



UNIONE EUROPEA
P.O. FESR Puglia 2007-2013

REGIONE PUGLIA
Assessorato alle Infrastrutture
Strategiche e Mobilità



FERROTRAMVIARIA S.p.A.

REGIONE PUGLIA - ASSESSORATO ALLE
INFRASTRUTTURE STRATEGICHE E MOBILITA'

Delibera G.R. n°744 del 13/05/2008

Decisione UE (C) 2012 n.2740 del 27/04/2012

**GRANDE PROGETTO: "ADEGUAMENTO FERROVIARIO
DELL'AREA METROPOLITANA NORD-BARESE" (D.G.R. PUGLIA
DEL 12/02/2008, N.146)**

**LINEA BARI - BARLETTA: OPERE DI RADDOPPIO, VELOCIZZAZIONE E
POTENZIAMENTO NELLA TRATTA CORATO - BARLETTA, CON
L'INTERRAMENTO DEL TRACCIATO FERROVIARIO NELL'ABITATO DI
ANDRIA E L'INTERCONNESSIONE CON RFI NELLA STAZIONE RFI DI
BARLETTA E BARI**

PROGETTO DEFINITIVO

Progettazione e Coordinamento



FERROTRAMVIARIA
engineering

FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SPA
00162 ROMA P. WINCKELMANN 12
70123 BARI VIA NAPOLI 161
P.IVA 00898931001
DIRETTORE TECNICO
ING. BERNARDO GRILLI

RESPONSABILE TECNICO
ING. ANTONIO DI LEO

BARLETTA C.LE - BARLETTA SCALO

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA

SCALA

REV. DATA E AGGIORNAMENTI

0 30/06/2014

GT 01

FILES: GT 01.doc

REDAZIONE

ing. Garrasi Alberto

DATA EMISSIONE

30/06/14

FERROTRAMVIARIA S.P.A. 00162 ROMA P. WINCKELMANN, 12 TEL 06 86210353
DIREZIONE ESERCIZIO 70122 BARI PIAZZA ALDO MORO 50/B tel. 080/5789511 FAX 080/5235480

	PROGETTAZIONE				
	 FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 1 di 40

PROGETTO DEFINITIVO

GRANDE PROGETTO: "ADEGUAMENTO FERROVIARIO DELL'AREA METROPOLITANA NORD-BARESE" (D.G.R. PUGLIA DEL 12/02/2008, N. 146)

BARLETTA CENTRALE - BARLETTA SCALO

RELAZIONE GEOTECNICA

4					
3					
2					
1					
0	30.06. 2014	EMISSIONE	GARRASI	DI LEO	GRILLI
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 2 di 40

INDICE

PARTE PRIMA : PREMESSE – INDAGINI – CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA		
1	GENERALITA'	Pag. 3
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	" 3
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA	" 3
4	INTERAZIONE OPERA TERRENO	" 4
5	INDAGINI GEOTECNICHE	" 4
5.1	INDAGINI ESEGUITE	" 4
5.2	SONDAGGI MECCANICI A CAROTAGGIO CONTINUO	" 5
5.3	PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT	" 6
5.3.1	Generalità	" 6
5.3.2	Classificazione dei terreni - Densità relativa	" 6
5.3.3	Caratteristiche di resistenza al taglio in termini di sforzi totali (condizioni non drenate)	" 7
5.3.4	Caratteristiche di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci (condizioni drenate)	" 7
5.3.5	Compressibilità	" 8
5.4	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE SCPT	" 10
5.4.1	Generalità	" 10
5.4.2	Resistenza al taglio in sforzi efficaci (condizioni drenate) e densità relativa	" 11
5.4.3	Compressibilità	" 12
5.5	PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO	" 15
5.6	PROVE SISMICHE DOWN-HOLE	" 19
6	INDIVIDUAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DEI LITOTIPI GEOTECNICI DI PROGETTO	" 19
6.1	GENERALITA'	" 19
6.2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	" 20
6.3	PROFILI GEOTECNICI	" 21
7	CARATTERIZZAZIONE SISMICA : DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	" 26
8	INTERFERENZA DELLE OPERE CON L'ACQUIFERO	" 28
9	VALUTAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE	" 28
9.1	POSIZIONE DEL PROBLEMA	" 28
9.2	APPLICABILITA' ALLE SITUAZIONI DI PROGETTO SECONDO NTC 2008	" 29
PARTE SECONDA : PROGETTAZIONE GEOTECNICA		
10	IL CALCOLO GEOTECNICO AGLI STATI LIMITE : PRINCIPI GENERALI	" 31
11	GLI STATI LIMITE APPLICATI ALLE FONDAZIONI SUPERFICIALI	" 31
12	BARILETTA CENTRALE : NUOVA STAZIONE SU VIA VITTORIO VENETO	" 33
12.1	TIPOLOGIA DI FONDAZIONE	" 33
12.2	VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE	" 33
12.3	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	" 34
13	BARILETTA SCALO	" 35
13.1	SOTTOPASSAGGIO PEDONALE NEL PIAZZALE BINARI	" 35
13.2	RAMPE DI ACCESSO LUNGO VIA FILANNINO	" 36
APPENDICE 1 : tabulati di calcolo capacità portante		" 37

- ☐ La numerazione delle tabelle segue quella del paragrafo principale, seguita da un numero progressivo ed eventualmente da una lettera maiuscola che, ove necessario, potrà essere seguita da un numero (ad esempio per il paragrafo 5 : TAB. 5.1 TAB. 5.2/A ... TAB. 5.2/B.1 - TAB. 5.2/B.2 ...)
- ☐ La numerazione delle figure segue quella del paragrafo principale, seguita da un numero progressivo ed eventualmente da una lettera maiuscola (ad esempio per il paragrafo 4 : FIG. 4.1 – FIG. 4.2/A – FIG. 4.2/B...)

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 3 di 40

PARTE PRIMA

PREMESSE - INDAGINI - CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

1. GENERALITA'

Nell'ambito del Grande Progetto di "Adeguamento Ferroviario dell'Area Metropolitana Nord-Barese" è prevista l'esecuzione di alcuni interventi di miglioramento funzionale nelle Stazioni di Barletta Scalo e di Barletta Centrale, e precisamente:

Barletta Scalo: realizzazione di un sottopassaggio pedonale che attraversando tutto il piazzale binari colleghi l'ingresso della stazione a Via Filannino;

Barletta Centrale: realizzazione della nuova Stazione di Barletta su Via Vittorio Veneto, con l'edificio passeggeri posto in testata al sottopassaggio pedonale esistente.

Nel presente rapporto vengono esaminati i seguenti aspetti:

- ☐ inquadramento geologico dell'area;
- ☐ interazione opere - terreno;
- ☐ illustrazione delle indagini eseguite, elaborazione ed esame critico dei risultati;
- ☐ classificazione sismica dell'area;
- ☐ valutazione del rischio liquefazione;
- ☐ caratterizzazione dei litotipi geotecnici interessati dalle opere ed individuazione del profilo geotecnico di progetto;
- ☐ capacità portante e cedimenti;
- ☐ regimi di spinta sulle strutture.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 14/01/2008 : Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. 04/02/2009, n. 29 -suppl.)
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617
Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008"

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA

I caratteri geologici e geomorfologici del sito d'interesse sono compiutamente delineati nella relazione geologica a firma del Geol. Claudia De Bari e negli elaborati a questa collegati, che completano lo studio geologico. Si sottolinea come le opere di progetto ricadano in aree non soggette ad evoluzione morfologica e caratterizzate quindi da elevata stabilità sia alla grande che alla piccola scala.

La falda non interferisce con le opere di progetto.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 4 di 40

4. INTERAZIONE OPERA-TERRENO

I terreni interessati dalle opere di progetto sono costituiti da riporti e quindi da sabbie e sabbie limose, talora con ghiaia, e strati più francamente pelitici di limi argillosi con sabbia o argille limoso-sabbiose. La falda è assente sino alle quote di massimo scavo come pure all'interno del volume significativo delle fondazioni.

Esaminando le caratteristiche di resistenza e compressibilità di tali terreni alla luce di quelle delle opere strutturali di progetto si osserva che non si pongono particolari problemi di interazione opera-terreno, sia in termini di capacità portante che con riferimento ai cedimenti. Le maggiori attenzioni devono infatti essere rivolte esclusivamente al contenimento dello scavo in fase provvisoria nei casi in cui le condizioni al contorno non consentano di profilare a scarpata.

5. INDAGINI GEOTECNICHE

5.1 INDAGINI ESEGUITE

Nei siti interessate dalle opere di progetto sono state eseguite indagini geognostiche in situ consistenti in sondaggi meccanici a rotazione a carotaggio continuo, prove penetrometriche statiche CPT e dinamiche continue a punta conica SCPT (o DPSH), prove sismiche down-hole.

Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati poi sottoposti a prove geotecniche di laboratorio unitamente a campioni rimaneggiati prelevati dalle carote estratte. Nei due prospetti sottostanti sono elencate le indagini e la loro distribuzione :

Elenco indagini e loro identificazione

- ❑ n° 4 sondaggi meccanici a rotazione a carotaggio continuo di profondità compresa tra 15 m e 40 m, con prelievo di campioni indisturbati.
I sondaggi sono individuati con un codice alfanumerico che inizia con la sigla S seguita da un numero progressivo, eventualmente seguito da altri codici (bis, ter, etc.). Quando il foro di sondaggio viene equipaggiato per ulteriori prove e/o strumentazioni, alla sigla del sondaggio segue quella prova/strumentazione, come nel seguito specificato:
⇒ S2 : indica i sondaggi
⇒ S4 – DH2 : indica i sondaggi equipaggiati per l'esecuzione di prove sismiche down-hole ed il numero della prova sismica;
- ❑ n° 2 carotaggi sismici down-hole entro i fori di sondaggio S1 ed S4 profondi 40.00 m individuati rispettivamente con le sigle DH1 e DH2 (che seguono quella del sondaggio);
- ❑ n° 1 prova penetrometrica statica, individuata come CPT1;
- ❑ n° 4 prove penetrometriche dinamiche continue a punta conica, individuate come SCPT1 ÷ SCPT4
- ❑ prove geotecniche di laboratorio sui campioni indisturbati prelevati nel corso dei sondaggi e su campioni rimaneggiati prelevati direttamente dalle carote raccolte nelle cassette catalogatrici.

Distribuzione delle indagini

❑ Barletta Scalo	S1-DH1	l = 40.00 m	quota assoluta testa foro : + 16.75 m s.l.m.			
	S2	l = 20.00 m	"	"	"	: + 19.22 m s.l.m.
	S3	l = 15.00 m	"	"	"	: + 19.29 m s.l.m.
	CPT1	l ≈ 8.0 m	"	"	"	: + 16.75 m s.l.m.
	SCPT1	l ≈ 8.0 m	"	"	"	: + 16.75 m s.l.m.
	SCPT2	l ≈ 8.0 m	"	"	"	: + 19.22 m s.l.m.
	SCPT1	l ≈ 8.0 m	"	"	"	: + 19.29 m s.l.m.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 5 di 40

□ Barletta Centrale S4-DH2 I = 40.00 m quota assoluta testa foro : + 19.43 m s.l.m.
SCPT4 I ≈ 8.0 m " " " " : + 19.43 m s.l.m.

Tutte le carote estratte nel corso dei sondaggi sono state recuperate e poste in cassette catalogatrici, conservate presso la sede di Bari della Ferrotramviaria Engineering.

L'ubicazione delle indagini è riportata nell'elaborato "GE-GT 01 - Planimetria con ubicazione indagini"; i risultati delle stesse sono allegati nei fascicoli "GE-GT 02 - Rapporto indagini" e "GE-GT 03 - Prove geotecniche di laboratorio".

In merito all'utilizzo dei dati contenuti nel citato fascicolo delle indagini (GE GT 02) si osserva che è prassi comune che l'esecutore premetta ai risultati delle stesse una breve descrizione della metodologia di prova, accompagnandola da elaborazioni che correlano il dato misurato al dato geotecnico, generalmente prodotte in modo automatico (e quindi acriticamente) dallo stesso software di acquisizione dei dati di campagna.

Ancorché talora utili e/o appropriate, tali informazioni non possono in alcun modo configurarsi come attività progettuale, per cui si ribadisce che il passaggio dal dato misurato al parametro di progetto viene fatto solo ed esclusivamente nell'ambito della relazione geotecnica, che potrà anche far proprie, in tutto o in parte, le elaborazioni che accompagnano i rapporti di prova .

5.2 SONDAGGI MECCANICI A CAROTAGGIO CONTINUO

Le stratigrafie dei sondaggi con le foto delle cassette fanno parte della Relazione geologica (GE 01) e, per organicità, vengono riallegate al citato rapporto indagini (GE-GT 02).

L'esame delle carote indica che, in linea generale, sotto una coltre metrica di riporti si rinviene un livello di depositi alluvionali e quindi alternanze di limi sabbiosi / sabbie limose con argilla o argille limose con sabbia. Si tratta di materiali e strati talora con passaggi graduali di granulometria di cui non è sempre agevole individuare visivamente l'appartenenza ad uno o all'altro litotipo e quindi definire con precisione i livelli di transizione.

Per tal motivo si fa osservare che non è possibile ottenere la completa sovrapposizione tra le stratigrafie dei sondaggi ed i profili geotecnici. Questi infatti, per le profondità di interesse, possono avvalersi di prove penetrometriche continue, statiche e dinamiche, integrate da prove di laboratorio : è quindi possibile riscontrare, anche all'interno di strati granulometricamente omogenei, variazioni nelle caratteristiche meccaniche, che devono essere recepite nella definizione del profilo geotecnico di progetto.

Al fine di una migliore lettura, si anticipa la definizione dei litotipi geotecnici di progetto, così come risultante dalle successive elaborazioni di tutti i dati della campagna geognostica:

- Litotipo 1 : riporti
- Litotipo 2 : depositi alluvionali
- Litotipo 3 : limi e sabbie con argilla
- Litotipo 4 : limo con argilla e sabbia
- Litotipo 5 : argille limose

La falda è assente sino alle quote di massimo scavo come pure all'interno del volume significativo delle fondazioni.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 6 di 40

5.3 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT

5.3.1 Generalità

La prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test) consiste nella misura della resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta conica standardizzata, munita di manicotto superiore (friction jacket). Vengono infissi alternativamente, con avanzamento di 20 cm, la punta, la punta + il manicotto, la punta + il manicotto + l'intera colonna delle aste, e si misurano i seguenti dati:

- ☐ resistenza unitaria alla punta q_c
- ☐ resistenza unitaria laterale f_s
- ☐ rapporto percentuale $FR\% = 100 q_c/f_s$

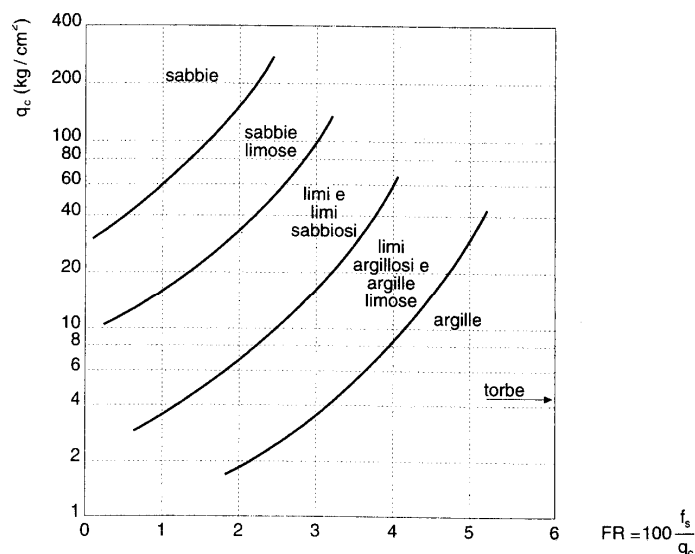
Le misure con il penetrometro statico sono generalmente attendibili per il campo di terreni compresi tra le sabbie e le argille, per profondità sino a circa 25 m e per resistenze massime alla punta q_c dell'ordine di 25 ÷ 30 MPa. I risultati che si ottengono possono essere utilizzati per la ricostruzione del profilo stratigrafico e per la valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni attraversati. In particolare, a stratificazioni di terreni incoerenti corrisponde un tipico andamento di q_c con valori elevati e marcatamente variabili; a stratificazioni di terreni a grana fine corrispondono resistenze relativamente ridotte con andamento uniforme. In linea generale dai dati di prova possono essere ricavati i seguenti parametri geotecnici:

- ☐ terreni prevalentemente non coesivi (sabbie limose e limi sabbiosi):
 $\phi' (q_c, \sigma'_v)$ $E_s (q_c, OCR)$ $E_d (q_c, OCR)$
- ☐ terreni coesivi (argille limose ed argille):
 $c_u (q_c, \sigma_v)$ $E_s (q_c, OCR)$ $E_d (q_c, OCR)$

5.3.2 Classificazione dei terreni - Densità relativa

Sono disponibili correlazioni empiriche tra la resistenza penetrometrica alla punta q_c , il rapporto $FR\% = 100 f_s/q_c$ e la classificazione dei terreni : tra queste sono largamente utilizzate quelle di Roberson & Campanella, 1983 (FIG. 5.1) e quella di Schmertmann, 1978.

FIGURA 5.1 : CORRELAZIONE TRA $FR\% = 100 f_s/q_c$ E LA CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI
(Roberson & Campanella, 1983)



 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 7 di 40

Si ritiene in questa sede di poter utilizzare la correlazione di Schmertmann adottata nelle elaborazioni che accompagnano i rapporti di prova; questa individua il seguente profilo (vedi fascicolo delle indagini) che è congruente, ancorché non coincidente, con la stratigrafia del vicino sondaggio S1-DH1:

da 0.00 m a 1.40 m : sabbie argillose e limi
da 1.40 m a 2.00 m : argille limose e sabbiose
da 2.00 m a 3.00 m : sabbie argillose e limi
da 3.00 m a 8.00 m : sabbie

Si osserva che i termini stratigrafici qui adottati non sono gli stessi utilizzati per definire i "litotipi geotecnici di progetto" a cui si perviene dall'esame congiunto di tutti i risultati delle indagini : sono finalizzati ad individuare la natura coesiva o non coesiva degli strati al fine di utilizzare le pertinenti caratterizzazioni in termini di resistenza al taglio (tensioni totali o tensioni efficaci).

La densità relativa è stata valutata con la seguente correlazione (vedi TAB. 5.1):

$$DR\% = -98 + 66 \log \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \right) \quad (\text{Lancellotta, 1983}) \quad \text{con } q_c \text{ e } \sigma'_{vo} \text{ in t/m}^2$$

5.3.3 Resistenza al taglio in sforzi totali (condizioni non drenate)

La correlazione di uso generale che lega la coesione non drenata c_u alla resistenza penetrometrica di punta q_c è la seguente:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_c} \quad \text{ove} \quad N_c = 10 \div 15 \text{ per terreni N.C. ed } N_c = 15 \div 25 \text{ per terreni S.C.}$$

Nel caso in esame, considerato che i terreni risultano normalconsolidati, è stato assunto $N_c = 14$, con un peso volume (saturo) pari a 20 kN/m^3 . Si osserva che, in assenza di falda, si è assunto un peso volume saturo "convenzionale" partendo da un peso-volume naturale di 19 kN/m^3 che sarà invece utilizzato per il calcolo delle pressioni verticali efficaci.

I risultati così ottenuti sono riportati in TABELLA 5.1, dove sono state calcolate anche le medie generali degli strati rappresentativi dei vari litotipi geotecnici : questi sono stati individuati dall'esame congiunto dei sondaggi e delle prove in situ e di laboratorio (si veda par. 7).

Si può osservare che la prova ha evidenziato solo un livello di 60 cm più francamente argilloso ($c_u \approx 166 \text{ kPa}$) entro strati (depositi alluvionali) caratterizzati da un comportamento non coesivo: pertanto la sua presenza può essere trascurata nella definizione del profilo geotecnico.

5.3.4 Resistenza al taglio in sforzi efficaci (condizioni drenate)

In presenza di terreni non coesivi si possono utilizzare varie correlazioni che legano l'angolo d'attrito efficace ϕ' alla resistenza penetrometrica di punta q_c ed alla pressione verticale efficace; con altro approccio l'angolo d'attrito può essere correlato alla granulometria ed alla densità relativa. Nel caso in esame sono state utilizzate le seguenti correlazioni:

$$\text{a) } \phi' = 9.8^\circ + 4.96^\circ \ln \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) \quad \text{Caquot}$$

$$\text{b) } \phi' = 5.9^\circ + 4.76^\circ \ln \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) \quad \text{De Beer (1965)}$$

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 8 di 40

$$c) \quad \varphi' = 27.6^\circ + 11^\circ \log \left(\frac{q_c - \sigma'_{vo}}{\sqrt{\sigma'_{vo} p_a}} \right) \quad \text{Mayne (2006)}$$

$$d) \quad \varphi' = 28^\circ + 14 \text{ DR}\% \quad \text{Schmertmann (1982) per sabbia fine uniforme}$$

I risultati così ottenuti sono riportati in TABELLA 5.1, con l'avviso che si è posto un limite superiore di 35° per l'angolo d'attrito, evidenziando con campitura grigia le caselle dove le correlazioni fornivano valori superiori. In tabella sono state calcolate anche le medie generali degli strati rappresentativi dei vari litotipi geotecnici : questi sono stati individuati dall'esame congiunto dei sondaggi e delle prove in situ e di laboratorio (si veda par. 7).

Richiamando quanto affermato al paragrafo 5.1, ultimo capoverso, si osserva come siano con tutta evidenza completamente privi di ogni logica e fondamento fisico i valori dell'angolo d'attrito φ' indicati nel rapporto di prova della CPT1 (vedi GE-GT 02), variabile tra 50° e 64° .

L'elaborazione dei dati di prova delinea il seguente profilo geotecnico, in buon accordo con la stratigrafia del vicino sondaggio S1 e con quello della contigua prova penetrometrica dinamica (SCPT1), con l'avviso che la definizione delle caratteristiche geotecniche di progetto dei vari litotipi viene svolta al paragrafo 7:

- da 0.00 m a ≈ 2.00 m litotipo geotecnico 2 (depositi alluvionali)
- da ≈ 2.00 m a ≈ 8.10 m litotipo geotecnico 3 (limi e sabbie con argilla)

5.3.5 Compressibilità

Il modulo di Young è stato correlato alla resistenza penetrometrica alla punta tramite l'espressione di Bellotti et al. (1989) :

$$E_s = \left(\frac{q_{cl}}{80} + 4.5 \right) \frac{q_c}{10} \quad (\text{Bellotti et al., 1989})$$

il modulo edometrico può essere valutato mediante le seguenti correlazioni, valide per sabbie N.C.:

$$\left| \begin{array}{ll} E_{ed} \text{ (MPa)} = 4 q_c & \text{per } q_c < 10 \text{ MPa} \\ E_{ed} \text{ (MPa)} = 2 q_c + 20 & \text{per } 10 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa} \\ E_{ed} \text{ (MPa)} = 120 & \text{per } q_c > 50 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad (\text{Lunne \& Christophersen, 1983})$$

$$E_{ed} = 8.25 (q_c - \sigma'_{vo}) \quad (\text{Kulhawy e Mayne, 1990})$$

I risultati così ottenuti sono riportati in TABELLA 5.1, ove sono anche indicati i valori medi per i vari strati.

TABELLA 5.1 : ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE					Lancellotta, 1983	Media per strato	De Beer - 1965	Caquot	Schmertmann 1977-82 (sabbia fine uniforme)	Mayne , 2006	Valori medi per livello di 20 cm	Media per strato	$c_u = (q_c - \sigma_{vo})/14$	Media per strato	Robertson e Campanella 1983)	Media per strato	Lunne & Christophersen 1983	Kulhawy e Mayne 1990	Valore medio	Media per strato	Litologia Schmertmann 1978		
z (m)	q _c Mpa	f _s Mpa	σ _{vo} (kPa)	σ' _{vo} (kPa)	DR (%)	φ' (°)					c _u (MPa)		E _{s25} (MPa)		E _{sd} (MPa)								
0,2	2,30	0,08	4,00	3,80		21							0,164		4,6		9,2	18,9	14,1		Argille limose e sabbiose	depositi alluvionali LITOTIPO 2	
0,4	3,20	0,10	8,00	7,60	11		35	36	28	36	34					6,4		12,8	26,3	19,6			Sabbie argillose e limi
0,6	2,60	0,08	12,00	11,40	17		32	36	28	36	33					5,2		10,4	21,4	15,9			Sabbie argillose e limi
0,8	3,20	0,07	16,00	15,20	21		31	36	36	36	35					6,4	6,60	12,8	26,3	19,5			Sabbia
1,0	3,20	0,10	20,00	19,00	24		30	35	28	36	32					6,4		12,8	26,2	19,5			Sabbie argillose e limi
1,2	3,50	0,09	24,00	22,80	27		30	35	28	36	32					7,0		14,0	28,7	21,3			Sabbie argillose e limi
1,4	4,10	0,08	28,00	26,60	29		30	35	28	36	32					8,2		16,4	33,6	25,0			Sabbia
1,6	3,00	0,10	32,00	30,40	31								0,212		6,0		12,0	24,5	18,2		Argille limose e sabbiose		
1,8	2,10	0,08	36,00	34,20	32								0,147	0,166	4,2	4,7	8,4	17,0	12,7		Argille limose e sabbiose		
2,0	2,00	0,07	40,00	38,00	34								0,140		4,0		8,0	16,2	12,1		Argille limose e sabbiose		
2,2	3,60	0,11	44,00	41,80	35	46	27	32	35	36	32				7,2		14,4	29,3	21,9		Sabbie argillose e limi	limi e sabbie con argilla LITOTIPO 3	
2,4	3,90	0,12	48,00	45,60	37		27	32	28	36	31					7,8		15,6	31,8	23,7			Sabbie argillose e limi
2,6	3,80	0,12	52,00	49,40	38		27	31	28	36	30					7,6		15,2	30,9	23,1			Sabbie argillose e limi
2,8	6,50	0,13	56,00	53,20	39		29	34	36	36	34					13,0		26,0	53,2	39,6			Sabbia
3,0	5,80	0,15	60,00	57,00	40		28	33	28	36	31					11,6		23,2	47,4	35,3			Sabbie argillose e limi
3,2	7,20	0,11	64,00	60,80	41		29	33	36	36	34					14,4		28,8	58,9	43,8			Sabbia
3,4	8,90	0,12	68,00	64,60	42		29	34	36	36	34					17,8		35,6	72,9	54,2			Sabbia
3,6	8,20	0,13	72,00	68,40	42		29	34	36	36	34					16,4		32,8	67,1	49,9			Sabbia
3,8	6,80	0,14	76,00	72,20	43		28	32	28	36	31					13,6		27,2	55,5	41,3			Sabbia
4,0	5,20	0,14	80,00	76,00	44		26	31	28	36	30					10,4		20,8	42,2	31,5			Sabbie argillose e limi
4,2	5,60	0,11	84,00	79,80	45		26	31	28	36	30					11,2		22,4	45,5	34,0			Sabbia
4,4	4,90	0,10	88,00	83,60	45		25	30	28	36	30					9,8		19,6	39,7	29,6			Sabbia
4,6	6,90	0,13	92,00	87,40	46		27	31	28	36	31					13,8		27,6	56,2	41,9			Sabbia
4,8	7,80	0,11	96,00	91,20	47		27	32	36	36	33					15,6		31,2	63,6	47,4			Sabbia
5,0	8,10	0,10	100,00	95,00	47		27	32	36	36	33					16,2	16,18	32,4	66,0	49,2			Sabbia
5,2	10,30	0,12	104,00	98,80	48		28	33	36	36	33					20,6		40,6	84,1	62,4			Sabbia addensata
5,4	8,50	0,12	108,00	102,60	48		27	32	36	36	33					17,0		34,0	69,2	51,6			Sabbia
5,6	12,60	0,12	112,00	106,40	49		29	33	36	36	34					25,2		45,2	103,0	74,1			Sabbia addensata
5,8	11,80	0,10	116,00	110,20	49		28	33	36	36	33					23,6		43,6	96,4	70,0			Sabbia addensata
6,0	16,80	0,13	120,00	114,00	50		30	35	36	36	34					33,6		53,6	137,6	95,6			Sabbia addensata
6,2	8,80	0,12	124,00	117,80	50		26	31	36	36	32					17,6		35,2	71,6	53,4			Sabbia
6,4	6,80	0,12	128,00	121,60	51		25	30	28	36	30					13,6		27,2	55,0	41,1			Sabbia
6,6	10,50	0,11	132,00	125,40	51		27	32	36	36	33					21,0		41,0	85,5	63,3			Sabbia addensata
6,8	12,30	0,13	136,00	129,20	52		28	32	36	36	33					24,6		44,6	100,4	72,5			Sabbia addensata
7,0	9,20	0,11	140,00	133,00	52		26	31	28	36	30					18,4		36,8	74,7	55,8			Sabbia
7,2	9,10	0,13	144,00	136,80	52		26	31	28	36	30					18,2		36,4	73,9	55,1			Sabbia
7,4	8,80	0,15	148,00	140,60	53		26	30	28	36	30					17,6		35,2	71,4	53,3			Sabbia
7,6	7,90	0,12	152,00	144,40	53		25	30	28	36	30					15,8		31,6	63,9	47,8			Sabbia
7,8	8,20	0,11	156,00	148,20	54		25	30	28	36	30					16,4		32,8	66,4	49,6			Sabbia
8,0	7,90	0,14	160,00	152,00	54		25	29	28	36	30					15,8		31,6	63,9	47,7			Sabbia

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO ESECUTIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 10 di 40

5.4 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE SCPT

5.4.1 Generalità

Storicamente le prove penetrometriche dinamiche sono nate come prove discontinue (prove SPT – Standard Penetration Test), eseguite nel corso dei sondaggi infiggendo con modalità standardizzate un campionatore Raymond e contando i colpi necessari per 3 successivi avanzamenti di 15 cm; il numero di colpi necessario per gli ultimi 30 cm di avanzamento rappresentava il valore di NSPT.

Tutte le elaborazioni per ricavare da una prova penetrometrica dinamica i vari parametri geotecnici sono basate su correlazioni con tale dato (NSPT), ancorché corretto con ulteriori fattori di normalizzazione: si tratta di una sperimentazione sviluppatasi per molti decenni su una elevatissima messe di dati raccolti nei più svariati Paesi, e pertanto di grande affidabilità ingegneristica.

Con la successiva introduzione delle prove penetrometriche dinamiche continue, usualmente denominate SCPT (Standard Cone Penetration Test), si pone il problema di passare dal dato misurato con tali prove (NSCPT) al valore di NSPT, in modo da poter continuare ad utilizzare le correlazioni già disponibili, senza le quali la prova SCPT non avrebbe alcuna utilità. Il legame tra NSCPT ed NSPT viene fatto sulla base delle energie specifiche delle due prove:

$$N_{SPT} = \beta_i N_{SCPT} \quad \text{dove:} \quad \beta_i = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q e Q_{SPT} rappresentano l'energia specifica rispettivamente della prova SCPT ed SPT, data da:

$$Q = \frac{M^2 H}{A \delta (M + M')} \quad \text{ove:}$$

M = peso massa battente;
 M' = peso aste
 H = altezza di caduta
 A = area base punta conica
 δ = passo di avanzamento

Nel caso in esame è stata utilizzata un'attrezzatura classificata come "Penetrometro Pagani TG 63-200" avente le seguenti caratteristiche:

- peso del maglio $M = 72.5$ kg
- altezza di caduta $H = 75$ cm
- punta conica $\varnothing 51$ mm con apertura di 60°
- area base punta conica $A = 20.43$ cm²
- peso aste ≈ 5 kg/m
- sganciamento del maglio mediante dispositivo automatico
- avanzamento punta $\delta = 30$ cm

Si ricava $\beta_i = \frac{Q}{Q_{SPT}} = 1.15$ e quindi, detto N_{30} il valore misurato con il penetrometro Pagani, risulta :

$$N_{SPT} = 1.15 N_{30}$$

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 11 di 40

5.4.2 Resistenza al taglio in sforzi efficaci (condizioni drenate) e densità relativa

I dati delle prove SCPT sono stati utilizzati per valutare la densità relativa ricorrendo alle seguenti correlazioni (vedi TABB. 5.2/A-B-C-D, con l'avviso che si è posto un limite superiore del 90% evidenziando con campitura grigia le caselle dove le correlazioni fornivano valori superiori) :

- $DR\% = 21 + \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\sigma'_{vo} + 0.7}}$ (Gibbs-Holtz - 1957) con σ'_{vo} in kg/cm^2
- $DR\% = 100 + \sqrt{\frac{(N_1)_{SPT}}{60}}$ (Skempton - 1986)
- $DR\% = 22 + (N_{SPT})^{0.57} \left(100 \frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{-0.14}$ (Yoshida e Kokusho - 1988 per sabbie fini)

Per la determinazione dell'angolo d'attrito, sono state impiegate le seguenti correlazioni, largamente utilizzate ed affidabili :

- $\phi' = \sqrt{15 N_{SPT}} + 15^\circ$ (Yukitake Shioi e Jiro Fukuni, 1982 - RBS)
- $\phi' = 0.3 N_{SPT} + 27^\circ$ (Yukitake Shioi e Jiro Fukuni, 1982 - JNR)
- $\phi' = \sqrt{15.4 (N_1)_{SPT}} + 20^\circ \pm 3^\circ$ (Hatanaka & Uchida, 1996) ,
dove: $(N_1)_{SPT} = C_N N_{SPT}$
essendo $C_N = (100/\sigma'_v)^{0.5}$ con σ'_v espresso in kPa
- $\phi' = 28^\circ + 0.28 N_{SPT}$ (Sowers, 1961)
- $\phi' = 27.2^\circ + 0.28 N_{SPT}$ (Meyerhof et al. - 1956)
- $\phi' = 19^\circ - 3.8 \sigma'_v + 8.73 \text{Log}(N_{SPT})$ (De Mello, con σ'_v in kg/cm^2)

E' noto che l'evidenza sperimentale suggerisce di considerare - specie nel caso di formazioni fortemente addensate - i valori dell'angolo di attrito ottenuti da N_{SPT} come valori di picco (ϕ'_p) fornendo delle correlazioni per passare da questo all'angolo d'attrito a volume costante (ϕ'_{cv}) :

- per $\phi'_p \leq 35^\circ \Rightarrow \phi'_{cv} = \phi'_p$
- per $\phi'_p > 35^\circ \Rightarrow$ il maggiore tra i due valori: $\phi'_{cv} = 35^\circ$
 $\phi'_{cv} = 0.90 \phi'_p$

Nel caso in esame si è agito in via cautelativa ponendo un limite superiore di 35° per l'angolo d'attrito. Nelle tabelle con le elaborazioni dei dati sono evidenziate con campitura grigia le caselle dove le correlazioni fornivano valori superiori.

I risultati ottenuti applicando tali correlazioni per le 4 verticali indagate sono riportati in TABELLA 5.2/A - B - C - D dove sono pure indicati i valori medi di ϕ' per gli strati relativi ai diversi litotipi geotecnici (si veda par. 7). Dall'insieme delle prove si ricavano i seguenti profili geotecnici, limitatamente alla profondità indagata (8.10 m) , con l'avviso che la definizione delle caratteristiche geotecniche di progetto dei vari litotipi viene svolta al paragrafo 7 :

Barletta Scalo

SCPT 1

- da 0.00 m a 2.10 m litotipo geotecnico 2 (depositi alluvionali)
- da 2.10 m a 8.10 m litotipo geotecnico 3 (limi e sabbie con argilla)

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 12 di 40

SCPT 2

- da 0.00 m a 5.10 m *litotipo geotecnico 2* *(depositi alluvionali)*
- da 5.10 m a 8.10 m *litotipo geotecnico 3* *(limi e sabbie con argilla)*

SCPT 3

- da 0.00 m a 5.10 m *litotipo geotecnico 2* *(depositi alluvionali)*
- da 5.10 m a 8.10 m *litotipo geotecnico 3* *(limi e sabbie con argilla)*

Barletta Centrale

SCPT 4

- da 0.00 m a 1.80 m *litotipo geotecnico 1* *(riporti)*
- da 1.80 m a 3.90 m *litotipo geotecnico 3* *(limi e sabbie con argilla)*
- da 3.90 m a 8.10 m *litotipo geotecnico 4* *(limo con argilla e sabbia)*

5.4.3 Compressibilità

Per il modulo di Young sono state considerate le seguenti correlazioni, valide per terreni NC:

- a. $E_s \text{ (kPa)} = 320 (N_{SPT} + 15)$ *(J. E. Bowles, 1991 per sabbie argillose)*
- b. $E_s \text{ (kPa)} = 15.000 \ln(N_{SPT})$ *(J. E. Bowles, 1991 per sabbie)*
- c. $E_s \text{ (MPa)} = NSPT$ *(Stroud, 1989 per sabbie)*
- d. $E_s \text{ (MPa)} = 0.5 (N_{SPT} + 45)$ *(P. Mayne, 1991 per sabbie limose)*

I risultati ottenuti sono riportati nelle citate TABB. 5.2/A - B - C - D dove sono pure indicati i valori medi per gli strati corrispondenti ai diversi litotipi geotecnici.

TABELLA 5.2/A : ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE										Gibbs ed Holtz (1957)	Yoshida e Kokusho (1988)	Skempton (1986)	Valore medio	Media per strato	RBS Shioi - Fukuni (1982)	JNR Shioi - Fukuni (1982)	Hatanaka & Uchida (1996)	Sowers (1961)	Meyerhof et al. (1956)	De Mello (1970)	Valore medio	Media per strato	Sabbia (Bowles-1, 1991)	Sabbia (Bowles-2, 1991)	Sabbia (Stroud 1989)	Sabbia limosa (Mayne)	Valore medio	Media per strato	18,9	depositi alluvionali LITOTIPO 2
SCPT1 - Barletta Scalo										(N ₁) _{SPT}	DR				φ _s (°)										E _s (Young) (MPa)					
z (m)	N ₃₀ (colpi / 30cm)	β ₁ (-)	N _{SPT} = β ₁ N ₃₀ (colpi / 30cm)	σ _{vo} (kPa)																										
0,30	8	1,15	9	5,70	39	90	61	80	77	64	27	29	35	31	30	27	30	7,7	33,3	9,2	27,1	19,3								
0,60	7	1,15	8	11,40	24	90	51	63	68		26	29	35	30	29	27	29	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3								
0,90	7	1,15	8	17,10	19	90	49	57	65		26	29	34	30	29	27	29	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3								
1,20	8	1,15	9	22,80	19	90	50	57	66		27	30	34	31	30	27	30	7,7	33,3	9,2	27,1	19,3								
1,50	13	1,15	15	28,50	28	90	64	68	74		30	31	35	32	31	29	32	9,6	40,6	15,0	30,0	23,8								
1,80	7	1,15	8	34,20	14	76	44	48	56		26	29	32	30	29	27	29	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3								
2,10	4	1,15	5	39,90	7	54	31	35	40		26	28	28	29	28	26	28	6,3	22,9	4,6	24,8	14,6								
2,40	11	1,15	13	45,60	19	85	55	56	65		29	31	34	32	31	28	31	8,8	38,1	12,7	28,8	22,1								
2,70	16	1,15	18	51,30	26	90	67	65	74		32	33	37	33	32	30	33	10,7	43,7	18,4	31,7	26,1								
3,00	27	1,15	31	57,00	41	90	89	83	87	72	37	36	35	35	35	32	35	14,7	51,5	31,1	38,0	33,8								
3,30	24	1,15	28	62,70	35	90	82	76	83		35	35	35	35	35	31	34	13,6	49,8	27,6	36,3	31,8								
3,60	15	1,15	17	68,40	21	82	62	59	67		31	32	35	33	32	30	32	10,3	42,7	17,3	31,1	25,4								
3,90	4	1,15	5	74,10	5	40	29	30	33		26	28	26	29	28	26	27	6,3	22,9	4,6	24,8	14,6								
4,20	10	1,15	12	79,80	13	62	48	46	52		28	30	31	31	30	28	30	8,5	36,6	11,5	28,3	21,2								
4,50	13	1,15	15	85,50	16	68	55	52	58		30	31	33	32	31	29	31	9,6	40,6	15,0	30,0	23,8								
4,80	19	1,15	22	91,20	23	79	68	62	70		33	34	35	34	33	30	33	11,8	46,3	21,9	33,4	28,3								
5,10	34	1,15	39	96,90	40	90	90	81	87		35	35	35	35	35	33	35	17,3	55,0	39,1	42,1	38,4								
5,40	38	1,15	44	102,60	43	90	90	85	88		35	35	35	35	35	33	35	18,8	56,7	43,7	44,4	40,9								
5,70	33	1,15	38	108,30	36	90	90	78	86		35	35	35	35	35	32	35	16,9	54,5	38,0	41,5	37,7								
6,00	29	1,15	33	114,00	31	87	84	72	81	49	35	35	35	35	35	32	34	15,5	52,6	33,4	39,2	35,2								
6,30	27	1,15	31	119,70	28	81	80	69	77		35	35	35	35	35	32	34	14,7	51,5	31,1	38,0	33,8								
6,60	35	1,15	40	125,40	36	90	90	77	86		35	35	35	35	35	33	35	17,7	55,4	40,3	42,6	39,0								
6,90	29	1,15	33	131,10	29	80	82	70	77		35	35	35	35	35	32	34	15,5	52,6	33,4	39,2	35,2								
7,20	34	1,15	39	136,80	33	84	89	75	83		35	35	35	35	35	32	35	17,3	55,0	39,1	42,1	38,4								
7,50	18	1,15	21	142,50	17	60	62	54	59		33	33	33	34	33	30	33	11,4	45,5	20,7	32,9	27,6								
7,80	24	1,15	28	148,20	23	68	72	61	67		35	35	36	36	35	31	35	13,6	49,8	27,6	36,3	31,8								
8,10	27	1,15	31	153,90	25	70	77	65	71		35	35	35	35	35	31	34	14,7	51,5	31,1	38,0	33,8								

TABELLA 5.2/B : ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE											Gibbs ed Holz (1957)	Yoshida e Kokusho (1988)	Skempton (1986)	Valore medio	Media per strato	RBS Shioi - Fukuni (1982)	JNR Shioi - Fukuni (1982)	Hatanaka & Uchida (1996)	Sowers (1961)	Meyerhof et al. (1956)	De Mello (1970)	Valore medio	Media per strato	Sabbia (Bowles-1, 1991)	Sabbia (Bowles-2, 1991)	Sabbia (Stroud 1989)	Sabbia limosa (Mayne)	Valore medio	Media per strato	
SCPT2 - Barletta Scalo											z (m)	N ₃₀ (colpi / 30cm)	β ₁ (-)	N _{SPT} = β ₁ N ₃₀ (colpi / 30cm)	σ' vo (kPa)	(N ₁) _{SPT}	DR				φ _s (°)				E _s (Young) (MPa)					
				DR (%)				φ _s (°)									E _s (MPa)													
0,30	10	1,15	12	5,70	48	90	69	90	83	49	28	30	36	31	30	28	31	8,5	36,6	11,5	28,3	21,2	depositi alluvionali LITOTIPO 2							
0,60	14	1,15	16	11,40	48	90	76	89	85		31	32	36	33	32	29	32	10,0	41,7	16,1	30,6	24,6								
0,90	15	1,15	17	17,10	42	90	75	83	83		31	32	36	33	32	30	32	10,3	42,7	17,3	31,1	25,4								
1,20	8	1,15	9	22,80	19	90	50	57	66		27	30	34	31	30	27	30	7,7	33,3	9,2	27,1	19,3								
1,50	2	1,15	2	28,50	4	44	22	27	31		26	28	26	29	28	26	27	5,5	12,5	2,3	23,7	11,0								
1,80	2	1,15	2	34,20	4	41	22	26	29		26	28	26	29	28	26	27	5,5	12,5	2,3	23,7	11,0								
2,10	2	1,15	2	39,90	4	38	21	25	28		26	28	26	29	28	26	27	5,5	12,5	2,3	23,7	11,0								
2,40	3	1,15	3	45,60	5	44	26	29	33		26	28	26	29	28	26	27	5,9	18,6	3,5	24,2	13,0								
2,70	2	1,15	2	51,30	3	34	20	23	26		26	28	26	29	28	26	27	5,5	12,5	2,3	23,7	11,0								
3,00	3	1,15	3	57,00	5	40	25	28	31	41	26	28	26	29	28	26	27	5,9	18,6	3,5	24,2	13,0	limi e sabbie con argilla LITOTIPO 3							
3,30	6	1,15	7	62,70	9	54	37	38	43		26	29	29	30	29	26	28	7,0	29,0	6,9	26,0	17,2								
3,60	7	1,15	8	68,40	10	56	40	40	45		26	29	29	30	29	27	29	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3								
3,90	5	1,15	6	74,10	7	45	33	33	37		26	29	27	30	29	26	28	6,6	26,2	5,8	25,4	16,0								
4,20	7	1,15	8	79,80	9	52	39	39	43		26	29	29	30	29	27	28	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3								
4,50	12	1,15	14	85,50	15	65	53	50	56		29	31	32	32	31	29	31	9,2	39,4	13,8	29,4	22,9								
4,80	23	1,15	26	91,20	28	87	76	68	77		35	35	35	35	35	31	34	13,3	49,1	26,5	35,7	31,1								
5,10	25	1,15	29	96,90	29	88	79	70	79		35	35	35	35	35	31	34	14,0	50,4	28,8	36,9	32,5								
5,40	15	1,15	17	102,60	17	66	58	53	59		31	32	33	33	32	29	32	10,3	42,7	17,3	31,1	25,4								
5,70	9	1,15	10	108,30	10	50	43	41	45		27	30	29	31	30	27	29	8,1	35,1	10,4	27,7	20,3								
6,00	7	1,15	8	114,00	8	43	37	35	38	28,9	26	29	28	30	29	26	28	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3								
6,30	8	1,15	9	119,70	8	44	40	37	41		27	30	28	31	30	27	29	7,7	33,3	9,2	27,1	19,3								
6,60	14	1,15	16	125,40	14	57	55	49	53		31	32	32	33	32	29	31	10,0	41,7	16,1	30,6	24,6								
6,90	7	1,15	8	131,10	7	39	36	34	37		26	29	27	30	29	26	28	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3								
7,20	6	1,15	7	136,80	6	35	33	31	33		26	29	27	30	29	26	28	7,0	29,0	6,9	26,0	17,2								
7,50	5	1,15	6	142,50	5	32	30	28	30		26	29	26	30	29	26	27	6,6	26,2	5,8	25,4	16,0								
7,80	8	1,15	9	148,20	8	39	39	35	38	27	30	28	31	30	27	29	7,7	33,3	9,2	27,1	19,3									
8,10	7	1,15	8	153,90	6	36	36	33	35	26	29	27	30	29	26	28	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3									

TABELLA 5.2/C : ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE						Gibbs ed Holtz (1957)	Yoshida e Kokusho (1988)	Skempton (1986)	Valore medio	Media per strato	RBS Shioi - Fukuni (1982)	JNR Shioi - Fukuni (1982)	Hatanaka & Uchida (1996)	Sowers (1961)	Meyerhof et al. (1956)	De Mello (1970)	Valore medio	Media per strato	Sabbia (Bowles-1, 1991)	Sabbia (Bowles-2, 1991)	Sabbia (Stroud 1989)	Sabbia limosa (Mayne)	Valore medio	Media per strato	
SCPT3 - Barletta Scalo																									
z	N ₃₀	β _i	N _{SPT} = β _i N ₃₀	σ' vo	(N ₁) _{SPT}	DR				ψ'				E _s (Young)											
(m)	(colpi/30cm)	(-)	(colpi/30cm)	(kPa)		(%)				(°)				(MPa)											
0,30	11	1,15	13	5,70	53	90	73	90	84	45	29	31	36	32	31	29	31	8,8	38,1	12,7	28,8	22,1	16,6	depositi alluvionali LITOTIPO 2	
0,60	13	1,15	15	11,40	44	90	73	86	83		30	31	36	32	31	29	32	9,6	40,6	15,0	30,0	23,8			
0,90	7	1,15	8	17,10	19	90	49	57	65		26	29	34	30	29	27	29	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3			
1,20	4	1,15	5	22,80	10	68	34	40	47		26	28	29	29	28	26	28	6,3	22,9	4,6	24,8	14,6			
1,50	0	1,15	1	28,50	2	29	14	18	20		26	27	26	28	27	26	27	5,1	0,0	1,0	23,0	7,3			
1,80	0	1,15	1	34,20	2	27	13	17	19		26	27	26	28	27	26	27	5,1	0,0	1,0	23,0	7,3			
2,10	0	1,15	1	39,90	2	25	13	16	18		26	27	26	28	27	26	27	5,1	0,0	1,0	23,0	7,3			
2,40	2	1,15	2	45,60	3	36	21	24	27		26	28	26	29	28	26	27	5,5	12,5	2,3	23,7	11,0			
2,70	2	1,15	2	51,30	3	34	20	23	26		26	28	26	29	28	26	27	5,5	12,5	2,3	23,7	11,0			
3,00	2	1,15	2	57,00	3	33	20	23	25		26	28	26	29	28	26	27	5,5	12,5	2,3	23,7	11,0			
3,30	5	1,15	6	62,70	7	49	33	35	39	62	26	29	28	30	29	26	28	6,6	26,2	5,8	25,4	16,0	28,8	limi e sabbie con argilla LITOTIPO 3	
3,60	5	1,15	6	68,40	7	47	33	34	38		26	29	27	30	29	26	28	6,6	26,2	5,8	25,4	16,0			
3,90	4	1,15	5	74,10	5	40	29	30	33		26	28	26	29	28	26	27	6,3	22,9	4,6	24,8	14,6			
4,20	8	1,15	9	79,80	10	55	42	41	46		27	30	30	31	30	27	29	7,7	33,3	9,2	27,1	19,3			
4,50	19	1,15	22	85,50	24	82	68	63	71		33	34	35	34	33	30	33	11,8	46,3	21,9	33,4	28,3			
4,80	23	1,15	26	91,20	28	87	76	68	77		35	35	35	35	35	31	34	13,3	49,1	26,5	35,7	31,1			
5,10	12	1,15	14	96,90	14	61	52	48	54		29	31	32	32	31	29	31	9,2	39,4	13,8	29,4	22,9			
5,40	7	1,15	8	102,60	8	45	38	36	40		26	29	28	30	29	27	28	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3			
5,70	11	1,15	13	108,30	12	55	49	45	49		29	31	31	32	31	28	30	8,8	38,1	12,7	28,8	22,1			
6,00	11	1,15	13	114,00	12	53	48	44	49		29	31	31	32	31	28	30	8,8	38,1	12,7	28,8	22,1			
6,30	18	1,15	21	119,70	19	66	63	56	62	70	33	33	34	34	33	30	33	11,4	45,5	20,7	32,9	27,6	25,6		
6,60	18	1,15	21	125,40	18	65	63	56	61		33	33	34	34	33	30	33	11,4	45,5	20,7	32,9	27,6			
6,90	21	1,15	24	131,10	21	68	68	59	65		34	34	35	35	34	31	34	12,5	47,8	24,2	34,6	29,8			
7,20	25	1,15	29	136,80	25	72	75	64	70		35	35	35	35	35	31	34	14,0	50,4	28,8	36,9	32,5			
7,50	43	1,15	49	142,50	41	90	90	83	88		35	36	35	35	35	33	35	20,6	58,5	49,5	47,2	44,0			
7,80	24	1,15	28	148,20	23	68	72	61	67		35	35	35	35	35	31	34	13,6	49,8	27,6	36,3	31,8			
8,10	24	1,15	28	153,90	22	66	72	61	66		35	35	35	35	35	31	34	13,6	49,8	27,6	36,3	31,8			

TABELLA 5.2/D : ELABORAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE						Gibbs ed Holz (1957)	Yoshida e Kokusho (1988)	Skempton (1986)	Valore medio per livello di 30 cm	Media per strato	RBS Shioi - Fukuni (1982)	JNR Shioi - Fukuni (1982)	Hatanaka & Uchida (1996)	Sowers (1961)	Meyerhof et al. (1956)	De Mello (1970)	Valore medio	Media per strato	Sabbia (Bowles-1, 1991)	Sabbia (Bowles-2, 1991)	Sabbia (Stroud 1989)	Sabbia limosa (Mayne)	Valore medio	Media per strato	
SCPT4 - Barletta Centrale																									
z	N ₃₀	β _t	N _{SPT} = β _t N ₃₀	σ' _{vo}	(N ₁) _{SPT}	DR				ψ'				E _s (Young)											
(m)	(colpi/30cm)	(-)	(colpi/30cm)	(kPa)		(%)				(°)				(MPa)											
0,30	8	1,15	9	5,70	39	90	61	80	77	83	36	30	36	31	30	27	32	33,6	7,7	33,3	9,2	27,1	19,3	31,6	riporti LITOTIPO 1
0,60	5	1,15	6	11,40	17	90	42	53	62		31	29	33	30	29	26	29		6,6	26,2	5,8	25,4	16,0		
0,90	19	1,15	22	17,10	53	90	86	90	89		36	34	36	34	33	31	34		11,8	46,3	21,9	33,4	28,3		
1,20	27	1,15	31	22,80	65	90	90	90	90		36	36	36	36	36	32	35		14,7	51,5	31,1	38,0	33,8		
1,50	50	1,15	58	28,50	108	90	90	90	90		36	36	36	36	36	34	36		23,2	60,8	57,5	51,3	48,2		
1,80	43	1,15	49	34,20	85	90	90	90	90		36	36	36	36	36	34	36		20,6	58,5	49,5	47,2	44,0		
2,10	15	1,15	17	39,90	27	90	67	67	75	70	35	32	35	33	32	30	33	32,5	10,3	42,7	17,3	31,1	25,4	25,6	limi e sabbie con argilla LITOTIPO 3
2,40	13	1,15	15	45,60	22	90	60	61	70		33	31	35	32	31	29	32		9,6	40,6	15,0	30,0	23,8		
2,70	22	1,15	25	51,30	35	90	80	77	82		35	35	35	35	34	31	34		12,9	48,5	25,3	35,2	30,5		
3,00	18	1,15	21	57,00	27	90	70	68	76		35	33	35	34	33	30	33		11,4	45,5	20,7	32,9	27,6		
3,30	16	1,15	18	62,70	23	88	65	62	72		34	33	35	33	32	30	33		10,7	43,7	18,4	31,7	26,1		
3,60	14	1,15	16	68,40	19	79	59	57	65		32	32	34	33	32	29	32		10,0	41,7	16,1	30,6	24,6		
3,90	10	1,15	12	74,10	13	64	48	47	53	38	29	30	31	31	30	28	30	28,2	8,5	36,6	11,5	28,3	21,2	18,2	limo con argilla e sabbia LITOTIPO 4
4,20	6	1,15	7	79,80	8	48	36	36	40		26	29	28	30	29	26	28		7,0	29,0	6,9	26,0	17,2		
4,50	6	1,15	7	85,50	7	46	35	35	39		26	29	28	30	29	26	28		7,0	29,0	6,9	26,0	17,2		
4,80	6	1,15	7	91,20	7	44	35	35	38		26	29	28	30	29	26	28		7,0	29,0	6,9	26,0	17,2		
5,10	4	1,15	5	96,90	5	35	28	28	30		26	28	26	29	28	26	27		6,3	22,9	4,6	24,8	14,6		
5,40	7	1,15	8	102,60	8	45	38	36	40		26	29	28	30	29	27	28		7,4	31,3	8,1	26,5	18,3		
5,70	7	1,15	8	108,30	8	44	37	36	39	38	26	29	28	30	29	26	28	28,2	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3	18,2	limo con argilla e sabbia LITOTIPO 4
6,00	8	1,15	9	114,00	9	45	40	38	41		26	30	29	31	30	27	29		7,7	33,3	9,2	27,1	19,3		
6,30	8	1,15	9	119,70	8	44	40	37	41		26	30	28	31	30	27	29		7,7	33,3	9,2	27,1	19,3		
6,60	9	1,15	10	125,40	9	46	42	39	42		27	30	29	31	30	27	29		8,1	35,1	10,4	27,7	20,3		
6,90	8	1,15	9	131,10	8	42	39	37	39		26	30	28	31	30	27	29		7,7	33,3	9,2	27,1	19,3		
7,20	6	1,15	7	136,80	6	35	33	31	33		26	29	27	30	29	26	28		7,0	29,0	6,9	26,0	17,2		
7,50	7	1,15	8	142,50	7	37	36	34	36	38	26	29	27	30	29	26	28	28,2	7,4	31,3	8,1	26,5	18,3	18,2	limo con argilla e sabbia LITOTIPO 4
7,80	8	1,15	9	148,20	8	39	39	35	38		26	30	28	31	30	27	28		7,7	33,3	9,2	27,1	19,3		
8,10	8	1,15	9	153,90	7	38	39	35	37		26	30	28	31	30	27	28		7,7	33,3	9,2	27,1	19,3		

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 15 di 40

5.5 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati sottoposti a prove geotecniche di laboratorio come indicato nel prospetto sottostante:

CAMPIONI INDISTURBATI							
UBICAZIONE	SONDAGGIO	CAMPIONE	Quota di prelievo	Riconoscimento generale	E.L.L.	TAGLIO DIRETTO C.D.	EDOMETRICA
Barletta Scalo	S1 – DH1	S1 – C1	9.50 ÷ 10.00 m	☐	☐	☐	☐
	S2	S2 – C1	6.20 ÷ 6.60 m	☐		☐	
Barletta Stazione	S4 – DH2	S4 – C1	7.50 ÷ 8.00 m	☐	☐	☐	
		S4 – C2	14.50 ÷ 15.00 m	☐	☐		☐

Dalle carote estratte e deposte nelle cassette catalogatrici sono stati inoltre prelevati i campioni rimaneggiati di cui al prospetto sottostante, sui quali sono state eseguite le prove di riconoscimento generale (granulometria e limiti di Atterberg).

UBICAZIONE	SONDAGGIO	CAMPIONI RIMANEGGIATI	
		SIGLA	Quota di prelievo
Barletta Scalo	S2	S2 – R1	7.00 ÷ 7.40 m
	S3	S3 – R1	10.00 ÷ 10.40 m
Barletta Stazione	S4 - DH2	S4 – R1	9.60 ÷ 10.00 m

Le prove sono state eseguite presso il laboratorio ISPEC PUGLIA di Barletta, ed i relativi certificati di prova sono riportati nell'elaborato “GE-GT 03 Prove geotecniche di laboratorio”; a pagina seguente vengono calcolate le rette di regressione delle prove di taglio diretto per la stima di c' e ϕ' , mentre un compendio generale dei risultati è riportato in TAB. 5.3.

Prove su campioni appartenenti ai litotipi geotecnici 1 e 2

Nessuno dei campioni prelevati appartiene ai litotipi in esame.

Prove su campioni appartenenti al litotipo geotecnico 3

Come si evince dai profili geotecnici entro tale litotipo sono stati prelevati i seguenti campioni :

S2-C1 / S2-R1 / S3-R1.

Granulometricamente si tratta di limo con argilla debolmente sabbioso; a volte è presente una frazione ghiaiosa. I campioni sono insaturi, con limite liquido $33.74\% \leq WL \leq 51.82\%$ ed indice di plasticità $(8.05\% \leq IP \leq 17.49\%)$. Nella carte di plasticità di Casagrande sono classificabili come CL (*Argille inorganiche di medio bassa/ media plasticità; argille ghiaiose e sabbiose; argille limose*) oppure MH (*Limi inorganici e sabbie fini*) oppure ML (*Limi inorganici; sabbie molto fini; sabbie limose o argillose*). Il peso volume naturale è $\approx 18 \text{ kN/m}^3$, quello saturo $\approx 19 \text{ kN/m}^3$.

La resistenza al taglio è stata investigata in sforzi efficaci con prova di taglio diretto consolidato drenato che, calcolando con varie ipotesi la retta di regressione, ha fornito i seguenti valori, in buon accordo con i dati delle prove penetrometriche:

- $\phi' \approx 35^\circ$
- $c' \approx 0$

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 16 di 40

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. S1 - C1

Y _{noto}	X _{noto}
0,00	0,00
66,34	100,00
123,88	200,00
146,09	300,00

Pendenza della retta di regressione inserendo tra i valori anche il punto 0,0

$$0,4958 \Rightarrow \varphi = 26$$

Intercetta della retta di regressione inserendo tra i valori anche il punto 0,0

$$9,71 \text{ kPa} = c'$$

Pendenza della retta di regressione considerando solo i 3 valori di prova

$$0,3988 \Rightarrow \varphi = 22$$

Intercetta della retta di regressione considerando solo sui 3 valori di prova

$$32,35 \text{ kPa} = c'$$

Pendenza della retta di regressione considerando solo i 3 valori di prova
ma imponendo che la retta passi per l'origine

$$0,5374 \Rightarrow \varphi = 28$$

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. S2 - C1

Y _{noto}	X _{noto}
0,00	0,00
82,93	100,00
139,24	200,00
223,22	300,00

Pendenza della retta di regressione inserendo tra i valori anche il punto 0,0

$$0,7260 \Rightarrow \varphi = 36$$

Intercetta della retta di regressione inserendo tra i valori anche il punto 0,0

$$2,45 \text{ kPa} = c'$$

Pendenza della retta di regressione considerando solo i 3 valori di prova

$$0,7015 \Rightarrow \varphi = 35$$

Intercetta della retta di regressione considerando solo i 3 valori di prova

$$8,17 \text{ kPa} = c'$$

Pendenza della retta di regressione considerando solo i 3 valori di prova
ma imponendo che la retta passi per l'origine

$$0,7365 \Rightarrow \varphi = 36$$

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. S4 - C1

Y _{noto}	X _{noto}
0,00	0,00
48,60	100,00
109,86	200,00
133,23	300,00

Pendenza della retta di regressione inserendo tra i valori anche il punto 0,0

$$0,4610 \Rightarrow \varphi = 25$$

Intercetta della retta di regressione inserendo tra i valori anche il punto 0,0

$$3,78 \text{ kPa} = c'$$

Pendenza della retta di regressione considerando solo i 3 valori di prova

$$0,4232 \Rightarrow \varphi = 23$$

Intercetta della retta di regressione considerando solo sui 3 valori di prova

$$12,60 \text{ kPa} = c'$$

Pendenza della retta di regressione considerando solo i 3 valori di prova
ma imponendo che la retta passi per l'origine

$$0,4772 \Rightarrow \varphi = 26$$

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 17 di 40

Prove su campioni appartenenti al litotipo geotecnico 4

Come si evince dai profili geotecnici, entro tale litotipo sono stati prelevati i seguenti campioni :
S1-C1 / S4-C1 / S4-R1

Granulometricamente si tratta di limo con argilla da sabbioso a debolmente sabbioso o di sabbia con argilla limosa. Oltre i 10 m di profondità i campioni tendono a raggiungere la saturazione, con limite liquido $30.00\% \leq WL \leq 41.99\%$ ed indice di plasticità $6.56\% \leq IP \leq 11.58\%$. Nella carte di plasticità di Casagrande sono classificabili come ML (*Limi inorganici; sabbie molto fini; sabbie limose o argillose*) oppure CL (*Argille inorganiche di medio bassa/ media plasticità; argille ghiaiose e sabbiose; argille limose*). Il peso volume naturale è $\approx 19 \text{ kN/m}^3$, quello saturo $\approx 20 \text{ kN/m}^3$.

La resistenza al taglio è stata investigata sia in sforzi totali, con prove di compressione ELL, che in sforzi efficaci con prova di taglio diretto consolidato drenato, ottenendo i seguenti risultati (vedi TAB. 5.3):

- S1-C1: $c_u \approx 31 \text{ kPa}$ $c' = 32 \text{ kPa}$
 $\phi' = 22^\circ$
- S4-C1: $c_u \approx 57 \text{ kPa}$ $c' = 12 \text{ kPa}$
 $\phi' = 23^\circ$

E' evidente l'anomalia di prova del taglio diretto sul primo campione, avendosi una $c' \approx c_u$ che è indice di un incompleto drenaggio con conseguente penalizzazione di ϕ' , che infatti si discosta dai valori ricavati dalle penetrometrie.

Dalla prova edometrica condotta su S1-C1 si ricava:

- $C_c = 0.08$ indice di compressione
- $C_r = 0.01$ indice di ricomprensione
- $C_v = 1.1 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ coefficiente di consolidazione verticale
- $k = 2 \div 3 \cdot 10^{-10} \text{ m/sec}$ permeabilità

Prove su campioni appartenenti al litotipo geotecnico 5

Entro tale litotipo, che si rinviene solo in zona stazione, è stato prelevato il campione S4-C2 ad una profondità di $\approx 15 \text{ m}$ dal piano campagna.

Granulometricamente si tratta di argilla con limo. Il campione si presenta quasi saturo, con elevato limite liquido ($WL = 75.30\%$ ed indice di plasticità $IP = 33.94\%$). Nella carte di plasticità di Casagrande sono classificabili come OH (*Argille organiche di medio-alta plasticità*). Il peso volume naturale è $\approx 19 \text{ kN/m}^3$, praticamente coincidente con quello saturo dato il grado di saturazione.

La resistenza al taglio è stata investigata in sforzi totali con prove di compressione ELL che hanno fornito un valore di $c_u \approx 89 \text{ kPa}$.

Dalla prova edometrica si ricava:

- $C_c = 0.16$ indice di compressione
- $C_r = 0.04$ indice di ricomprensione
- $C_v = 1.0 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ coefficiente di consolidazione verticale
- $k = 2 \div 3 \cdot 10^{-10} \text{ m/sec}$ permeabilità

 FERROTRAMVIARIA SpA		PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO ESECUTIVO		PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 18 di 40

TABELLA 5.3 : RIEPILOGO DEI RISULTATI DELLE PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO											E.L.L	TAGLIO DIRETTO		EDOMETRICA		
CAMPIONE	QUOTA PRELIEVO (relativa)	QUOTA ASSOLUTA DEL CAMPIONE (m. slm)	GRANULOMETRIA	LITOTIPO GEOTECNICO DI PROGETTO	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	S (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	c_u (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_c -	C_r -	C_v cm ² /sec
S1-C1	9.50÷10.00	7.25÷6.75	Limo con argilla, sabbioso	LITOTIPO 4	19.49	20.36	93%	41.99	31.27	10.72	31.32	22°	32	0.08	0.01	1.1*10 ⁻⁴
S2-C1	6.20÷6.60	13.02÷12.62	Limo con argilla, ghiaioso-sabbioso	LITOTIPO 3	17.45	18.79	71%	33.74	16.25	17.49	-	35°	8	--	--	--
S4-C1	7.50÷8.00	11.93÷11.43	Limo con argilla, debolmente sabbioso	LITOTIPO 4	18.56	19.45	77%	37.63	26.05	11.58	57.25	23°	12	--	--	--
S4-C2	14.50÷15.00	4.93÷4.43	Argilla con limo	LITOTIPO 5	18.82	19.00	97%	75.30	41.36	33.94	89.22	-	-	0.16	0.04	1.0*10 ⁻⁴
S2-R1	7.00÷7.40	12.22÷11.82	Limo con argilla, debolmente sabbioso	LITOTIPO 3	--	--	--	51.82	43.77	8.05	--	--	--	--	--	--
S3-R1	10.00÷10.40	9.29÷8.89	Limo con argilla, debolmente sabbioso	LITOTIPO 3	--	--	--	44.82	33.44	11.38	--	--	--	--	--	--
S4-R1	9.60÷10.00	9.83÷9.43	Sabbia con argilla limosa	LITOTIPO 4	--	--	--	30.00	33.44	6.56	--	--	--	--	--	--

Litotipo geotecnico 1
Litotipo geotecnico 2
Litotipo geotecnico 3
Litotipo geotecnico 4
Litotipo geotecnico 5

Riporti
Depositi alluvionali
Limi e sabbie con argilla
Limo con argilla e sabbia
Argille limose

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO ESECUTIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 19 di 40

5.6 PROVE SISMICHE DOWN-HOLE

Sono stati eseguiti n° 2 profili sismici Down – Hole in altrettanti fori di sondaggio indagando una profondità di 40 m con letture ad intervalli di 1.00 m (S1-DH1 a Barletta Scalo ed S4-DH2 a Barletta Centrale); i dati di prova sono riportati nel citato allegato “GE-GT 02 Rapporto indagini”.

Nonostante la distanza tra i due siti i due profili sismici, per lo meno in termini di velocità delle onde di taglio " V_s ", sono quasi sovrapponibili, il che attesta la sostanziale uniformità dell'area indagata in termini di risposta sismica locale.

Nel seguito (paragrafo 7) viene calcolato il valore di V_{S30} per differenti intervalli di profondità, in dipendenza delle caratteristiche delle opere strutturali e della loro posizione all'interno dell'ammasso.

6. INDIVIDUAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DEI LITOTIPI GEOTECNICI DI PROGETTO

6.1 GENERALITA'

Gli studi e le indagini eseguiti nelle aree d'interesse indicano la presenza di terreni riconducibili ai seguenti litotipi geotecnici:

- ❑ **litotipo geotecnico 1 :** ***Riporti***
Presenta spessore per lo più metrico, non è interessato dalle strutture di fondazione ed ha rilevanza marginale nella progettazione geotecnica. Granulometricamente è assimilabile ad una sabbia con limo e ghiaia.
Si rinviene in entrambe le aree di Barletta Scalo e Barletta Stazione.
- ❑ **litotipo geotecnico 2 :** ***Depositi alluvionali.***
E' costituito da sabbie con ciottoli e si rinviene nella sola area dello Scalo in spessori variabili sino ad un massimo di 4.0 m.
- ❑ **litotipo geotecnico 3 :** ***Limi e sabbie con argilla.***
E' costituito da limi e sabbie con argilla, talora con ghiaia. Sotto i riporti o i depositi alluvionali sono stati rinvenuti in spessori di circa 2 m nell'area della Stazione, raggiungendo i 7.0 nella zona Scalo.
- ❑ **litotipo geotecnico 4 :** ***Limo con argilla e sabbia.***
E' costituito da limi con argilla e sabbia. Sotto terreni del precedente litotipo, è stato rinvenuto in spessori di circa 10 m nell'area della Stazione, mentre nella zona Scalo costituisce il bedrock-geotecnico con tetto ad una profondità di circa 10 m rispetto al piazzale binari.
- ❑ **litotipo geotecnico 5 :** ***Argille limose.***
Si rinviene a partire da una profondità di circa 14 m nell'area della Stazione. Lo spessore può essere considerato indefinito alla scala geotecnica, in quanto il litotipo viene interessato, ed in modo marginale, solo da problemi di cedimenti.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 20 di 40

6.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nelle TABB. 6.1 ÷ 6.5 si riporta la caratterizzazione geotecnica dei vari litotipi, sulla scorta di tutti i dati di indagine. Nella progettazione delle singole opere, a seconda della sensibilità del modello e del codice di calcolo e tenuto conto delle condizioni al contorno, potranno essere adottati valori discordanti sino a $\pm 5\%$ rispetto al valore caratteristico qui indicato.

TABELLA 6.1 : PARAMETRI GEOTECNICI LITOTIPO 1												
<i>Riporti</i>												
	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	DR (%)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ_u (°)	c_u (kPa)	E_s (MPa)	Cr (-)	Cc (-)	Cv (cm ² /sec)
CPT1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT2	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT3	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT4	----	----	----	83%	33.6°	0	----	----	31.6	----	----	----
Laboratorio	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
Valore caratt.	19.0*	20.0*	10.0*	80%	32°	0	----	----	30.0	----	----	----

* i valori asteriscati sono stati assunti

TABELLA 6.2 : PARAMETRI GEOTECNICI LITOTIPO 2												
<i>Depositi alluvionali</i>												
	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	DR (%)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ_u (°)	c_u (kPa)	E_s (MPa)	Cr (-)	Cc (-)	Cv (cm ² /sec)
CPT1	----	----	----	----	33°	0	----	----	----	----	----	----
SCPT1	----	----	----	64%	29.5°	0	----	----	18.9	----	----	----
SCPT2	----	----	----	49%	29.4°	0	----	----	18.6	----	----	----
SCPT3	----	----	----	45%	28.9°	0	----	----	16.6	----	----	----
SCPT4	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
Laboratorio	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
Valore caratt.	19.0*	20.0*	10.0*	50%	30°	0	----	----	20.0	----	----	----

* i valori asteriscati sono stati assunti

TABELLA 6.3 : PARAMETRI GEOTECNICI LITOTIPO 3												
<i>Limi e sabbie con argilla</i>												
	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	DR (%)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ_u (°)	c_u (kPa)	E_s (MPa)	Cr (-)	Cc (-)	Cv (cm ² /sec)
CPT1	----	----	----	46%	32°	0	----	----	----	----	----	----
SCPT1	----	----	----	72%	33.2°	0	----	----	30.9	----	----	----
SCPT2	----	----	----	41%	28.9°	0	----	----	19.7	----	----	----
SCPT3	----	----	----	62%	32.6°	0	----	----	28.8	----	----	----
SCPT4	----	----	----	70%	32.5°	0	----	----	25.6	----	----	----
Laboratorio	17.45	18.79	----	----	35°	8	----	----	----	----	----	----
Valore caratt.	19.0*	20.0*	10.0*	60%	32°	0	----	----	25.0	----	----	----

* i valori asteriscati sono stati assunti

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 21 di 40

TABELLA 6.4 : PARAMETRI GEOTECNICI LITOTIPO 4												
<i>Limo con argilla e sabbia</i>												
	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	DR (%)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ_u (°)	c_u (kPa)	E_s (MPa)	Cr (-)	Cc (-)	Cv (cm ² /sec)
CPT1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT2	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT3	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT4	----	----	----	38%	28.2°	0	----	----	18.2	----	----	----
Laboratorio	18.56-19.49	19.45-20.36	----	----	22° 23°	32 12	0 0	31.32 57.25	----	0.08	0.01	1.1x10 ⁻⁴
Valore caratt.	19.0*	20.0*	10.0*	38%	28°	0	0	50	18.0	0.08	0.01	1.1x10 ⁻⁴

* i valori asteriscati sono stati assunti

TABELLA 6.5 : PARAMETRI GEOTECNICI LITOTIPO 5												
<i>Argille limose</i>												
	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	DR (%)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ_u (°)	c_u (kPa)	E_s (MPa)	Cr (-)	Cc (-)	Cv (cm ² /sec)
CPT1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT1	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT2	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT3	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
SCPT4	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
Laboratorio	18.82	19.00	----	----	----	----	0	89.22	----	0.16	0.04	1.0x10 ⁻⁴
Valore caratt.	19.0*	20.0*	10.0*	----	----	----	0	80	----	0.16	0.04	1.0x10 ⁻⁴

* i valori asteriscati sono stati assunti

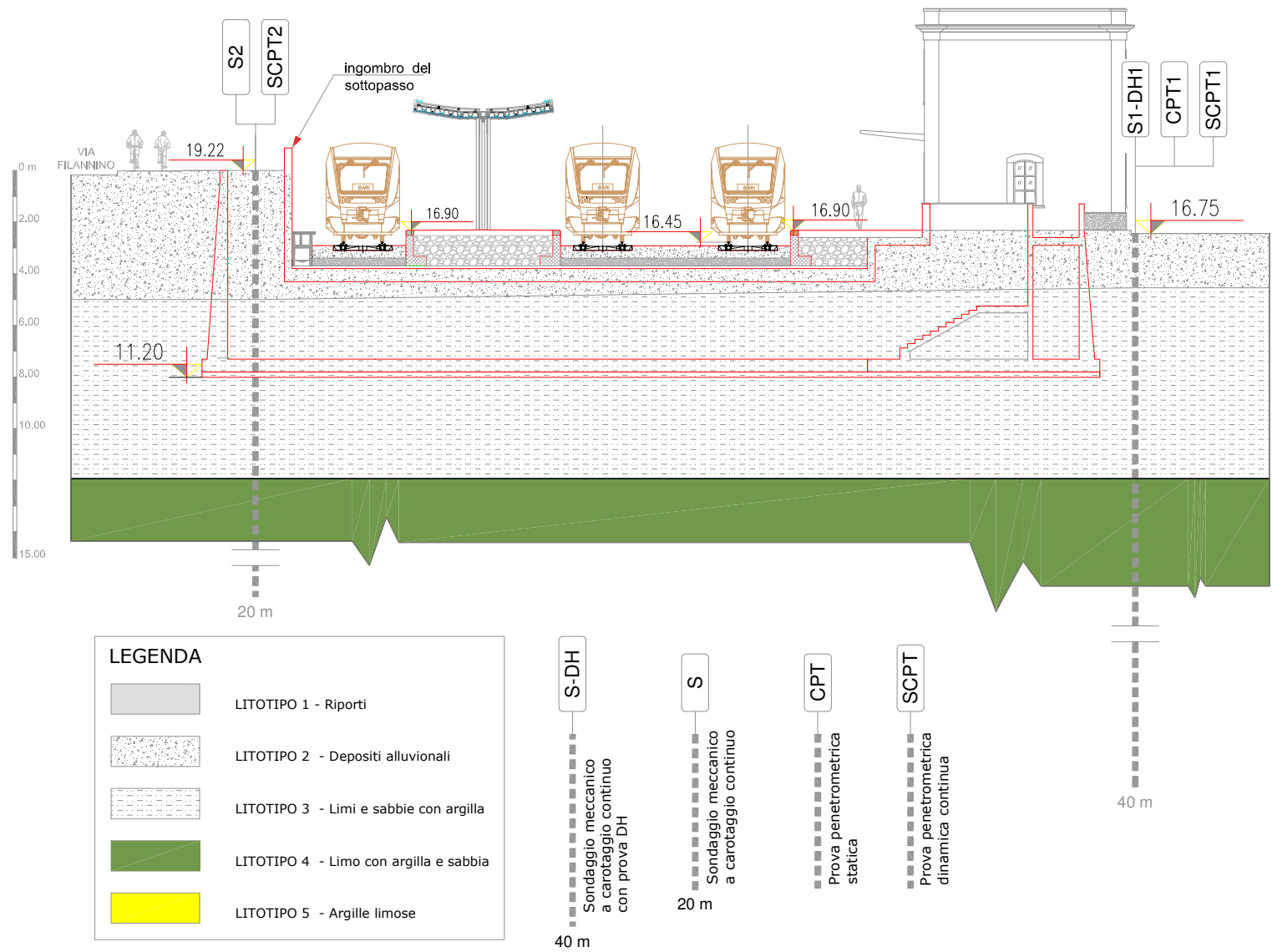
TABELLA 6.6 : SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI LITOTIPI DI PROGETTO												
(valori caratteristici)												
	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	DR (%)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ_u (°)	c_u (kPa)	E_s (MPa)	Cr (-)	Cc (-)	Cv (cm ² /sec)
Litotipo 1	19.0	20.0	10.0	80%	32°	0	----	----	30	----	----	----
Litotipo 2	"	"	"	50%	30°	0	----	----	20	----	----	----
Litotipo 3	"	"	"	60%	32°	0	----	----	25	----	----	----
Litotipo 4	"	"	"	38%	28°	0	0	50	18	0.08	0.01	1.1x10 ⁻⁴
Litotipo 5	"	"	"	----	----	----	0	80	----	0.16	0.04	1.0x10 ⁻⁴

6.3 PROFILI GEOTECNICI

Nelle FIGG. 6.1/A-B - 6.2 - 6.3 sono stati elaborati profili geotecnici in corrispondenza delle opere strutturali di entrambi i siti di progetto (Barletta Scalo e Barletta Stazione) per leggere la posizione delle fondazioni rispetto alla situazione stratigrafica.

Si ribadisce che il profilo geotecnico di progetto è un elaborato grafico di sintesi, organico alla progettazione e non un compendio dei risultati di tutte le indagini eseguite. Ha lo scopo di mettere in evidenza la collocazione delle opere (con le loro fondazioni) rispetto ai litotipi geotecnici di calcolo, come definiti nella relazione geotecnica.

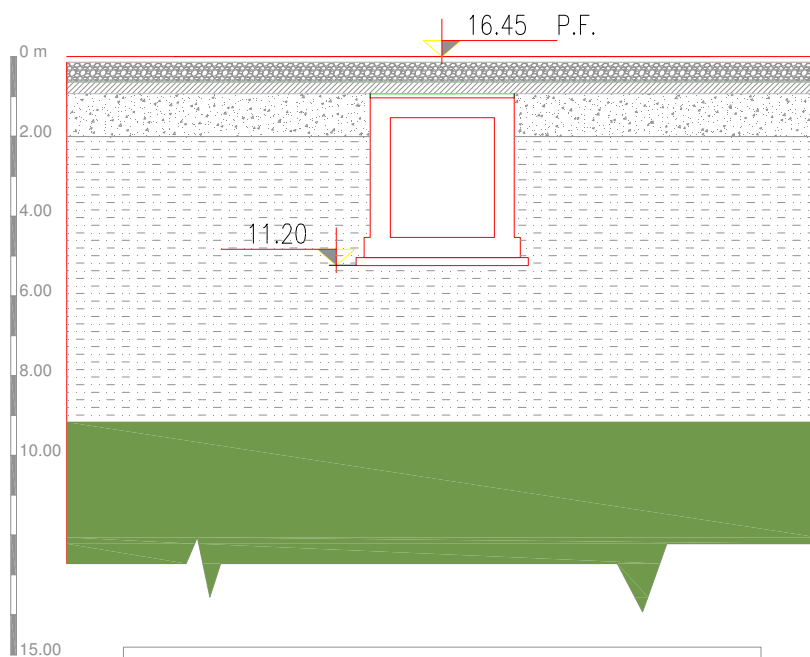
FIGURA 6.1/A : BARLETTA SCALO - PROFILO GEOTECNICO IN ASSE AL SOTTOPASSO



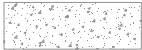
PROGETTO DEFINITIVO		PROGETTAZIONE	
FERROTRAMVIARIA SpA		FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA	
PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0
			FOGLIO 22 di 40

	FERROTRAMVIARIA SpA		PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO			PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 23 di 40

FIGURA 6.1/B : BARLETTA SCALO
SEZIONE TRASVERSALE SOTTOPASSO CON PROFILO GEOTECNICO



LEGENDA

	LITOTIPO 1 - Riporti
	LITOTIPO 2 - Depositi alluvionali
	LITOTIPO 3 - Limi e sabbie con argilla
	LITOTIPO 4 - Limo con argilla e sabbia
	LITOTIPO 5 - Argille limose

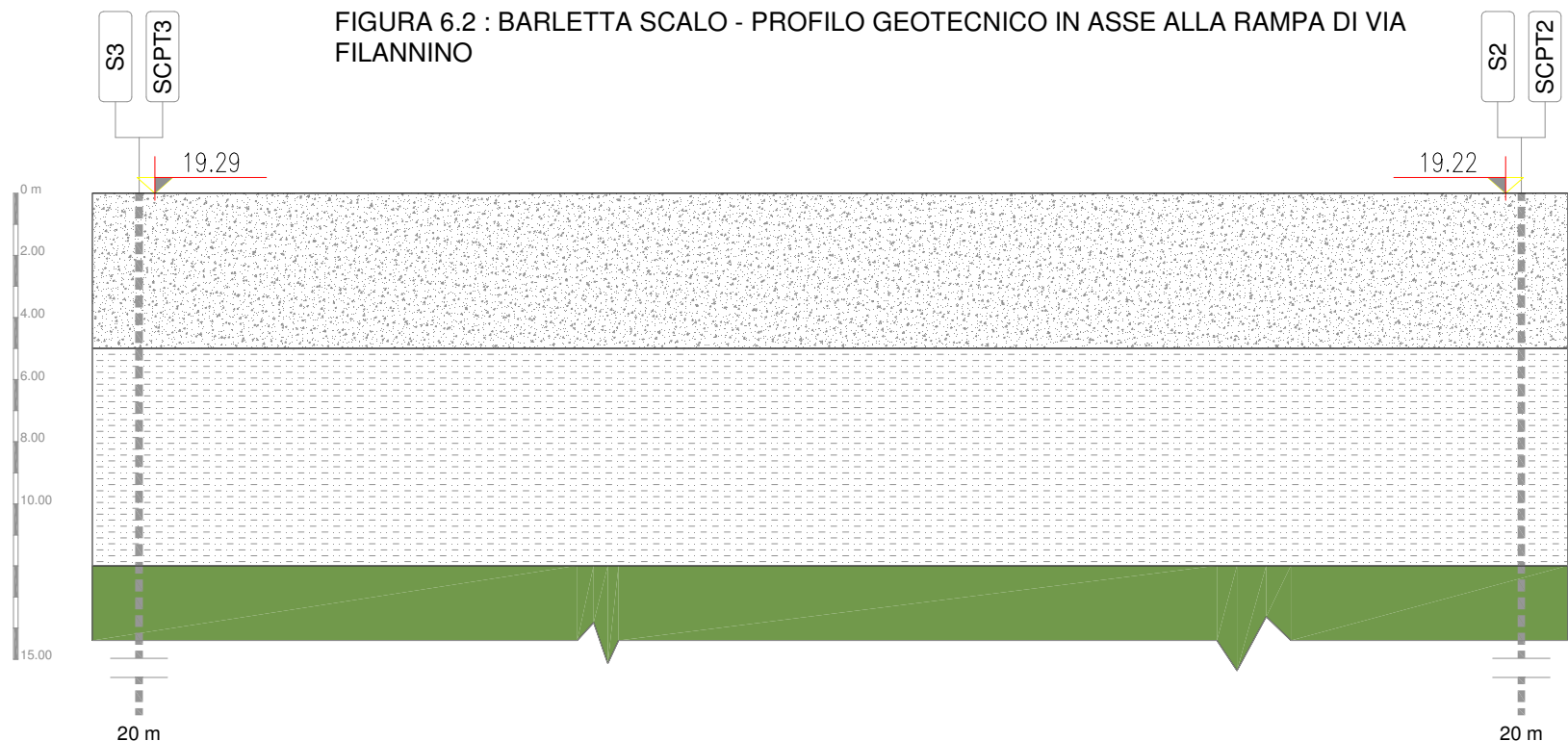


FIGURA 6.2 : BARLETTA SCALO - PROFILO GEOTECNICO IN ASSE ALLA RAMPA DI VIA FILANNINO

LEGENDA	
	LITOTIPO 1 - Riporti
	LITOTIPO 2 - Depositi alluvionali
	LITOTIPO 3 - Limi e sabbie con argilla
	LITOTIPO 4 - Limo con argilla e sabbia
	LITOTIPO 5 - Argille limose

	S-DH	Sondaggio meccanico a carotaggio continuo con prova DH	40 m
	S	Sondaggio meccanico a carotaggio continuo	20 m
	CPT	Prova penetrometrica statica	
	SCPT	Prova penetrometrica dinamica continua	

						
FERROTRAMVIARIA SpA		PROGETTAZIONE FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO		PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 24 di 40



FERROTRAMVIARIA SpA



PROGETTAZIONE

FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO
GRA.BA

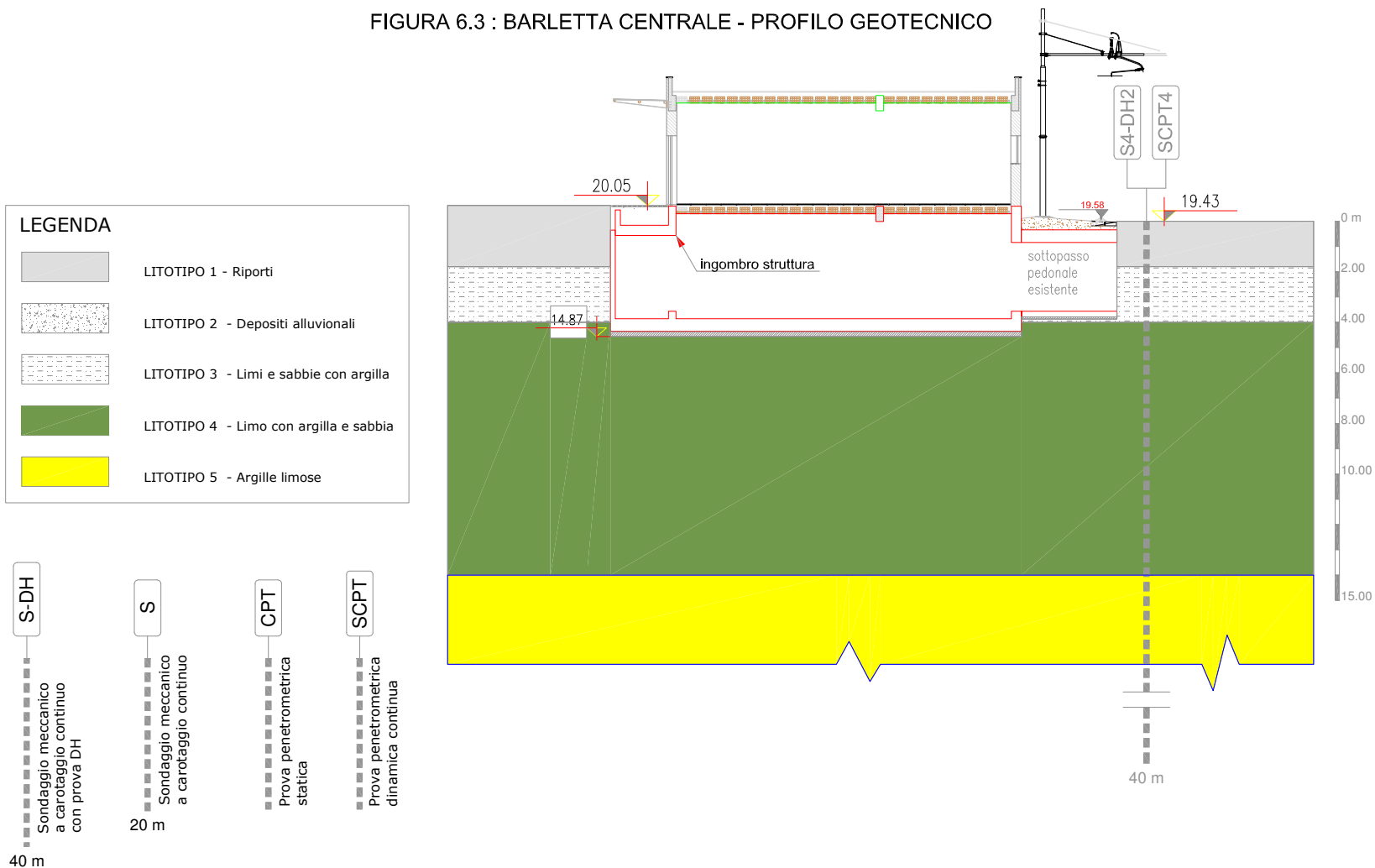
LOTTO

CODIFICA DOCUMENTO
GT 01

REV.
0

FOGLIO
25 di 40

FIGURA 6.3 : BARLETTA CENTRALE - PROFILO GEOTECNICO



 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 26 di 40

7. CARATTERIZZAZIONE SISMICA: DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Definita la macrozonazione, la norma prevede che la risposta sismica locale possa essere individuata mediante l'approccio semplificato basato sulla definizione della categoria del sottosuolo, funzione della stratigrafia e della velocità di trasmissione delle onde di taglio nei primi 30 di profondità.

- A. Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- B. Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine)
- C. Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fine).
- D. Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine).
- E. Terreni dei sottosuoli tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento ($V_{S30} > 800$ m/s).

essendo:
$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$
 dove:

- h_i è lo spessore dell' i -esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità, a partire dal piano di posa delle fondazioni;
 $V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;
 N è il numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità, a partire dal piano di posa delle fondazioni.

Sono invece obbligatori speciali studi di microzonazione per i terreni così definiti:

- S1. Depositi di terreni caratterizzati da valori di V_{S30} inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 30$ kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
- S2. Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Si precisa che il valore di $V_{S,30}$ (come pure di $N_{SPT,30}$ o di $c_{u,30}$) non è un dato intrinseco al sottosuolo, poiché il piano iniziale di riferimento dipende dal tipo di struttura; ad esempio :

- ☐ per le strutture di fondazione $V_{S,30}$ va calcolato a partire dal piano di fondazione;
- ☐ per le paratie ed i muri di sostegno $V_{S,30}$ va calcolato a partire dalla sommità del muro;
- ☐ per i muri di contenimento di terrapieni artificiali $V_{S,30}$ va calcolato a partire dal piano di fondazione del muro;
- ☐ per le trincee, ai fini dell'analisi di stabilità sotto sisma, $V_{S,30}$ va calcolato a partire dalla sommità dello scavo.

Nel caso in esame il sottosuolo è costituito da una coltre metrica di riporti e quindi da depositi di sabbie argillose, talora con ghiaia, ed argille con limo e sabbia sino alla massima profondità indagata di 40 m. Per la determinazione di $V_{S,30}$ in ognuna delle due aree è stato eseguito un profilo sismico sino alla profondità di 40.00 m dal piano campagna, mediante prove Down-Hole entro i fori dei sondaggi opportunamente attrezzati (S1-DH1 ed S4-DH2 rispettivamente per Barletta Scalo e Barletta Centrale). I risultati di tali prove, unitamente a quelli di tutta la campagna di indagine, sono contenuti nel fascicolo delle Indagini (GE-GT 02 Rapporto indagini) mentre nelle seguenti TABB. 7.1/A e 7.1/B si procede a determinare il valore di $V_{S,30}$ per differenti intervalli di profondità, in base alle caratteristiche delle strutture :

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 27 di 40

- ☐ Barletta Scalo sottopassaggio pedonale : da 6.00 m a 36.00 m.
 rampe di accesso Via Filannino: da 0.00 m a 30.00 m.
- ☐ Barletta Centrale nuova stazione su Via Vittorio Veneto: da 6.00 m a 36.00 m.

TAB. 7.1/A : S1 - DH1 CALCOLO DI V_{S30}

BARLETTA SCALO

		da 0.00 m a 30.00 m		da 6.00 m a 36.00 m	
z	Vs	δh	$\delta h/Vs$	δh	$\delta h/Vs$
(m)	(m/sec)	(m)	(sec)	(m)	(sec)
0,00					
2,00	122,10	2,00	0,01638030		
4,00	162,71	2,00	0,01229200		
6,00	197,71	2,00	0,01011597		
8,00	229,25	2,00	0,00872425	2,00	0,00872425
10,00	241,67	2,00	0,00827562	2,00	0,00827562
12,00	270,84	2,00	0,00738440	2,00	0,00738440
14,00	290,48	2,00	0,00688513	2,00	0,00688513
16,00	316,89	2,00	0,00631127	2,00	0,00631127
18,00	342,95	2,00	0,00583178	2,00	0,00583178
20,00	362,63	2,00	0,00551530	2,00	0,00551530
22,00	387,63	2,00	0,00515952	2,00	0,00515952
24,00	422,70	2,00	0,00473151	2,00	0,00473151
26,00	436,06	2,00	0,00458649	2,00	0,00458649
28,00	448,20	2,00	0,00446232	2,00	0,00446232
30,00	486,52	2,00	0,00411083	2,00	0,00411083
32,00	500,39			2,00	0,00399685
34,00	523,66			2,00	0,00381928
36,00	571,87			2,00	0,00349732
38,00	596,81				
40,00	636,10				
Σ		30,00	0,11076668	Σ 30,00	0,08329186
V_{S30} (m/sec)		270,84		360,18	

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 28 di 40

**TAB. 7.1/B : S4 - DH2 CALCOLO DI V_{S30}
BARLETTA CENTRALE**

da 6.00 m a 36.00 m			
z (m)	Vs (m/sec)	δh (m)	$\delta h/Vs$ (sec)
0,00			
2,00	104,39		
4,00	145,52		
6,00	181,94		
8,00	210,44	2,00	0,00950374
10,00	252,61	2,00	0,00791739
12,00	276,90	2,00	0,00722271
14,00	297,54	2,00	0,00672169
16,00	326,03	2,00	0,00613435
18,00	343,66	2,00	0,00581972
20,00	371,76	2,00	0,00537981
22,00	388,17	2,00	0,00515232
24,00	422,11	2,00	0,00473813
26,00	426,26	2,00	0,00469195
28,00	465,46	2,00	0,00429684
30,00	480,40	2,00	0,00416324
32,00	505,83	2,00	0,00395391
34,00	509,59	2,00	0,00392475
36,00	532,34	2,00	0,00375698
38,00	538,17		
40,00	561,17		
Σ		30,00	0,08337753
V_{S30} (m/sec)		359,81	

Dai risultati ottenuti si evince che in entrambi i siti e per tutte le opere il suolo è di **Categoria C**.

8. INTERFERENZA DELLE OPERE CON L'ACQUIFERO

La falda è assente sino alle quote di massimo scavo come pure all'interno del volume significativo interessato dalle opere e dalle loro fondazioni. Gli strati profondi più francamente sabbiosi possono essere sede di falde sospese, tuttavia ininfluenti ai fini della progettazione.

9. VALUTAZIONE DEL RISCHIO LIQUEFAZIONE

9.1 POSIZIONE DEL PROBLEMA

Il fenomeno della liquefazione (termine coniato da Mogani e Kubo nel 1953) interessa quei depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un terremoto o più genericamente durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio, a seguito della quale le condizioni di stabilità non sono più garantite e la massa di terreno interessata dal fenomeno comincia ad assestarsi (nel caso di un deposito orizzontale) fino a che la nuova configurazione del terreno non è compatibile con la nuova, diminuita, resistenza al taglio.

È noto che la resistenza a taglio di una sabbia è dovuta solo all'attrito ed è esprimibile mediante la seguente relazione:

$$\tau = (\sigma_v - u) \tan \phi \quad \text{ove :}$$

τ = resistenza a taglio
 σ_v = tensione verticale a profondità z

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 29 di 40

φ = angolo d'attrito

$u = \gamma_w \cdot z$ = pressione interstiziale dell'acqua

E' sufficiente pertanto che intervengano delle cause in corrispondenza delle quali la pressione dell'acqua interstiziale "u" assuma valori prossimi a quelli della pressione totale "σv" e il terreno si troverà ad essere caratterizzato da una resistenza al taglio praticamente nulla, cioè a comportarsi, rispetto alle sollecitazioni di taglio, come un liquido pesante. Vari autori hanno proposto differenti approcci per determinare il pericolo di liquefazione di un deposito; quelli "storici" possono essere suddivisi in 3 grosse categorie:

1. metodi basati sulla ricerca della densità critica. Tra questi: *Castro (1969) e Casagrande (1975)*
2. metodi basati sul confronto delle sollecitazioni indotte dal terremoto con quelle necessarie a provocare la liquefazione ciclica in laboratorio
3. metodi basati sull'osservazione del comportamento dei depositi di sabbia nei precedenti terremoti *Kishida (1966), Koizumi (1966), Ohsaki (1966)*.

Recentemente sono state però elaborate metodologie di validità più generale, basate sulla raccolta di dati analoghi in diversi siti, e quindi di tipo storico-empirico, tutte caratterizzate dalla valutazione e/o calcolo di due parametri: uno rappresentativo del terremoto generato (azione), l'altro rappresentativo delle condizioni del deposito (resistenza). Il fattore di sicurezza, FSL, nella verifica di resistenza alla liquefazione di un livello di terreno è dunque per definizione il rapporto fra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica, $R = CRR$ (Cyclic Resistance Ratio) e la domanda di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica, $L = CSR$ (Cyclic Stress Ratio):

$$FSL = \frac{R}{L} = \frac{CRR}{CSR}$$

Il parametro di resistenza alla liquefazione, denominato CRR, è desunto dai risultati di prove in sito, e può quindi essere una funzione dell'indice N_{SPT} , o della resistenza penetrometrica di punta q_c , o della velocità delle onde sismiche di taglio V_s , o d'altro. Il parametro di carico sismico è il rapporto di tensione ciclica CSR, stimato sulla base di considerazioni teoriche ed empiriche dalle caratteristiche del terremoto, magnitudo e accelerazione di picco in superficie. Numerose sono le relazioni proposte per la determinazione di CRR e CSR. Sono anche stati elaborati metodi probabilistici con ricorso a varie tecniche statistiche per assegnare la probabilità di liquefazione a differenti combinazioni di parametri di sollecitazioni e resistenza.

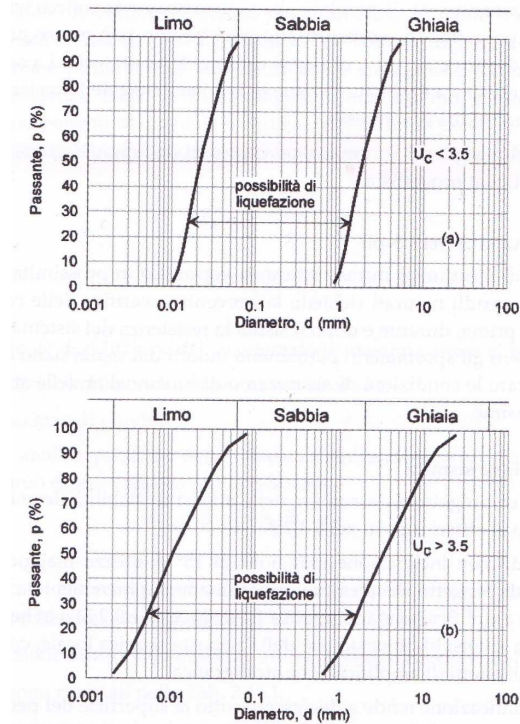
9.2 APPLICABILITA' ALLE SITUAZIONI DI PROGETTO SECONDO NTC 2008

La vigente normativa italiana prevede (par. 7.11.3.4.2 di NTC) che "La verifica a liquefazione può essere omessa quando si verifichi almeno una delle seguenti circostanze" con l'avviso che "quando le condizioni 1 e 2 non risultano soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3,4 e 5" :

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1 g
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. 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 efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3.5$ ed in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 30 di 40

FIG. 9.1 (tratta da Fig. 7.11.1 di NTC)
Possibilità di liquefazione correlata alla granulometria del deposito



Quando nessuna delle 5 condizioni risulta soddisfatta occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione, potendosi avvalere delle metodologie di tipo storico-empirico.

Nel caso in esame la verifica alla liquefazione può essere omessa, ricorrendo sia le condizioni del punto 3 (falda a profondità superiore a 15 m) che quelle del punto 5.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 31 di 40

PARTE SECONDA PROGETTAZIONE GEOTECNICA

10. IL CALCOLO GEOTECNICO AGLI STATI LIMITE: PRINCIPI GENERALI

Secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, basato sull'impiego dei coefficienti parziali, la sicurezza strutturale deve essere verificata mediante il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni, rappresentate dai loro valori di progetto (ricavati applicando i coefficienti parziali ai valori caratteristici) :

$$R_d \geq E_d$$

essendo R_d la resistenza di progetto ed E_d l'effetto sull'opera delle azioni di progetto (F_d), alla cui definizione concorrono tre insiemi di grandezze:

- le azioni di progetto $F_d = \gamma_F F_k$ (essendo F_k il valore caratteristico)
- i parametri geotecnici di progetto $X_d = X_k / \gamma_M$ (essendo X_k il valore caratteristico)
- le resistenze di progetto $R_d = R_k / \gamma_R$ (essendo R_k il valore caratteristico)

Stati limite di esercizio (SLE) Per lo stato limite di esercizio (SLE) deve essere verificato che gli spostamenti e le distorsioni dell'opera di fondazione siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d \quad \text{essendo:} \quad \begin{aligned} E_d &= \text{valore di progetto dell'effetto delle azioni} \\ C_d &= \text{valore limite accettabile dell'effetto delle azioni sull'opera} \end{aligned}$$

Stati limite ultimi (SLU) Per gli stati limite ultimi (SLU) deve sempre essere verificato, in caso statico e con sisma :

$$E_d \leq R_d \quad \text{essendo:} \quad \begin{aligned} E_d &= \text{valore di progetto dell'effetto delle azioni} \\ R_d &= \text{resistenza di progetto} \end{aligned}$$

Le norme definiscono poi, a seconda della verifica:

- due gruppi (A1 ed A2) di moltiplicatori per le azioni γ_F o per i loro effetti γ_E ;
- due gruppi di valori (M1 ed M2) per i coefficienti di sicurezza parziali γ_M sui parametri geotecnici;
- tre insiemi di valori (R1 – R2 – R3) per i coefficienti di sicurezza parziali γ_R sulle resistenze.

I coefficienti γ_R variano a seconda del tipo di opera, e in funzione di essa devono essere considerati più scenari con varie combinazioni dei diversi gruppi di coefficienti di sicurezza, con l'avvertenza che talora diverse combinazioni possono dar luogo a scenari ridondanti.

11. GLI STATI LIMITE APPLICATI ALLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per le fondazioni superficiali si conviene di esprimere le azioni (o il loro effetto E_d) e le resistenza di progetto in termini rispettivamente di pressioni in fondazione ($E_d \equiv \sigma_{eq}$) e di pressione limite ($R_d \equiv \sigma_{lim}/\gamma_R$), per cui vale la corrispondenza:

$$R_d \geq E_d \quad \Rightarrow \quad \sigma_{lim}/\gamma_R \geq \sigma_{eq}$$

La norma definisce, a seconda della verifica:

- due gruppi (A1 ed A2) di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni γ_F o per i loro effetti γ_E ;
- due gruppi (M1 ed M2) di coefficienti di sicurezza parziali γ_M per i parametri geotecnici;
- tre gruppi di valori (R1 – R2 – R3) per i coefficienti di sicurezza parziali γ_R sulle resistenze.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 32 di 40

CASO STATICO : STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) ED ULTIMO (SLU)

Per le opere di progetto la verifica allo SLE consiste nella compatibilità dei cedimenti di fondazione, che verrà di volta in volta verificata. Per lo SLU le verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci (vedi TAB. 12.1):

Approccio 1

- combinazione 1 (STR): A1 + M1 + R1 (Tab. 6.2.I - 6.2.II - 6.4.I di NTC)
- combinazione 2 (GEO): A2 + M2 + R2 (Tab. 6.2.I - 6.2.II - 6.4.I di NTC)

Approccio 2 (*)

- combinazione unica : A1 + M1 + R3 (Tab. 6.2.I - 6.2.II - 6.4.I di NTC)

(*) Nelle verifiche con Approccio 2 finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto

TABELLA 12.1 Coefficienti parziali per le verifiche agli SLU di fondazioni superficiali in condizione statica. (ottenuta dalla combinazione delle TAB. 6.2.I – TAB. 6.2.II – TAB. 6.4.I)										
APPROCCI condizione statica	AZIONI γ_F				PROPRIETA' TERRENO γ_M				RESISTENZE γ_R	
	Permanenti		Variabili							
	SFAV.	FAV.	SFAV.	FAV.	γ_γ	$\tan\phi$	c'	c_u	q_B	δ
APPROCCIO 1 - comb.1 A1 + M1 + R1	1.3	1.0	1.5	0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
APPROCCIO 1 - comb.2 A2 + M2 + R2	1.0	1.0	1.3	0	1.0	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
APPROCCIO 2 A1 + M1 + R3	1.3	1.0	1.5	0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.3	1.1
									capacità portante	scorrimento

CASO SISMICO : STATO LIMITE DI DANNO (SLD) E STATO LIMITE DI VITA (SLV)

Analogamente al caso statico, per le opere di progetto la verifica allo stato limite di danno (SLD) consiste nella compatibilità dei cedimenti di fondazione, che verrà di volta in volta verificata. Per lo SLV le verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci (vedi TAB. 12.2):

Approccio 1

- combinazione 1 (STR): A1(*) + M1 + R1
- combinazione 2 (GEO): A2(*) + M2 + R2

Approccio 2

- combinazione unica: A1(*) + M1 + R3

(*) I relativi coefficienti parziali sono tutti unitari

TABELLA 12.2 Coefficienti parziali per le verifiche agli SLV di fondazioni superficiali in condizione sismica. (ottenuta dalla combinazione delle TAB. 6.2.I* – TAB. 6.2.II – TAB. 6.4.I)										
APPROCCI condizione sismica	AZIONI γ_F				PROPRIETA' TERRENO γ_M				RESISTENZE γ_R	
	Permanenti		Variabili							
	SFAV.	FAV.	SFAV.	FAV.	γ_γ	$\tan\phi$	c'	c_u	q_B	δ
APPROCCIO 1 - comb.1 A1* + M1 + R1	1.0	1.0	1.0	0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
APPROCCIO 1 - comb.2 A2* + M2 + R2	1.0	1.0	1.0	0	1.0	1.25	1.25	1.4	1.8	1.1
APPROCCIO 2 A1* + M1 + R3	1.0	1.0	1.0	0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.3	1.1
									capacità portante	scorrimento

(*) in ossequio al par. 7.11.1 della normativa in caso di sisma i coefficienti del gruppo A sono tutti unitari.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 33 di 40

12. BARLETTA CENTRALE : NUOVO EDIFICIO STAZIONE SU VIA VITTORIO VENETO

12.1 TIPOLOGIA DI FONDAZIONE

Per il nuovo fabbricato stazione con le annesse rampe e scale di accesso al sottopassaggio esistente è prevista un'unica fondazione a platea, impostata ad una quota assoluta (intradosso magrone) di 14.87 m s.l.m. e cioè ad una profondità di circa 4.60 m dal piano campagna. Trascurando la rampa lungo via Vittorio Veneto, la fondazione presenta forma all'incirca quadrata di lati 15x15 m.

Il terreno di fondazione, come si evince dal profilo geotecnico di FIG. 6.3, è costituito da Litotipo 4 (limo con argilla e sabbia).

12.2 VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

Algoritmo di calcolo

Gli SLU statici e sismici (SLV) saranno verificati con riferimento all'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa.

Per il calcolo di capacità portante delle fondazioni si è fatto riferimento alla formulazione di B. Hansen (J. B. Hansen " A revised and extended formula for bearing capacity" – The Danish Geotechnical Institute – Bulletin n° 28, Copenhagen 1970), che ha esteso la classica formula trinomia di Terzaghi al caso di fondazione e carichi comunque inclinati.

Si osserva che la capacità portante deve essere determinata con riferimento alla "fondazione ridotta equivalente", (Meyerhof, B. Hansen) intesa come l'area baricentricamente caricata : i valori di capacità portante limite così ottenuti ($\sigma_{lim} = R_d$) devono essere confrontati con le pressioni di contatto rinvenienti dal calcolo strutturale. Come noto, tuttavia, il confronto non va fatto con i picchi di pressione, ma con la pressione media della fondazione ridotta equivalente baricentricamente caricata ($\sigma_{eq} = E_d$). Ciò vuol dire che, detto N il carico assiale ed M_B , M_L i momenti agenti rispettivamente nelle direzioni B ed L (con i rispettivi vettori momento ortogonali agli assi associati a tali direzioni), si pone:

$$e_B = M_B/N$$

$$e_L = M_L/N$$

e si calcola:

$$\sigma_{eq} = \frac{N}{(B - 2e_B) \times (L - 2e_L)}$$

verificando che sia :

$$\sigma_{eq} = E_d \leq \sigma_{lim} / \gamma_R = R_d$$

Ovviamente se si assume E_d pari al massimo valore della pressione di contatto si opera a favore di sicurezza (è infatti $\sigma_{max} > \sigma_{eq}$), ancorché si commetta un errore concettuale.

La verifica allo scorrimento risulta implicitamente soddisfatta trattandosi di struttura interrata.

Risultati delle verifiche

Dal profilo geotecnico si evince che la fondazione, posta ad una profondità di circa 4.60 m dal piano campagna, va ad interessare il litotipo geotecnico 4, il cui comportamento, in via cautelativa, viene analizzato sia in tensioni totali che in tensioni efficaci. La verifica viene condotta seguendo l' Approccio 2 (A1+M1+R3); in *APPENDICE* sono riportati i tabulati di calcolo con i risultati delle verifiche, da cui si ricava :

- verifica in tensioni efficaci

$$\sigma_{lim} = 3580 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{lim}/\gamma_R = 1556 \text{ kN/m}^2 \quad (\gamma_R = 2.3 \text{ sia per SLU statico che per SLV})$$

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 34 di 40

- verifica in tensioni totali
 $\sigma_{lim} = 434 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \sigma_{lim}/\gamma_R = 189 \text{ kN/m}^2$ ($\gamma_R = 2.3$ sia per SLU statico che per SLV)

Tali valori vanno confrontati con gli scarichi in fondazione rinvenienti dal calcolo strutturale (σ_{eq}) per verificare che sia soddisfatta la relazione: $R_d \geq E_d \Rightarrow \sigma_{lim}/\gamma_R \geq \sigma_{eq}$

Come visto, la verifica allo scorrimento risulta implicitamente soddisfatta trattandosi di struttura interrata.

12.3 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Considerando la quota d'imposta della platea di fondazione e l'entità degli scarichi risulta che si è in presenza di una "fondazione compensata", per la quale i cedimenti sono praticamente nulli. Infatti lo scarico tensionale dovuto allo scavo risulta:

$$\delta \sigma_1 \approx - \gamma h = 19 \text{ kN/m}^3 \times 4.60 \text{ m} \approx - 87 \text{ kPa}$$

Tale valore è maggiore o di poco inferiore agli scarichi unitari in fondazione, al netto del peso proprio della platea che non induce cedimento rilevante ai fini strutturali. Si può pertanto concludere che i cedimenti finali, sia assoluti che differenziali, saranno di modesta entità e compatibili con il buon esercizio del manufatto.

Coefficiente di sottofondo di Winkler

Date le luci tra i pilastri e le caratteristiche generali dell'opera, si ritiene che la struttura possa essere calcolata, senza incorrere in inutili sovradimensionamenti, con l'ipotesi cautelativa di fondazione infinitamente rigida rispetto al terreno. Tuttavia si procede nel seguito ad una valutazione del coefficiente di sottofondo di Winkler, qualora nel calcolo strutturale si voglia considerare la rigidezza relativa terreno/struttura.

Come noto esistono in letteratura varie correlazioni che consentono di ricavare tale coefficiente in forma chiusa, in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno e della struttura, nota la geometria della fondazione. Altri approcci utilizzano i risultati sperimentali delle prove di carico su piastra, estrapolandoli alle dimensioni della fondazione reale. Al riguardo valori tipici di k per terreni incoerenti, determinati con prove di carico su piastre standard di lato 30x30 cm (indicati come k_1) sono riportati in TAB. 12.3 :

Tipo di sabbia		Stato di addensamento		
		Sciolto	Medio	Denso
Non satura	Campo	7 ÷ 20	20 ÷ 100	100 ÷ 350
	Valore consigliato	15	50	175
Satura	Valore consigliato	10	30	110

TABELLA 12.3: VALORI TIPICI DI K_1 (N/cm³) PER TERRENI INCOERENTI
(Tratta da C. Viggiani - FONDAZIONI - Hevelius Edizioni)

Per passare dai K unitari a quelli propri della fondazione di larghezza B si può utilizzare la nota relazione empirica suggerita da Terzaghi e Peck (1948) per terreni incoerenti :

$$w = w_I \left(\frac{2B}{B+b} \right)^2$$

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 35 di 40

dove w_1 è il cedimento indotto dalla pressione p su un'area di lato b . Come si può osservare, tale relazione porta ad un valore asintotico di $w = 4 w_1$ per B che tende all'infinito, ed assume che non vi sia una significativa dipendenza del cedimento dalla forma in pianta della fondazione. Si ha allora:

$$k = k_1 \left(\frac{B+b}{2B} \right)^2 \approx 0.25 k_1 = 7.5 \text{ N / cm}^3 \approx 0.8 \text{ kg / cm}^3$$

avendo posto : $b = 30 \text{ cm}$
 $B = 1500 \text{ cm}$
 $K_1 = 30 \text{ N/cm}^3$

Valori simili si otterrebbero volendo considerare il comportamento dello strato come coesivo.

13. SOTTOPASSAGGIO PEDONALE NELLA STAZIONE DI BARLETTA SCALO E RAMPE DI ACCESSO LUNGO VIA FILANNINO

13.1 SOTTOPASSAGGIO PEDONALE NEL PIAZZALE DEI BINARI

Il sottopassaggio è costituito da una struttura scatolare, la cui fondazione è una platea continua nastriforme con le seguenti caratteristiche:

- $B = 3.90 \text{ m}$ larghezza fondazione
- $L \approx 30 \text{ m}$ lunghezza fondazione
- $D = 5.00 \text{ m}$ profondità dal piano campagna

Dal profilo geotecnico si evince che la fondazione va ad interessare il Litotipo 3 (limi e sabbie con argilla).

Capacità portante

Si utilizza lo stesso algoritmo di calcolo illustrato al paragrafo 13.2 ed il medesimo Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa per gli SLU statici e sismici (SLV). In *APPENDICE* sono riportati i tabulati di calcolo con i risultati delle verifiche, da cui si ricava :

$$\sigma_{lim} = 4039 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{lim}/\gamma_R = 1756 \text{ kN/m}^2 \quad (\gamma_R = 2.3 \text{ sia per SLU statico che per SLV})$$

Tale valore va confrontato con gli scarichi in fondazione rinvenienti dal calcolo strutturale (σ_{eq}) per verificare che sia soddisfatta la relazione: $R_d \geq E_d \Rightarrow \sigma_{lim}/\gamma_R \geq \sigma_{eq}$

Come detto, la verifica allo scorrimento risulta implicitamente soddisfatta trattandosi di struttura interrata.

Cedimenti

Considerando la quota d'ipotesi della platea di fondazione e l'entità degli scarichi risulta che si è in presenza di una "fondazione compensata", per la quale i cedimenti sono praticamente nulli. Infatti lo scarico tensionale dovuto allo scavo risulta:

$$\delta \sigma_1 \approx - \gamma h = - 19 \text{ kN/m}^3 \times 5.00 \text{ m} \approx - 96 \text{ kPa}$$

Tale valore è maggiore o di poco inferiore agli scarichi unitari in fondazione, al netto del peso proprio della platea che non induce cedimento rilevante ai fini strutturali. Si può pertanto concludere che i cedimenti finali, sia assoluti che differenziali, saranno di modesta entità e compatibili con il buon esercizio del manufatto.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 36 di 40

Coefficiente di sottofondo di Winkler

Date le modestissime dimensioni trasversali dello scatolare si ritiene che la struttura vada calcolata con l'ipotesi cautelativa di fondazione infinitamente rigida rispetto al terreno. Nella denegata ipotesi che nel calcolo strutturale si voglia considerare la rigidezza relativa terreno/struttura il coefficiente di sottofondo di Winkler può essere ricavato con la stessa procedura del paragrafo 13.3 :

$$k = k_I \left(\frac{B+b}{2B} \right)^2 \approx 0.29 k_I = 14.5 \text{ N / cm}^3 \approx 1.5 \text{ kg / cm}^3$$

avendo posto : $b = 30 \text{ cm}$

$B = 390 \text{ cm}$

$K_1 = 50 \text{ N/cm}^3$

13.2 RAMPE DI ACCESSO LUNGO VIA FILANNINO

Le rampe di accesso al sottopassaggio hanno geometria variabile, dovendo raccordare il sottopassaggio alla quota stradale di Via Filannino, colmando un dislivello di circa 7 m. La scelta della tipologia strutturale è in parte condizionata dalla presenza di un muro di sostegno alto circa 3.00 m che demarca il salto di quota di circa 3.0 m tra detta strada ed il piazzale dei binari.

Considerando le interferenze che gli scavi per la realizzazione delle rampe indurrebbero sulla agibilità della adiacente Via Filannino, una soluzione ottimale è certamente individuabile nella realizzazione di una paratia di sostegno lato strada, da integrare poi nella struttura definitiva del manufatto. Il progetto strutturale dovrà poi valutare se e come utilizzare il preesistente muro di sostegno, collegandolo alla nuova struttura.

I profili geotecnici di FIGG. 6.1/A-B e 6.2 individuano chiaramente la collocazione delle opere all'interno dei vari litotipi di progetto.

 FERROTRAMVIARIA SpA	PROGETTAZIONE  FERROTRAMVIARIA ENGINEERING SpA				
PROGETTO DEFINITIVO	PROGETTO GRA BA	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO GT 01	REV. 0	FOGLIO 37 di 40

APPENDICE

tabulati di calcolo di capacità portante

BARLETTA CENTRALE : NUOVA STAZIONE SU VIA VITTORIO VENETO

Verifica in sforzi efficaci

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^* N c^* s c^* d c^* i c^* b c^* g c + q^* N q^* s q^* d q^* i q^* b q^* g q + 0.5 \gamma^* B^* N \gamma^* s \gamma^* d \gamma^* i \gamma^* b \gamma^* g \gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

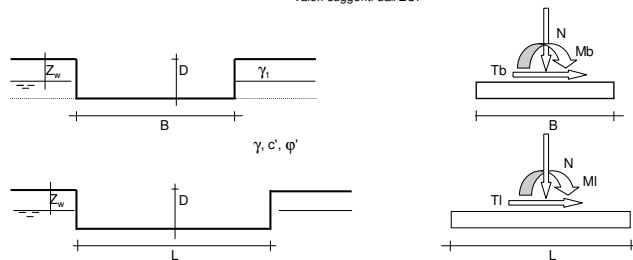
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^* e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2^* e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,00	1,30	1,25	1,60
Tensioni ammissibili	⊙	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	○	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 15,00 (m)
L = 15,00 (m)
D = 4,60 (m)



$\beta_f = 0,00$ (°)

$\beta_p = 0,00$ (°)

AZIONI			
	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	22500,00	0,00	22500,00
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 28,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 50,00$ (m)

$e_B = 0,00$ (m) $B^* = 15,00$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m) $L^* = 15,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 87,40 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 19,00$ (kN/mc)

Carico limite unitario

$q_{lim} = 3580,73$ (kN/m²)

N.B. Il valore del carico assiale N non è quello effettivo rinveniente dal calcolo strutturale; poiché il programma ne richiede l'inserimento è stato valutato convenzionalmente assunto uno scarico in fondazione di 100 kPa

BARLETTA CENTRALE : NUOVA STAZIONE SU VIA VITTORIO VENETO

Verifica in sforzi totali

Fondazioni Dirette

Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

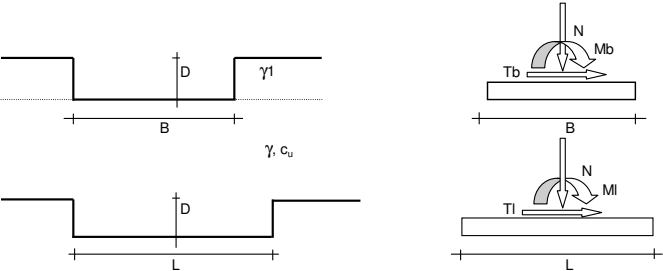
e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = Ml/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2·e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2·e_L)

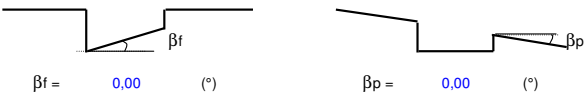
Metodo di calcolo		coefficienti parziali		proprietà del terreno c _u
		azioni permanenti	azioni temporanee variabili	
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,40
Tensioni ammissibili	●	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	○	1,10	1,10	1,20

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazioni nastriformi L=100 m)

B = 15,00 (m)
 L = 15,00 (m)
 D = 4,60 (m)



	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input permanenti	temporanee	
N [kN]	22500,00	20,00	22520,00
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

γ₁ = 19,00 (kN/mc)
 γ = 20,00 (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

c_u = 50,00 (kN/mq)

e_B = 0,00 (m) B* = 15,00 (m)
 e_L = 0,00 (m) L* = 15,00 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 87,40 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 20,00 (kN/mc)

Carico limite unitario

q_{lim} = 433,63 (kN/m²)

N.B. Il valore del carico assiale N non è quello effettivo rinveniente dal calcolo strutturale; poiché il programma ne richiede l'inserimento è stato valutato convenzionalmente assunto uno scarico in fondazione di 100 kPa

BARLETTA SCALO : SOTTOPASSO PEDONALE
Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$q_{lim} = c^*Nc^* sc^*dc^*ic^*bc^*gc + q^*Nq^*sq^*dq^*iq^*bq^*gq + 0.5^*\gamma^*B^*N\gamma^*s\gamma^*d\gamma^*i\gamma^*b\gamma^*g\gamma$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B (e_B = Mb/N)

e_L = Eccentricità in direzione L (e_L = MI/N) (per fondazione nastriforme e_L = 0; L* = L)

B* = Larghezza fittizia della fondazione (B* = B - 2*e_B)

L* = Lunghezza fittizia della fondazione (L* = L - 2*e_L)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,60
Tensioni ammissibili	⊗	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	○	1,10	1,10	1,10	1,10

valori suggeriti dall'EC7

γ, c', φ'

γ, c', φ'

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 3,90 (m)

L = 30,00 (m)

D = 5,00 (m)

β_f = 0,00 (°)

β_p = 0,00 (°)

	AZIONI	
	valori di input	Valori di calcolo
	permanenti	temporanee
N [kN]	12000,00	0,00
Mb [kNm]	0,00	0,00
MI [kNm]	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	0,00
TI [kN]	0,00	0,00
H [kN]	0,00	0,00

Peso unità di volume del terreno

γ_i = 19,00 (kN/mc)

γ = 19,00 (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

c' = 0,00 (kN/mq)

φ' = 32,00 (°)

Profondità della falda

Z_w = 50,00 (m)

e_B = 0,00 (m)

e_L = 0,00 (m)

B* = 3,90 (m)

L* = 30,00 (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 95,00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

γ = 19,00 (kN/mc)

Carico limite unitario

q_{lim} = 4039,10 (kN/m²)

N.B. Il valore del carico assiale N non è quello effettivo rinveniente dal calcolo strutturale; poiché il programma ne richiede l'inserimento è stato valutato convenzionalmente assunto uno scarico in fondazione di 100 kPa