

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

I-INTERCONNESSIONE

I1 - INTERCONNESSIONE A35-A4

CVAX1 - CAVALCAVIA VIA CAVALLERA
RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTAZIONE:



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

VERIFICA:

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO												PROGR.		DATA:					
	EMIT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. DOC.	STATO	REV.	LUG	2016					
65823	04	RO	E	I	I1	CV	AX1	00	00	001	00	A	00							
ELABORAZIONE PROGETTUALE												REVISIONE								
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.R.L. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 152												N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
												A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI
IL CONCEDENTE												IL CONCESSIONARIO								
												 Società di Progetto Brebemi SpA								

	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO I di 27
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

INDICE

1.	PREMESSA	2
1.1	GEOMETRIA OPERA	2
2.	CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA	3
2.1	SONDAGGI GEOGNOSTICI	3
2.2	PROVE SPT	3
2.3	PROVE DI PERMEABILITÀ	4
2.4	PROVA MASW	4
2.5	PIEZOMETRI	4
2.6	PROVE DI LABORATORIO	4
3.	DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	
	10	
3.1	STRATIGRAFIE DI PROGETTO	10
3.2	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI	10
3.3	FALDA DI PROGETTO	11
3.4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA ED ACCELERAZIONE DI PROGETTO	12
3.5	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	13
	TABELLA 3.1 – PROFILO GEOTECNICO DI PROGETTO.....	14
4.	OPERE DI FONDAZIONE.....	18
4.1	GEOMETRIA.....	18
4.2	METODOLOGIA DI CALCOLO	18
4.3	SLU – STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	18
4.4	SLU – COLLASSO PER CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI	19
4.5	SLU – COLLASSO PER CARICO LIMITE NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI	19
4.6	SLU – SOLLEVAMENTO E SIFONAMENTO	19
4.7	SLE – VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI INDOTTI.....	20
4.8	VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE	20
4.9	VERIFICHE STRUTTURALI	22
5.	BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	25
5.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	25
5.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	25
5.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	26

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 2 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

1. PREMESSA

Il presente documento è relativo al cavalcavia CVAX1 posto alla progressiva chilometrica 0+257,99 del ramo A4-BreBeMi denominato Cavalcavia via Cavallera, necessario per lo scavalco dell'autostrada A4 Milano – Brescia. Il progetto s'inserisce nell'ambito del Progetto Esecutivo dell'interconnessione A35-A4.

Nei capitoli seguenti sono riportate la caratterizzazione geotecnica di progetto e le considerazioni di natura geotecnica relative alla sicurezza e funzionalità delle opere di fondazione del cavalcavia.

1.1 Geometria opera

Il cavalcavia è costituito da un'unica campata in semplice appoggio. La lunghezza complessiva dell'implacato è 61,00 m, la luce di calcolo è 60,00 m. La sezione trasversale dell'opera accoglie una strada tipo F2, presenta quindi una larghezza utile del pavimentato pari a 8,50 m e due marciapiedi laterali da 2,3 m, per una larghezza complessiva di 13,10 m.

La struttura dell'impalcato è un sistema combinato a trave con arco sottile superiore di rinforzo di cui è reggispinta (sistema chiuso).

Le spalle dell'opera sono di tipo ordinario in conglomerato cementizio armato e presentano una platea a fondazione su pali; si prevedono n°10 pali di diametro $\Phi = 1,20$ m e lunghezza $L = 22,00$ m per ciascuna spalla.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 3 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

2. CAMPAGNA DI INDAGINE GEOGNOSTICA

Per la definizione del profilo geotecnico di progetto e dei relativi parametri sono stati considerati i risultati ottenuti dalle indagini geognostiche eseguite nell'ambito del progetto esecutivo dell'Interconnessione A35-A4.

In particolare, per l'area in oggetto, sono state considerate le seguenti indagini:

- 1 sondaggio a carotaggio continuo (SE1pz di PE);
- 1 prova geofisica tipo MASW (Masw 1 di PE);

L'elenco completo dei risultati forniti dalla campagna di indagine geognostica è riassunto nel documento:

- Addendum - Relazione Geotecnica / Indagini Geognostiche in sito / Prove di laboratorio (Rif. 5.2.2)

2.1 Sondaggi geognostici

Il sondaggio considerato è stato eseguito in corrispondenza circa della PK 0+275 del ramo A4 - BreBeMi e ha raggiunto una profondità di 35 m da P.C. In Figura 2.1 è riportata l'ubicazione del sondaggio stesso.

Ad eccezione di uno strato superficiale limoso di spessore al più metrico, la stratigrafia incontrata è omogenea, ed evidenzia la presenza di materiale grossolano incoerente in matrice sabbiosa (raramente argillosa o limosa) con grado di addensamento medio – elevato (D_R media $\approx 60\%$) fino alla massima profondità indagata (35,0 m). I campioni rimaneggiati prelevati CR1 e CR2 hanno composizione granulometrica con elevati valori di percentuale di frazione granulare e confermano quindi gli elevati valori di resistenza e rigidità evidenziati dalle prove SPT.

2.2 Prove SPT

Sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche ad intervalli costanti in corrispondenza del sondaggio considerato per l'area in oggetto.

In particolare le prove sono state eseguite ad intervalli di 2 metri fino ad una profondità di 35 metri da testa sondaggio.

I valori di N_{SPT} in funzione della profondità da testa foro sono riportati in Figura 2.2.

I valori ottenuti risultano compresi per la maggior parte tra 30 e 90 colpi, evidenziando in generale un buon grado di addensamento dei materiali di sottofondo.

In Figura 2.3 sono riportati i valori di densità relativa stimati attraverso la formula di Skempton (Rif. 5.3.3) basata sui valori di N_{SPT} corretti in funzione della profondità e dell'efficienza dello strumento utilizzato.

	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 4 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	-------------------

2.3 Prove di permeabilità

Non sono disponibili prove di permeabilità in sito eseguite in prossimità dell'area considerata.

Sulla base di prove eseguite in terreni analoghi in progetto è stato in ogni caso stimato un coefficiente di permeabilità per la matrice ghiaioso-sabbiosa di $10^{-5} \div 10^{-7}$ m/s. Tali valori sono giustificati dalla presenza di percentuali modeste di materiale fine, dell'ordine del 20%.

2.4 Prova MASW

Ai fini della determinazione della categoria sismica dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alla prova geofisica MASW 1, realizzata in corrispondenza dell'opera in parola.

I valori ottenuti per le velocità delle onde di taglio sono riportati in Figura 2.4.

Dai valori di velocità delle onde di taglio misurati a partire dal P.C. originario, si è dedotta la categoria sismica B per la stratigrafia in oggetto.

2.5 Piezometri

Il sondaggio SE1pz risulta attrezzato con piezometro tipo Casagrande. La quota di falda si attesta alla profondità di 14,0 m al di sotto di piano campagna.

2.6 Prove di laboratorio

Dal foro di sondaggio sono stati estratti campioni rimaneggiati di materiale successivamente sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- apertura e descrizione geotecnica;
- analisi granulometriche.

In Figura 2.5 è riportato l'andamento delle frazioni granulometriche in funzione della quota da p.c.

Le prove di laboratorio hanno confermato la caratterizzazione stratigrafica definita dalle schede dei sondaggi, e hanno consentito di verificare la presenza di una percentuale di materiale fine modesta (circa 20%). I campioni rimaneggiati prelevati CR1 e CR2 hanno composizione granulometrica con elevati valori di percentuale di frazione granulare e confermano quindi gli elevati valori di resistenza e rigidezza evidenziati dalle prove SPT.

E' stato prelevato un campione indisturbato CI1 a quota -19,0 m da p.c. sulla matrice argillosa dello strato ghiaioso in questione. I limiti di Atterberg ($W_L=35$, $IP = 14$) classificano la matrice come 'Argilla poco plastica'. La prova di taglio diretto mostra elevati valori di resistenza al taglio in condizioni drenate ($\phi'=26^\circ$, $c' = 23$ kPa) ; analogamente la prova triassiale UU mostra buona resistenza al taglio in condizioni non drenate ($C_u = 107$ kPa). Infine la prova edometrica mostra valori di deformabilità tipici dei limi argillosi.

In sostanza le prove di laboratorio effettuate sulla matrice argillosa dello strato in esame mostrano caratteristiche di buona resistenza e rigidità della matrice stessa; analogamente gli elevati valori di N_{SPT} (44 e 36) alle quote nell'intorno del campione confermano la natura granulare ben addensata dello strato in parola.

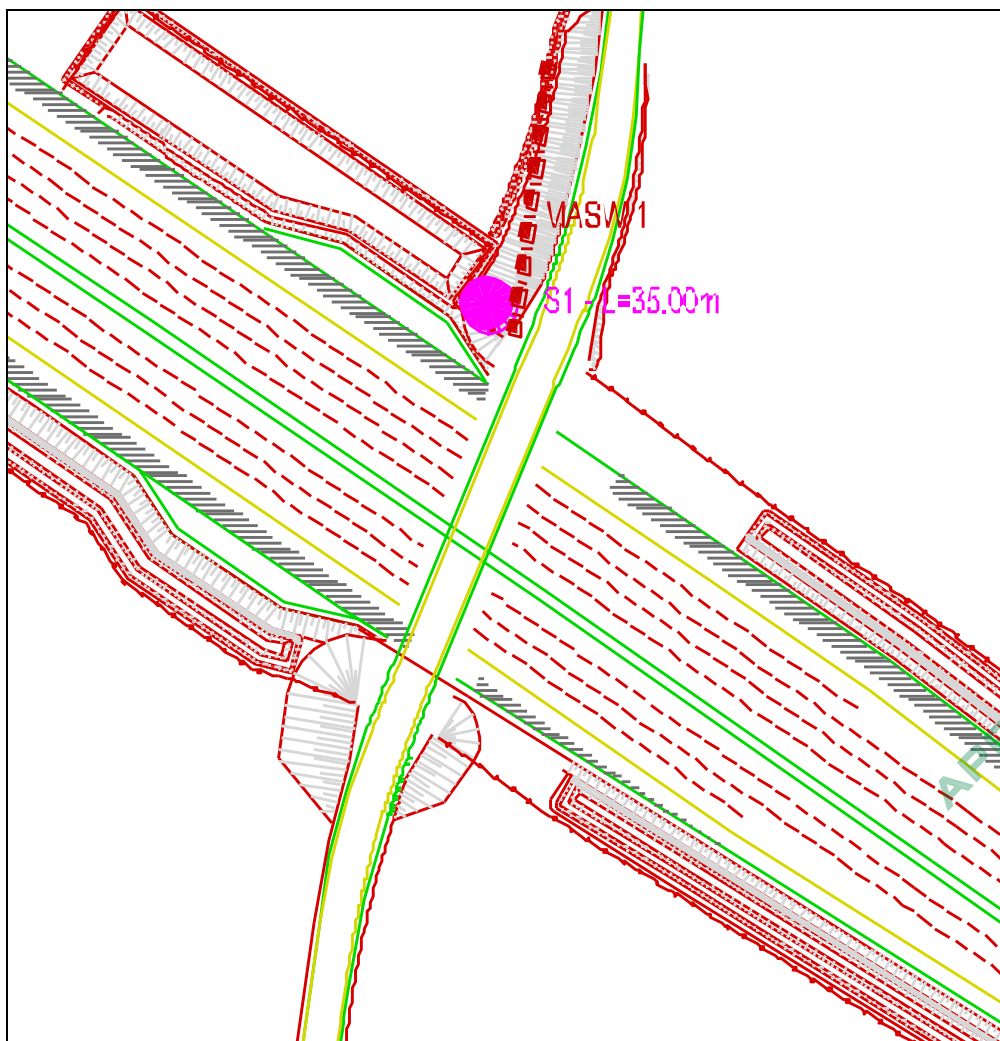
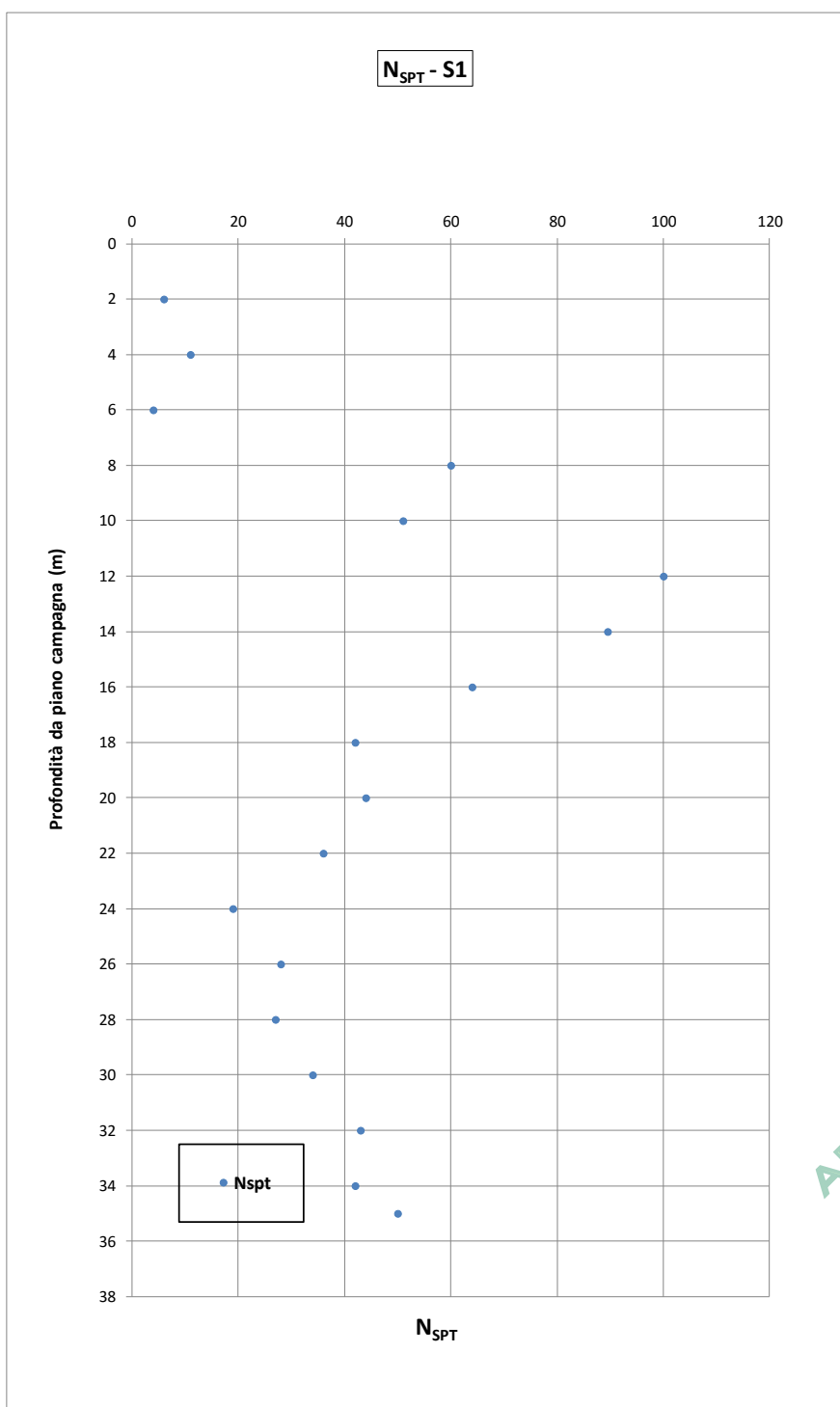


Figura 2.1 - Ubicazione sondaggi geognostici.



APPROVATO SDP

Figura 2.2 – Valori di N_{SPT} registrati in funzione della profondità da piano campagna.

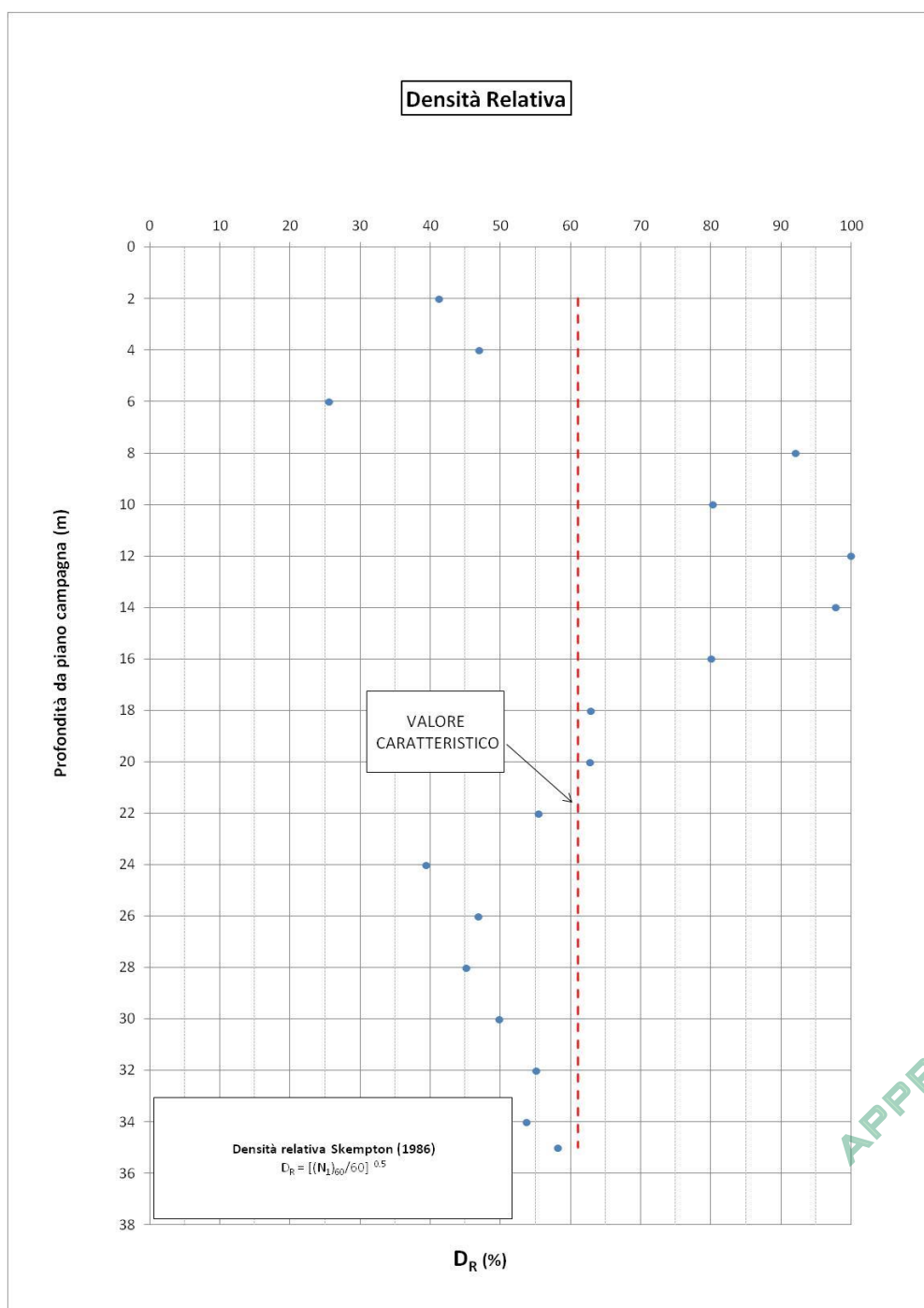
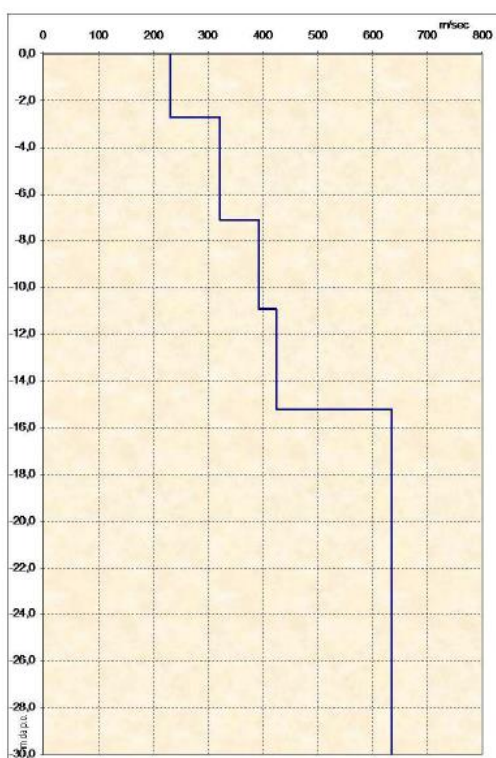


Figura 2.3 – Valori di D_R calcolati a partire dai valori di N_{spt} registrati in funzione della profondità da piano campagna.

Profondità da p,c, (m)	Spessore (m)	Velocità onde S (m/sec)
-2,7	2,7	232
-7,1	4,4	322
-10,9	3,8	393
-15,2	4,3	425
-30,0	14,8	635

- Sismostratigrafia -



- Grafico velocità Vs/profondità -

Il valore V_{s30} è 439 m/sec,

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

Figura 2.4 – Valori delle velocità delle onde di taglio alle varie profondità misurate dalla prova Masw 1, ai fini della determinazione della categoria di sottosuolo.

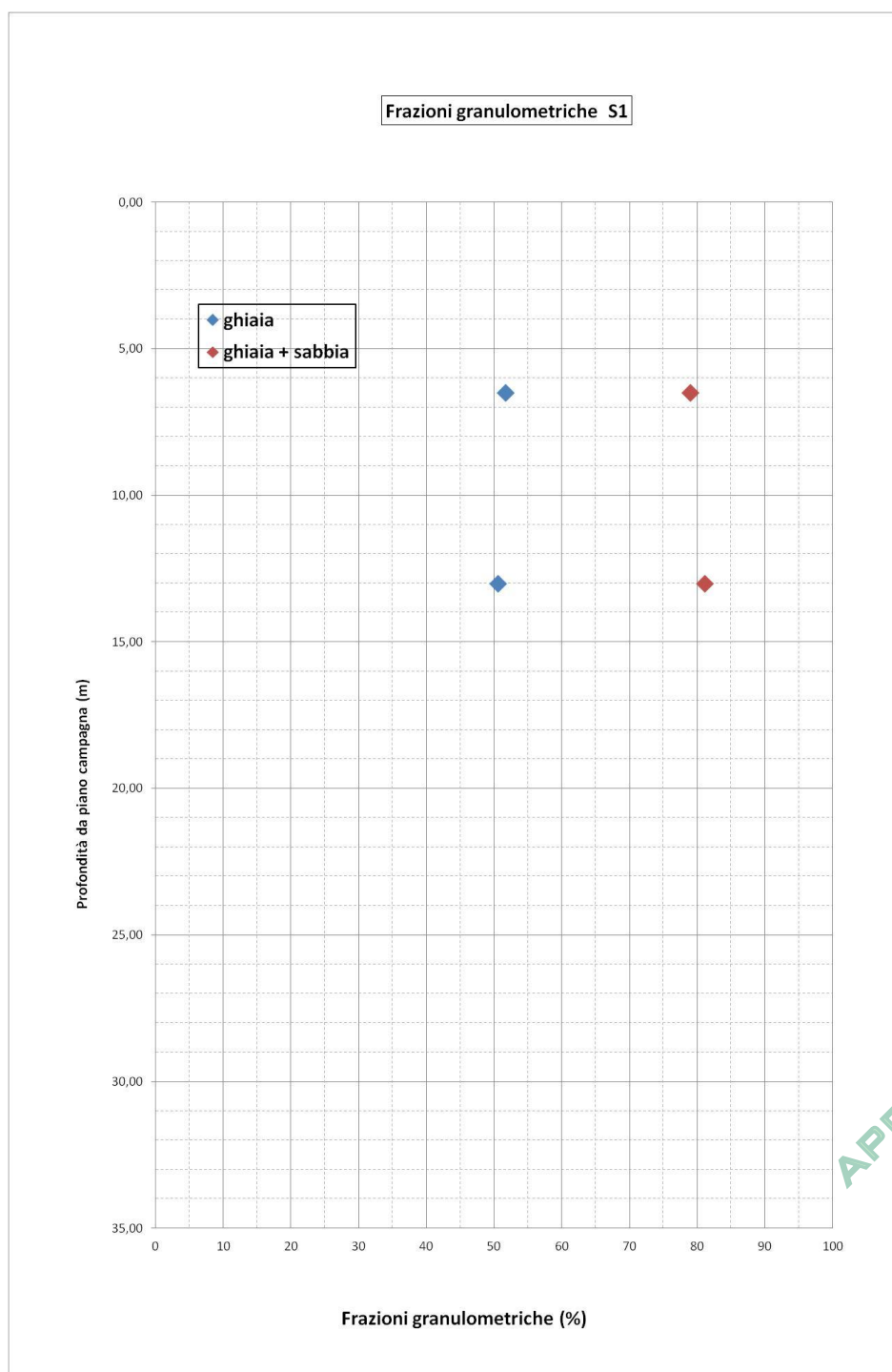


Figura 2.5 – Andamento delle frazioni granulometriche in funzione della quota da p.c.

3. DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Il profilo ed i parametri geotecnici di progetto adottati sono riportati in Tabella 3.1 in cui:

LEGENDA PARAMETRI	
ϕ'_{k_SPT}	Angolo di resistenza al taglio di picco ricavato a partire dai valori di N_{SPT} ;
$\phi'_{k_CONTROLLO}$	Angolo di resistenza al taglio di controllo ricavato a partire dalla densità relativa e dal peso di volume del materiale granulare;
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
ϕ'_{dM1}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
ϕ'_{dM2}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
c'_k	Coesione efficace caratteristica;
c'_{dM1}	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
c'_{dM2}	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E'_{01}	Modulo elastico secante per livello di deformazione del terreno pari allo 0.1%;
E'_{25}	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E_{LT}	Modulo elastico a lungo termine per materiali coesivi;
C_{uk}	Resistenza non drenata caratteristica;
C_{dM1}	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
C_{dM2}	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E_u	Modulo elastico a breve termine per materiali coesivi;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

Il profilo geotecnico di progetto è riportato in una tavola di dettaglio (Rif. 5.2.5).

Nei paragrafi seguenti si descrivono le scelte progettuali che hanno portato alla definizione di tale profilo.

3.1 Stratigrafie di progetto

Sulla base delle indagini descritte al §2, si è evidenziato come la stratigrafia indagata risulti sostanzialmente omogenea, con presenza prevalente di terreni granulari a matrice ghiaiosa con buon grado di addensamento.

Il profilo di progetto è stato quindi definito considerando la presenza costante di materiale granulare. Il profilo risulta comunque suddiviso in due sottostrati, per permettere una descrizione più accurata delle caratteristiche di rigidezza dei terreni di fondazione (§ 3.2.2).

Il profilo di progetto è esteso sino a 35,0 m da P.C.

3.2 Determinazione dei parametri geotecnici

3.2.1 Angolo di resistenza al taglio

Sulla base dei valori di N_{SPT} registrati durante le prove penetrometriche è stata innanzitutto stimata la densità relativa del materiale secondo la relazione di Skempton (1986, Rif.5.3.3).

Sulla base di tali valori, utilizzando la correlazione empirica di Schmertmann (1975, Rif.5.3.5), si sono stimati i valori di angolo di

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 11 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

resistenza al taglio di picco. Tali valori risultano compresi tra un minimo di 37° e un massimo di circa 44°.

Sulla base di tali valori è stato definito un angolo di resistenza al taglio caratteristico da N_{SPT} (ϕ'_{k_SPT}).

Sulla base del valore di densità relativa caratteristico (Figura 2.3) e sulla base della granulometria dei materiali, è stato valutato inoltre un angolo di resistenza al taglio caratteristico di controllo ($\phi'_{k_CONTROLLO}$), definito in funzione di correlazioni empiriche di carattere più generale (Rif. 5.3.7).

Il valore di angolo di resistenza al taglio caratteristico è stato infine definito sulla base dei due valori di cui sopra.

Nel caso in esame si è assunto un valore di angolo di resistenza al taglio caratteristico costante con la profondità pari a 40°.

In Figura 3.1 sono riportati i valori di angolo di resistenza al taglio caratteristici definiti sopra ed i valori puntuali ricavati in funzione della profondità da piano campagna sulla base della correlazione con i valori di N_{SPT} .

3.2.2 Modulo elastico-materiali granulari

Dato il comportamento fortemente non lineare dei terreni, per poter utilizzare un modello di calcolo semplificato basato su un legame costitutivo elastico è necessario definire il modulo elastico secante E in corrispondenza del valore di deformazione del materiale atteso in sito.

Si è proceduto alla definizione di due diversi valori del modulo elastico:

- E_{01} , corrispondente al modulo elastico secante per valori di deformazione pari allo 0,1%;
- E_{25} , corrispondente al modulo elastico secante per un grado di mobilitazione della resistenza pari al 25% di quella ultima.

Entrambi i moduli sono stati stimati a partire dai valori di N_{SPT} registrati durante le prove penetrometriche dinamiche; in particolare si è utilizzata la correlazione proposta da Berardi e Lancellotta (1991, Rif.5.3.1 e Rif.5.3.2) per stimare il modulo E_{01} , mentre si è fatto riferimento alla correlazione proposta da Jamiolkowsky (1988, Rif.5.3.4) per stimare il modulo E_{25} .

I valori di E_{01} e E_{25} stimati sono riportati rispettivamente in Figura 3.2 e Figura 3.3.

Per entrambi i casi gli andamenti ottenuti sono caratterizzati da una considerevole variabilità del modulo. I profili caratteristici sono stati definiti considerando un andamento lineare crescente nei primi 12 m di profondità ed un modulo costante con la profondità nei successivi ultimi 33 m del profilo.

3.3 Falda di progetto

La falda di progetto è stata stabilita secondo le evidenze del piezometro Casagrande di SE1pz. La quota di falda si attesta ad una profondità di 14,0 m al di sotto di piano campagna.

Società di Progetto
Brebemi SpA



3.4 Caratterizzazione sismica ed accelerazione di progetto

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 100 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T_c^* .

$a_g \rightarrow$ accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0 \rightarrow$ valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_c^* \rightarrow$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

I parametri spettrali per il calcolo dell'azione sismica vengono individuati sulla base del rischio sismico per la località considerata, in funzione delle coordinate dell'opera (latitudine 45,543370°, longitudine 10,12660°):

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [sec]
SLO	60	0,059	2,411	0,240
SLD	101	0,076	2,410	0,254
SLV	949	0,183	2,456	0,287
SLC	1950	0,231	2,472	0,298

Data l'ubicazione dell'opera risulta lecito assumere la categoria topografica T1 e facendo riferimento a quanto contenuto nel paragrafo 2.4 si assume la categoria di sottosuolo tipo B.

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 13 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

3.5 Stabilità nei confronti della liquefazione

In relazione:

- Alle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di fondazione,
- Alla morfologia dell'area,
- Ai livelli di sismicità di progetto,

si può affermare che i depositi in sito sono costituiti da terreni con distribuzione granulometrica esterna alle zone affette da possibilità di liquefazione indicate nel paragrafo 7.11.3.4.2 del D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, quindi si può ritenere che gli effetti prodotti dal sisma in termini sia di sviluppo di pressioni interstiziali che di cedimenti siano trascurabili, e in accordo con la normativa se ne omette la verifica (NTC2008 - 7.11.3.4.2).

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



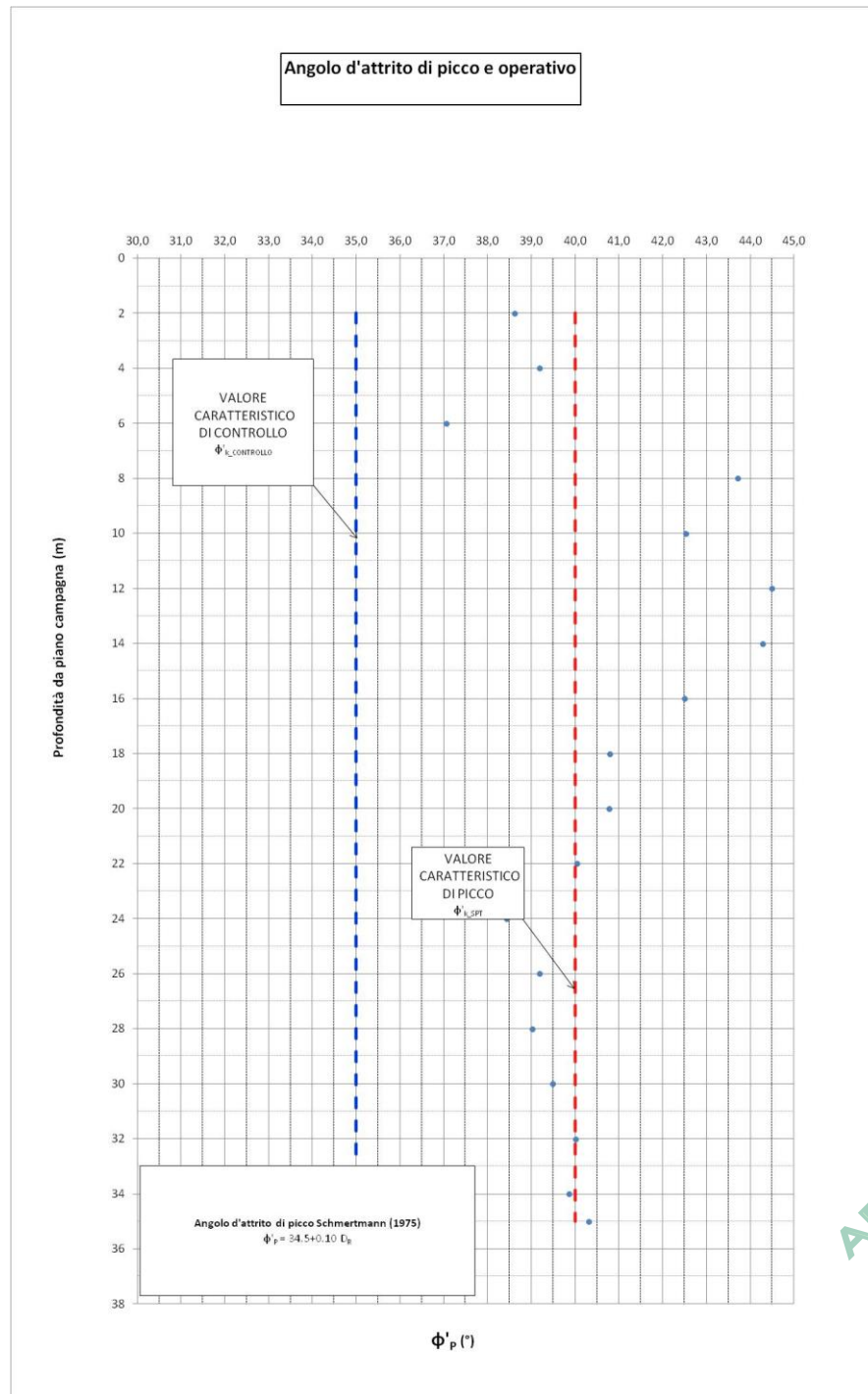
	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 14 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

Quota da p.c.		Descrizione	Unità	Parametri in condizioni drenate												Parametri in condizioni non drenate					Peso di volume		Permeabilità *		
da	a			ϕ'_{K_SPT}	ϕ'_{K_CONTROLLO}	ϕ'_{K}	ϕ'_{dM1}	ϕ'_{dM2}	c'_{K}	c'_{dM1}	c'_{dM2}	E'_{01}		E'_{25}		E'_{LT}		Cu_K^{**}	Cu_{M1}	Cu_{M2}	Eu			naturale	sommerso
												da	a	da	a	da	a				da	a			
(m)	(-)	(-)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(MPa)		(MPa)		(MPa)		(kPa)	(kPa)	(kPa)	(MPa)		(kN/m³)	(kN/m³)	(m/s)	
0,0	1,0	Limo argilloso	VI	-	-	28	28	23	0	0	0	-	-	-	-	1,2	1,2	10	10	7	4	4	19	10	1 x E^{-8} ÷ E^{-9}
1,0	12,0	Ghiaia sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	40	35	38	38	32	0	0	0	30	120	6	36	-	-	-	-	-	-	-	20	11	1 x E^{-6} ÷ E^{-7}
12,0	35,0	Ghiaia sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	40	35	38	38	32	0	0	0	120	120	36	36	-	-	-	-	-	-	-	20	11	1 x E^{-5} ÷ E^{-7}

Tabella 3.1 – Profilo geotecnico di progetto.

Società di Progetto
Brebemi SpA





APPROVATO SDP

Figura 3.1 - 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.

Società di Progetto
Brebemi SpA



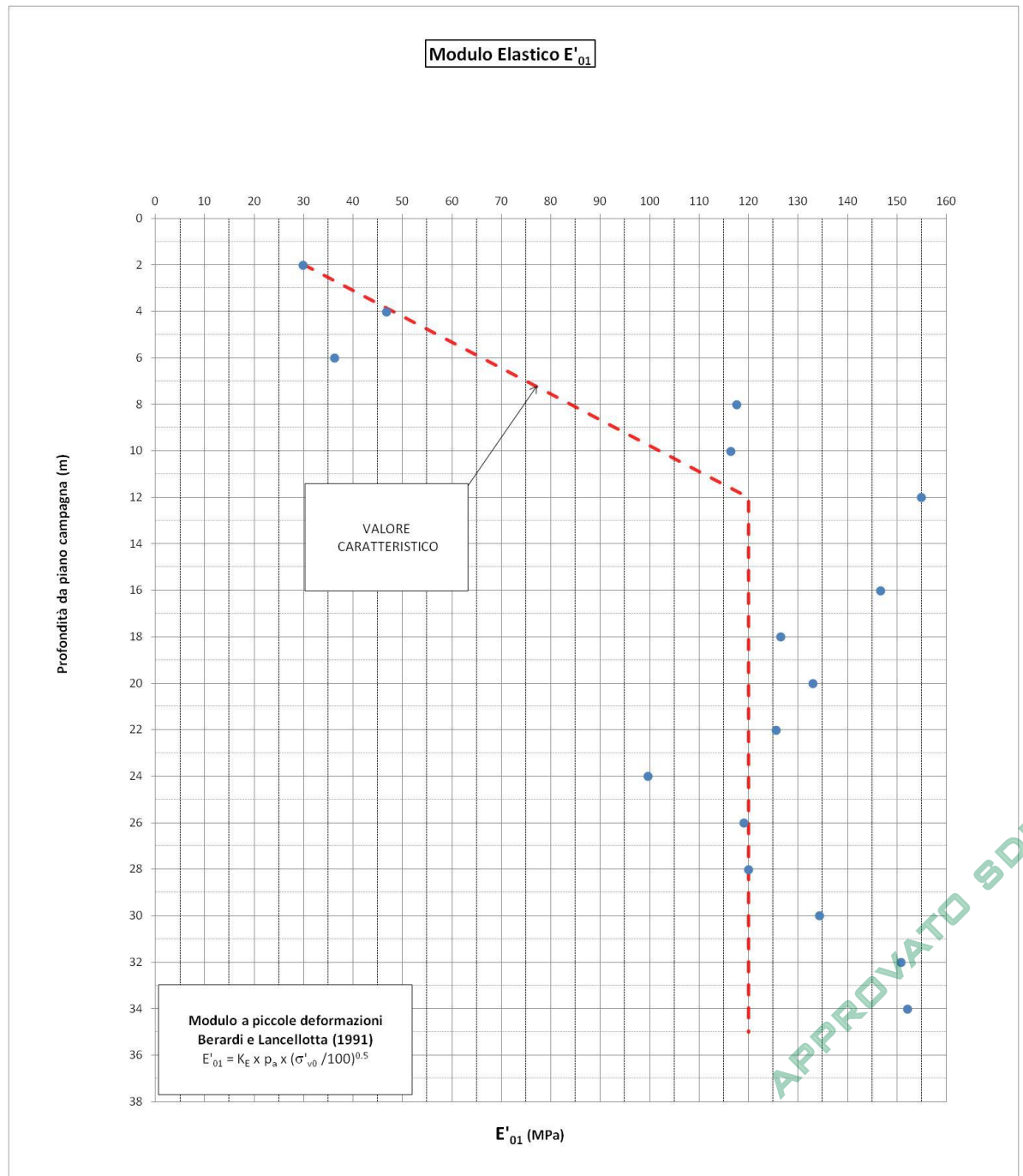


Figura 3.2 – Valori di E_{01} e profilo di rigidezza caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.

Società di Progetto
Brebemi SpA



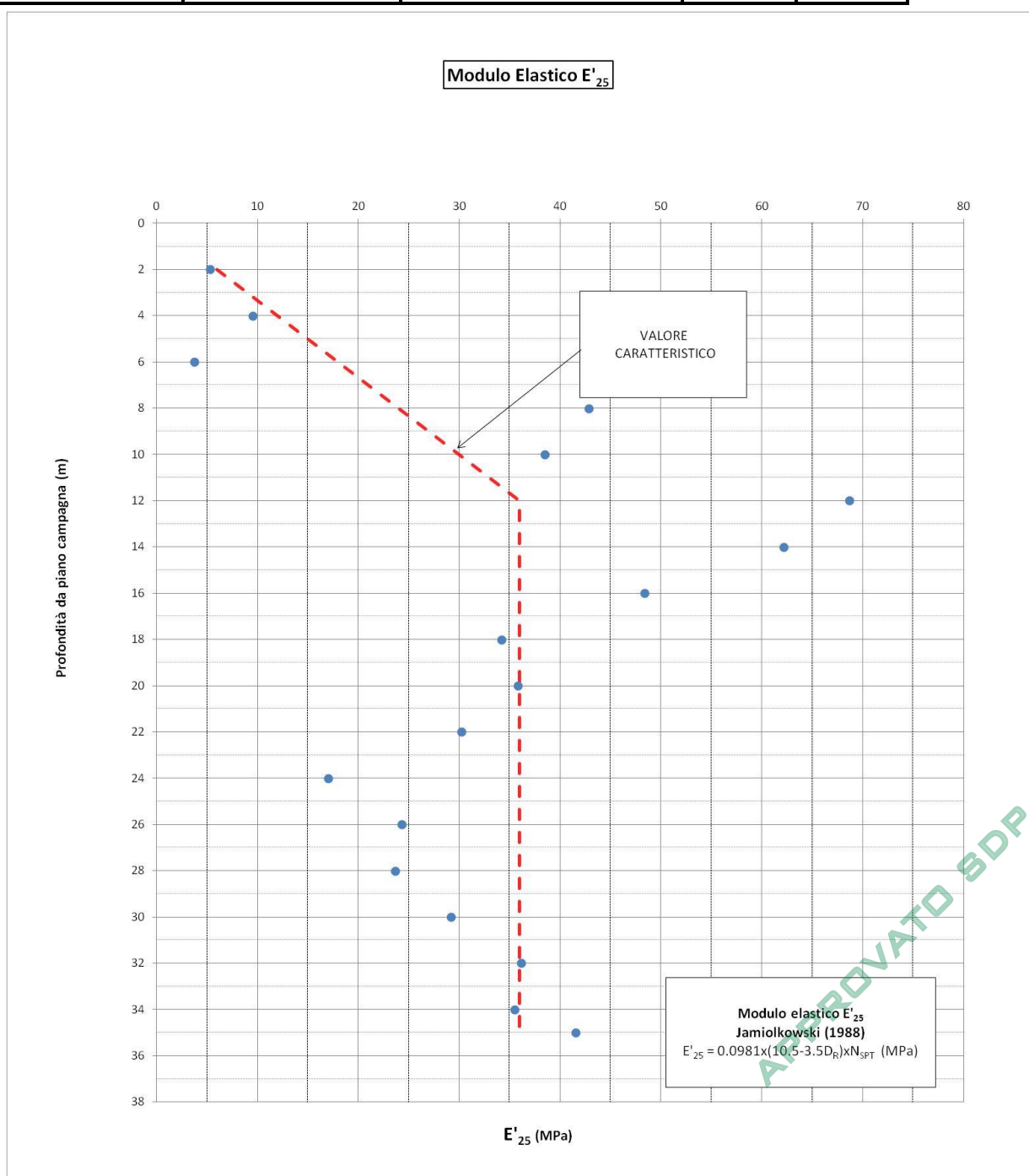


Figura 3.3 – Valori di E'_{25} e profilo di rigidezza caratteristico adottato in funzione della profondità da piano campagna, stimato a partire dai risultati delle prove penetrometriche dinamiche.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEI1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 18 di 27
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

4. OPERE DI FONDAZIONE

4.1 Geometria

L'elevazione della spalla presenta altezza in asse opera pari a 3.90 m calcolata dall'estradosso della platea alla testa del paraghiaia. La platea di fondazione ha dimensioni in pianta pari a 5.80 m x 16.30 m e altezza pari a 1.60 m.

Sulla base della stratigrafia e dei carichi di progetto, si è deciso di adottare fondazioni profonde. Ciascuna delle due spalle viene fondata su 10 pali ϕ 1200 mm di lunghezza pari a 22,0 m.

4.2 Metodologia di calcolo

La presente relazione è stata elaborata ai sensi del D.M. 2008 (Testo Unico), che prevede l'utilizzo dell'approccio agli Stati Limite per la progettazione delle strutture.

In particolare, devono essere verificate:

- la sicurezza dell'opera, mediante la verifica degli Stati Limite Ultimi interessati;
- le prestazioni dell'opera, mediante la verifica degli Stati Limite di Esercizio.

Con riferimento allo stesso decreto, § 2.2.1, esempi di Stati Limite Ultimi sono:

- la perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- il raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- il raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni.

Con riferimento invece al § 2.2.2, esempi di Stati Limite di Esercizio sono:

- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari.

La normativa stabilisce anche le modalità per la progettazione della struttura nei confronti delle azioni sismiche. Anche in questo caso, la progettazione deve essere eseguita con riferimento a Stati Limite Ultimi e di Esercizio coerenti con le caratteristiche e le condizioni della struttura considerata.

Per il caso del Cavalcavia via Cavallera, si farà riferimento al § 6.4.3 del Testo Unico, riguardante le fondazioni su pali.

4.3 SLU – Stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno

Il Testo Unico al § 6.4.3.1 richiede verifiche di stabilità globale solo nel caso di "fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali".

In accordo con quanto riportato dalle tavole di progetto, in prossimità delle spalle del Cavalcavia via Cavallera non si presentano variazioni della quota altimetrica del piano campagna significative ai fini della stabilità globale.

Società di Progetto
Bibemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 19 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

Per questo motivo, non si procederà all'esecuzione della verifica di stabilità globale, che si assume soddisfatta in ogni caso.

4.4 SLU – Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi assiali

Il Testo Unico al § 6.4.3.1 richiede l'esecuzione di verifiche di sicurezza con riferimento al "collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali".

Le modalità di verifica e i metodi di calcolo sono riportati in dettaglio nella Relazione Metodologica al rif. 5.2.1.

Per il caso in parola vale inoltre quanto segue:

- Approccio adottato: Approccio 1 – Combinazione 2
- Numero di verticali indagate: 1 (quindi $\xi_3 = 1.7$, $\xi_4 = 1.7$).

In accordo con quanto anticipato al § 3.1 e visto il profilo geotecnico in corrispondenza del Cavalcavia via Cavallera definito al rif. 5.2.5, la verifica di capacità assiale verrà articolata secondo un unico profilo geotecnico.

I primi 2,0 m di palo vengono realizzati all'interno del rilevato di approccio alla spalla. Nella costruzione della curva di portanza si trascura il contributo di resistenza offerto dalla porzione di palo all'interno del rilevato a causa del rimaneggiamento dovuto alla realizzazione del palo stesso.

In Figura 4.1 è riportata le curve di capacità assiale per la Combinazione 2 dell'Approccio 1. La tabella di calcolo corrispondente è riportata in

Tabella **4.1**.

4.5 SLU – Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi trasversali

Il Testo Unico al § 6.4.3.1 richiede l'esecuzione di verifiche di sicurezza con riferimento al "collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali".

Le verifiche di portanza orizzontale secondo la stratigrafia di progetto sono state condotte utilizzando il metodo di Broms e sono riportate nella 'Relazione di calcolo spalle, appoggi e giunti' (rif. 5.2.4).

4.6 SLU – Sollevamento e sifonamento

Il Testo Unico al § 6.2.3.2 richiede l'esecuzione di verifiche di sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi idraulici, più in particolare per quanto riguarda i fenomeni di sollevamento e sifonamento.

Viste le caratteristiche e la geometria delle fondazioni dell'opera in parola e le caratteristiche della falda nel tratto considerato, le verifiche al sollevamento e al sifonamento non sono applicabili, rispettivamente perché:

- non saranno realizzati orizzonti impermeabili al di sotto del livello di falda;
- la configurazione finale dell'opera non instaurerà fenomeni di filtrazione.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 20 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

4.7 SLE – Valutazione degli spostamenti indotti

Il Testo Unico al § 6.4.3.2 richiede l'esecuzione di verifiche di esercizio nei confronti di:

- “eccessivi cedimenti o sollevamenti”,
- “eccessivi spostamenti trasversali”.

4.7.1 Spostamenti verticali

Alla luce delle caratteristiche del materiale di sottofondo, si può assumere che i cedimenti delle fondazioni si esauriranno in tempi brevi, comparabili con quelli di realizzazione dell'opera stessa. Inoltre l'opera risulta isostatica, di conseguenza gli eventuali cedimenti differenziali tra le spalle non inducono sollecitazioni né sull'impalcato né sulle fondazioni.

4.7.2 Spostamenti orizzontali

Il calcolo dello spostamento orizzontale della testa del palo è stato eseguito utilizzando il metodo delle “curve p-y” tramite il software di calcolo L-Pile. La deformata del palo nelle combinazioni significative è stato riportato nella ‘Relazione di calcolo spalle, appoggi e giunti’ (rif. 5.2.4).

4.8 Verifiche per azioni sismiche

4.8.1 Stati Limite Ultimi

Il Testo Unico al § 7.11.5.3.2 richiede l'esecuzione di verifiche agli Stati Limite Ultimi per:

- “collasso per carico limite verticale del complesso pali-terreno”;
- “collasso per carico limite orizzontale del complesso pali-terreno”;
- “liquefazione del terreno di fondazione”;
- “spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione”;
- “rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento)”.

Per quanto riguarda le verifiche a rottura per carichi limite verticali e orizzontali, vale quanto riportato nei paragrafi precedenti.

In accordo con quanto riportato al § 3.5, risulta soddisfatta per l'opera in parola la verifica dello Stato Limite liquefazione del terreno di fondazione.

Per la verifica dei rimanenti Stati Limite, “spostamenti o rotazioni eccessive” e “rottura di uno degli elementi strutturali della palificata” si rimanda alla ‘Relazione di calcolo spalle, appoggi e giunti’.

4.8.2 Stato Limite di Danno

In accordo con quanto previsto dal Testo Unico al § 7.11.5.3.2, devono essere condotte le verifiche nei confronti dello Stato Limite di Danno.

Società di Progetto

Brebemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 21 di 27
--	--------------------------------	--	-------------	--------------------

Visto il valore relativamente ridotto atteso per l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido (0.076 g, calcolato per una probabilità di non superamento corrispondente allo Stato Limite di Danno SLD pari al 37%) e visto che sono eseguite le verifiche di sicurezza per le azioni sismiche calcolate per lo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV), sono da attendersi deformazioni permanenti minime a seguito dell'evento sismico di progetto.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEI1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 22 di 27
---	--------------------------------	---	-------------	--------------------

4.9 Verifiche strutturali

Per quanto riguarda le modalità di esecuzione delle verifiche agli Stati Limite Ultimi di tipo strutturale previste dal Testo Unico al § 6.4.3.1 per le condizioni:

- “raggiungimento della resistenza dei pali”,
- “raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali”,

si faccia riferimento alla ‘Relazione di calcolo spalle, appoggi e giunti’.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



GHIAIA														
STRATO N°	Δa (m)	Z ₀ (m)	L _{albero} (m)	ΔH (m)	T (m/m²)	σ ₁₅ (m/m²)	σ ₁₀₀ (m/m²)	φ	coefficiente gravelloso	C _u (m/m²)	μ = 100φ	τ _{max} (kN/m²)	Residuo 100m (kg)	Residuo 4.75 (kg)
1	0.00	-0.5	1.00	1.00	20.00	40.00	30.00	35	0	0.00	0.00	34.49	92.33	92.33
2	-1.00	-1.5	2.00	1.00	20.00	60.00	30.00	35	0	0.00	0.00	34.29	128.26	221.99
3	-2.00	-2.5	3.00	1.00	20.00	80.00	30.00	35	0	0.00	0.00	34.08	168.19	391.78
4	-3.00	-3.5	4.00	1.00	20.00	100.00	30.00	35	0	0.00	0.00	33.88	208.12	598.06
5	-4.00	-4.5	5.00	1.00	20.00	120.00	30.00	35	0	0.00	0.00	33.68	248.06	803.96
6	-5.00	-5.5	6.00	1.00	20.00	140.00	30.00	35	0	0.00	0.00	33.47	287.99	1009.96
7	-6.00	-6.5	7.00	1.00	20.00	160.00	30.00	35	0	0.00	0.00	33.27	327.92	1215.96
8	-7.00	-7.5	8.00	1.00	20.00	180.00	30.00	35	0	0.00	0.00	33.07	367.85	1421.96
9	-8.00	-8.5	9.00	1.00	20.00	200.00	30.00	35	0	0.00	0.00	32.86	407.78	1627.96
10	-9.00	-9.5	10.00	1.00	20.00	220.00	30.00	35	0	0.00	0.00	32.66	447.71	1833.96
11	-10.00	-10.5	11.00	1.00	20.00	240.00	30.00	35	0	0.00	0.00	32.46	487.64	2039.96
12	-11.00	-11.5	12.00	1.00	20.00	260.00	30.00	35	0	0.00	0.00	32.25	527.57	2245.96
13	-12.00	-12.5	13.00	1.00	20.00	280.00	30.00	35	0	0.00	0.00	32.05	567.50	2451.96
14	-13.00	-13.5	14.00	1.00	20.00	300.00	30.00	35	0	0.00	0.00	31.84	607.43	2657.96
15	-14.00	-14.5	15.00	1.00	20.00	320.00	30.00	35	0	0.00	0.00	31.64	647.36	2863.96
16	-15.00	-15.5	16.00	1.00	20.00	340.00	30.00	35	0	0.00	0.00	31.43	687.29	3069.96
17	-16.00	-16.5	17.00	1.00	20.00	360.00	30.00	35	0	0.00	0.00	31.23	727.22	3275.96
18	-17.00	-17.5	18.00	1.00	20.00	380.00	30.00	35	0	0.00	0.00	31.02	767.15	3481.96
19	-18.00	-18.5	19.00	1.00	20.00	400.00	30.00	35	0	0.00	0.00	30.82	807.08	3687.96
20	-19.00	-19.5	20.00	1.00	20.00	420.00	30.00	35	0	0.00	0.00	30.61	847.01	3893.96

Tabella 4.1 – Cavalcavia via Cavallera – Capacità assiale palo – Caso
Approccio 1 Combinazione 2

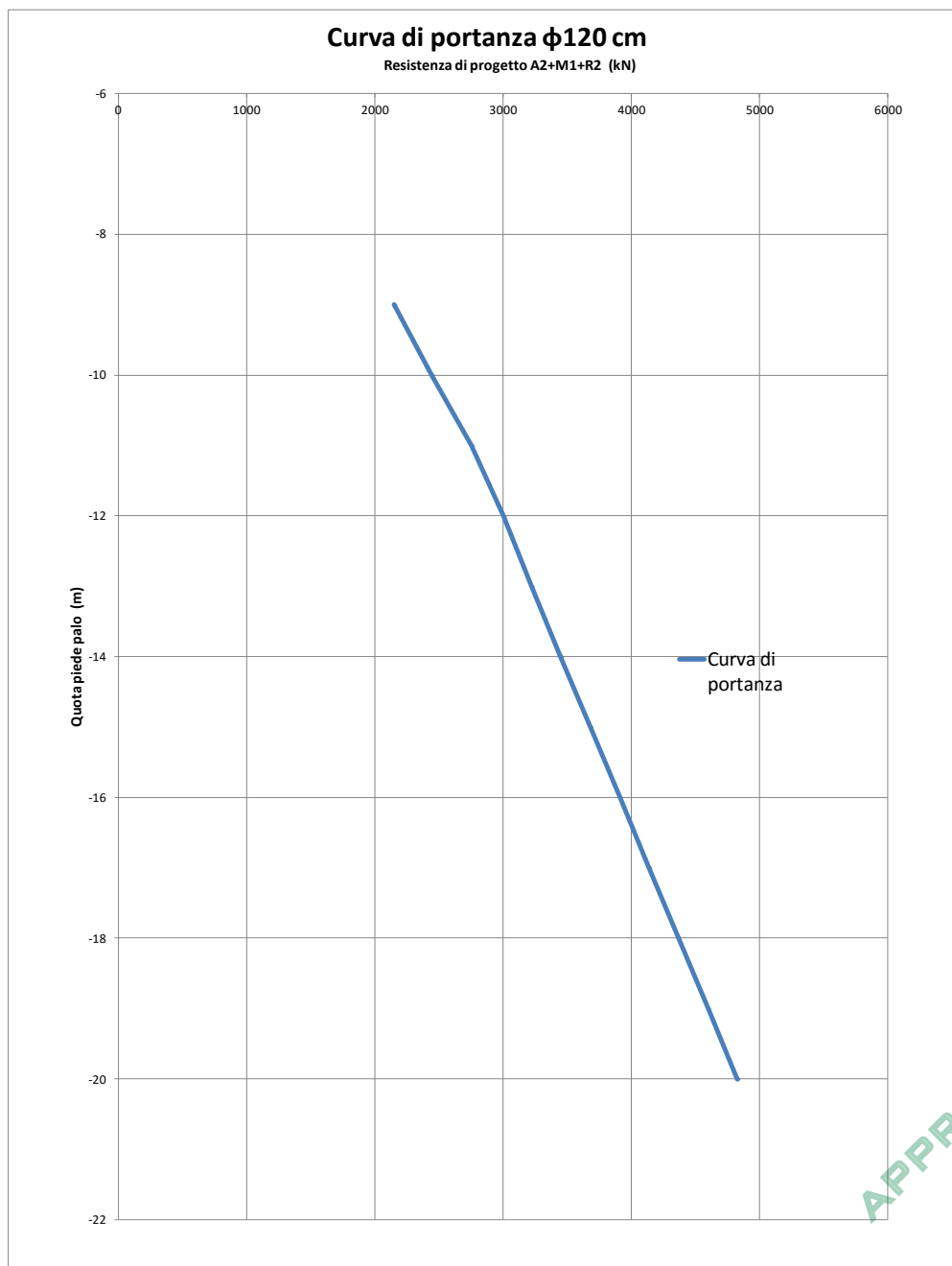


Figura 4.1 – Cavalcavia via Cavallera – Capacità assiale palo – Caso Approccio 1
Combinazione 1

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 25 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

5. BIBLIOGRAFIA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

5.1 Normative e raccomandazioni

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

5.2 Documentazione di progetto

5.2.1 Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Interconnessione A35-A4 - Parte Generale – Geotecnica – Relazione Metodologica

5.2.2 Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Interconnessione A35-A4 - Parte Generale – Geotecnica - Addendum – Relazione Geotecnica / Indagini Geognostiche in sito / Prove di laboratorio

5.2.3 Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Interconnessione A35-A4 – Parte Generale – Geologia Idrogeologia e Geomorfologia – Relazione Sismica

5.2.4 Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Interconnessione A35-A4 – CVAX1 - Cavalcavia via Cavallera – Relazione di calcolo spalle, appoggi e giunti

5.2.5 Consorzio B.B.M. – Progetto Esecutivo – Interconnessione A35-A4 – CVAX1 - Cavalcavia via Cavallera – Profilo geotecnico

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65823-CVAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04ROEII1CVAX1000000100	REV. A00	FOGLIO 26 di 27
---	--------------------------------	--	-------------	--------------------

5.3 Riferimenti bibliografici

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

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

5.3.3 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

5.3.4 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

5.3.5 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.

5.3.6 www.ingv.it – Sito Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia

5.3.7 EPRI EL-6800, "Manual on estimate Soil properties for foundation design" 1990

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

