Copia conforme all'orginale
Firmato digitalmente
da Arch Maurizio Ostini
Data: 2013.05.06
19:00:26 +02'00'

RegioneLombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità

FERROVIE NORD MILANO ESERCIZIO S.p.A.

IMPIANTO MANUTENZIONE ROTABILI CAMNAGO
PROGETTO DEFINITIVO

STUDIO IDROGEOLOGICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Sommario

1. FINALITA' DELL'INDAGINE E CARATTERISTICHE DEL PROGETTO 3

2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO..... 4

2.1 GEOMORFOLOGIA 4
2.2 GEOLOGIA DI SUPERFICIE 4

3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO 6

3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE UNITÀ DI SOTTOSUOLO 6
3.2 SOGGIACENZA DELLA FALDA ED ESCURSIONI PREVEDIBILI 7
3.3 VULNERABILITÀ DEGLI ACQUIFERI 9
3.4 RIFERIMENTI ALLA "FATTIBILITÀ GEOLOGICA" - L.R. 41/97 10

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE..... 12

4.1 METODOLOGIA DI LAVORO E SPECIFICA DELLE INDAGINI 12
4.2 PARAMETRI RICAVABILI DALLE PROVE PENETROMETRICHE..... 15
4.2.1 Densità relativa (Dr)..... 15
4.2.2 Angolo di attrito efficace (Φ') 15
4.2.3 Modulo elastico (E)..... 16
4.2.4 Modulo di compressibilità edometrico (Eed)..... 16
4.2.5 Resistenza alla liquefazione (τ/σ) 16
4.2.6 Modulo di Winkler (Kb) 16
4.2.7 Ottimo di Proctor 17

5. RISULTATI DELL'INDAGINE GEOGNOSTICA..... 17

5.1 PROVE PENETROMETRICHE..... 17
5.2 STRATIGRAFIA..... 18
5.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE..... 19
5.4 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI..... 20
5.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI..... 22
5.6 CONSIDERAZIONI RELATIVE ALLA PERMEABILITÀ DEI TERRENI SUPERFICIALI 26

5.7 CONCLUSIONI..... 27

Figure

Fig. 1 - Andamento delle quote piezometriche (nel testo)

Tavole

Tav. 1 - Inquadramento geologico ed idrogeologico - scala 1:10.000

Tav. 2 - Fattibilità geologica 1: 5.000

Tav. 3 - Ubicazione dei punti di indagine1: 1.000

Tav. 4 - Sezioni interpretative - scala 1: 1.000

Allegati

All. 1 - Grafici delle prove penetrometriche

All. 2 - Stratigrafie dei sondaggi

All. 3 - Grafici delle curve granulometriche

1. FINALITA' DELL'INDAGINE E CARATTERISTICHE DEL PROGETTO

Ferrovie Nord Milano Esercizio S.p.A. ha conferito allo Studio Idrogeotecnico Applicato S.a.s. di Ghezzi Efrem & C. di Milano l'incarico per la redazione di indagini geognostiche sul settore nord-orientale dell'ex-Parco Militare in Lentate sul Seveso (MI).

Vi dovranno essere infatti realizzati, con provenienza dalla vicina linea Camnago-Seveso, binari che condurranno vetture ferroviarie in una futura area di servizi (manutenzione, lavaggio, deposito, ecc.) con un capannone di dimensioni 230m x 35m per circa 12 metri di altezza, con annessi alloggi, pensiline e parcheggi.
Dal punto di vista fondazionale si devono considerare fondazioni per gli edifici e la parte viaria, considerando carichi transitori, pulsanti e concentrati nelle zone di carico e sollevamento.

Lo studio condotto ai sensi del D.M. 11/3/88 e del D.P.R. n. 554/99 è stato opportunamente indirizzato a supporto della progettazione, fornendo i parametri geologico - geotecnici dei terreni e la valutazione di eventuali problemi di carattere idrogeologico.

In particolare, il presente documento contiene:

- l'inquadramento idrogeologico dell'area di progetto, con particolare riferimento alla soggiacenza della falda e alla sua dinamica nel tempo;
- la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione;
- la definizione di un modello geotecnico di progetto, con determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità delle diverse unità geotecniche individuate dalle indagini.

2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO

2.1 GEOMORFOLOGIA

Il comune di Lentate sul Seveso é ubicato nel contesto dell'alta pianura della Provincia di Milano, al confine verso N con la Provincia di Como; l'ambito morfologico caratteristico è quello della pianura attraversata da diversi ordini di terrazzi che delimitano l'area pianeggiante solcata dal T. Seveso.

In dettaglio, i principali caratteri geomorfologici sono riportati in **Tav. 1** e sinteticamente descritti nella legenda allegata.

La morfologia dell'area è contraddistinta dalla piana fluviale del T. Seveso, orientata circa NW-SE e delimitata da un primo evidente ordine di terrazzi altimetricamente più elevati di circa 8 m.

L'area pianeggiante di competenza del T. Seveso è caratterizzata da una morfologia dolcemente degradante verso l'asta fluviale, solo localmente interrotta dalla presenza di un terrazzo di modesto rilievo, formatosi durante antichi episodi di piena alluvionale del torrente stesso.

Il T. Seveso, principale recapito del drenaggio delle acque superficiali, presenta un corso quasi interamente incassato e per molti tratti reso artificiale dall'intensa urbanizzazione.

Non sono rilevabili apporti idrici di qualche consistenza da impluvi naturali affluenti al T. Seveso; lo scarso reticolo di drenaggio delle aree terrazzate, ove presente, viene generalmente attivato in occasione delle forti precipitazioni ed ha un andamento subparallelo alla valle stessa, in direzione NNO-SSE.

2.2 GEOLOGIA DI SUPERFICIE

Il rilevamento geologico del territorio comunale è stato eseguito alla scala 1: 5.000, utilizzando tecniche del rilevamento geologico del Quaternario e i termini formazionali definiti dal Dipartimento di Scienze della Terra dell'Università di Milano - Gruppo Quaternario (Bini A., 1987).

Le unità geologiche presenti in affioramento sono di seguito descritte dalla più antica alla più recente (**Tav.1**):

Unità delle Quattro Strade (Colma A.A.)

L'unità è costituita da depositi in facies fluviale/fluvioglaciale a ghiaie grossolane massive a supporto di matrice limoso-sabbioso, con profilo d'alterazione molto evoluto (superiore ai 6-7 m).

Depositi in facies glaciale non affioranti possono essere presumibilmente associati agli alti morfologici presenti nell'area interessata dall'unità.

Superiormente, è sempre presente una copertura loessica costituita da limi argillosi e argille di colore ocra variegato, con stato di consistenza localmente tenero e con spessore superiore a 3 m; l'alterazione interessa più dell'80 % dei clasti.

L'unità affiora nella porzione orientale dei territori comunali, più precisamente a Est della zona interessata dalle cave di ghiaia, costituendo l'area terrazzata posta a quote topograficamente più elevate rispetto alle aree circostanti.

Unità di Birago (Specola A.A.)

L'unità è rappresentata da depositi in facies fluvioglaciale, costituiti da ghiaie a debole supporto di matrice limosa con struttura massiva e con consistente profilo d'alterazione (6-7 m); i clasti sono poligenici, arrotondati, con diametro medio di 5-8 cm e parzialmente alterati.

Superiormente, sono presenti limi argillosi e sabbiosi con struttura generalmente massiva di color grigio-ocra e nocciola ed argille limose con diffusa sostanza organica (depositi loessici), normal-consolidati; lo stato di consistenza varia da compatto a localmente plastico. Lo spessore di tale strato è variabile da 3 a 5 m. Sono riscontrabili localmente livelli ossidati e glosse arrotondate.

L'unità costituisce i terrazzi posti a quote inferiori rispetto all'area di affioramento dell'Unità precedente. Affiora per un piccolo lembo nella porzione NE della Tav. 1.

Unità di Lentate sul Seveso (Besnate A.A.)

L'unità è costituita da depositi in facies fluvioglaciale con ghiaie medio-grossolane a supporto di matrice sabbiosa, localmente passanti a sabbie fini limose, con profilo di alterazione poco evoluto (3-5 m); l'alterazione è limitata al 30 % dei clasti.

Superiormente, è presente una copertura loessica di spessore variabile da 1.6 a 3 m costituita da limi argillosi normal-consolidati e sabbie fini limose, con struttura massiva, di colore da giallo a nocciola e da argille limose color nocciola variegato con sparsi clasti poligenici arrotondati. Lo stato di consistenza varia da medio a molto compatto.

L'unità forma il terrazzo posto a quote intermedie, lungo il versante destro della valle, su cui insistono gli abitati di Lentate sul Seveso e Barlassina.

Unità Postglaciale

Si tratta di depositi di ambiente fluviale costituiti da ghiaie molto grossolane a supporto di matrice sabbiosa o di clasti passanti a limi argillosi massivi, caratterizzata localmente da una struttura gradata del deposito.

Il fronte di alterazione è assente o poco sviluppato (60 cm); i clasti sono poligenici, arrotondati con diametro massimo di 1 m e medio da 10 cm a 1 cm, con alterazione limitata al 5-10% dei clasti ed un buon grado di addensamento.

L'unità occupa la piana alluvionale del T. Seveso, localmente soggetta ad esondazione per riduzione artificiale della sezione fluviale (a N dell'area in comune di Lentate sul Seveso).

3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

3.1 CLASSIFICAZIONE DELLE UNITÀ DI SOTTOSUOLO

La distribuzione delle unità di sottosuolo è sintetizzata nelle sezioni idrogeologiche elaborate, passanti per i pozzi pubblici e privati del territorio, e vicini all'area di indagine (Tav. 1).

Nel sottosuolo si individuano varie unità idrogeologiche distinguibili per la loro omogeneità di costituzione e di continuità orizzontale e verticale, che si succedono, dall'alto verso il basso, secondo il seguente schema:

2 - *Unità dei depositi fluviali e fluvioglaciali localmente cementati*

Presente con continuità nell'area di studio, è costituita da depositi in facies fluviale prevalentemente a ghiaie, sabbie con ciottoli e conglomerati a diverso grado di cementazione, formanti banchi di spessore consistente (40-50 m).

Localmente sono presenti intercalazioni metriche di argille o limi sabbiosi generalmente prive di continuità laterale.

Lo spessore medio dell'unità varia da 70 a oltre 100 m, in funzione del grado di erosione complessivo dell'area e dell'andamento del tetto dell'unità sottostante.

L'unità è sede dell'acquifero superiore di tipo libero, tradizionalmente captato dai pozzi dell'area e con soggiacenza variabile da minimi di circa 30-35 m in corrispondenza

dell'area valliva del T. Seveso a massimi di circa 60-70 m nei settori più rilevati del territorio (aree terrazzate).

1 - *Unità dei depositi marini e di transizione*

È costituita da depositi fini in facies transizionale e marina, caratterizzati in prevalenza da argille, localmente fossilifere o con livelli torbosi, a cui si intercalano livelli di ghiaie sabbiose e conglomerati.

Il tetto dell'unità, posto ad una quota media di 130-140 m s.l.m., si approfondisce debolmente procedendo verso i settori meridionali ed orientali.

L'unità è sede di acquiferi profondi multistrato di tipo confinato, generalmente riservati all'utilizzo idropotabile e captati dalle perforazioni più profonde presenti nell'area (Barlassina 9, Seveso 5).

3.2 SOGGIACENZA DELLA FALDA ED ESCURSIONI PREVEDIBILI

L'andamento della superficie piezometrica dell'acquifero superiore riferita al giugno 2000 è stata ricostruita mediante l'elaborazione delle misure di soggiacenza rilevate dal CAP di Milano sui pozzi della propria rete di monitoraggio, integrate con i dati realtivi a misure originali dello Studio Idrogeotecnico (maggio 2003) sul sito.

La morfologia della superficie piezometrica evidenzia una falda radiale, debolmente convergente, con quote piezometriche decrescenti vero S comprese fra 197.5 e 177.5 m s.l.m. (Tav. 1).

Il gradiente idraulico diminuisce progressivamente procedendo dai settori nord-orientali (Meda, Lentate s/s Est) a quelli sud-occidentali (Lentate s/s Ovest, Barlassina), passando da valori di circa 10-11 ‰ a 3-5 ‰.

Le direzioni principali del flusso idrico sotterraneo risultano orientate NW-SE nel settore orientale e centrale dell'area, divenendo N-S nel settore occidentale.

Il Torrente Seveso, sospeso di circa 30 m rispetto alla superficie piezometrica, svolge localmente un ruolo di ricarica dell'acquifero superiore, soprattutto durante i periodi di intense precipitazioni.

La dinamica nel tempo delle variazioni della superficie piezometrica è desumibile dalle rilevazioni mensili dei livelli effettuate dal CAP di Milano sui pozzi Lentate sul Seveso 1 e Barlassina 2, punti di monitoraggio più prossimi all'area di indagine.

Nel periodo di osservazione, si rileva un massimo piezometrico assoluto nel 1978, corrispondente alle fasi di culmine di un fenomeno di piena registrato a livello regionale e causato dalle abbondanti precipitazioni del 1976-1977 (Fig. 1).

Successivamente si evidenzia una tendenza all'abbassamento del livello medio della falda protrattosi fino a tutto il 1992, in relazione ad un'alimentazione deficitaria degli acquiferi determinata dagli scarsi apporti meteorici di tale periodo, con un escursione piezometrica negativa di circa 20 m.

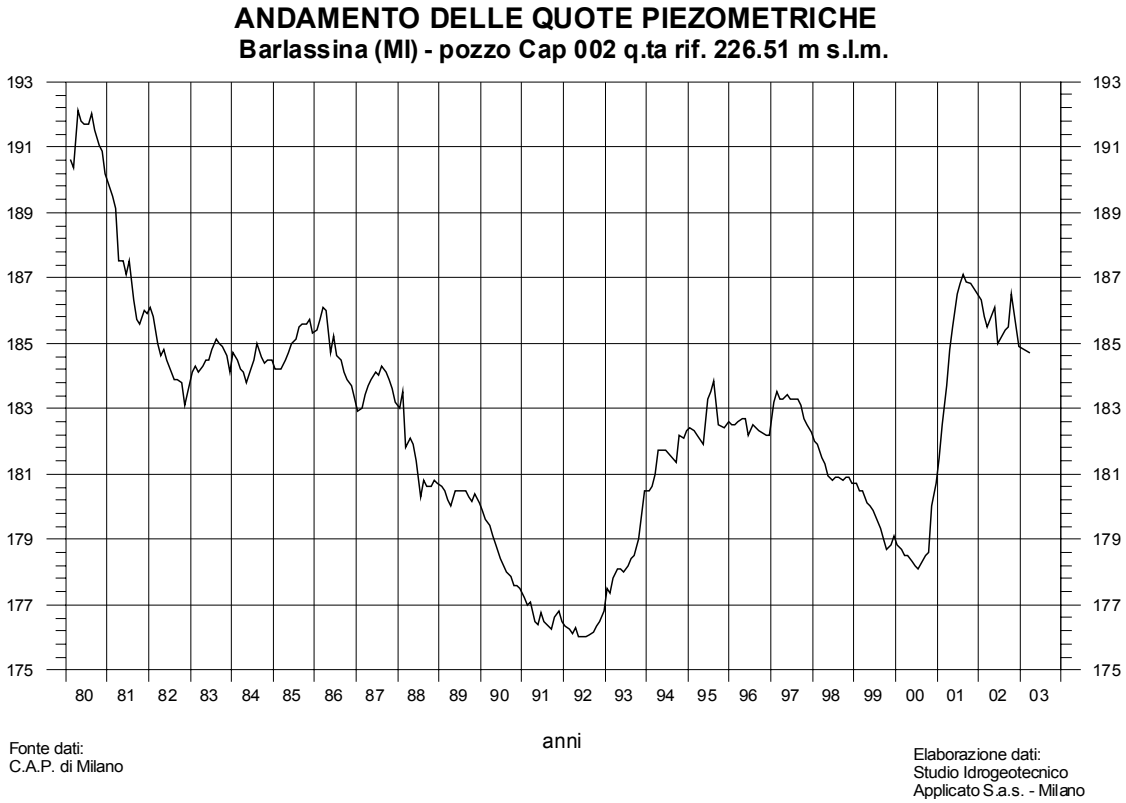

Fig. 1

Dal 1993 al 1995 si assiste ad un sensibile recupero delle quote piezometriche medie (+ 7÷8 m), in relazione ad un aumento della piovosità media a scala regionale e quindi ad una generale maggiore aliquota di infiltrazione efficace nelle zone di ricarica della falda.

A partire dal 1997 si registra una nuova decrescita dei livelli fino alla prima metà del 2000 (- 5÷6 m), interrotta dal rapido innalzamento piezometrico provocato dalle abbondanti precipitazioni dell'autunno 2000, con escursioni di + 7÷8 m.

La tendenza dalla meta del 2001 ai primi mesi del 2003 evidenzia un assestamento del livello piezometrico attorno ad una quota di 186 m.s.l.m.

La dinamica della falda nell'ultimo trentennio mostra pertanto il prevalere di fattori naturali di ricarica legati ai regimi meteorici, rispetto all'entità dei prelievi in atto.

Sulla base degli ultimi dati piezometrici disponibili (maggio 2003), l'area dell'ex Parco Militare è attualmente caratterizzata da soggiacenze comprese fra 29 e 30 m circa dal piano campagna, in funzione del gradiente della falda e della variabilità delle quote topografiche dell'area.

Anche ammettendo il ritorno delle condizioni piezometriche registrate nel 1978, i valori di soggiacenza dell'area dell'ex Parco Militare (15-20 m da p.c.) non interferirebbero comunque con la realizzazione delle infrastrutture previste, la cui profondità massima non dovrebbe essere superiore ai 5-6 m da p.c.

3.3 VULNERABILITÀ DEGLI ACQUIFERI

La vulnerabilità intrinseca dell'acquifero esprime una caratteristica idrogeologica che indica la facilità con cui un inquinante generico, idroveicolato a partire dalla superficie topografica, raggiunge la falda e la contamina.

Nella definizione del grado di vulnerabilità, definito utilizzando il metodo della Legenda Unificata (Civita, 1990) messa a punto dal GNDCI-CNR ed opportunamente applicato all'area in esame, concorrono quattro fattori discriminanti, che possono essere così descritti:

1) Caratteristiche di permeabilità della zona non satura. La protezione della falda è condizionata dallo spessore e dalla permeabilità dei terreni soprafalda e dalla presenza di suoli e livelli argillosi in superficie. Nel caso in esame, la parte inferiore della zona non satura è caratterizzata da depositi ghaiosi e conglomeratici ad elevata permeabilità. La parte superiore è invece caratterizzata da sequenze sommitali fini in corrispondenza delle Unità di Lentate sul Seveso, di Birago e delle Quattro Strade. Gli spessori di tali sequenze aumentano in relazione al grado di alterazione dei depositi. A ciascuna delle unità quaternarie cartografate è stato assegnato un differente grado di vulnerabilità intrinseca, come risulta dal sottostante prospetto:

Formazione	**Grado di vulnerabilità**
Unità Postglaciale	Elevato
Unità di Cantù	Elevato
Unità di Lentate sul Seveso (Besnate)	Medio
Unità delle Quattro Strade (Colma) Unità di Birago (Specola)	Molto basso

2) Soggiacenza della falda libera. I valori di soggiacenza della falda libera variano da circa 30 m nel fondovalle del T. Seveso a circa 60-70 m (> 30 m) nelle zone più

rilevate. Il grado di vulnerabilità intrinseca per valori di soggiacenza > 30 m è stato assegnato secondo il prospetto sopra riportato; nella aree caratterizzate da soggiacenza ≤ 30 m la vulnerabilità è stata aumentata di un grado.

3) Caratteristiche idrogeologiche dell'unità acquifera. L'unità che ospita l'acquifero principale (unità 2) è caratterizzata da elevata permeabilità primaria e dall'assenza di livelli continui di sedimenti fini, eventualmente limitanti la diffusione di inquinanti idroveicolati.

4) Presenza di corpi idrici superficiali. In corrispondenza della zona d'alveo del Torrente Seveso (Unità Postaglaciale) viene elevata di un grado la vulnerabilità intrinseca, in ragione del ruolo di alimentazione naturale svolto dal corso nei confronti dell'acquifero sottostante.

La sintesi delle informazioni raccolte ha permesso la delimitazione di 5 aree omogenee, contraddistinte da un differente grado di vulnerabilità intrinseca, le cui caratteristiche sono riportate nella legenda della Tav. 1.

Nell'aree di affioramento delle Unità delle Quattro Strade e di Birago (permeabilità bassa), la protezione della copertura loessica (spessori > 3 m) e dei livelli pedogenizzati delle ghiaie fluvioglaciali, determinano un grado di vulnerabilità intrinseca della falda molto basso.

All'Unità di Lentate sul Seveso, caratterizzata da una copertura loessica < 3 m e permeabilità media, è stato assegnato un grado di vulnerabilità medio.

L'area di affioramento dell'Unità di Cantù (permeabilità elevata), priva di copertura loessica e di argille di alterazione superficiali, presenta invece un grado di vulnerabilità elevato.

L'ambito vallivo del T. Seveso, in cui ricade anche l'area dell'ex Parco Militare, risulta sospeso rispetto alla superficie piezometrica ed è caratterizzato da un grado di vulnerabilità estremamente elevato, determinato dall'elevata permeabilità dei depositi soprafalda e dall'azione di alimentazione naturale del corso d'acqua nei confronti dell'acquifero sottostante.

3.4 RIFERIMENTI ALLA "FATTIBILITÀ GEOLOGICA" - L.R. 41/97

Importanti limitazioni all'attuazione di progetti sul territorio derivano dalle norme di fattibilità geologica approvate dal Comune di Lentate S.S. ai sensi della l.r. 41/97 nell'ambito del PRG vigente (Tav. 2).

Il confronto tra fattibilità geologica e gli ambiti di interesse evidenzia che essi risultano interamente compresi entro classe di Fattibilità 3A.

Le norme testuali per la classe 3 A sono le seguenti:
"*CLASSE 3A: comprende la piana alluvionale del F. Seveso: per essa esiste un rischio potenziale di esondazione, sia legato a condizioni morfologiche naturali che agli interventi antropici realizzati sul corso d'acqua. In mancanza di studi idraulici di dettaglio tale fascia è stata estesa a tutta la piana alluvionale attuale, comprendendo anche zone in cui verosimilmente tali fenomeni difficilmente si potranno verificare (ad esempio in sinistra idrografica a valle del cavalcavia della S.P. n°174).*
In tale contesto, considerando anche l'elevato grado di urbanizzazione delle aree in classe 3A e l'impossibilità di intervenire in modo efficace sullo stato di fatto, è da prevedersi un diverso approccio a seconda del contesto in cui ricadono gli ambiti di nuovo intervento.
Per i lotti interclusi infatti, fermo restando i limiti di inedificabilità di 10 m dall'alveo di piena ed un ulteriore fascia di protezione fluviale di larghezza non inferiore a 30 m dallo stesso, sarà possibile l'edificazione o la ricostruzione.
Tali considerazioni non valgono per le restanti aree ricadenti in classe 3A, dove permane, in assenza di opportune verifiche idrauliche a scala di bacino, il vincolo di inedificabilità".

Per le aree ricadenti in tali classe il parere di edificabilita' e' *"favorevole ..... subordinato a verifiche idrauliche ed idrogeologiche".*
Le indagini necessarie sono le IGT (Indagini geognostiche a supporto della progettazione) e le verifiche del rischio diesondazione VRE.

Per entrambe le prescrizioni si ritiene siano soddifatte le condizioni di sicurezza, la prima tramite l'esecuzione della presente indagine, la seconda tramite le risultanze dello studio idraulico di cui al S.I.A. approvato ai sensi del DPR 12.4.96, per il Piano di recupero dell'Ex Parco Militare nel suo complesso.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

4.1 METODOLOGIA DI LAVORO E SPECIFICA DELLE INDAGINI

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione delle opere in progetto, sono stati effettuati:

- 2 sondaggi a carotaggio continuo, denominati A e B, entrambi spinti fino a 20 metri da p.c.
- 6 prove SPT in ogni foro di sondaggio
- 12 prove penetrometriche dinamiche (SCPT), denominate SCPT1, SCPT2, SCPT3, SCPT4, SCPT5, SCPT6, SCPT7, SCPT8, SCPT9, SCPT10, SCPT11, SCPT12, spinte fino a 10 metri di profondità. (All.1)

L'ubicazione di tutti i punti di indagine delle prove effettuate, con i relativi numeri d'ordine, è riportata in Tav. 3.

L'indagine è stata eseguita secondo le modalità previste dalle norme A.G.I. come di seguito descritto.

La **perforazione a carotaggio continuo** è stata eseguita a rotazione con l'impiego di un carotiere semplice diametro 101 mm; dopo ogni manovra di carotaggio, le pareti del foro sono state rivestite con tubi di rivestimento provvisori in acciaio diametro 127 mm, infissi con circolazione diretta di fluido.

Il terreno recuperato in continuo, posto in cassette catalogatrici contenenti ciascuna 5 metri di terreno, è stato descritto in cantiere da un geologo abilitato, che ha successivamente redatto una stratigrafia riportante tutti gli elementi necessari per un'eccellente caratterizzazione dei terreni carotati (All.2).

All'interno dei fori di sondaggio sono state eseguite diverse prove S.P.T. (**Standard Penetration Test**), con l'impiego di maglio a sganciamento automatico e campionatore Raymond.
Le modalità di esecuzione delle prove sono quelle previste dalle norme A.S.T.M. num. 1.586/87: la testa di battuta è in acciaio ed è avvitata alle aste, il dispositivo di guida e di sganciamento automatico del maglio assicura una corsa in caduta libera di 76 cm, il maglio pesa 63.5 Kg e il peso delle aste utilizzate per trasmettere gli impulsi dei colpi a fondo foro risulta di 23 Kg ogni 3 m di asta di diametro 50 mm.
Nella prova SPT vengono contati i colpi necessari ad infiggere per tre intervalli successivi di 15 cm la batteria di aste con campionatore e vengono utilizzati ai fini dell'interpretazione del comportamento meccanico del terreno i colpi necessari ad avanzare negli ultimi 30 cm: questo numero di colpi viene indicato con **Nspt**.
Dal valore di Nspt viene calcolato l'angolo di attrito e la densità relativa del terreno considerato, oltre ad altri parametri ancora più empirici. Inoltre, tale valore viene

utilizzato per verificare, tramite abachi di progetto, i risultati relativi alla capacità portante dei terreni e ai cedimenti delle fondazioni.

Le prove penetrometriche dinamiche continue consistono nell'infiggere verticalmente in continuo nel terreno una punta conica collegata alla superficie da una batteria di aste; l'infissione avviene per battitura, facendo cadere da un'altezza costante un maglio di peso noto.
Ogni 30 cm si rilevano i colpi necessari alla penetrazione che per le interpretazioni verranno correlati ai valori di Nspt: la resistenza del terreno è funzione inversa della penetrazione di ciascun colpo e funzione diretta del numero di colpi (Np) per una data penetrazione.
La prova penetrometrica dinamica, per la sua semplicità di esecuzione, ha una grande diffusione; infatti, la penetrazione di punte coniche battute nel terreno, in assenza di attrito laterale, consente il riconoscimento di alcune caratteristiche tecniche dei terreni attraversati.
Il maggior ostacolo alla precisione del metodo deriva dalla difficoltà ad isolare la componente della resistenza alla penetrazione dovuta all'attrito laterale del terreno, esercitato lungo la batteria di aste; per ovviare a questo inconveniente, durante la prova si utilizzano punte coniche con diametro maggiore rispetto a quello delle aste e un rivestimento che segue la punta ogni 30 cm di avanzamento.
Il rifiuto alla penetrazione viene deciso quando per affondare la punta di 30 cm sono necessari più di 100 colpi portati con l'attrezzatura standardizzata.
In fase di interpretazione il valore **Np** (numero di colpi necessario per far avanzare le aste di 30 cm) viene correlato al valore Nspt dal quale viene calcolato l'angolo di attrito e la densità relativa del terreno considerato.
Inoltre il valore Nspt viene utilizzato per verificare, tramite abachi di progetto, i risultati relativi alla capacità portante e ai cedimenti delle fondazioni.

Le caratteristiche del penetrometro utilizzato sono le seguenti:
- diametro della punta = 51 mm
- angolo della punte = 60°
- sezione della punta conica = 20 cmq
- diametro delle aste = 32 mm
- lunghezza delle aste = 90 cm
- peso delle aste = 5,6 Kg
- altezza di caduta = 760 mm
- penetrazione di riferimento = 300 mm

La resistenza alla penetrazione è definita come il numero di colpi necessario per infiggere la punta conica per l'intervallo di riferimento definito.

L'energia cinetica propria di ciascun colpo è il prodotto della massa del maglio (M) per l'accelerazione di gravità (g) e per l'altezza di caduta (h).

I risultati delle prove penetrometriche eseguite possono essere presentati come valori di resistenza rd, secondo la seguente formula:

$$rd = (M*g*h)/(A*e)$$

dove:

- A è l'area della sezione trasversale della base della punta conica;
- e è la penetrazione media per colpo.

Il penetrometro utilizzato risulta standardizzato; è necessario, tuttavia, al fine di poter correlare i risultati delle nostre prove con i dati ricavati da una prova SPT (Standard Penetration Test) in foro di sondaggio, utilizzati dalla letteratura, apportare una correzione in funzione del rendimento della macchina utilizzata, che per i dispositivi utilizzati nelle prove SPT è normalmente considerato pari al 60 %.
L'indispensabile correzione si effettua tramite la relazione:

$$N60 = ERM/60*N$$

dove:

- N60 è il numero di colpi corretto riferito ad un rendimento del 60%;
- ERM è il rendimento medio espresso in percentuale;
- N è il numero di colpi misurato.

Il rifiuto alla penetrazione viene deciso quando per affondare la punta di 30 cm sono necessari più di 100 colpi portati con l'attrezzatura standardizzata.

In fase di interpretazione il valore Np (numero di colpi necessario per far avanzare le aste di 30 cm) viene correlato al valore Nspt che risulta così un indice dello stato di addensamento del terreno e quindi delle sue caratteristiche tecniche.

I terreni granulari, qualitativamente, vengono classificati in:

- sciolti per Nspt <10
- mediamente addensati per 10< Nspt >30
- addensati per Nspt >30

Durante l'esecuzione delle prove non è stata rilevata presenza di falda idrica: infatti essa dovrebbe posizionarsi a una profondità compresa tra circa 30 metri e circa 35.00 metri dal p.c.

4.2 PARAMETRI RICAVABILI DALLE PROVE PENETROMETRICHE

L'analisi dei dati penetrometrici ottenuti durante l'esecuzione delle prove SPT in foro e delle prove penetrometriche dinamiche consente di caratterizzare i terreni in esame.

Dai valori Nspt e dalla litologia è possibile ricavare i parametri geotecnici dei terreni quali Dr (densità relativa), γ (peso di volume stimato), Φ (angolo di attrito), c (coesione stimata), Eed=1/mv (modulo di compressione edometrica), E (modulo di elasticità), u (coefficiente di Poisson), Ka (coefficiente di spinta attiva).

Avendo a disposizione tutti i precedenti parametri è possibile calcolare la capacità portante di un terreno nei confronti delle diverse tipologie fondazionali, il loro cedimento e la stabilità delle pareti di eventuali scavi.

4.2.1 Densità relativa (Dr)

Il metodo comunemente adottato per ricavare il parametro Dr è la correlazione di *Gibbs e Holtz* (1957), valida per sabbie quarzose normal-consolidate, non cementate e che tiene conto dell'influenza della pressione verticale efficace.

Il valore stimato deve poi essere corretto per tener conto delle differenze di compressibilità: per valori di Dr <70% la densità ricavata risulta tendenzialmente più alta del valore reale, mentre per bassi valori della pressione efficace (σ'_{vo}<5kPa) la densità relativa risulta tendenzialmente troppo alta.

Disponendo, invece, del valore normalizzato di Nspt (N_{60}), la migliore correlazione tra la resistenza alla penetrazione e la densità relativa è quella proposta da *Terzaghi e Peck* (1948).

Questi metodi derivano da sperimentazioni empiriche su sabbie, mentre nel 1986 *Skempton* ha proposto una relazione che tenesse conto anche del contenuto in ghiaia dei terreni attraversati.

4.2.2 Angolo di attrito efficace (Φ')

La correlazione proposta da *De Mello* (1971) consente la valutazione dell'angolo di attrito efficace Φ' in base al valore di Nspt e dello sforzo verticale efficace σ'_{vo}, presentando le stesse condizioni di validità della relazione proposta per la densità relativa da *Gibbs e Holtz*.

Per bassi valori dello sforzo verticale efficace (σ'_{vo}<10 kPa), così come per valori di Φ'>38°, il valore dell'angolo di attrito risulta sopravvalutato.

La correlazione diretta tra Nspt e Φ' è oggi preferita a quelle derivate dalla densità relativa Dr, come il metodo di calcolo indiretto proposto da *Schmertmann*, perchè evitano le approssimazioni dovute al doppio passaggio.

4.2.3 Modulo elastico (*E*)

Per la determinazione di questo parametro è possibile utilizzare le correlazioni proposte da *Otha-Goto* (1978), da *D'Appolonia* (1970) o la formula proposta da *Schmertmann* (1970) per le sabbie, in cui:

$$E = 8*N$$

4.2.4 Modulo di compressibilità edometrico (*Eed*)

Confronti tra il valore di Nspt ed il modulo di compressibilità edometrico $Eed=1/m_v$ sono stati condotti da *Schultze - Menzenbach* e da *Schmertmann* su numerosi provini di varia granulometria.

4.2.5 Resistenza alla liquefazione (τ/σ)

Il rapporto tra lo sforzo dinamico medio (τ) e la tensione verticale di consolidazione (σ), per la valutazione della resistenza alla liquefazione dei depositi granulari, è stato definito da *Seed et al*. (1985).

Importante è che i dati raccolti siano sufficientemente rappresentativi della variabilità del deposito e normalizzati rispetto alla pressione verticale efficace esistente ed all'influenza del dispositivo di infissione e delle modalità di prova.

Il valore Nspt normalizzato (N_{60}) è quello attualmente utilizzato nelle correlazioni.

4.2.6 Modulo di Winkler (Kb)

Il modulo di Winkler, utile in casi di sottofondi viari, in questa sede può essere solo stimato in quanto non sono state eseguite prove di carico su piastra.
Esso è il rapporto tra sforzi e deformazioni e in questa sede deve essere considerato prudenziale; per l'effettivo dovrà scavarsi la futura trincea viaria e, con adeguato mezzo di contrasto, eseguire le prove di carico su piastra.

4.2.7 Ottimo di Proctor

E' il contenuto d'acqua ottimale per una migliore costipazione di terreni coesivi, come quelli superficiali della nostra ar4ea. Per determinarlo sarà necessario agire in laboratorio con prove Proctor e CBR, ma per eseguirle si dovrà arrivare in scavo all'effettivo piano di fondazione e prelevare un quantitativo decisamente superiore (almeno 10 Kg) a quello prelevabile con i carotaggi.

5. RISULTATI DELL'INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geologico-tecnica è finalizzata alla valutazione della compatibilità geologica con predisposizione della presente Relazione ai sensi del D.M. 11.3.88, a supporto del progetto dei nuovi manufatti. Il piano fondazionale non è stabilito a priori.

5.1 PROVE PENETROMETRICHE

L'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di n.12 prove penetrometriche dinamiche, denominate SCPT1, SCPT2, SCPT3, SCPT4, SCPT5, SCPT6, SCPT7, SCPT8, SCPT9, SCPT10, SCPT11, SCPT12, spinte fino a 10 metri di profondità, e di n.12 prove penetrometriche SPT, a diverse profondità, in corrispondenza dei n.2 sondaggi a carotaggio continuo realizzati denominati A e B.
Il numero di colpi Nspt rilevato durante l'esecuzione delle prove penetrometriche SPT in foro e il numero di colpi Np delle prove penetrometriche dinamiche, correlato poi al valore di Nspt, sono indice dello stato di addensamento del terreno ed utilizzati per determinare le sue caratteristiche geotecniche.

Il terreno dell'area in esame risulta "sciolto e localmente mediamente addensato" dal piano campagna fino ad una profondità di almeno 10 m, con valori medi di Nspt compresi tra 2 e 20 con sporadiche punte prossime a 30.
La con porzione superficiale di questo livello risulta costituita e/o mescolata con materiale di riporto.
Al di sotto sono presenti livelli eteropici (varianzioni laterali di granulometria) più o meno ghiaiosi e più o meno limosi. Localmente le caratteristiche tecniche dei terreni attraversati presentano parametri decisamente migliori; in questo caso si deve presupporre l'influenza di ciottoli che ostacolano la penetrazione.

In generale, la bassa resistenza alla penetrazione registrata per i primi livelli è da imputare soprattutto al basso addensamento e alla granulometria dei terreni attraversati; la presenza di ciottoli determina, tuttavia, un aumento locale del numero di colpi (soprattutto nel terreno rimaneggiato).

La grande variabilità sia verticale che orizzontale dei terreni presenti in questa area è confermata dai risultati ottenuti dalle indagini.

Analizzando i dati penetrometrici è possibile comunque correlare tutta l'area almeno per i primi 2.00-3.50 m di profondità da p.c. comprendendo quello che dovrebbe essere il piano fondazionale entro cui, presumibilmente, si imposteranno le tipologie fondazionali (di tipo diretto) previste dall'intervento in progetto.

Possiamo schematicamente riassumere le resistenze alla punta dei terreni indagati emerse dalle prove penetrometriche dinamiche trasformate in Nspt, a partire dal p.c.

Profondità	**Nspt medio**
da –0.00 a –2.00/3.50 m.	2-15
da –2.00/3.50 a –4,50/5.50 m.	8-35
da –5.50 a -10.50 m.	8-20
oltre –10.50 m	> 15 sino a rifiuto

Per un maggior dettaglio si rimanda agli allegati diagrammi penetrometrici (All .1).

5.2 STRATIGRAFIA

L'esecuzione e l'analisi delle resistenze meccaniche e dei sondaggi ha permesso di definire la successione stratigrafica locale con esattezza.

Indicativamente possiamo riassumere:

- **da 0.00 m a circa 4.50 m di profondità**
  Limo argilloso sabbioso inglobante ghiaia.

- **oltre 5.00 m di profondità**
  Sabbia da fine a grossolana limosa grigio nocciola, con ghiaia e ciottoli spesso alterati.

Nel primo sottosuolo, alla data di esecuzione dei sondaggi, non si sono riscontrate venute d'acqua relative a possibili falde temporanee e sospese che possano interferire significativamente con le opere in progetto.

La locale situazione piezometrica è caratterizzata infatti da soggiacenze, in corrispondenza dell'area di indagine, attorno ai -29.50 m di profondità dal p.c. alla data maggio 2003 (piezometri 1 e 3 di realizzazione nell'ambito del piano di caratterizzazione ai sensi DM 471/99)

I terreni hanno presentato una umidità diffusa attorno ai 3.00 m di profondità dal p.c. imputabile alla semplice infiltrazione meteorica con ristagno e ritenzione in corrispondenza degli strati a più bassa permeabilità.

5.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Avendo a disposizione dati sufficienti fino a circa 20 m di profondità da p.c., si sono individuati i seguenti livelli geotecnici, senza considerare il riporto corticale, comprendenti certamente terreni a granulometria variabile ma con analogo comportamento geotecnico.

I livelli così individuati e illustrati nella sezione interpretativa di Tav.4 sono i seguenti:
Livello 1, da-0.00 a –2.00/3.50 m da p.c.
Livello 2, da-2.00/3.50 a –5.50 m da p.c.
Livello 3, oltre -5.50 m da p.c.

I parametri geotecnici riferiti ai suddetti livelli vengono di seguito elencati:

LIVELLO 1 (da -0.00 a –2.00/-3.50 m da p.c.)

. γ (Peso di volume) = 1.7-1.8 tonn / mc
Dr (Densità relativa) = 35%-70%
Φ (Angolo di attrito) = 26°-30°
Eed (modulo di compressibilità) = 30-70 Kg/cmq
v (rapporto di Poisson) = 0.35
E (modulo di elasticità) = 40-190 Kg/cmq
c (coesione) = 0.1-0.6 Kg/cmq
Ka (coefficiente di spinta attiva) = 0.38
Kb (modulo di Winkler stimato prudenziale) = 2.5 Kg/cmc

LIVELLO 2 (da –2.00/–3.50 a –4.50/–5.50 m da p.c.)

. γ (Peso di volume) = 1.8 tonn / mc
Dr (Densità relativa) = 45%-85%
Φ (Angolo di attrito) = 27°-33°
Eed (modulo di compressibilità) = 40-170 Kg/cmq
v (rapporto di Poisson) = 0.3
E (modulo di elasticità) = 40-250 Kg/cmq
c (coesione) = 0.1-0.4 Kg/cmq
Ka (coefficiente di spinta attiva) = 0.34
Kb (modulo di Winkler stimato prudenziale) = 3.5 Kg/cmc

LIVELLO 2 (oltre –4.50/ –5.50 m da p.c.)

. γ (Peso di volume) = 1.8 - 1.9 tonn / mc
Dr (Densità relativa) = 60%-95%
Φ (Angolo di attrito) = 30°-34°
Eed (modulo di compressibilità) = 90-170 Kg/cmq
v (rapporto di Poisson) = 0.25
E (modulo di elasticità) = 150-500 Kg/cmq
c (coesione) = 0-0.3 Kg/cmq
Ka (coefficiente di spinta attiva) = 0.27
Kb (modulo di Winkler stimato prudenziale) = 4 Kg/cmc

L'area in esame presenta, al di sotto dell'orizzonte sommitale costituito da materiale di riporto, un **livello 1** con mediocri caratteristiche meccaniche, funzione soprattutto della litologia, del rimaneggiamento superficiale e dell'azione delle acque di infiltrazione e meteoriche che possono aver rammollito il terreno unitamente all'azione di gelo-disgelo.
Questo livello, verosimilmente interessato dalle fondazioni in progetto, è sostanzialmente coesivo a tutti gli effetti, e una certa percentuale di materiale fine si riscontra nel **livello 2**., sottostante, variabile lateralmente a causa di un contenuto lenticolare di materiale grossolano, sempre con matrice coesiva.

Infine, si è individuato un **livello 3**, presente alla profondità variabile tra –4.50/–5.00 e-9.00 m da p.c. sino alla quota raggiunta dalle prove, con migliori caratteristiche tecniche.

5.4 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI

Considerate le indicazioni fornite dal Committente, stante la presenza di n.3 livelli geotecnici così individuati nell'area del futuro intervento e vista la necessità di superare la parte corticale costituita da terreni di riporto e di rimaneggiamento superficiale, si è valutata la capacità portante dei terreni attraversati nei confronti di fondazioni dirette continue di larghezza B = 1.00 m, il cui piano di posa sia compreso tra 1.00 m e 4.00 m di profondità da attuale p.c.

Consideriamo fondazioni dirette continue di larghezza B = 1.00 m con profondità di fondazione D = 1.00 m da p.c. (quota minima fondazionale possibile verosimilmente in difetto e per questo prudenziale).

Per i binari si deve considerare una struttura non rigida che poggia su un livello coesivo sovrastante uno migliore. L'analisi verrà condotta in termini di tensioni totali ottenendo una capacità portante unitaria considerando soprattutto la coesione.

Per il calcolo della capacità portante si utilizza la formula di Terzaghi per fondazioni dirette continue tenendo conto delle variazioni introdotte da Brinch-Hansen:

$qu = c * Nc + \gamma * (B / 2) * N\gamma + \gamma * D * Nq$ dove

qu = capacità portante limite (tonn / mq)
c = coesione (tonn / mq)
B = larghezza fondazione (m)
D = profondità fondazione (m)
γ = peso di volume (tonn / mc)
Nc, $N\gamma$, Nq = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito
Il valore del carico ammissibile qa (Kg / cmq), si ottiene dividendo la capacità portante limite (qu) per un coefficiente di sicurezza F che per i nostri terreni è uguale a 3 (cfr. DM 11 Marzo 1988).

Quindi $qa = qu / 3$

Per il livello 1 otteniamo:

per fondazione diretta continua con B= 1.00 m e con D = 1.00 m

qa = 1.2 Kg / cmq

Se consideriamo, invece, un terreno coesivo limoso argilloso, otteniamo per la stessa tipologia fondazionale:

qa = 1.05 Kg / cmq

In considerazione della variabilità laterale della litologia dei terreni indagati si consiglia, comunque, di **non superare il carico unitario di 1.05 Kg/cmq nell'ambito del livello 1 ad una profondità di circa 1 m da p.c. con incrementi di 0.15 Kg/cmq per ogni metro di approfondimento.**
Così, per esempio, per la stessa tipologia fondazionale continua di larghezza B = 1 m possiamo indicare che alla profondità di circa -3.50 m da p.c., la capacità portante ammissibile può essere aumentata a 1.45 Kg/cmq

Si è, poi, considerata anche la possibilità di un teorico appoggio attorno a circa 8.00 m di profondità da p.c., cioè **nel livello 3**, dove sarebbero (a causa dell'elevato incasso e della elevata compensazione) le tensioni totali a giocare un ruolo predominante, più delle caratteristiche tecniche del terreno mediamente migliori.

Per il livello 3 otteniamo:

per fondazione tipo pozzi -plinto con B= 1.00 m e con D = 1.00 m

qa = 1.82 Kg / cmq

Se consideriamo le caratteristiche tecniche del **livello 1** del tutto simili a quelle di un'argilla, si può supporre che la rottura del terreno avvenga in assenza di drenaggio ($N\gamma=0$, $\Phi=0$). La verifica si conduce in questo caso in termini di tensioni totali: la pressione verticale totale alla quota di 3.50 m risulterebbe in condizioni non sature di 5.1 ton/mq, con Nc =5.7 e Nq=1.
Questa condizione porta ad ottenere un valore di qa non solo inferiore alla portanza della sabbia ma anche alla qa ottenuta in precedenza per i terreni coesivi; ma **per la parte interessata dai binari dobbiamo considerare la più prudenziale qa e cioè <u>0.8 Kg/cmq</u>, naturalmente caricata con la sovrastruttura.**

Per i suddetti calcoli fondazionali sono state considerate le porzioni tecnicamente più scadenti presenti nel deposito eterogeneo, dove l'eventuale presenza di acqua (anche di infiltrazione) influenza notevolmente i pesi di terreno interessato, la sua capacità portante e il suo contributo ai bordi.

In terreni particolarmente sciolti e/o cedevoli è consigliabile considerare un angolo di attrito ridotto (Terzaghi & Peck); anche se questo porta a ridurre ulteriormente la capacità portante a rottura dei terreni considerati. Si deve, infatti, considerare che nei terreni incoerenti (come quelli che nel nostro caso sembrano avere portata maggiore) il carico ammissibile di una fondazione è governato non tanto dalla resistenza a rottura, ma dai cedimenti per assestamento, non sempre sopportabili dalle strutture, soprattutto se iperstatiche.

Sulla base di questo principio, Terzaghi ha elaborato un diagramma che permette di correlare la resistenza penetrometrica al carico ammissibile, in funzione della dimensione della fondazione che, a parità di carico unitario, innesca cedimenti maggiori, dipendenti da un bulbo tensionale più ampio.

In riferimento all'area in oggetto, questo criterio appare poco applicabile, poiché la valutazione della portata ammissibile deve comunque tener conto delle peggiori resistenze del terreno di fondazione.

5.5 CALCOLO DEI CEDIMENTI

Le capacità portanti ottenute vengono ora verificate in funzione dei cedimenti totali e differenziali.

Per il calcolo del cedimento applichiamo la relazione di Meyerhof:

$$S = 2.84 * (qa / Nspt) * [(B / B + 0.33) * (B / B + 0.33)] * Cd$$

dove

S = cedimento in mm
qa = carico trasmesso al terreno in KN / mq
B = larghezza della fondazione in m
Nspt = colpi tra il piano di imposta della fondazione e la profondità di disturbo (D + B)
Cd = 0.75 per D > B o per D = B
Cd = 1 - (D / 4B) per 0 < D < B

In riferimento al **livello 1**, otteniamo:

per qa = 1.05 Kg / cmq (a -1.00 m di profondità da p.c.) con fondazione diretta continua di larghezza B = 1 m, cedimenti massimi pari a:

S = 3.1 cm in corrispondenza di SCPT1
S = 3.5 cm in corrispondenza di SCPT2
S = 2.4 cm in corrispondenza di SCPT3
S = 2.7 cm in corrispondenza di SCPT4
S = 3.2 cm in corrispondenza di SCPT5
S = 2.5 cm in corrispondenza di SCPT6
S = 2.4 cm in corrispondenza di SCPT7
S = 1.9 cm in corrispondenza di SCPT8
S = 2.1 cm in corrispondenza di SCPT9
S = 3.5 cm in corrispondenza di SCPT10
S = 2.4 cm in corrispondenza di SCPT11
S = 1.7 cm in corrispondenza di SCPT12
S = 1.9 cm in corrispondenza del Sondaggio A
S = 2.1 cm in corrispondenza di S.B

per qa = 1.45 Kg / cmq (a -3.50 m di profondità da p.c.) con fondazione diretta continua di larghezza B = 1 m, cedimenti massimi pari a:

S = 2.9 cm in corrispondenza di SCPT1
S = 2.5 cm in corrispondenza di SCPT2
S = 3.4 cm in corrispondenza di SCPT3
S = 2.7 cm in corrispondenza di SCPT4
S = 2.1 cm in corrispondenza di SCPT5
S = 2.8 cm in corrispondenza di SCPT6
S = 2.4 cm in corrispondenza di SCPT7
S = 1.7 cm in corrispondenza di SCPT8
S = 1.1 cm in corrispondenza di SCPT9
S = 1.5 cm in corrispondenza di SCPT10
S = 2.4 cm in corrispondenza di SCPT11
S = 1.7 cm in corrispondenza di SCPT12

S = 1.8 cm in corrispondenza del Sondaggio A
S = 2.5 cm in corrispondenza del Sondaggio B

I cedimenti così calcolati appaiono ai limiti dell'accettabilità. E' opportuno ridurre il valore della capacità portante del terreno al fine di ridurre i cedimenti massimi immediati attorno a circa 2.5 cm per ogni punto; quindi **si consiglia di scendere con il carico unitario a 0.9 Kg/cmq se le fondazioni saranno poste a solo 1 metro di profondità e a 1.29 Kg/cmq se le fondazioni saranno poste a 3.5 metri di profondità.**

Per quel che riguarda la sede ferroviaria, i cedimenti devono essere espressi sulla portata ammissibile unitaria più bassa, 0.8 kg/cmq, più ammissibile numericamente, ma applicata non rigidamente e con carichi pulsanti: si quindi consiglia di trattare i terreni di fondazione mediante costipamento e/o vibrointasamento con ripartizione dei carichi con rilevato sufficientemente largo e con angolo basso rispetto all'orizzontale.
.
Si tratta, comunque, di cedimenti istantanei limitati, dovuti a carichi limitati; non sono stati considerati i cedimenti secondari che, nel caso di terreni coesivi si possono innescare successivamente al primo cedimento, innescando il fenomeno di consolidazione.
Questi ultimi possono essere ridotti al minimo consolidando preventivamente i terreni del livello 1 o sostituendoli ripartendo i carichi.

Considerando già di per sé cautelativo il metodo di Meyerhof, abbiamo verificato i risultati così ottenuti mediante la teoria dell'elasticità e l'utilizzo dell'abaco progettuale di Burland (1977) ottenendo, comunque, risultati accettabili in sede di confronto.

Considerando il fatto che l'area oggetto di indagine è caratterizzata anche da terreni incoerenti, le eventuali sovrappressioni interstiziali verrebbero ad equilibrarsi immediatamente con gli intorni; nel caso in cui, invece, la percentuale di materiale fine e coesivo fosse preponderante le pressioni dei carichi non porterebbero esclusivamente a cedimenti immediati, ma anche a cedimenti secondari non trascurabili

Applicando quindi il metodo del cedimento elastico e della compressibilità edometrica possiamo stimare il cedimento totale sullo strato compressibile superficiale; se ipotizziamo uno spessore massimo di 3 metri si deve considerare la pressione innescata a metà strato che, per la teoria di Boussinesque, si riduce, ad un'aliquota massima di 0.4 Kg/cmq che se viene inserita nella relazione di compressibilità edometrica s=(q/E)m con un modulo edometrico prudenziale di 40 Kg/cmq su uno strato spesso 3 metri porta ad un cedimento totale inferiore ai 25 mm.

Si ricorda comunque che fondazioni più larghe non necessariamente sono compatibili con i valori calcolati, in quanto a parità di carichi unitari innescano cedimenti maggiori dipendenti da un bulbo tensionale più ampio.

La teoria empirica di Skempton e McDonald (1956) suggerisce di non superare la distorsione angolare di 1/300 (limite di sicurezza per le fessurazioni sulle strutture di tamponamento): questo porta a considerare ammissibili i cedimenti che si innescano con i carichi segnalati sulle fondazioni dirette previste.
Considerando, infatti, l'ipotesi che si verifichi un cedimento immediato massimo e un cedimento immediato nullo, rispettivamente alle due estremità della dimensione minore dell'opera in progetto, si rientra nei limiti di accettabilità in base ai diagrammi di Bjerrum (1963) con un rapporto cedimento/distanza minore di 1/300.

I cedimenti risultanti per pressioni inferiori e/o per profondità superiori di posa delle fondazioni sono ovviamente minori e sempre nei limiti di accettabilità, anche in considerazione della natura anche incoerente dei terreni attraversati, che già in fase costruttiva determinano una immediata dissipazione, anche se parziale) delle sovrappressioni interstiziali.

Volendo migliorare la situazione si può pensare di trasferire i carichi al **livello 3** tecnicamente migliore, con uno scavo generalizzato (pericoloso senza adeguate opere di sostegno preventivo) o con pozzi plinto o con fondazioni su pali.

L'alternativa è rappresentata dalla bonifica mediante vibrorullatura del livello 1 (facendo attenzione a non innescare cedimenti nelle aree e sedi stradali adiacenti).
La natura prevalentemente coesiva di questo terreno consiglia l'utilizzo di rulli gommati o a piede di montone su terreno umido, in questo caso si consigliano preventive prove di laboratorio per calcolare il contenuto d'acqua ottimale per il costipamento (ottimo di Proctor).
In funzione delle reali necessità di carico potrebbe essere necessario un asporto di terreno con relativo riporto in strati successivi da 20 cm vibrorullati (questo riporto sarà ovviamente indispensabile per la rete ferroviaria).
In alternativa si potrebbe considerare il vibrointasamento con ghiaia grossolana previo utilizzo di vibratore non traslante.

5.6 CONSIDERAZIONI RELATIVE ALLA PERMEABILITÀ DEI TERRENI SUPERFICIALI

Sulla base delle analisi granulometriche (All.3) eseguite sui campioni prelevati e applicando la Formula empirica di Hazen

$K= [(45\text{-}150)\ (d_{10})^2$

Si ottengono i seguenti valori di permabilita':

Sondaggio	Campione	Profondità	Permeabilità (cm/sec)
A	1	3,00 – 3,50	5×10^{-5}
A	2	6,00 – 6,50	4×10^{-4}
B	1	2,50 – 3,00	4×10^{-5}
B	2	8,00 – 8,50	2.5×10^{-3}

E' evidente che si tratta di valori indicativi ma se vengono uniti alla granulometria coesiva, limoso argillosa, del livello in cui sono stati prelevati i campioni, si può sicuramente affermare che la capacita' dispedente unitaria di un pozzo perdente nell'ambito dei primi 5 metri dal piano campagna sara' limitata.

5.7 CONCLUSIONI

L'indagine geognostica ha fatto riscontrare caratteristiche sufficientemente omogenee e correlabili dal punto di vista geotecnico.

L'esecuzione di sondaggi e di prove penetrometriche dinamiche ha permesso di individuare, al di sotto di un orizzonte superficiale, un **livello 1** sino alla profondità di -3.50 m da p.c. circa con mediocri caratteristiche meccaniche a matrice prevalentemente limosa.

Questo livello dovrebbe rappresentare il piano di posa delle fondazioni degli edifici in progetto se si volesse optare per fondazioni dirette.
Essendo ovviamente anche la sede dei futuri binari, sara' localmente (piano di posa) necessario il preventivo asporto di terreno naturale con riporto di materiale granulare per la sovrastruttura ferroviaria.

Poi si è individuato un **livello 2** , da 3.50 a 5.50 m da p.c. circa, appena migliore rispetto al livello superficiale, e infine, si è individuato un **livello 3**, presente a profondità maggiore da di 5.50 p.c., con buone caratteristiche tecniche, a matrice sabbiosa, raggiungibile solo con tipologie fondazionali tipo pozzi-plinto e o pali.

Nel primo sottosuolo, alla data di esecuzione dell'indagine, non si sono riscontrate venute d'acqua relative a possibili falde temporanee e sospese che possano interferire significativamente con le opere in progetto.
La locale situazione piezometrica è caratterizzata infatti da attuali soggiacenze, in corrispondenza dell'area di indagine, attorno ai 30 m di profondità dal piano campagna.

I terreni hanno presentato una umidità diffusa attorno ai 3.00 m di profondità dal p.c. imputabile alla semplice infiltrazione meteorica con ristagno e ritenzione in corrispondenza degli strati a più bassa permeabilità, confermati per via sperimentale tramite analisi granulometriche e correlazioni empiriche.

E' stato ipotizzato l'appoggio di fondazioni dirette continue in corrispondenza del **livello 1 a 1 e 3.5 metri di profondità**.

La tipologia fondazionale considerata per il calcolo della capacità portante qa è una fondazione continua, larga 1 m, facilmente correlabile ad altre tipologie fondazionali calcolabili in funzione delle necessità strutturali non conosciute a priori.

Nei terreni coesivi, avendo operato anche in termini di tensioni totali, ipotizzando eventuali rotture in condizioni non drenate, si è indicata una portata ammissibile qa unitaria.

Si è dedotto, quindi, che per il livello 1 a – 1m da p.c. otteniamo:
per fondazione diretta continua con B= 1.00 m e con D = 1.00 m
qa = 0.9 Kg / cmq

Per il livello 1, a -3.50 m da p.c., otteniamo:
per fondazione diretta continua con B= 1.00 m e con D = 1.00 m
qa = 1.45 Kg / cmq (considerando un terreno sabbioso e incoerente non saturo di acqua, con un contributo prudenziale dovuto all'incasso di circa 0.3 Kg/cmq)
qa = 1.29 Kg / cmq (considerando, invece, un terreno coesivo limoso argilloso)
In considerazione della variabilità laterale della litologia dei terreni indagati si consiglia, comunque, di **non superare il carico unitario di 1.29 Kg/cmq nell'ambito del livello 1 ad una profondità di circa 3.50 m da p.c.**

Per il livello 1 a – 1m da p.c. in termini di tensioni totali con rottura in condizioni non drenate tipiche dell'argilla da applicare almeno per i binari otteniamo:
qa = 0.8 Kg / cmq

Per il **livello 2 e livello 3** si deve essenzialmente parlare di fondazioni compensate con almeno 2 piani interrati o di fondazioni profonde; una virtuale fondazione diretta su di essi arriva ad una
qa= 1.8 Kg/cmq

Per i suddetti calcoli fondazionali sono state considerate le porzioni tecnicamente più scadenti presenti nel deposito eterogeneo, dove l'eventuale presenza di acqua (anche di infiltrazione) influenza notevolmente i pesi di terreno interessato, la sua capacità portante e il suo contributo ai bordi.
Le capacità portanti ottenute sono state, poi, verificate in funzione dei cedimenti totali e differenziali mediante l'applicazione delle relazione di Meyerhof, Burland e della compressibilità elastica ed edometrica, ottenendo valori ai limiti dell'accettabilità con conseguente opportuna riduzione della capacità portante del terreno al fine di ridurre i cedimenti massimi immediati attorno a circa 2.5 cm.

Si tratta, comunque, di cedimenti istantanei limitati, dovuti a carichi limitati; i cedimenti secondari che, nel caso di terreni coesivi si possono innescare successivamente al primo cedimento, innescando il fenomeno di consolidazione risultano sensibili solo per il livello 1 entro i primi 2 metri da p.c.: solo così si ha un sottostante sufficiente spessore coesivo tale da innescare un cedimento secondario per consolidazione, che si può limitare costipando preventivamente i terreni e ripartendo i carichi, scelta obbligatoria per le sedi dei binari che necessitano di sovrastruttura granulare che dovrà essere posta sul terreno di fondazione coesivo con angolo basso rispetto all'orizzontale (sia per contrastare le rotture che per ripartire i carichi).

Se le capacità portanti unitarie non fossero sufficienti, bisognerà trasferire i carichi al **livello 3** tecnicamente migliore, con uno scavo generalizzato (pericoloso senza adeguate opere di sostegno preventivo) o con pozzi plinto o con fondazioni su pali.

L'alternativa è rappresentata dalla bonifica mediante vibrorullatura del livello 1.
La natura prevalentemente coesiva di questo terreno consiglia l'utilizzo di rulli gommati o a piede di montone su terreno umido, in questo caso si consigliano preventive prove di laboratorio per calcolare il contenuto d'acqua ottimale per il costipamento (ottimo di Proctor).
In funzione delle reali necessità di carico potrebbe essere necessario un asporto di terreno con relativo riporto in strati successivi da 20 cm vibrorullati.
Il riporto è comunque necessario per la formazione della sovrastruttura ferroviaria da formare con angolo basso per evitare rotture e distribuire i carichi.
In alternativa si potrebbe considerare il vibrointasamento con ghiaia grossolana previo utilizzo di vibratore non traslante.

Per quello che riguarda la stabilità dello sbancamento in corrispondenza del futuro cantiere saranno necessarie opere di sostegno preventivo solo se non sarà possibile poter mantenere un angolo di scarpa sufficiente a garantire la sicurezza e se il terreno risultasse sensibile alla eventuale opera di consolidamento vibrante.

Il tecnico
dott. geol. Efrem Ghezzi