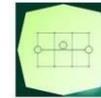


CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO  
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE  
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI  
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. Lgs 163/2006  
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4  
PROGETTO ESECUTIVO

O-PARTE GENERALE

00-GENERALE

00010 - GEOTECNICA

OPERE D'ARTE MINORI

VERIFICHE GEOTECNICHE - RELAZIONE

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.  
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO  
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.  
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO												PROGR.		DATA:	
	EMITE	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.	STATO	REV.	LUG	2016	
66056	04	RG	E	I	11	00	010	00	00	005	00	A	00	SCALA:		

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE									
	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO	
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.R.L. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 4152	A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI	

	<b>IL CONCEDENTE</b> 	<b>IL CONCESSIONARIO</b>  Società di Progetto <b>Brebemi SpA</b>
--	--------------------------	---

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA S.p.A. BREBEMI S.P.A. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE  
 THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF S.p.A. BREBEMI S.P.A. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTED BY LAW

	Doc. N. 66056-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000500	REV. A00	FOGLIO 1 di 27
---	--------------------------------	---	-------------	-------------------

## INDICE

<b>1.</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE DEGLI SCATOLARI .....</b>	<b>3</b>
2.1	SOAX01 – SOTTOVIA RAMO COLLEGAMENTO TANGENZIALE DIREZIONE BS .....	4
2.2	SOAX02 – SOTTOVIA PODERALE RAMPA A4 – BREBEMi .....	7
<b>3.</b>	<b>BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>25</b>
3.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI .....	25
3.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO .....	25
3.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	26

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**




	Doc. N. 66056-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEI100010000000500	REV. A00	FOGLIO 2 di 27
---	--------------------------------	---	-------------	-------------------

## 1. PREMESSA

Nel presente documento vengono riportate le verifiche geotecniche delle opere minori tipo sottovia previste per il raddoppio di carreggiata del lotto 0A della autostrada BreBeMi e dell'interconnessione A35/A4.

Le verifiche relative ad opere scatolari aventi dimensioni più contenute (tombini) sono trattate separatamente nel documento *Verifiche geotecniche – Geotecnica – Generale 00010*.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



	Doc. N. 66056-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000500	REV. A00	FOGLIO 3 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

## 2. VERIFICHE GEOTECNICHE DEGLI SCATOLARI

Nel presente capitolo vengono riportate tutte le verifiche geotecniche eseguite per le opere scatolari in oggetto ai sensi dell' NTC2008 (Rif.3.1.1.1).

In particolare vengono eseguite le verifiche di capacità portante e di scorrimento sul piano di posa ove significative.

Si omette la valutazione dei cedimenti in quanto le opere vengono fondate su terreni di caratteristiche meccaniche di resistenza e rigidità buone o elevate. La frazione fine nella distribuzione granulometrica dei terreni di fondazione è presente in percentuale estremamente ridotta, di conseguenza non si presentano cedimenti elevati e differiti nel tempo. Non essendo presenti inoltre strati continui e di spessore significativo di materiale fine, il tempo necessario affinché si sviluppino i cedimenti sarà compatibile con il tempo necessario alla realizzazione del rilevato stesso. Per quanto riguarda quindi il cedimento di tipo elastico legato alla realizzazione dei rilevati di approccio alle opere, esso verrà scontato durante le fasi realizzative e di conseguenza non costituirà alcuna problematica per l'esercizio dell'infrastruttura.

Le verifiche vengono eseguite per ognuna delle opere distinte per WBS facendo riferimento a profili geotecnici di progetto appositamente studiati sulla base delle indagini geognostiche disponibili e sulla base dei dati progettuali riportati nelle relazioni di calcolo delle singole opere.

Le verifiche di capacità portante delle opere scatolari sono eseguite facendo riferimento alle sezioni più sollecitate, individuate nelle specifiche relazioni di calcolo strutturale considerando lo schema di fondazione infinitamente estesa.

Le verifiche di capacità portante degli scatolari vengono eseguite considerando il solo caso SLU-GEO che risulta dalle relazioni di calcolo delle opere il più gravoso in termini di verifica di capacità portante delle fondazioni.

APPROVATO SDP

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66056-00010-A00.doc	04RGEI100010000000500	A00	4 di 27

## 2.1 SOAX01 – Sottovia ramo collegamento tangenziale direzione BS

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche significative per le fondazioni superficiali del sottovia in parola.

Si riportano le verifiche di scorrimento sul piano di posa e di collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di NTC 2008.

### 2.1.1 Verifica di scorrimento

Il taglio SLU ad intradosso fondazione ottenuto dai modelli di calcolo vale:

$$T_{SLU\_STATICO} = 86,1 \text{ kN/m}$$

$$T_{SLU\_SISMICO} = 136 \text{ kN/m}$$

Si riporta la verifica a scorrimento sul piano di posa in condizioni sismiche in quanto quella più gravosa.

Facendo riferimento al peso dovuto ai soli carichi permanenti, lo sforzo normale  $N$  ad intradosso fondazione vale:

$$N_{perm} = P_{strutture} + P_{imbarcato} = (20,42 \text{ m}^3/\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 / 2) + (22,8 \text{ m}^3/\text{m} \times 20 \text{ kN/m}^3 / 2) =$$

$$= 255,25 \text{ kN/m} + 228 \text{ kN/m} = 483,25 \text{ kN/m}$$

Il taglio resistente di progetto vale:

$$T_{res,d} = N_{perm} \times \text{tg } \phi / \gamma_R = 483,25 \text{ kN/m} \times \text{tg } 35^\circ / 1,1 = 307,6 \text{ kN/m}$$

Risultando  $T_{res,d} = 307,6 \text{ kN/m} > T_{SLU\_SISMICO} = 136 \text{ kN/m}$  la verifica risulta soddisfatta.

### 2.1.2 Verifica di capacità portante

Le azioni SLU ad intradosso fondazione ottenute dai modelli di calcolo valgono:

#### Condizioni sismiche

$$N_{SLU\_SISMICO} = 363 \text{ kN/m}$$

$$T_{SLU\_SISMICO} = 136 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU\_SISMICO} = 14 \text{ kNm/m}$$

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B^i N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante ( $N$ ) e dei fattori correttivi ( $s$ ,  $i$ ,  $b$ ,  $g$ ) sono riportate nella tabella seguente:

fattori di capacità portante	$N_c$	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	$N_\gamma$	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	$N_q$	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	$s_c$	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	$s_\gamma$	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	$s_q$	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		
	$d_c$	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	$d_q$	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per $D/B' < 1$ $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per $D/B' > 1$	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	$i_c$	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	$i_\gamma$	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	$i_q$	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ $m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$	"
	inclinazione fondazione		
$b_q$	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
$b_\gamma$	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
$b_c$	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
$g_q$	$(1 - \tan \omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
$g_\gamma$	$(1 - \tan \omega)^2$	"	
$g_c$	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Tabella 5.1 – Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof.

Segue il dettaglio della verifica.

DATI DI INPUT		
Larghezza della fondazione	B	2,70 m
Lunghezza della fondazione	L	1,00 m
Rapporto tra le lunghezze	B/L	0,37
Approfondimento della fondazione	D	1,00 m
Inclinazione della base		0,00 °
Sforzo normale		363,00 kN
Taglio in direzione larghezza		136,00 kN
Taglio in direzione lunghezza		0,00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza		14,00 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza		0,00 kNm
Angolo di attrito del terreno		35,00 °
Coazione drenata		0,00 kPa
Peso specifico totale del terreno $\gamma$		20,00 kN/m <sup>3</sup>
Profondità della falda da p.c. $z_f$		100,00 m
Distanza quota di falda - piano di imposta fondazione $z_w$		99,00 m
Peso specifico di calcolo $\gamma'_c$		20,00 kN/m <sup>3</sup>

Società di Progetto  
Brèbemi SpA

	Doc. N. 66056-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000500	REV. A00	FOGLIO 6 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

Pressione in superficie	0,00 kPa
Peso specifico del terreno latistante $\gamma_{lat}$	20,00 kN/m <sup>3</sup>
Pressione al piano di posa delle fondazioni	20,00 kPa
Eccentricità in direzione larghezza	0,04 m
Eccentricità in direzione lunghezza	0,00 m
Larghezza ridotta	2,62 m
Lunghezza ridotta	1,00 m
Coefficiente $\gamma_R$	<b>2,30</b>
Inclinazione piano campagna	0,00 °

RISULTATI					
		Termine di superficie	Termine di coesione	Termine di profondità	
		0.5* $\gamma'$ *B'= 26,23	c'= 0,00	q'= 20,00	
<b>Fattori di :</b>					
capacità portante		<b>N<sub>y</sub> =</b>	48,03	<b>N<sub>c</sub> =</b>	46,12
forma		<b>s<sub>y</sub> =</b>	1,00	<b>s<sub>c</sub> =</b>	1,00
approfondimento		<b>d<sub>y</sub> =</b>	/	<b>d<sub>c</sub> =</b>	1,10
<b>Fattori correttivi di :</b>					
incl. del carico		<b>i<sub>y</sub> =</b>	0,24	<b>i<sub>c</sub> =</b>	0,37
incl. della base		<b>b<sub>y</sub> =</b>	1,00	<b>b<sub>c</sub> =</b>	1,00
incl. piano campagna		<b>g<sub>y</sub> =</b>	1,00	<b>g<sub>c</sub> =</b>	1,00
<b>Termini complessivi di :</b>					
Superficie			<b>308,06</b>		
Coesione			<b>0,00</b>		
Profondità			<b>285,70</b>		
Pressione sollecitante di design ( $p_d = N/A'$ ) =	138,40	<b>kPa</b>			
Pressione resistente di design $p_{res,d}$ =	258,15	<b>kPa</b>			
Carico resistente di design $N_{res,d}$ =	<b>677,10</b>	<b>kN</b>			

Risultando  $N_{res,d} = 677 \text{ kN/m} > N_{SLU\_SISMICO} = 363 \text{ kN/m}$  la verifica risulta soddisfatta.

## 2.2 SOAX02 – Sottovia Poderale Rampa A4 – BreBeMi

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche significative per le fondazioni superficiali del sottovia in parola.

Risulta significativa unicamente la verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di NTC 2008.

### 2.2.1 Verifica di capacità portante

Le azioni SLU ad intradosso fondazione ottenute combinando le azioni del modello di calcolo per la fondazione più sollecitata valgono:

Condizioni sismiche

$$N_{SLU\_SISMICO} = 442,60 \text{ kN/m}$$

$$T_{SLU\_SISMICO} = 256,00 \text{ kN/m}$$

$$M_{SLU\_SISMICO} = 841,60 \text{ kNm/m}$$

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante (N) e dei fattori correttivi (s, i, b, g) sono riportate nella tabella seguente:

fattori di capacità portante	N <sub>c</sub>	$(N_q - 1) \cot \phi'$	
	N <sub>γ</sub>	$2(N_q + 1) \tan \phi'$	Vesic (1970)
	N <sub>q</sub>	$\tan^2(45 + \phi'/2) e^{\pi \tan \phi'}$	Prandtl (1921) Reissner (1924)
fattori correttivi	forma		
	s <sub>c</sub>	$1 + 0.2 k_p (B'/L')$	Meyerhof (1963)
	s <sub>γ</sub>	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	s <sub>q</sub>	$1 + 0.1 k_p (B'/L')$	"
	approfondimento		
	d <sub>c</sub>	$d_q - [(1 - d_q)/(N_c \tan \phi')]$	De Beer e Ladanyi (1961)
	d <sub>q</sub>	$1 + [2 (D/B') \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2]$ per D/B' < 1 $1 + [2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1}(D/B')]$ per D/B' > 1	Brinch-Hansen (1970) e Vesic (1973)
	inclinazione carico		
	i <sub>c</sub>	$i_q - [(1 - i_q)/(N_c \tan \phi')]$	Vesic (1970)
	i <sub>γ</sub>	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^{(m+1)}$	"
	i <sub>q</sub>	$[1 - (H/(N + B'L' c' \cot \phi'))]^m$ m = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]	"
	inclinazione fondazione		
b <sub>q</sub>	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	Brinch-Hansen (1970)	
b <sub>γ</sub>	$(1 - \alpha \tan \phi')^2$	"	
b <sub>c</sub>	$b_q - [(1 - b_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	
inclinazione piano campagna			
g <sub>q</sub>	$(1 - \tan \omega)^2$	Brinch-Hansen (1970)	
g <sub>γ</sub>	$(1 - \tan \omega)^2$	"	
g <sub>c</sub>	$g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')]$	"	

Tabella 5.1 – Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66056-00010-A00.doc	04RGEI100010000000500	A00	8 di 27

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale N risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni B' e L' valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof.

Segue il dettaglio della verifica.

DATI DI INPUT		
Larghezza della fondazione	B	6,60 m
Lunghezza della fondazione	L	1,00 m
Rapporto tra le lunghezze	B/L	0,15
Approfondimento della fondazione	D	7,75 m
Inclinazione della base		0,00 °
Sforzo normale		442,60 kN
Taglio in direzione larghezza		256,00 kN
Taglio in direzione lunghezza		0,00 kN
Mom. flett. in direzione larghezza		841,60 kNm
Mom. flett. in direzione lunghezza		0,00 kNm
Angolo di attrito del terreno		28,00 °
Coesione drenata		0,00 kPa
Peso specifico totale del terreno $\gamma$		19,00 kN/m <sup>3</sup>
Profondità della falda da p.c. $z_f$		50,00 m
Distanza quota di falda - piano di imposta fondazione $z_w$		42,25 m
Peso specifico di calcolo $\gamma'_c$		19,00 kN/m <sup>3</sup>
Pressione in superficie		0,00 kPa
Peso specifico del terreno latitante $\gamma_{lat}$		20,00 kN/m <sup>3</sup>
Pressione al piano di posa delle fondazioni		155,00 kPa
Eccentricità in direzione larghezza		1,90 m
Eccentricità in direzione lunghezza		0,00 m
Larghezza ridotta		2,80 m
Lunghezza ridotta		1,00 m
Coefficiente $\gamma_R$		<b>2,30</b>
Inclinazione piano campagna		0,00 °

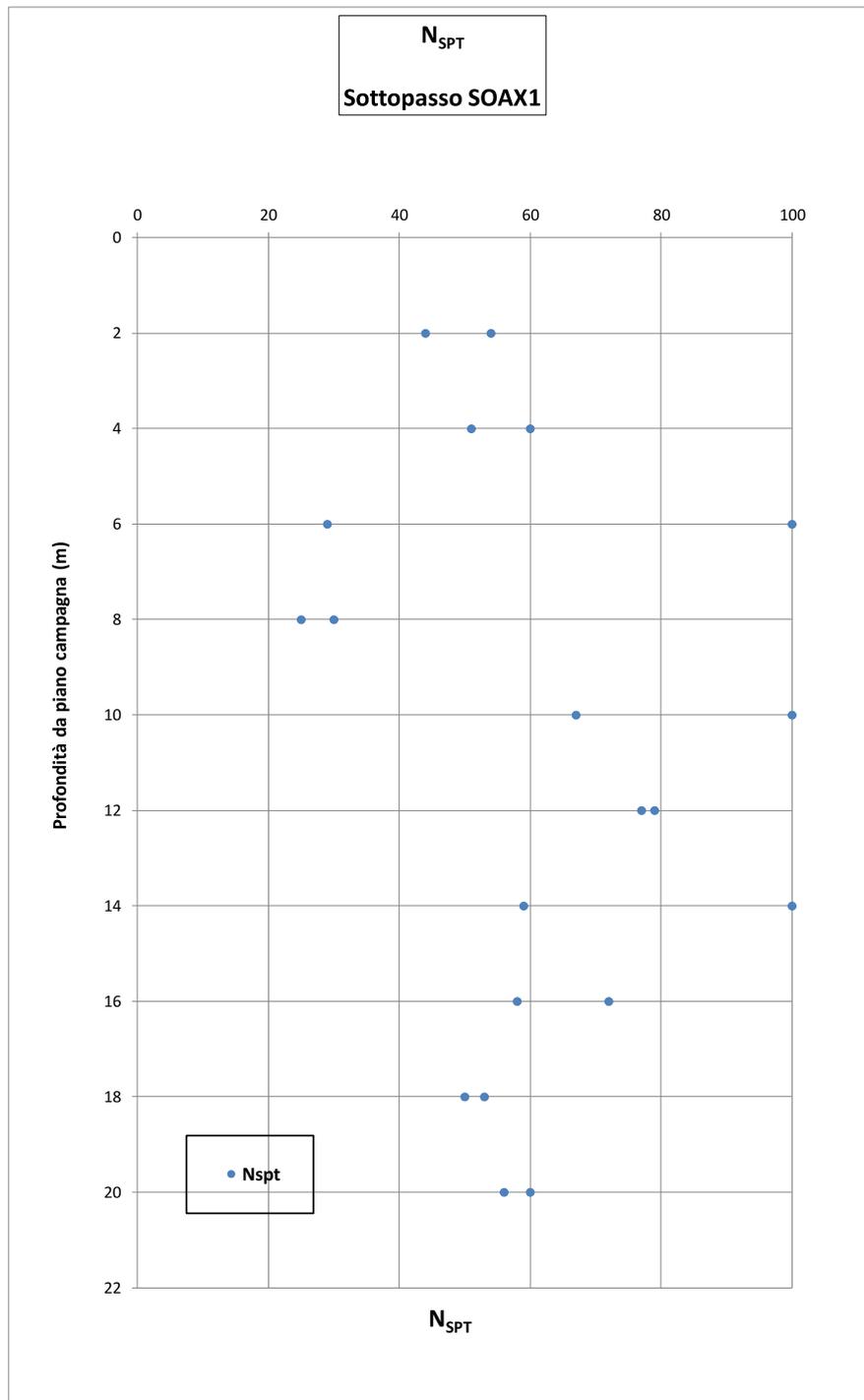
**RISULTATI**

	Termine di superficie	Termine di coesione	Termine di profondità
	$0.5 \cdot \gamma \cdot B' = 26,57$	$c' = 0,00$	$q' = 155,00$
<b>Fattori di :</b>			
capacità portante	$N_{\gamma} = 16,72$	$N_c = 25,80$	$N_q = 14,72$
forma	$s_{\gamma} = 1,00$	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$
approfondimento	$d_{\gamma} = /$	$d_c = 1,39$	$d_q = 1,37$
<b>Fattori correttivi di :</b>			
incl. del carico	$i_{\gamma} = 0,07$	$i_c = 0,12$	$i_q = 0,18$
incl. della base	$b_{\gamma} = 1,00$	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$
incl. piano campagna	$g_{\gamma} = 1,00$	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$
<b>Termini complessivi di :</b>			
Superficie	<b>33,29</b>		
Coesione	<b>0,00</b>		
Profondità	<b>554,17</b>		
Pressione media (N/A') =	158,24	<b>kPa</b>	
Pressione limite =	255,42	<b>kPa</b>	
Carico limite =	<b>714,40</b>	<b>kN</b>	

Risultando  $N_{res,d} = 714,40 \text{ kN/m} > N_{SLU\_SISMICO} = 442,60 \text{ kN/m}$  la verifica risulta soddisfatta.

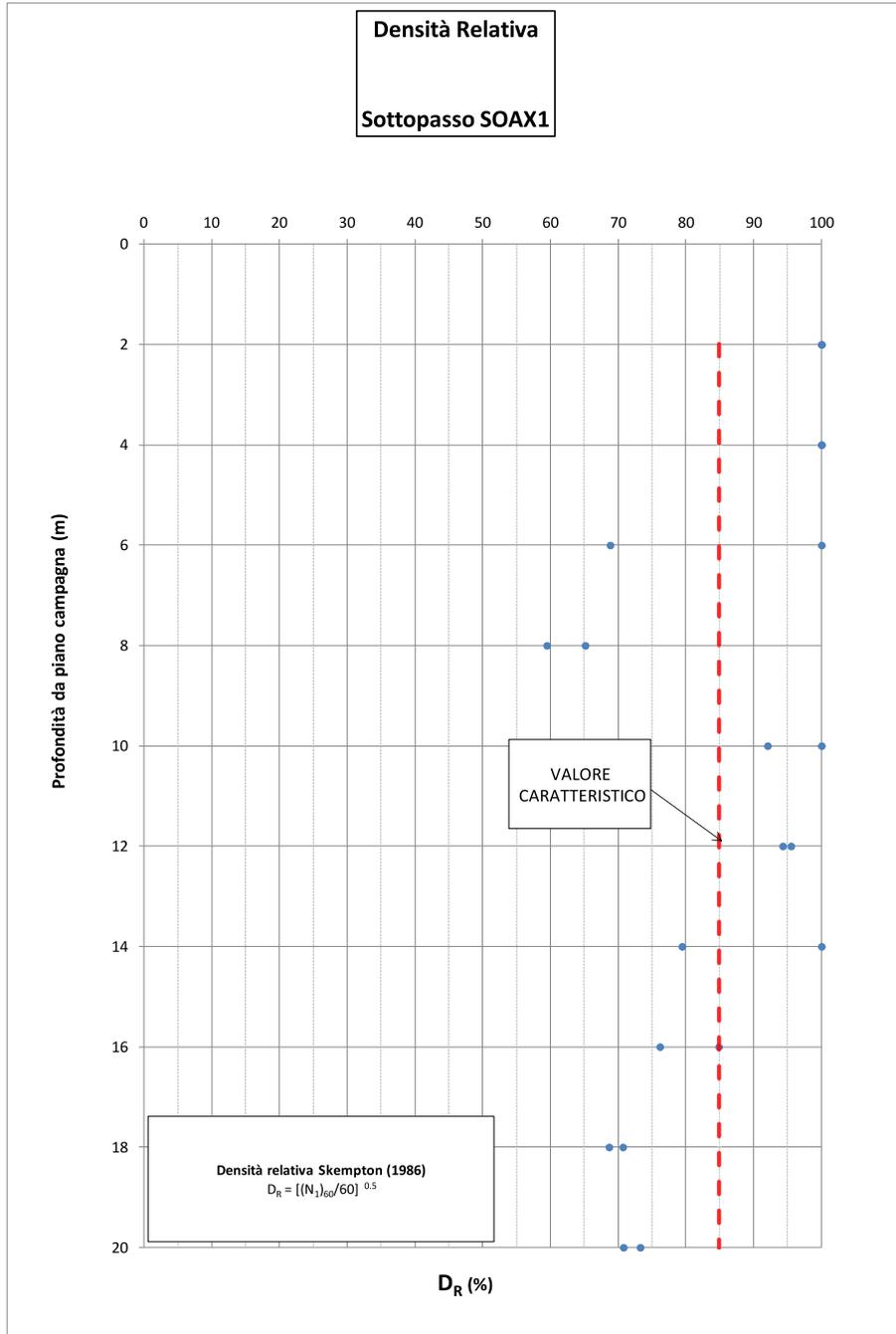
APPROVATO SDP





APPROVATO SDP

**Figura 2.1** – SOAX1 - Valori di N<sub>SPT</sub> registrati in funzione della profondità da piano campagna.

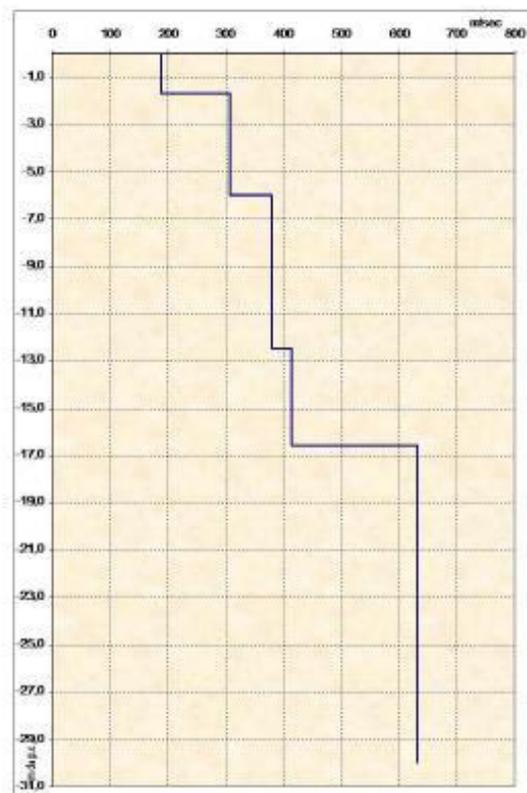


APPROVATO SDP

**Figura 2.2** – SOAX1 - Valori di  $D_R$  calcolati a partire dai valori di  $N_{spt}$  registrati in funzione della profondità da piano campagna.

Profondità da p.c. (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-1,7	1,7	187
-6,0	4,3	307
-12,5	6,5	379
-16,6	4,1	413
-30,0	13,4	632

- Sismostratigrafia -



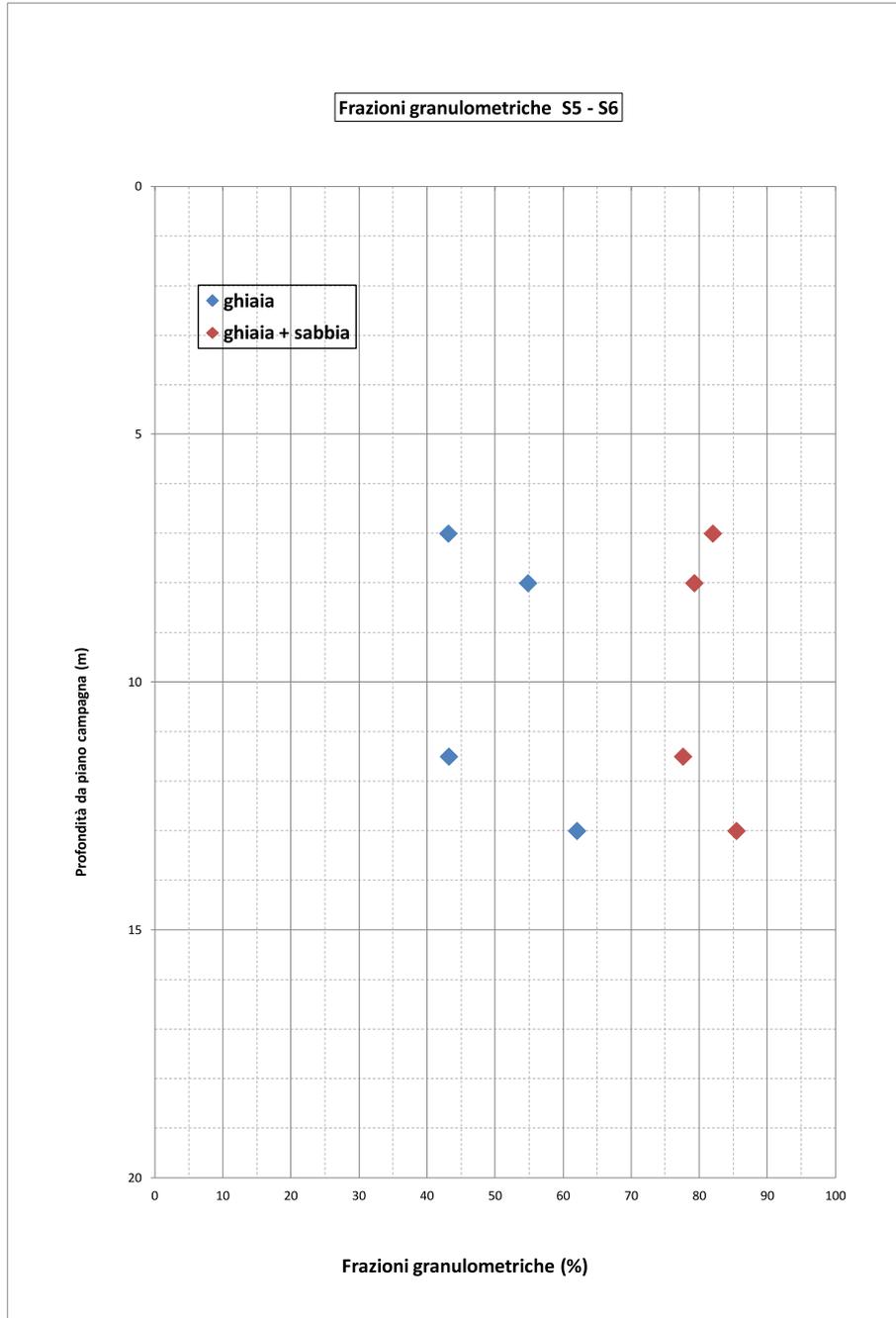
- Grafico velocità Vs/profondità -

APPROVATO SDP

Il valore  $V_{S30}$  è 420 m/sec,

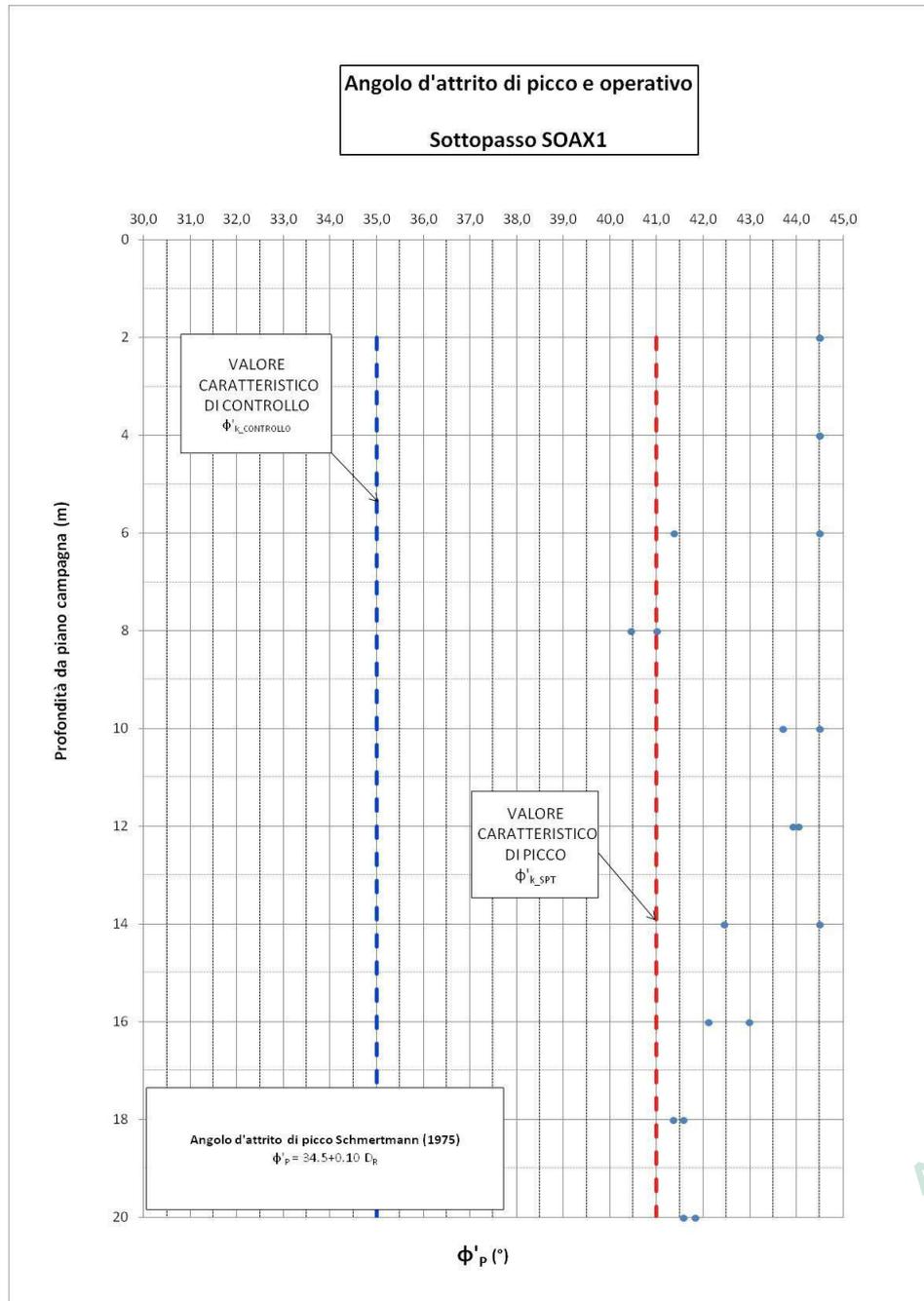
Secondo normativa la categoria di appartenenza del litotipo equivalente è la B:

**Figura 2.3** – SOAX1 - Valori delle velocità delle onde di taglio alle varie profondità misurate dalla prova Masw 2, ai fini della determinazione della categoria di sottosuolo.



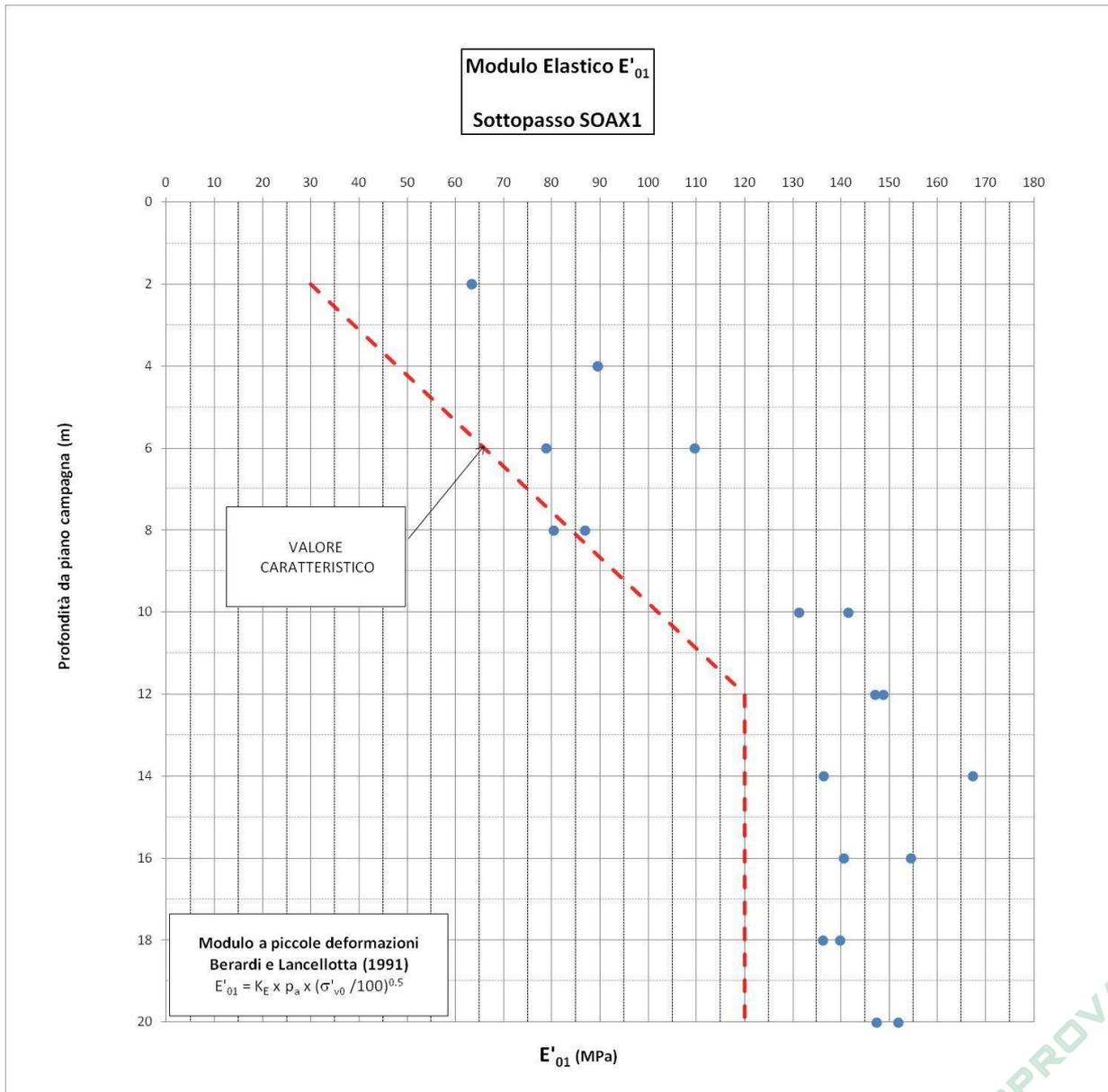
APPROVATO SDP

**Figura 2.4 – SOAX1 - Andamento delle frazioni granulometriche in funzione della quota da p.c.**

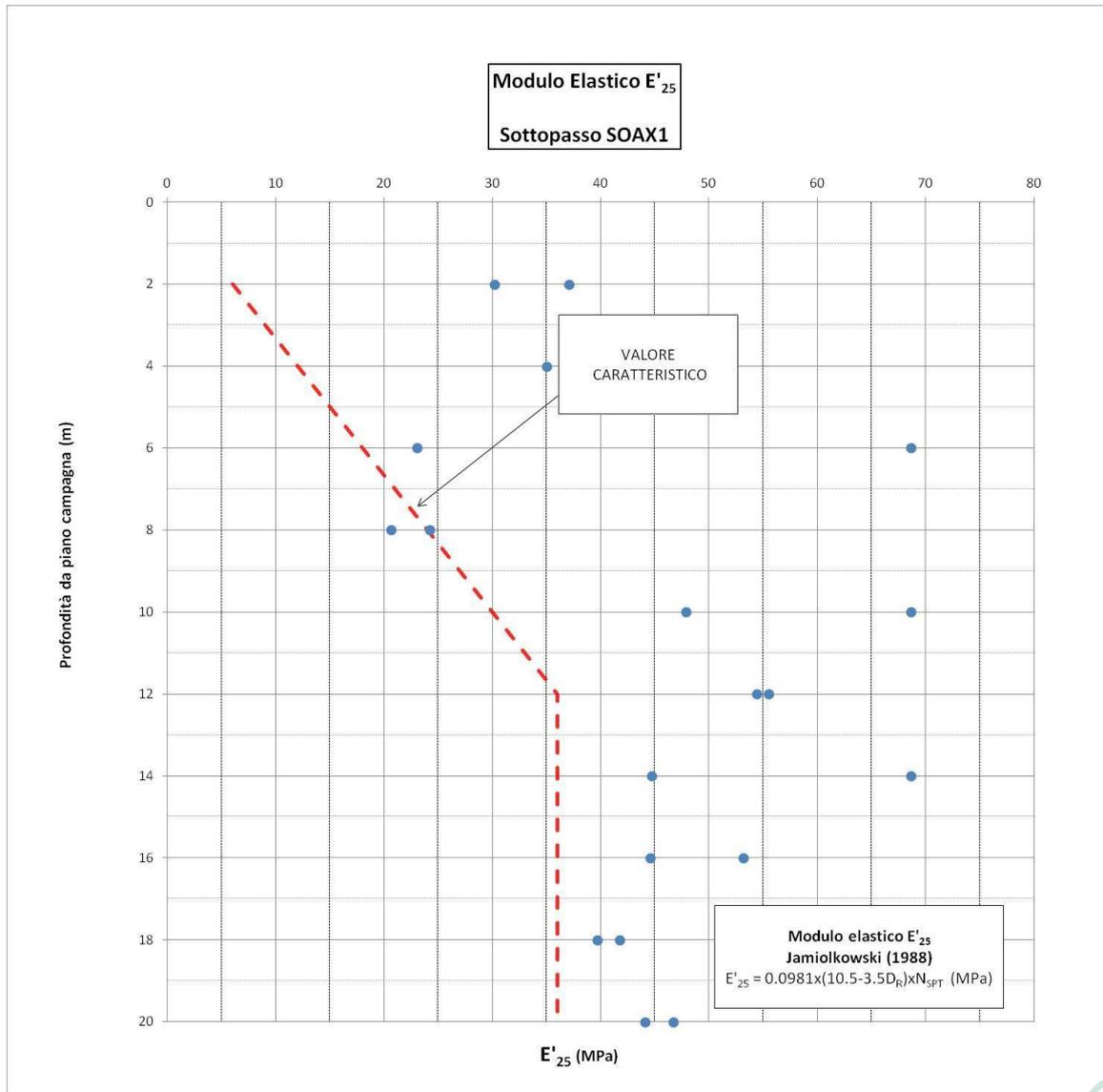


APPROVATO SDP

**Figura 2.5 - SOAX1 - Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio caratteristico di picco stimato a partire dalle  $N_{SPT}$  e angolo di resistenza al taglio caratteristico di controllo definito a partire da  $D_R$  e dalla granulometria.**



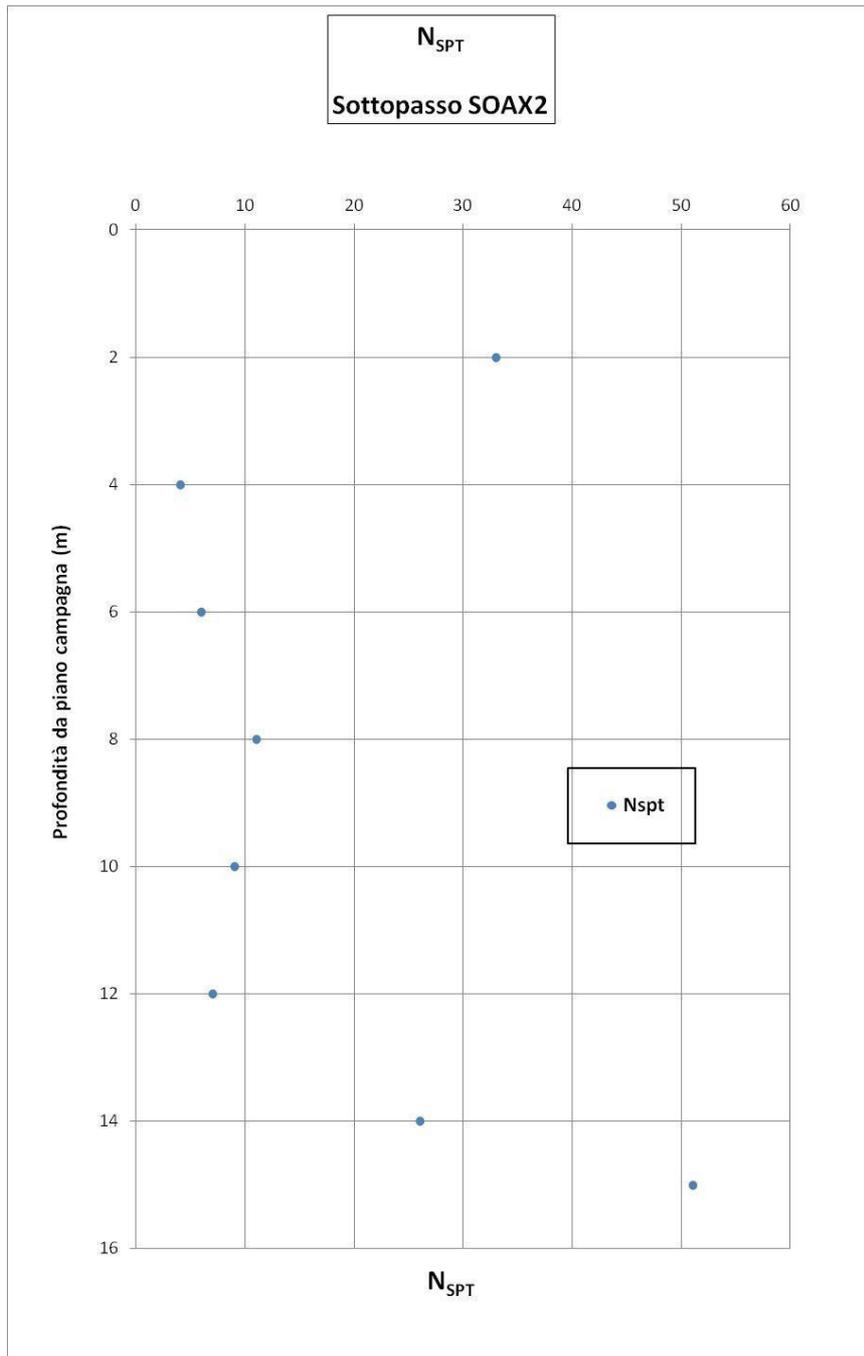
**Figura 2.6 – SOAX1 - Valori di  $E'_{01}$  e profilo di rigidità caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.**



**Figura 2.7** – SOAX1 - Valori di  $E'_{25}$  e profilo di rigidezza caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.

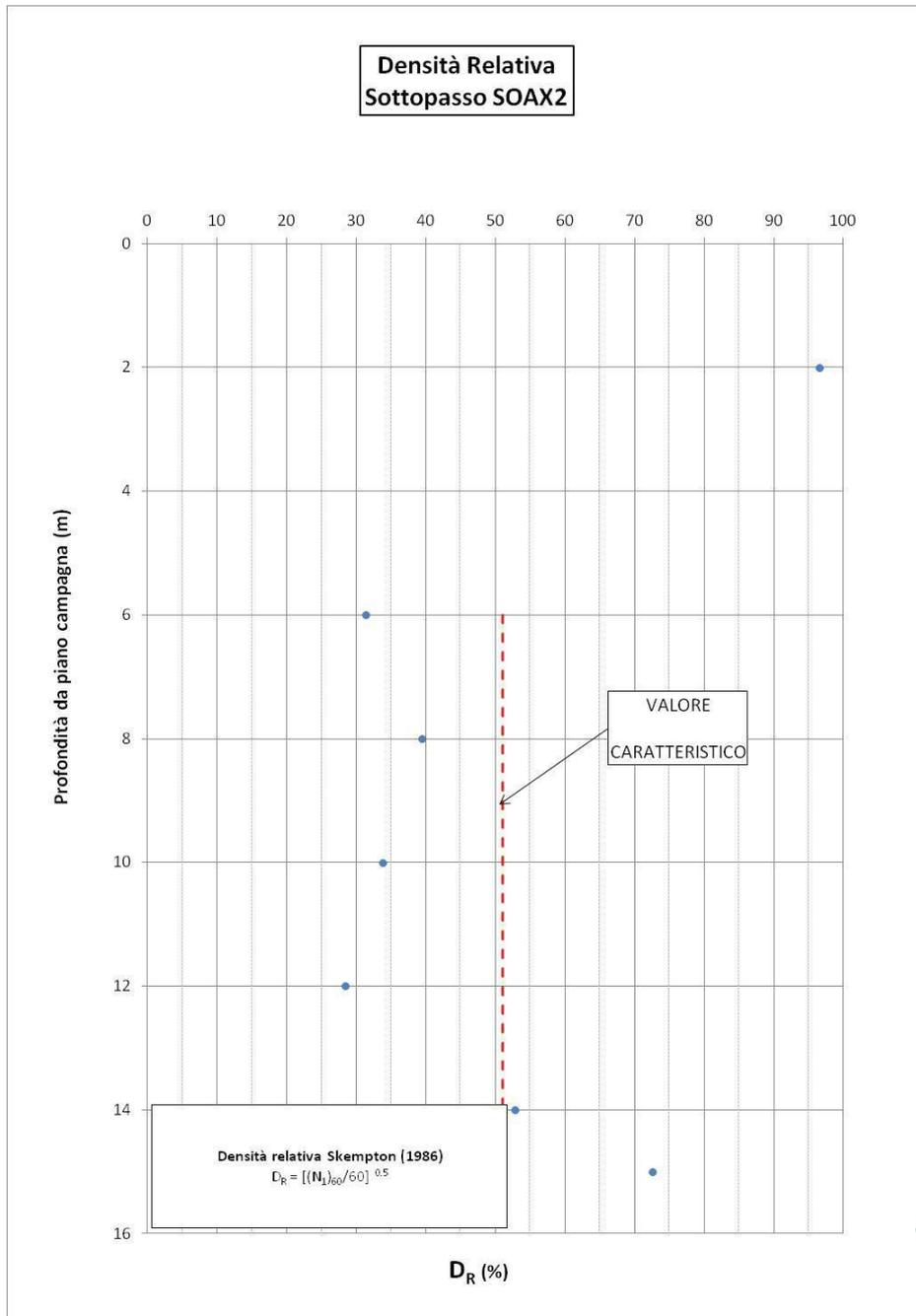
APPROVATO SDR

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



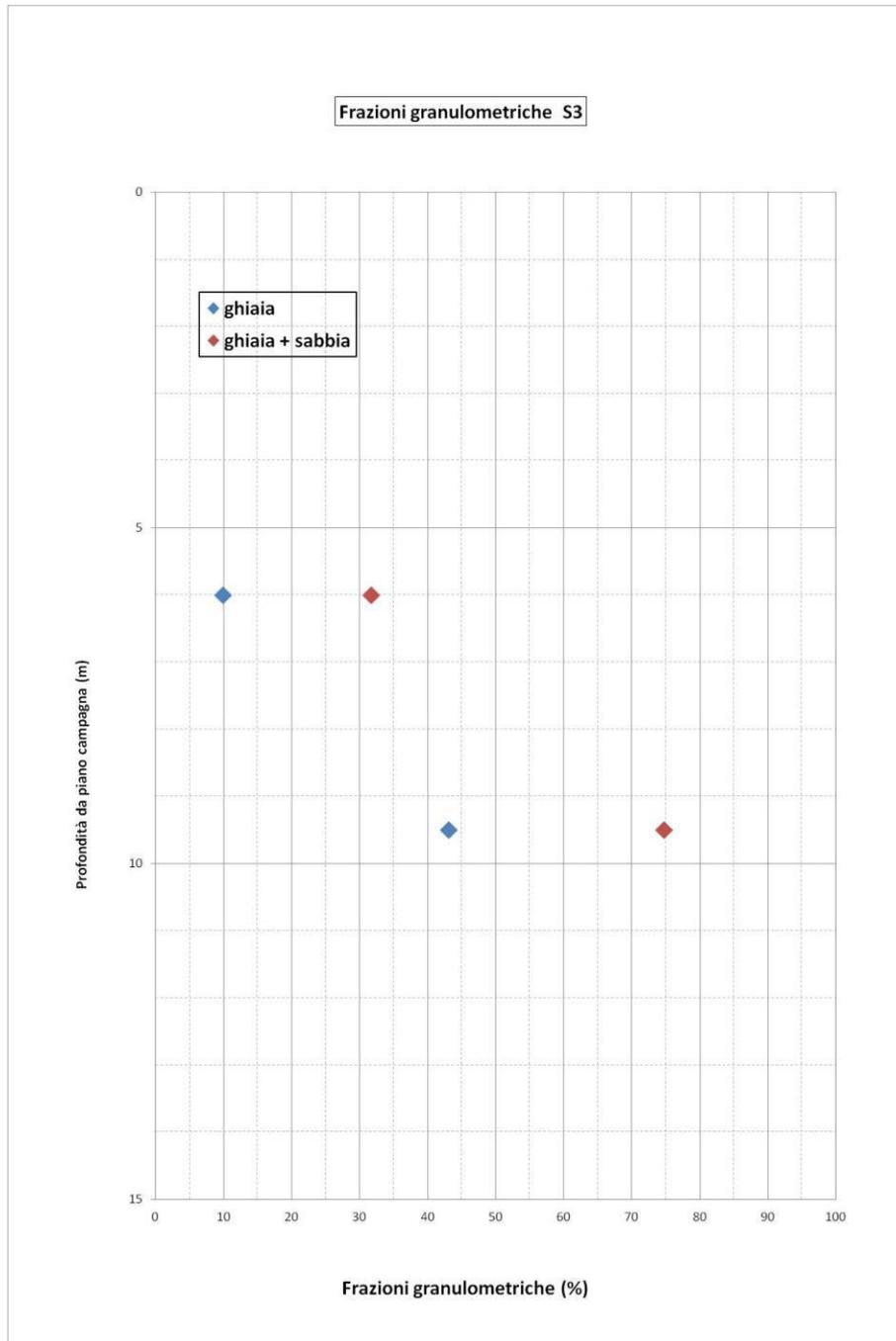
APPROVATO SDP

**Figura 2.8** – SOAX2 - Valori di N<sub>SPT</sub> registrati in funzione della profondità da piano campagna.



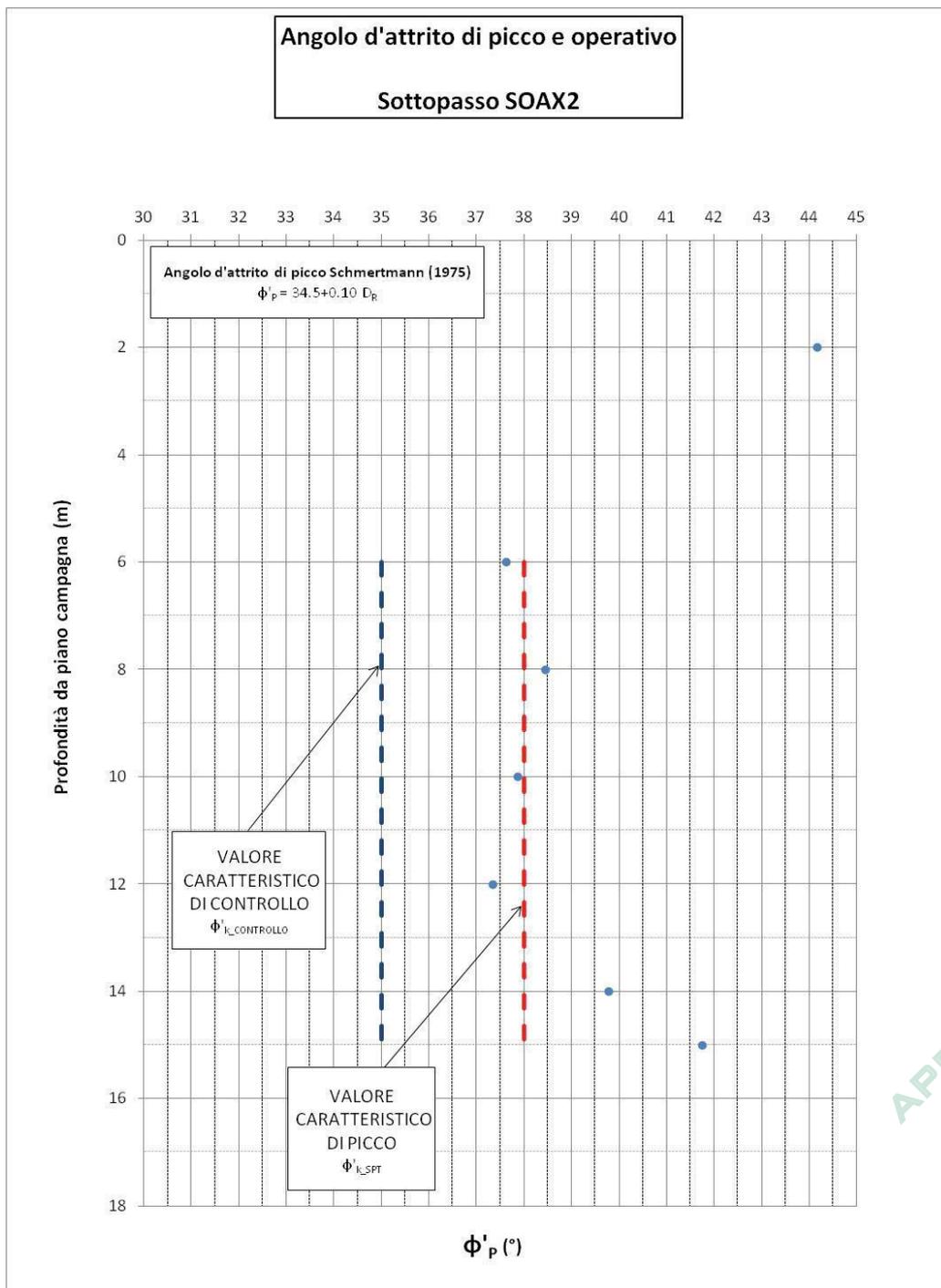
APPROVATO SDP

**Figura 2.9 – SOAX2 - Valori di  $D_R$  calcolati a partire dai valori di  $N_{spt}$  registrati in funzione della profondità da piano campagna.**



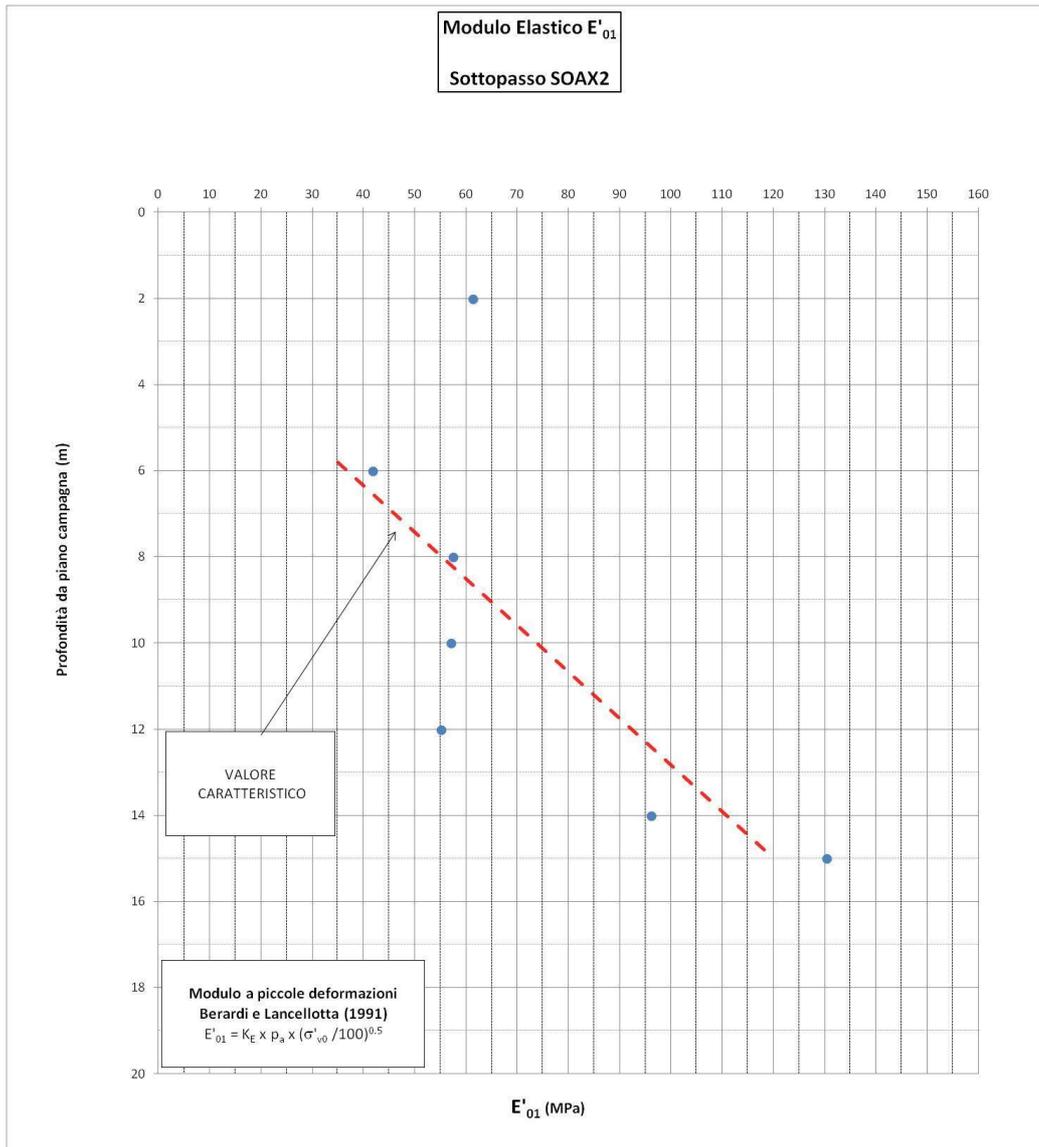
APPROVATO SDP

**Figura 2.10** – SOAX2 - Andamento delle frazioni granulometriche in funzione della quota da p.c.



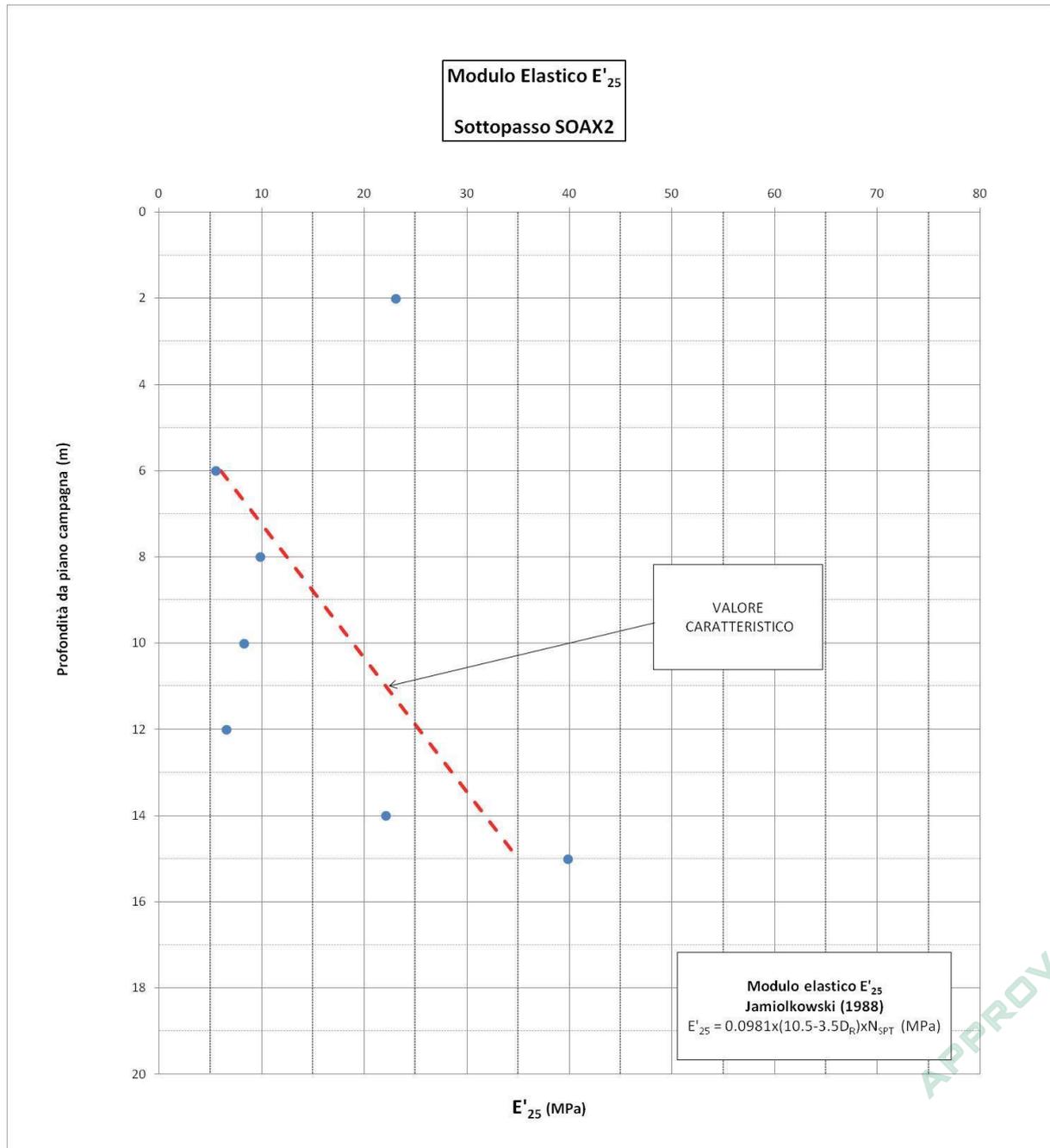
APPROVATO SDP

**Figura 2.11 - SOAX2 - Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio caratteristico di picco stimato a partire dalle  $N_{SPT}$  e angolo di resistenza al taglio caratteristico di controllo definito a partire da  $D_R$  e dalla granulometria.**

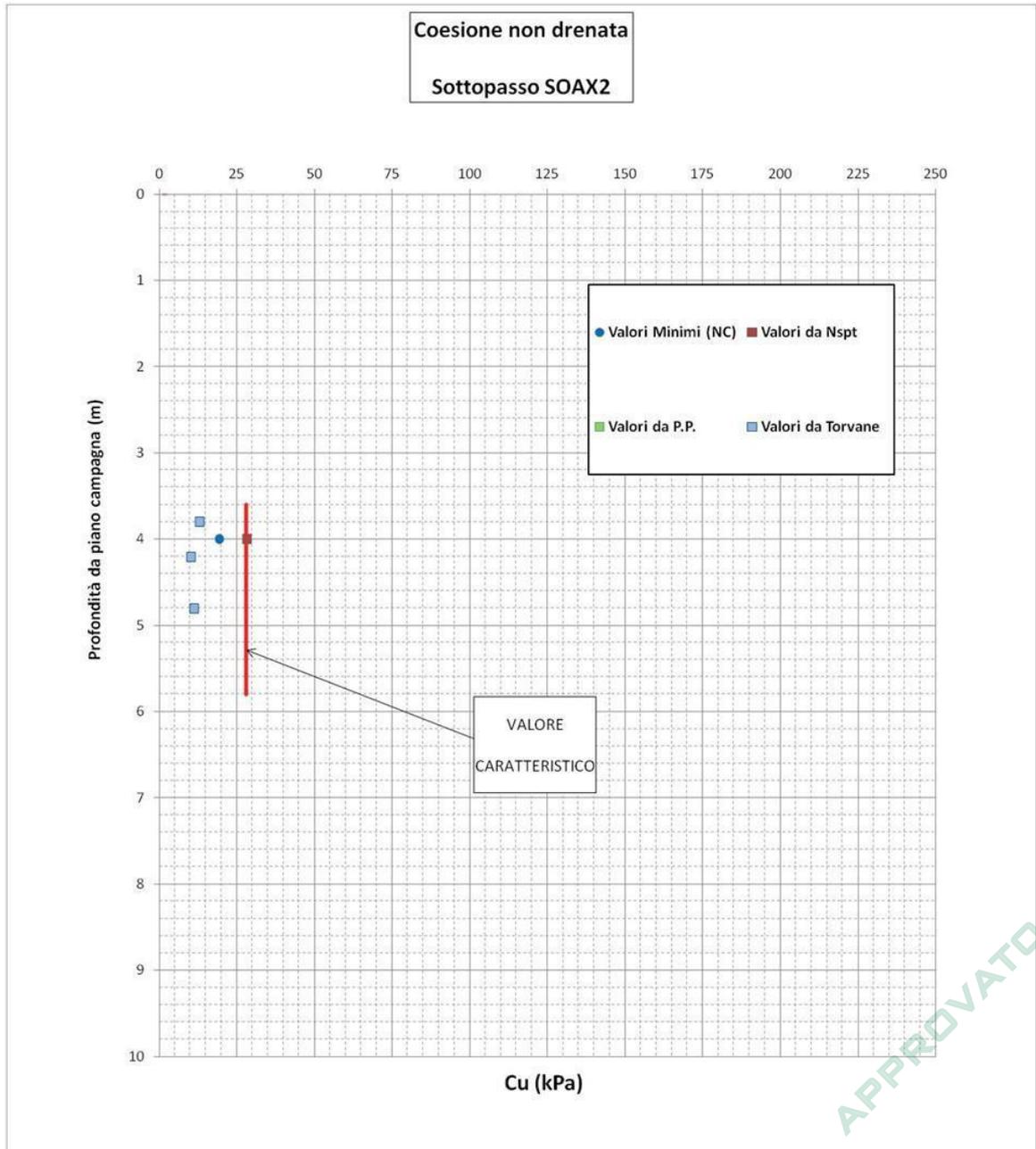


**Figura 2.12 – SOAX2 - Valori di  $E_{01}$  e profilo di rigidezza caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.**

APPROVATO SDP



**Figura 2.13** – SOAX2 - Valori di  $E_{25}$  e profilo di rigidezza caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.



**Figura 2.14 – SOAX2 - Definizione del valore caratteristico della coesione non drenata Cu.**

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66056-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000500	REV. A00	FOGLIO 25 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

### 3. BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

#### 3.1 Normative e raccomandazioni

3.1.1.1 D.M. 14/1/08 - “Norme tecniche per le costruzioni – Testo Unico”;

#### 3.2 Documentazione di progetto

3.2.1.1 Consorzio B.B.M. – Interconnessione A35-A4 – Progetto Esecutivo “Geotecnica - Relazione Geotecnica Generale”

3.2.1.2 Consorzio B.B.M. – Interconnessione A35-A4 – Progetto Esecutivo “Geotecnica - Relazione metodologica”

3.2.1.3 Consorzio B.B.M. – Interconnessione A35-A4 – Progetto Esecutivo “Geotecnica - Addendum alla Relazione Geotecnica – Indagini Geognostiche in sito / Prove di laboratorio”

3.2.1.4 Consorzio B.B.M. – Interconnessione A35-A4 – Progetto Esecutivo “Parte Generale – Geotecnica - Profilo Geotecnico longitudinale”

3.2.1.5 Consorzio B.B.M. – Interconnessione A35-A4 – Progetto Esecutivo “Geologia Idrogeologia e Geomorfologia - Profilo idrogeologico longitudinale”

3.2.1.6 Consorzio B.B.M. – Interconnessione A35-A4 – Progetto Esecutivo “Geologia Idrogeologia e Geomorfologia - Relazione idrogeologica”

3.2.1.7 Consorzio B.B.M. – Interconnessione A35-A4 – Progetto Esecutivo “Geotecnica – Verifiche geotecniche”

APPROVATO BDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



	Doc. N. 66056-00010-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RGEII100010000000500	REV. A00	FOGLIO 26 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

### 3.3 Riferimenti bibliografici

3.3.1.1 Berardi R., Lancellotta R., "Stiffness of Granular Soils from Field Performance" ; 1991, Geotechnique

3.3.1.2 Renato Lancellotta - Geotecnica – II edizione – Zanichelli – 1993

3.3.1.3 Berardi R., "Non linear elastic approaches in foundation design" ; 1999, Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema

3.3.1.4 Skempton, A. W. (1986), "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation". Geotechnique 36, n°2

3.3.1.5 Jamiolkowski M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988) – "New correlations of penetration tests for design practice", Proceedings of I International Symposium on Penetration Testing, ISOPT I, Orlando

3.3.1.6 Naval Facilities Engineering Command (1986) " Design Manual 7.02 – Foundation & Earth Structures" 200 Stovall Street – Alexandria, Virginia 22332-2300

3.3.1.7 Burland, J.B., Burbidge, M.C. (1985) "Settlement of Foundations on Sand and Gravel"- Proc. Inst. Civ. Engrs., Part 1, 78, 1325-1381

3.3.1.8 R.Paolucci, A.Pecker (1997) " Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils" Soil and Foundations Vol. 37, No. 3, 95-105, Sept. 1997

3.3.1.9 D.M.Burmister, "The General Theory of Stresses and Displacement in layered systems", Jurnal of applied physics, vol.16 February 1945

3.3.1.10 Schmertmann, J.H. (1975), "Measurement of in situ shear strength, keynote lecture, Proceedings of the conference on in-situ measurement of soil properties", June 1-4, 1975, vol. II, American Society of Civil Engineers.

3.3.1.11 [www.ingv.it](http://www.ingv.it) – sito Isituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia

3.3.1.12 CONSTRUCTION INDUSTRY RESEARCH AND INFORMATION ASSOCIATION, "The design and construction of sheet-piled cofferdams", CIRIA and Thomas Telford, London, 1993, 85pp. ISBN 0 7277 1980 7, London, 1993, 85pp

3.3.1.13 Timoshenko S.P. and Gere J.M., "Theory of Elastic Stability", McGrawHill, 1961

3.3.1.14 Jamiolkowski M., Ladd C. C., Germaine J.T., Lancellotta R.. (1985) – "New development in Field and Laboratory testing of Soils", Proceedings of 11thh international conference on soil mechanics and foundation engineering

3.3.1.15 EPRI EL-6800, "Manual on estimatine Soil properties for foundation design" 1990

Società di Progetto  
Brebemi SpA

