

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA - MATERA

GEOTECNICA

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni VI10

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A 5 F 0 3 D 0 9 G E V I 1 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	S. Gasperoni	Aprile 2019	M.E. D'Effremo	Aprile 2019	F. Gernone	Aprile 2019	A. Vittozzi Aprile 2019
								ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti per Linea Ferrandina - Matera Direzione degli Impianti della Provincia di Roma N° 143278

INDICE1.	PREMESSA
3	
2. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	4
3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	5
3.1 INDAGINI GEOTECNICHE ESEGUITE.....	5
3.2 STRATIGRAFIA	7
3.3 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	8
3.4 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	17
4. PALIFICATE DI FONDAZIONE	18
4.1 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI.....	18
4.1.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo.....	18
4.1.2 Calcolo della capacità portante	18
4.2 MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO	21
4.3 PARAMETRO A_M E ANDAMENTO DEL MOMENTO LUNGO IL PALO.....	21
4.4 CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEI PALI.....	23
5. FONDAZIONI DIRETTE	24
6. VERIFICA RISCHIO POTENZIALE LIQUEFAZIONE DEI TERRENI	26
7. APPENDICE A: VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI. TABULATI DI CALCOLO PAL ..	28
7.1 PALO D=1200 MM – PILA P3	28
8. APPENDICE B: PARAMETRO A_M E MOMENTO LUNGO IL PALO. TABULATI DI CALCOLO LPAL	32
8.1 PALO D=1200 MM.....	32
9. APPENDICE C: CAPACITÀ PORTANTE FONDAZIONI DIRETTE. TABULATI DI CALCOLO FOND.....	33
9.1 . PILE P4, P5	33

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	3 di 47

1. PREMESSA

Nella presente relazione si riporta la caratterizzazione geotecnica finalizzata alla verifica delle fondazioni del Viadotto esistente Marchese (VI10) nell'ambito del miglioramento sismico dei viadotti esistenti della linea Ferrandina – Matera.

In particolare verranno affrontati i seguenti aspetti:

- condizioni geotecniche: stratigrafia, parametri geotecnici e falda;
- valutazione della capacità portante verticale dei pali di fondazione;
- definizione del modulo di reazione orizzontale palo-terreno;
- valutazione del parametro alfa (rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita) e andamento del momento e taglio lungo il palo;
- valutazione del carico limite orizzontale dei pali;
- verifica fondazioni dirette;
- verifica rischio potenziale liquefazione dei terreni.

Tutte le analisi svolte nel seguito sono eseguite in conformità alla normativa italiana vigente sulle opere civili (DM 17/01/2018).

2. **NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

2.1 **Normativa di riferimento**

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. DM 6/5/2008 – Integrazione al D.M. 14-01-2008 di approvazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni;
- [N.3]. Specifica RFI del 21/12/11 per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie.

2.2 **Documenti di riferimento**

- [DC1]. IA5F03D09RHVI0000001A – Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni;
- [DC1]. IA5F03D09RGVI0000001A – Relazione descrittiva sulle fondazioni.
- [DC2]. B1. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Relazione geologica geotecnica idrogeologica sugli studi per la scelta del tracciato e per il progetto definitivo. Dicembre, 1984.
- [DC3]. B2. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Planimetria ubicazione tracciati ed indagini. Dicembre, 1984.
- [DC4]. B5.1. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Stratigrafie dei sondaggi A. Dicembre, 1984.
- [DC5]. B5.2. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Stratigrafie dei sondaggi S. Dicembre, 1984.
- [DC6]. B6.1 e B6.2. Linea Ferrandina – Matera Centrale. Profilo geologico del tracciato definitivo Tav. 1 e Tav. 2. Dicembre, 1984.
- [DC7]. IA5F03D09CLVI0000002 - Relazione di calcolo - Analisi con isolamento VI10, VI11, VI07 e VI04

3. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta la caratterizzazione geotecnica per il viadotto in esame, valutata sulla base dell'interpretazione delle indagini geotecniche svolte in prossimità dell'opera. In generale lungo la linea Ferrandina – Matera sono disponibili le indagini del progetto del 1984 e le nuove indagini integrative eseguite per il presente progetto del 2018/2019 (ancora in fase di completamento).

3.1 Indagini geotecniche eseguite

L'opera in esame è ubicata tra le progressive km 16+990.296 e km 17+261.907.

In corrispondenza dell'opera è disponibile un sondaggio della vecchia campagna indagine del 1984 (S13).

Relativamente alla nuova campagna d'indagine (2018/2019), non è stato possibile eseguire sondaggi in corrispondenza dell'opera. Sono comunque disponibili indagini del 2018/2019, ubicate nelle vicinanze, che verranno considerate per meglio definire i parametri geotecnici di progetto (sondaggi S12_PZ_30, S13_PZ_30, S_CH_VII1 e S_14_DH_50).

Sondaggi / Indagini sismiche	Profondità [m]	Quota boccaforo [m] s.l.m.	n. campioni indisturbati	n. campioni rimaneggiati	N. prove SPT	n. prove Lefranc /Lugeon	n. prove pressiometriche	n. prove dilatometriche	Piezometro TA; CC / Prova DH/CH
S 14 DH 50	50.0	178.185	3	3	8	2	1	1	DH [50]
S12 PZ 30	30.0	187.135	4	-	9	2	2	-	TA[3;12]
S13 PZ 30	30.0	196.053	4	-	9	2	1	-	TA[3;15]
S CH VII1	24.0	176.856	2	1	7	2	1	-	CH [24]
Masw13	-	-	-	-	-	-	-	-	-

DH [m]: prova Down Hole [profondità prova]
 CH [m]: prova Cross Hole [profondità prova]
 TA [m]: piezometro a tubo aperto [profondità tratto filtrante]

Dalle misure piezometriche disponibili il livello di falda massimo è a + 181.053 m s.l.m nel piezometro S13_PZ_30 ed a +171.87 m s.l.m. nel piezometro S12_PZ_30. In fase perforazione sondaggi il livello massimo di falda è segnalato a 2.5 m dal p.c.. Cautelativamente, non essendoci misurazioni dirette lungo il viadotto, si assumerà livello falda a p.c..

Nelle seguenti tabelle si riassumono i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nei sondaggi di riferimento più vicini.

Non è disponibile il laboratorio sul sondaggio S13.

3.2 Stratigrafia

L'unico sondaggio disponibile lungo il viadotto (S13 della campagna del 1984, ubicato vicino alla pila P4) individua la presenza delle calcareniti (unità GRA) dalla quota di +158.5 m s.l.m.. I sondaggi vicini della campagna integrativa del 2018/2019, individuano la presenza, a partire da p.c., di argille limose e argilloso marnose da molto consistenti a dure dell'unità ASP (Argille subappennine) con spessori variabili ed a seguire le calcareniti di gravina (unità GRA) con RQD da 30 a 70%.

Il livello di falda è assunto cautelativamente a p.c..

Di seguito si riporta uno stralcio del profilo geologico nuovo ricostruito sulla base di tutte le indagini dell'area e del profilo geologico del 1984 (Figura 2) con ubicazione del sondaggio S13.

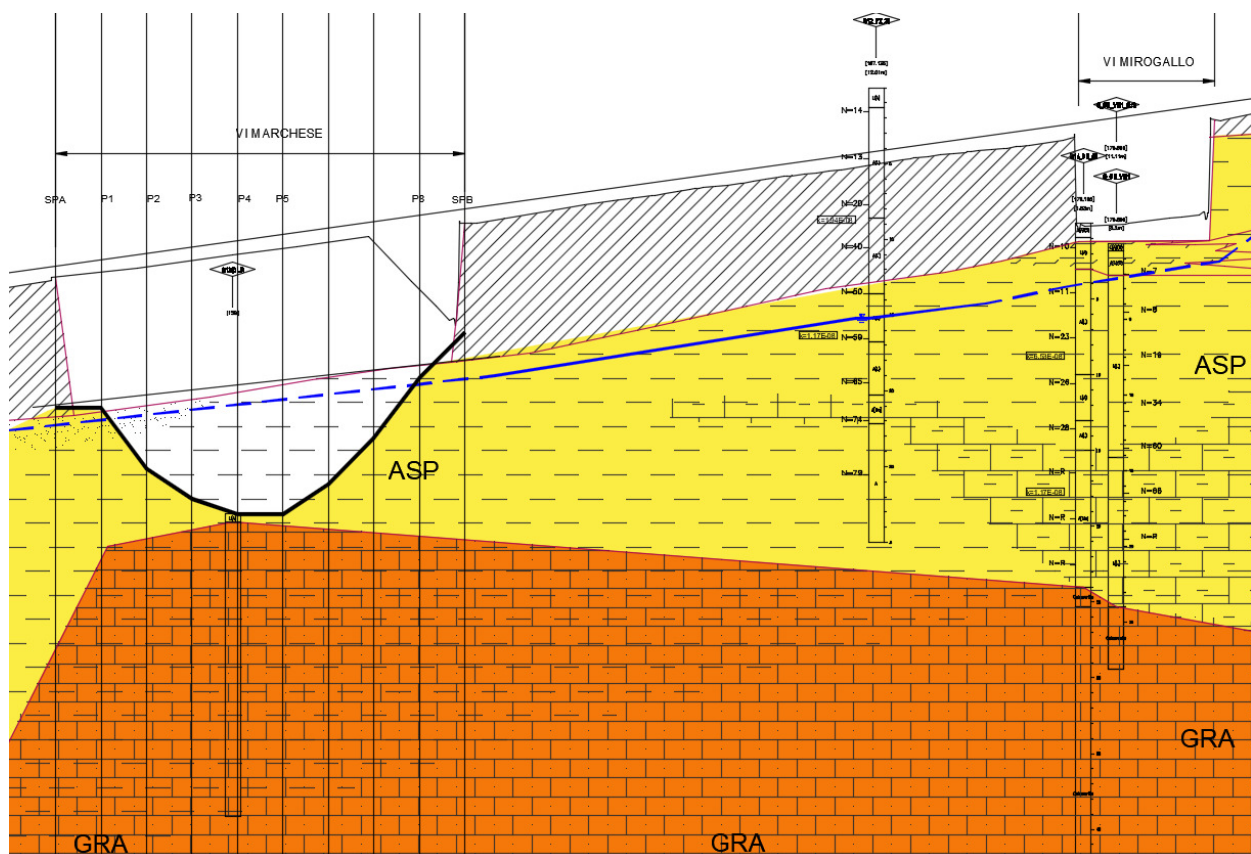


Figura 1 – Stralcio profilo geologico

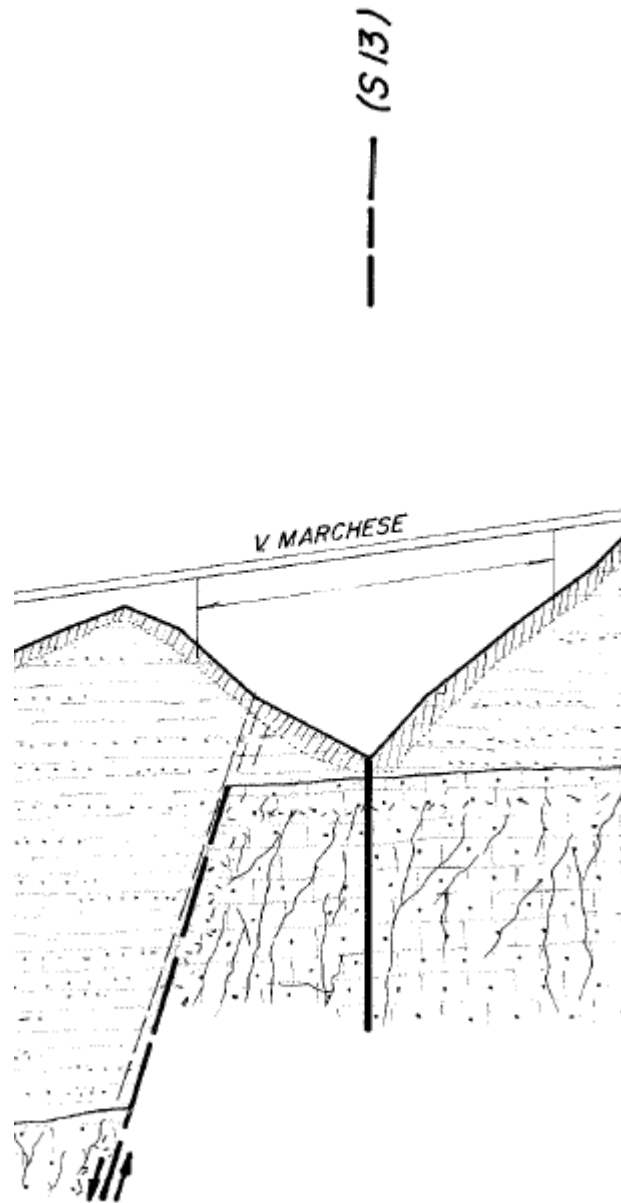


Figura 2 – Stralcio profilo geologico 1984

3.3 Sintesi dei parametri geotecnici di progetto

Nelle figure seguenti si riportano i principali risultati delle indagini eseguite per la definizione dei parametri geotecnici di progetto.

PROGETTO DEFINITIVO

 Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
 VII10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	9 di 47

Per la caratterizzazione geotecnica delle unità si è fatto riferimento ai risultati delle indagini della campagna 2018/2019 più vicine all'opera in esame.

Per l'unità GRA (calcareniti di Gravina) i valori di resistenza a compressione monoassiale vengono definiti considerando i risultati delle prove di laboratorio eseguite sull'unità geotecnica di tutti i sondaggi del tracciato in esame, per avere un maggior numero di dati a disposizione. I parametri di resistenza sono stati definiti con il programma RocLab (Rocscience) come mostrato in Figura 9.

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto per le unità intercettate.

Unità ASP – Argille subappennine

$\gamma = 19.0 \div 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 20 \div 25 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 23 \div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 50 \div 400 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 200 \div 600 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 25 \div 350 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = G_o \cdot 2 \cdot (1+\nu)$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità GRA – Calcareniti di Gravina

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 19 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 37^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_{op} = 100 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo
$RQD = 50 \div 100 \%$	
$\sigma_c = 0.7 \div 5 (2.5) \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale
$\sigma_{c,medio} = 2.5 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale (valore medio)
$\sigma_{c,10\%} = 1.3 \text{ MPa}$	resistenza a compressione monoassiale (10 percentile)
$V_s = 800 \div 1100 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio

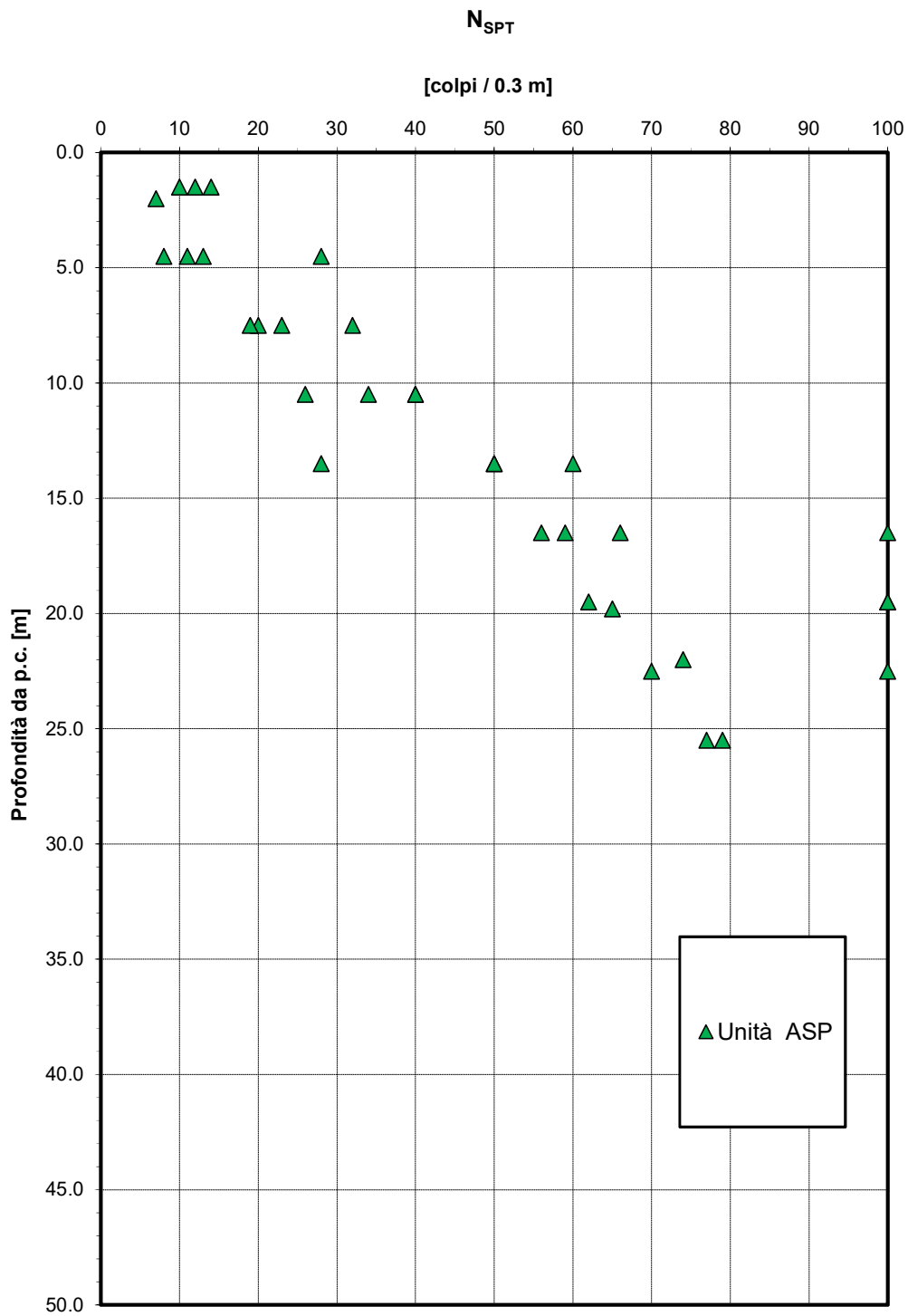


Figura 3 – Valori di N_{SPT}

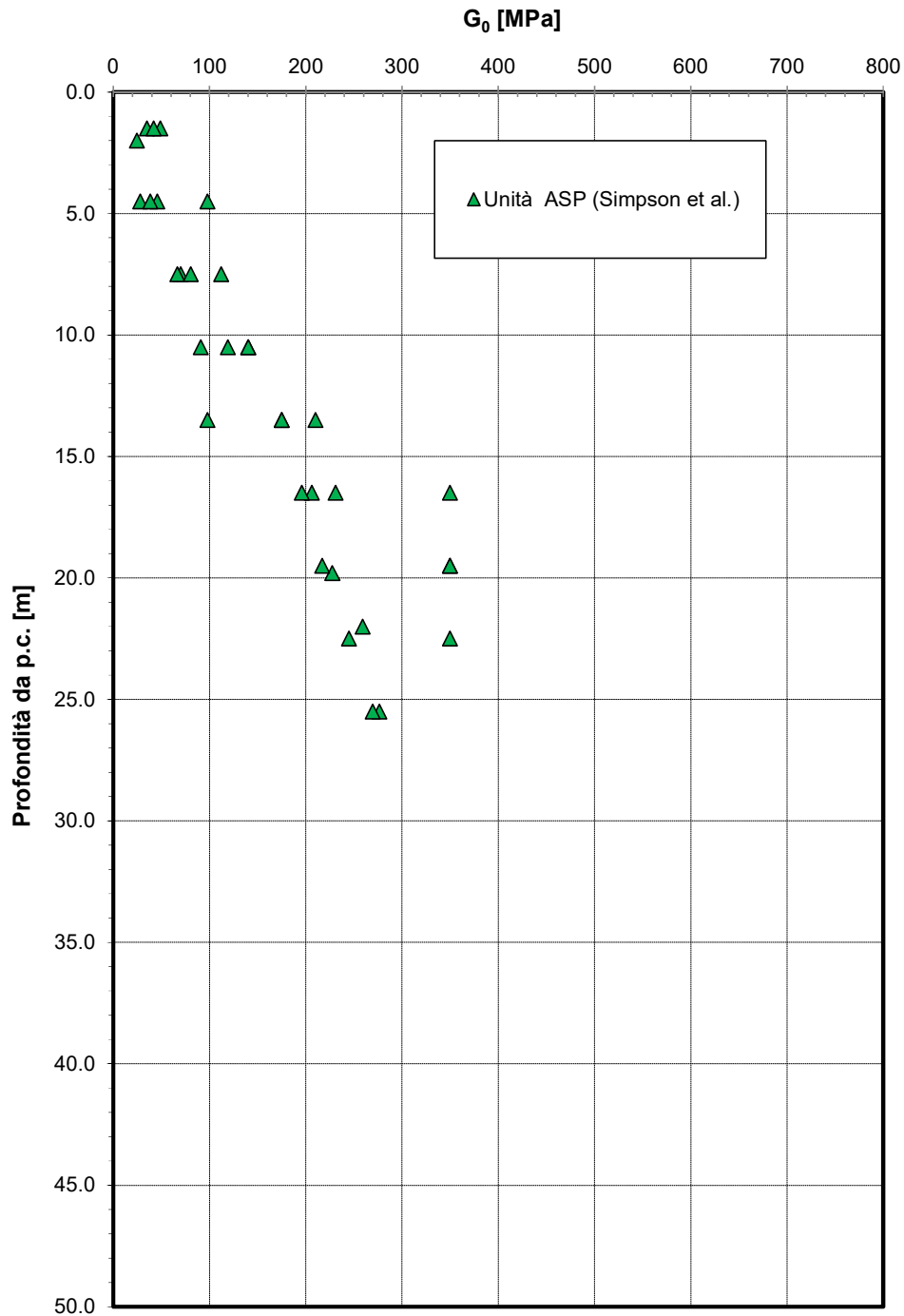


Figura 4 – Modulo di deformazione a taglio iniziale da prove SPT

Granulometria unità ASP

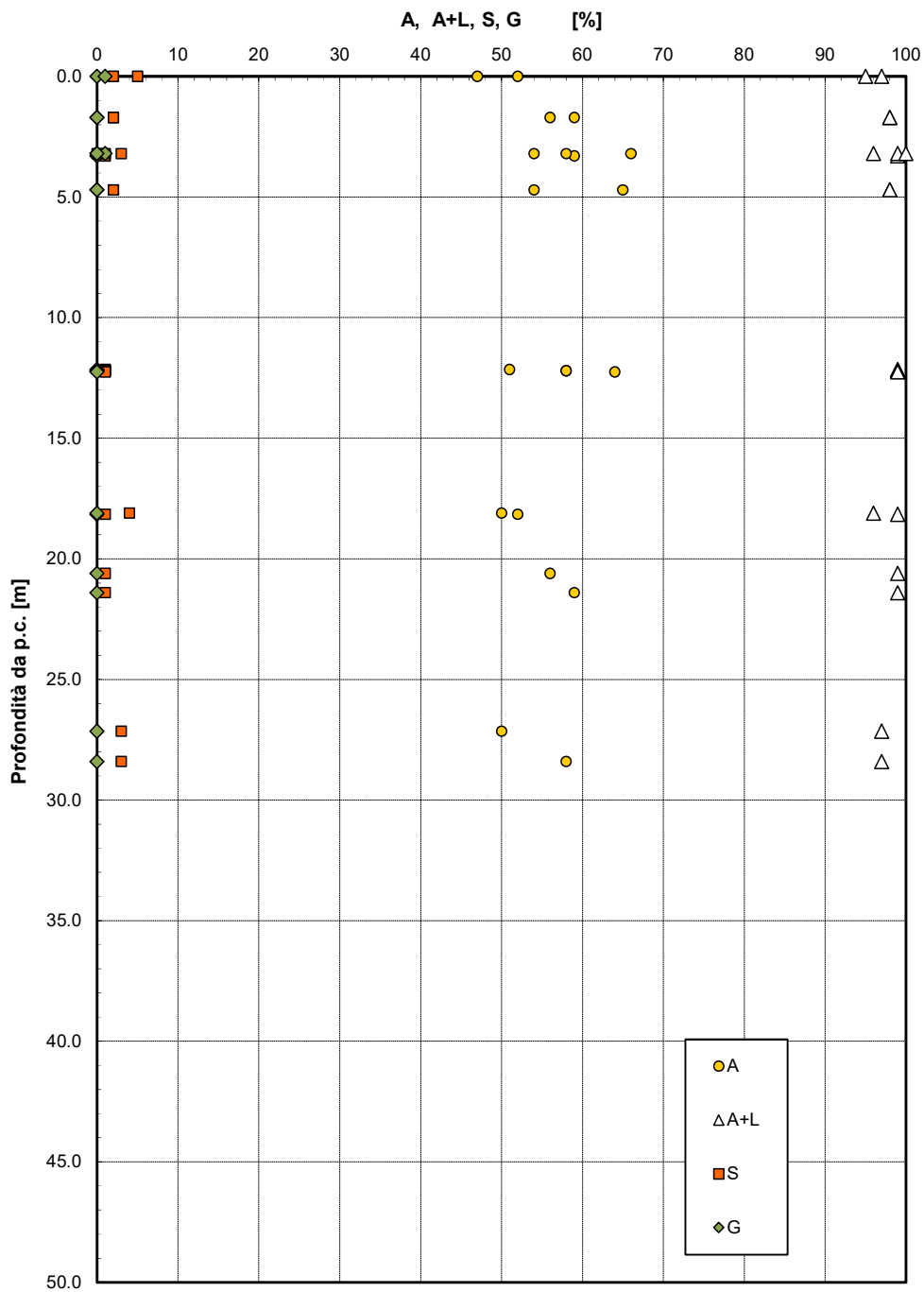


Figura 5 – Granulometria - Unità ASP

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	13 di 47

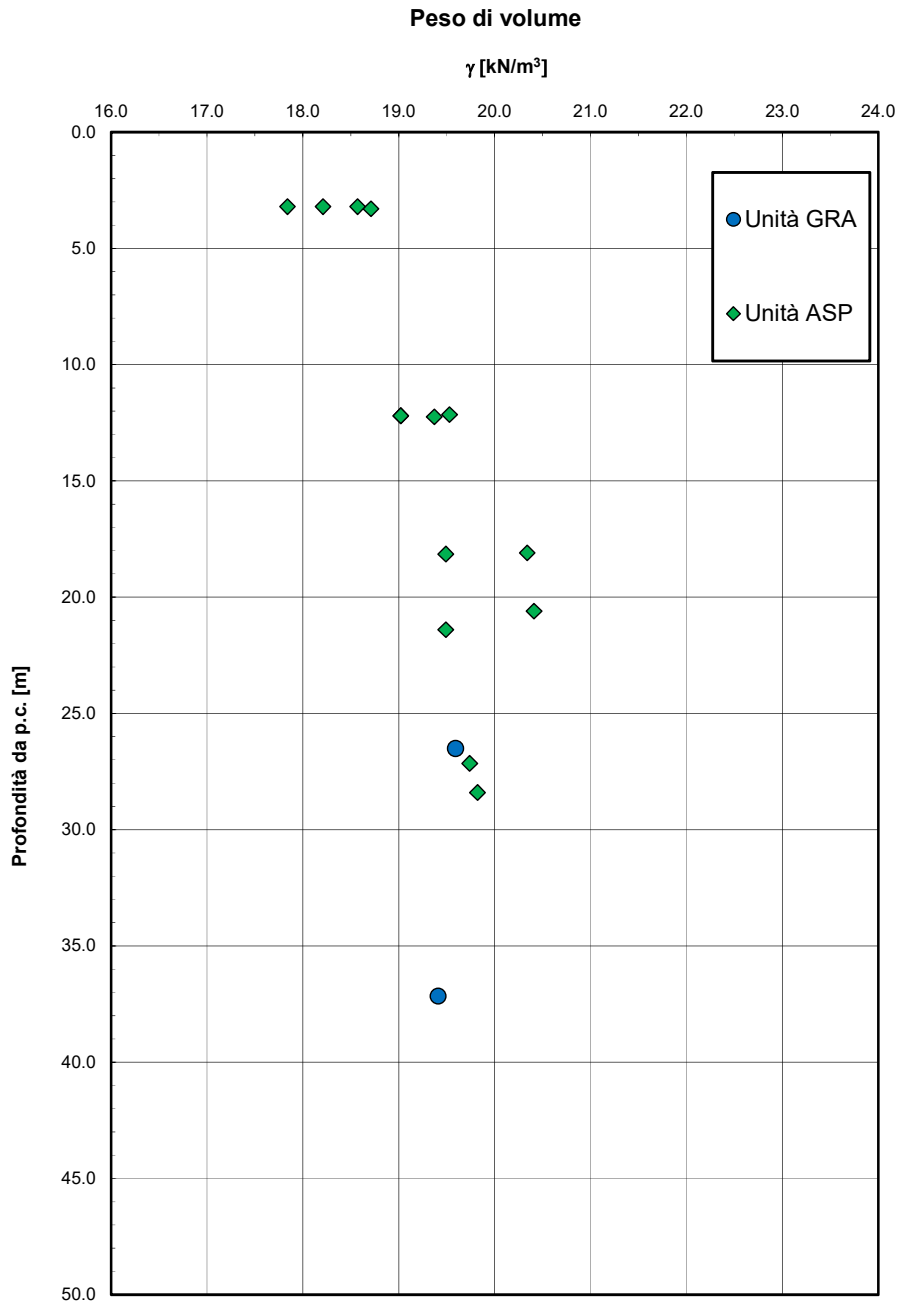


Figura 6 – Peso di volume

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	14 di 47

Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

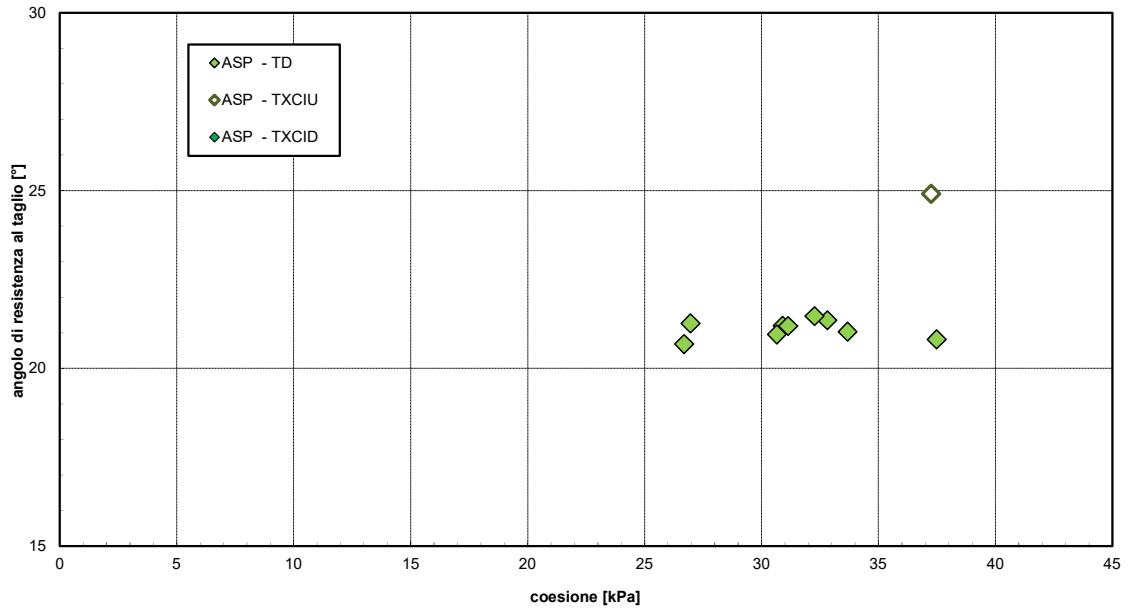


Figura 7 – Andamento della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio

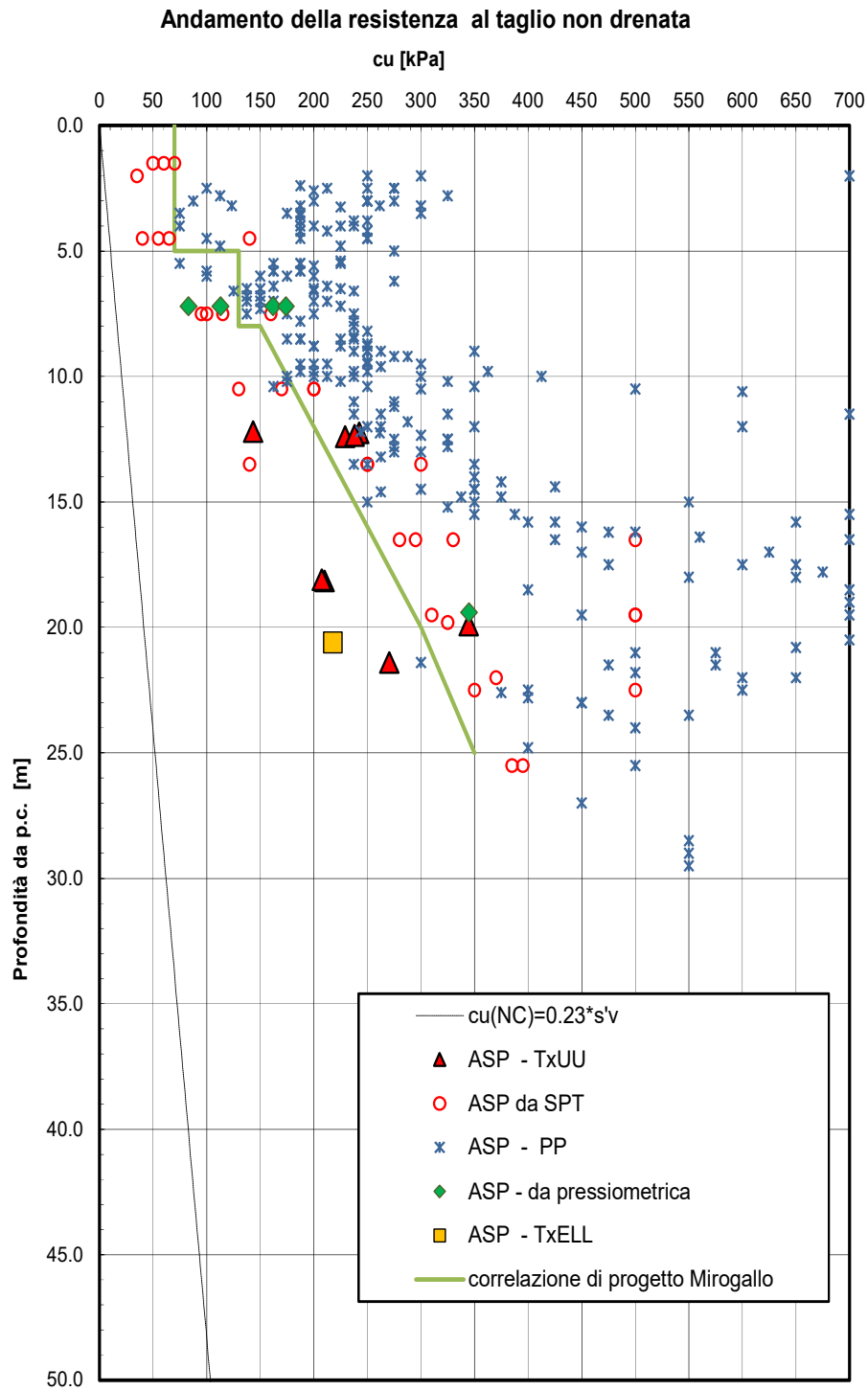


Figura 8 – Resistenza al taglio in condizioni non drenate

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VII0

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	16 di 47

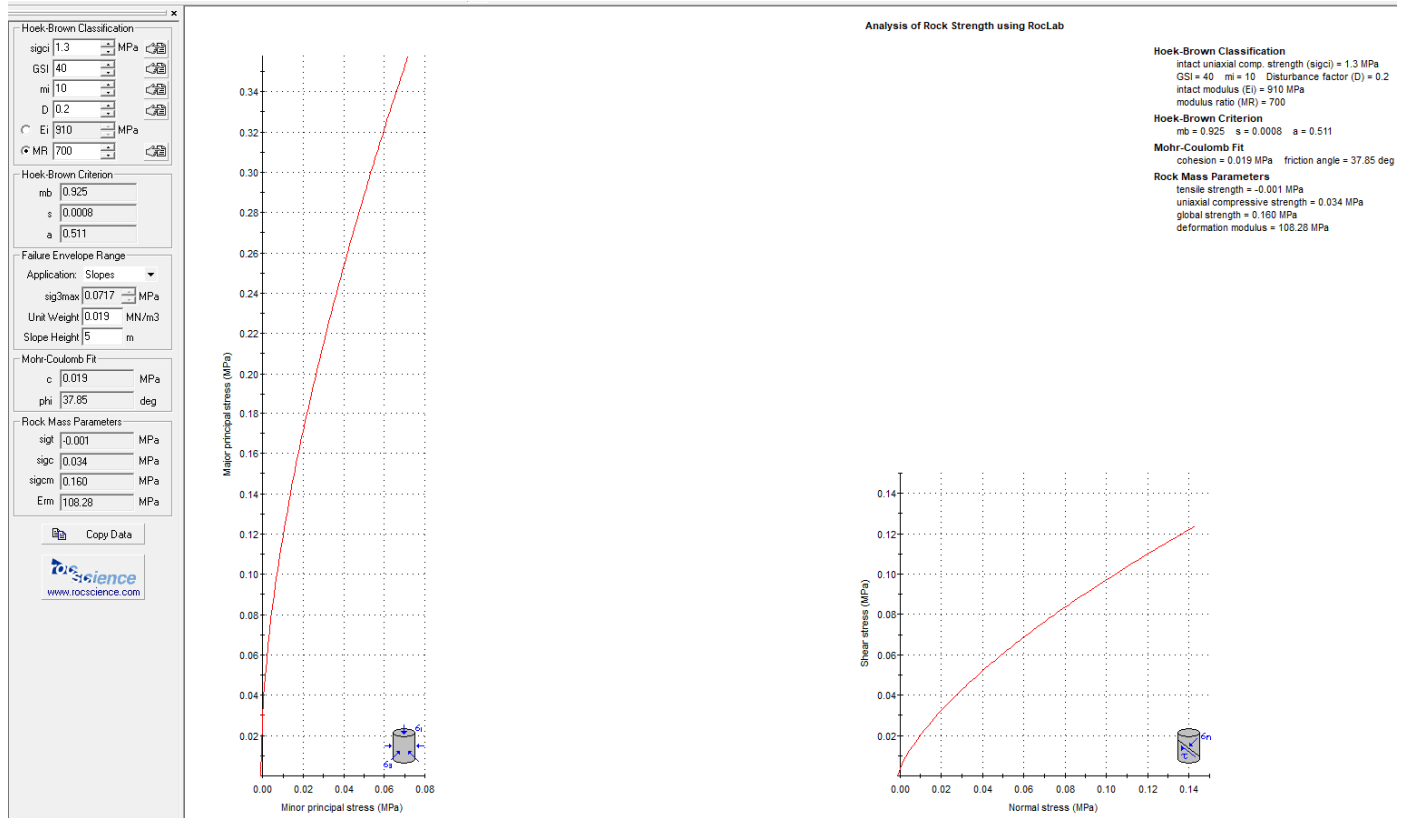
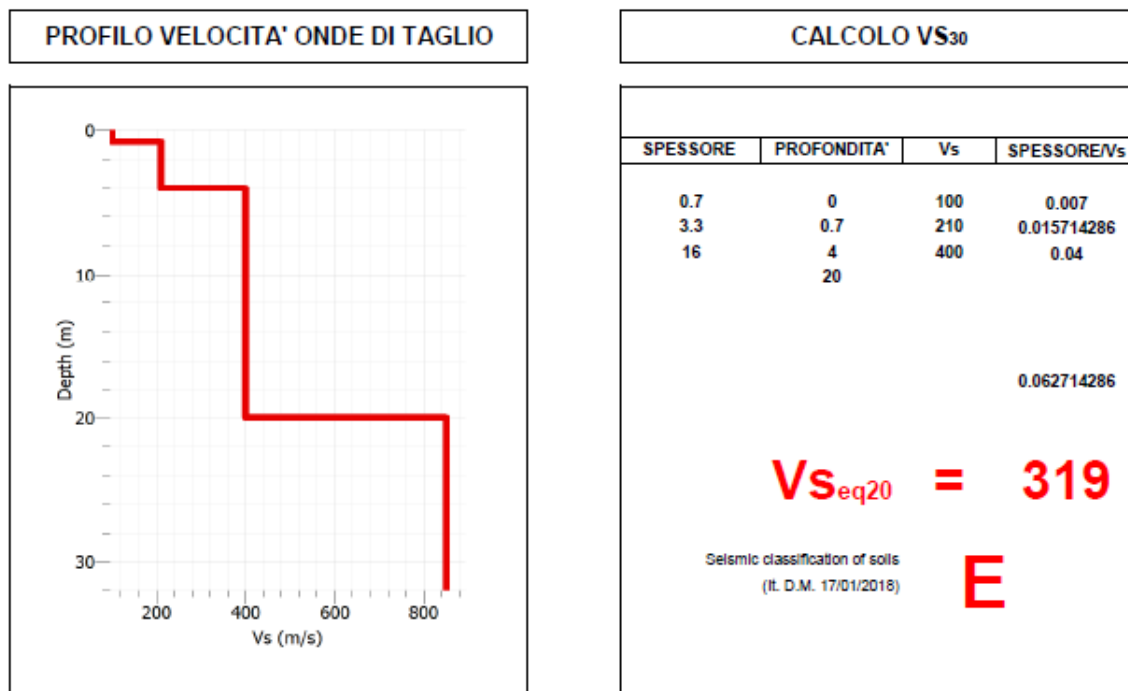


Figura 9 – unità GRA – parametri di resistenza

3.4 Categoria di sottosuolo

Dall'indagine sismica Masw13 si definisce una categoria sottosuolo di tipo E ($V_{s,eq} = 319$ m/s, vedasi tabella seguente).

Tabella 2 – Masw13



4. PALIFICATE DI FONDAZIONE

4.1 Capacità portante dei pali

Nel presente capitolo si riporta il calcolo della capacità portante dei pali per l'opera in esame.

Le metodologie di calcolo generali sono illustrate nella Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni (doc. rif. [DC1] a cui si rimanda.

4.1.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

La capacità portante dei pali è definita sulla base della stratigrafia ricostruita dall'unico sondaggio disponibile lungo il viadotto (S13 della campagna del 1984), ubicato vicino alla pila P4, che individua la presenza delle calcareniti (unità GRA) dalla quota di +158.5 m s.l.m.. La pila P4 è su fondazione diretta, quindi il sondaggio verrà utilizzato per definire la portanza dei pali di fondazione dell'adiacente pila P3.

Nella seguente tabella si riporta la stratigrafia ed i parametri geotecnici principali per il calcolo della capacità portante dei pali.

Tabella 3 - VI10 – stratigrafia e parametri di calcolo – pila P3

Profondità [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	τ [kPa]	q_b [kPa]
da 0.0 a 6.5	ASP	19.0	70 (0.0 < z < 5.0m) 130 (5.0 < z < 6.5m)	-	$9 \cdot c_u + \sigma_v$
Da 6.5 a 30.0	GRA	19.0	-	200	5000

Dove:
 γ = peso di volume naturale
 c_u = resistenza al taglio in condizioni non drenate
 τ = adesione laterale limite
 q_b = portata limite di base
 σ_v = tensione verticale totale

4.1.2 Calcolo della capacità portante

La capacità portante per le fondazioni del viadotto è stata valutata per pali trivellati D=1200 mm, considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

- N. 2 verticali di indagine, da cui $\xi_3 = 1.70$,
- F_{SL} = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.96$).
- F_{SB} = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$).

Inoltre si è considerato cautelativamente:

- testa palo a 2.5 m di profondità dal p.c.;
- falda a p.c.

In **Appendice A** si riportano i tabulati di calcolo completi.

Tabella 4 – VI10 - Capacità portante palo P3 D=1200 mm - A1+M1+R3

LINEA FS FERRANDINA MATERA
 VIADOTTO MARCHESE PILE gr3 PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	766.	0.	766.	333.
.50	26.	777.	3.	799.	348.
1.00	56.	788.	7.	837.	364.
1.50	91.	798.	10.	879.	383.
2.00	131.	809.	14.	926.	405.
2.50	181.	820.	17.	984.	432.
3.00	273.	1441.	20.	1694.	746.
3.50	371.	1452.	24.	1799.	797.
4.00	504.	1463.	27.	1940.	866.
4.50	846.	5655.	31.	6470.	2860.
5.00	1223.	5655.	34.	6844.	3049.
5.50	1600.	5655.	37.	7218.	3238.
6.00	1977.	5655.	41.	7591.	3427.
6.50	2354.	5655.	44.	7965.	3616.
7.00	2731.	5655.	48.	8338.	3804.
7.50	3108.	5655.	51.	8712.	3993.
8.00	3485.	5655.	54.	9086.	4182.
8.50	3862.	5655.	58.	9459.	4371.
9.00	4239.	5655.	61.	9833.	4560.
9.50	4616.	5655.	64.	10206.	4749.
10.00	4993.	5655.	68.	10580.	4938.
10.50	5370.	5655.	71.	10954.	5127.
11.00	5747.	5655.	75.	11327.	5316.
11.50	6124.	5655.	78.	11701.	5505.
12.00	6501.	5655.	81.	12074.	5694.
12.50	6878.	5655.	85.	12448.	5883.
13.00	7255.	5655.	88.	12821.	6072.
13.50	7632.	5655.	92.	13195.	6261.
14.00	8009.	5655.	95.	13569.	6450.
14.50	8386.	5655.	98.	13942.	6639.
15.00	8763.	5655.	102.	14316.	6828.
15.50	9140.	5655.	105.	14689.	7017.
16.00	9517.	5655.	109.	15063.	7206.
16.50	9894.	5655.	112.	15437.	7395.
17.00	10271.	5655.	115.	15810.	7583.
17.50	10648.	5655.	119.	16184.	7772.
18.00	11025.	5655.	122.	16557.	7961.
18.50	11402.	5655.	126.	16931.	8150.
19.00	11779.	5655.	129.	17305.	8339.
19.50	12156.	5655.	132.	17678.	8528.
20.00	12533.	5655.	136.	18052.	8717.
20.50	12910.	5655.	139.	18425.	8906.
21.00	13287.	5655.	143.	18799.	9095.
21.50	13664.	5655.	146.	19173.	9284.
22.00	14041.	5655.	149.	19546.	9473.
22.50	14418.	5655.	153.	19920.	9662.
23.00	14795.	5655.	156.	20293.	9851.
23.50	15172.	5655.	159.	20667.	10040.
24.00	15549.	5655.	163.	21041.	10229.
24.50	15926.	5655.	166.	21414.	10418.
25.00	16303.	5655.	170.	21788.	10607.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite

Q_{bl} = Portata di base limite
 W_p = Peso efficace del palo
 Q_u = Portata totale limite
 Q_d = Portata di progetto = $Q_{11}/FS,1 + Q_{bl}/FS,b - W_p$

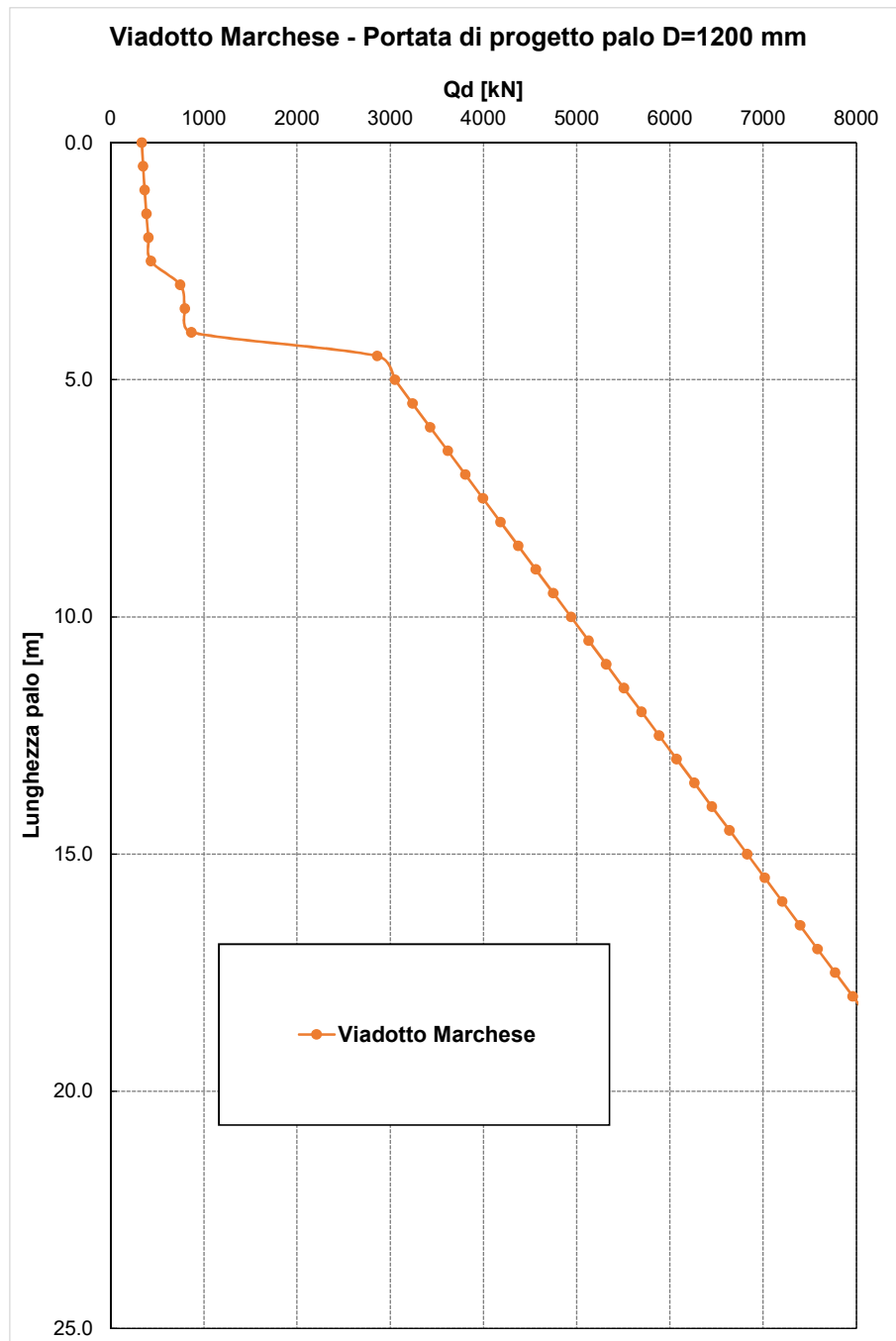


Figura 10 – Capacità portante palo D=1200 mm – pila P3

4.2 Modulo di reazione orizzontale del terreno

Lo studio dell'interazione tra palo soggetto ai carichi orizzontali ed il terreno viene effettuato ricorrendo alla teoria di Matlock e Reese che si basa sul noto modello di suolo alla Winkler (elastico-lineare), caratterizzato da un modulo di reazione orizzontale del terreno (E_{MR}) definito come il rapporto fra la reazione del terreno per unità di lunghezza del palo (p) ed il corrispondente spostamento orizzontale (y): $E_{MR} = p / y$. Definito il coefficiente di sottofondo alla Winkler (K_W), per un palo di diametro D , si ha questa relazione con il modulo di reazione orizzontale palo-terreno:

$$E_{MR} = K_W \cdot D$$

Le metodologie di calcolo sono riportate nella Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni (doc. rif. [DC1]).

In particolare per la valutazione del modulo di reazione orizzontale palo-terreno, si considera:

- nei depositi coesivi: $E_{MR} = \xi \cdot c_u \leq E_{MR,max}$ con $\xi = 350$; $c_u =$ definito come da Tabella 3; $E_{MR,max}: 120000 \text{ kN/m}^2$.
- Nel substrato roccioso: si assume il valore massimo $E_{MR,max}: 120000 \text{ kN/m}^2$.

Si riporta di seguito il profilo del modulo di reazione orizzontale palo-terreno, definito da testa palo (a 2.5 m da p.c.):

Prof. m	E kN/m ²
.00	24500.0
2.50	24500.0
2.51	45500.0
4.00	45500.0
4.10	120000.0
35.00	120000.0

4.3 Parametro α_m e andamento del momento lungo il palo

Per ricavare il parametro α_m (rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita) si ricorre al metodo di Matlock e Reese (1956) che, utilizzando il metodo delle differenze finite, hanno risolto il problema del palo soggetto ad un carico orizzontale, mediante l'impiego di parametri adimensionali.

Nel caso in esame, considerando l'andamento del modulo di reazione orizzontale palo-terreno E_{MR} definito nel precedente paragrafo, si ricava il valore del parametro α_m :

$$\alpha_m = M_0 / H_0$$

essendo:

$H_0 =$ azione tagliante in testa palo [F];

$M_0 =$ azione flettente, conseguente ad H_0 , in testa al palo;

$\alpha_m =$ rapporto momento taglio in testa palo nell'ipotesi di rotazione impedita [L];

Le metodologie di calcolo generali sono riportate nella Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni (doc. rif. [DC1]). Nella seguente tabella si riportano i valori del parametro alfa $\alpha_m = M_o / H_o$ ed a seguire l'andamento di taglio e momento lungo il palo. La valutazione è stata fatta con riferimento ad una lunghezza palo indicativa di 11 m e applicando un taglio a testa palo $H_o=100$ kN.

Tabella 5 – VI10 - Valori di α_m

VI10	α_m [m]
D=1200mm	-2.45

Nelle seguenti tabelle si riporta l'andamento di taglio e momento lungo il fusto del palo; tutti i tabulati di calcolo sono riportati in **Appendice B**.

Tabella 6 – Andamento di taglio e momento lungo il palo D=1200 mm – VI10

Sollecitazioni, deformazioni e pressioni mobilitate
 lungo il fusto del palo

prof. m	T kN	M kN*m	Yp mm	Rp mRad	Pr kN/m
.00	99.81	-245.16	.633	.000	15.52
.34	94.94	-211.70	.629	.026	15.41
.69	89.48	-179.96	.616	.048	15.10
1.03	84.38	-149.95	.597	.066	14.61
1.38	80.08	-121.64	.571	.082	13.99
1.72	75.39	-94.98	.541	.094	13.25
2.06	70.97	-69.81	.507	.103	12.42
2.41	66.94	-46.10	.470	.110	11.52
2.75	59.99	-24.07	.432	.113	19.65
3.30	50.30	6.27	.369	.115	16.78
3.85	41.83	31.52	.306	.112	13.94
4.40	26.71	50.97	.247	.104	29.62
4.95	12.20	61.43	.192	.094	23.09
5.50	.35	64.87	.144	.082	17.27
6.42	-10.91	59.55	.077	.063	9.27
7.33	-16.52	46.35	.027	.047	3.20
8.25	-17.22	30.37	-.011	.036	-1.35
9.63	-11.83	9.15	-.054	.027	-6.43
11.00	.00	.00	-.090	.026	-10.74

4.4 Carico limite orizzontale dei pali

Per la valutazione del carico limite orizzontale si fa riferimento alla teoria di Broms per il caso di pali con rotazione in testa impedita. Le metodologie di calcolo sono riportate nella Relazione sui criteri di calcolo delle fondazioni (doc. rif. [DC1]).

Il fattore di sicurezza di normativa per la verifica a carico orizzontale è $FS = \gamma_T \cdot \xi_3 = 1.30 \cdot 1.7 = 2.21$ (da normativa vigente per verifica A1+M1+R3). Quindi la resistenza di progetto è valutata a partire dalla resistenza caratteristica (calcolata con Broms), fattorizzata con FS, da cui: $H_d = H_{lim} / 2.21$.

Il valore caratteristico della resistenza (H_{lim}) è stato valutato con riferimento ai seguenti momenti di plasticizzazione:

- Spalle (D=1200mm, armatura 28 ϕ 30): M_y pari a 3925.7 kNm
- Pile (D=1200mm, armatura 18 ϕ 24): M_y pari a 1777.7 kNm

Nella seguente tabella si riportano i valori di progetto del carico limite orizzontale (H_{lim}) e del carico di progetto (H_d) valutati per diverse lunghezze palo.

Fondazioni	Diametro palo [mm]	L palo [m]	Cu [kPa] (media)	Hlim [kN]	Hd [kN]
Spalla A	1200	17.8	228	3179.79	1438.8
Pila P3	1200	10.7	250	1683.6	761.8

5. FONDAZIONI DIRETTE

Nel presente capitolo si riportano le verifiche delle fondazioni dirette esistenti (pile P4 e P5).

Le metodologie di calcolo sono illustrate nel documento [DC1].

L'analisi della fondazione diretta è stata eseguita considerando la quota di imposta a 2.5 m da p.c. con falda a p.c., tensione di confinamento laterale al piano di posa di 22.5 kPa e per il terreno di fondazione sono stati assunti i parametri geotecnici dell'unità geotecnica GRA (calcareniti di gravina).

$$\begin{aligned} \gamma &= 19 \text{ kN/m}^3 && \text{peso di volume naturale} \\ c' &= 19 \text{ kPa} && \text{coesione drenata} \\ \varphi &= 37^\circ && \text{angolo di resistenza al taglio} \end{aligned}$$

Nelle seguenti tabelle si riassumono i risultati dell'analisi da cui si evince che:

- la capacità portante delle fondazioni dirette è soddisfatta per tutte le condizioni di carico, in quanto $FS > 2.3 (A1+M1+R3)$;
- la pressione massima di Meyerhoff è di 286 kPa allo SLU, quindi compatibile con i terreni in fondazione.

I tabulati di calcolo completi sono in Appendice C.

Le azioni sono riportate nella relazione [DC7].

Tabella 7 – VI10 fondazione diretta

LINEA FERRANDINA MATERA
 Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

Verifica Fondazione Superficiale Rettangolare
 Lato parallelo asse X Box = 8.50 m
 Lato parallelo asse Y Boy = 12.50 m

Riassunto fattori di sicurezza per tutte le condizioni di carico

cond.	Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m	FS
1	18435.0	1484.0	27826.0	.0	.0	12.20
2	18435.0	.0	.0	1484.0	30826.0	17.33
3	18798.0	-543.0	-7455.0	-92.0	-1311.0	21.08
4	17792.0	208.0	2745.0	197.0	2931.0	24.77
5	18258.0	369.0	5667.0	1680.0	27950.0	16.45
6	18338.0	1648.0	28640.0	253.0	5120.0	11.26
7	18348.0	228.0	3876.0	1631.0	30278.0	16.36

- 1: SLU1 pre rottura fus
- 2: SLU2 pre rottura fus
- 3: SLU1 post rott fus
- 4: SLU2 post rott fus

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VII0

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	25 di 47

- 5: SLU3 post rott fus
- 6: SLU4 post rott fus
- 7: SLU6 post rott fus

Riassunto pressioni di contatto per tutte le condizioni di carico

cond.	pA kPa	pB kPa	pC kPa	pD kPa	pO kPa	pMey kPa
1	358.4	-11.4	-11.4	358.4	173.5	269.1
2	312.8	312.8	34.2	34.2	173.5	236.9
3	121.5	220.5	232.4	133.3	176.9	197.3
4	198.9	162.5	136.0	172.4	167.5	178.5
5	335.8	260.5	7.9	83.2	171.8	245.5
6	386.0	5.5	-40.8	339.7	172.6	285.6
7	335.2	283.7	10.2	61.7	172.7	246.9

- 1: SLU1 pre rottura fus
- 2: SLU2 pre rottura fus
- 3: SLU1 post rott fus
- 4: SLU2 post rott fus
- 5: SLU3 post rott fus
- 6: SLU4 post rott fus
- 7: SLU6 post rott fus

Per $M_x > 0$ ed $M_y > 0$ si ha:

- A - vertice quadrante X+ Y+
- B - vertice quadrante X- Y+
- C - vertice quadrante X- Y-
- D - vertice quadrante X+ Y-
- O - centro dell'impronta

$$pMey = Fz/Aef$$

6. VERIFICA RISCHIO POTENZIALE LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

In questo capitolo si valuta il rischio di potenziale liquefazione dei terreni del sito in esame, problematica che si pone quando la falda freatica si trova in prossimità del piano campagna ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limoso-argillosa.

Le NTC18 al paragrafo 7.11.3.4.2 affermano che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di free-field-campo libero) minori di 0.1 g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{cIN} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{cIN} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in Figura 11 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Figura 12 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

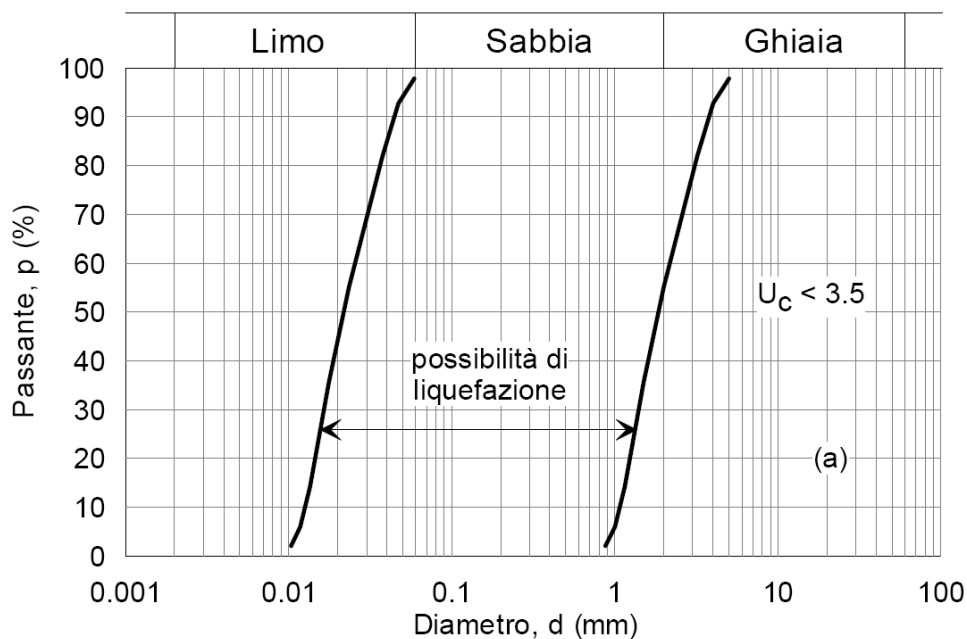


Figura 11. Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c < 3.5$

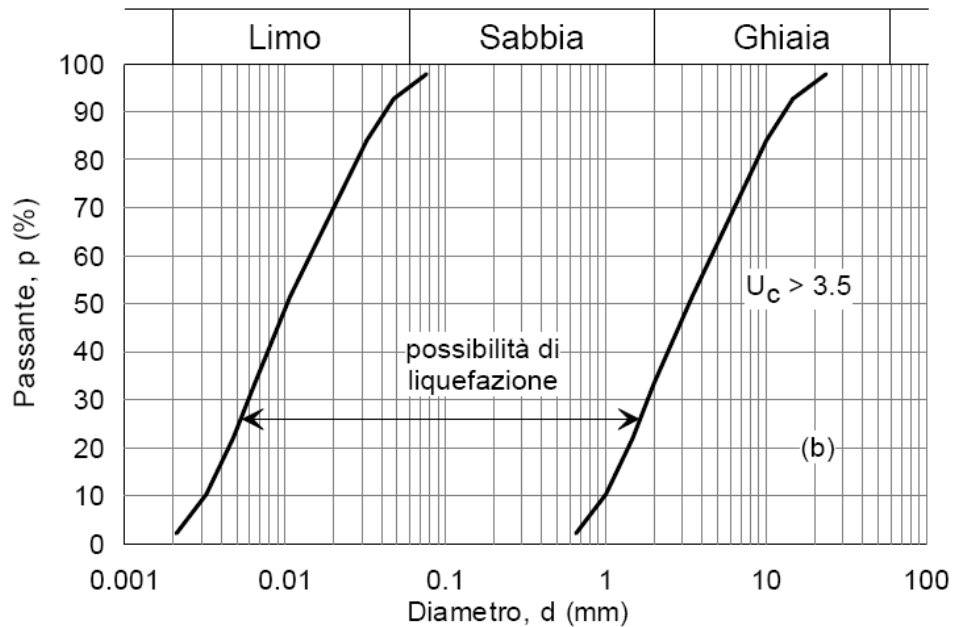


Figura 12. Fusi granulometrici di terreni suscettibili alla liquefazione per $U_c > 3.5$

Per il sito in esame si può escludere il rischio di potenziale liquefazione in quanto i terreni di fondazione sono costituiti prevalentemente da deposito argilloso marnoso da consistente a molto duro e da calcareniti.

7. APPENDICE A: VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI. TABULATI DI CALCOLO PAL

7.1 Palo D=1200 mm – pila P3

*** P A L ***
 Programma per l'analisi della capacita' portante
 assiale di un palo di fondazione
 (C) G.Guiducci - Studio SINTESI (RN - Italy)
 ottobre 2006

pag./ 2

LINEA FS FERRANDINA MATERA
 VIADOTTO MARCHESE PILE gr3 PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3

Quota testa palo da p.c. = 2.50 m
 Quota falda da p.c. = .00 m
 Peso di volume del palo = 6.00 kN/m3
 Fattore di sicurezza portata laterale = 1.96 (FS,l)
 Fattore di sicurezza portata di base = 2.30 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 1200. mm

pag./ 3

LINEA FS FERRANDINA MATERA
 VIADOTTO MARCHESE PILE gr3 PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "ASP " (Coesivo) da .00 a 5.00 m

Gn = 19.0 kN/m3 Ge = 9.0 kN/m3
 Tau = alfa * Cu < 120.0 kPa Criterio alfa(Cu) nel seguito
 Tau > .23 * S'v
 Tau < .55 * S'v
 Qb = 9.0 * Cu + Sv
 Cu variabile lin. da 70.0 a 70.0 kPa

Strato 2 "ASP " (Coesivo) da 5.00 a 6.50 m

Gn = 19.0 kN/m3 Ge = 9.0 kN/m3
 Tau = alfa * Cu < 120.0 kPa

PROGETTO DEFINITIVO

 Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
 VII0

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	30 di 47

pag./ 5

 LINEA FS FERRANDINA MATERA
 VIADOTTO MARCHESE PILE gr3 PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3
 STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau/S'v -	Tau kPa	qb kPa
2.50	22.5	47.5	70.0	.55	12.4	678.
3.00	27.0	57.0	70.0	.55	14.9	687.
3.50	31.5	66.5	70.0	.55	17.3	697.
4.00	36.0	76.0	70.0	.55	19.8	706.
4.50	40.5	85.5	70.0	.55	22.3	716.
5.00	45.0	95.0	70.0	.85	38.4	725.
5.50	49.5	104.5	130.0	1.05	52.0	1275.
6.00	54.0	114.0	130.0	.96	52.0	1284.
6.50	58.5	123.5	130.0	2.15	126.0	1294.
7.00	63.0	133.0	--	3.17	200.0	5000.
7.50	67.5	142.5	--	2.96	200.0	5000.
8.00	72.0	152.0	--	2.78	200.0	5000.
8.50	76.5	161.5	--	2.61	200.0	5000.
9.00	81.0	171.0	--	2.47	200.0	5000.
9.50	85.5	180.5	--	2.34	200.0	5000.
10.00	90.0	190.0	--	2.22	200.0	5000.
10.50	94.5	199.5	--	2.12	200.0	5000.
11.00	99.0	209.0	--	2.02	200.0	5000.
11.50	103.5	218.5	--	1.93	200.0	5000.
12.00	108.0	228.0	--	1.85	200.0	5000.
12.50	112.5	237.5	--	1.78	200.0	5000.
13.00	117.0	247.0	--	1.71	200.0	5000.
13.50	121.5	256.5	--	1.65	200.0	5000.
14.00	126.0	266.0	--	1.59	200.0	5000.
14.50	130.5	275.5	--	1.53	200.0	5000.
15.00	135.0	285.0	--	1.48	200.0	5000.
15.50	139.5	294.5	--	1.43	200.0	5000.
16.00	144.0	304.0	--	1.39	200.0	5000.
16.50	148.5	313.5	--	1.35	200.0	5000.
17.00	153.0	323.0	--	1.31	200.0	5000.
17.50	157.5	332.5	--	1.27	200.0	5000.
18.00	162.0	342.0	--	1.23	200.0	5000.
18.50	166.5	351.5	--	1.20	200.0	5000.
19.00	171.0	361.0	--	1.17	200.0	5000.
19.50	175.5	370.5	--	1.14	200.0	5000.
20.00	180.0	380.0	--	1.11	200.0	5000.
20.50	184.5	389.5	--	1.08	200.0	5000.
21.00	189.0	399.0	--	1.06	200.0	5000.
21.50	193.5	408.5	--	1.03	200.0	5000.
22.00	198.0	418.0	--	1.01	200.0	5000.
22.50	202.5	427.5	--	.99	200.0	5000.
23.00	207.0	437.0	--	.97	200.0	5000.
23.50	211.5	446.5	--	.95	200.0	5000.
24.00	216.0	456.0	--	.93	200.0	5000.
24.50	220.5	465.5	--	.91	200.0	5000.
25.00	225.0	475.0	--	.89	200.0	5000.
25.50	229.5	484.5	--	.87	200.0	5000.
26.00	234.0	494.0	--	.85	200.0	5000.
26.50	238.5	503.5	--	.84	200.0	5000.
27.00	243.0	513.0	--	.82	200.0	5000.
27.50	247.5	522.5	--	.81	200.0	5000.
28.00	252.0	532.0	--	.79	200.0	5000.
28.50	256.5	541.5	--	.78	200.0	5000.
29.00	261.0	551.0	--	.77	200.0	5000.
29.50	265.5	560.5	--	.75	200.0	5000.
30.00	270.0	570.0	--	.74	200.0	5000.

 zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VII0

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	31 di 47

pag./ 7

LINEA FS FERRANDINA MATERA
VIADOTTO MARCHESE PILE gr3 PORTANZA PALO D=1200- A1+M1+R3
STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qd kN
.00	0.	766.	0.	766.	333.
.50	26.	777.	3.	799.	348.
1.00	56.	788.	7.	837.	364.
1.50	91.	798.	10.	879.	383.
2.00	131.	809.	14.	926.	405.
2.50	181.	820.	17.	984.	432.
3.00	273.	1441.	20.	1694.	746.
3.50	371.	1452.	24.	1799.	797.
4.00	504.	1463.	27.	1940.	866.
4.50	846.	5655.	31.	6470.	2860.
5.00	1223.	5655.	34.	6844.	3049.
5.50	1600.	5655.	37.	7218.	3238.
6.00	1977.	5655.	41.	7591.	3427.
6.50	2354.	5655.	44.	7965.	3616.
7.00	2731.	5655.	48.	8338.	3804.
7.50	3108.	5655.	51.	8712.	3993.
8.00	3485.	5655.	54.	9086.	4182.
8.50	3862.	5655.	58.	9459.	4371.
9.00	4239.	5655.	61.	9833.	4560.
9.50	4616.	5655.	64.	10206.	4749.
10.00	4993.	5655.	68.	10580.	4938.
10.50	5370.	5655.	71.	10954.	5127.
11.00	5747.	5655.	75.	11327.	5316.
11.50	6124.	5655.	78.	11701.	5505.
12.00	6501.	5655.	81.	12074.	5694.
12.50	6878.	5655.	85.	12448.	5883.
13.00	7255.	5655.	88.	12821.	6072.
13.50	7632.	5655.	92.	13195.	6261.
14.00	8009.	5655.	95.	13569.	6450.
14.50	8386.	5655.	98.	13942.	6639.
15.00	8763.	5655.	102.	14316.	6828.
15.50	9140.	5655.	105.	14689.	7017.
16.00	9517.	5655.	109.	15063.	7206.
16.50	9894.	5655.	112.	15437.	7395.
17.00	10271.	5655.	115.	15810.	7583.
17.50	10648.	5655.	119.	16184.	7772.
18.00	11025.	5655.	122.	16557.	7961.
18.50	11402.	5655.	126.	16931.	8150.
19.00	11779.	5655.	129.	17305.	8339.
19.50	12156.	5655.	132.	17678.	8528.
20.00	12533.	5655.	136.	18052.	8717.
20.50	12910.	5655.	139.	18425.	8906.
21.00	13287.	5655.	143.	18799.	9095.
21.50	13664.	5655.	146.	19173.	9284.
22.00	14041.	5655.	149.	19546.	9473.
22.50	14418.	5655.	153.	19920.	9662.
23.00	14795.	5655.	156.	20293.	9851.
23.50	15172.	5655.	159.	20667.	10040.
24.00	15549.	5655.	163.	21041.	10229.
24.50	15926.	5655.	166.	21414.	10418.
25.00	16303.	5655.	170.	21788.	10607.
25.50	16680.	5655.	173.	22161.	10796.
26.00	17057.	5655.	176.	22535.	10985.
26.50	17434.	5655.	180.	22909.	11173.
27.00	17811.	5655.	183.	23282.	11362.
27.50	18188.	5655.	187.	23656.	11551.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Q11 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qd = Portata di progetto = $Q11/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

PROGETTO DEFINITIVO

 Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
 VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	32 di 47

8. APPENDICE B: PARAMETRO α_M E MOMENTO LUNGO IL PALO. TABULATI DI CALCOLO LPAL

8.1 Palo D=1200 mm

 LINEA FERRANDINA MATERA
 VI MARCHESE D1200

Lunghezza palo	Lp =	11.00	m
Diametro palo	D =	1.20	m
Modulo elastico palo	Ep =	30000000.	kPa
Rigidezza flessionale palo	EJ =	3053629.	kN*m ²

Definizione del modulo di reazione del terreno E

Prof. m	E kN/m ²
.00	24500.0
2.50	24500.0
2.51	45500.0
4.00	45500.0
4.10	120000.0
35.00	120000.0

Azioni/Spostamenti a testa palo

Forza orizzontale	To =	100.00	kN
Rigidezza a traslazione	Kyo =	0.	kN/m
Rotazione	Rpo =	.000	mRad

 LINEA FERRANDINA MATERA
 VI MARCHESE D1200 stratigrafia 3

 Sollecitazioni, deformazioni e pressioni mobilitate
 lungo il fusto del palo

prof. m	T kN	M kN*m	Yp mm	Rp mRad	Pr kN/m
.00	99.81	-245.16	.633	.000	15.52
.34	94.94	-211.70	.629	.026	15.41
.69	89.48	-179.96	.616	.048	15.10
1.03	84.38	-149.95	.597	.066	14.61
1.38	80.08	-121.64	.571	.082	13.99
1.72	75.39	-94.98	.541	.094	13.25
2.06	70.97	-69.81	.507	.103	12.42
2.41	66.94	-46.10	.470	.110	11.52
2.75	59.99	-24.07	.432	.113	19.65
3.30	50.30	6.27	.369	.115	16.78
3.85	41.83	31.52	.306	.112	13.94
4.40	26.71	50.97	.247	.104	29.62
4.95	12.20	61.43	.192	.094	23.09
5.50	.35	64.87	.144	.082	17.27
6.42	-10.91	59.55	.077	.063	9.27
7.33	-16.52	46.35	.027	.047	3.20
8.25	-17.22	30.37	-.011	.036	-1.35
9.63	-11.83	9.15	-.054	.027	-6.43
11.00	.00	.00	-.090	.026	-10.74

9. APPENDICE C: CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI DIRETTE. TABULATI DI CALCOLO FOND

9.1 . Pile P4, P5

pag. 1

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

Verifica Capacita' Portante Fondazione Superficiale Rettangolare

Lato parallelo asse X	Box =	8.50	m
Profondita' piano di posa	Dfx =	2.50	m
Profondita' falda (dal p.c.)	Dwx =	.00	m
Pressione efficace laterale di confinamento	qox =	22.50	kPa
Angolo di inclinazione del p.c.	Betx =	.00	gradi
Angolo di inclinazione del piano di posa	Alfx =	.00	gradi

Lato parallelo asse Y	Boy =	12.50	m
Profondita' piano di posa	Dfy =	2.50	m
Profondita' falda (dal p.c.)	Dwy =	.00	m
Pressione efficace laterale di confinamento	qoy =	22.50	kPa
Angolo di inclinazione del p.c.	Bety =	.00	gradi
Angolo di inclinazione del piano di posa	Alfy =	.00	gradi

Caratteristiche del terreno

Peso di volume naturale	Gn =	19.00	kN/mc
Peso di volume efficace	Gef =	9.00	kN/mc
Angolo di resistenza al taglio	Fi =	37.00	gradi
Coesione	C =	19.00	kPa
Coesione di adesione	Ca =	.00	kPa

Formula Generale per la Pressione Limite in Condizioni Drenate
Metodo di Hansen

$$q_{lim} = 0.5 G_{eq} B N_g S_g D_g I_g G_g B_g + C N_c S_c D_c I_c G_c B_c + q_0 N_q S_q D_q I_q G_q B_q$$

Parameters for settlements evaluation

Vertical:	Ev =	100000. kPa	v =	.30	Def =	.00 m
Horizontal:	Eh =	100000. kPa	v =	.30	Def =	.00 m
Rotation:	Er =	100000. kPa	v =	.30	Def =	.00 m

E = elastic modulus
v = Poisson coeff.
Def = depth inside elastic half-space

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VII0

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	34 di 47

pag. 2

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 1
SLU1 pre rottura fus

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	18435.0	1484.0	27826.0	.0	.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
18435.	1484.	27826.	0.	0.

Dimensioni efficaci

Bx = 5.48 m

By = 12.50 m

Area efficace

Aef = 68.51 m²

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 9.00 kN/mc

Geqy = 9.00 kN/mc

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	35 di 47

pag. 3

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 1
SLU1 pre rottura fus

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz mm	dx mm	rx mRad	dy mm	ry mRad
13.754	1.340	1.198	.000	.000

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx C qo	24.665	19.000	22.500
N	47.384	55.630	42.921
S	.825	1.338	1.264
D	1.000	1.118	1.070
I	.816	.863	.866
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	786.689	1364.194	1131.382

Pressione limite $q_{lim} = 3282.27$ kPa
 Carico limite $F_{zlim} = 224883.50$ kN $(q_{lim} * A_{ef})$
 Fattore di sicurezza $FS = 12.20$
 $FS = F_{zlim} / F_z$

$q_o = q_{ox} * \cos(\text{Betx});$ se $\text{Betx} > 0.$

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	36 di 47

pag. 4

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 2
SLU2 pre rottura fus

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	18435.0	.0	.0	1484.0	30826.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
18435.	0.	0.	1484.	30826.

Dimensioni efficaci

Bx = 8.50 m

By = 9.16 m

Area efficace

Aef = 77.82 m²

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 9.00 kN/mc

Geqy = 9.00 kN/mc

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	37 di 47

pag. 5

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 2
SLU2 pre rottura fus

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz mm	dx mm	rx mRad	dy mm	ry mRad
13.754	.000	.000	1.386	.755

	g (y)	c (y)	q (y)
0.5 Geq By C qo	41.201	19.000	22.500
N	47.384	55.630	42.921
S	.600	1.772	1.602
D	1.000	1.080	1.048
I	.816	.863	.866
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	956.154	1744.965	1403.746

Pressione limite $q_{lim} = 4104.87 \text{ kPa}$
 Carico limite $F_{zlim} = 319455.20 \text{ kN} \quad (q_{lim} * A_{ef})$
 Fattore di sicurezza $FS = 17.33$
 $FS = F_{zlim} / F_z$

$q_o = q_{oy} * \cos(\text{Bety}); \quad \text{se Bety} > 0.$

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	38 di 47

pag. 6

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 3
SLU1 post rott fus

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	18798.0	-543.0	-7455.0	-92.0	-1311.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
18798.	-543.	-7455.	-92.	-1311.

Dimensioni efficaci

Bx = 7.71 m

Area efficace

By = 12.36 m

Peso di volume equivalente del terreno

Aef = 95.26 m²

Geqx = 9.00 kN/mc

Geqy = 9.00 kN/mc

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VII0

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	40 di 47

pag. 8

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 4
SLU2 post rott fus

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	17792.0	208.0	2745.0	197.0	2931.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
17792.	208.	2745.	197.	2931.

Dimensioni efficaci

Bx = 8.19 m

By = 12.17 m

Area efficace

Aef = 99.69 m²

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 9.00 kN/mc

Geqy = 9.00 kN/mc

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	41 di 47

pag. 9

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 4
SLU2 post rott fus

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz mm	dx mm	rx mRad	dy mm	ry mRad
13.274	.188	.118	.184	.072

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx C qo	36.861	19.000	22.500
N	47.384	55.630	42.921
S	.731	1.519	1.405
D	1.000	1.118	1.070
I	.972	.979	.980
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	1240.225	1757.447	1422.745

Pressione limite qlim = 4420.42 kPa
Carico limite Fzlim = 440689.40 kN (qlim * Aef)

Fattore di sicurezza FS = 24.77
 FS = Fzlim / Fz

qo = qox * cos(Betx); se Betx > 0.

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VII0

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	42 di 47

pag. 10

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 5
SLU3 post rott fus

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	18258.0	369.0	5667.0	1680.0	27950.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
18258.	369.	5667.	1680.	27950.

Dimensioni efficaci

Bx = 7.88 m

By = 9.44 m

Area efficace

Aef = 74.37 m²

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 9.00 kN/mc

Geqy = 9.00 kN/mc

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	43 di 47

pag. 11

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 5
SLU3 post rott fus

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz mm	dx mm	rx mRad	dy mm	ry mRad
13.622	.333	.244	1.569	.684

	g (y)	c (y)	q (y)
0.5 Geq By C qo	42.472	19.000	22.500
N	47.384	55.630	42.921
S	.600	1.772	1.602
D	1.000	1.080	1.048
I	.792	.844	.848
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	956.513	1707.594	1374.492

Pressione limite $q_{lim} = 4038.60$ kPa
 Carico limite $F_{zlim} = 300337.70$ kN $(q_{lim} * A_{ef})$
 Fattore di sicurezza $FS = 16.45$
 $FS = F_{zlim} / F_z$

$q_o = q_{oy} * \cos(Bety);$ se $Bety > 0.$

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VII0

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	44 di 47

pag. 12

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 6
SLU4 post rott fus

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	18338.0	1648.0	28640.0	253.0	5120.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
18338.	1648.	28640.	253.	5120.

Dimensioni efficaci

Bx = 5.38 m

By = 11.94 m

Area efficace

Aef = 64.20 m²

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 9.00 kN/mc

Geqy = 9.00 kN/mc

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	45 di 47

pag. 13

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 6
SLU4 post rott fus

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz mm	dx mm	rx mRad	dy mm	ry mRad
13.682	1.489	1.233	.236	.125

	g (x)	c (x)	q (x)
0.5 Geq Bx C qo	24.194	19.000	22.500
N	47.384	55.630	42.921
S	.820	1.347	1.271
D	1.000	1.118	1.070
I	.797	.848	.851
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	748.762	1349.457	1118.385

Pressione limite qlim = 3216.60 kPa
Carico limite Fzlim = 206516.20 kN (qlim * Aef)
Fattore di sicurezza FS = 11.26
 FS = Fzlim / Fz

qo = qox * cos(Betx); se Betx > 0.

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	46 di 47

pag. 14

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 7
SLU6 post rott fus

Coordinate Centri di Carico (c.c.)

c.c.	Xc m	Yc m	Zc m
1	.000	.000	.000

Componenti di Azioni riferite ai Centri di Carico

c.c.	Fzc kN	Fxc kN	Mxc kN*m	Fyc kN	Myc kN*m
1	18348.0	228.0	3876.0	1631.0	30278.0

Componenti delle Azioni risultanti sul piano di posa della fondazione

Fz kN	Fx kN	Mx kN*m	Fy kN	My kN*m
18348.	228.	3876.	1631.	30278.

Dimensioni efficaci

Bx = 8.08 m

By = 9.20 m

Area efficace

Aef = 74.31 m²

Peso di volume equivalente del terreno

Geqx = 9.00 kN/mc

Geqy = 9.00 kN/mc

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni
VI10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENT	REV.	FOGLIO
IA5F	03	D09 GE	VI 1000001	A	47 di 47

pag. 15

LINEA FERRANDINA MATERA
Viadotto MARCHESE P4 e P5-Analisi SLU

CONDIZIONE DI CARICO 7
SLU6 post rott fus

Componenti di Spostamento del Plinto (asse Z verticale)

dz mm	dx mm	rx mRad	dy mm	ry mRad
13.689	.206	.167	1.523	.741

	g (y)	c (y)	q (y)
0.5 Geq By	41.398		
C		19.000	
qo			22.500
N	47.384	55.630	42.921
S	.600	1.772	1.602
D	1.000	1.080	1.048
I	.799	.849	.853
G	1.000	1.000	1.000
B	1.000	1.000	1.000
	-----	-----	-----
	939.963	1717.670	1382.380

Pressione limite qlim = 4040.01 kPa
Carico limite Fzlim = 300212.00 kN (qlim * Aef)
Fattore di sicurezza FS = 16.36
 FS = Fzlim / Fz

qo = qoy * cos(Bety); se Bety > 0.