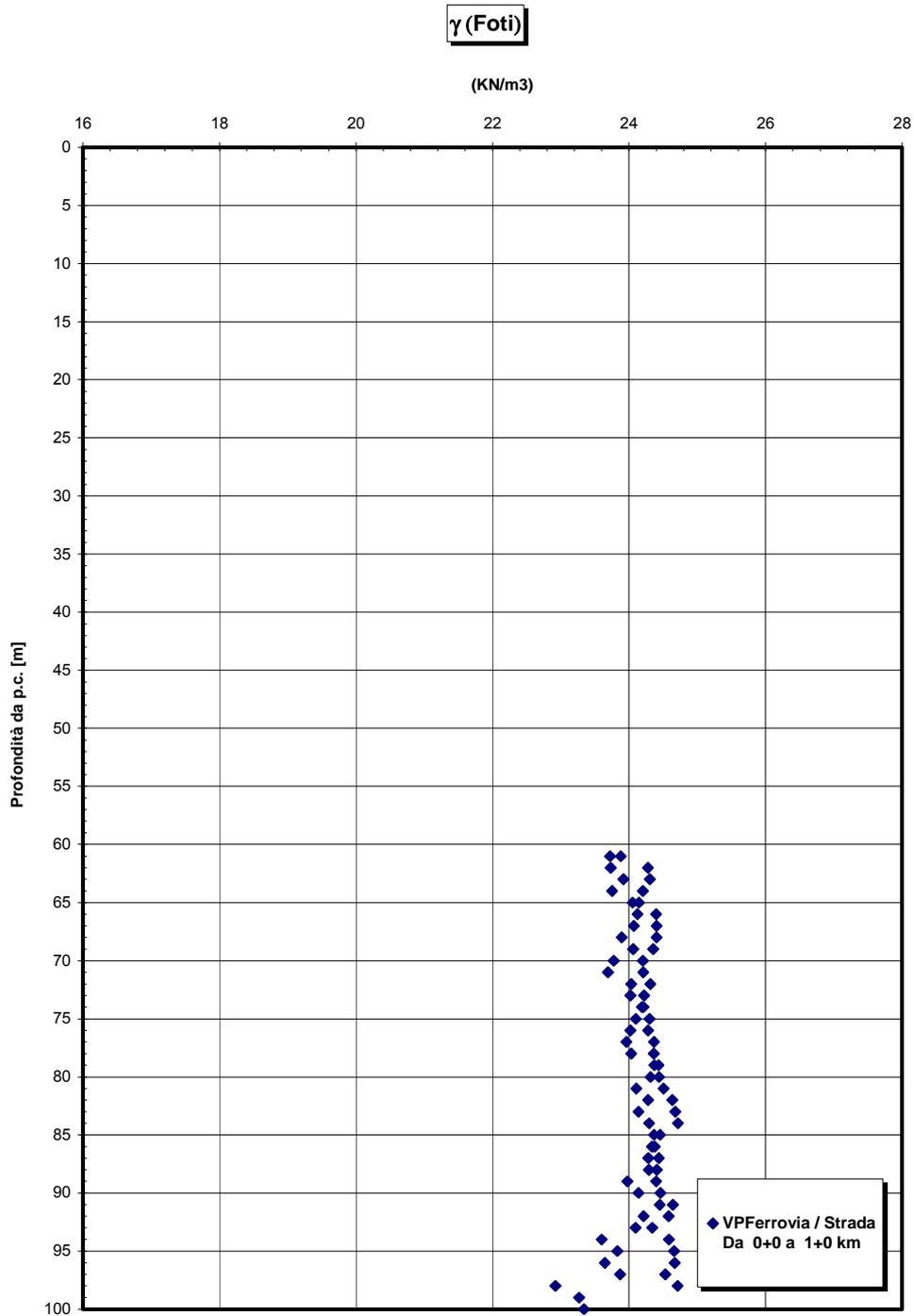


Figura 21

**Viadotto Pantano - Vs SISMICHE**

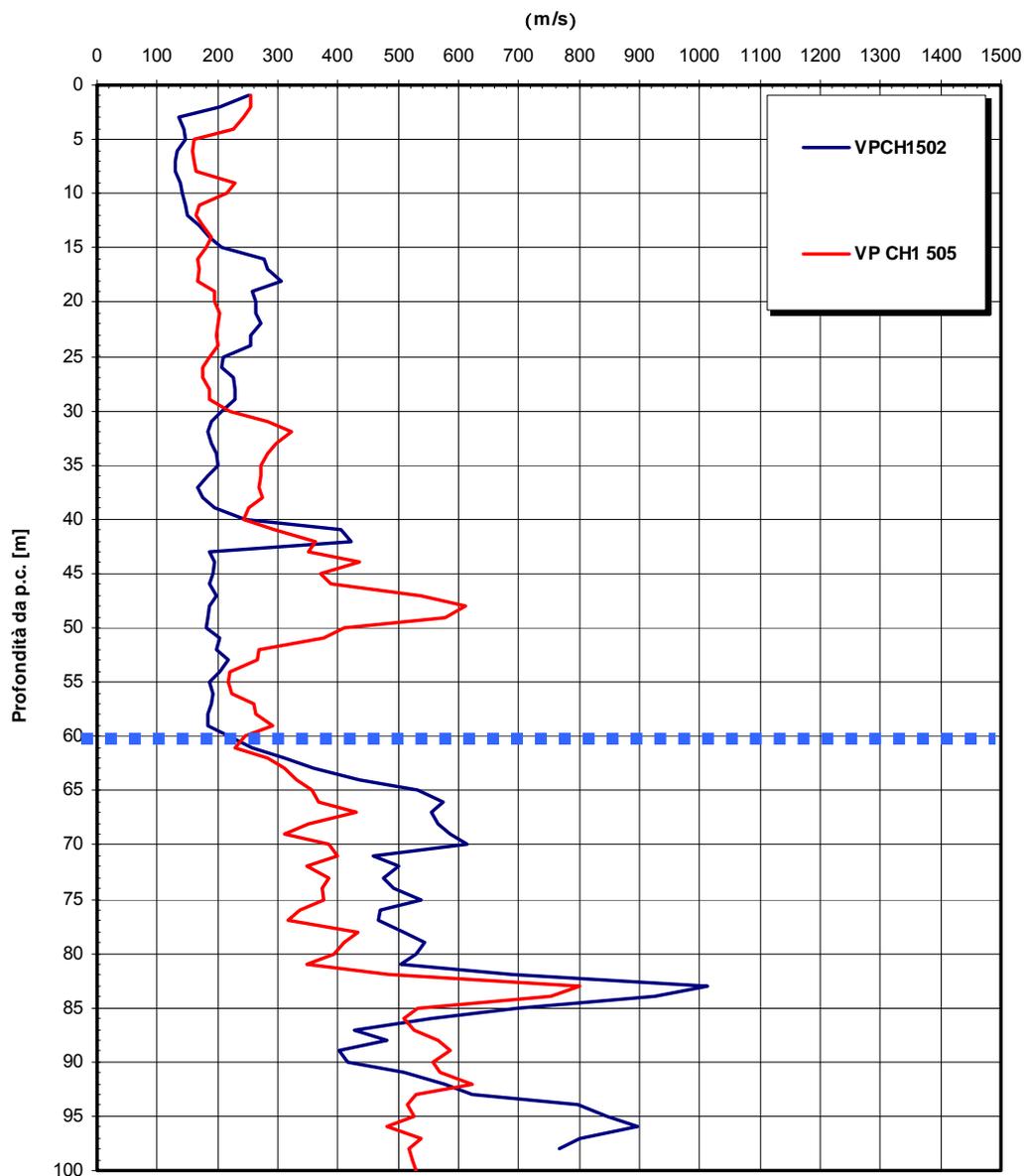


Figura 22

**Viadotto Pantano - Go SISMICHE**

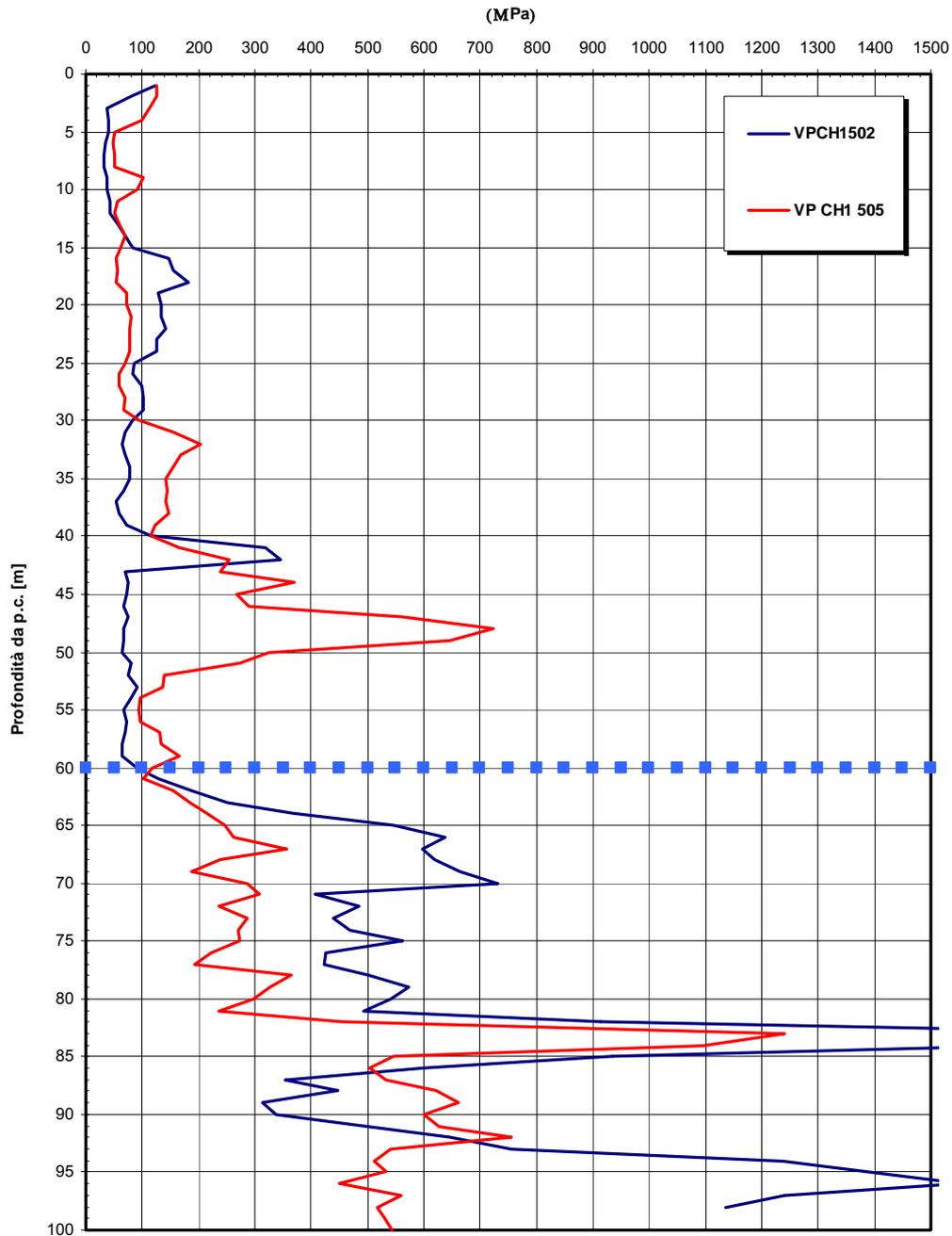


Figura 23

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' DEL LUOGO

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  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.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

$a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica;

$F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

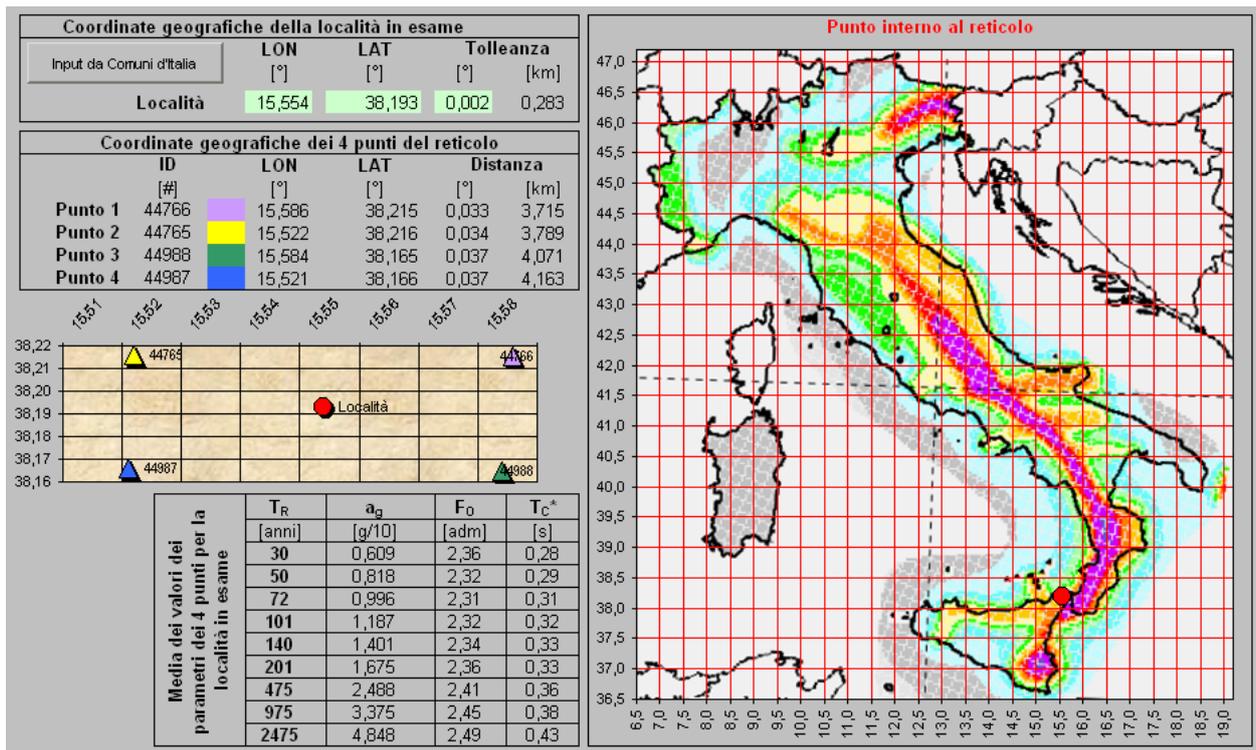
		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>	
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE	<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1 - 0.1)} = 1.898 \text{ anni}$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in g/10;  $F_0$  è adimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.

Nel seguito si riporta una tabella riassuntiva dei parametri che caratterizzano il Comune di Messina:



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 4.3.1 MODELLO DI CALCOLO

#### 4.3.1.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Al fine di migliorare le analisi eseguite sui pali di fondazione è stata definita un'opportuna modellazione. Attraverso alcune formulazioni dedotte nella letteratura geotecnica, quale ad esempio la teoria di Berezantzev, si è infatti in grado di valutare le reali proprietà della fondazione, con un conseguente dimensionamento delle stesse. Il modello di calcolo della capacità portante di Berezantzev ipotizza lo sviluppo di un effetto silo che determina la diminuzione della pressione litostatica al crescere della profondità; il valore di  $N_q$  è ricavato in funzione dell'angolo d'attrito  $\phi'$  e del rapporto  $L/D$ , l'angolo di attrito di calcolo è determinato partendo dall'angolo di attrito del terreno indisturbato ridotto di  $3^\circ$

Per quanto concerne invece l'ambito delle verifiche, è lecito affermare come l'ipotesi preponderante in tale dissertazione è sicuramente l'imposizione dell'incapacità di ruotare al palo.

#### **Determinazione della capacità portante**

Il carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portanza di base (o di punta) e portanza per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- $Q_T$  Portanza totale del palo;
- $Q_P$  Portanza di base del palo;
- $Q_L$  Portanza per attrito laterale del palo;
- $W_P$  Peso proprio del palo.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;"><i>Rev</i></th> <th style="text-align: left;"><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">F0</td> <td style="text-align: center;">20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

Le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo  $Q_A$  applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente  $\gamma_b$  e  $\gamma_s$ .

I coefficienti  $\gamma_b$  e  $\gamma_s$  rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_p/\gamma_b + Q_l/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_l/\gamma_s + W_P$$

### Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P (c N_c + q_b N_q) \quad \text{resistenza alla punta}$$

dove  $A_P$  è l'area portante efficace della punta del palo,  $c$  è la coesione,  $q_b$  è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti  $N_c$  e  $N_q$  sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità.

$N_c$  ed  $N_q$  dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione ( $\phi$  e  $c$ ).

In letteratura è possibile trovare diverse formule per il calcolo dei valori di  $N_c$  ed  $N_q$ .

Per pali in argilla in condizioni non drenate ( $\phi=0$ ,  $c=c_u$ ) si assume in genere per  $N_c$  il valore proposto da Skempton pari a 9 (valore in corrispondenza della punta del palo) mentre  $N_q=1$ . Diversi autori hanno proposto altri valori per il fattore  $N_c$  ma in generale le variazioni sono abbastanza contenute.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Diverso è il caso del fattore  $N_q$  per il quale diversi autori propongono dei valori spesso molto discordanti fra di loro.

In particolare da prove effettuati su pali realizzati in terreni non coesivi, si vede che la variazione della resistenza alla punta non cresce in modo lineare con la profondità, ma raggiunto un certo valore essa si mantiene pressochè costante. Questo fenomeno è stato spiegato da Vesic mettendo in conto un <<effetto arco>> che si manifesta nei dintorni del palo.

Un modo semplice per tener conto del fatto che la resistenza alla punta non può crescere indefinitamente è quello di considerare il diagramma delle pressioni verticali in corrispondenza del palo opportunamente modificato.

In particolare si assume che la pressione verticale  $\sigma_v$  cresca linearmente (pressione geostatica) fino ad una certa profondità  $z_c$  ( $\sigma_v = \sigma_c$ ); superata tale profondità il valore della pressione verticale si mantiene costante e pari a  $\sigma_c$ : in pratica si assume un diagramma bilatero per l'andamento della pressione verticale in corrispondenza del palo.

Il valore di  $z_c$  (detta anche profondità critica) dipende dal diametro del palo,  $D$ , dalla tecnologia di realizzazione (palo infisso o trivellato) dall'angolo di attrito del terreno  $\phi$ .

Nella determinazione di  $z_c$  il valore di  $\phi$  da considerare è funzione del valore dell'angolo di attrito prima dell'installazione del palo,  $\phi'$ , secondo le seguenti relazioni:

Per pali infissi  $\phi = 3/4 \phi' + 10$

Per pali trivellati  $\phi = \phi' - 3$

A parità di diametro influisce il grado di addensamento del terreno (densità relativa  $D_r$ ) e la resistenza alla punta cresce con il crescere della densità.

Nella sezione successiva descriveremo le relazioni per la determinazione di  $N_c$  ed  $N_q$ .

### Capacità portante per attrito laterale

La portanza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limiti:

$$Q_L = \int (\tau_a) dS$$

dove  $\tau_a$  è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta$$

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno, e  $\sigma_h$  è la tensione orizzontale alla generica profondità  $z$ . La tensione orizzontale  $\sigma_h$  è legata alla pressione verticale  $\sigma_v$  tramite il

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

coefficiente di spinta  $K_s$

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con  $C$  il perimetro e con  $L$  la lunghezza del palo abbiamo:

$$\int_0^L (C(c_a + K_s \sigma_v \operatorname{tg} \delta) dz)$$

### **Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)**

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica,  $K_h$ , espressa in  $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$  che rappresenta la pressione (in  $\text{Kg/cm}^2$ ) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate  $K_h$  assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di  $K_h$  è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di  $K_h$  assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molle non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con  $dy_e$  la lunghezza del tratto di influenza della

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidezza pari a:

$$K_m = d y_e D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite  $p_u = p_u(z)$  dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ( $c = c_u$ ,  $\phi = 0$ ) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12  $c_u$ . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità  $z$  è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità  $z$

c coesione alla profondità  $z$

$K_{pq}$ ,  $K_{pc}$  coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno  $\phi$  e del rapporto  $z/D$ .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a  $1,5D$  e poi valore costante pari a  $9c_u D$ . Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore  $3\sigma_v K_p D$  (alla base) essendo  $K_p$  il coefficiente di resistenza passiva espresso da  $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ .

### Calcolo dei cedimenti verticali dei pali

Il calcolo dei cedimenti viene condotto con il metodo degli elementi finiti.

Determinata la portanza laterale e di punta del palo lo stesso viene discretizzato in  $n$  elementi tipo trave aventi area ed inerzia corrispondenti alla sezione trasversale del palo e lunghezza pari ad  $l_e$ . Vengono disposte, inoltre, lungo il fusto del palo una serie di molle (una per ogni elemento), coassiali al palo stesso, aventi rigidezza opportuna. Una ulteriore molla viene disposta alla base del palo. Le suddette molle hanno un comportamento elastoplastico. In particolare le molle lungo il fusto saranno in grado di reagire linearmente fino a quando la pressione in corrispondenza di esse

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

non raggiunge il valore limite dell'aderenza palo terreno. Una volta raggiunto tale valore le molle non saranno più in grado di fornire ulteriore resistenza. La molla posta alla base del palo avrà invece una resistenza limite pari alla portanza di punta del palo stesso.

Per la determinazione delle rigidezze delle molle si assume uno spostamento di riferimento pari a  $\Delta Y = 0.500$  cm.

La rigidezza della generica molla, posta a profondità  $z$  rispetto al piano campagna sarà data da

$$R_l = \frac{(c_a + \sigma_h K_s \tan \delta) \pi D l_e}{\Delta Y}$$

In questa espressione  $c_a$  è l'aderenza per coesione palo terreno,  $\sigma_h$  è la pressione orizzontale alla profondità  $z$ ,  $\delta$  è l'angolo d'attrito palo terreno,  $K_s$  è il coefficiente di spinta laterale e  $D$  è il diametro del palo.

Indicando con  $Q_p$  la portanza alla punta del palo, la rigidezza della molla posta alla base dello stesso è data da:

$$R_p = \frac{Q_p}{\Delta Y}$$

Il processo di soluzione è, naturalmente, di tipo iterativo: a partire da un carico iniziale  $N_0$  si determinano gli spostamenti assiali e quindi le reazioni delle molle. La reazione della molla dovrà essere corretta per tener conto di eventuali plasticizzazioni rispettando le equazioni di equilibrio per ogni passo di carico. Il carico iniziale verrà allora incrementato di un passo opportuno  $\Delta N$  e si ripeterà il procedimento. Il processo iterativo termina quando tutte le molle risultano plasticizzate.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 5 FASI COSTRUTTIVE

Le fasi costruttive per l'esecuzione dell'opera in oggetto sono le seguenti:

- splanteamento e preparazione area;
- tracciamento;
- realizzazione pali;
- scavo;
- getto magrone;
- tracciamento opere;
- posa ferro e casseri;
- getto;
- maturazione;
- scasseratura;
- rinterro;
- posa appoggi;
- posa travi lamellari e controventi;
- finiture.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA DELLE OPERE		<i>Codice documento</i> PG0218_F0.doc	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 6 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Nell'eseguire le verifiche relative all'opera di cui alla presente relazione si fa riferimento ai seguenti elaborati:

CG0700	P	RG	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	03	F0
CG0700	P	SH	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	01	F0
CG0700	P	CL	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	05	F0
CG0700	P	P8	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	13	F0
CG0700	P	BZ	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	02	F0
CG0700	P	BZ	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	03	F0
CG0700	P	BZ	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	04	F0
CG0700	P	BZ	D	G	TC	OP	SE	00	00	00	05	F0