

GTT - SATTI S.p.A.
GRUPPO TRASPORTI TORINESE

METROPOLITANA AUTOMATICA DI TORINO
LINEA 1
TRATTA TORINO PORTA NUOVA - LINGOTTO

LOTTO 1
TRATTA PORTA NUOVA - MARCONI

PROGETTO ESECUTIVO

STUDI ED INDAGINI
GEOLOGIA, IDROGEOLOGIA, GEOTECNICA E
IDRAULICA

RELAZIONE GEOTECNICA

REV.	REDAZIONE		VERIFICA		APPROVAZIONE		VISTO		
	NOME	FIRMA	NOME	FIRMA	NOME	FIRMA	NOME	FIRMA	DATA
0	Ing. Dipl. A. Brogiato Dott. G. Ricci		Dott. L. Soldo		Dott. A.Eusebio		Ofr		03/12/2004
1									
2									

INDICE

1.	INTRODUZIONE	2
2.	QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO.....	3
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	4
3.1	La cementazione dei depositi quaternari	6
3.2	Assetto geologico.....	6
3.3	Sismicità dell'area	6
4.	GEOTECNICA.....	8
4.1	Indagini geognostiche esistenti lungo il tracciato.....	8
4.1.1	Raccolta, analisi ed organizzazione della banca dati	8
4.2	Indagini geognostiche per il progetto Definitivo ed Esecutivo	9
4.2.1	Campagna geognostica 2001.....	10
4.2.2	Campagna geognostica 2003.....	11
4.2.3	Campagna geognostica 2004.....	12
4.2.4	Prove di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica.....	13
4.3	Criteri e metodologie di interpretazione dei dati	14
4.4	Caratteristiche granulometriche e di plasticità del terreno	22
4.5	Individuazione e descrizione delle unità geotecniche	25
4.5.1	Considerazioni generali sulle unità 2-3-4	25
4.5.2	Unità 1 - Terreno superficiale	27
4.5.3	Unità 2 - Ghiaia e sabbia da sciolta a debolmente cementata	27
4.5.4	Unità 2a - Limo e sabbia debolmente argilloso	28
4.5.5	Unità 3 - Ghiaia e sabbia con cementazione da debole a media	29
4.5.6	Unità 4 - Ghiaia e sabbia con cementazione da media a elevata.....	29
4.5.7	Unità 5 - Limo argilloso-sabbioso-ghiaioso.....	30
4.5.8	Unità 6: Limi sabbiosi debolmente argillosi	31
4.6	Caratterizzazione dei terreni ai fini della scelta del metodo di scavo.....	34
4.6.1	Caratteristiche di resistenza meccanica dei ciottoli e indici di scavabilità.....	34
4.6.2	Composizione mineralogica e relativa abrasività dei ciottoli/trovanti....	35
4.6.3	Grado di cementazione.....	35
4.6.4	Presenza di limi e argille	36
4.6.5	Presenza di vuoti e/o zone caratterizzate da mutate caratteristiche di addensamento	36
5.	LOTTO 1 - QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE.....	37
5.1	Geologia.....	37
5.2	Geotecnica	37
5.3	Idrogeologia	38
5.3.1	Soggiacenza della falda superficiale	38
5.3.2	Permeabilità dei terreni	38
5.3.3	Valori progettuali del livello di falda	38
5.4	Presenza di gas.....	39
6.	BIBLIOGRAFIA	40

STRUTTURA DELLA RELAZIONE

Il **capitolo 1** è introduttivo sull'opera e sul tracciato della linea in generale.

Le disposizioni normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione sono riportate al **capitolo 2**.

Il **capitolo 3** presenta l'inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico dell'area su cui è prevista la realizzazione dell'intera opera e la descrizione della geologia lungo il tracciato della tratta funzionale Porta Nuova – Lingotto.

Nel **capitolo 4** vengono presentate le indagini geognostiche e le prove geotecniche in sito e di laboratorio che sono state utilizzate per la caratterizzazione geotecnica della tratta in oggetto; viene inoltre esposta l'analisi dei dati acquisiti mediante le suddette indagini e prove, pervenendo infine all'individuazione e descrizione delle unità geotecniche con la definizione dei relativi parametri di resistenza e deformabilità. Vengono, infine, esposte le problematiche relative allo scavo in funzione della presenza di ciottoli e trovanti, del grado di cementazione e di lenti di sabbia, anche alla luce di quanto emerso fino ad oggi dalle attività del corso d'opera per la realizzazione sia delle stazioni che della galleria nei lotti relativi alla tratta funzionale Collegno–Porta Nuova.

Il **capitolo 5** descrive il quadro di riferimento progettuale del Lotto 1, la caratterizzazione geotecnica di dettaglio e riassume le principali criticità con riferimento alla componente geologica e idrogeologica.

Il **capitolo 6** riporta i riferimenti bibliografici.

Gli elaborati di riferimento per la presente relazione sono elencati di seguito:

- Relazione geologica e idrogeologica (codice MTLIT2A1E GEOGENR001)
- Sondaggi geognostici, stratigrafie e documentazione fotografica (codice MTLIT2A1E GEOGENR003)
- Prove di laboratorio, prove in sito e monitoraggio della falda superficiale – Certificati e schede (codice MTLIT2A1E GEOGENR004)
- Carta con ubicazione indagini eseguite, isopiezometriche della falda superficiale e profilo geologico. Scala 1:1000/500 (codice MTLIT2A1E GEOGENS001)
- Carta con ubicazione indagini eseguite, isopiezometriche della falda superficiale e profilo geotecnico. Scala 1:1000/500 (codice MTLIT2A1E GEOGENS002)

1. INTRODUZIONE

Il Raggruppamento Systra/Geodata/Metropolitana Milanese/Studio Quaranta è risultato aggiudicatario dell'incarico relativo all'aggiornamento del Progetto Definitivo e alla redazione del Progetto Esecutivo della tratta Porta Nuova – Lingotto della linea 1 della Metropolitana Automatica di Torino”.

Il tracciato completo della tratta Porta Nuova-Lingotto è previsto in sotterraneo, con una lunghezza pari a circa 4.0 km e comprendente 6 stazioni e si sviluppa interamente sul territorio del Comune di Torino.

Il progetto prevede, nel suo complesso, una galleria a doppio binario che consente la circolazione di convogli di larghezza 2.08m. Essa sarà realizzata, nel tratto compreso tra Stazione Marconi e Stazione Lingotto, con galleria profonda, scavata a foro cieco, sottopassando la viabilità urbana, evitando le interferenze con i sottoservizi e rispettando alcuni vincoli progettuali relativi al sottopasso veicolare previsto in asse a Corso Spezia.

Oggetto della presente relazione è il Lotto 1 tra Porta Nuova e Stazione Marconi (esclusa), che sarà realizzato con galleria unica a doppio binario costruita a foro cieco con metodo tradizionale, fatta eccezione per la zona di deposito dei treni, che prevede una galleria a triplo binario costruita con tecnica di scavo “cut&cover.

La presente relazione presenta, dopo un aver esposto i criteri e i risultati della caratterizzazione geotecnica dei terreni del sottosuolo di Torino, il contesto geotecnico di dettaglio relativo al Lotto 1 della Linea 1 della Metropolitana di Torino nel tratto Porta Nuova-Lingotto.

L'obiettivo principale di questa relazione e dei documenti grafici ad essa relativi è la definizione ed illustrazione dei modelli geologico-geotecnico ed idrogeologico del sottosuolo interessato dalle opere in progetto.

2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

La campagna di indagini e gli studi esposti nella presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore, ed in particolare:

- D.M. 11 marzo 1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione" e successive istruzioni;
- Legge Quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.;
- D.P.R. n. 554 (21/12/1999), "Regolamento di Attuazione della legge quadro in materia di Lavori Pubblici 11 febbraio 1994 n. 109 e s.m.i.";
- Legge n. 443 (21/12/2001), "Delega al Governo in materia di infrastrutture ed insediamenti produttivi strategici ed altri interventi per il rilancio delle attività produttive" pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 299 del 27 dicembre 2001, Suppl. Ordinario n.279;
- Dlgs 190/2002 - "Attuazione della legge 21 dicembre 2001, n. 443, per la realizzazione delle infrastrutture e degli insediamenti produttivi strategici e di interesse nazionale" pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 199 del 26 agosto 2002 – Supplemento Ordinario n. 174;
- C.M.L.P. n. 2535 e applicazione delle norme 25/11/1962 n. 1684, legge 2 febbraio 1974 n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- O.P.C.M. n. 2788 (12/06/1998), "Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale";
- O.P.C.M. n. 3274 (20/03/2003), "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e s.m.i. (O.P.C.M 3316, del 2/10/2003);
- D.G.R. n. 61-11017 (17/11/2003), "Deliberazione della Giunta della Regione Piemonte in merito alla riclassificazione a rischio sismico del territorio regionale";
- D.G.R. n. 64-11402 (23/12/2003), disposizioni attuative dell'articolo 2 dell' "Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n.3274;
- D. Lgs 241/2000 - "Attuazione della direttiva 96/29/EURATOM in materia di protezione sanitaria della popolazione e dei lavoratori contro i rischi derivanti dalle radiazioni ionizzanti" pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 203 del 31 agosto 2000 - Supplemento Ordinario n. 140;

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Il territorio comunale di Torino si estende per circa l'80% su un'area semi-pianeggiante costituita dagli apporti successivi delle conoidi alluvionali poste allo sbocco delle valli alpine della Dora Riparia e della Stura di Lanzo; la restante parte del territorio è costituita dai rilievi collinari posti a est del fiume Po. L'area urbana presenta una debole pendenza procedendo da ovest verso est, passando da 260-270 m s.l.m. a circa 220 m s.l.m.

Le conoidi alluvionali sono costituite da depositi di origine fluvioglaciale, successivamente rimodellati, almeno nei livelli più superficiali, dai corsi d'acqua che attraversano il territorio comunale (Po, Stura di Lanzo, Dora Riparia e Sangone). I termini litologici dei depositi fluvioglaciali sono legati ai litotipi del bacino idrografico di alimentazione: il Massiccio Ultrabasico di Lanzo (serpentiniti, ultrabasiti) per la Stura di Lanzo e il Complesso del Dora Maira (gneiss, quarziti), Calcescisti a Pietre Verdi, Serie dell'Ambin (micascisti, quarziti) per la Dora Riparia e il Sangone.

Gli apporti di materiali a granulometria più fine (limi sabbiosi e/o argillosi), presenti in lenti all'interno delle ghiaie, sono attribuibili al fiume Po, caratterizzato in questa tratta da una limitata energia deposizionale.

L'assetto geologico generale, ricostruito dalle numerose indagini svolte nel sottosuolo torinese, è suddiviso, per i primi 150 metri circa, in tre complessi litostratigrafici:

- depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani (Quaternario), principalmente composti da ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice sabbioso-limosa;
- depositi lacustri e fluviolacustri riferibili al Villafranchiano Autoctono (Pleistocene Inferiore-Pliocene Superiore) composti da limi argillosi e livelli sabbioso ghiaiosi;
- depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene composti da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili.

Lo spessore del primo complesso ghiaioso lungo il tracciato è compreso, generalmente, tra 35 e 40 metri, salvo possibili variazioni localizzate. Questi depositi presentano, al loro interno, orizzonti e livelli ad andamento discontinuo e a vario grado di cementazione o comunque di addensamento; i livelli a maggior cementazione (livelli conglomeratici) sono caratteristici del sottosuolo di Torino e sono noti in letteratura con il termine formazionale di "puddinghe".

Il limite inferiore dei depositi fluvioglaciali Rissiani è costituito da un contatto di tipo erosionale. La potenza del secondo complesso, desunta da informazioni bibliografiche, varia molto in relazione alla zona di riferimento, da un massimo di 140 metri (Piazza Marmolada) a pochi metri nella zona nord di Torino, nelle vicinanze della Stura di Lanzo. Il contatto tra la base del complesso Villafranchiano e i depositi Pliocenici è di eteropia di facies.

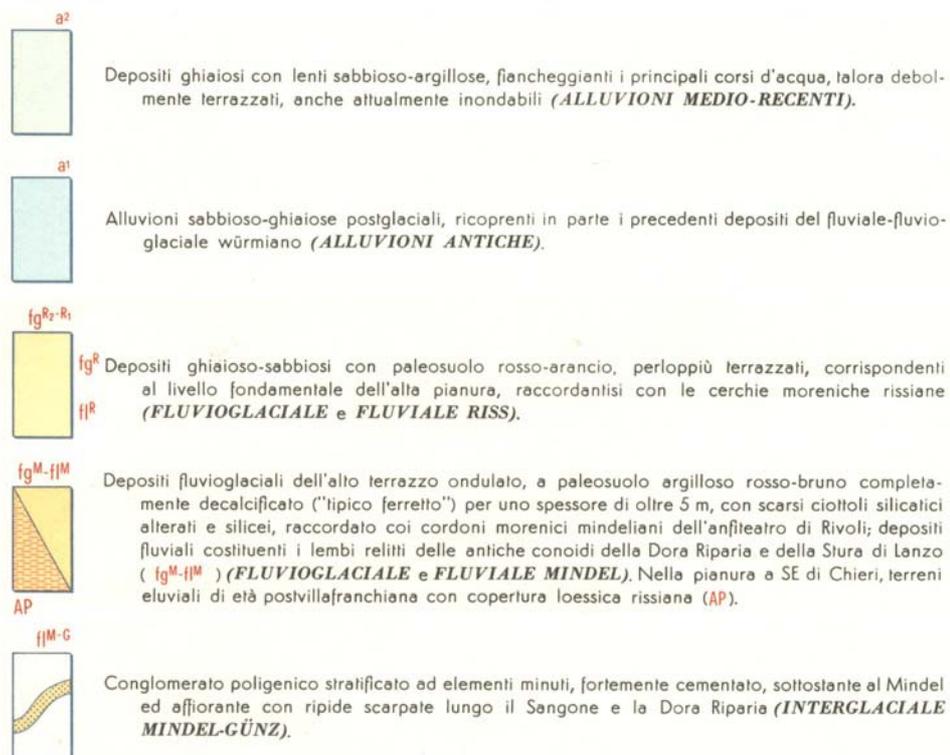
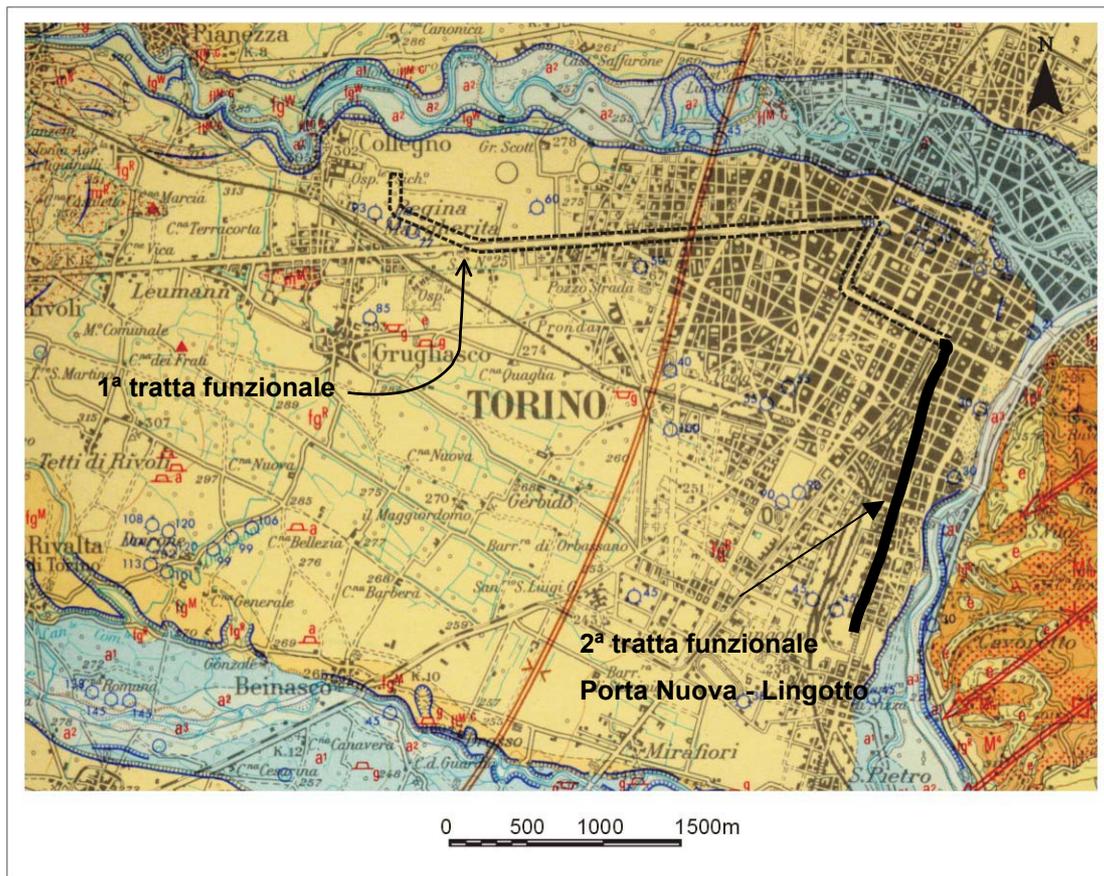


Figura 3.1 - Estratto dal foglio n. 56 "Torino" della Carta Geologica d'Italia, scala 1:100.000.

3.1 La cementazione dei depositi quaternari

Il sottosuolo di Torino, nella fascia superiore costituita dai depositi fluvioglaciali quaternari (ghiaia, ciottoli e sabbie in matrice limosa) all'interno della quale si svilupperà la totalità della galleria in progetto, da un punto di vista geologico generale può essere definito relativamente semplice ed omogeneo; tuttavia, ad una scala di osservazione più ridotta, questo terreno può talora presentare variazioni rilevanti, sia lateralmente, sia lungo la profondità, tanto da un punto di vista granulometrico quanto a riguardo del grado di cementazione e/o addensamento dei depositi fluvioglaciali.

La presenza di cementazione è dovuta alla precipitazione del carbonato di calcio e magnesio presente in soluzione sia nell'acqua di falda, sia nell'acqua di infiltrazione meteorica, per variazioni di temperatura e di pH. I carbonati presenti in soluzione provengono principalmente dalle acque della Dora Riparia, che alimenta la falda superficiale nei periodi di maggior portata. Le acque di precipitazione meteorica, infiltrandosi nel suolo, si arricchiscono di CO₂. Questa, combinandosi con l'acqua, produce acido carbonico (H₂CO₃) determinando una diminuzione del pH. Le acque, divenute quindi aggressive, riescono a portare in soluzione il carbonato di calcio e magnesio presente nei depositi. All'aumentare della profondità, il variare della temperatura rimodifica il pH e dà origine, di conseguenza, alla precipitazione dei carbonati in soluzione.

3.2 Assetto geologico

La definizione di un modello geologico di riferimento è stata effettuata, a livello generale, sulla base delle informazioni reperite in letteratura, approfondendone successivamente il livello di dettaglio con l'impiego dei risultati delle campagne d'indagine geognostica realizzate nel periodo luglio-ottobre 2001, relativamente all'ipotesi di tracciato lungo Via Madama Cristina e nei mesi febbraio-aprile 2003 e ottobre 2004, per l'ipotesi su via Nizza oggetto della presente relazione; sono inoltre state considerate le indagini effettuate per la tratta Collegno-Porta Nuova, oltreché indagini pregresse lungo la tratta.

Il modello ha portato al riconoscimento dei seguenti complessi litostratigrafici omogenei, (descritti procedendo dall'alto verso il basso):

- depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani: ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice limosa, in genere sciolte, salvo che per la presenza di livelli discontinui di conglomerato sopra descritti;
- depositi lacustri e fluviolacustri del Villafranchiano: limi argillosi e livelli sabbioso ghiaiosi, debolmente coesivi;
- depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene, composti da limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili, piuttosto coesivi.

La descrizione dettagliata delle tre unità sopra descritte è riportata nella Relazione Geologica e Idrogeologica (codice MTLIT2A1E GEOGENR001).

3.3 Sismicità dell'area

Il territorio comunale della città di Torino non è inserito nell'elenco delle località sismiche di prima e seconda categoria (elenco allegato alla legge 25/11/1962 n. 1684) dunque non è sottoposto a particolari provvedimenti o restrizioni riguardanti la costruzione di opere o manufatti. Secondo quanto, inoltre, riportato dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio

dei Ministri del 12/06/1998 n. 2788 “Individuazione delle zone ad elevato rischio sismico del territorio nazionale”, il comune di Torino risulta come non classificato e dunque non soggetto a particolari vincoli progettuali.

La vigente OPCM n. 3274 del 20/03/2003 introduce la nuova classificazione sismica del territorio italiano, secondo quanto elaborato dal Consiglio Sismico Nazionale (GdL 23/04/1997, con l'introduzione della zona 4 (ex comuni non classificati). Relativamente a tale zona, l'OPCM dà facoltà alle Regioni di imporre o meno l'obbligo di progettazione antisismica.

La Deliberazione Regionale D.G.R. N. 61 - 11017 del 17/11/2003 “Deliberazione della Giunta della Regione Piemonte in merito alla riclassificazione a rischio sismico del territorio regionale”, indica “di non introdurre, per la zona 4, l'obbligo della progettazione antisismica, ad esclusione di alcuni tipi di edifici e di costruzioni rientranti tra quelli di interesse strategico di nuova costruzione che verranno individuati con successivo atto deliberativo, come previsto dall'articolo 2, comma 4 dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274”.

Ai sensi della Deliberazione Regionale D.G.R. N.64-11402 del 23/12/2003 (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n.3274 -“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” - Disposizioni attuative dell'articolo 2), si evince che l'opera non ricade nell'elenco delle tipologie di costruzioni di nuova edificazione ritenute d'interesse strategico per le quali, benché in zona 4, è introdotto il rispetto della progettazione antisismica prevista dall'Ordinanza n.3274 (Allegato B alla deliberazione), e pertanto l'intervento è svincolato da tale tipo di verifiche.

4. GEOTECNICA

Al fine di pervenire al riconoscimento dell'andamento, lungo il tracciato, di unità geotecniche intese come un continuo omogeneo rappresentativo delle condizioni dei terreni incontrati, si è proceduto, in analogia con quanto realizzato nell'ambito della progettazione della prima tratta funzionale (Collegno-Porta Nuova), operando in due fasi di lavoro successive utilizzando la metodologia illustrata nel seguito:

Fase A: raccolta ed organizzazione delle informazioni

- ricerca e raccolta presso archivi di Enti Pubblici, Università, Imprese e Società private, della documentazione relativa ad indagini in sito (essenzialmente stratigrafie di sondaggi e pozzi) e a prove in sito ed in laboratorio;
- aggiornamento della banca dati per la gestione di informazioni georeferenziate, già realizzata per la prima tratta funzionale;
- valutazione del grado di affidabilità delle indagini pregresse in termini di qualità e quantità dei dati;
- definizione del modello geotecnico preliminare del sottosuolo, lungo il tracciato;
- progettazione del piano di indagini.

Fase B: analisi ed interpretazione dati e caratterizzazione geotecnica

- esecuzione indagini previste;
- integrazione della banca dati con le nuove risultanze;
- analisi ed interpretazione dei risultati delle indagini;
- individuazione delle principali problematiche ipotizzabili in relazione alle caratteristiche del sottosuolo;
- definizione delle unità geotecniche e del loro andamento spaziale in profondità;
- attribuzione dei parametri geotecnici caratteristici per le unità riconosciute;
- discretizzazione del tracciato in relazione alle unità geotecniche.

4.1 Indagini geognostiche esistenti lungo il tracciato

4.1.1 Raccolta, analisi ed organizzazione della banca dati

Sono state raccolte le informazioni provenienti da campagne di indagini geognostiche realizzate per altre opere (fondazioni, parcheggi e pozzi per acqua) e che risultano documentate in archivi pubblici (Enti ed Università) e privati (Imprese).

Le indagini, di cui si è raccolta la documentazione, consistono complessivamente in:

- 33 sondaggi geognostici a rotazione con carotaggio continuo, spinti a profondità comprese tra 10 e 60m dal piano campagna;
- 5 pozzi per acqua aventi profondità variabili tra 31.5 e 45m;
- 1 pozzo geognostico finestrato ispezionabile, avente profondità di 14.2m.

I dati reperiti sono stati organizzati in una banca dati georeferenziata ed analizzati in termini di qualità e di affidabilità del dato. I parametri presi in esame per quest'ultima analisi sono stati il periodo di esecuzione e la finalità dell'indagine, la qualità della restituzione dei risultati dell'indagine (alcune stratigrafie risultano estremamente semplificate, non solo in termini di descrizione, ma anche di documentazione dell'indagine), l'ubicazione assoluta e relativa dell'indagine rispetto al tracciato della metropolitana in progetto e la profondità dell'indagine.

Sulla base del grado di affidabilità assegnato ad ogni indagine, si sono evidenziate le carenze di informazioni disponibili per la caratterizzazione geotecnica (distribuzione spaziale e grado di intensità della cementazione nei depositi quaternari, presenza e dimensioni di ciottoli e blocchi, contatto tra i depositi fluvioglaciali e i depositi pliocenici) portando a considerare, nel delineare il modello geologico/geotecnico, un esiguo numero di indagini preesistenti.

4.2 Indagini geognostiche per il progetto Definitivo ed Esecutivo

La complessità di questo progetto ha richiesto la realizzazione di una serie di indagini geognostiche al fine di integrare il quadro conoscitivo di base ed indirizzare le scelte progettuali e i dimensionamenti delle opere secondo quanto previsto dalla normativa vigente, in particolare il D.M. 11/3/1988.

Le indagini sono state eseguite per mezzo delle campagne geognostiche di luglio-ottobre 2001 (Progetto Definitivo - ipotesi di tracciato lungo via Madama Cristina) e febbraio-aprile 2003 (Progetto Definitivo - ipotesi di tracciato lungo Via Nizza) e ottobre-novembre 2004 (Progetto Esecutivo - ipotesi di tracciato lungo Via Nizza) e sono articolate nelle diverse tipologie descritte nel seguito.

Tali indagini hanno fornito importanti informazioni per:

- affinare il grado di conoscenza dei terreni (ricostruzione della sequenza litostratigrafica, definizione approssimata della distribuzione areale dei livelli cementati e delle lenti di materiali fini);
- caratterizzare le unità geotecniche (in particolar modo per quanto riguarda i parametri fisici, mineralogici, di deformabilità, di resistenza e di permeabilità);
- ricostruire l'assetto idrogeologico e le caratteristiche della falda (quantificazione dei parametri idrodinamici dell'acquifero, monitoraggio e studio del livello e delle relative oscillazioni della falda nel breve e nel lungo periodo, determinazione delle caratteristiche fisico-chimiche dell'acqua);
- caratterizzare i terreni per l'individuazione delle tecnologie di scavo e consolidamento più idonee (per esempio idrofrese per lo scavo dei diaframmi, scudi a pressione per scavo galleria e relativi utensili di taglio, frantumazione ed evacuazione dei materiali scavati ecc.).

Le indagini sono state realizzate in corrispondenza delle principali opere in progetto (stazioni), lungo la galleria e in prossimità delle zone di interferenza del tracciato con edifici esistenti, tenendo conto dei notevoli vincoli imposti in superficie dall'attuale assetto viario ed urbanistico e in sotterraneo dalla disposizione della rete di sottoservizi (acquedotto, fognatura nera e bianca, gas, telecomunicazioni, illuminazione pubblica, energia elettrica, ecc.).

L'ubicazione delle verticali di indagine è stata posta di preferenza in adiacenza al tracciato in progetto e, nel caso delle stazioni, all'esterno dell'area di scavo delle stazioni stesse. I

sondaggi sono stati, inoltre, realizzati fuori asse al fine di un eventuale loro utilizzo per il monitoraggio durante le fasi di realizzazione dell'opera.

I risultati di tutte le fasi di indagine sono state utilizzate per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

Negli elaborati "Sondaggi geognostici, stratigrafie e documentazione fotografica" (codice MTLIT2A1E GEOGENR003) e "Prove di laboratorio, prove in sito e monitoraggio della falda superficiale – Certificati e schede" (codice MTLIT2A1E GEOGENR004) sono state riportate solo le indagini e le prove di laboratorio relative al Lotto 1, utilizzate nella ricostruzione del profilo geologico e geotecnico.

Negli allegati a questa relazione sono sintetizzate tramite grafici e figure, i risultati delle indagini e prove di laboratorio eseguite su tutta la tratta ed utilizzate per la caratterizzazione delle unità geotecniche.

4.2.1 Campagna geognostica 2001

Nel periodo compreso tra luglio e ottobre 2001, sono state effettuate le indagini geognostiche per l'ipotesi di tracciato di Via Madama Cristina. Sono stati eseguiti:

- 11 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, aventi diametro di 101 mm e profondità comprese tra 26 e 47m, con esecuzione di prove penetrometriche in foro (Standard Penetration Test) ogni 3m, esecuzione di 34 prove Lefranc, esecuzione di 5 prove pressiometriche ed installazione di 9 piezometri del tipo a tubo aperto;
- 9 sondaggi geognostici a distruzione di nucleo con registrazione in continuo dei parametri di perforazione (diagrafia), aventi profondità variabili tra 28 e 41m, con installazione di 9 piezometri del tipo a tubo aperto per il monitoraggio della falda;
- 2 pozzi pilota (diametro rivestimento 273mm) realizzati per l'esecuzione delle prove di pompaggio, aventi profondità di 40m e 41m.

In tabella 4.1 è riportata la sintesi delle indagini eseguite, con l'indicazione delle prove effettuate all'interno di ciascun foro di sondaggio, il numero di campioni rimaneggiati ed indisturbati prelevati ed il tipo di strumentazione installata all'interno del foro di sondaggio stesso.

Poiché tali indagini sono state realizzate precedentemente alle variazioni planoaltimetriche apportate alla prima parte del tracciato, solo alcune di esse sono state tenute in debito conto in fase di caratterizzazione geotecnica dei terreni e "ricostruzione" del modello geotecnico di riferimento.

Tabella 4.1 - Indagini e prove in sito eseguite nel periodo luglio – ottobre 2001

Codice Indagine	Prof.	NSPT	Prova		Campioni		Strumenti in foro
			Lefranc	Press.	Rimaneggiati	Indist.	
	[m da p.c.]	[n° prove]	[m da p.c.]	[m da p.c.]	[n°]	[n°]	[-]
S29	32	8	14-19-25	-	5	-	p.t.a.
S30	35	8	20-26-31	-	5	-	-
S31	47	8	19-25-30	-	5	2	p.t.a.
S32	47	8	19-25-30- 42	19.5 – 28.5- 46.5	5	3	p.t.a.
S33	32	8	14-19-25	25.0	5	-	p.t.a.
S34	47	12	19-25-30- 42	40.5	5	4	p.t.a.
S35	35	8	10-16-23	-	5	-	p.t.a.
S36	26	8	14-20-26	-	5	-	p.t.a.
S37	28	8	19-25-31	-	5	-	-
S38	29	8	10-16-23	-	5	-	p.t.a.
S39	38	8	19-25	-	-	-	p.t.a.
D42	41	-	-	-	-	-	p.t.a.
D43	35	-	-	-	-	-	p.t.a.
D44	35	-	-	-	-	-	p.t.a.
D45	28	-	-	-	-	-	p.t.a.
D46	30	-	-	-	-	-	p.t.a.
D47	30	-	-	-	-	-	p.t.a.
D48	35	-	-	-	-	-	p.t.a.
D49	35	-	-	-	-	-	p.t.a.
D50	30	-	-	-	-	-	p.t.a.
P1	41	-	-	-	-	-	-
P2	40	-	-	-	-	-	-

S: sondaggio a carotaggio; D: diagrafia; P: pozzo pilota; p.t.a.: piezometro a tubo aperto

4.2.2 Campagna geognostica 2003

La campagna geognostica integrativa realizzata a seguito della variazione di tracciato sull'asse di Via Nizza ha portato all'esecuzione dei seguenti nuovi sondaggi:

- 5 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, aventi diametro di 101 mm e profondità comprese tra 30 e 47m, con esecuzione di prove penetrometriche in foro (Standard Penetration Test) ogni 3m, esecuzione di 15 prove Lefranc ed installazione di 5 piezometri del tipo a tubo aperto;
- 6 sondaggi geognostici a distruzione di nucleo con registrazione in continuo dei parametri di perforazione (diagrafia), aventi profondità di 35m, con installazione di 1 piezometro del tipo a tubo aperto per il monitoraggio della falda.

Nella tabella 4.2 sono riportate le indagini e prove in sito eseguite nel periodo febbraio-aprile 2003.

Tabella 4.2 - Indagini e prove in sito eseguite nel periodo febbraio – aprile 2003

Codice Indagine	Profondità	NSPT	Prova Lefranc	Campioni Rimaneggiati	Campioni Indisturbati	Strumenti In foro
	[m da p.c.]	[n° prove]	[n° prove]	[n°]	[n°]	[-]
SN1	35	8	3	3	-	p.t.a.
SN2	30	8	3	3	-	p.t.a.
SN3	35	8	3	3	-	p.t.a.
SN4	47	8	3	3	3	-
SN5	35	8	3	3	1	p.t.a.
DN1	35	-	-	-	-	-
DN2	35	-	-	-	-	-
DN3	35	-	-	-	-	-
DN4	35	-	-	-	-	-
DN5	35	-	-	-	-	-
DN6	35	-	-	-	-	p.t.a.

SN: sondaggio a carotaggio; DN: diagrafia; p.t.a.: piezometro a tubo aperto

4.2.3 Campagna geognostica 2004

La campagna geognostica realizzata al fine di integrare le conoscenze sulle ultime variazioni planoaltimetriche del tracciato di Via Nizza ha portato, all'esecuzione dei seguenti nuovi sondaggi:

- 6 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, aventi diametro di 101 mm e profondità comprese tra 30 e 34m, con esecuzione di prove penetrometriche in foro (Standard Penetration Test) ogni 3m, esecuzione di 15 prove Lefranc ed installazione di 4 piezometri del tipo a tubo aperto;
- 2 sondaggi geognostici a distruzione di nucleo con registrazione in continuo dei parametri di perforazione (diagrafia), aventi profondità di 35m.

Nella tabella 4.3 sono riportate le indagini e prove in sito eseguite nel periodo ottobre-novembre 2004).

Tabella 4.3 - Indagini e prove in sito eseguite nel periodo ottobre-novembre 2004

Codice Indagine	Profondità	NSPT	Prova Lefranc	Campioni Rimaneggiati	Campioni Indisturbati	Strumenti In foro
	[m da p.c.]	[n° prove]	[n° prove]	[n°]	[n°]	[-]
SV1	35	8	3	3	1	p.t.a.
SV2	35	8	3	3		
SV3	35	8	3	3	1	p.t.a.
SV4	35	8	3	3		
SV5	35	8	3	3		p.t.a.
SV6	32	8	3	3		p.t.a.
DV1	35					
DV2	30					

SN: sondaggio a carotaggio; DN: diagrafia; p.t.a.: piezometro a tubo aperto

4.2.4 Prove di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica

Durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio, nell'ambito di tutte le campagne geonostiche (2001, 2003 e 2004), sono stati prelevati campioni di materiale in corrispondenza ai depositi fluvioglaciali e all'interno delle formazioni limoso-sabbiose e limoso-argillose. A causa delle evidenti difficoltà legate alle caratteristiche granulometriche, in corrispondenza dei depositi fluvioglaciali sono stati recuperati campioni rimaneggiati, mentre le formazioni limoso-sabbiose e limoso-argillose hanno consentito il prelievo di campioni indisturbati.

Sui campioni sono state eseguite prove di laboratorio (cfr. tabella 4) i cui risultati sono riportati nella tabella 2 dell'Allegato A; tali prove hanno permesso di determinare le caratteristiche fisiche (contenuto d'acqua, densità totale, grado di saturazione, densità del terreno secco, peso specifico dei grani, indice dei vuoti, porosità), il fuso granulometrico e i limiti di plasticità, nonché valutare le caratteristiche di resistenza e deformabilità (prove edometriche e prove triassiali) dei terreni.

Tabella 4.4 - Quantità delle prove di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica

Codice Sondaggio	Analisi granulometriche		Limiti di Atterberg	Prova triassiale			Prova edometrica
	Con setacci	Con aerometro		UU	CU	CD	
S28		2	1	1			1
S31	6	3	3	1	1	-	1
S32	3	4	4	2	1	-	1
S33	2	2	2	-	-	-	-
S34	2	6	6	1	2	1	1

Codice Sondaggio	Analisi granulometriche		Limiti di Atterberg	Prova triassiale			Prova edometrica
	Con setacci	Con aerometro		UU	CU	CD	
S35	1	3	3	-	-	-	-
S36	3	-	-	-	-	-	-
S37	3	-	-	-	-	-	-
S38	3	-	-	-	-	-	-
SN1	3	3	3	-	-	-	-
SN2	3	3	3	-	-	-	-
SN3	3	3	3	-	-	-	-
SN4	3	3	3	-	1	1	1
SN5	3	2	1	-	-	-	1
SV6	3						

UU: prova non consolidata e non drenata; CU: prova consolidata e non drenata; CD: prova consolidata drenata

Al fine di caratterizzare i terreni per fornire parametri utili all'individuazione della più appropriata tecnologia di scavo, sono state eseguite anche prove di laboratorio sui ciottoli prelevati durante la campagna geognostica condotta nel 2001, mirate alla determinazione delle caratteristiche mineralogiche e petrografiche, di abrasività, durezza, perforabilità e di resistenza meccanica degli elementi di maggiori dimensioni campionati durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio. Tali prove sono ritenute rappresentative delle litologie che saranno incontrate a seguito della variazione di tracciato sull'asse di Via Nizza. Nella tabella 3 dell'Allegato A sono riportati i risultati delle prove di laboratorio eseguite per la caratterizzazione dei campioni in rapporto alle caratteristiche di "scavabilità".

4.3 Criteri e metodologie di interpretazione dei dati

Di seguito vengono descritte le metodologie che hanno condotto al riconoscimento delle unità geotecniche lungo il tracciato delle opere, secondo un modello geologico-geotecnico appositamente sviluppato nel quale si è tenuto conto, per il complesso fluvioglaciale, dell'influenza della cementazione.

Sondaggi geognostici

I sondaggi a carotaggio continuo raramente hanno consentito il recupero indisturbato di campioni di materiale cementato, a causa dell'inevitabile disturbo indotto dalla rotazione dell'utensile di perforazione. Ricorrendo ad un'accurata descrizione del materiale estratto, con il lavaggio e l'osservazione dei singoli ciottoli, è però stato possibile riconoscere e distinguere tre livelli di cementazione differenti:

Elementi di riconoscimento nel carotaggio

Livello cementazione

Singoli clasti con tracce di materiale fine cementato Tracce di cementazione

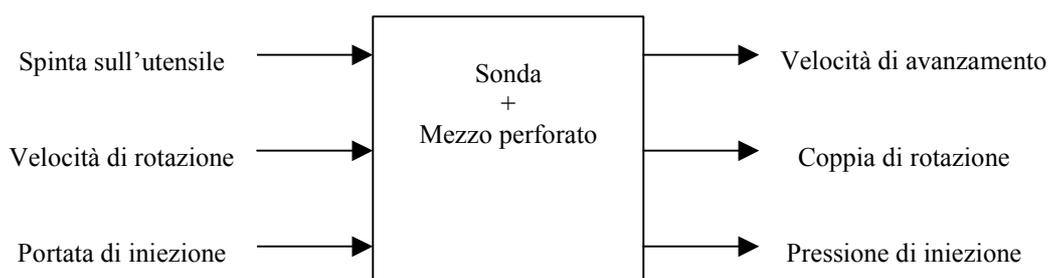
Clasti con patina carbonatica
Materiale “bruciato”

Cementazione diffusa
Elevato (conglomerato)

Il costante recupero del materiale carotato ha inoltre consentito di riconoscere, costantemente lungo la colonna perforata, i vari passaggi litostratigrafici ed in particolare il contatto tra il complesso fluvio-glaciale ed il sottostante substrato coesivo.

Diagrafie

Durante l'esecuzione dei sondaggi a distruzione sono stati registrati i seguenti parametri di perforazione: velocità di avanzamento, spinta, pressione di iniezione del fluido di perforazione e coppia di rotazione; tali sondaggi sono stati effettuati mantenendo costante la velocità di rotazione della batteria di aste in modo da minimizzare il più possibile la variabilità dei parametri non legati direttamente all'interazione della sonda con il terreno e imputare le variazioni dei parametri stessi unicamente al mezzo perforato (per ciascuna campagna di indagine, tutte le diagrafie, sono state inoltre realizzate dal medesimo operatore con la stessa sonda, utilizzando la medesima attrezzatura di perforazione); nel seguito è riportato lo schema in cui si evidenziano i parametri d'ingresso controllati dal sondatore e quelli in uscita che dipendono, invece, dall'interazione tra la sonda e il mezzo perforato.



I dati sono stati trattati eliminando improvvisi e puntuali valori di picco, registrati in concomitanza degli arresti e dei riavvii della sonda e successivamente sono stati sottoposti ad un'analisi statistica volta a determinare i valori medi dei parametri di perforazione per ciascuna diagrafia e a validare gli stessi tramite la verifica dei coefficienti di correlazione tra i parametri.

E' stato successivamente calcolato il valore dell'energia specifica E_s , intesa come quantità di lavoro che deve essere spesa per la perforazione dell'unità di volume di terreno ed espressa in MJ/m^3 . Si è potuto, però, riscontrare che l'energia specifica ottenuta da diagrafie realizzate in campagne effettuate entro i medesimi terreni può presentare degli scostamenti notevoli in termini di valori assoluti.

Per poter quindi utilizzare i risultati delle diagrafie in maniera corretta e correlarli sia con le tipologie di terreno ritrovate lungo la tratta in oggetto sia con le diagrafie realizzate in corrispondenza della precedente tratta funzionale, è stata effettuata una prima taratura dei parametri registrati mediante il sondaggio a distruzione D48 realizzato in prossimità del sondaggio a carotaggio S35, in corrispondenza della stazione Spezia; una seconda taratura è stata effettuata in corrispondenza della stazione Carducci/Molinette tra il sondaggio a

distruzione DN5 e il sondaggio a carotaggio SN4, realizzati in occasione della campagna di indagini integrative condotta nel corso del 2003.

Sulla base della taratura sono state quindi elaborate tutte le diagrafie per permettere la correlazione tra i parametri registrati e i differenti tipi di materiale.

Ad esempio, è da rilevare come la realizzazione della diagrafia DN3 abbia permesso una ricostruzione affidabile in termini di riconoscimento delle variazioni materiali grossolani/materiali fini in corrispondenza di Stazione Nizza; tale ricostruzione emerge in maniera chiara analizzando l'andamento dei singoli parametri di perforazione (oltrechè della loro sintesi, espressa in termini di energia specifica di perforazione). In particolare, il parametro più significativo per discriminare i materiali coesivi da quelli incoerenti è la pressione di iniezione del fluido di perforazione (cfr. figura 4.1); nel caso in esame tra le profondità di 15 e 20 m emerge un'innalzamento dei valori di tale parametro.

La realizzazione del sondaggio S32 in corrispondenza di Stazione Raffaello (Via Madama Cristina ang. C.so Raffaello) permette di confermare la presenza di due lenti di materiale fine (di potenza più elevata rispetto al DN3) separate da oltre 2m di materiale granulare; l'andamento dei parametri nella diagrafia DN3 evidenzia un andamento simile con la presenza a circa 18m di un livello di materiale grossolano.

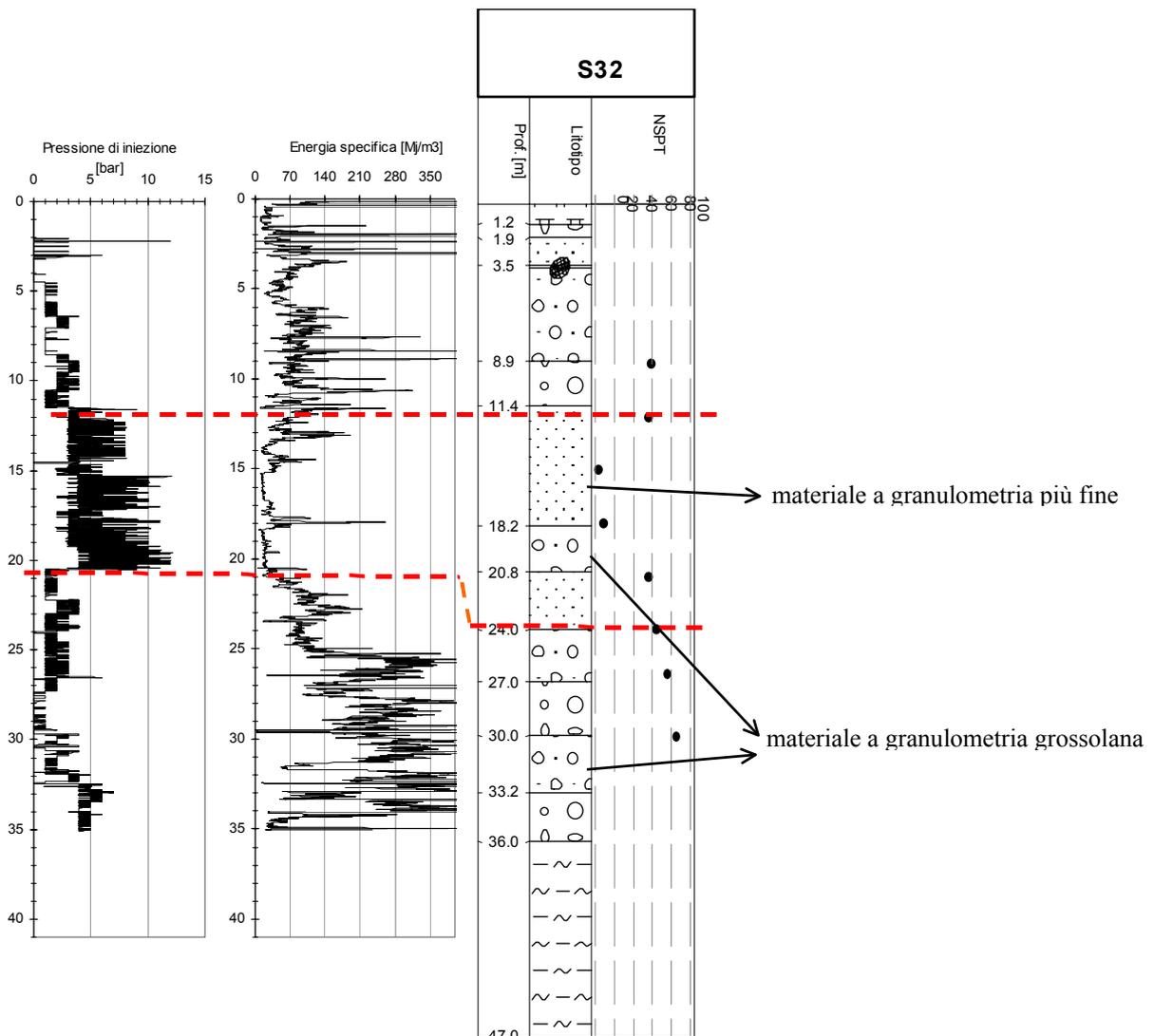


Figura 4.1 – Confronto tra diagrafia DN3 a Stazione Nizza e sondaggio S32 a ex-Stazione Raffaello

Precedenti esperienze maturate nel medesimo contesto (Barla G., Vai L. 1999) hanno messo in luce che il terreno risulta cementato se i valori di energia specifica E_s verificano le seguenti disequaglianze:

$$E_s(\text{MJ/m}^3) \geq 125 + 4 \cdot z$$

$$s \geq 40 \text{ cm};$$

dove z (m) è l'approfondimento rispetto al piano campagna e s (cm) è lo spessore elementare dello strato di terreno.

Si è inoltre accertato che valori di energia specifica pari a:

$$E_s(\text{MJ/m}^3) \geq 142$$

$$s \geq 40 \text{ cm};$$

con s spessore dello strato elementare di terreno, rendono impossibile lo scavo dei diaframmi con benna mordente, a causa della rilevante cementazione.

Le disuguaglianze precedenti consentono di definire le grandezze percentuali "cementazione" e "scavabilità" indicate, rispettivamente, con i simboli $C_{\%}$ e $S_{\%}$ e definite dai seguenti rapporti:

$$C_{\%} = \frac{\sum (\Delta L_c)_{\geq 40 \text{ cm}}}{L} \cdot 100 \quad S_{\%} = \frac{\sum (\Delta L_s)_{\geq 40 \text{ cm}}}{L} \cdot 100$$

essendo:

$C_{\%}$ cementazione percentuale;

$S_{\%}$ scavabilità percentuale;

$\sum \Delta L_c$ sommatoria spessori degli strati di terreno "cementati" (con $E_s \geq 125 + 4z$, dove z è la profondità dello strato dal piano campagna), espresso in metri;

$\sum \Delta L_s$ sommatoria spessori degli strati di terreno scavabili con benna (con $E_s < 142 \text{ MJ/m}^3$), espresso in metri;

L lunghezza totale del tratto di diagrafia analizzato (in metri).

Sulla base dei valori medi di energia specifica E_s , di cementazione $C_{\%}$ e di scavabilità $S_{\%}$ percentuali, ottenuti considerando l'intera lunghezza di ciascuna diagrafia realizzata nell'ambito della progettazione della Tratta Collegno-Porta Nuova, sono state ricavate le seguenti correlazioni che legano tra loro tali grandezze sperimentali:

$$E_s = 2.84 \cdot C_{\%} + 70.00 \quad R^2 = 0.720$$

$$E_s = -2.45 \cdot S_{\%} + 281.05 \quad R^2 = 0.682$$

$$S_{\%} = -0.70 \cdot C_{\%} + 62.52 \quad R^2 = 0.657$$

La prima correlazione consente di valutare, in particolare, il grado di cementazione del terreno in funzione dell'andamento dell'energia specifica. Vale, infatti, la seguente relazione:

$$C_{\%} = 0.35 \cdot E_s - 24.75$$

Per variazioni del grado di cementazione nell'intervallo 0÷75%, l'energia specifica assume valori compresi tra circa 70 e 280 MJ/m^3 .

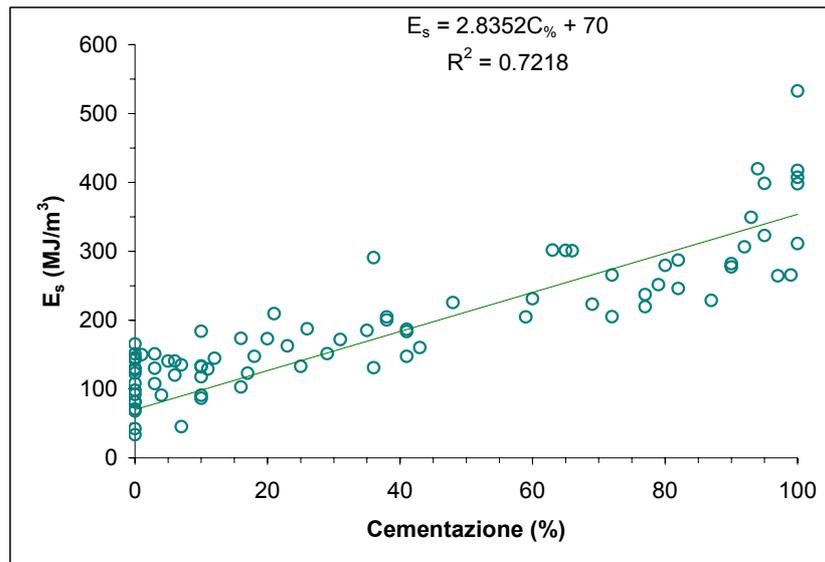


Figura 4.2 - Correlazione tra cementazione e energia specifica

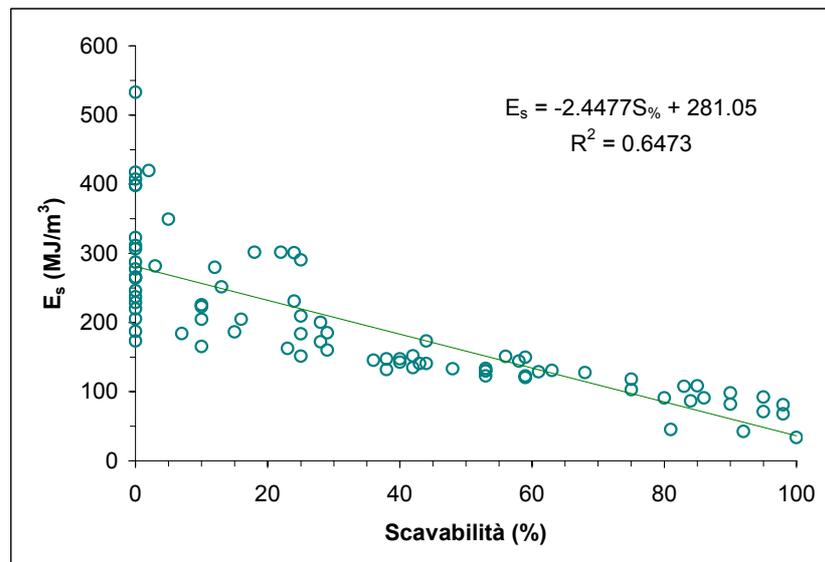


Figura 4.3 - Correlazione tra scavabilità ed energia specifica

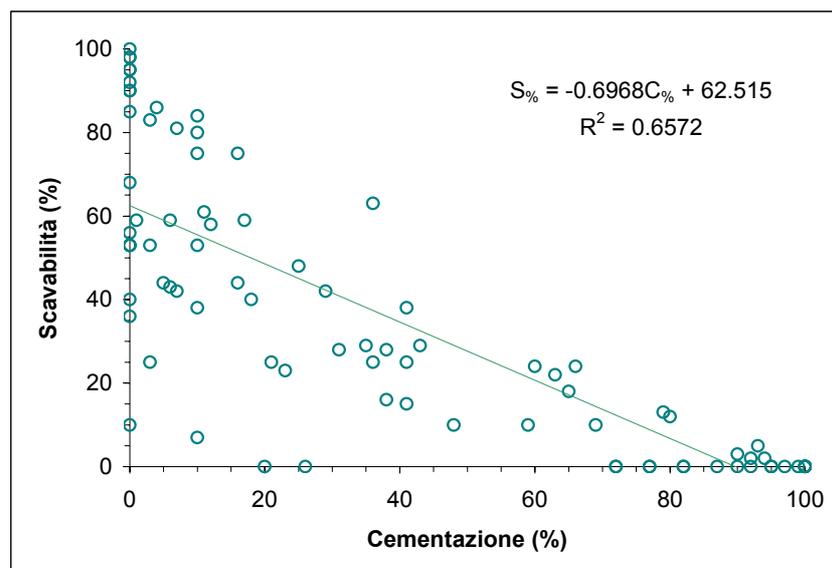


Figura 4.4 - Correlazione tra cementazione e scavabilità

I valori di cementazione, ottenuti interpretando ed elaborando i dati di energia specifica delle diagrafie, mostrano un campo di variazione nell'intervallo 0-100%; i valori estremi sono attribuibili ai terreni, rispettivamente, sciolti ($C_{\%} = 0$) e diffusamente cementati ($C_{\%} = 100$). Possono dunque essere individuati livelli caratterizzati da diverse percentuali di cementazione:

<i>Cementazione</i> (%)	E_s (MJ/m ³)	<i>Livello cementazione</i>
0-25	70-140	assente-tracce
25-50	140-210	tracce-diffusa
50-75	210-280	diffusa-elevata

Sono stati rilevati valori di E_s superiori a 280MJ/m³, indicativi di una cementazione superiore al 75%. Questi valori sono legati alla presenza di orizzonti di terreno fortemente cementato: cautelativamente, si è quindi assunto un grado di cementazione limitato superiormente al valore 75%, e in tale categoria sono stati compresi anche i pochi casi di valori di $C_{\%}$ calcolati e superiori al 75%.

Per la classe di terreno con cementazione compresa tra 0-25%, i valori di energia specifica, superiori a 70 MJ/m³, sono limitati dal valore 140 MJ/m³, che corrisponde, praticamente, al limite di scavabilità dei terreni con benna mordente.

Prove penetrometriche standard

I valori di N_{spt} rilevati nel corso dei sondaggi a carotaggio sono riportati nella Tabella 1 dell'Allegato A. Le prove SPT inizialmente previste anche all'interno dei fori di diagrafia, non sono in ultimo state eseguite, in quanto le modalità operative rese necessarie per la stabilizzazione dei fori (mediante bentonite) avrebbero introdotto una variazione del valore di N_{spt} tale da falsare il raffronto con le medesime prove eseguite nei fori a carotaggio.

Utilizzando i risultati delle prove SPT sono state ricavate indicazioni, attraverso correlazioni desunte dalla letteratura, riguardo ad alcuni parametri dei terreni incoerenti, quali densità relativa, resistenza al taglio e deformabilità.

Densità relativa

Per la stima dello stato di addensamento iniziale del terreno, definito dalla densità relativa D_r , si è fatto riferimento alle formulazioni empiriche di Skempton (1986), nel caso di Sabbie NC, e di Yoshida et al. (1988), per materiali in cui la frazione ghiaiosa risulta prevalente.

L'utilizzo dei due diversi approcci permette di tenere in conto l'influenza che ha la granulometria dei terreni sui risultati della prova. La presenza di clasti fa aumentare i valori di N_{spt} rispetto a quelli corrispondenti a sabbie di pari densità relativa.

Qui di seguito sono riportate le formule di correlazione utilizzate:

$$- \text{Skempton (1986): } D_r \cong \left(\frac{N_{spt}}{60} \right)^{0.5} \times 100 \text{ (\%)}$$

valida per $D_r \geq 35\%$, dove $N_{SPT}' = C_{ER} \cdot C_n \cdot N_{spt}$ con

- N_{spt} = numero di colpi misurati;
- C_{ER} = fattore correttivo per il rendimento energetico, che per l'attrezzatura impiegata e le profondità indagate è posto pari a 1;
- C_n = fattore correttivo che normalizza il valore di N_{SPT} rispetto alla tensione efficace verticale; tale fattore è pari a:

$$C_n = (1/\sigma'_{vo})^n$$

in cui l'esponente n è pari a 0.5-0.56 e σ'_{vo} è espressa in kg/cm^2 (Jamiolkowski et al., 1985; Liao S., Whitman R.V., 1985). Da notare che, cautelativamente, la correzione si è applicata alle misure eseguite alle profondità per le quali σ'_{vo} risultava maggiore di 1bar.

$$- \text{Yoshida et al. (1988): } D_r = 25 \cdot N_{spt}^{0.44} \cdot \sigma'_{vo}^{-0.13} \text{ (\%)}$$

dove la σ'_{vo} è sempre la tensione efficace verticale in kPa.

Resistenza al taglio

Si è fatto riferimento, per una stima dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' , alle formulazioni del *Japanese National Railway* (11) (Shioi e Fukui, 1982) e di Schmertmann (1977), valida per sabbia grossa uniforme-sabbia media ben assortita:

$$\phi' = 0.3 \cdot N_{spt}' + 27$$

$$\phi' = 0.10 \cdot D_r + 34.5$$

Deformabilità

Per la valutazione del modulo di deformabilità E dai risultati delle prove SPT si è fatto riferimento alle correlazioni proposte da D'Apollonia et al. (1970):

$$E = 18.75 + 0.756 \cdot N_{spt}' \text{ (MPa)}$$

$$E = 36.79 + 1.043 \cdot N_{spt}' \text{ (MPa)}$$

valide per sabbia e sabbia ghiaiosa rispettivamente normalmente consolidata e sovraconsolidata. La seconda formulazione è stata adottata per tener conto dell'effetto della cementazione, non facilmente riconducibile ad un'ipotesi di terreno sciolto N.C.

L'ultima correlazione utilizzata è stata quella proposta da Baldi et al. (1988) per materiale N.C.:

$$E_{25}' = (10.5 - 3.5D_r) \cdot N_{spt} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

dove:

E_{25}' = modulo di deformabilità secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza ultima pari al 25%;

D_r = densità relativa espressa come frazione di 1.

Poiché queste relazioni sono valide per terreni non coesivi, i risultati da esse forniti possono essere poco rappresentativi soprattutto nei casi in cui il materiale abbia una maggiore percentuale di frazione fine (es. terreni di riporto), e si avvicinano quindi come caratteristiche ai limi, limi argillosi (terreni coesivi).

Per questi casi particolari si è quindi fatto riferimento anche alla relazione empirica proposta da Bowles, (1991):

$$E = 4.8 + 0.6 \cdot N_{spt}' \text{ (MPa)}$$

valida, come la precedente, sempre per materiali normalmente consolidati.

4.4 Caratteristiche granulometriche e di plasticità del terreno

I risultati delle analisi granulometriche eseguite sui campioni provenienti dai sondaggi a carotaggio realizzati in occasione della campagna di indagini geognostiche realizzate per l'ipotesi di tracciato lungo Via Madama Cristina, unitamente ai campioni prelevati durante la campagna di indagini integrative nel 2003 e 2004, sono riportati nella Tabella 2 (Allegato A) e nelle figure 2-7 (Allegato B).

I dati riportati in Tabella 2 (Allegato A) mostrano che:

- nel suo insieme (trascurando il terreno di riporto) il terreno risulta eterogeneo ed è caratterizzato dalla presenza di tutte le frazioni granulometriche, con la netta prevalenza di quelle grossolane. Secondo la classificazione USCS i terreni ricadono nei gruppi G (ghiaia), S (sabbie) ed, in minor misura, M (limi);
- l'indice di plasticità relativo ai campioni di terreno con frazione fine compresa tra il 20% e il 50% è compreso tra 0.5 e 10.4 (materiale da non plastico a poco plastico);
- l'indice di plasticità, relativo ai campioni di terreno coesivo, è compreso tra 1.1 e 7.1 (materiale da non plastico a poco plastico).

Nella figura 4.5 sono rappresentate le curve granulometriche dei campioni prelevati dai sondaggi effettuati lungo la tratta oggetto di questa relazione, compresi i campioni pertinenti le unità Villafranchiano e Pliocene, dalle caratteristiche sabbioso-limoso-argillose.

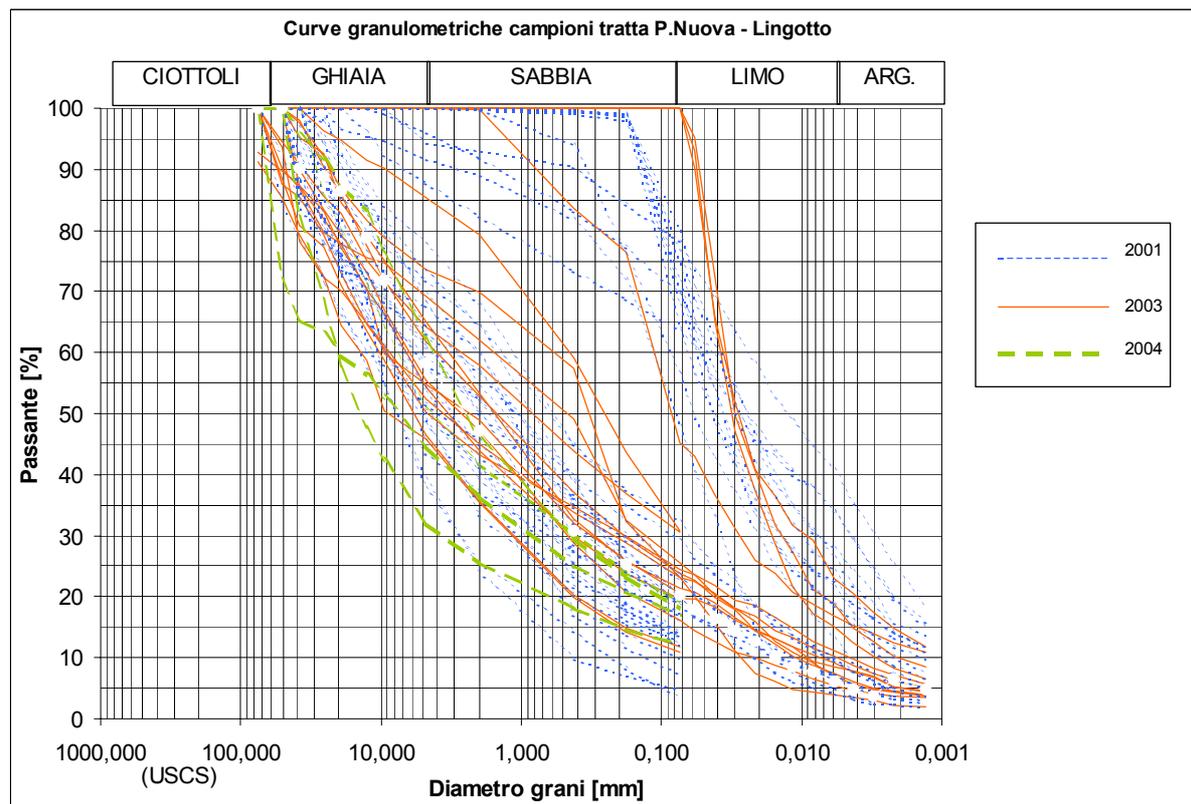


Figura 4.5 – Curve granulometriche relative ai campioni (di materiale non coesivo e coesivo) prelevati nella tratta P.Nuova-Lingotto in occasione delle campagne geognostiche 2001, 2003 (campionamento esclusivamente da sondaggio) e 2004

Essendo tutti campioni provenienti da sondaggi è evidente che le curve granulometriche sono rappresentative della parte meno grossolana (ciottoli < 10 cm circa); la parte più grossolana viene infatti persa in quanto di dimensioni maggiori rispetto al diametro del carotaggio.

Ai fini della descrizione e corretta caratterizzazione del materiale nel suo complesso, comprensivo anche delle parti più grossolane, si è quindi tenuto conto di quanto rilevato sia in fase di progettazione che durante il corso d'opera della Tratta 1 ed, in particolare, della presenza di ciottoli e trovanti.

Per quanto concerne, invece, la presenza di materiali fini, il grafico generale illustra una situazione di forte variabilità con la frazione limoso-argillosa che varia da quasi assente (<5%) a presente in percentuale intorno al 30%.

I campioni sottoposti ad analisi per la Tratta 2 risultano in totale 51 (prelevati a profondità variabili tra 8 e 47m); per quanto riguarda la Tratta 1, precedentemente indagata, i campioni sottoposti ad analisi sono in totale 27 (prelevati a profondità variabili tra 6 e 45m).

Un primo confronto è stato effettuato tra i campioni di materiale relativo alle unità geotecniche 2, 3 e 4, costituiti dunque da ghiaia con sabbia e diversa percentuale di frazione fine. I risultati di tale confronto sono riportati nella figura 4.6, dove sono tracciati i tre fusi granulometrici relativi a tali unità.

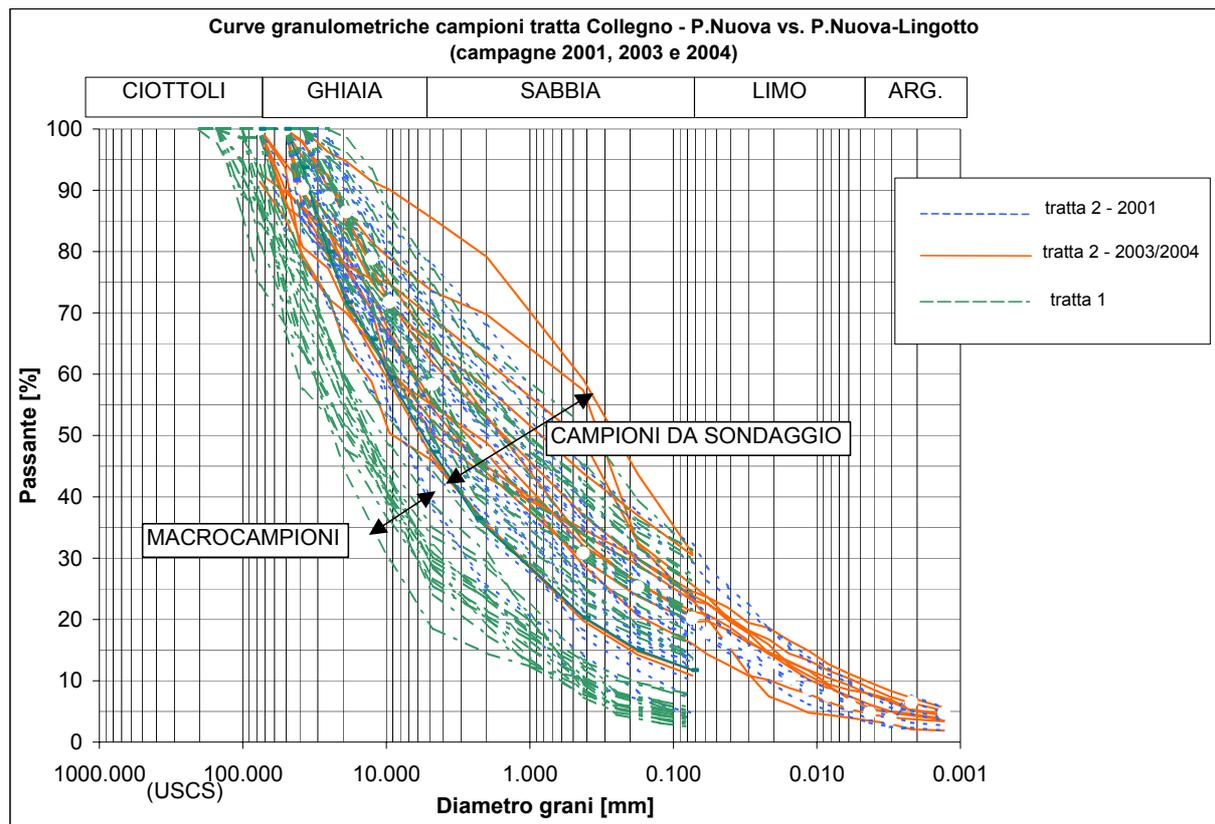


Figura 4.6 – Curve granulometriche relative ai campioni delle unità 2, 3 e 4 prelevati nei sondaggi e nei pozzi delle tratte Collegno-P.Nuova e P.Nuova-Lingotto, in occasione delle campagne geognostiche 2000, 2001, 2003 e 2004 per il Progetto Definitivo ed Esecutivo

Dall'analisi del grafico risulta una sostanziale concordanza con quanto definito nel progetto della Tratta 1; in particolare si evidenziano variazioni legate al tipo di campionamento (da pozzo e da sondaggio), in quanto nel sondaggio risulta normalmente essere sottostimata la percentuale di materiale più grossolano e sovrastimata la presenza di fine.

L'esperienza acquisita durante l'esecuzione dei lavori della Tratta 1 e di altri lavori attualmente in corso di realizzazione in zone adiacenti al tracciato, hanno messo in luce un terreno granulometricamente molto variabile, in particolare a scala di dettaglio.

I fusi granulometrici che sono stati ricavati, sono simili sia per quanto riguarda la classazione del materiale che essi individuano (inclinazione delle curve) che per quanto riguarda l'intervallo granulometrico (ampiezza del fuso: una leggera variazione si ha per quanto riguarda le parti di curva relative alle frazioni più grossolane e più fini). Questa similarità testimonia, in primo luogo, la omogeneità dei campionamenti effettuati durante le tre campagne geognostiche (nella tratta 2 la presenza della falda sembra quindi non aver inficiato il campionamento); in second'ordine permette di verificare come il materiale ghiaioso-sabbioso, relativo quindi alle unità 2, 3 e 4, prelevato nei sondaggi delle tratte Collegno-P. Nuova e P.Nuova-Lingotto sia molto simile dal punto di vista granulometrico.

L'analisi statistica dei risultati delle analisi granulometriche consente di verificare come i materiali nelle due tratte siano strettamente affini per quanto riguarda la composizione percentuale media in ghiaia, sabbia e fini (limo+argilla); come già emerso dall'analisi delle

curve granulometriche anche gli intervalli di variabilità delle tre frazioni granulometriche sono simili.

L'esame delle analisi granulometriche effettuate sui macrocampioni prelevati nella tratta 1 (sia dai pozzi geognostici, in fase di progetto definitivo che esecutivo, che dai pozzi e dallo scavo delle stazioni, durante la fase di corso d'opera), a livello generale, ha consentito di verificare come tali campioni siano esclusivamente costituiti da ghiaia con una bassa percentuale di materiale fine; vi è, cioè uno spostamento del fuso granulometrico del materiale verso i termini più grossolani; da una parte questo può essere legato alle modalità del campionamento, che nonostante sia effettuato previa quartatura del materiale, non sempre è stato eseguito in sito ma su un materiale sottoposto a successive movimentazioni con probabile non efficace prelievo di tutti i termini granulometrici, in particolare i più fini.

E' pur vero che i campioni prelevati dai sondaggi (è stata verificata anche la concordanza tra i risultati delle analisi granulometriche sui campioni prelevati da alcuni sondaggi realizzati durante il corso d'opera nel lotto 5 e i sondaggi realizzati per lo stesso lotto) potrebbero, invece, sovrastimare le percentuali relative ai materiali più fini, questo per almeno due motivi: il primo è che l'effetto indotto dalla perforazione a carotaggio sul materiale può "macinare" una quota parte dello stesso; il secondo aspetto è legato, invece, alla presenza della cementazione, che sempre per l'effetto disgregante della perforazione, può indurre una sovrastima del materiale fine; quest'ultimo aspetto viene in realtà meno se si analizzano le distribuzioni granulometriche relative alle varie unità geotecniche, dalle quali emerge come i campioni attribuiti all'unità 4 (ghiaie con sabbie limose con cementazione da media a elevata) siano quelli statisticamente spostati verso i termini più grossolani.

Pare indispensabile rilevare comunque la necessità di accertare la granulometria "reale" dei terreni, analizzando dei macrocampioni. Stando però il fatto che la linea è per la maggior parte immersa al di sotto della falda (circa da C.so Marconi sino all'estremità sud), in questa fase del progetto non è stato possibile approfondire pozzi geognostici.

Tuttavia è doveroso sin da ora pensare che nella fase costruttiva del progetto il problema andrà risolto perfezionando le indicazioni del progettista, essendo il problema difficile, inusuale, tecnicamente impegnativo.

4.5 Individuazione e descrizione delle unità geotecniche

Sulla base delle indagini e prove di laboratorio citate precedentemente, sono state riconosciute sei differenti unità geotecniche lungo il tracciato.

La suddivisione è stata attuata, in prima istanza, differenziando i terreni non coesivi a granulometria prevalente grossolana (ghiaie e sabbie limose a differente grado di cementazione) dai terreni coesivi a granulometria prevalente fine (limi sabbiosi e limi argillosi). Successivamente, per quanto riguarda i terreni non coesivi, si è proceduto ad un'ulteriore suddivisione in funzione del diverso grado di cementazione. Va sin da ora anticipato che le unità 2, 3 e 4, costituite da ghiaie e sabbie con cementazione da assente ad elevata, si differenziano essenzialmente in base al grado di cementazione e/o addensamento, variabile da assente ad elevato.

4.5.1 Considerazioni generali sulle unità 2-3-4

Le tre unità sono state definite sulla base della valutazione degli intervalli caratteristici di energia specifica, presentati nel paragrafo 4.3., ai quali corrispondono differenti gradi percentuali di cementazione, secondo quanto riepilogato nel seguito:

Tabella 4.5 – Intervalli di E_s e C% per le unità geotecniche 2-3-4

Unità	E_s (MJ/m ³)	C%
2	70-140	0-25
3	140-210	25-50
4	210-280	50-75

Per la caratterizzazione geotecnica di queste unità si è fatto riferimento alla metodologia già adottata dai progettisti geotecnici (A.T.I. SYSTRA-GEODATA) in occasione della progettazione della prima tratta funzionale, che viene riportata per esteso nell'allegato C, i cui punti salienti sono sintetizzati nel seguito:

- elaborazione dei risultati delle indagini a disposizione per il riconoscimento, in termini generali, delle unità geotecniche lungo il tracciato;
- interpretazione dei parametri di perforazione a distruzione (in particolare dell'energia specifica), in termini di percentuale di cementazione che caratterizza ciascuna unità individuata. Tale interpretazione si basa su valori soglia dell'energia specifica, definiti da esperienze precedenti sui terreni di Torino (Passante Ferroviario-2° lotto) e verificati dalla taratura ottenuta con il confronto tra le diagrafie di E_s e la stratigrafia dei pozzi praticabili realizzati per la tratta Collegno-Torino P.N.;
- modellazione parametrica ad elementi finiti di prove di compressione monoassiale su campioni di materiale, variando opportunamente il grado globale di cementazione del campione tra 0% e 100%; a taratura del modello sono stati considerati i risultati delle prove eseguite in laboratorio e in sito;
- regressione dei risultati della modellazione ad elementi finiti per ricavare l'involuppo di rottura proprio dei terreni di Torino, secondo quanto suggerito dalla letteratura (Papantonopoulos & Atmatzidis, 1993) e per determinare i parametri di deformabilità, variabili in funzione della percentuale di cementazione. Gli involuppi di rottura individuati sono stati approssimati a un criterio lineare in corrispondenza di un livello tensionale rappresentativo lungo la linea (profondità media 20m) pari a 0.4MPa;
- a verifica dell'attendibilità dei parametri geotecnici assegnati alle varie unità, è stata condotta una back-analysis mediante modellazione ad elementi finiti di una sezione trasversale all'asse delle gallerie della Cittadella.

Per quanto riguarda le caratteristiche fisiche e granulometriche, comuni alle tre unità nel loro insieme, si è fatto riferimento alle prove eseguite sui campioni rimaneggiati, ottenendo i risultati riepilogati nella seguente tabella 4.6.

Tabella 4.6 – Caratteristiche fisiche e granulometriche delle unità 2-3-4

Caratteristiche	Media	Dev. Stand.	Min.	Max.
Ghiaia [%]	54.08	11.24	31.99	75.76
Sabbia [%]	29.42	7.65	15.94	47.26
Limo e argilla [%]	16.50	6.26	3.56	32.29
Limite liquido WL	21.75	1.83	19.36	24.08
Limite plastico WP	17.21	4.17	12.60	20.73
Indice plastico IP	4.53	5.14	1.07	10.44

I parametri WL, WP e IP sono stati ricavati per la frazione granulometrica passante al setaccio di apertura 4.76 mm.

4.5.2 Unità 1 - Terreno superficiale

Rappresenta l'orizzonte superiore del profilo stratigrafico ed è stata ritrovata in tutte le verticali di indagine. Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica di questa unità, di limitata rilevanza ai fini della realizzazione dell'opera, si è fatto riferimento ai risultati delle prove Nspt secondo la tabella 4.7 sotto riportata.

Tabella 4.7 – Risultati dell'elaborazione dei dati di Nspt

	SPT	Densità relativa		Angolo di attrito	Modulo di Young
		Skempton, 1986	Yoshida, 1988	Japanese National Railway (Shioi e Fukui, 1982)	Bowles, 1991
	Nspt	Dr [%]	Dr [%]	ϕ' [°]	E [MPa]
min-max	9-38	39-80	39-73	30-38	8-17

Dal punto di vista granulometrico tale unità presenta una notevole eterogeneità, essendo composta da limi sabbioso-argillosi, limi e limi argillosi, sabbie con ghiaie, inglobanti materiali di origine antropica quali frammenti di laterizi e calcestruzzo.

I valori ottenuti per i parametri di resistenza dell'Unità 1 sono del tutto analoghi a quelli ricavati in corrispondenza della prima tratta funzionale (Collegno-Porta Nuova).

4.5.3 Unità 2 - Ghiaia e sabbia da sciolta a debolmente cementata

Questa unità è caratterizzata da una distribuzione spaziale discontinua sia in senso orizzontale che verticale. Granulometricamente rappresentata da ghiaie e sabbie, con frazione limosa variabile, non cementate o debolmente cementate con locale presenza di ciottoli di dimensione pluridecimetrica, questa unità si ritrova lungo l'intera estesa del tracciato, in misura comunque predominante tra Stazione Molinette e Stazione Lingotto. Sono presenti livelli di potenza decimetrica di ghiaia pressoché priva di matrice sabbioso limosa.

Nei sondaggi è stata descritta in base alla presenza, sui singoli clasti, di tracce di materiale fine cementato; a queste corrisponde, in termini di energia specifica, un valore compreso tra 70 e 140MJ/m³ ed una percentuale di cementazione compresa nell'intervallo 0-25%.

Dall'elaborazione dei dati di Nspt si desumono i valori delle caratteristiche meccaniche riportati in tabella 4.8. I valori a rifiuto non sono stati presi in considerazione ai fini della determinazione dei parametri di seguito presentati.

Tabella 4.8 – Risultati dell'elaborazione dei dati di Nspt

	SPT	Densità relativa		Angolo di attrito		Modulo di Young	
		Skempton, 1986	Yoshida, 1988	Japanese National Railway (Shioi e Fukui, 1982)	Schmertmann, 1977	D'Apollonia et al., 1970	Jamiolkowski et al., 1988
	Nspt	Dr [%]	Dr [%]	ϕ' [°]	ϕ' [°]	E [MPa]	E _{25'} [MPa]
media	40	68	57	39	38	49	33
min-max	26-52	49-91	39-83	35-43	35-41	38-58	24-42

4.5.4 Unità 2a - Limo e sabbia debolmente argilloso

Questa unità caratterizza i livelli francamente limoso-sabbiosi presenti all'interno dell'unità 2, con spessori significativi (≥ 5 m) ed è stata individuata in corrispondenza delle stazioni Nizza, Spezia e del pozzo PL6, con una persistenza, in termini di lunghezza rispetto alla lunghezza della galleria di circa il 20%. L'unità si ritrova in calotta, con spessori di 5m in corrispondenza di Stazione Spezia e circa 3.5m in corrispondenza del pozzo PL6. A stazione Nizza l'unità 2a occupa, invece, l'intera sezione di scavo.

Come anticipato, tale unità è costituita da materiale a granulometria medio-fine, da debolmente a mediamente addensato, con colore variabile da grigio a marrone.

Nell'ambito della campagna di indagine per il Progetto Definitivo sono stati sottoposti a prove di caratterizzazione fisica cinque campioni di materiale rappresentativo dell'unità in questione, i cui risultati sono riportati in Tabella 2 (Allegato A).

La sintesi delle caratteristiche fisiche è riportata in tabella 4.9.

Tabella 4.9 – Caratteristiche fisiche e granulometriche dell'unità 2a

Caratteristiche fisiche	Intervallo caratteristico
% Ghiaia	0.0-14.6
% Sabbia	43.3-44.7
% Limo+argilla	30.8-56.6
Limite liquido WL	22.7-24.9
Limite plastico WP	18.9-20.9

In corrispondenza di tale unità sono state effettuate 8 prove penetrometriche standard, utilizzate per la stima dei parametri di resistenza, riportati in tabella 4.10.

Tabella 4.10 - Valori statistici delle misure di Nspt e loro interpretazione

Valori	SPT	Densità relativa	Angolo di attrito	Modulo di Young
		Skempton 1986	Road Bridge Specification	Schultze e Menzenbach, in Bowles (1991)
	Nspt	Dr [%]	ϕ' [°]	E [MPa]
Min	2	16	20	8
Media	8	28	23	11
Max	14	43	28	15

Il valore stimato della densità relativa D_r , pari mediamente al 28%, indica che il deposito è definibile mediamente addensato secondo la classificazione di Terzaghi basata sui valori di Nspt.

I valori ottenuti dai limiti di Atterberg mostrano come tali materiali siano definibili come poco plastici (I_p pari a circa 5) e non siano caratterizzati da tendenza al comportamento collosivo.

4.5.5 Unità 3 - Ghiaia e sabbia con cementazione da debole a media

Questa unità è presente a un livello più superficiale nella prima parte del tracciato. In profondità la si ritrova a partire dalla Stazione Marconi fino a Spezia.

Nei sondaggi viene identificata sulla base della presenza di una patina carbonatica diffusa sui clasti; nelle diagrafie questa unità è segnalata da valori di E_s compresi nell'intervallo 140-210MJ/m³ (cementazione in tracce-diffusa), cui corrisponde una percentuale di cementazione $C_{\%}$ tra 25 e 50%.

Granulometricamente sono presenti ghiaie e sabbie con una componente limosa variabile da assente, in alcuni livelli di spessore decimetrico, a presente in percentuali massime misurate del 32%. E' da segnalare, inoltre, la possibile presenza di trovanti.

Dall'elaborazione dei dati di Nspt si è ottenuto un valore medio di 66 con un intervallo di minimo e massimo pari a 57-74. Poichè l'unità 3 è caratterizzata dalla presenza non trascurabile di livelli cementati, le misure di Nspt sono state trattate solo come verifica delle scelte intraprese e non è sembrato opportuno utilizzarle per ricavare informazioni sulle caratteristiche geotecniche dell'unità stessa.

4.5.6 Unità 4 - Ghiaia e sabbia con cementazione da media a elevata

Il materiale appartenente a tale unità (ghiaie e sabbie limose con la presenza di trovanti e ciottoli, con cementazione da media ad elevata) è presente, in maniera continua, a partire dall'inizio della tratta funzionale fino a poco oltre stazione Marconi. La sua presenza decresce procedendo verso la fine della tratta.

Nei sondaggi la presenza di questa unità veniva evidenziata dall'estrazione di materiale "bruciato" e ridotto in polvere; nelle diagrafie sono stati calcolati valori di E_s generalmente compresi tra 210 e 280MJ/m³, con punte superiori. A questi valori di E_s corrisponde, secondo quanto esposto precedentemente, una percentuale di cementazione $C_{\%}$ compresa generalmente tra 50 e 75% (cementazione da diffusa ad elevata) con locali superamenti di tale soglia.

Dall'elaborazione dei dati di Nspt si è ottenuto un valore medio di 79 con un intervallo di minimo e massimo pari a 69-90. Analogamente all'unità precedente, i valori di Nspt non sono stati utilizzati per la caratterizzazione della presente unità.

4.5.7 Unità 5 - Limo argilloso-sabbioso-ghiaioso

Il materiale che caratterizza questa unità è granulometricamente classificabile come limo argilloso-sabbioso debolmente ghiaioso; l'esame dei campioni ricavati dal sondaggio a carotaggio S31 ha permesso di rilevare come tale materiale assuma caratteristiche granulometriche diverse, presentando una frazione ghiaiosa abbastanza significativa ed una maggiore presenza di argilla rispetto ai suddetti limi sabbiosi; il colore marrone chiaro di questo materiale si differenzia, inoltre, nettamente da quello degli altri campioni di natura limoso-sabbiosa prelevati in altri sondaggi.

In tabella 4.11 sono riportate le caratteristiche fisiche e granulometriche relative all'unità 5 mentre nella figura 4.11 è raffigurata la carta di plasticità di Casagrande.

Tabella 4.11 - Caratteristiche fisiche dell'unità 5

Caratteristiche fisiche	Min	Max
% Ghiaia	7.09	17.76
% Sabbia	14.80	22.58
% Limo	43.46	52.83
% Argilla	19.64	25.28
γ_d [kN/m ³]	16.00	19.20
γ_n [kN/m ³]	19.10	21.40
w_n [%]	15.06	19.59
n [%]	37.64	37.64
e	0.60	0.60
Limite liquido W_p	5.09	9.22
Limite plastico W_L	33.76	37.83
Indice plastico IP [%]	28.61	29.42
G_s	83.10	83.10

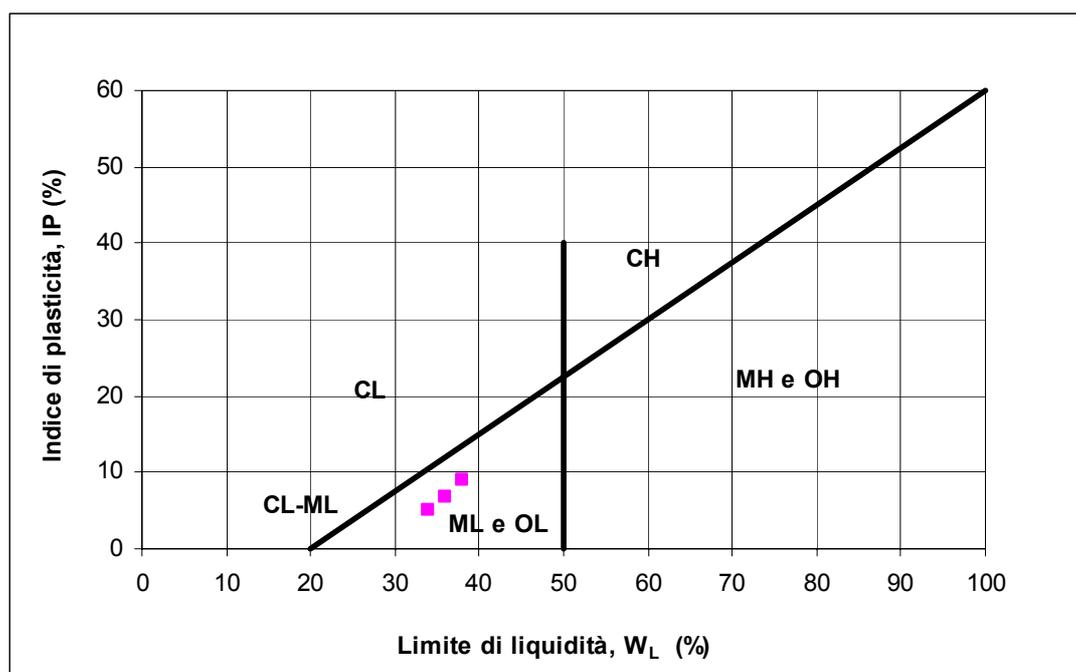


Figura 4.7 - Carta di plasticità con valori relativi all'unità 5

Per la caratterizzazione di questa unità, su tre campioni indisturbati sono state effettuate prove di laboratorio. In particolare sono state effettuate due prove triassiali (una del tipo CU e una del tipo UU) e una prova edometrica.

In tabella 4.12 sono riportati i valori dei parametri di resistenza meccanica ottenuti da tali prove.

Tabella 4.12 – Parametri di resistenza al taglio per l'unità 5, ottenuti da prove triassiali

Triassiale di tipo CU		Triassiale tipo UU
c' [kPa]	ϕ' [°]	cu [kPa]
43	19	110

4.5.8 Unità 6: Limi sabbiosi debolmente argillosi

Il materiale appartenente a tale unità è granulometricamente classificabile come limo sabbioso a tratti argilloso.

La natura prevalentemente limosa è testimoniata dai bassi indici di plasticità IP, che fanno classificare il materiale come non plastico o poco plastico. La consistenza dell'unità è dimostrata dai valori dell'indice di consistenza maggiori di 1, che ne fanno definire lo stato fisico come semisolido.

La sintesi delle caratteristiche fisiche e granulometriche è riportata in tabella 4.13.

Tabella 4.13 - Caratteristiche fisiche e granulometriche dell'unità 6

Caratteristiche fisiche	Min	Max
% Ghiaia	0.00	0.25
% Sabbia	23.04	35.69
% Limo	55.43	62.46
% Argilla	8.63	15.62
γ_d [kN/m ³]	14.80	19.15
γ_n [kN/m ³]	18.10	22.02
w _n [%]	17.65	22.68
n [%]	35.39	43.05
e	0.55	0.76
Limite liquido W _L [%]	24.48	37.69
Limite plastico W _P [%]	22.66	30.63
Indice plastico IP [%]	1.10	7.06
Indice consistenza IC [%]	1.50	8.55
Peso specifico dei grani G _s	2.58	2.61

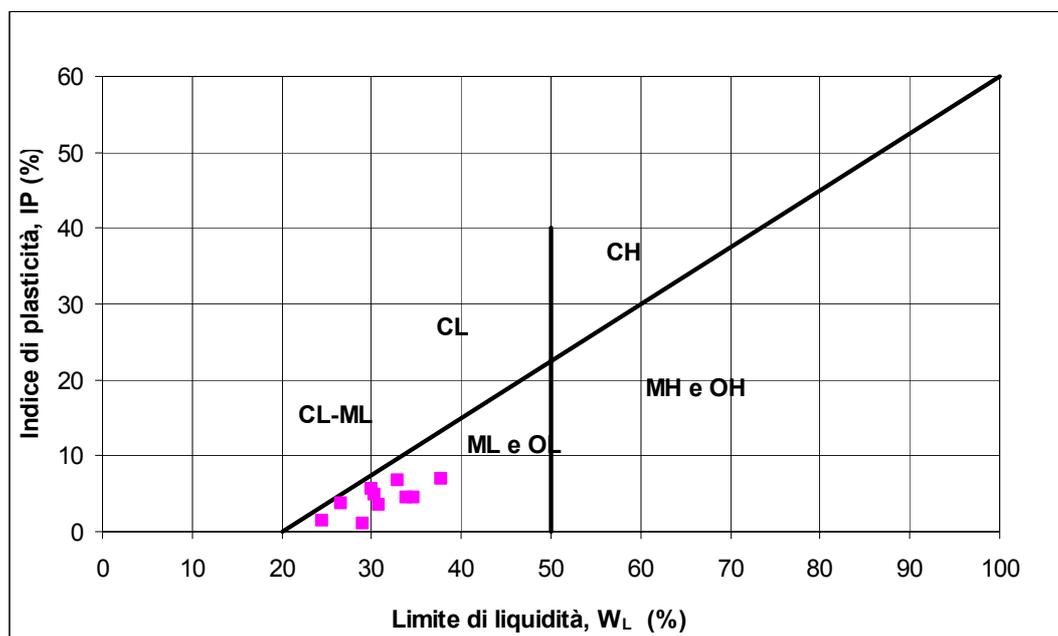


Figura 4.8 - Carta della plasticità con valori relativi all'unità 6

All'interno dell'unità 6, nei fori di sondaggio eseguiti nella fase di aggiornamento della progettazione definitiva e posizionati lungo il tracciato della galleria, sono state condotte 2 prove pressiometriche. Le due prove sono state eseguite nei fori di sondaggio S32 a 46.5m e S34 a 40.5m. In particolare la prova condotta nell'S32 non ha raggiunto, probabilmente per l'elevata consistenza del materiale, la pressione di fluage.

Inoltre, sono state condotte 12 prove meccaniche in laboratorio (3 edometriche, 3 triassiali UU, 4 triassiali CU, 2 triassiale CD).

I valori delle grandezze geotecniche risultanti dall'elaborazione dei dati sono riassunti in tabella 4.14.

Tabella 4.14 - Risultati delle prove pressiometriche condotte all'interno dell'unità 6 e loro interpretazione

Sondaggio di prova	Pressione limite [MPa]	Modulo pressiometrico [MPa]	Modulo di Young [MPa]
S32	25.97	86.11	129.16
S34	9.5	33.98	50.97

Data la natura fine del materiale i parametri ricavati sono da considerare non drenati.

In tabella 4.15 è riportata una sintesi dei valori ricavati dalle prove triassiali.

Tabella 4.15 – Parametri di resistenza al taglio per l'unità 6, ottenuti da prove triassiali

Variabili statistiche	Triassiale di tipo CU	Triassiale tipo CD	Triassiale tipo UU

	c' [kPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	ϕ' [°]	cu [kPa]
Min	51.60	29.50	-	-	105
Media	53.83	33.93	36.4	35.9	240
Max	56.00	37.80	-	-	320

Sintesi della caratterizzazione geotecnica

Nel complesso i terreni interessati dalle indagini svolte, presentate nelle pagine precedenti, appartengono a depositi di natura continentale con granulometria variabile. La cementazione si presenta perlopiù con disomogenea distribuzione verticale e scarsa continuità orizzontale, in accordo alla genesi stessa del fenomeno. Da un punto di vista granulometrico, i depositi mostrano repentine variazioni a scala di dettaglio, che a macro-scala vengono invece parzialmente a perdere significato.

Indipendentemente dallo stato di addensamento, i terreni in esame possono essere classificati in funzione del loro grado di cementazione, parametro che ha notevole influenza sul comportamento meccanico, tanto a livello di resistenza che di deformabilità. Non solo, la presenza di cementazione condiziona la scelta della metodologia di scavo, degli eventuali interventi di consolidamento e la definizione dei parametri geotecnici del terreno, insieme alle caratteristiche granulometriche.

Sarebbe ragionevole descrivere le unità geotecniche riconosciute in termini di un volume rappresentativo dello stesso terreno in funzione del grado di cementazione e quindi anche del livello di energia specifica corrispondente, mentre in questa fase, risulta difficile evidenziare differenze granulometriche significative tra le unità.

Per quanto attiene i parametri di resistenza e deformabilità delle unità geotecniche sono riportati i valori, in funzione delle tensioni σ_3 e σ_n , dei parametri di resistenza c' e ϕ' , nonché del modulo di deformabilità E_d , valutato indipendentemente dallo stato tensionale.

Per quanto attiene i parametri di resistenza e deformabilità delle unità geotecniche sono riportati i valori, in funzione delle tensioni σ_3 e σ_n , dei parametri di resistenza c' e ϕ' , nonché del modulo di deformabilità E_d , valutato indipendentemente dallo stato tensionale. Le variazioni dei parametri di resistenza c' e ϕ' , in funzione di σ_3 e σ_n , sono riportate nelle Figure 8-15 dell'Allegato B

Con riferimento alla caratterizzazione geotecnica sopra descritta e in accordo alla metodologia riportata in Allegato C, nella tabella 4.16 sono riportati i parametri di resistenza in termini di coesione c' e angolo di attrito ϕ' , nonché di deformabilità E' , per le diverse unità geotecniche.

Tabella 4.16 - Parametri di resistenza e deformabilità per le unità geotecniche

Unità e descrizione	γ_n [kN/m ³]	E' [MPa]	ν' [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	cu [kPa]
Unità 1: terreno superficiale (riporto e/o limo sabbioso argilloso)	17-19	8-17	0.20-0.30	30-38	0	-

Unità e descrizione	γ_n [kN/m ³]	E' [MPa]	ν' [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	cu [kPa]
Unità 2: ghiaie e sabbie da sciolte a debolmente cementate	18-21	150-170	0.30-0.40	35-37	0-20	-
Sottounità 2a: limi e sabbie deb.argillosi	18-20	5-15	0.30-0.35	28-30	5-15	50-80
Unità 3: ghiaie e sabbie con cementazione da debole a media	19-22	170-200	0.30-0.40	35-37	20-50	-
Unità 4: ghiaie e sabbie con cementazione da media ad elevata	19-22	200-260	0.30-0.40	36-42	50-140	-
Unità 5: limi argilloso-sabbioso-ghiaiosi	19-21	50-100	0.30-0.35	20-25	40-45	100-150
Unità 6: limi sabbiosi deb.argillosi	18-20	60-120	0.30-0.35	27-36	25-35	100-300

4.6 Caratterizzazione dei terreni ai fini della scelta del metodo di scavo

Le indagini geognostiche eseguite in questa fase progettuale, sono state finalizzate, come accennato in precedenza, non solamente alla caratterizzazione geotecnica dei terreni ai fini del dimensionamento delle opere, ma anche alla loro caratterizzazione in funzione della scavabilità, con lo scopo di indirizzare la scelta delle metodologie di scavo più opportune.

Tenendo conto della particolarità dei terreni che caratterizzano il sottosuolo di Torino, con specifico riferimento al complesso fluvio-glaciale presente nei primi 35-40m di profondità, e dei processi costruttivi ipotizzabili per la realizzazione di opere in un contesto fortemente antropizzato, i parametri che influenzano la scavabilità dei suddetti terreni risultano essere:

- * dimensioni e caratteristiche di resistenza meccanica dei ciottoli/trovanti e caratteristiche di perforabilità;
- * composizione mineralogica e relativa abrasività dei ciottoli/trovanti;
- * grado di cementazione;
- * presenza di limi e argille all'interno delle ghiaie e di livelli francamente limoso-sabbiosi;
- * presenza di un fronte di scavo eterogeneo da un punto di vista litologico/geotecnico e del grado di cementazione;
- * presenza di vuoti e/o zone caratterizzate da mutate caratteristiche di addensamento.

4.6.1 Caratteristiche di resistenza meccanica dei ciottoli e indici di scavabilità

Le caratteristiche di resistenza meccanica dei ciottoli, che dal punto di vista granulometrico possono localmente raggiungere percentuali molto elevate, sono anch'esse correlate con la scavabilità dei terreni del complesso fluvio-glaciale. Per la determinazione dei parametri di resistenza meccanica relativi ai differenti litotipi riconosciuti, sono state effettuate in primo luogo prove di resistenza a compressione monoassiale su campioni ricavati da spezzoni di

ciottoli prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo. Tali prove hanno dato valori di C_0 compresi nell'intervallo 97-140 MPa. In Tabella 3 dell'Allegato A sono riportati i risultati delle suddette prove.

Per valutare le caratteristiche di scavabilità è stato inoltre determinato l'indice DRI (Drilling Rate Index) ottenuto tramite la combinazione dei risultati delle prove di frammentabilità (Drop Test) e di perforabilità (Sievers Test).

La prova di frammentabilità fornisce, tramite il parametro S_{20} , una misura della resistenza alla frammentazione della roccia in seguito ai ripetuti impatti di un maglio sul materiale da testare avente pezzatura variabile tra 16.0 e 11.2 mm; il parametro S_{20} è dato dalla percentuale di materiale che passa al setaccio con luce di 11.2 mm, dopo 20 cadute del maglio e in seguito a 3-4 prove. L' S_{20} tiene conto dell'effetto dovuto alla dimensione dei grani della roccia e della resistenza dei legami tra i grani stessi.

La prova di perforabilità Sievers consente di ottenere tramite il parametro S_j la durezza superficiale della roccia. Tale prova consiste nel misurare la profondità (espressa in decimi di mm) di un foro praticato sulla superficie del provino da un trapano sottoposto ad un carico di 20 kg dopo aver compiuto circa 200 giri; il valore S_j è ottenuto dalla media di 4-8 prove.

I risultati delle due prove precedenti consentono di ottenere l'indice DRI che esprime la propensione di una roccia alla fresabilità proporzionalmente al crescere del valore dell'indice stesso. I valori ottenuti per l'indice DRI sono compresi tra 15 e 44, indicando, quindi, per la roccia una perforabilità variabile da estremamente bassa a media.

Le caratteristiche di durezza delle rocce sono indirettamente correlabili al grado di abrasività delle stesse (valutato con prove specifiche descritte nel paragrafo precedente) e in definitiva al consumo atteso degli utensili della fresa. Sono state condotte altre prove per determinare la durezza delle rocce costituenti i ciottoli presenti all'interno dei depositi fluvio-glaciali e permettere una correlazione con il consumo degli utensili in funzione del volume di roccia scavata. Sono state infatti eseguite prove di punzonamento (punch test), prove di perforabilità al trapano e determinazioni dell'indice di microdurezza al Cone Indenter NCB, i cui risultati sono riportati in Tabella 3 dell'Allegato A.

4.6.2 Composizione mineralogica e relativa abrasività dei ciottoli/trovanti

Al fine di pervenire alla caratterizzazione fisica della roccia cosituente i ciottoli presenti all'interno delle ghiaie delle unità 2, 3 e 4, sono state condotte prove di laboratorio finalizzate alla determinazione della composizione mineralogica dei litotipi costituenti i ciottoli stessi, dei rapporti tessiturali e della struttura. Tali prove sono consistite in analisi su sezione sottile ed hanno permesso il riconoscimento dei seguenti litotipi, rappresentativi di quelli rinvenuti con maggior frequenza durante la realizzazione dei sondaggi a carotaggio: quarziti, serpentiniti e metabasiti, scisti anfibolici, gneiss, marmo e calcare.

Le caratteristiche di abrasività sono state determinate mediante l'esecuzione di prove Cerchar su campioni di ciottoli che hanno permesso di determinare il grado variabile da moderatamente (nel caso del calcare) ad estremamente abrasivo (per la quarzite) della roccia. I risultati di tali prove sono riportati in Tabella 3 dell'Allegato A.

4.6.3 Grado di cementazione

I diversi gradi di cementazione con i quali si presentano i terreni del complesso fluvio-glaciale di Torino, determinano, oltrechè una differenziazione da un punto di vista dei parametri

geotecnici, una serie di problematiche relazionate alla scelta dei metodi di scavo per la realizzazione di paratie e diaframmi.

Come già citato in precedenza, gli studi condotti nell'ambito di lavori similari realizzati nel sottosuolo torinese (in particolare la tratta Lingotto-Porta Susa del Passante Ferroviario (Barla et al., 1993) hanno consentito di determinare una relazione tra l'energia specifica ottenibile dalle diagrafie e la scavabilità, evidenziando l'impossibilità di procedere con scavi mediante benna mordente per valori di energia specifica superiore a 142MJ/m^3 .

Nel caso in esame tale limite corrisponde praticamente al valore limite tra unità 2 (con cementazione da assente a in tracce) e unità 3 (con cementazione da debole a media).

Tenuto conto che la presenza delle unità 2 e 3 appare piuttosto persistente lungo l'intero tracciato, ancorchè localmente discontinua, per l'esecuzione delle paratie e dei diaframmi previsti per la realizzazione delle stazioni e del primo tratto di galleria tra P.Nuova e Stazione Marconi, andranno verificate le modalità di esecuzione dello scavo mediante benna mordente piuttosto che tramite idrofresa (analogamente a quanto già previsto per la prima tratta funzionale), in funzione della profondità del limite tra le due unità.

4.6.4 Presenza di limi e argille

I depositi alluvionali sono caratterizzati dalla presenza di una frazione a granulometria fine (limi e argille) che può variare dal 4 al 32%. All'interno dei depositi fluvioglaciali sono stati ritrovati livelli di materiali francamente limoso-sabbiosi (con percentuali di sabbia e limo variabili tra l'85 e il 93 %), aventi potenze massime di circa 11.5m. La determinazione dei limiti di Atterberg su tali materiali ha permesso di verificare come essi non abbiano un comportamento plastico (I_p pari a circa 5) e non siano caratterizzati da tendenza a comportamento coloso (sticky behaviour).

4.6.5 Presenza di vuoti e/o zone caratterizzate da mutate caratteristiche di addensamento

Il tracciato della tratta Porta Nuova-Lingotto si sviluppa in corrispondenza di aree che furono oggetto, durante la Seconda Guerra Mondiale, di intensi bombardamenti; ciò porta a non escludere la presenza di zone in cui le caratteristiche di addensamento del terreno risultano variate in seguito alla presenza di riempimenti, con resti di demolizioni, delle cavità originatesi per l'esplosione degli ordigni. Sono, inoltre, possibili cavità, in corrispondenza di zone attraversate da sottoservizi quali condotte fognarie o acquedotti o interessate dalla presenza di canali storici.

Nell'elaborato "Indagini storico-archivistiche bombardamenti e danni di guerra – Canali storici interferenti con il tracciato – Relazione tecnica e elaborato grafico alla scala 1:5000 (ns. rif. MTL1T2A1E VARGENR001 e MTL1T2A1E VARGENS002) è riportata la ricostruzione della mappatura dei danni provocati dai bombardamenti aerei nell'ultimo conflitto bellico, con particolare riferimento agli edifici prossimi all'asse del tracciato, con la suddivisione dell'entità dei danni sugli stessi edifici e la mappatura del tipo di bombardamento.

5. LOTTO 1 - QUADRO DI RIFERIMENTO PROGETTUALE

Il Lotto 1 si inserisce nell'ambito della progettazione esecutiva delle opere alla Linea 1 della Metropolitana di Torino, tratta funzionale Porta Nuova – Lingotto, relativamente alla tratta Porta Nuova - Marconi.

In particolare essa fa riferimento alle seguenti tratte (in ordine di progressiva):

- galleria unica a doppio binario di sezione policentrica, costruita a foro cieco con metodo tradizionale, nella tratta in curva che collega la stazione di Porta Nuova con l'area di parcheggio dei treni;
- galleria unica a triplo binario, costruita con tecnologia cut and cover, nella zona di deposito dei treni compresa tra via S.Pio V ed il Pozzo PL1;
- galleria unica a doppio binario di sezione policentrica, costruita a foro cieco con metodo tradizionale, nella tratta in rettilineo tra il pozzo PL1 e la stazione Marconi.

5.1 Geologia

Le indagini eseguite nell'area di interesse del Lotto 1 hanno portato alla ricostruzione del modello geologico di riferimento. Tale modello consta dei seguenti complessi litostratigrafici omogenei, (descritti procedendo dall'alto verso il basso):

- depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani: ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice limosa, in genere sciolte, con livelli cementati discontinui. Lo spessore di tali depositi varia da 33 a 43 metri. Il limite con i sottostanti depositi si approfondisce procedendo su via Nizza in direzione sud;
- depositi lacustri e fluviolacustri del Villafranchiano: limi argillosi e livelli sabbioso ghiaiosi, debolmente coesi.

I risultati delle verticali di indagine eseguite nell'area di interesse del Lotto 1 sono riportati nell'elaborato di progetto "Sondaggi geognostici, stratigrafie e documentazione fotografica" (codice MTLIT2A1E GEOGENR003).

5.2 Geotecnica

La caratterizzazione dei terreni lungo il tracciato dell'opera ha condotto alla definizione delle unità geotecniche e alla loro successiva discretizzazione lungo il tracciato, in corrispondenza di galleria e stazioni.

Sono stati, infatti, individuati i seguenti settori:

- tratta iniziale fino all'incrocio con via Berthollet, caratterizzata dalla presenza di unità 3 (ghiaie e sabbie con cementazione da debole a media) e 4 (ciottoli, ghiaie e sabbie con cementazione da media ad elevata) a partire da ca. 4-5m dal p.c.
- da via Berthollet fino alla fine del Lotto 1, diminuzione della percentuale di unità 3 e 4 e presenza dell'unità 2 (ghiaie e sabbie da sciolte a scarsamente cementate) dopo pochi metri dal piano campagna e al di sotto dell'unità 4, a contatto con la sottostante unità 5.

L'unità 5 (limo argilloso-sabbioso-ghiaioso) è presente nel profilo geotecnica a una profondità variabile dai 33m a 43m da piano campagna. La presenza di questa unità si approfondisce procedendo verso sud lungo via Nizza. In coincidenza con la Stazione Marconi tale unità viene gradualmente sostituita dall'unità 6.

Per quanto riguarda la parametrizzazione delle Unità Geotecniche, i risultati della campagna di indagini 2004 non evidenziano la necessità di una variazione locale dei parametri geotecnici definiti nei paragrafi precedenti per l'intera tratta.

5.3 Idrogeologia

5.3.1 Soggiacenza della falda superficiale

L'elaborazione dei dati raccolti nei punti di monitoraggio della falda superficiale ha permesso l'elaborazione del pannello piezometrico che è riportato in planimetria alla scala 1:2000 negli elaborati MTLIT2A1E GEOGENS001 e MTLIT2A1E GEOGENS002.

Il valori utilizzati nella ricostruzione delle isopiezometriche sono relativi ai valori massimi registrati nell'intervallo di monitoraggio compreso dall'agosto 2001 all'ottobre 2004.

I dati analizzati mostrano che per il lotto 1 le oscillazioni stagionali della falda sono inferiori al metro.

Tutti i dati relativi al monitoraggio dei piezometri siti nell'area di interesse del Lotto 1 sono riportati nell'elaborato "Prove di laboratorio, prove in sito e monitoraggio della falda superficiale – Certificati e schede" (codice MTLIT2A1E GEOGENR004).

5.3.2 Permeabilità dei terreni

L'analisi dei dati delle verticali di indagine ubicate nel Lotto 1 non permettono di evidenziare un intervallo di valori di permeabilità diverso da quanto evidenziato per l'intera tratta Porta Nuova-Lingotto. Pertanto si conferma che la permeabilità dei depositi dell'unità ghiaioso-sabbiosa (depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani) ricade nella classe AFTES K4, corrispondente a una permeabilità maggiore di $1E-04$ m/s.

5.3.3 Valori progettuali del livello di falda

La necessità di definire un livello di falda superficiale che tenga conto dei possibili innalzamenti sia in tempi relativamente brevi (fase costruttiva) sia nel lungo termine (fase di esercizio dell'opera) si basa sulle valutazioni qualitative e quantitative espresse nel paragrafo 5.2 della Relazione Geologica e Idrogeologica (cod. elab. MTLIT2A1E GEOGENR001).

In linea generale, il livello di riferimento della falda superficiale (definito in seguito alle osservazioni del monitoraggio) è aumentato di un differenziale variabile in rapporto alle diverse fasi.

Fase Costruttiva

In ragione delle tempistiche della fase di costruzione dell'opera che si ipotizza inferiore ai 10 anni (a partire dalla data di redazione di tale documento), i fattori che influenzano la definizione dell'incremento da adottare sono sostanzialmente quelli legati agli input di ricarica stagionali e ai cicli pluriannuali di elevate precipitazioni meteoriche. Come evidenziato nel paragrafo 4.6 della Relazione Geologica e Idrogeologica, un periodo pluriennale d'elevata piovosità può determinare un incremento del livello di falda di poco superiore al metro.

Pertanto, si assume il livello di falda per la fase costruttiva dell'opera come:

Livello di riferimento + 1.5m.

Fase di Esercizio

Data la mancanza di serie storiche sufficientemente complete per definire la variazione del livello della falda superficiale a lungo termine, la scelta del livello di riferimento per la fase progettuale è basata sul livello della falda "storica" (cfr par 4.6 Relazione Geologica e Idrogeologica). La presenza dei manufatti in cut&cover determina un ulteriore incremento lungo il bordo a monte (rispetto al flusso) dei manufatti. Tale incremento è stato calcolato con un modello numerico di simulazione di flusso. I parametri, le condizioni al contorno adottate e i risultati ottenuti sono riportati nel paragrafo 5.2.3 della Relazione Geologica e Idrogeologica (codice MTLIT2A1E GEOGENR001).

Pertanto, si assume il livello di falda per la fase di esercizio dell'opera come:

Livello di riferimento + 4.5m + 0.7m (per interferenza con i manufatti cut&cover). Tale ulteriore incremento è da applicare solamente lungo lo sviluppo della tratta in cut&cover.

5.4 Presenza di gas

Dal quadro geologico e idrogeologico sopra descritto, il sottosuolo di Torino non è sede di gas potenzialmente pericolosi o nocivi per la salute fatta eccezione per la possibile presenza di radiazioni ionizzanti generate dal terreno. La principale radiazione naturale prodotta è il Radon, gas nobile radioattivo prodotto dal decadimento dell'Uranio, elemento presente (in quantità variabile) in alcune rocce di origine magmatica presenti in Piemonte.

I terreni di origine fluvioglaciale di Torino, avendo inglobato nella matrice ciottoli e trovanti di natura magmatica, possono essere una sorgente di Radon in quantità variabile in relazione alla loro composizione mineralogica, tuttavia soltanto elevate concentrazioni di tale gas possono generare effetti nocivi per la salute. Nel caso specifico del lavoro in ambiente sotterraneo il Radon, essendo più denso dell'aria, può raggiungere elevate concentrazioni in mancanza di adeguata ventilazione.

A tal riguardo il decreto legislativo n.241 del 2000, attuazione della direttiva 96/29/EURATOM in materia di protezione sanitaria della popolazione e dei lavoratori contro i rischi derivanti dalle radiazioni ionizzanti, impone al datore di lavoro la misurazione della quantità di Radon prodotto sul luogo di lavoro. Viene inoltre definito un limite di legge per la concentrazione del radon nei luoghi di lavoro, pari a 500 Bq/m³ (becquerel al metro cubo, valore medio annuale), superato il quale il datore di lavoro è tenuto ad effettuare una serie di interventi (azioni di rimedio o di bonifica) volti a ridurre le concentrazioni al di sotto del limite di legge.

A livello indicativo, alcune misure eseguite nel corso della costruzione della Linea 1 tratta Collegno-Porta Nuova hanno rilevato una concentrazione di Radon pari a circa il 30% del valore limite, in condizioni di normale ventilazione forzata.

6. BIBLIOGRAFIA

- BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V., JAMIOLKOWKI M. 1988. *Stiffness of Sands from CPT, SPT and DMT – A Critical Review*. Proc. Conf on Penetr. Testing in U.K., Birmingham, U.K.
- BARLA G., MACCHI A., CAVALLERO G., PEDEMONTE S. 1993. “*Il Passante ferroviario di Torino*”. Ass.Geot.It. Atti XVIII Conv. Naz. Rimini, pp.79-90.
- BARLA G., MACCHI A., CAVALLERO G., PEDEMONTE S. 1994. “*Il Nodo di Torino – Geologia e geotecnica: misure in corso d’opera*”. Ass.Geot.It. Atti XVIII Conv. Naz. Rimini, Le Strade 5/94, pp.390-397.
- BARLA G., MACCHI A., MATTALIA C., RABAGLIATI U. 1995. “*Mathematical modelling and performance monitoring for the Corso Vittorio Emanuele II underpass in Turin*”. FMGM 95 4th Int. Symp, Bergamo.
- BARLA G., VAI L. 1999. “*Indagini geotecniche per la caratterizzazione del sottosuolo di Torino lungo il tracciato del Passante Ferroviario*”. XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma.
- BONSIGNORE G., BORTOLAMI G., ELTER G., MONTRASIO A., PETRUCCI F., RAGNI U., SACCHI R., STURANI C. E ZANELLA E. 1969. “*Note illustrative della Carta Geologica d’Italia*” fogli 56 e 57 (TorinoVercelli). Servizio Geologico d’Italia, Roma.
- BORTOLAMI G., DE LUCA D., FILIPPINI G. 1990 “*Le acque sotterranee della pianura di Torino. Aspetti e problemi*”. Provincia di Torino, Assessorato Ecologia.
- BOTTINO G., CIVITA M. 1986. “*A computer semi-quantitative model for microzonation of hazard from interconnection of engineering-geological features and urban sub-service network*” 5th International IAEG Congress, Buenos Aires, pp. 1731-1740.
- BOTTINO G., CIVITA M. 1986. “*Engineering geological features and mapping of subsurface in the metropolitan area of Turin, North Italy*”. 5th International IAEG Congress, Buenos Aires, pp. 1741-1753.
- BOWLES J. E. 1991. "Fondazioni Progetto e Analisi" McGraw-Hill, Italia.
- CIVITA M, PIZZO S. 2001. “*L’evoluzione spazio-temporale del livello piezometrico dell’acquifero libero nel sottosuolo di Torino*” GEAM n°4.
- D’APPOLONIA D.J., D’APPOLONIA E., BRISETTE R.F., 1970. "Discussion on Settlement of Spread Footings on Sand" JSMFD, ASCE, vol.96, SM2.
- FRANCERI E., BORTOLAMI G., RICCI B. 1980. “*Lineamenti geoidrologici della provincia di Torino con riferimento allo stato idrogeochimico delle falde del sottosuolo dell’area ecologico torinese*”. Provincia di Torino – Assessorato Ecologia. Marzo 1980.
- JAMIOLKOWSKI M., BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V., PASQUALINI E.. 1985. “*Penetration Resistance and Liquefaction of Sands*”, Proc.11th ICSMFE, San Francisco.
- LANCELLOTTA R. 1987. "Geotecnica" Zanichelli.
- LIAO S., WHITMAN R.V. 1985. "Overburden Correction Factors for SPT in Sand." J. of Geotechnical Engng., Vol.112, n. 3.

- PAPANTONOPOULOS & D.K. ATMATZIDIS, 1993. "*A failure criterion for natural and artificial soft rocks*". Geotechnical Engineering of Hard Soils – Soft Rocks, Anagnostopoulos et al. (eds) 1993 Balkema, Rotterdam.
- ROAD AND BRIDGE SPECIFICATION. 2002. Virginia, Department of Transportation, Richmond.
- ROBERTSON P.K., CAMPANELLA R.G., WIGHTMAN A., 1983. "*SPT-CPT Correlations*" J.G.E.D., ASCE, novembre.
- SCHMERTMANN J.H. 1977. Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test. *Univ. Of Florida*, Gainesville (USA).
- SHIOI, Y., and FUKUI, J. 1982. Application of N-value to Design of Foundations. *JACI*, Vol. 81, No. 5, Sept-Oct., pp. 469-475.
- SKEMPTON A.W. 1986. "*Standard Penetration Test Procedure and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation*". *Geotechnique* 3, N°36.
- Unified Soil Classification System (D2487-00 Standard Classification of Soils for Engineering Purposes)
- YOSHIDA Y., IKEMI M. & KOKUSHO T. 1988. "*Empirical formulas of SPT blow-counts for gravelly soils*". Penetration testing ISOPT-1, 381 – 387, Orlando, Balkema.

ALLEGATO A

**SINTESI DEI RISULTATI DELLE PROVE IN SITU E DI
LABORATORIO**

ALLEGATO B

ELABORAZIONE DEI DATI

GRAFICI

ALLEGATO C

FORMULAZIONE DEL CRITERIO DI RESISTENZA

• Formulazione del criterio di resistenza

I parametri di resistenza per materiali in campo geotecnico (terreno e roccia), possono essere stimati con riferimento ai criteri di resistenza di Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, espressi, nel piano delle tensioni principali σ_1 - σ_3 , nel seguente modo:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = (K_p - 1) \cdot \sigma_3 + \sigma_c \quad (1)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = m_i \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + (s) \cdot \sigma_c^2 \quad (2)$$

essendo:

σ_1 tensione principale massima;

σ_3 tensione principale minima;

σ_c resistenza a compressione monoassiale;

K_p coefficiente di spinta passiva, valutato, in funzione dell'angolo di resistenza

taglio ϕ' ; vale la relazione:
$$K_p = \tan^2 \left[45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right] = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3)$$

(s) eventuale fattore di riduzione della resistenza a compressione;

m_i parametro con cui si esprime la variazione di resistenza in funzione della tensione di confinamento σ_3 .

Nel caso in esame, la scelta del criterio di resistenza, con cui meglio descrivere il comportamento meccanico del terreno, è influenzata dalla presenza di eventuali orizzonti cementati nonché dalla loro percentuale $C\%$. In letteratura è stato formulato un criterio di resistenza generale (Papantonopoulos & D.K. Atmatzidis, 1993) che consente di esprimere la variazione del comportamento resistente del terreno in funzione del suo grado di cementazione percentuale $C\%$, naturale o artificiale, ottenuto, in quest'ultimo caso, mediante iniezioni cementizie. Nel seguito si propone di utilizzare tale criterio per la caratterizzazione del terreno di Torino.

Tale criterio, nel piano delle tensioni principali σ_1 - σ_3 , è formulato nel seguente modo:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^{(1+k)} = m \cdot \sigma_c^k \cdot \sigma_3 + (s) \cdot \sigma_c^{(1+k)} \quad (4)$$

essendo:

k coefficiente numerico con il quale si caratterizza la convessità dell'equazione (4) e che consente di esprimere il passaggio dal criterio di Mohr-Coulomb ($k = 0$) a quello di Hoek-Brown ($k = 1$). Vale la funzione: $k = f(C\%)$, con la quale si lega il parametro k al grado di cementazione del terreno;

m parametro legato al valore del coefficiente k.

La variazione del parametro k nell'intervallo $0 \div 1$ consente di esprimere criteri di resistenza intermedi a Mohr-Coulomb ($k = 0$) e Hoek-Brown ($k = 1$), ciascuno dei quali rappresentativo di un determinato grado di cementazione $C\%$. In particolare $k = 0$ può essere assegnato ai terreni sciolti in assenza di cementazione ($C\% = 0$), mentre $k = 1$ è caratteristico di terreni

fortemente cementati ($C\% = 100$) per i quali il comportamento resistente, più prossimo a quello di una roccia conglomeratica, è rappresentato dal criterio di Hoek-Brown.

In Figura 1 è riportato un esempio del criterio in esame per diversi valori di k , ipotizzando $m = 20$ e $\sigma_c = 3$ MPa.

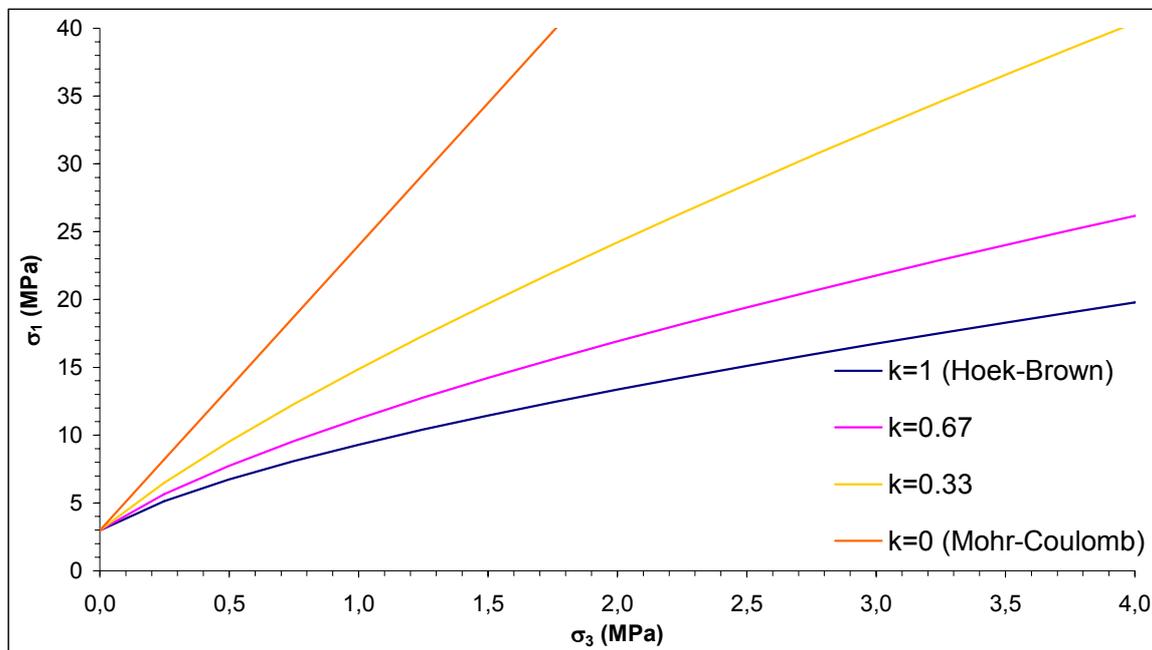


Figura 1 - Criterio di resistenza di Papantonopoulos & Atmatzidis (1993) al variare di k

Il confronto tra le espressioni (1) e (2) consente di valutare il seguente campo di variazione di m , ipotizzando per k valori nell'intervallo $0 \div 1$:

$$(K_p - 1) \leq m \leq m_i \quad \text{per } 0 \leq k \leq 1 \quad (5)$$

La variazione di m può essere legata al parametro k mediante la seguente espressione:

$$m = f(k) = (1 - k^r) \cdot (K_p - 1) + k^r \cdot m_i \quad (6)$$

essendo r un coefficiente numerico che definisce la legge di variazione di $m = f(k)$; nel caso, ad esempio, di $r = 1$ tale legge di variazione è di tipo lineare.

- Criterio di resistenza nel piano delle tensioni

Il criterio di resistenza (4) può essere riferito anche al piano delle tensione σ - τ mediante la formulazione di Balmer (1952), di seguito indicata ed espressa in funzione della tensione principale minima σ_3 :

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{1 + D} \quad (7)$$

$$\tau_n = (\sigma_n - \sigma_3) \cdot \sqrt{D} \quad (8)$$

essendo:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \left(m \cdot \sigma_c^k \cdot \sigma_3 + \sigma_c^{1+k} \right)^{\frac{1}{1+k}} \quad (9)$$

e D la derivata prima dell'espressione (4) rispetto a σ_3 , calcolata per il valore puntuale $\bar{\sigma}_3$:

$$D(\bar{\sigma}_3) = \left. \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} \right|_{\bar{\sigma}_3} = 1 + \frac{m \cdot \sigma_c^k}{1+k} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)^{-k} \quad (10)$$

La relazione diretta tra σ e τ può essere ricercata definendo i coefficienti numerici A e B della seguente espressione di potenza, dove con σ_t si indica la resistenza a trazione del terreno:

$$\tau_n = A(\sigma_n - \sigma_t)^B \quad (11)$$

La resistenza a trazione σ_t è ottenuta dall'espressione (4) ponendo $\sigma_1 = 0$ e $\sigma_3 = \sigma_{t,i}$

- *Parametri di resistenza istantanei c_i e ϕ_i*

Noto il criterio di resistenza (4) nel piano σ_1 - σ_3 , si possono ricavare, al variare della tensione di contenimento $\sigma_3 = \bar{\sigma}_3$, i valori istantanei di resistenza c_i e ϕ_i , secondo il criterio di Mohr-Coulomb.

Valgono le seguenti relazioni:

$$c_i = \frac{\sigma_c}{2 \cdot \sqrt{D}} \quad (12)$$

e

$$\phi_i = 2 \cdot \left(\arctan \sqrt{D} - 45^\circ \right) \quad (13)$$

essendo σ_c la resistenza a compressione istantanea definita come segue:

$$\sigma_c = \sigma_1 - D \cdot \bar{\sigma}_3 \quad (14)$$

La tensione σ_1 è calcolata mediante la (4) in funzione del valore puntuale $\sigma_3 = \bar{\sigma}_3$.

I parametri c e ϕ possono essere valutati anche ricercando la retta di regressione lineare di 8 punti nel piano delle tensioni σ_1 - σ_3 , ottenuti per valori di σ_3 ugualmente spaziatati nell'intervallo $\Delta\sigma_3 = 25\% \cdot \sigma_c$ (Hoek-Brown, 1997). Nota la pendenza D e l'intercetta σ_c , della retta di regressione lineare con l'asse σ_1 , i valori di coesione c e angolo di attrito ϕ sono definiti, rispettivamente, mediante la (12) e (13).

Noti i valori c_i e ϕ_i , la resistenza a compressione σ_c è calcolata mediante la seguente espressione:

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot c_i \cdot \cos \phi_i}{1 - \sin \phi_i} \quad (15)$$

- *Influenza del grado di cementazione C% sui parametri di deformabilità e resistenza*

Al fine di stimare la variazione della resistenza a compressione σ_{ci} e del modulo di elasticità E_d del terreno in funzione della presenza percentuale di materiale cementato, sono riportati di

seguito, con riferimento al codice di calcolo agli elementi finiti PHASE² (1), i principali risultati di una serie di analisi numeriche, che consentono di simulare prove di laboratorio di compressione monoassiale su porzioni di terreno di dimensioni caratteristiche 1×2 m, variando opportunamente il grado di cementazione $C_{\%}$ da 0% a 100%.

- Ipotesi iniziali

Nella Figura 2 è riportata, come esempio, la rappresentazione schematica del reticolo di calcolo a elementi finiti triangolari a tre nodi, di un provino caratterizzato da grado di cementazione $C_{\%} = 25$. La cementazione è stata distribuita in modo casuale secondo livelli orizzontali concentrati, localmente, solo in alcune porzioni del provino. I livelli cementati potrebbero essere, in verità, distribuiti nel terreno in modo ben più complesso rispetto all'ipotesi adottata e con gradi di diffusione differenti all'interno della matrice del terreno, in funzione del processo di formazione, per deposizione, delle concrezioni calcaree.

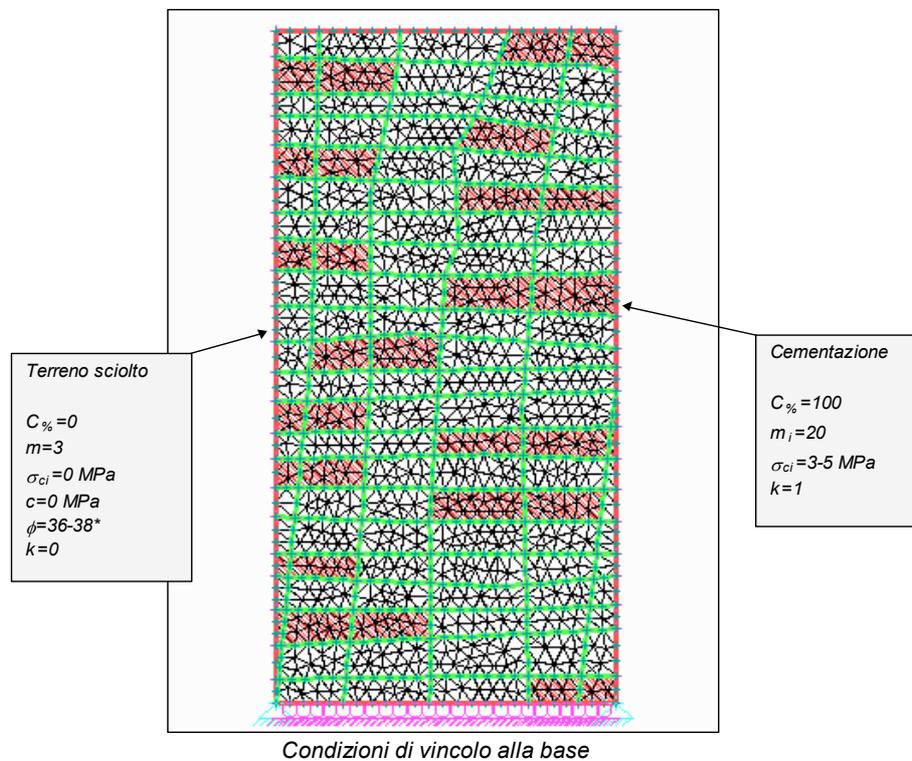


Figura 2 - Grid di calcolo a elementi finiti triangolari a 6 nodi di un provino di terreno con grado di cementazione 25%

Nel simulare il provino, per il terreno sciolto ($C_{\%} = 0$) e per il materiale diffusamente cementato ($C_{\%} = 100$), sono attribuiti i seguenti parametri di resistenza, valutati in funzione dei risultati delle prove di laboratorio e in sito, e assegnando i valori estremi $k = 0$ e $k = 1$ al criterio di Papantonopoulos & Atmatzidiz (vedere l'espressione (4)):

(1) PHASE²: codice di calcolo agli elementi finiti (FEM/2D) del Rock Engineering Group dell'Università di Toronto.

- $C_{\%} = 0$: in assenza di cementazione si assume il criterio di rottura di Mohr-Coulomb ($k=0$), i cui parametri sono di seguito riassunti:

$$C_{\%} = 0\%$$

$$k = 0$$

$$c = 0 \text{ MPa}$$

$$\phi = 36\pm 38^{\circ}$$

$$\sigma_{ci} = 0 \text{ MPa}$$

$$s = 0$$

$$m = K_p - 1 = \tan^2(45^{\circ} + 37/2^{\circ}) - 1 \cong 3$$

Il valore del modulo di elasticità E_d è invece stimato mediante la relazione (1) per una cementazione pari allo 0%.

- $C_{\%} = 100$: si fa riferimento al criterio di resistenza di Hoek-Brown ($k=1$), i cui parametri sono di seguito riportati:

$$C_{\%} = 100\%$$

$$k = 1$$

$$\sigma_c = 3.4 \text{ MPa}$$

$$s = 1$$

$$m = m_i = 20$$

Al parametro m_i , secondo le indicazioni riportate in letteratura, è attribuito il valore 20, tipico di ammassi rocciosi conglomeratici ai quali è assimilato il comportamento meccanico dei terreni cementati.

Per la stima del modulo di elasticità si fa riferimento alla relazione (1) con un valore di $C_{\%}=100$.

- Legge di variazione derivata per la resistenza a compressione monoassiale

Nella Figura 3 sono riportati, nel piano $C_{\%}-\sigma_c$ e per i diversi provini, i valori di resistenza a compressione monoassiale stimati mediante le analisi numeriche svolte e i corrispondenti gradi di cementazione $C_{\%}$. I dati numerici sono interpretati ricavando una curva di correlazione tra σ_c e $C_{\%}$ definita da un'espressione esponenziale, funzione del parametro numerico incognito A ; tale relazione è di seguito riportata:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot e^{\left(\frac{C_{\%}-100}{A}\right)} \quad (16)$$

La regressione dei dati numerici mediante l'espressione (16) consente di ricavare la seguente legge di variazione caratterizzata dal parametro numerico $A = 12$ e ipotizzando un valore medio di resistenza a compressione monoassiale pari a circa 3.4 MPa, per $C_{\%}=100$:

$$\sigma_c \text{ (MPa)} = 3.4 \cdot e^{\left(\frac{C_{\%}-100}{12}\right)} \quad (17)$$

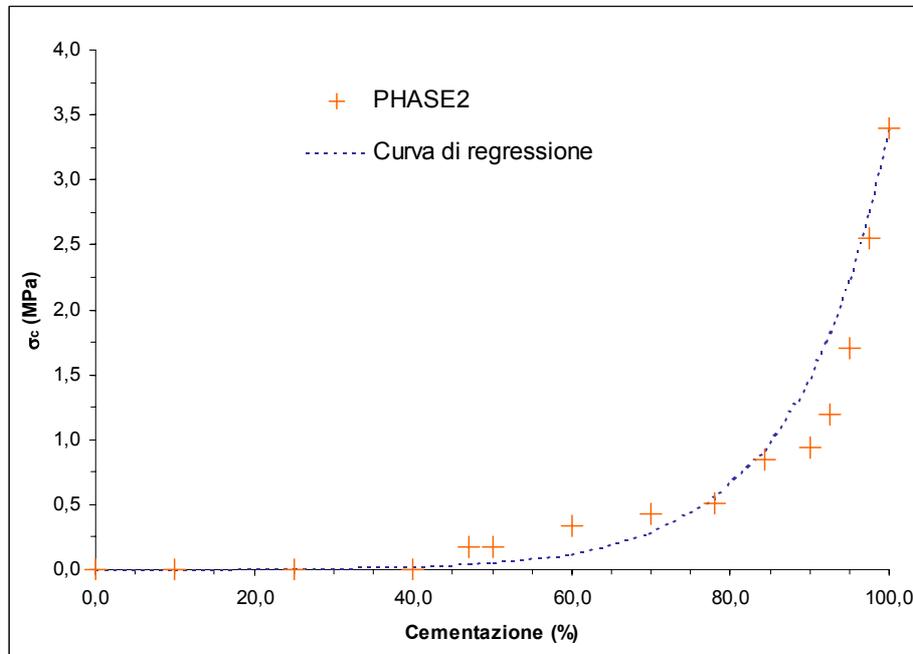


Figura 3 - Correlazione tra resistenza a compressione monoassiale σ_c e grado di cementazione percentuale $C_{\%}$ (analisi numeriche con il codice di calcolo PHASE2)

- Legge di variazione derivata per il modulo di deformabilità

In Figura 4 sono riportati, nel piano $C_{\%}$ - E_d , i valori numerici del modulo di deformabilità e delle corrispondenti percentuali di cementazione per i provini analizzati, unitamente ai dati sperimentali delle precedenti prove di carico su piastra, nei 6 pozzi Pz1÷Pz6 della campagna indagini per il Passante Ferroviario di Torino e nel pozzo P5 delle recenti prove. Con riferimento a una legge di variazione esponenziale, la regressione di tali dati ha portato alla seguente formula di correlazione:

$$E_d = 150 + 250 \cdot e^{\left(\frac{C_{\%}-100}{30}\right)} \quad (18)$$

I moduli di elasticità delle diverse classi di terreno, sono valutati, dunque, mediante la relazione (18) in funzione del grado di cementazione $C_{\%}$, variabile tra 0 e 100.

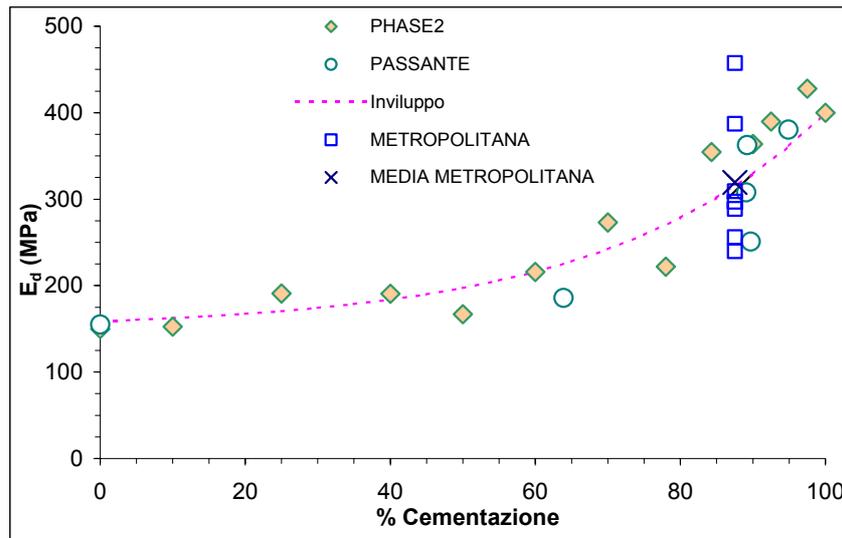


Figura 4 - Correlazione tra modulo di deformabilità E_d e grado di cementazione percentuale $C_{\%}$ (analisi numeriche con il codice di calcolo PHASE2)

• Valutazione dei parametri di resistenza e deformabilità

- Parametri di resistenza

Con riferimento al criterio di resistenza (4), sono suggerite di seguito le leggi di variazione dei parametri σ_c , m e k in funzione del grado di cementazione $C_{\%}$, per le diverse unità geotecniche:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot e^{\left(\frac{C_{\%}-100}{12}\right)} \quad m = m_i \cdot e^{\left(\frac{C_{\%}-100}{B}\right)} \quad k = \frac{(m - K_p + 1)}{(1 + m_i - K_p)} \quad (19)$$

Il coefficiente numerico B , che compare nella formula di variazione di m in funzione di $C_{\%}$, è valutato assumendo i seguenti valori limite per $C_{\%} = 0$ e $C_{\%} = 100$:

$$C_{\%} = 0 \quad \rightarrow \quad m = K_p - 1 \cong 3$$

$$C_{\%} = 100 \quad \rightarrow \quad m = m_i = 20$$

Avendo assunto una legge di variazione esponenziale (in accordo alla formula di correlazione empirica tra m e GSI: $m = m_i \cdot \exp((GSI-100)/28)$) si ottiene il parametro $B=53$. Vale la seguente relazione:

$$m = m_i \cdot e^{\left(\frac{C_{\%}-100}{53}\right)} \quad (20)$$

Il parametro k , infine, è valutato a partire dall'espressione (6), ponendo $r = 1$.

Definito il criterio (5), in base alla precedente formulazione analitica, e al variare della tensione σ_3 o σ_n , si possono assegnare, per semplicità, al terreno parametri di resistenza istantanei c_i e ϕ_i , secondo il criterio lineare di Mohr-Coulomb.

- Parametri di deformabilità

Per i parametri di deformabilità si fa riferimento all'espressione (18) ottenuta dall'interpretazione dei risultati delle prove di carico su piastra in sito e delle analisi numeriche svolte.

Per il rapporto di Poisson si assume, infine, indipendentemente dal grado di cementazione del terreno, il valore $\nu = 0.3$.

Per i soli valori di cementazione $C\%$ pari a 0, 25, 50 e 75%, nelle Figure 5 e 6 sono riportati, a scopo illustrativo, gli involuipi di resistenza nei piani $\sigma_1-\sigma_3$ e $\sigma-\tau$.

Per il coefficiente di spinta, K_0 , a riposo può essere considerata l'espressione, valida per terreni normal-consolidati (Jacky, 1944):

$$K_0 \approx 1 - \sin \phi'$$

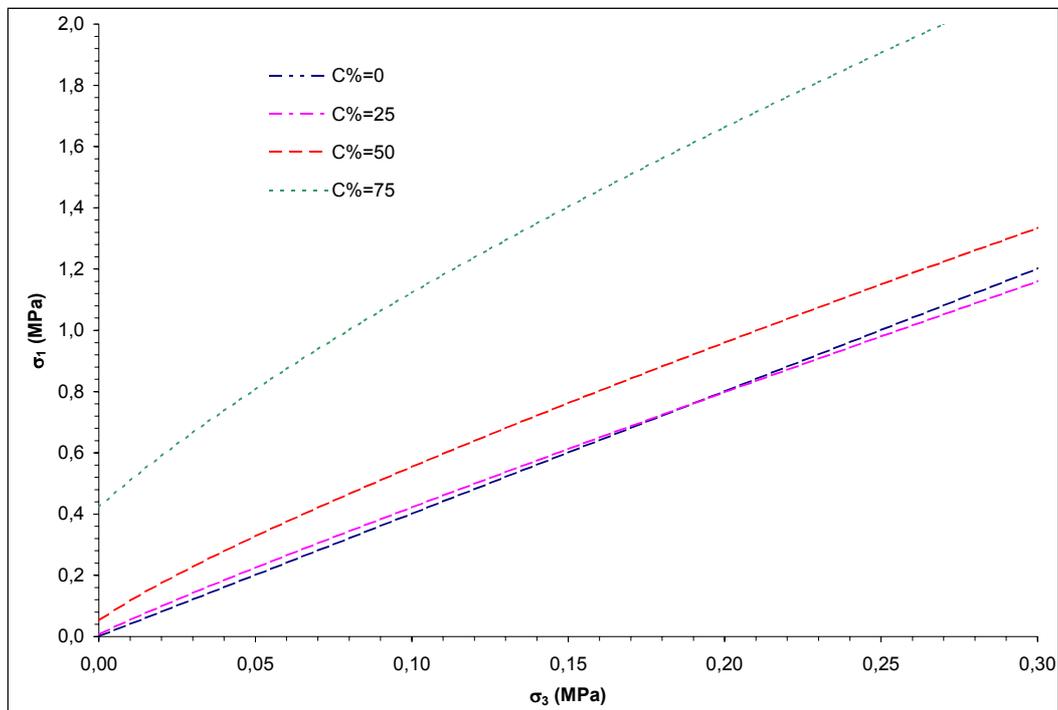


Figura 5 - Involuipi di resistenza nel piano delle tensioni $\sigma_1-\sigma_3$ per gradi di cementazione pari a 0, 25, 50 e 75%

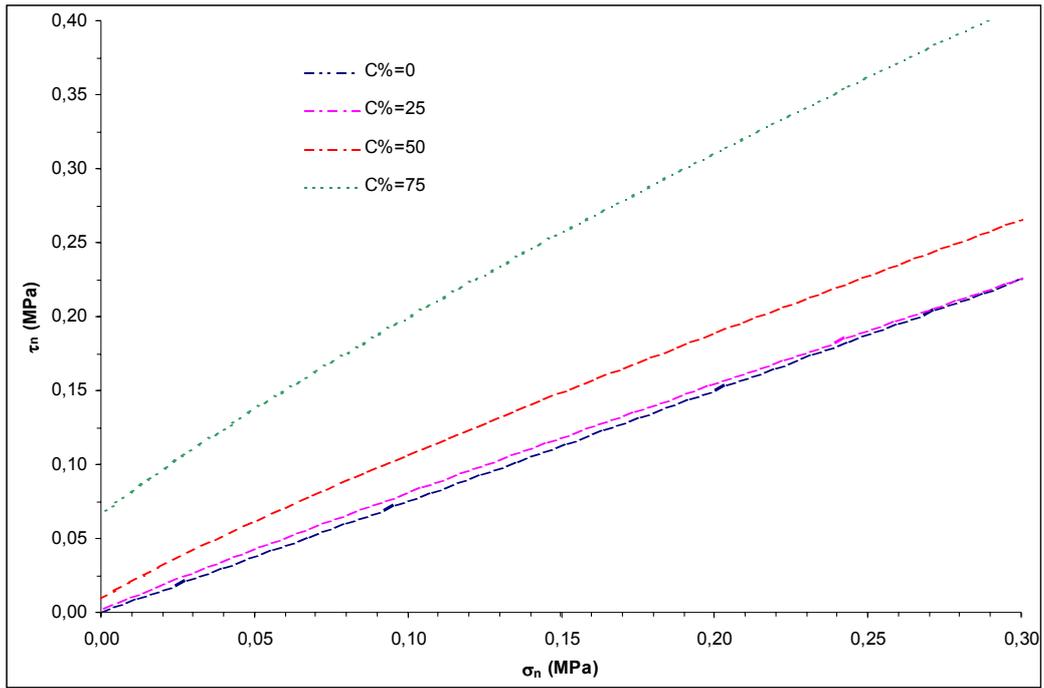


Figura 6 - Involupi di resistenza nel piano delle tensioni σ - τ per gradi di cementazione pari a 0, 25, 50 e 75%