



CITTA' DI TORINO



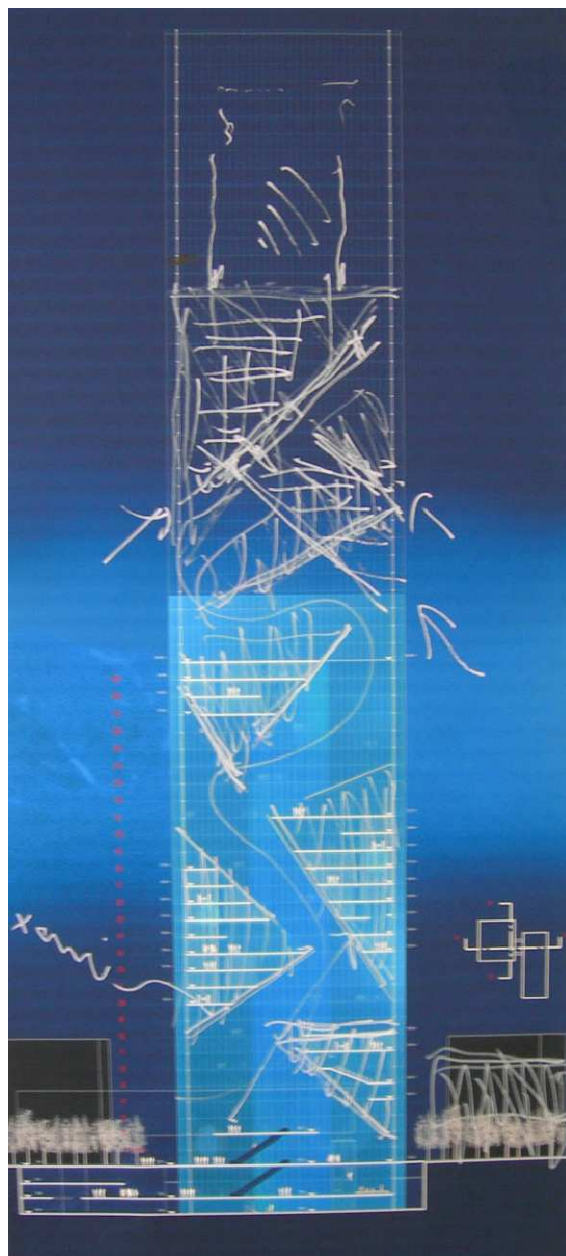
ACCORDO DI PROGRAMMA

FINALIZZATO ALL'ATTUAZIONE DI UN PROGRAMMA DI INTERVENTI CON VALENZA DI PIANO PARTICOLAREGGIATO, NELL'AMBITO DELLE AREE AVIO-OVAL, PER LA REALIZZAZIONE DEL PALAZZO DEGLI UFFICI REGIONALI, DEI NUOVI COMPARTI EDILIZI E DELLE OPERE INFRASTRUTTURALI CONNESSE

NUOVO PALAZZO PER UFFICI REGIONE PIEMONTE

PROGETTO DEFINITIVO

REVISIONE	DATA	DIS	CONTR	DESCRIZIONE
0	19/09/08	Ren	LSO	Prima emissione



ELABORATI GENERALI

CODICE GENERALE ELABORATO

CODICE OPERA	LOTTO	LIVELLO PROGETTO	AREA PROGETTAZIONE	TIPO DOCUMENTO	NUMERO ELABORATO	VERSIONE
PR	3	D	S	G	06	0

NUMERO PROGETTO

425

DIS. NUMERO

6

TITOLO

RELAZIONE GEOTECNICA

FILE

PR-3-D-S-G-06-0.dwg

SCALA

-

DATA

19 / 09 / 2008

RAGGRUPPAMENTO DI PROGETTO

MANDATARIO

M FUKSAS^D

Piazza del Monte di Pietà, 30
00186 Roma
Tel +39 06 6880 7871
Fax +39 06 6880 7872
office@fukasas.it

85, rue du Temple
F-75003 Paris
Tel +33 1 446 18389
Fax +33 1 446 18389
m.fukasas@fukasas.fr

Schleusenstrasse 17
D-60327 Frankfurt am
Tel +49 69 24005 0
Fax +49 69 24005 199
office-FFM@fukasas.de

Responsabile del procedimento Regione:

Dott.sa Maria Grazia FERRERI
Risorse Umane e Patrimonio

Co-responsabile del procedimento Regione:

Arch. Claudio FUMAGALLI
Politiche Territoriali

MANDANTI



AI Studio
Architettura, Ingegneria, Urbanistica
Via Lamarmora, 80 - 10128 Torino
E-mail posta@aiagroup.it



AI Engineering s.r.l.
Via Lamarmora, 80 - 10128 Torino
E-mail posta@aiagroup.it



Manens Intertecnica s.r.l.
Via Campofiore, 21 - 37129 Verona
E-mail manens@manens.com



Geodata S.p.A.
Corso Duca degli Abruzzi, 48/E - 10129 Torino
E-mail geodata@geodata.it

CONSULENTI SPECIALISTICI

Strutture

Studio Sarti
Via Circonvallazione Meridionale, 54 - 47900 Rimini
E-mail sarti@iper.net

Safety, Security, VVF e ASL

Proges s.r.l. - Ing. G. Amaro
Via Bligny, 15 - 10122 Torino
E-mail studioproges@gmail.com

Bonifiche ambientali e trattamento terre di scavo

Golder Associates
Via Antonio Bando, 43 - 10155 Torino
E-mail crampit@golder.it

Procedimento di verifica della procedura di V.I.A.

Studio Mondini - Prof. Arch. Giulio Mondini
Via Pietro Egidio, 6 - 10122 Torino
E-mail giulio.mondini@potito.it

Lighting Architects

Speirs and Major Associates
Well Court Hall, Dean Village, Edinburgh EH43BE
E-mail info@samassociates.com

REGIONE PIEMONTE

**NUOVO PALAZZO PER UFFICI REGIONE PIEMONTE
LOTTO 3**

PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATI GENERALI

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1	PREMESSA	1
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	4
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO GENERALE	5
3.1	Geologia e geomorfologia	5
3.2	La cementazione dei depositi quaternari	6
3.3	Unità geologiche di riferimento progettuale	6
3.3.1	Depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani.....	6
3.3.2	Depositi lacustri e fluviolacustri del Villafranchiano Autoctono.....	7
3.3.3	Depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene.....	7
3.4	Contesto idrogeologico	7
4	INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE – ANALISI DEI DATI	10
4.1	Indagini pregresse	10
4.2	Indagini per il Progetto Definitivo	10
4.2.1	Sondaggio a carotaggio continuo.....	10
4.2.2	Prove geotecniche in foro.....	11
4.2.3	Prove di laboratorio	16
4.2.4	Prove cross-hole.....	17
5	UNITA' GEOTECNICHE	19
5.1	Unità 0	19
5.2	Unità 1	19
5.3	Unità 2	21
5.4	Unità 3	23
5.5	Sintesi della parametrizzazione geotecnica adottata	25
6	DEFORMABILITÀ DEI TERRENI DI FONDAZIONE	26
6.1	Caratteristiche di deformabilità unità 1 e 2	26
6.2	Caratteristiche di deformabilità unità 3	27
7	BIBLIOGRAFIA	29

ALLEGATI

ALLEGATO 1

Tavola 1: Inquadramento geografico dell'area del Progetto Definitivo.

Tavola 2: Ubicazione delle indagini geognostiche reperite ed utilizzate ai fini dell'inquadramento geologico, idrogeologico e geotecnico (certificati allegati alla "Relazione geologica ed idrogeologica").

ALLEGATO 2

Analisi dati N_{spt}

ALLEGATO 3

Analisi dati test geotecnici di laboratorio

ALLEGATO 4

Consulenza dello Studio Geotecnico Italiano (SGI): "Profilo stratigrafico e caratteristiche di deformabilità dei terreni di fondazione", settembre 2008.

1 PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica è redatta nell'ambito del Progetto Definitivo del Nuovo Palazzo della Regione Piemonte, ad uso uffici, di cui è prevista la realizzazione nell'area industriale dismessa denominata "ex-Fiat Avio", sita nel Comune di Torino e prospiciente Via Nizza all'altezza della zona "Lingotto".

La presente relazione tratta le opere di pertinenza del Lotto 3, ovvero il Nuovo Palazzo per uffici della Regione Piemonte, il Centro Congressi ed Asilo, e la nuova sede del Consiglio Regionale.



Figura 1.1: vista aerea dell'area oggetto degli interventi di trasformazione urbana- Lotto 3.

L'opera più rilevante è rappresentata dal nuovo Palazzo della Regione (nel seguito "torre", fig. 1.2), costituita da un palazzo ad uso uffici a pianta quadrata di 45m di lato, ed alta circa 205m. La torre risulta fondata su di una piastra di fondazione a pianta quadrata di 55m di lato, e spessa 4m; è previsto il consolidamento del terreno di fondazione al di sotto della piastra di fondazione con colonne in jet grouting di 1,5m di diametro e lunghezza 10m (cfr. "planimetria fondazioni superficiali e sezioni"). Annesso alla torre è il nuovo Centro

Congressi, a pianta rettangolare di circa 54x36m, ed alto circa 26m, per il quale sono previste fondazioni dirette su plinti. In ultimo, completa il quadro delle opere del Lotto 3 la nuova sede del Consiglio Regionale, a pianta quadrata 80x80m, 5 piani fuori terra, con fondazioni dirette su plinti.

Nella presente relazione vengono riportate in premessa le informazioni relative al contesto geologico ed idrogeologico generale e successivamente fornita la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo impegnato dalle opere di fondazione, con particolare riguardo agli aspetti di deformabilità dei terreni e, dunque, ai cedimenti attesi. Sono stati quindi inquadrati il contesto stratigrafico di riferimento per l'area del Progetto, le caratteristiche idrogeologiche dei terreni presenti, con riferimento alla presenza del livello di falda e delle sue variazioni stagionali e successivamente analizzati gli esiti delle indagini condotte nella campagna geognostica per il Progetto Definitivo (Abrate 2007-2008) ai fini dell'identificazione delle unità geotecniche di rilevanza progettuale e relative caratteristiche geotecniche, specie di rigidità, con riferimento ai metodi interpretativi di tipo analitico adottati.

I dati utilizzati nella presente fase progettuale provengono sia da indagini pregresse (cfr. Allegato 1, Tavola 2: Progetto Definitivo della messa in sicurezza delle ex aree Fiat Avio, ricerche bibliografiche, analisi e studi effettuati presso zone limitrofe all'area, dalla consultazione degli studi geologici e idrogeologici ai sensi della Circolare P.R.G. n. 7/LAP dell'8 maggio 1996, a corredo della Variante n. 100 del P.R.G. del Comune di Torino) ed integrati dagli esiti specifici delle indagini condotte in sito (geotecniche e geofisiche) ed in laboratorio, specificatamente previste per il Progetto Definitivo delle opere in esame e condotte preliminarmente alla stesura del medesimo.

La Tavola 1 (Allegato 1) riporta inoltre l'inquadramento geografico dell'area oggetto della presente relazione, nel territorio urbano di Torino.

Si evidenzia sin da subito che la presente relazione è stata redatta avvalendosi della specifica consulenza prestata dallo Studio Geotecnico Italiano (nel seguito SGI), il cui contributo (riportato in Allegato 4) è da intendersi qui richiamato e condiviso dalla scrivente.

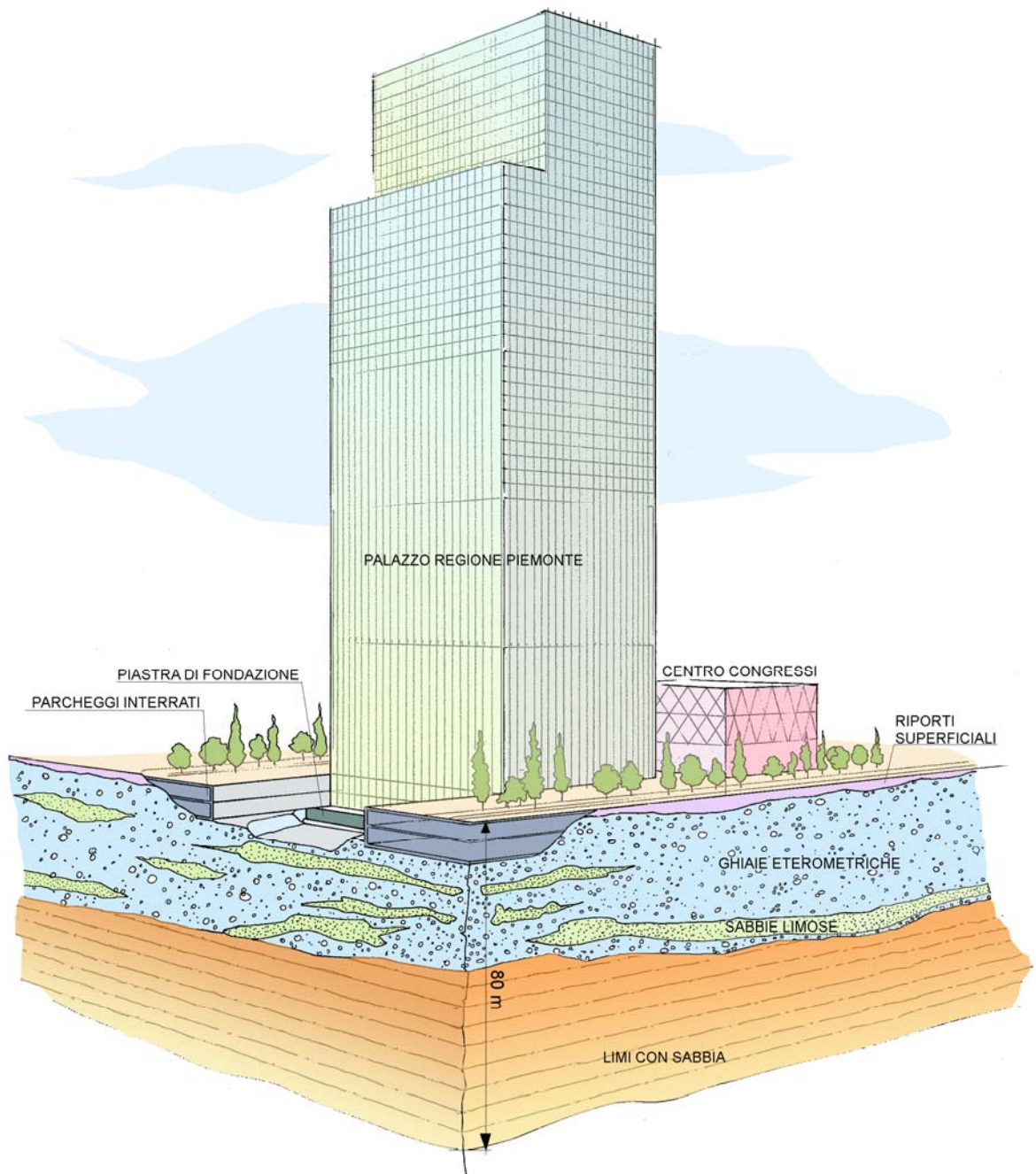


Figura 1.2: schema dell'area di intervento, con spaccato delle fondazioni e del sottosuolo.

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione sono stati considerati gli esiti della campagna di indagine di Progetto Definitivo, nonché diversi fonti relative sia a studi territoriali specifici (P.R.G. e varianti) sia a progetti di infrastrutture recentemente progettate ed in via di realizzazione nel territorio urbano torinese, oltre che documenti specificatamente realizzati nell'ambito del progetto degli interventi di bonifica dell'area di interesse. Tali fonti sono qui di seguito elencate:

- Progetto Definitivo dell'intervento di messa in sicurezza e bonifica dell'area denominata "ex-FIAT AVIO" in via Nizza, redatto dallo Studio Tedesi di Milano per il Gruppo Zunino RI Investimenti s.r.l., terminato nel marzo 2006. Sono disponibili allegate allo studio n.12 stratigrafie relative ai sondaggi geognostici eseguiti nell'ottobre 2005 (codice S56-S65 e PM12 e PM13);
- Progetto Definitivo ed Esecutivo della Linea 1 della Metropolitana, tratta Porta Nuova-Lingotto, redatto dal raggruppamento temporaneo di imprese Systra S.A., Geodata S.p.A., Metropolitana Milanese S.p.A. e Studio Quaranta per il Gruppo Torinese Trasporti (GTT) nel periodo 2004-2005;
- Stratigrafie relative ad indagini geognostiche a carotaggio continuo, eseguite in occasione del progetto e dell'esecuzione di diversi lavori nell'area immediatamente adiacente all'area oggetto della variante:
 - prolungamento del sottopasso del Lingotto al Corso Unità d'Italia (stratigrafie SOT1 e SOT2);
 - esecuzione del parcheggio interrato nell'area Lingotto (stratigrafie Spi1-Spi5);
 - lavori di sistemazione della rampa sud del centro fiere del Lingotto S.p.A. (stratigrafie S1-S5);
 - progetto di riuso dell'area Lingotto (stratigrafie SP1-SP3 e A-C).
- Elaborati di Progetto Definitivo:
 - stratigrafie sondaggi geognostici;
 - certificati indagini geotecniche in foro ed in laboratorio;
 - indagini geofisiche "Cross-hole".

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO GENERALE

3.1 Geologia e geomorfologia

Il territorio comunale di Torino si estende per gran parte 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 ad est del fiume Po. L'area urbana presenta una debole pendenza procedendo da ovest verso est, passando da 260-270m s.l.m. a circa 220m 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), (cfr. *Bonsignore, G., Bortolami, G., et al. 1969*).

I clasti costituenti i depositi fluvioglaciali sono derivati dai litotipi del bacino idrografico di alimentazione: il Massiccio Ultrabasico di Lanzo (serpentiniti, ultrabasiti) per la Stura di Lanzo ed il Complesso del Dora Maira (gneiss, quarziti), Calcescisti a Pietre Verdi, Serie dell'Ambin (micascisti, quarziti) per la Dora Riparia ed il Sangone.

Gli apporti di materiali a granulometria più fine (limi sabbiosi e/o argillosi), presenti in lenti all'interno delle ghiaie, sono attribuibili alle dinamiche deposizionali legate all'azione dei corsi d'acqua nei tratti caratterizzati da una limitata energia deposizionale.

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

- depositi fluvioglaciali e fluviali continentali quaternari (periodo glaciale Riss): ghiaie, ciottoli e sabbie in matrice limosa, in genere sciolte, salvo che per la presenza di livelli discontinui di conglomerato;
- depositi lacustri e fluviolacustri del Villafranchiano (Sacco, 1886): limi argillosi e livelli sabbioso ghiaiosi, debolmente coesivi;
- depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene: limi argillosi, limi sabbiosi e sabbie grigio azzurre con fossili, piuttosto coesivi.

I depositi fluviali e fluvioglaciali presentano, al loro interno, orizzonti e livelli ad andamento discontinuo ed 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 140m (Piazza Marmolada) a pochi metri nella zona

nord di Torino, nelle vicinanze della Stura di Lanzo. Il contatto tra la base del complesso Villafranchiano ed i depositi Pliocenici è di eteropia di facies.

3.2 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 del 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; sia da un punto di vista granulometrico, sia per quanto riguarda il grado di cementazione e/o addensamento.

La 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.

3.3 Unità geologiche di riferimento progettuale

3.3.1 Depositi fluvioglaciali e fluviali Rissiani

I depositi di origine fluvioglaciale e fluviale formano, come detto, lo strato superficiale di vasta parte del territorio comunale di Torino. Le ghiaie, che rappresentano la frazione avente la maggior rilevanza in termini percentuali, si accompagnano a ciottoli (anche di dimensioni pluridecimetriche), sabbie medio-grossolane e livelli lentiformi limoso-argillosi. I ciottoli risultano sostanzialmente composti da quarziti, gneiss, serpentiniti e metagabbri e raramente presentano un'alterazione tale da comprometterne la struttura. La forma varia da sub-arrotondata ad arrotondata, ma sono frequenti anche ciottoli discoidali: questa forma appiattita è anche assai frequente nella ghiaia e nel ghiaietto. Le dimensioni dei ciottoli sono molto variabili, potendo raggiungere, talvolta, carattere di veri e propri trovanti (osservati sia durante i lavori del Passante Ferroviario-1° Lotto, sia nella prima tratta della Linea 1 della metropolitana). Il diametro di 10-30cm è quello maggiormente rappresentato. Sono inoltre occasionalmente presenti livelli lenticolari di ciottoli e ghiaie discoidali privi di matrice sabbioso limosa fine.

La peculiarità di questi depositi è data dalla eventuale presenza di cementazione, che varia di grado secondo profondità. La presenza di concrezioni di calcite e cemento calcareo, prevalentemente sulla parte superiore dei ciottoli può avvalorare l'interpretazione che vede la cementazione legata al fenomeno della percolazione delle acque di infiltrazione (zona non satura). Nel caso specifico, le indagini disponibili hanno confermato l'esistenza di livelli a differente grado di cementazione ancorché una ricostruzione precisa della loro estensione areale risulti difficilmente fattibile; in generale, comunque, non si riscontrano livelli ad elevata cementazione ("puddinghe") se non per spessori massimi di ordine decimetrico, irrilevanti alla scala dell'opera.

3.3.2 Depositi lacustri e fluviolacustri del Villafranchiano Autoctono

Tali depositi, sottostanti ai precedenti depositi fluvioglaciali e fluviali, sono costituiti da alternanze di sedimenti di ambiente fluviale (ghiaie e sabbie) e di ambiente lacustre-palustre (limi e argille). Nei materiali più francamente grossolani e permeabili sono contenute varie falde idriche in pressione confinate dai livelli limoso argillosi, che funzionano da setti impermeabili. I dati delle indagini eseguite lungo l'asse di via Nizza, per il progetto della linea 1 della metropolitana (tratta Porta Nuova-Lingotto-Bengasi) evidenziano che questi depositi sono presenti fino all'intersezione con corso Marconi; localmente risultano assenti come confermato dal fatto che, in corrispondenza dei sondaggi eseguiti in zona Piazza Carducci per la metropolitana, si è osservato il passaggio diretto tra i depositi fluvioglaciali ed i depositi d'ambiente marino. Relativamente all'area in esame risultano assenti.

3.3.3 Depositi d'ambiente marino neritico del Pliocene

I litotipi che caratterizzano questo complesso vanno dalle sabbie alle argille, con predominanza dei depositi più fini in corrispondenza della pianura torinese. Le argille, tipicamente di colore azzurrognolo, risultano alquanto siltose nella parte più alta della formazione e contengono frequentemente resti fossiliferi. I depositi argillosi, come accennato al paragrafo precedente, sono stati ritrovati nei sondaggi profondi per la Linea 1 della metropolitana a partire dall'intersezione con Corso Marconi e procedendo verso sud (direzione Lingotto) e risultano estesamente presenti al di sotto dell'impronta del Palazzo in Progetto, a profondità da p.c. pari a circa 38-40m.

3.4 Contesto idrogeologico

I recenti studi geologici ed idrogeologici generali (2000-2005) eseguiti in sede di Progetto Definitivo ed Esecutivo delle diverse tratte funzionali della Linea 1 della Metropolitana di Torino, unitamente alla ricerca di dati bibliografici estesa a tutto il territorio comunale di

Torino ed alle evidenze disponibili dalla campagna geognostica di Progetto Definitivo hanno permesso di delineare un approfondito quadro idrogeologico di riferimento. Con riferimento alla zona urbana del territorio comunale di Torino, si schematizza il seguente assetto idrogeologico:

- complesso ghiaioso-sabbioso; sede dell'acquifero libero principale, è costituito da depositi grossolani riferibili al Quaternario (ciottoli, ghiaie e sabbie in matrice sabbioso-limosa) potenti 30÷40m. Lo spessore della zona satura è variabile tra 15m e 25m. La soggiacenza della falda varia da zona a zona e si attesta mediamente sui 12m÷ 8m da p.c.;
- complesso argilloso-limoso-ghiaioso; sede di un acquifero profondo del tipo multifalda, è situato indicativamente tra 40m e 200m dal p.c., come desunto dalle informazioni provenienti da diversi pozzi profondi presenti nell'area torinese. Tale acquifero è costituito da alternanze di depositi medio grossolani (livelli di ghiaie e sabbie) costituenti livelli acquiferi in pressione, compartimentati da orizzonti fini (limi argillosi e argille limose). Tale complesso è riferibile ai depositi fluviolacustri riferibili al Villafranchiano (Auct.) del Pliocene Superiore-Pleistocene Inferiore e/o ai depositi marini del Pliocene. Relativamente all'area in esame sono stati intercettati i soli depositi limo-sabbiosi pliocenici, i quali risultano compatti, privi di lenti ghiaiose ed in tal senso incapaci di ospitare livelli acquiferi, svolgendo dunque il ruolo d'impermeabile relativo nei confronti del soprastante acquifero superficiale.

L'assetto idrogeologico sopra riportato determina la presenza di un acquifero freatico superficiale contenuto nel complesso ghiaioso-sabbioso confinato inferiormente dai depositi limoso-sabbiosi debolmente argillosi compatti del Pliocene.

In relazione alle caratteristiche di permeabilità di tali complessi si può ritenere, sulla scorta delle numerose prove di permeabilità eseguite nella campagna di Progetto Definitivo e per il progetto della linea 1 della metropolitana (circa 50 prove Lefranc e 2 prove di pompaggio a lunga durata), che il complesso ghiaioso-sabbioso superiore sia caratterizzato da una permeabilità medio-elevata, mentre i sottostanti depositi fini limosi, che costituiscono il limite impermeabile dell'acquifero freatico siano caratterizzati da un grado basso-molto basso di permeabilità. La tabella sotto riportata riassume i ranges dei valori di permeabilità evidenziati dalle prove idrauliche eseguite.

Complesso idrogeologico	Complesso ghiaioso-sabbioso	Complesso limoso-sabbioso
Permeabilità (m/s)	$1.0E^{-05} \div 3.0E^{-03}$	$5.0E^{-06} \div 1.0E^{-08}$
<i>Tabella 3.1: caratteri di permeabilità dei complessi idrogeologici</i>		

Per quanto attiene i livelli piezometrici, i dati provenienti dal monitoraggio della falda superficiale nelle verticali di indagine eseguite sia per il Progetto Definitivo, sia per il pregresso progetto della linea 1 della metropolitana hanno evidenziato che l'oscillazione della superficie di falda è limitata, nel corso dell'anno, a un valore massimo di $1\div 1,5$ m. Il massimo si colloca solitamente nella stagione invernale ma può spostarsi nei mesi primaverili in seguito a prolungati periodi di precipitazione. I dati provenienti dal monitoraggio mostrano come la falda reagisca in ritardo rispetto agli input di ricarica della precipitazione. Tale ritardo, causato dall'estensiva impermeabilizzazione del territorio urbano, si può quantificare in ca. $1\div 1,5$ mesi. Qualitativamente si può affermare che il livello di falda risente in misura maggiore dell'apporto causato da un prolungato periodo di precipitazioni rispetto a un singolo evento, pur d'elevata entità.

Ai fini della definizione di un riferimento di falda progettuale, si ritiene opportuno adottare un valore cautelativo, in termini di quote assolute, maggiorato di 2m rispetto ai valori rilevati nell'area in esame (valori febbraio 2008), da utilizzarsi di riferimento per le sole verifiche strutturali delle opere civili.

4 INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE – ANALISI DEI DATI

4.1 Indagini pregresse

Stante l'inferiore livello di affidabilità delle indagini provenienti da altre fonti, queste sono state utilizzate ai soli fini della validazione dell'assetto litostratigrafico individuato sulla base delle indagini di Progetto Definitivo (cfr. "Relazione Geologica ed Idrogeologica").

La caratterizzazione geotecnica delle unità individuate si è avvalsa esclusivamente degli esiti della campagna di Progetto Definitivo, specificatamente progettata a tal fine.

4.2 Indagini per il Progetto Definitivo

4.2.1 Sondaggio a carotaggio continuo

I 27 sondaggi geognostici relativi al Progetto Definitivo hanno interessato l'intera area d'imposta del nuovo Palazzo della Regione, Centro Congressi ed Asilo, Consiglio Regionale e le aree destinate alla viabilità d'accesso. Il quadro riassuntivo dei sondaggi effettuati, è riportato in tabella 4.1.

Le perforazioni sono state realizzate a carotaggio continuo, con diametro di perforazione utile pari a 101mm o 131mm; la profondità è stata modulata sulla base delle opere previste, garantendo un'indagine del sottosuolo almeno pari alla profondità di rilevanza progettuale.

Le perforazioni di sondaggio hanno consentito non solo la ricostruzione del profilo stratigrafico, ma anche i test geotecnici ed il rilevamento idrogeologico; inoltre esse hanno permesso il prelievo di campioni rappresentativi per il riconoscimento dei terreni e campioni indisturbati per l'esecuzione di prove di laboratorio.

SONDAGGIO	TIPO PERFORAZIONE		PROFONDITA'	OPERA DI RIFERIMENTO	QUOTA P.C.	
	(CODICE)	(TIPOLOGIA)				(mm)
Sp1		Carotaggio continuo	131/101	30	Consiglio Regionale	234,9
Sp2		Carotaggio continuo	131/101	30	Consiglio Regionale	235,6
Sp3		Carotaggio continuo	131/101	30	Consiglio Regionale	236,1
St1		Carotaggio continuo	131	80	Palazzo Regione	234,8
St2		Carotaggio continuo	131	80	Palazzo Regione	234,8
St3		Carotaggio continuo	131	80	Palazzo Regione	234,8
St4		Carotaggio continuo	131/101	80	Palazzo Regione	234,0
St5		Carotaggio continuo	131	80	Palazzo Regione	234,0
St6		Carotaggio continuo	131	80	Palazzo Regione	234,7
St7		Carotaggio continuo	131/101	80	Palazzo Regione	234,7
St8		Carotaggio continuo	131	80	Palazzo Regione	234,7
St9		Carotaggio continuo	131	80	Palazzo Regione	234,0
St10		Carotaggio continuo	131	80	Palazzo Regione	234,0
St11		Carotaggio continuo	131/101	80	Palazzo Regione	234,6

SONDAGGIO	TIPO PERFORAZIONE		PROFONDITA'	OPERA DI RIFERIMENTO	QUOTA P.C.
	(CODICE)	(TIPOLOGIA)			
St12	Carotaggio continuo	131/101	80	Palazzo Regione	234,6
St13	Carotaggio continuo	131	80	Palazzo Regione	234,6
St14	Carotaggio continuo	131/101	40	Centro Congressi	234,9
St15	Carotaggio continuo	131/101	40	Centro Congressi	234,9
St16	Carotaggio continuo	131/101	40	Centro Congressi	234,9
Sv1	Carotaggio continuo	131/101	30	Viabilità d'accesso	234,6
Sv2	Carotaggio continuo	101	30	Viabilità d'accesso	234,8
Sv3	Carotaggio continuo	131/101	30	Viabilità d'accesso	234,9
Sv4	Carotaggio continuo	131/101	30	Viabilità d'accesso	235,1
Sv5	Carotaggio continuo	101	20	Viabilità d'accesso	235,0
Sv6	Carotaggio continuo	131/101	20	Viabilità d'accesso	241,9
Sv8	Carotaggio continuo	131/101	30	Viabilità d'accesso	236,3
Sv9	Carotaggio continuo	131/101	30	Viabilità d'accesso	234,7

Tabella 4-1 – Sondaggi a carotaggio continuo (PD).

4.2.2 Prove geotecniche in foro

Come già anticipato, durante l'avanzamento delle perforazioni di sondaggio sono state condotte numerose prove geotecniche in foro (prove penetrometriche dinamiche SPT, Lefranc e prove pressiometriche MPM) e sono stati prelevati campioni indisturbati; inoltre sono stati installati piezometri a tubo aperto per il rilievo del regime delle acque sotterranee o in alternativa tubi in PVC per l'esecuzione di prove geofisico del tipo "cross-hole".

Si fornisce il prospetto riepilogativo in tabella 4.2; ciascuna tipologia di indagine è illustrata separatamente ai paragrafi seguenti.

SONDAGGIO	INSTALLAZIONE PIEZOMETRO	INSTALLAZIONE TUBO PVC (CROSS-HOLE)	PROVE SPT	PROVE LEFRANC	PROVE PRESS.	PRELIEVO CAMPIONI	
						Indist.	Rim.
(CODICE)	(m)	(m)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)
Sp1			4	2			2
Sp2			5	2			2
Sp3			6	2			2
St1			6	1	1	1	3
St2		X	5	1	1	1	4
St3		X	8		1	1	5
St4	X		5	1	1	1	1
St5		X	8			1	1
St6		X	5	1	1		2
St7	X		6	1	1	1	3
St8		X	8		1	1	2
St9		X	8		1	1	3

SONDAGGIO	INSTALLAZIONE PIEZOMETRO	INSTALLAZIONE TUBO PVC (CROSS-HOLE)	PROVE SPT	PROVE LEFRANC	PROVE PRESS.	PRELIEVO CAMPIONI	
						Indist.	Rim.
(CODICE)	(m)	(m)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)
St10		X	7		1	1	3
St11		X	8		1		3
St12		X	7		2		2
St13		X	8				
St14			5	2			4
St15			3	2			3
St16			6	2			2
Sv1			4	2			2
Sv2	X		4	2			2
Sv3			5	2			2
Sv4			6	2			2
Sv5			5	1			2
Sv6			5	1			2
Sv8			5				2
Sv9			5	2			2

Tabella 4-2 - Dettaglio delle prove geotecniche eseguite in foro (PD)

Livelli piezometrici

Tre sondaggi (St4, St7 e Sv2) sono stati attrezzati con piezometri a tubo aperto (fenestrato nella metà inferiore al fine di evitare commistione con eventuali circolazioni superficiali nel suolo e/o riporti). Per i restanti sondaggi il livello piezometrico è stato misurato al termine della perforazione.

Nella tabella 4.3 sono riportati i massimi livelli registrati durante la campagna di indagine.

Tenendo conto della quota topografica, il dato di soggiacenza è presentato anche in termini di quota assoluta, con riferimento al complesso idrogeologico intercettato.

SOND.	PROFONDITA' SONDAGGIO	TIPO PIEZOMETRO	QUOTA P.C.	SOGGIACENZA*	QUOTA PIEZOMETRICA	COMPLESSO IDROGEO
(CODICE)	(m)	(DESCRIZIONE)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)	(DESCRIZIONE)
Sp1	30	Non installato	234,9	14,3	220,6	Ghiaioso
Sp2	30	Non installato	235,6	15,2	220,4	Ghiaioso
Sp3	30	Non installato	236,1	15,3	220,8	Ghiaioso
St1	80	Non installato	234,8	15,7	219,1	Ghiaioso
St2	80	Non installato	234,8	16,0	218,8	Ghiaioso
St3	80	Non installato	234,8	15,3	219,5	Ghiaioso
St4	80	Tubo aperto 2"	234,0	15,7	218,3	Ghiaioso
St5	80	Non installato	234,0	15,0	219,0	Ghiaioso
St6	80	Non installato	234,7	15,6	219,1	Ghiaioso
St7	80	Tubo aperto 2"	234,7	15,2	219,5	Ghiaioso
St8	80	Non installato	234,7	14,8	219,9	Ghiaioso

SOND.	PROFONDITA' SONDAGGIO	TIPO PIEZOMETRO	QUOTA P.C.	SOGGIACENZA*	QUOTA PIEZOMETRICA	COMPLESSO IDROGEO
(CODICE)	(m)	(DESCRIZIONE)	(m s.l.m.)	(m da p.c.)	(m s.l.m.)	(DESCRIZIONE)
St9	80	Non installato	234,0	15,0	219,0	Ghiaioso
St10	80	Non installato	234,0	14,9	219,1	Ghiaioso
St11	80	Non installato	234,6	15,0	219,6	Ghiaioso
St12	80	Non installato	234,6	15,0	219,6	Ghiaioso
St14	40	Non installato	234,9	16,0	218,9	Ghiaioso
St15	40	Non installato	234,9	15,2	219,7	Ghiaioso
St16	40	Non installato	234,9	15,2	219,7	Ghiaioso
Sv1	30	Non installato	234,6	14,0	220,6	Ghiaioso
Sv2	30	Tubo aperto 2" in PVC	234,8	13,5	221,3	Ghiaioso
Sv3	30	Non installato	234,9	14,5	220,4	Ghiaioso
Sv4	30	Non installato	235,1	13,6	221,5	Ghiaioso
Sv5	20	Non installato	235,0	15,4	219,6	Ghiaioso
Sv6	20	Non installato	241,9	13,5	228,4	Ghiaioso
Sv8	30	Non installato	236,3	15,5	220,8	Ghiaioso
Sv9	30	Non installato	234,7	15,8	218,9	Ghiaioso

Tabella 4-3 - Dettaglio dei livelli piezometrici misurati (PD).

*Quando non installato il piezometro, la lettura si riferisce a fine perforazione.

Prove penetrometriche dinamiche SPT

Durante l'avanzamento delle perforazioni sono state condotte sistematicamente prove SPT. Tali prove sono state realizzate secondo gli standard in vigore, misurando i colpi necessari per l'infissione del penetrometro per 3 tratti di 15cm l'uno, scartando il primo valore (N1), ed ottenendo il valore NSPT come somma dei valori corrispondenti ai restanti due tratti (N2+N3).

Si è fatto riferimento alle correlazioni esistenti in letteratura tra i risultati delle prove SPT ed i parametri caratteristici che concorrono a definire la resistenza al taglio dei terreni e le loro caratteristiche di deformabilità (esclusivamente su base empirica).

Per i depositi a prevalente comportamento attritivo si è fatto ricorso alla parametrizzazione in termini drenati, con determinazione della densità relativa, coesione, angolo di attrito (picco) e modulo elastico. Stante la natura dei terreni, ove necessario, si è proceduto in termini non drenati, con la determinazione della resistenza al taglio non drenato e relativo modulo.

Al fine di migliorare il grado di attendibilità dell'elaborazione, si è fatto ricorso a diversi approcci analitici, successivamente confrontati tra loro.

Il dettaglio delle prove SPT eseguite, e dei metodi interpretativi applicati, è riportato in Allegato 2.

Sinteticamente, la valutazione della densità relativa DR, in base alla quale viene stimato in modo indiretto l'angolo di resistenza al taglio, è stata condotta secondo quanto proposto da SKEMPTON (1986), e quindi attraverso la correlazione:

$$D_R \cong \left(\frac{N'_{SPT}}{60} \right)^{0.5}$$

valida per $DR \geq 35\%$ e per il quale occorre disporre del valore N'_{SPT} .

Il valore N'_{SPT} è il valore misurato e successivamente corretto in funzione della pressione verticale efficace del terreno e per tenere conto di un rendimento energetico delle prove pari al 60%, secondo la seguente relazione:

$$N'_{SPT} = C_{ER} \cdot C_n \cdot N_{SPT}$$

in cui è stato indicato:

- N_{SPT} = numero di colpi misurati ($N_2 + N_3$);
- C_{ER} = fattore correttivo per il rendimento energetico, che per l'attrezzatura impiegata e le profondità indagate è pari ad 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 0.56 e σ'_{vo} è espressa in kg/cm² (JAMIOLKOWSKI et al., 1985). Da notare che cautelativamente la correzione si è applicata alle misure eseguite alle profondità per le quali σ'_{vo} risultasse maggiore di 1bar.

Per la valutazione comparata della densità relativa, è stata inoltre applicata la formulazione di YOSHIDA et al. (1988):

$$D_R \cong 25 N_{SPT}^{0.44} \sigma'_v{}^{-0.13}$$

dove la tensione verticale efficace è espressa in kPa.

A titolo di completezza è stato inoltre applicato il modello analitico classico, di tipo grafico, di GIBBS & HOLTZ (1957).

Per la valutazione dell'angolo di attrito si è proceduto sia per via diretta che indiretta.

Nel primo caso, si è fatto riferimento alle correlazioni proposte dal Road and Bridge Specification (1), (2002), e da SHIOI e FUKUI (2) (1982) nelle quali il valore della resistenza alla penetrazione misurata, N_{SPT} , risulta correlato all'angolo di resistenza al taglio di picco tramite le rispettive relazioni:

$$\phi = (15 \cdot N_{SPT}')^{0.5} + 15 \quad (1)$$

$$\phi = 0.3 \cdot N_{SPT}' + 27 \quad (2)$$

Nel secondo caso, la stima dell'angolo di attrito è stata determinata con il modello di SCHMERTMANN (1977), in funzione della granulometria dei depositi indagati, per quanto il

metodo mostri un limite inferiore di applicabilità (sino a granulometria ascrivibili alle sabbie fini, non inferiori).

A titolo di completezza sono stati inoltre applicati i modelli analitici classici, di tipo grafico, di DE MELLO (1971) e WINKERTON & FANG (1975).

In termini non drenati, si è fatto riferimento a STROUD (1988), per la resistenza la taglio non drenata:

$$c_u = f_1 \cdot N_{60}$$

dove f_1 , nel caso in esame, è ≥ 6 .

Prove Lefranc

Durante l'avanzamento delle perforazioni dei sondaggi sono state condotte sistematiche prove di permeabilità in foro, tipo Lefranc, a carico variabile (data la scarsa permeabilità); in particolare ne sono state condotte da una a due per ogni sondaggio.

Il prospetto riepilogativo delle varie prove, con il relativo coefficiente di permeabilità determinato, è riportato in tabella 4.4.

SOND.	NUMERO PROVA	OPERA	PROF.	TIPO DI PROVA	MODALITA'	PERM. K	COMPLESSO IDROGEO.
(CODICE)	(CODICE)	(DESCRIZIONE)	(m)	(DESCRIZIONE)	(DESCRIZIONE)	(m/s)	(DESCRIZIONE)
Sv1	1	Viabilità accesso	16,50	LEFRANC	C.V.	3,52E-06	Ghiaioso
Sv1	2	Viabilità accesso	20,25	LEFRANC	C.V.	1,30E-06	Ghiaioso
Sv2	1	Viabilità accesso	10,75	LEFRANC	C.V.	1,30E-05	Ghiaioso
Sv2	2	Viabilità accesso	24,50	LEFRANC	C.V.	1,39E-06	Ghiaioso
Sv3	1	Viabilità accesso	14,50	LEFRANC	C.V.	2,57E-06	Ghiaioso
Sv3	2	Viabilità accesso	20,50	LEFRANC	C.V.	2,13E-06	Ghiaioso
Sv4	1	Viabilità accesso	11,50	LEFRANC	C.V.	1,16E-05	Ghiaioso
Sv4	2	Viabilità accesso	20,50	LEFRANC	C.V.	4,59E-06	Ghiaioso
Sv5	1	Viabilità accesso	14,35	LEFRANC	C.V.	5,07E-06	Ghiaioso
Sv6	1	Viabilità accesso	14,40	LEFRANC	C.V.	1,11E-05	Ghiaioso
Sv9	1	Viabilità accesso	7,75	LEFRANC	C.V.	2,38E-06	Ghiaioso
Sv9	2	Viabilità accesso	21,90	LEFRANC	C.V.	8,84E-06	Ghiaioso
Sp1	1	Consiglio Regionale	12,50	LEFRANC	C.V.	3,81E-06	Ghiaioso
Sp1	2	Consiglio Regionale	22,75	LEFRANC	C.V.	2,53E-06	Ghiaioso
Sp2	1	Consiglio Regionale	11,75	LEFRANC	C.V.	6,14E-06	Ghiaioso
Sp2	2	Consiglio Regionale	25,75	LEFRANC	C.V.	1,18E-06	Ghiaioso
Sp3	1	Consiglio Regionale	11,10	LEFRANC	C.V.	3,08E-06	Ghiaioso
Sp3	2	Consiglio Regionale	24,75	LEFRANC	C.V.	1,94E-06	Ghiaioso
St1	1	Palazzo Regione	10,25	LEFRANC	C.V.	2,91E-05	Ghiaioso
St2	1	Palazzo Regione	17,60	LEFRANC	C.V.	9,99E-06	Ghiaioso

SOND.	NUMERO PROVA	OPERA	PROF.	TIPO DI PROVA	MODALITA'	PERM. K	COMPLESSO IDROGEO.
(CODICE)	(CODICE)	(DESCRIZIONE)	(m)	(DESCRIZIONE)	(DESCRIZIONE)	(m/s)	(DESCRIZIONE)
St4	1	Palazzo Regione	14,00	LEFRANC	C.V.	8,01E-06	Ghiaioso
St6	1	Palazzo Regione	17,75	LEFRANC	C.V.	1,27E-05	Sabbioso
St7	1	Palazzo Regione	10,05	LEFRANC	C.V.	7,46E-06	Ghiaioso
St14	1	Palazzo Regione	12,95	LEFRANC	C.V.	1,62E-06	Ghiaioso
St14	2	Palazzo Regione	24,95	LEFRANC	C.V.	5,18E-06	Ghiaioso
St15	1	Palazzo Regione	14,10	LEFRANC	C.V.	2,02E-06	Ghiaioso
St15	2	Palazzo Regione	20,90	LEFRANC	C.V.	1,10E-05	Ghiaioso
St16	1	Palazzo Regione	12,85	LEFRANC	C.V.	5,11E-06	Ghiaioso
St16	2	Palazzo Regione	24,95	LEFRANC	C.V.	5,31E-06	Ghiaioso

Tabella 4-4 - Dettaglio delle prove Lefranc effettuate (PD).

Prove pressiometriche MPM

Il dettaglio delle prove eseguite e relativa interpretazione è riportata in tabella 4.5.

SONDAGGIO	PROVA	PROFONDITA'	G Modulo di taglio	E Modulo pressiometrico	Pressione limite	E/PI
(CODICE)	(CODICE)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	-
ST1	P1	48,7	22,91	60,95	6,45	9
ST2	P4	50,8	22,19	59,02	7,05	8
ST4	P2	49	15,9	42,29	6,37	7
ST3	P6	45	17,37	46,2	6,63	7
ST6	P5	53,5	12,57	33,43	6,86	5
ST7	P3	52	19,83	52,75	7,53	7
ST8	P12	43,5	21,41	56,95	7,31	8
ST9	P9	49	18,32	48,72	7,28	7
ST10	P11	44	53,8	143,12	8,27	17
ST11	P7	52	21,76	57,87	7,34	8
ST12	P8	19	10,25	27,26	2,39	11
ST12	P10	55	20,81	55,35	6,92	8
ST13	P13	45,8	6,24	16,61	3,24	5

Tabella 4-5 - Dettaglio delle prove pressiometriche effettuate (PD).

4.2.3 Prove di laboratorio

Per ogni verticale di indagine sono stati prelevati numerosi campioni, poi avviati a laboratorio; ove possibile, è stato preferito il campionamento indisturbato con fustelle tipo Shelby.

Il riepilogo delle tipologie e quantità di prove eseguite è riportato in tabella 4.6; il dettaglio delle evidenze sperimentali è riportato in Allegato 3.

SONDAGGIO	GRANULOMETRIE		LIMITI DI ATTERBERG	PROVE TRIASSIALI			PROVE EDOMETRICHE
	Vagliatura	Aereometrie		CD	CU	UU	
(CODICE)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)	(quantità)
Sp1	2						
Sp2	2	2	2				
Sp3	2	1	1				
St1	4	3	3	1	1		1
St2	4	1	1		1		1
St3	4	1		1			1
St4	2	1	1	1	1		1
St5	1				1		1
St6	2						
St7	3			1			1
St8	2						1
St9	3	1			1		
St10	3	1					1
St11	3	1					
St12	2	2					
St13							
St14	4	2	3				
St15	3	1	1				
St16	2	1	2				
Sv1	2						
Sv2	2						
Sv3	2	2	2				
Sv4	2	2	2				
Sv5	2		1				
Sv6	2	2	2				
Sv8	2	1	1				
Sv9	2	2	2				

Tabella 4-6 - Dettaglio delle prove geotecniche eseguite in laboratorio (PD).

4.2.4 Prove cross-hole

All'interno dei fori di sondaggio sono state eseguite prove sismiche di tipo cross-hole: tali prove hanno interessato in particolare n°9 coppie di fori (pannelli) fino ad una profondità massima di 80m rispetto al p.c.

La sintesi delle prove eseguite è riportata in tabella 4.7 ed il dettaglio nello specifico elaborato (cfr. "Indagini geofisiche "Cross-hole").

Si evidenzia sin da subito che tali prove sono state previste per l'elaborazione dei profili di deformazione alle piccole deformazione e successiva determinazione dei profili operativi di deformabilità, ai fini del calcolo dei cedimenti indotti dalla realizzazione delle opere in oggetto.

PANNELLO INDAGATO		PROFONDITA' INDAGATA	DISTANZA
Sorgente	Ricevitore		
(CODICE)	(CODICE)	(m)	(m)
St3	St2	66,0	16,8
St3	St5	80,0	14,8
St8	St5	80,0	18,4
St8	St13	80,0	11,0
St10	St12	80,0	13,4
St10	St13	80,0	14,3
St11	St6	75,0	16,5
St11	St9	79,0	11,5
St12	St9	80,0	13,6

Tabella 4-7 - Dettaglio delle prove sismiche cross-hole eseguite (PD).

5 UNITA' GEOTECNICHE

A seguire sono descritte le unità geotecniche di riferimento progettuale e riportate le principali peculiarità fisico-meccaniche e di resistenza meccanica delle stesse. L'analisi fornita nel seguito, come anticipato, è stata elaborata sulla base delle risultanze della campagna di indagini geognostiche e geofisiche per il Progetto Definitivo (Abrate, 2007-2008). Il riepilogo dei dati sperimentali e la relativa elaborazione è riportata in allegato (2 e 3).

5.1 Unità 0

Si tratta di riporti antropici superficiali, costituiti prevalentemente da ghiaia e ciottoli con scarsa matrice, a luoghi maggiormente sabbiosi. Occasionalmente si rinvencono porzioni di solette in calcestruzzo da attribuirsi a fabbricati in luogo precedentemente demoliti.

La potenza dell'unità risulta variabile tra 0,5-4m.

L'unità verrà interessata in modo completo dallo scavo di ribassamento per la realizzazione dei piani di posa e, pertanto, non risulta progettualmente rilevante ai fini geotecnici.



Figura 5.1: unità 0 al sondaggio ST13 (Profondità compresa tra 0-5m).

5.2 Unità 1

Si tratta dell'unità principale del sottosuolo di Torino, e si rinviene sistematicamente da piano campagna sino ad una profondità di circa 40m. E' costituita da ghiaie eterometriche (diametro massimo 8-10cm) in matrice sabbioso-limosa, con occasionali ciottoli. La porzione sommitale dell'unità, per i primi 15-18m da piano campagna, presenta al riconoscimento

visivo diffusi fenomeni di debole cementazione; ciò nonostante le prove geotecniche condotte non hanno evidenziato per tale profondità una significativa correlazione tra le caratteristiche di resistenza e deformabilità meccanica ed il livello di cementazione. Per contro, sia le prove SPT, sia la campagna geofisica di tipo “Cross-Hole” evidenzia un incremento significativo di dette caratteristiche oltre i 20m di profondità, da ascrivere con tutta probabilità ad un maggior addensamento dell’unità e/o comunque ad una differente età deposizionale. Il comportamento geotecnico è prettamente incoerente.

A luoghi si rivengono livelletti conglomeratici competenti, di spessore inferiore ad 1m, non rilevanti ai fini progettuali.

L’unità ingloba a luoghi lenti di sabbie di potenza metrica (Unità geotecnica 2, descritta successivamente).

Per quanto concerne **l’unità 1** si riportano a seguire le caratteristiche granulometriche e plastiche determinate in laboratorio.

Figura 5.2: unità 1 al sondaggio ST5 (Profondità compresa 10-15m).



Tabella 5-1 – Frazioni granulometriche unità 1.

	GRANULOMETRIA		
	Min	Media	Max
Ciottoli	6,69	21,81	56,81
Ghiaia e sabbia grossolana	0,56	54,29	79,31
Sabbia media	4,18	14,96	50,73
Sabbia fine	2,76	10,62	22,13
Limo	10,97	20,35	28,82
Argilla	0,37	2,91	5,52
Fini completi	2,76	17,54	39,72

Tabella 5-2 – Caratteristiche plastiche della matrice.

	LIMITI ATTERBERG		
	Min	Media	Max
LL(%)	17,60	20,15	25,00
LP(%)	14,18	15,85	18,29
IP(%)	1,71	4,87	10,82

A seguire è riportata la carta di Casagrande (1948), dalla quale si evidenziano le caratteristiche della matrice fine (argille inorganiche di bassa plasticità).

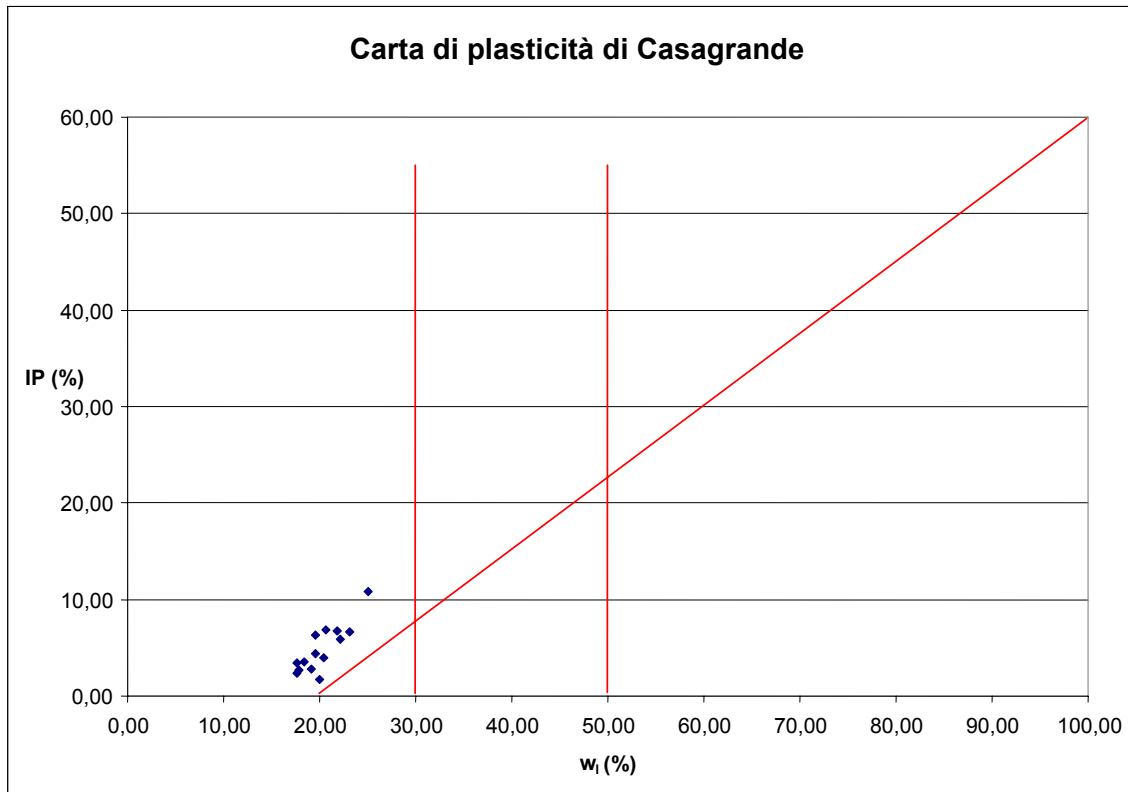


Figura 5.3: classificazione di Casagrande per la matrice fine dell'unità 1.

La parametrizzazione geotecnica che consegue a quanto sopra esposto, e sulla base delle evidenze riportate in allegato 2 e 3, è riportata schematicamente in tab. 5.7 (cfr. 5.5). Per l'unità in esame è stato assunto un modello costitutivo del terreno del tipo "hardening soil" (cfr. "Analisi numerica per la valutazione dei cedimenti").

5.3 Unità 2

E' rappresentata da livelli sabbiosi inglobati in seno all'unità geotecnica 1, di potenza variabile da circa 1m a circa 4,5m. Geometricamente, si riviene una prima lente, più superficiale e ben delimitata, nell'intorno di 15m di profondità, ed una serie di lenti più profonde, raccolte nella fascia di profondità 25-35m, di geometria più incerta.

Si tratta nel complesso di sabbie medio-fini limose, occasionalmente passanti a luoghi a limi sabbiosi (specie per il livello più superficiale), a tratti debolmente cementate, con inglobato ghiaietto specie nelle lenti più profonde. A titolo cautelativo si è assunto un comportamento

prevalentemente incoerente. A seguire sono riportate le caratteristiche granulometriche e di plasticità dell'unità, così come la carta di Casagrande.

Figura 5.4: unità 2 al sondaggio ST13 (profondità compresa tra 15-20m).



Tabella 5-3 – frazioni granulometriche unità 2.

	GRANULOMETRIA		
	Min	Media	Max
Ciottoli	0,00	0,00	0,00
Ghiaia e sabbia grossolana	0,32	7,59	28,87
Sabbia media	12,91	35,00	59,11
Sabbia fine	16,36	27,97	51,29
Limo	18,73	32,44	40,14
Argilla	2,40	3,57	6,77
Fini completi	9,08	32,94	46,91

Tabella 5-4 – caratteristiche plastiche unità 2.

	LIMITI ATTERBERG		
	Min	Media	Max
LL(%)	13,60	17,76	21,00
LP(%)	0,00	0,00	0,00
IP(%)	1,96	3,86	6,55

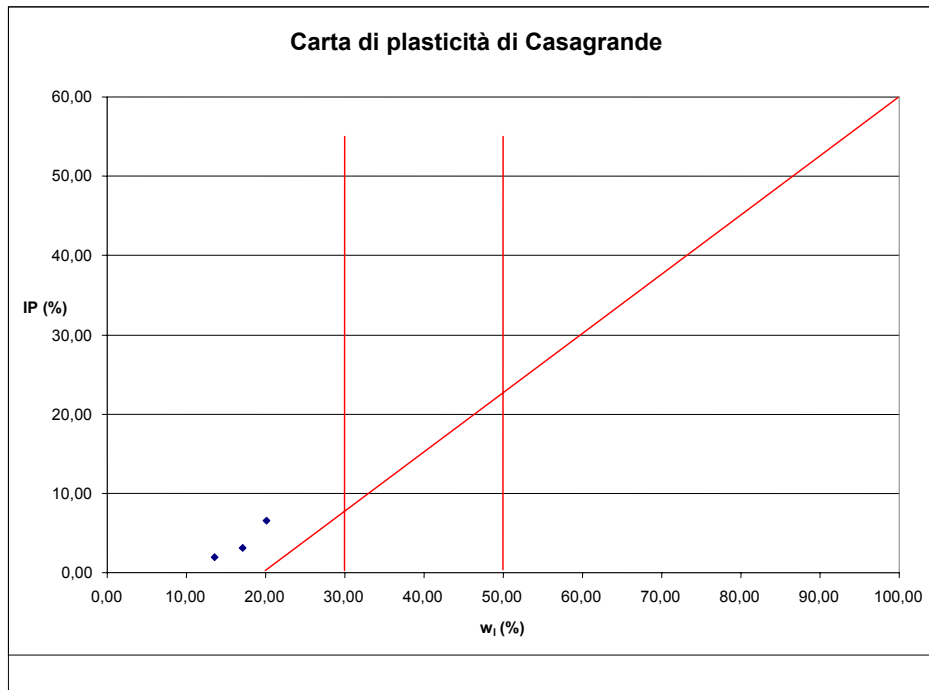


Figura 5.5: classificazione di Casagrande per l'unità 2.

La parametrizzazione geotecnica che consegue a quanto sopra esposto, e sulla base delle evidenze riportate in allegato 2 e 3, è riportata schematicamente in tab. 5.7 (cfr. 5.5). Per l'unità in esame è stato assunto un modello costitutivo del terreno del tipo "hardening soil" (cfr. "Analisi numerica per la valutazione dei cedimenti").

5.4 Unità 3

Si tratta del substrato di riferimento, costituito da limi con sabbia fine, debolmente plastici e fortemente addensato; a luoghi si rivengono livelli centimetrici organici. Il comportamento è del tipo limite, tra incoerenti a bassa permeabilità e prettamente coesivi (Nocella et al., 2006). Nel seguito si è assunto un comportamento del tipo coesivo, con l'adozione di un modello costitutivo del terreno tipo "Clam Clay" (cfr. "Analisi numerica per la valutazione dei cedimenti").

L'unità si rinviene sistematicamente al di sotto dei depositi dell'unità 1 e 2 a profondità da p.c. comprese tra 35m e 40m.

A seguire sono riportate le caratteristiche granulometriche e di plasticità dell'unità, così come la carta di Casagrande.

Figura 5.6: unità 3 al sondaggio ST9 (profondità compresa tra 55-60m).



Tabella 5-5 – Frazioni granulometriche unità 3.

	GRANULOMETRIA		
	Min	Media	Max
Ciottoli	0,00	0,00	0,00
Ghiaia e sabbia grossolana	0,00	3,83	14,37
Sabbia media	0,00	2,07	7,43
Sabbia fine	23,24	33,72	43,64
Limo	38,73	55,69	73,72
Argilla	2,41	5,97	10,73
Fini completi	45,26	61,66	76,13

Tabella 5-6 – Caratteristiche plastiche unità 3.

	LIMITI ATTERBERG		
	Min	Media	Max
LL(%)	26,00	27,03	28,40
LP(%)	19,25	20,62	21,98
IP(%)	4,22	5,95	6,75

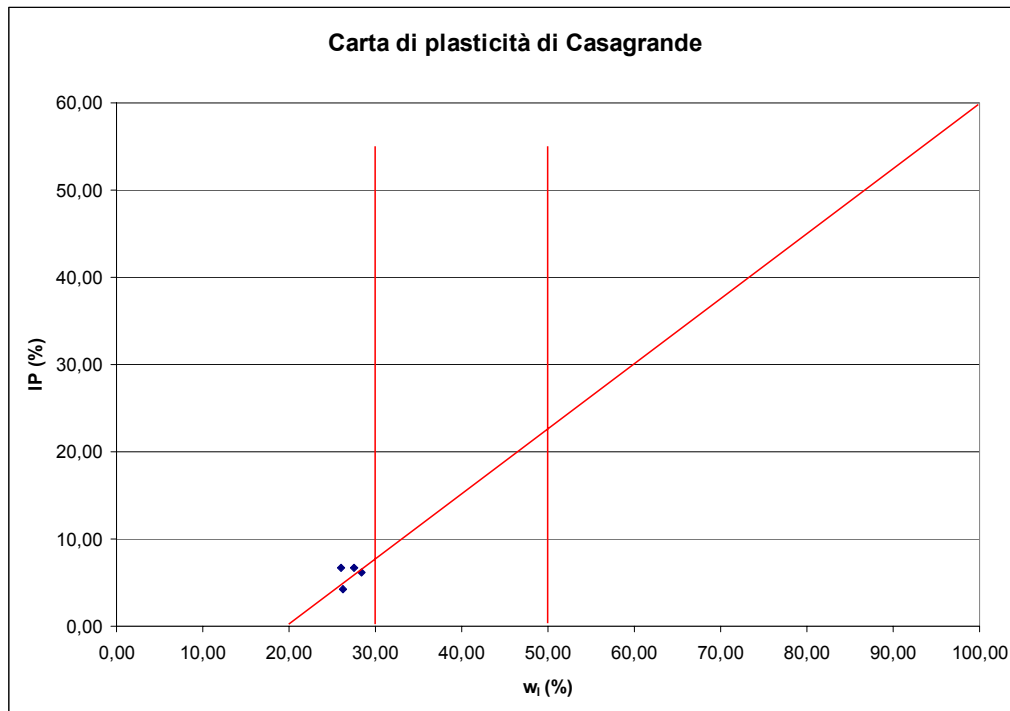


Figura 5.7: classificazione di Casagrande per l'unità 3.

La parametrizzazione geotecnica che consegue a quanto sopra esposto, e sulla base delle evidenze riportate in allegato 2 e 3, è riportata schematicamente in tab. 5.7 (cfr. 5.5).

5.5 Sintesi della parametrizzazione geotecnica adottata

Sulla base di quanto prima illustrato, nella tabella a seguire sono sintetizzati i parametri operativi di calcolo assunti per le verifiche geotecniche (cfr. “Analisi numerica per la valutazione dei cedimenti”); per le caratteristiche di deformabilità si faccia riferimento al paragrafo successivo.

Tabella 5-7 – Sintesi della caratterizzazione geotecnica.

Unità e descrizione		γ [kN/m ³]	ν [-]	C'	Φ'	da m	a m
1	– Riporto sabbioso	19	0,25	0	35	0	3
2	– Ghiaia e sabbia	19	0,25	0	37	3	13,5
2a	– Sabbia	19	0,25	0	37	13,5	18
2 (p)	– Ghiaia e Sabbia	19	0,25	0	37	18	31,5
2b	– Sabbia	19	0,25	0	37	31,5	35,5
2 (p)	– Ghiaia e Sabbia	19	0,25	0	37	35,5	38,5
6	– Limi sabbiosi	19	0,25	25-35	26-30	>38,5	

6 DEFORMABILITÀ DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Considerando le opere comprese nel lotto in esame, è evidente come le tematiche geotecniche più rilevanti afferiscano alla torre principale in progetto.

Stanti le dimensioni della fondazione (platea di fondazione 55m x 55m, di 4m di spessore), la natura e le caratteristiche dei terreni di fondazione, nonché l'entità dei carichi applicati al terreno (circa 500kPa al di sotto della platea), non sussistono problemi di capacità portante; l'attenzione è dunque stata posta in particolare sulla stima delle caratteristiche di rigidità dei terreni, che condizionano direttamente la valutazione dei cedimenti indotti.

Considerando le evidenze geognostiche disponibili, la caratterizzazione delle caratteristiche elastiche dei terreni incoerenti (unità geotecniche 1 e 2) è stata condotta prevalentemente sulla base degli esiti delle prove Cross-Hole; per la caratterizzazione dell'unità geotecnica 3, a comportamento coesivo, è stata sviluppata un'analisi critica dei risultati derivanti dalle prove Cross-hole, pressiometriche ed edometriche.

Il dettaglio dell'analisi, riportato in Allegato 4, è sintetizzato a seguire.

6.1 Caratteristiche di deformabilità unità 1 e 2

Il modulo di Young a piccole deformazioni (E_0), riferito allo stato tensionale efficace geostatico, è valutabile, sulla base dei profili di velocità delle onde di taglio V_s misurate con le prove Cross-Hole (Allegato 4, fig. 5-1, pag. 28), mediante la seguente espressione:

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \left(\frac{\gamma_t}{9,81} \cdot V_s^2 \right)$$

dove γ_t è il peso di volume naturale e ν il modulo di Poisson.

I valori ottenuti sono riportati in Allegato 4, fig. 5-2 (pag.29), ove sono stati inoltre riportati i valori ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT in accordo alla correlazione empirica proposta da Ohta & Goto (1978). Si apprezza una buona correlazione tra le due differenti serie dati, in particolare sino a circa 15m di profondità, oltre la quale i valori ottenuti dalle prove SPT tendono a collocarsi sul limite inferiore del range di oscillazione dei valori ottenuti dalle prove Cross-Hole. Stante la riconosciuta affidabilità delle prove sismiche per la determinazione di tale parametro, tali evidenze portano a far supporre che i materiali testati non siano mai stati sottoposti a pressioni verticali efficaci significativamente superiori a quelle attuali.

Poiché i valori E_0 così ottenuti non possono essere utilizzati direttamente per il calcolo dei cedimenti immediati delle fondazioni in oggetto, in ragione della non linearità del

comportamento dei terreni, si è proceduto alla correzione di tali valori a fronte dei seguenti aspetti:

- dipendenza del modulo dalla pressione efficace media di sconfinamento;
- dipendenza del modulo dal livello di deformazione indotto;
- dipendenza del modulo dal percorso di sollecitazione (distinzione dei valori di modulo di “primo carico” da quelli associabili a percorsi del tipo “scarico-carico”).

Il primo aspetto è stato tenuto in conto normalizzando i valori di E_0 rispetto alla pressione efficace media corrente; per il secondo aspetto si è fatto riferimento a procedure iterative del tipo descritte in Berardi (1999); il terzo aspetto è stato affrontato adottando un coefficiente moltiplicativo non inferiore a 2.

L'esito di tale elaborazione ha condotto alla definizione dei profili operativi di modulo di deformabilità, di primo carico e di scarico-carico (Allegato 4, figure 5-3 5-4, pagg. 30-31), poi adottati per le valutazioni numeriche dei cedimenti indotti dalla torre.

6.2 Caratteristiche di deformabilità unità 3

Per l'unità 3 si è dapprima applicata la procedura di analisi già esposta per le unità 1 e 2, valevole per gli esiti delle prove Cross-Hole.

Successivamente sono stati elaborati i valori di modulo derivanti dalle prove edometriche, i quali sono apparsi da subito sottostimati, con tutta probabilità in ragione del disturbo indotto dal campionamento (ciò è apprezzabile dal fatto che le deformazioni misurate nella fase di ricomprensione sino alla tensione verticale efficace risultano molto elevate). Per porvi rimedio le curve edometriche sono state corrette in accordo alla procedura suggerita da Schmertmann (1953): i risultati così ottenuti sono stati plottati per confronto con gli esiti dell'interpretazione delle prove Cross-Hole, e dei valori di modulo ottenuti dalle prove pressiometriche (Allegato 4, figure 5-14 e 5-15, pagg. 41-42): per quanto riguarda il modulo di primo carico si apprezza una buona correlazione tra i moduli pressiometrici ed i valori edometrici corretti secondo la procedura citata.

Stante gli esiti finali, si ritiene che i valori edometrici non corretti tendano a sottostimare i valori effettivi di modulo, così come al contrario le prove Cross-Hole manifestino una tendenza alla sovrastima piuttosto marcata in tali terreni. Senza dubbio occorre tenere anche conto dei livelli di deformazione indotti nelle tre differenti prove, evidentemente non comparabili.

Per quanto esposto si è ritenuto opportuno prendere come riferimento i moduli derivanti dalle prove pressiometriche, assumendo come valori operativi quelli relativi al limite superiore del relativo range di oscillazione.

Schematizzando il sottosuolo come segue, si sintetizzano i valori operativi di modulo adottati per le verifiche numeriche sviluppate.

MODULI DI PRIMO CARICO (E_{PR})							
Unità		Prof [m]		Spessore [m]	Range del modulo elastico [MPa]	Legge di variazione con z del modulo elastico [MPa]	Moduli di calcolo FLAC3D
0	Riporto	234,0	231,0	3,0	15	15	15
1a	Ghiaie	231,0	220,5	10,5	100÷200	$200-(100/10.5) \times (z-220.5)$	150
2a	Sabbie	220,5	216,0	4,5	175÷200	$200-(25/4.5) \times (z-216.0)$	185
1b	Ghiaie	216,0	202,5	13,5	550÷650	$650-(100/13.5) \times (z-202.5)$	550
2b	Sabbie	202,5	198,5	4,0	375÷400	$400-(25/4) \times (z-198.5)$	375
1c	Ghiaie	198,5	195,5	3,0	700÷725	$725-(25/3) \times (z-195.5)$	700
3	Limi	195,5	-	>50	80	80	80

MODULI DI SCARICO-RICARICO (E_{UR})							
Unità		Prof [m]		Spessore [m]	Range del modulo elastico [MPa]	Legge di variazione con z del modulo elastico [MPa]	Moduli di calcolo FLAC3D
0	Riporto	234,0	231,0	3,0	15	15	15
1a	Ghiaie	231,0	220,5	10,5	200÷400	$400-(200/10.5) \times (z-220.5)$	300
2a	Sabbie	220,5	216,0	4,5	350÷400	$400-(50/4.5) \times (z-216.0)$	370
1b	Ghiaie	216,0	202,5	13,5	1100÷1300	$1300-(200/13.5) \times (z-202.5)$	1100
2b	Sabbie	202,5	198,5	4,0	750÷800	$800-(50/4) \times (z-198.5)$	750
1c	Ghiaie	198,5	195,5	3,0	1400÷1450	$1450-(50/3) \times (z-195.5)$	1400
3	Limi	195,5	-	>50	200	200	200

[*] Per le unità esclusa la 3, il modulo di scarico/ricarico è stato definito previa applicazione di un coefficiente moltiplicativo pari a 2 ai moduli di primo carico.

7 BIBLIOGRAFIA

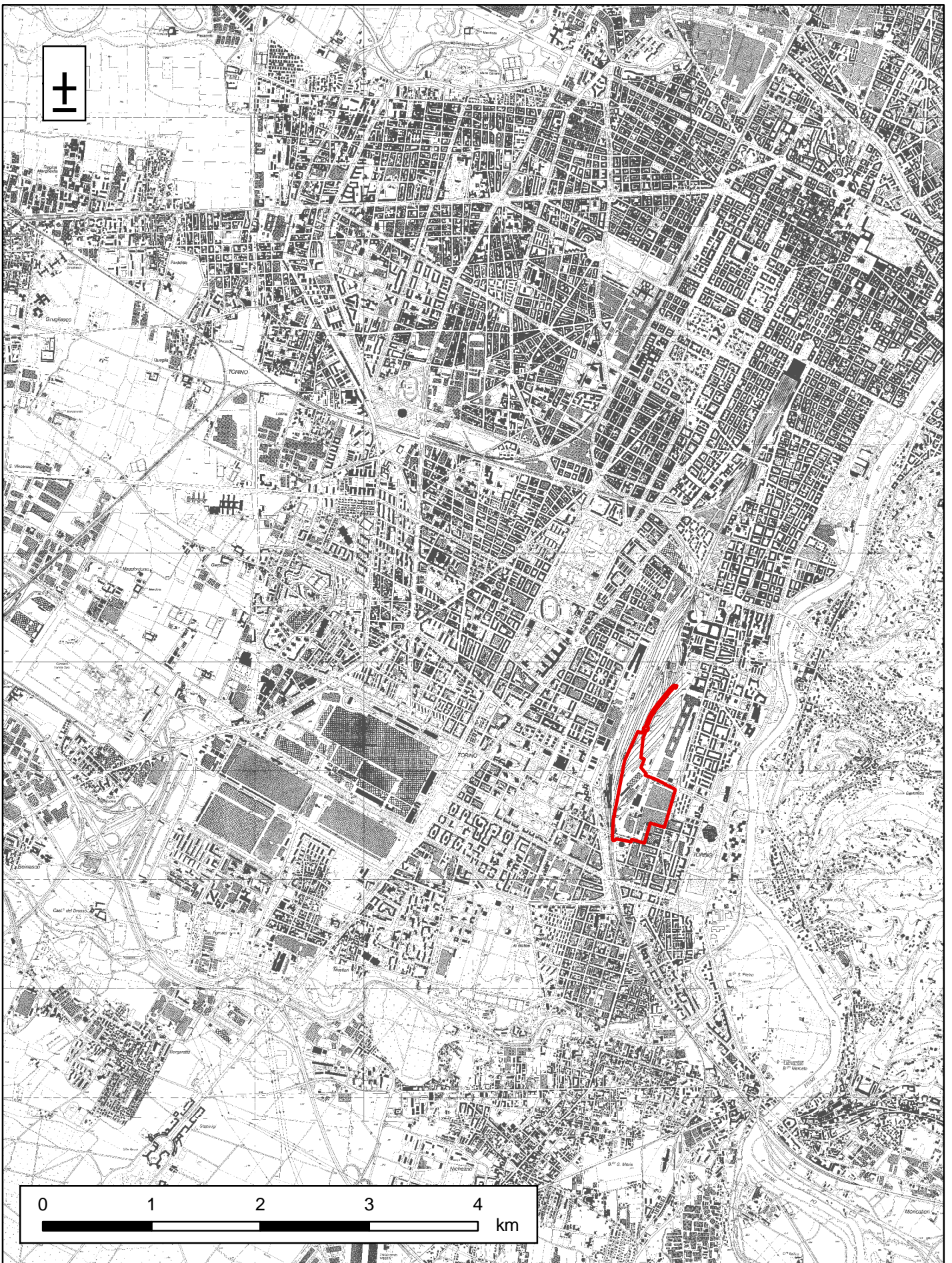
- BERARDI R. 1999. "Non linear elastic approaches in foundation design". Pre-failure Deformation Characteristic of Geomaterials, vol. 1, Jamiolkowski, Lancellotta & Lo Presti editors, 733-739.
- BONSIGNORE, G., BORTOLAMI, G., ELTER, G., MONTRASIO, A., PETRUCCI, F., RAGNI, U., SACCHI, R., STURANI, C. ZANELLA, E. 1969. "Carta geologica d'Italia" e "Note illustrative della Carta Geologica d'Italia" fogli 56 e 57 (Torino e Vercelli). 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.
- CARRIERI, G., CROVA, R., GRASSO, P.G., GUGLIELMETTI, V. 2004, Torino Metro Line 1, The tunnel excavation of the first section.
- CASAGRANDE A. 1948. Classification and Identification of Solis. Transaction ASCE, V. 113, p. 901
- DE MELLO, V.F.B. 1971. The standard Penetration Test. SOA., 4th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Juan, Puerto Rico, V. 1, pp. 1-86
- GIBBS H.J. and HOLTZ W.G. 1957. Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. Proc. IV ICSMFE, London
- JAMIOLKOWSKI M., BALDI G., BELLOTTI R., GHIONNA V., PASQUALINI E., et Al. 1985. New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. Theme Lecture, V. 1. XI ICSMFE, S. Francisco
- OHTA Y., GOTO N. 1978. Empirical Shear Wave Velocity in Terms of Characteristics Soil Indexes. Earthquake Engng. And Strct. Dynamics, Vol. 6.
- RICCI, G., ENRIONE, R., EUSEBIO, A., CROVA, R. 2007. "Numerical modelling of the interference between underground structures and aquifers in urban environment. The Turin subway – Line 1". Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises.
- SCHMERTMANN, J.H. 1953. "Estimating the true consolidation behavior of clay from laboratory test results". Transactions of the American Society of Civil Engineers.
- 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, aging and Overconsolidation. Geotechnique 36, N°3.
- STROUD M.A. 1988. The Standard Penetration Test – It's Application and Interpretation. Proc. Geotechnology Conf. On Penetration Testing in the UK. July 1988. T. Telford, London.
- WINKERTON, H.F., and FANG, H.Y. 1975. Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand Reinhold
- YOSHIDA Y, Monotori I. 1988. Empirical Formulas of SPT Blow-Counts for Gravelly Soils. Proc. ESOPT-1, Orlando (USA)
- YOSHIDA Y., IKEMI M., and KOKUSHO, T. 1988. Empirical formulas of SPT blow-counts for gravelly soils. Penetration testing ISOPT-1, Orlando, Balkema

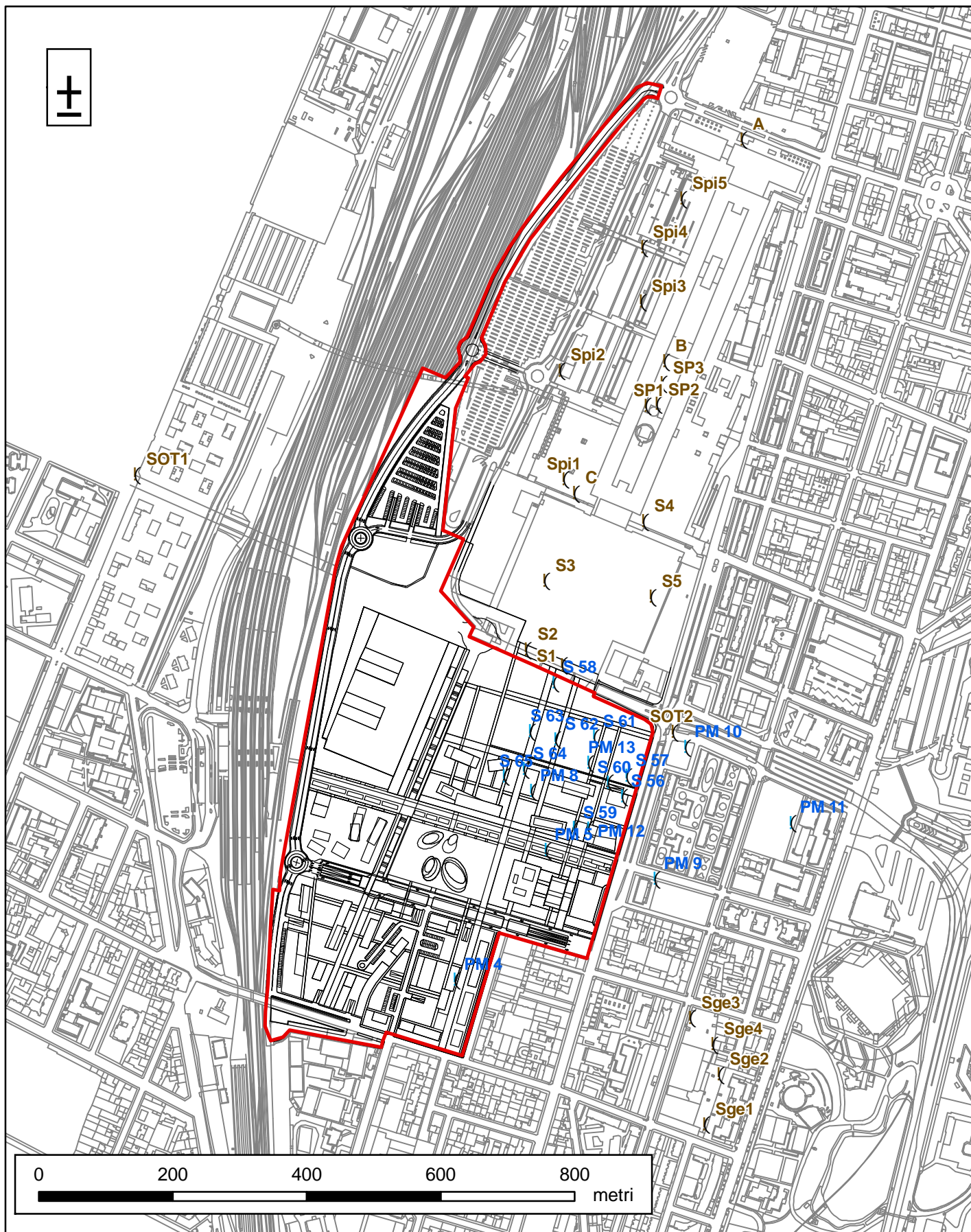
ALLEGATO 1

Tavola 1: Inquadramento geografico dell'area del Progetto Preliminare

Tavola 2: Ubicazione delle indagini geognostiche reperite ed utilizzate ai fini dell'inquadramento geologico ed idrogeologico



Inquadramento geografico dell'area del Progetto Definitivo (area in rosso)



Ubicazione dei sondaggi geognostici reperiti ed utilizzati per la caratterizzazione del quadro geologico, geotecnico ed idrogeologico

- (Progetto Definitivo dell'intervento di messa in sicurezza e bonifica dell'area "ex-FIAT AVIO"

(Progetto ed esecuzione di diversi lavori nella zona adiacente all'area oggetto del Progetto Preliminare
- Area del Progetto Definitivo

— Elementi dell'azonamento superficiale

ALLEGATO 2

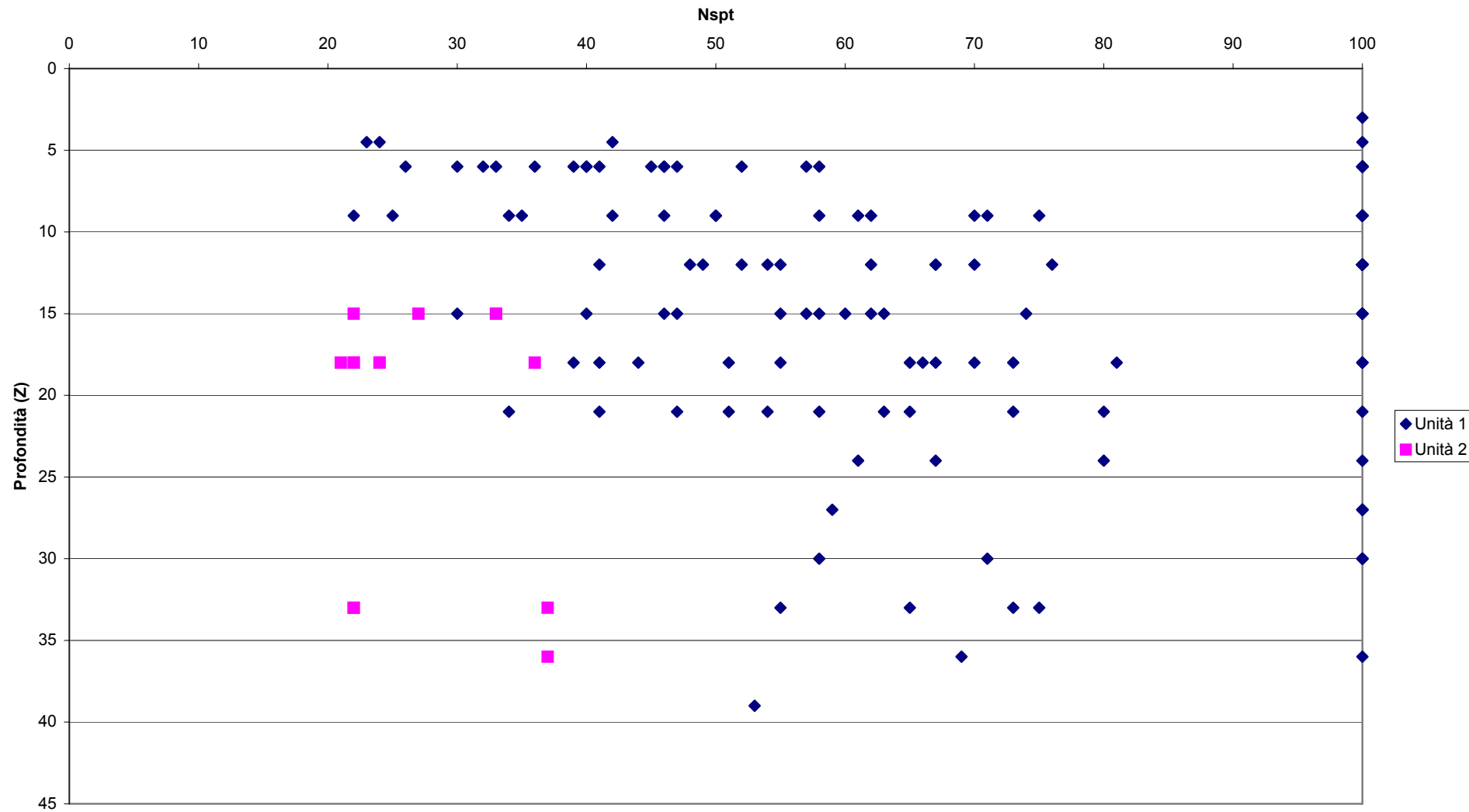
Analisi dei dati delle prove SPT (Campagna Abrate 2007-2008)

Committente:
Classe:
Fase del progetto:
Opera:
Allegato:

GD
DEFINITIVO
Palazzo della Regione
2

Sondaggio	Campagna	Opera	Profondità	Litologia	N _{SPT}	Soggiacenza	Peso di volume naturale	Pressione verticale efficace	N _{SPT}	Coesione non drenata										UNITA' GEOTECNICA	
										Jamiolkowski et al. (1985)	Schulze e Menzenbach (1961)	Skempton (1986)	Yoshida (1988)	Road and Bridge Specification (2002)	Shiga e Fukui (1982)	Schmertmann (1977)	Schmertmann (1977)	Schmertmann (1977)	Schmertmann (1977)		Terzaghi-Peck (1948)
(CODICE)			z (m)	(CODICE)	N _{SPT} (n. colpi)	z (m)	γ _v (kN/m ³)	σ _v (kN/m ²)	N _{SPT} (colpi coretti)	(sabbie ghiaiose) (%)	(Sabbie NC) (%)	(Sabbie e ghiaie) (%)	(sabbie limose) (°)	(sabbie ghiaiose) (°)	(sabbia fine) (°)	(sabbia media) (°)	(sabbia grossa) (°)	(ghiaietto uniforme) (°)	c _u (kPa)	(CODICE)	
SV4	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	6	Ghiaia con rari ciottoli in matrice sabbiosa	100	14	19	114,0	100	37	-	87	78	41	45	40	-	-	44	366	1
SV4	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	9	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa	61	14	19	171,0	45	26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV4	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	12	Ghiaia con ciottoli a trovanti in matrice sabbiosa limosa	100	14	19	228,0	100	31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV4	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	15	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa limosa	100	14	19	271,0	100	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV4	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	18	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa limosa	41	14	19	298,0	22	19	61	61	33	39	37	-	-	41	43	248	1
SV4	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	21	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa limosa	53	14	19	325,0	33	22	74	73	37	46	38	-	-	42	44	378	1
SV5	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	3	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa	100	15	19	57,0	100	44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV5	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	6	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa	46	15	19	114,0	43	25	84	73	40	41	40	-	-	42	44	276	1
SV5	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	9	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa	100	15	19	171,0	100	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV5	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	12	Ghiaia con ciottoli e trovanti in matrice sabbiosa	100	15	19	228,0	100	31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV5	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	15	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa debolmente limosa	30	15	19	285,0	17	16	53	54	31	36	35	-	-	40	42	180	1
SV6	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	6	Ghiaia con rari ciottoli in matrice sabbiosa	58	14	19	114,0	54	28	95	81	43	44	41	-	-	43	44	348	1
SV6	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	9	Ghiaia in matrice limosa sabbiosa	100	14	19	171,0	100	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV6	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	12	Ghiaia in matrice limosa sabbiosa	52	14	19	228,0	33	22	74	70	37	43	38	-	-	42	44	312	1
SV6	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	15	Ghiaia con rari ciottoli in matrice sabbiosa	46	14	19	270,0	26	20	66	65	35	41	37	-	-	41	43	276	1
SV6	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	18	Ghiaia in matrice sabbiosa limosa	100	14	19	297,0	100	28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV8	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	9	Ghiaia limosa sabbiosa, scarsamente addensata	35	16	19	171,0	26	20	66	61	35	38	37	-	-	41	43	210	1
SV8	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	12	Intervallo grossolano composto da ciottoli e trovanti	100	16	19	228,0	100	31	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV8	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	15	Ghiaia con rari ciottoli in matrice sabbiosa limosa	40	16	19	285,0	22	19	61	61	33	39	37	-	-	41	43	240	1
SV8	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	18	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa	51	16	19	317,0	27	20	67	67	35	42	37	-	-	41	43	306	1
SV8	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	21	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa limosa	47	16	19	344,0	24	19	63	64	34	41	37	-	-	41	43	282	1
SV9	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	6	Ghiaia in matrice sabbiosa a tratti debolmente limosa	30	16	19	114,0	28	21	68	60	35	36	38	-	-	41	43	180	1
SV9	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	9	Ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa	100	16	19	171,0	100	33	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV9	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	12	Ghiaia con rari ciottoli in matrice sabbiosa	67	16	19	228,0	42	25	84	79	40	47	40	-	-	42	44	402	1
SV9	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	15	Ghiaia con rari ciottoli in matrice sabbiosa	100	16	19	285,0	100	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
SV9	Co.To. 2007	Viabilità di accesso	18	Ghiaia con rari ciottoli in matrice sabbiosa limosa	66	16	19	320,0	34	23	76	75	38	47	39	-	-	42	44	366	1
ST16	Co.To. 2007	Centro servizi	33	Sabbia medio fine	22	15	19	449,0	9	12	40	44	27	34	34	36	39	42	132	2	
ST3	Co.To. 2007	Palazzo Regione	15	Sabbia medio fine	22	15	19	285,0	12	14	45	47	29	34	34	37	39	42	132	2	
ST3	Co.To. 2007	Palazzo Regione	18	Sabbia medio fine	24	15	19	315,0	13	14	46	46	29	34	34	37	39	42	144	2	
ST5	Co.To. 2007	Palazzo Regione	15	Sabbia medio fine	33	15	19	285,0	18	17	55	56	32	37	36	38	40	42	198	2	
ST5	Co.To. 2007	Palazzo Regione	33	Sabbia eterometrica con rara ghiaia media	22	15	19	447,0	10	12	40	44	27	34	34	36	39	42	132	2	
ST6	Co.To. 2007	Palazzo Regione	15	Sabbia medio fine	33	16	19	285,0	18	17	55	56	32	37	36	38	40	42	198	2	
ST6	Co.To. 2007	Palazzo Regione	18	Sabbia medio fine	36	16	19	318,0	19	17	56	57	32	38	36	38	40	43	216	2	
ST7	Co.To. 2007	Palazzo Regione	15	Sabbia medio fine	27	15	19	285,0	15	15	50	51	30	35	35	38	40	42	162	2	
ST7	Co.To. 2007	Palazzo Regione	18	Sabbia medio fine	21	15	19	314,0	11	13	43	45	28	33	34	35	39	42	126	2	
ST11	Co.To. 2007	Palazzo Regione	18	Sabbia medio fine	22	15	19	312,0	12	14	44	46	28	34	34	39	42	132	2		
ST12	Co.To. 2007	Palazzo Regione	18	Sabbia medio fine	22	15	19	312,0	12	14	44	46	28	34	34	39	42	132	2		
ST12	Co.To. 2007	Palazzo Regione	33	Sabbia medio fine	37	15	19	447,0	16	16	52	55	30	38	35	40	42	222	2		
ST12	Co.To. 2007	Palazzo Regione	36	Sabbia medio fine	37	15	19	474,0	15	16	51	55	30	38	35	40	42	222	2		
ST13	Co.To. 2007	Palazzo Regione	18	Sabbia medio fine	24	15	19	312,0	13	14	46	48	29	34	34	39	42	144	2		

Nspt vs Z



ALLEGATO 3

Analisi dei dati di laboratorio (Campagna Abrate 2007-2008)

SONDAGGIO			ST1	ST1	ST1	ST1	ST2	ST2	ST2	ST2	ST3	ST3	ST3	ST3	ST4	ST5	ST6	ST6	ST7	ST7	ST7	ST8	ST8	ST8	ST9	ST9	ST9		
GENERALITA'	Campione		1	2	3	4	1	2	3	4	5	6	7	8	1	1	1	2	1	2	3	1	2	3	1	2	3		
	Provino		ioo41	ioo30	ioo31	ioo28	ioo42	ioo43	ioo44	ioo45	ioo46	ioo47	ioo48	ioo49	ioo50	ioo51	ioo52	ioo53	ioo54	ioo55	ioo56	ioo57	ioo58	ioo70	ioo59	ioo60	ioo61		
	Descrizione		Ghiaia con sabbia limoso-argillosa	Ghiaia e sabbia limosa	Sabbia con limo	Limo con sabbia	Ghiaia con sabbia deb. Limoso argillosa	Ghiaia con sabbia deb. Limoso argillosa	Ghiaia con sabbia deb. Limoso argillosa	Limo e sabbia deb. argillosi	Sabbia con limo-argilla	Ghiaia sabbiosa limoso argillosa	Sabbie e limo-argilla	Sabbia e limo deb. ghiaio-argillosi	Ghiaia con sabbia limo-argilla	Sabbia e limo-argilla	Ghiaia con sabbia deb. limo-argilla-ciottolosa	Limo-argilla e ghiaia sabbiosi	Ghiaia ciottolosa de. sabbio limo-argillosa	Limo-argilla e sabbia	Ghiaia con sabbia limo-argillosa	Ghiaia limo-argillosa deb. sabbio o ciottolosa	Ghiaia con sabbia limo-argillosa		Sabbia e limo-argilla	Sabbia e limo-argilla deb. ghiaiosi	Limo con sabbia deb. argilloso		
Profondità		z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z	z			
CARATTERISTICHE FISICHE	Contenuto naturale d'acqua	W _n	%																										
	Peso di volume naturale	γ _n	kN/m ³																										
	Peso di volume secco	γ _d	kN/m ³																										
	Peso specifico totale	G	kN/m ³																										
	Peso di volume saturo		kN/m ³																										
	Peso specifico dei grani	G _s																											
	Indice dei vuoti	e	%																										
	Porosità	n	%																										
	Densità relativa	D _r	%																										
	Grado di saturazione	S	%																										
GRANULOMETRIE	ACI	Ciottoli	Ø>60 mm	#7/3"														6,69	16,65		9,12								
		Ghiaia e sabbia grossolana	Ø>2 mm	#10	%	55,31	45,52	0,32	0,00	60,90	69,85	72,27	0,00		54,17	3,30	7,96	44,08	1,93	49,58	35,36	61,09	0,26	49,65	63,24	47,78			
		Sabbia media	0,425 mm<Ø<2 mm	#40	%	13,50	18,36	38,53	1,01	15,05	10,07	11,70	0,00		12,48	41,59	7,43	23,33	30,20	17,67	11,70	7,98	5,03	16,46	8,99	18,39	12,91	40,47	0,68
		Sabbia fine	0,075 mm<Ø<0,425mm	#200	%	11,77	14,46	26,59	36,30	10,69	7,49	7,18	39,43	68,55	11,51	21,48	39,35	13,11	29,18	11,25	13,22	5,50	44,20	10,60	3,36	11,65	51,29	16,36	26,74
		Limo			%		20,00	31,90	60,14				53,57			38,73												62,68	
		Argilla	Ø<0,075 mm		%		1,67	2,66	2,54			7,00				6,53												9,90	
		Finii completi			%	19,42				13,36	12,59	8,85			31,45	21,84	33,63		19,48	38,69	14,81	39,72	8,78	50,51	23,29	15,29	22,18	34,72	33,19
		Coefficiente di uniformità	D60/D10	C																									
LIMITI DI ATTERBERG	Limite liquido	W _L	%		25,00	17,00	28,40																						
	Limite plastico	W _P	%		14,18																								
	Limite di ritiro	W _S	%																										
	Indice plastico	PI	%		10,82	N.D.	6,14																						
	Indice liquido	LI	%																										
	Indice di attività (Skempton)	A																											
CLASS.	Indice di consistenza	IC																											
	Classificazione A.G.I.																												
	Classificazione USCS			SC	SM	ML-CL																							
	Classificazione CNR/UNI																												
RESISTENZA MECCANICA E RIGIDITÀ	Pocket Penetrometer	Resistenza	R _p	kPa																									
	Prova di compressione ad espansione laterale libera (ELL)	Carico rottura	q _u	kPa																									
		Coesione non drenata	c _u	kPa																									
	Prova di taglio diretto (CD)	Coesione efficace	c'	kPa																									
		Angolo attrito	φ'	°																									
		Coesione residua	c' _{res}	kPa																									
	Compressione triassiale (UU)	Angolo attrito residuo	φ' _{res}	°																									
		Coesione non drenata	c _u	kPa																									
	Compressione triassiale (CU)	Coesione	c'	kPa				43,68																					
		Coesione	c	kPa																									
		Angolo attrito	φ'	°				29,24																					
	Compressione triassiale (CD)	Angolo attrito	φ	°																									
		Coesione efficace	c'	kPa				38,16																					
Prova edometrica (valori riferiti a 100kPa)	Angolo attrito	φ'	°				30,95																						
	Coefficiente di consolidazione	C _v	cm ² /s																										
	Modulo edometrico (k=800 kPa)	E _{ed}	MPa				11,8																						
	OCR																												
Point Load Test	Tensione di preconsolidazione	σ _v	kPa																										
		min	kPa																										
		medio	kPa																										
RIGONFIAMENTO	Prova di rigonfiamento	Resistenza a compressione																											
		max	kPa																										
	Prova di rigonfiamento libero a pressione definita	Pressione di rigonfiamento		kPa																									
		Tempo		min																									
	Diffrazione	Pressione di contenimento		kPa																									
		Deformazione di rigonfiamento		%																									
		Quarzo		%																									
Calcite			%																										

Unità geotecnica

1 1 2 3 1 1 1 3 2 1 2 3 1 2 1 1 1 1 2 1 1 1 3 2 2 3

ALLEGATO 4

Consulenza dello Studio Geotecnico Italiano (SGI): "Profilo stratigrafico e caratteristiche di deformabilità dei terreni di fondazione", settembre 2008.



STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl
ingegneria geotecnica - ingegneria sismica - ingegneria ambientale
geologia applicata

GEODATA

Torino

Nuovo Palazzo per uffici Regione Piemonte

Lotto 3

**Profilo stratigrafico e caratteristiche di deformabilità dei terreni di
fondazione**

07757-005R01E03-ROC/MAE

Milano, 12 Settembre 2008



Reg. CH-20504
ISO 9001:2000
ISO 14001:2004

Sede Legale e Uffici: via Ripamonti 89 - 20141 Milano - Tel: +39 02522014.1 - Fax: +39 025691845
E-mail: sgi@studio-geotecnico.it - Sito Web: www.studio-geotecnico.it
Codice Fiscale e Registro delle Imprese di Milano 00506080019 - R.E.A. MI 691783 - P. IVA 11261240151 - Cap. Soc. € 1.550.000 i.v.

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
2.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	2
3.	CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELL'OPERA	3
4.	INDAGINI ESEGUITE	4
4.1	Indagini in sito	4
4.2	Indagini di laboratorio	5
5.	PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'	6
5.1	Premessa	6
5.2	Profilo stratigrafico.....	6
5.3	Caratteristiche di deformabilità.....	10
5.3.1	Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie delle unità 1 e 2).....	10
5.3.2	Strati a grana fine (limi sabbiosi dell'Unità 3)	15
5.3.3	Premessa	15
5.3.4	Caratteristiche fisiche	16
5.3.5	Moduli di deformabilità	16
5.3.6	Coefficienti di permeabilità.....	22
6.	CONCLUSIONI	23
7.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	25

FIGURE:

Figura 3- 1: Planimetria della struttura a livello platea.....	27
Figura 5 - 1 – Profilo delle velocità delle onde di taglio V_s da prove Cross Hole e da interpretazione prove SPT.....	28
Figura 5 - 2 – Profilo del modulo di Young iniziale E_0 da prove Cross Hole e da interpretazione prove SPT.....	29
Figura 5 - 3 – Unità 1 e 2: Modulo di Young operativo di primo carico calcolato da Eq.(2)	30
Figura 5 - 4 – Unità 1 e 2: Modulo di Young operativo di scarico/ricarico calcolato da Eq.(3)	31
Figura 5 - 5: Curve granulometriche Unità 3	32
Figura 5 - 6: Peso di volume naturale – Unità 3	33
Figura 5 - 7: Contenuto d'acqua naturale – Unità 3.....	34
Figura 5 - 8: Limite liquido – Unità 3.....	35
Figura 5 - 9: Limite plastico – Unità 3.....	36
Figura 5 - 10: Indice di plasticità – Unità 3.....	37
Figura 5 - 11: Carta di Casagrande – Unità 3.....	38
Figura 5 - 12: Indice dei vuoti – Unità 3.....	39
Figura 5 - 13 - Unità 3: Modulo di Young iniziale – Unità 3	40
Figura 5 - 14: Unità 3: Modulo di Young di primo carico – Unità 3	41
Figura 5 - 15: Unità 3: Modulo di Young di scarico-ricarico – Unità 3.....	42
Figura 5 - 16: Curve edometriche e stato iniziale per campioni prelevati fra 48 e 50m da p.c.	43
Figura 5 - 17: Curve edometriche e stato iniziale per campioni prelevati fra 51 e 53m da p.c.	43
Figura 5 - 18: Curve edometriche e stato iniziale per campioni prelevati fra 63 e 65 m da p.c.	44

1. **INTRODUZIONE**

Nell'area denominata "Ex-Fiat Avio" è prevista la costruzione del nuovo palazzo per uffici della Regione Piemonte in Torino le cui principali caratteristiche sono descritte nel capitolo 3.

Nell'ambito della progettazione definitiva di tale opera è stata programmata e effettuata a cura della società GEODATA una campagna di indagine geotecnica per la caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni di fondazione, riassunta nel capitolo 4 (vedi anche i documenti elencati nel capitolo 2).

La società GEODATA ha richiesto agli scriventi di analizzare i documenti di indagine geotecnica e di definire in modo indipendente il profilo stratigrafico e le caratteristiche di deformabilità dei terreni componenti i vari strati, da utilizzare per le analisi dei cedimenti della "Torre" principale.

I risultati di tale attività sono riportati nel capitolo 5.

2. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

1. "Nuovo Palazzo per Uffici Regione Piemonte - Progetto Definitivo - Elaborati Generali – Planimetria ubicazione indagini con traccia delle sezioni geologiche e geotecniche - Scala 1:500" Raggruppamento di Progetto, Luglio 2007.
2. "Nuovo Palazzo per Uffici Regione Piemonte - Progetto Definitivo - Elaborati Generali – Planimetria indagini geognostiche – Scala 1:1000" Raggruppamento di Progetto, Luglio 2007.
3. "Nuovo Palazzo per Uffici Regione Piemonte - Progetto Definitivo - Elaborati Generali – Sezioni geologiche – Tavv. 1, 2, 3, 4 – Scala 1:250-1:500" Raggruppamento di Progetto, Luglio 2007.
4. "Nuovo Palazzo per Uffici Regione Piemonte - Progetto Definitivo - Elaborati Generali – Sezioni geotecniche - Tavv. 1, 2, 3, 4 – Scala 1:250-1:500" Raggruppamento di Progetto, Luglio 2007.
5. "Nuovo Palazzo per Uffici Regione Piemonte - Progetto Definitivo - Elaborati Generali – Sezioni Geofisiche – Interpretazione prove Cross Hole - Tavv. 1, 2, 3, 4 – Scala 1:250-1:500" Raggruppamento di Progetto, Luglio 2007.
6. Nuovo Palazzo per Uffici Regione Piemonte - Progetto Definitivo – Colonnine stratigrafiche dei sondaggi eseguiti dall'Impresa ABRATE nell'area della "Torre" e fotografie delle cassette, settembre 2007- Marzo 2008.
7. Nuovo Palazzo Regionale Torino – area ex Fiat Avio - Progetto Definitivo - Certificati prove Le Franc effettuate nei sondaggi eseguiti dall'Impresa ABRATE nell'area della "Torre".
8. Nuovo Palazzo Regionale Torino – area ex Fiat Avio - Progetto Definitivo – Prove pressiometriche, eseguite dall'Impresa *gdtes*, 13 Marzo 2008.
9. Nuovo Palazzo Regionale Torino – area ex Fiat Avio - Progetto Definitivo – Prove di laboratorio, eseguite dall'Impresa *gdtes*.
10. Nuovo Palazzo Regionale Torino – area ex Fiat Avio - Progetto Definitivo – Prove di laboratorio – Integrazione, eseguite dall'Impresa *gdtes*, 29 Aprile 2008.
11. Progetto Definitivo – Prove Cross Hole – Relazione illustrativa e Allegati 1→5, 30 Aprile 2008.

3. CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELL'OPERA

L'area di futura costruzione risulta pressoché pianeggiante, con quote del piano campagna comprese fra +233 e +234 m s.l.m..

Il Nuovo Palazzo Uffici della Regione Piemonte è costituito da una struttura di rilevante sviluppo verticale (circa 200 m di altezza), nel seguito denominata Torre.

E' previsto che la platea di fondazione della Torre abbia dimensioni planimetriche non inferiori a 55 m x 55 m e uno spessore pressoché costante pari a 4 m; la platea poggia ad una profondità di circa 13 m dal p.c. attuale.

Per effetto dei carichi della struttura in elevazione, la platea eserciterebbe una pressione sul terreno dell'ordine di 500 kPa, comprensiva del peso proprio e dei carichi trasmessi dai pilastri e dalle strutture interne (Figura 3- 1).

4. INDAGINI ESEGUITE

4.1 Indagini in sito

Come riportato nei documenti di riferimento elencati nel capitolo 2, nell'area di futura costruzione della Torre sono state eseguite le seguenti indagini geotecniche:

- N° 3 sondaggi fino a 30 m con prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati e con esecuzione di prove SPT e di prove di permeabilità Lefranc, nell'area destinata a parcheggi (Sp1-Sp3);
- N° 13 sondaggi fino a 80 m con prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati e con esecuzione di prove SPT e di prove di permeabilità Lefranc, nell'area della Torre (St1-St13);
- N° 3 sondaggi fino a 40 m con prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati e con esecuzione di prove SPT, di prove pressiometriche Menard e di prove di permeabilità Lefranc, nell'area destinata al Centro Congressi (St14-St16);
- N° 9 sondaggi profondi fra 20 e 40m con prelievo di campioni rimaneggiati ed indisturbati e con esecuzione di prove SPT e di prove di permeabilità Lefranc, nell'area di viabilità (Sv1-Sv9);
- N° 9 prove Cross Hole fra i sondaggi St2-St3, St3-St5, St5-St8, St8-St13, St10-St12, St10-St13, St11-St6, St11-St9, St12-St9.

I sondaggi St4, St7 e Sv2 sono stati attrezzati con piezometri a tubo aperto per il rilievo dei livelli della falda.

4.2 Indagini di laboratorio

Come riportato nei documenti di riferimento elencati nel capitolo 2, sui campioni prelevati nei sondaggi sono state eseguite le seguenti tipologie di prove:

- Determinazioni della composizione granulometrica;
- determinazioni dei limiti di Atterberg;
- prove triassiali consolidate isotropicamente, non drenate (TX-CIU);
- prove triassiali consolidate isotropicamente, drenate (TX-CID);
- prove edometriche.

5. PROFILO STRATIGRAFICO E CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITA'

5.1 Premessa

L'analisi dei risultati delle indagini geotecniche effettuate di cui al capitolo 4 è principalmente rivolta a quelle relative alle verticali effettuate in corrispondenza della "Torre" e indirizzata alla definizione dei profili stratigrafici e alle caratteristiche di deformabilità dei vari strati di terreno da utilizzare per le analisi di cedimento.

Infatti, considerate le dimensioni della fondazione della torre, la natura e caratteristiche dei terreni di fondazione, nonché l'entità dei carichi applicati al terreno, non sussistono problemi di capacità portante.

Le caratteristiche di deformabilità degli strati a grana grossa (sabbie e ghiaie) sono desunte principalmente sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove Cross Hole; quelle degli strati a grana fine (limi sabbiosi) sono ricavate sulla base di un'analisi critica dei risultati conseguiti dall'interpretazione delle prove di laboratorio, delle prove Cross Hole e delle prove pressiometriche Menard.

5.2 Profilo stratigrafico

Come anticipato nel capitolo 3, l'area di futura costruzione risulta pianeggiante, con una quota del piano campagna compresa fra +234 e +235 m s.l.m..

Dalle misure piezometriche effettuate nei sondaggi, emerge che la falda è collocata a circa 15 m da piano campagna.

Sulla base delle indagini in sito e di laboratorio, il profilo stratigrafico nell'area di interesse risulta abbastanza uniforme e caratterizzato dalle seguenti unità.

Unità 0: da +234 m s.l.m. a +232÷231 m s.l.m. (spessore \cong 2÷3 m)

Tale unità comprende generalmente terreni rimaneggiati o materiali di riporto di natura prevalentemente ghiaioso-sabbiosa, talvolta con ciottoli. In alcuni sondaggi sono stati rinvenuti frammenti di solette in cls o di laterizi da attribuirsi a precedenti fabbricati, ora demoliti.

Unità 1a: da +232÷231 m s.l.m. +220 m s.l.m. (spessore \cong 11÷12 m)

Terreni costituiti prevalentemente da ghiaie eterometriche, con ciottoli, in abbondante matrice sabbiosa, non cementate (presumibilmente Olocene) .

Unità 2a: da +220 m s.l.m. +217÷215 m s.l.m. (spessore \cong 3÷5 m)

Terreni costituiti prevalentemente da sabbie medio/fini, non cementate (presumibilmente Olocene).

Unità 1b: da +217÷215 m s.l.m. +202 m s.l.m. (spessore \cong 13÷15 m)

Terreni costituiti prevalentemente da ghiaie eterometriche con ciottoli in abbondante matrice sabbiosa, debolmente cementate (presumibilmente Pleistocene).

Unità 2b: da +202 m s.l.m. +200÷198 m s.l.m. (spessore \cong 2÷4 m)

Terreni costituiti prevalentemente da sabbie e sabbie ghiaiose, non cementate (presumibilmente Pleistocene).

Unità 1c: da +200÷198 m s.l.m. +194÷195 m s.l.m. (spessore \cong 3÷6 m)

Terreni costituiti prevalentemente da ghiaie eterometriche con ciottoli in abbondante matrice sabbiosa, debolmente cementate.

Unità 3: da +194÷195 m s.l.m. +153÷154 m s.l.m.

Deposito con composizione granulometrica nettamente differenziata rispetto ai depositi sovrastanti, costituito prevalentemente da limi sabbiosi molto consistenti, presumibilmente sovraconsolidati meccanicamente e cementati (Villafranchiano);

Nella **tab.5.1** si riportano le profondità dal p.c. attuale e le quote del tetto di tale unità.

Tabella 5.1: Profondità dal p.c. e quota del tetto dell'Unità 3

Verticale indagine	Quota piano campagna (m s.l.m.)	Quota tetto Unità 3 (m s.l.m.)	Profondità tetto Unità 3 (m dal p.c.)
ST1	234.7	192.4	42.3
ST2	234.8	194.0	40.8
ST3	234.8	196.4	38.4
ST4	234.7	193.5	41.2
ST5	234.8	192.4	42.4
ST6	234.7	191.4	43.3
ST7	234.7	193.5	41.2
ST8	234.7	194.4	40.3
ST9	234.6	193.7	40.9
ST10	234.6	195.7	38.9
ST11	234.6	194.3	40.3
ST12	234.6	194.2	40.4
ST13	234.6	194.9	39.7

Sulla base delle quote riportate nella **tab.5.1**, parrebbe che vi sia una tendenza all'approfondimento del tetto dell'unità 3 procedendo da Nord verso Sud; la profondità media dal p.c. del tetto dell'unità 3 è infatti pari a circa 42 m nei sondaggi St1, St6 e St11 (posizionati a Nord) e pari a circa 39.5 m nei sondaggi St3, St8 e St13 (posizionati a Sud) (pendenza media sull'orizzontale pari a circa 4.5°).

Sulla base di tali considerazioni possono essere presi come riferimento per le analisi dei cedimenti i profili stratigrafici A e B riportati nelle **tabb.5.2** e **5.3**, rappresentativi della verticale con minore e maggiore spessore di materiale a grana grossa al di sopra dell'unità 3.

Tabella 5.2: Profilo stratigrafico di riferimento A caratterizzato dal minimo spessore di materiali a grana grossa soprastanti l'unità 3 (lato Sud della "Torre")

Unità	Profondità da p.c.	Spessore (m)	Descrizione
0	0 m - 3 m	3	Riporto sabbioso ghiaioso
1a	3 m - 13.5 m	10.5	Ghiaia e sabbia
2a	13.5 - 18 m	4.5	sabbia
1b	18 m - 31.5 m	13.5	Ghiaia e sabbia
2b	31.5 m - 35.5 m	4	sabbia
1c	35.5 m - 38.5	3	Ghiaia e sabbia
3	> 38.5	> 50	Limi sabbiosi
Quota p.c. attuale +234.5 m s.l.m.			

Tabella 5.3: Profilo stratigrafico di riferimento B caratterizzato dal massimo spessore di materiali a grana grossa soprastanti l'unità 3 (lato Nord della "Torre")

Unità	Profondità da p.c.	Spessore (m)	Descrizione
0	0 m - 3 m	3	Riporto sabbioso ghiaioso
1a	3 m - 13.5 m	10.5	Ghiaia e sabbia
2a	13.5 - 18 m	4.5	sabbia
1b	18 m - 31.5 m	13.5	Ghiaia e sabbia
2b	31.5 m - 35.5 m	4	sabbia
1c	35.5 m - 43.5	8	Ghiaia e sabbia
3	> 43.5	> 50	Limi sabbiosi
Quota p.c. attuale +234.5 m s.l.m.			

5.3 Caratteristiche di deformabilità

5.3.1 **Materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie delle unità 1 e 2)**

5.3.1.1 **Modulo di Young a piccole deformazioni**

Il modulo di Young a piccole deformazioni (E_o), riferito allo stato tensionale efficace geostatico, è valutabile, sulla base dei profili di velocità delle onde di taglio V_s misurate con le prove Cross Hole (Figura 5 - 1), mediante la seguente espressione:

$$E_o = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \left(\frac{\gamma_t}{9.81} \cdot V_s^2 \right) \quad (1)$$

essendo:

γ_t = peso di volume naturale assunto pari a 19 kN/m³

ν = coefficiente di Poisson = 0.25.

I risultati ottenuti sono riportati nella Figura 5 - 2. Da tale figura risultano i seguenti valori rappresentativi per ogni unità:

- Unità 1a: E_o crescente linearmente da 350 MPa a 500 MPa;
- Unità 2a: E_o costante, pari a 200÷250 MPa;
- Unità 1b: E_o crescente linearmente da 1000 MPa a 1750 MPa;
- Unità 2b: E_o costante, pari a 500÷750 MPa;
- Unità 1c: E_o crescente linearmente da 1700 MPa a 2200 MPa.

Nella Figura 5 - 1 e nella Figura 5 - 2 sono riportati anche i valori di V_s e di E_o ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT in accordo alla correlazione empirica proposta da [Ohta & Goto \(1978\)](#). Tale correlazione lega il numero di colpi N_{SPT} alla V_s secondo l'espressione riportata di seguito:

$$V_s = 67.3 \cdot (N_{60})^{0.171} \cdot (z)^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G$$

essendo:

f_A = fattore dipendente dall'età dei terreni:

$f_A = 1.0$ per terreni depositati nell'Olocene;

$f_A = 1.3$ per terreni depositati nel Pleistocene;

f_G = fattore dipendente dalla granulometria dei terreni:

$f_G = 1.09$ per sabbie fini (Unità 2a e 2b);

$f_G = 1.45$ per ghiaie (Unità 1a, 1b e 1c).

Il confronto tra i valori di V_s e di E_0 ottenuti dalle prove Cross Hole e dall'interpretazione delle prove SPT appare buono in corrispondenza delle unità 1a, 2a, 2b e meno soddisfacente per le unità 1b e 1c.

In particolare per le unità 1b e 1c i valori di V_s e di E_0 ottenuti dalle prove Cross Hole sono significativamente superiori a quelli ricavati dall'interpretazione delle prove SPT.

Le due considerazioni sopra riportate lasciano presupporre che:

- I materiali delle unità 1 e 2 non sono mai stati sottoposti a pressioni verticali efficaci (σ_v') significativamente superiori a quelle attuali;
- I materiali delle unità 1b e 1c sono dotati di deboli legami di cementazione, come descritto nel paragrafo 5.2.

5.3.1.2 Moduli “operativi” per la valutazione dei cedimenti immediati

Per cedimenti immediati s'intendono quelli che avvengono in condizioni drenate, a breve termine, ovvero durante la fase di costruzione della torre.

I profili dei moduli di Young iniziali E_0 riportati nella Figura 5 - 2 non possono essere utilizzati direttamente per il calcolo dei cedimenti immediati delle fondazioni della torre con metodi semplificati che non tengono conto della non linearità di comportamento del materiale.

La non linearità di comportamento è legata essenzialmente a tre aspetti principali:

- Dipendenza del modulo dalla pressione efficace media di confinamento.
- Dipendenza del modulo dal livello di deformazione indotto; i moduli iniziali E_0 sono applicabili fino a livelli di deformazioni indotte inferiori a 1×10^{-5} ;

- Dipendenza del modulo dal percorso di sollecitazione; in particolare i moduli associabili a percorsi di “carico vergine” o di “primo carico” sono significativamente inferiori a quelli associabili a percorsi di “scarico-ricarico”.

Il **primo aspetto** può essere tenuto in conto adottando la seguente espressione:

$$E_o = E_{o,rif} \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^m \quad (2)$$

essendo:

$E_{o,rif}$ = costante del modulo

m = esponente del modulo = 0.5

p' = pressione efficace media corrente

p_a = pressione atmosferica = 100 kPa.

Il **secondo aspetto** può essere tenuto in conto dividendo il profilo di E_o per un opportuno coefficiente, stimato sulla base di procedure iterative tipo quella descritta in [Berardi \(1999\)](#), che, per una fondazione poggiate in prossimità del p.c., si articola nei seguenti passi:

- Assegnato un valore del cedimento s della fondazione, valutazione del rapporto tra il modulo di Young “operativo” E_{op} ed il modulo di Young iniziale E_o sulla base della seguente espressione:

$$\frac{E'_{op}}{E_o} = 0.16 \cdot \left(\frac{s}{B} \cdot 100 \right)^{-0.4} \quad (3)$$

essendo:

B = dimensione minore della fondazione

- Con l'assegnato valore del cedimento s della fondazione, determinazione della pressione q , compatibile con il rapporto dei moduli valutato al punto precedente, con la seguente equazione:

$$q = \frac{s \cdot E_{op}^*}{B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_s} \quad (4)$$

essendo:

$l_s \cong 0.56 \div 0.67$ per fondazioni quadrate o con rapporto L/B inferiore a 3, essendo L la dimensione maggiore della fondazione della torre.

$$E_{op}^* = 0.16 \cdot E_o^* \cdot \left(\frac{s}{B} \right)^{-0.4} \quad (5)$$

E_o^* = modulo di Young iniziale valutato dalla Figura 5 - 2 a una profondità pari a B/2 al di sotto della quota di appoggio della fondazione.

- Ripetizione della procedura sopra indicata per altri valori del cedimento s della fondazione al fine di ottenere la curva q-s/B. Entrando con il valore della pressione media esercitata dalla fondazione (q_{media}) nella curva q-s/B si ottengono sequenzialmente il valore s/B ed il valore del rapporto E_{op}' / E_o .

Normalmente nel caso di fondazioni superficiali di dimensioni comparabili a quelli della "Torre", poggianti su terreni a grana grossa, che esercitano sul terreno pressioni dell'ordine di 500 kPa, si ottengono valori di E_{op}' / E_o dell'ordine di 0.3÷0.4.

Il profilo del modulo operativo di "primo carico" risulta pertanto pari a:

$$E_{PR} = E_{PR,rif} \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^m \text{ in MPa, per condizioni di primo carico} \quad (6)$$

essendo:

$$E_{PR,rif} = 0.3 \cdot E_{o,rif}$$

Il **terzo aspetto** può essere tenuto in conto moltiplicando il profilo di E_{PR} per un opportuno coefficiente pari ad almeno 2; il profilo del modulo operativo in condizioni di "scarico-ricarico" risulta pertanto pari a:

$$E_{UR} = E_{UR,rif} \cdot \left(\frac{p'}{p_a} \right)^m \text{ in MPa, per condizioni di scarico/ricarico} \quad (7)$$

essendo:

$$E_{UR,rif} = 2 \cdot 0.3 \cdot E_{o,rif}$$

In riferimento al **secondo** e **terzo** aspetto è possibile quindi calcolare i profili di modulo operativo di primo carico e di scarico-ricarico dal profilo del modulo di Young iniziale E_o valutato dalle prove Cross Hole, di cui si riportano i valori medi per

ogni strato in **tab. 5.4** ed i profili con la profondità rispettivamente in Figura 5 - 3 e in Figura 5 - 4.

Tabella 5.4: Modulo operativi da interpretazione prove Cross Hole

Unità stratigrafica	Da [m s.l.m.]	A [m s.l.m.]	E _{PR} [MPa]	E _{UR} [MPa]
Unità 1a	+231	+220	150	300
Unità 2a	+200	+216	185	370
Unità 1b	+216	+202	575	1150
Unità 2b	+202	+198	380	760
Unità 1c	+198	+195	700	1400

In riferimento al **primo aspetto** sopra definito, in Figura 5 - 3 ed in Figura 5 - 4 si riportano anche i profili dei moduli operativi calcolati rispettivamente applicando l'equazione (6) e l'equazione (7). In **tab.5.5** si riportano i valori delle costanti di riferimento E_{PR,rif} e E_{UR,rif} assunti nella definizione dei profili dei moduli operativi di primo carico e scarico-ricarico, come definiti nelle equazioni (6) e (7).

Tali profili si riferiscono alla condizione tensionale efficace geostatica calcolata come segue:

$$\sigma_{vo}' = \gamma_t \cdot z \quad \text{per } z < 15 \text{ m}$$

$$\sigma_{vo}' = \gamma_t \cdot 15 + \gamma_t' \cdot (z - 15) \quad \text{per } z > 15 \text{ m}$$

$$\sigma_{ho}' = K_o \cdot \sigma_{vo}'$$

$$K_o = 1 - \sin \varphi'$$

$$\varphi' = 35^\circ.$$

Tabella 5.5: Costanti del modulo

Unità stratigrafica	Da [m s.l.m.]	A [m s.l.m.]	E _{PR,rif} [MPa]	E _{UR,rif} [MPa]
Unità 1a	+231	+220	180	360
Unità 2a	+200	+216	140	280
Unità 1b	+216	+202	370	740
Unità 2b	+202	+198	220	440
Unità 1c	+198	+195	400	800

5.3.1.3 Valutazione dei cedimenti di “creep” a lungo termine

In accordo a [Burland & Burbidge \(1985\)](#), non si può escludere che nel tempo, dopo le fasi di costruzione della “Torre”, anche nei depositi a grana grossa, possano prodursi deformazioni di “creep”; in accordo agli autori suddetti, il cedimento a lungo termine, comprensivo delle deformazioni di “creep”, può essere stimato con la presente espressione:

$$s_t = s \cdot \left[1 + 0.3 + 0.2 \cdot \log_{10} \left(\frac{t}{3} \right) \right] \quad (8)$$

essendo:

s_t = cedimento al tempo t a partire dal termine della costruzione della torre

s = cedimento immediato valutato con i profili di deformabilità discussi nel paragrafo 5.3.1.2

t = tempo a partire dal termine della costruzione assunto pari a 3 anni.

A titolo di esempio, assumendo $t = 50$ anni, il cedimento a lungo termine risulta pari a 1.5 volte quello immediato avvenuto durante la costruzione.

5.3.2 Strati a grana fine (limi sabbiosi dell'Unità 3)

5.3.3 Premessa

Dopo una breve presentazione delle caratteristiche fisiche, la caratterizzazione dei terreni a grana fine (al di sotto di 40 m da p.c.) in termini di parametri di deformabilità viene effettuata sulla base di un'analisi critica dei risultati delle seguenti prove:

- Prove Cross Hole;
- Prove edometriche effettuate sui campioni prelevati nei sondaggi;
- Prove pressiometriche Menard.

La caratterizzazione viene completata con indicazioni in merito ai coefficienti di permeabilità.

5.3.4 Caratteristiche fisiche

Le caratteristiche fisiche dei materiali limoso sabbiosi sono riportate nelle seguenti figure:

- Figura 5 - 5: Curve granulometriche; si rileva che il contenuto in sabbia è superiore al 35% con massimi dell'ordine del 60%. In accordo a [Nocilla et al. \(2006\)](#) i materiali in esame sono particolarmente difficili da caratterizzare in quanto classificabili nell'ambito di quelli a comportamento intermedio tra le argille e le sabbie ("transitional materials").
- Figura 5 - 6: Peso di volume naturale γ ; i valori generalmente variano tra 19 e 20 kN/m³.
- Figura 5 - 7: Contenuto d'acqua naturale w_n ; i valori sono compresi fra il 20 ed il 25%.
- Figura 5 - 8: Limite liquido LL; i valori sono inferiori al 30%.
- Figura 5 - 9: Limite plastico LP; i valori sono pari al 20%.
- Figura 5 - 10: Indice plastico IP; i valori sono compresi fra 5 e 7%.
- Figura 5 - 11: carta di plasticità di Casagrande.
- Figura 5 - 12: Indice dei vuoti e_o valutato assumendo che il materiale in sito sia saturo; i valori risultano compresi fra 0.5 e 0.65.

5.3.5 Moduli di deformabilità

5.3.5.1 Prove Cross Hole

Le caratteristiche di deformabilità dei materiali costituenti l'unità 3 possono essere dedotte sulla base dei criteri descritti nel paragrafo 5.3.1. In particolare il modulo di Young a piccole deformazioni (E_o), riferito allo stato tensionale efficace geostatico, è valutabile mediante l'equazione (1).

I moduli di Young iniziali (E_o), operativi di "primo carico" (E_{PR}) e operativi di "scarico-ricarico" (E_{UR}), riferiti alla pressione efficace media corrente (p'), sono

valutabili con le equazioni (2), (6) e (7). Nel caso specifico, a favore di sicurezza, si adotterà:

$$E_{PR,rif} = 0.1 \cdot E_{o,rif}$$

$$E_{UR,rif} = 0.2 \cdot E_{o,rif}$$

I profili dei moduli E_o , E_{PR} e E_{UR} sono riportati rispettivamente nella Figura 5 - 13, nella Figura 5 - 14 e nella Figura 5 - 15. I valori dei moduli di riferimento $E_{o,rif}$, $E_{PR,rif}$ e $E_{UR,rif}$ risultano pari a:

$$E_{o,rif} = 670 \text{ MPa}$$

$$E_{PR,rif} = 67 \text{ MPa}$$

$$E_{UR,rif} = 134 \text{ MPa.}$$

Si rileva che i profili di modulo riportati rispettivamente nella Figura 5 - 13, nella Figura 5 - 14 e nella Figura 5 - 15 si riferiscono alla condizione tensionale efficace geostatica calcolata ipotizzando un coefficiente di spinta del terreno a riposo $K_0 = 2.5$ sulla base delle argomentazioni di seguito esposte.

E' interessante osservare che il profilo di E_o ricavato dai risultati delle prove Cross Hole è significativamente superiore a quello che può essere ottenuto applicando le correlazioni empiriche riportate nella letteratura tecnica. Se si fa riferimento ad esempio a [Kramer \(1996\)](#) risulterebbe infatti quanto segue:

$$G_0 = 625 \cdot \left(\frac{1}{0.3 + 0.7 \cdot e^2} \right) \cdot p_a^{0.5} (p')^{0.5} \quad (9)$$

essendo:

$$e = 0.6$$

p_a = pressione atmosferica di riferimento = 100 kPa

$$p' = [(1+2 \cdot k_0)/3] \cdot \sigma'_v$$

k_0 = coefficiente di spinta a riposo.

I risultati ottenuti applicando l'equazione (9) per terreni normalmente consolidati ($OCR = 1$) e per terreni molto sovraconsolidati ($OCR = 25$) sono messi a confronto con quelli sperimentali nella Figura 5 - 13.

Anche adottando $OCR = 25$ i valori di E_o sperimentali sono significativamente superiori a quelli ottenuti applicando l'equazione (9). A parere degli scriventi gli elevati valori di E_o ottenuti con le prove Cross Hole possono essere quindi imputabili alla concomitanza dei seguenti due aspetti:

- Un'elevata sovraconsolidazione meccanica ($OCR > 25$);
- La presenza di legami di cementazione.

A valori di $OCR = 25$ corrisponderebbero valori di K_0 maggiori di 1; applicando l'equazione $K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$ e assumendo $\varphi' = 30^\circ$ si ottiene infatti $K_0 = 2.5$.

5.3.5.2 Prove edometriche

Le prove edometriche disponibili sono influenzate in maniera rilevante dal disturbo indotto dal campionamento. Ciò si evince dal fatto che le deformazioni assiali ε_a^* misurate nella fase di ricomprensione fino alla tensione verticale efficace σ_{vo}' sono molto elevate (vedi la **tab.5.6**).

I moduli edometrici corrispondenti all'intervallo di carico immediatamente superiore a σ_{vo}' determinati dalle prove edometriche sono pertanto largamente sottostimati, come evidenziato nella Figura 5 - 14 e nella Figura 5 - 15 ove sono messi a confronto con quelli E_{PR} e E_{UR} ottenuti dall'interpretazione delle prove Cross Hole.

Tabella 5.6: Valori della deformazione assiale ε_a^* in prova edometrica alla pressione efficace σ_{vo}'

Provino	Campione	Profondità da p.c. attuale (m)	σ_{vo}' (kPa)	ε_a^* (%)
ST1	ioo28	68.25	790	11.55
ST2	ioo36	52.3	630	9.5
ST3	ioo37	49.75	609	9.5
ST4	ioo29	51.75	626	8.5
ST5	ioo39	48.25	590	8.5
ST7	ioo38	63.25	741.5	7.0
ST8	ioo70	64.35	729	10.5
ST10	ioo71	48.25	584	10.0

Nel tentativo di rimediare all'effetto disturbo indotto dal campionamento, le curve edometriche sperimentali sono state corrette in accordo alla procedura suggerita da [Schmertmann \(1953\)](#); in particolare, nel caso specifico, si è operato come segue:

- Per ciascun edometro rappresentato nella Figura 5 - 16, nella Figura 5 - 17 e nella Figura 5 - 18, la linea di compressione caratteristica del comportamento del materiale indisturbato in sito nel campo di pressioni superiori a σ_{vy}' è stata fatta passare per i seguenti due punti:

- Punto A collocato sul proseguimento della linea di compressione sperimentale nel piano e - $\log \sigma_v'$ di coordinate ($e_2 = 0.42 \cdot e_o$; σ_{v2}')
- Punto B di coordinate ($e_1 = e_o$; $\sigma_{vo1}' \cong \sigma_{vy}' = r \cdot \sigma_{vo}'$)

essendo:

e_o = indice dei vuoti iniziale in sito

σ_{vo}' = pressione verticale efficace geostatica

σ_{vy}' = pressione di soglia critica, al di sopra della quale vengono indotte deformazioni visco-plastiche irreversibili

r = coefficiente empirico; in assenza di dati sperimentali, peraltro di difficile determinazione, al coefficiente r viene assegnato un valore pari a 1.3.

Il coefficiente di compressione C_c corretto, applicabile per pressioni superiori a $\sigma_{vy}' = 1.3 \cdot \sigma_{vo}'$, è pertanto pari a:

$$C_c = \frac{e_o - 0.42 \cdot e_o}{\log \sigma_{v2}' - \log \sigma_{vo1}'} \quad (10)$$

- Il coefficiente di ricomprensione C_r , caratteristico del comportamento del materiale indisturbato in sito nel campo di pressioni comprese tra σ_{vo}' e $\sigma_{vy}' = 1.3 \cdot \sigma_{vo}'$ è assunto pari a $C_c/5$.
- Il coefficiente di "scarico-ricarico" C_{UR} , caratteristico del comportamento del materiale indisturbato in sito nel campo di pressioni comprese tra $\sigma_v' < \sigma_{vo}'$ e σ_{vo}' è assunto pari a $C_c/10$.

I risultati conseguiti sono pari a:

- $C_c = 0.29 \div 0.33$ con valor medio pari a 0.31
- $C_r = 0.058 \div 0.066$ con valor medio pari a 0.062
- $C_{UR} = 0.029 \div 0.033$ con valor medio pari a 0.031

Ai coefficienti C_c , C_r e C_{UR} possono essere associati i seguenti moduli di Young operativi:

$$E_{\sigma_v' \geq \sigma_{vy}'} = \frac{0.8 \cdot p'}{0.435 \cdot \left(\frac{C_c}{1+e_0} \right)} \quad \text{per } \sigma_v' > \sigma_{vy}' = 1.3 \cdot \sigma_{vo}' \quad (11a)$$

$$E_{PR} = \frac{0.8 \cdot p'}{0.435 \cdot \left(\frac{C_r}{1+e_0} \right)} \quad \text{per } \sigma_{vo}' < \sigma_v' < \sigma_{vy}' = 1.3 \cdot \sigma_{vo}' \quad (11b)$$

$$E_{UR} = \frac{0.8 \cdot p'}{0.435 \cdot \left(\frac{C_{UR}}{1+e_0} \right)} \quad \text{per } \sigma_v' < \sigma_{vo}' \quad (11c)$$

essendo p' la pressione media efficace.

Nella Figura 5 - 14 e nella Figura 5 - 15 i moduli E_{PR} e E_{UR} , corrispondenti a pressioni efficaci medie pari a quelle geostatiche, ottenuti applicando le equazioni (11b) e (11c) sono messi a confronto con quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove Cross Hole.

5.3.5.3 Prove pressiometriche Menard

Le prove pressiometriche Menard sono state effettuate prevedendo anche un ciclo di scarico-ricarico.; esse pertanto forniscono due valori dei moduli di Young; il primo si riferisce a condizioni di "primo carico"; il secondo si riferisce a condizioni di "scarico-ricarico".

Poiché nel tratto a comportamento prevalentemente elastico la pressione efficace media rimane pressoché costante, tali valori di modulo sono associabili a stati tensionali prossimi a quelli caratteristici delle condizioni geostatiche; come tali essi sono messi a confronto nella Figura 5 - 14 e nella Figura 5 - 15 con quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove Cross Hole e delle prove edometriche.

5.3.5.4 Commenti conclusivi

Sulla base di quanto riportato nei paragrafi 5.3.5.2 e 5.3.5.3. si rileva quanto segue:

- I moduli E_{PR} ed E_{UR} ottenuti dall'interpretazione delle prove edometriche corrette sono ancora significativamente inferiori ricavati dalle prove Cross Hole;
- I moduli E_{PR} ottenuti dall'interpretazione delle prove edometriche corrette sono comparabili ai moduli ricavati dalle prove pressiometriche Menard;
- I moduli E_{UR} ottenuti dall'interpretazione delle prove edometriche corrette sono inferiori ai moduli ricavati dalle prove pressiometriche Menard;
- I moduli E_{PR} ed E_{UR} ottenuti dalle prove pressiometriche Menard sono significativamente inferiori a quelli ricavati dalle prove Cross Hole.

I motivi per cui i moduli E_{PR} e E_{UR} ottenuti dall'interpretazione delle prove edometriche corrette e dalle prove pressiometriche Menard sono significativamente inferiori a quelli ricavati dalle prove Cross Hole sono imputabili a diversi fattori difficilmente quantificabili, fra cui:

- Disturbo del terreno generato dal campionamento o dall'esecuzione del foro per le prove Menard;
- Deformabilità delle attrezzature per prove edometriche e pressiometriche; per terreni molto "rigidi" come quelli in esame tale aspetto può essere molto rilevante;
- Livelli di deformazione indotti non comparabili nei tre tipi di prove.

In questa sede si suggerisce di prendere come riferimento i moduli derivanti dalle prove pressiometriche Menard.

Riassumendo, si adotteranno pertanto le seguenti espressioni:

$$E_{\sigma_v' \geq \sigma_{vo}'} = \frac{0.8 \cdot p'}{0.435 \cdot \left(\frac{C_c}{1 + e_0} \right)} \quad \text{per } \sigma_v' > \sigma_{vy}' = 1.3 \cdot \sigma_{vo}' \quad (12a)$$

$$E_{PR} = \frac{0.8 \cdot p'}{0.435 \cdot \left(\frac{C_r}{1 + e_0} \right)} \quad \text{per } \sigma_{vo}' < \sigma_v' < \sigma_{vy}' = 1.3 \cdot \sigma_{vo}' \quad (12b)$$

$$E_{UR} = \frac{2 \cdot 0.8 \cdot p'}{0.435 \cdot \left(\frac{C_{UR}}{1 + e_0} \right)} \quad \text{per } \sigma_v' < \sigma_{vo}' \quad (12c)$$

Si osserva in questa sede che i valori dei moduli di riferimento risultano dello stesso ordine di grandezza di quelli definiti in fase di Progetto Preliminare.

In relazione alla scelta effettuata sui moduli "operativi" di calcolo, presumibilmente sottostimati, si ritiene di non dover tenere conto del contributo indotto da deformazione offerto da fenomeni di "creep".

5.3.6 Coefficienti di permeabilità

Sulla base della composizione granulometrica e delle caratteristiche di plasticità, ai limi sabbiosi dell'unità 3 può essere attribuito un coefficiente di permeabilità compreso fra $5 \cdot 10^{-8}$ e $1 \cdot 10^{-9}$ m/s.

6. CONCLUSIONI

Sulla base di quanto discusso nei precedenti capitoli, possono essere tratte le seguenti conclusioni utili per le analisi dei cedimenti della "Torre".

1. I profili stratigrafici di riferimento sono riassunti nelle **Tabb. 5.2 e 5.3**.
2. Il comportamento sia dei terreni a grana grossa (Unità 1 e 2) sia dei terreni dei terreni a grana fine (Unità 3) non è lineare, dipendendo sia dalla pressione efficace di confinamento sia del livello deformazionale/tensionale indotto.

La definizione dei moduli "operativi" viene a dipendere quindi anche dal modello costitutivo con cui viene condotta l'analisi.

Nel caso di adozione di modelli costitutivi elastici lineari può essere adottata la seguente strategia:

➤ **Analisi di prima stima:**

- Fase di carico 1: Fino a pressioni esercitate dalla platea di fondazione sul terreno pari a quelle che compensano l'alleggerimento dovuto agli scavi ($\approx \sigma'_{v0}$) si adottano i moduli E_{UR} .
 - Per le Unità 1 e 2 si farà riferimento alla Figura 5 - 4;
 - Per le Unità 3 si farà riferimento alla Figura 5 - 15 ed all'equazione 12(c) con $p' = p'_0$ essendo p'_0 la pressione media efficace geostatica.
- Fase di carico 2: Per pressioni esercitate dalla platea di fondazione superiori a σ'_{v0} :
 - Per le Unità 1 e 2 si farà riferimento ai moduli E_{PR} riportati in Figura 5 - 3;
 - Per le Unità 3:
 - Fase 2a - $\sigma'_{v0} < \sigma'_v < 1.3 \cdot \sigma'_{v0}$: Adozione dei moduli E_{PR} ; si farà riferimento alla Figura 5 - 14 e all'equazione 12(b) con $p' = p'_0$ essendo p'_0 la pressione media efficace geostatica;
 - Fase 2b - $1.3 \cdot \sigma'_{v0} < \sigma'_v < \sigma'_f$: Adozione dei moduli E dati dall'equazione 12(a) con $p' = p'_0$ essendo p'_0 la pressione

media efficace geostatica. σ'_f può essere stimata ricorrendo alle note soluzioni elastiche (Boussinesq).

➤ **Analisi di seconda stima:**

Sulla base dei risultati ottenuti dall'analisi di prima stima è possibile valutare le pressioni efficaci medie prima e dopo l'applicazione del carico relativo alle varie fasi ed aggiornare i profili dei moduli introducendo nelle equazioni il seguente valore di p' :

$$p' = \frac{p'_1 + p'_2}{2}$$

essendo:

p'_{1} = pressione efficace media prima dell'applicazione del carico relativo alla specifica fase;

p'_{2} = pressione efficace media dopo dell'applicazione del carico relativo alla specifica fase.

Nel caso di adozione di modelli costitutivi tipo Hardening Soil o Cam Clay implementati in codici di calcolo quali Plaxis o Flac gli aspetti sopra evidenziati sono in gran parte automaticamente messi in conto.

7. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Berardi R. (1999) "Non linear elastic approaches in foundation design" Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, vol.1, Jamiolkowski, Lancellotta & Lo Presti editors, 733-739.
- Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) "Settlement of foundations on sand and gravel" Proc. ICE, Part 1.
- Kramer S.L. (1996) "Geotechnical Earthquake Engineering" Prentice Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Nocilla A., Coop M.R., Colleselli F. (2006) " The mechanics of an Italian silt: an example of "transitional" behaviour" Géotechnique 56, n° 4, 261-271.
- Ohta Y., Goto N. (1978) "Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.6.
- Schmertmann, J.H. (1953). Estimation the true consolidation behavior of clay from laboratory test results. Trans. ASCE, 118, 311, 1-25.

FIGURE



è vietata la riproduzione di questo documento, senza preventiva autorizzazione scritta dello SGI
reproduction of this document is forbidden without prior written permission of SGI

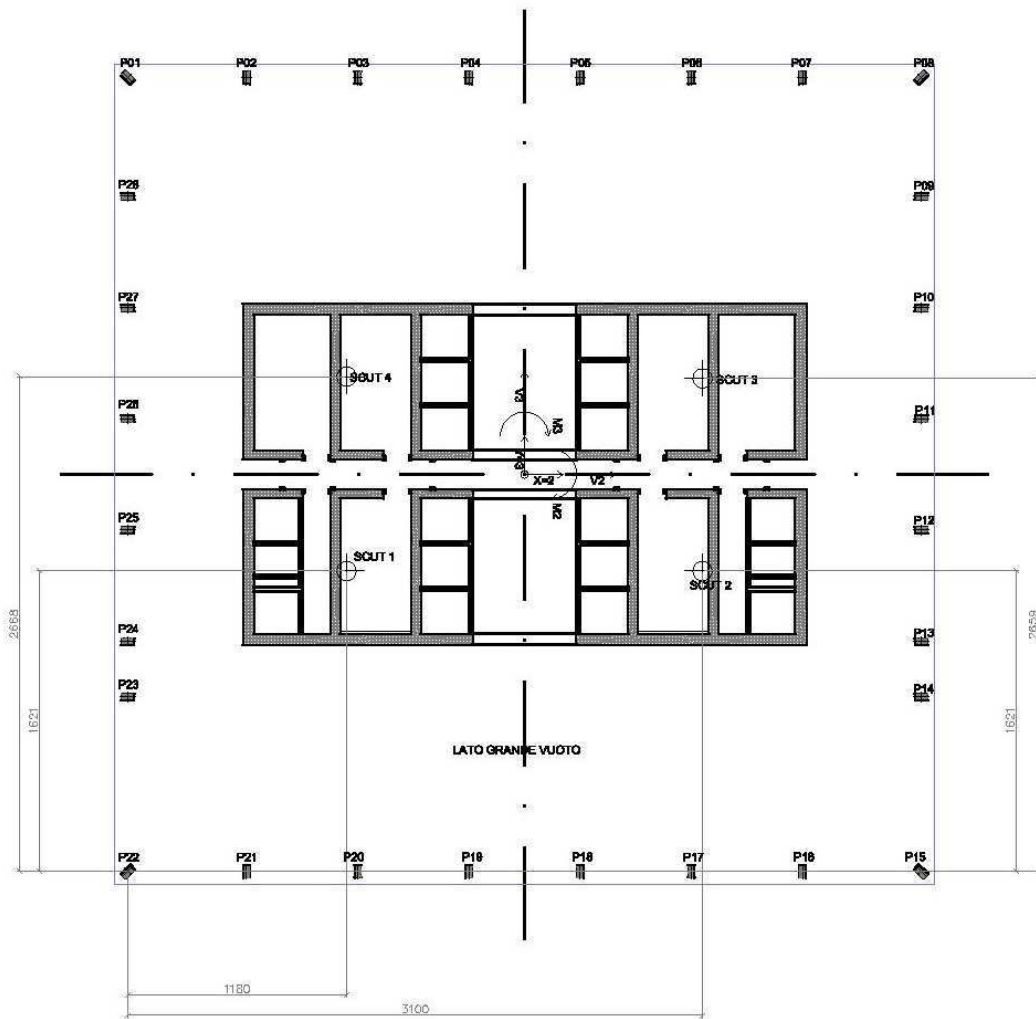


Figura 3- 1: Planimetria della struttura a livello platea

Nuovo Palazzo della Regione Piemonte - Torino
Valori di Vs da CH e da interpretazione prove SPT

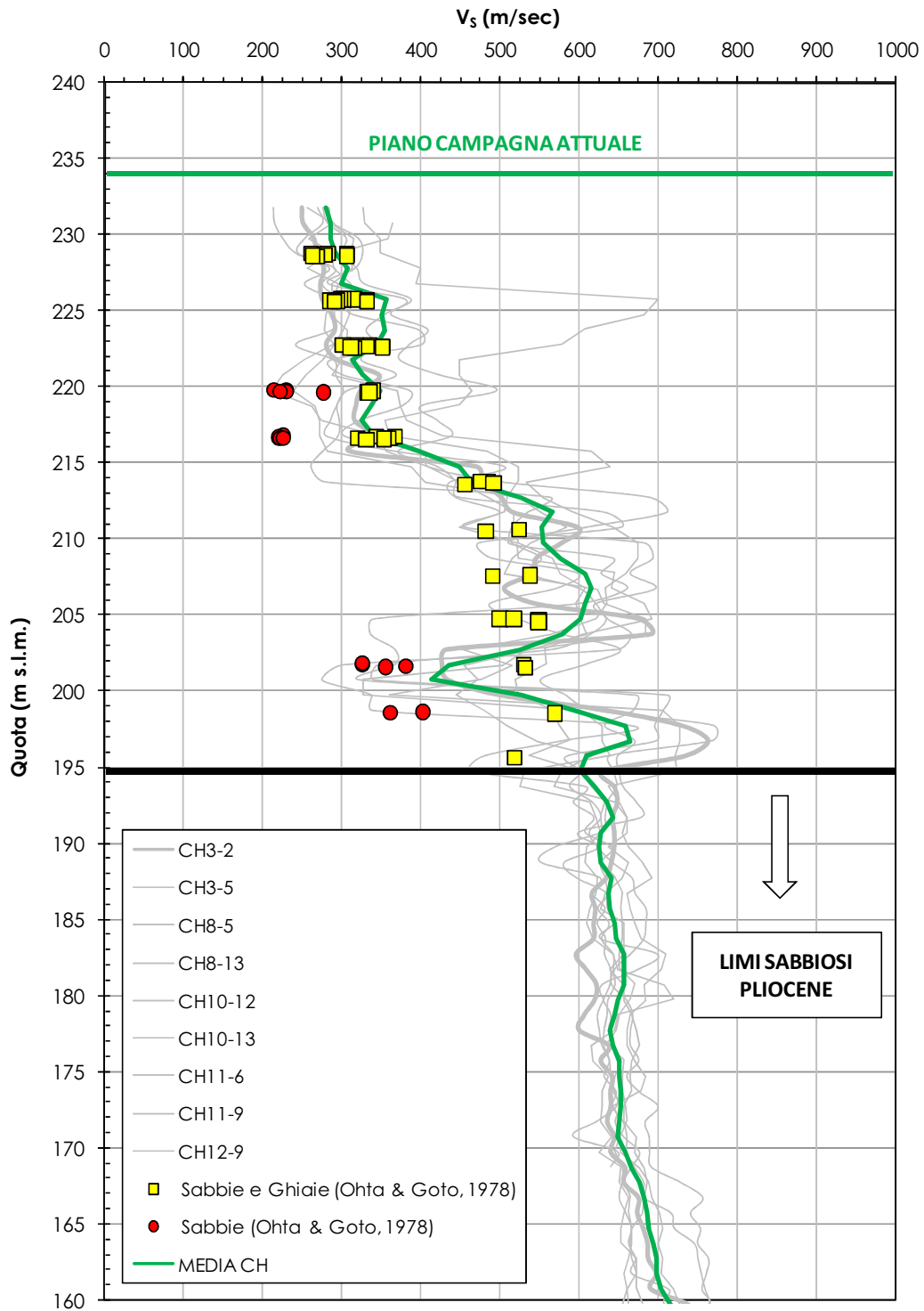


Figura 5 - 1 – Profilo delle velocità delle onde di taglio V_s da prove Cross Hole e da interpretazione prove SPT

Nuovo Palazzo della Regione Piemonte - Torino
Moduli di Young E_0

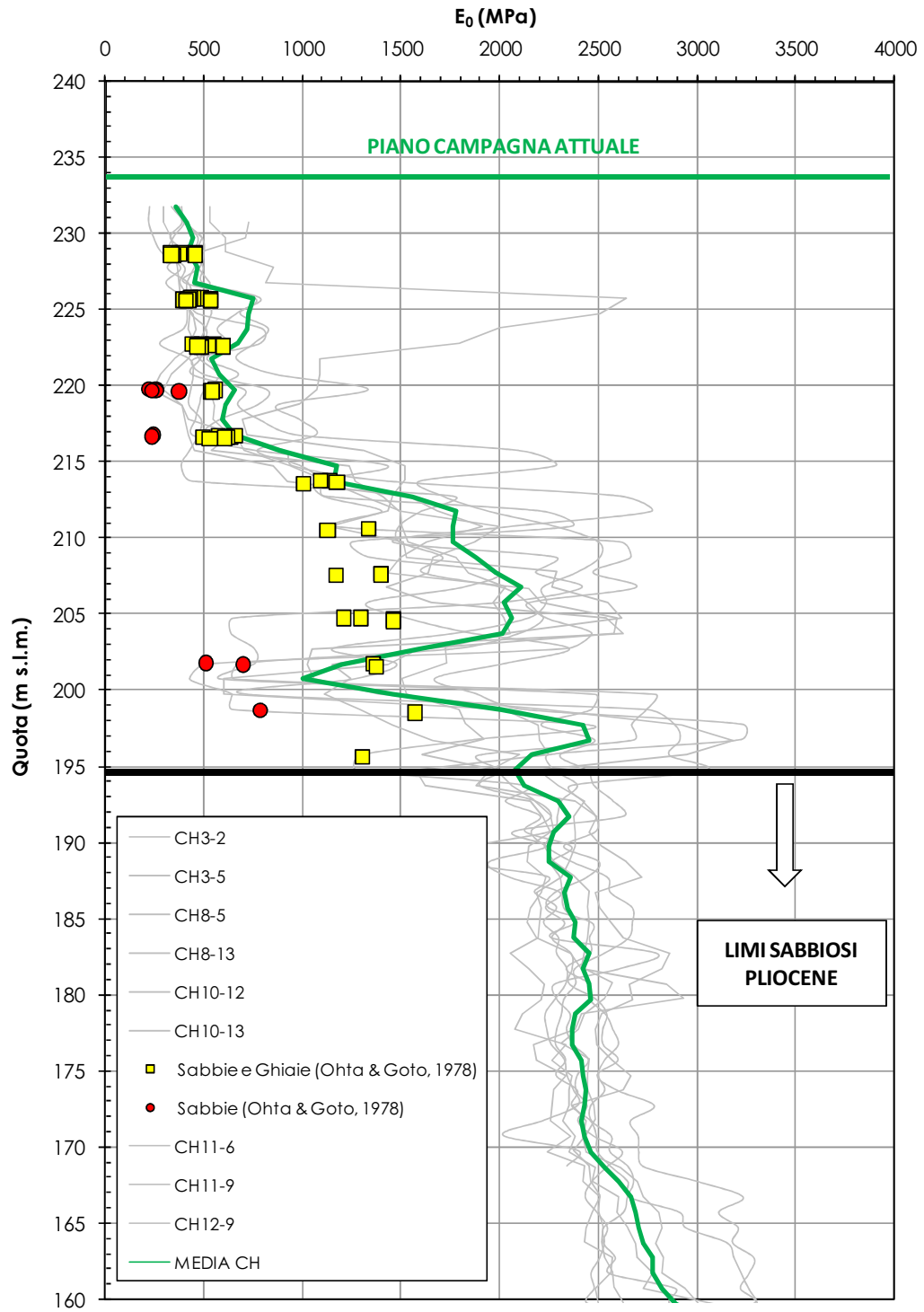


Figura 5 - 2 – Profilo del modulo di Young iniziale E_0 da prove Cross Hole e da interpretazione prove SPT

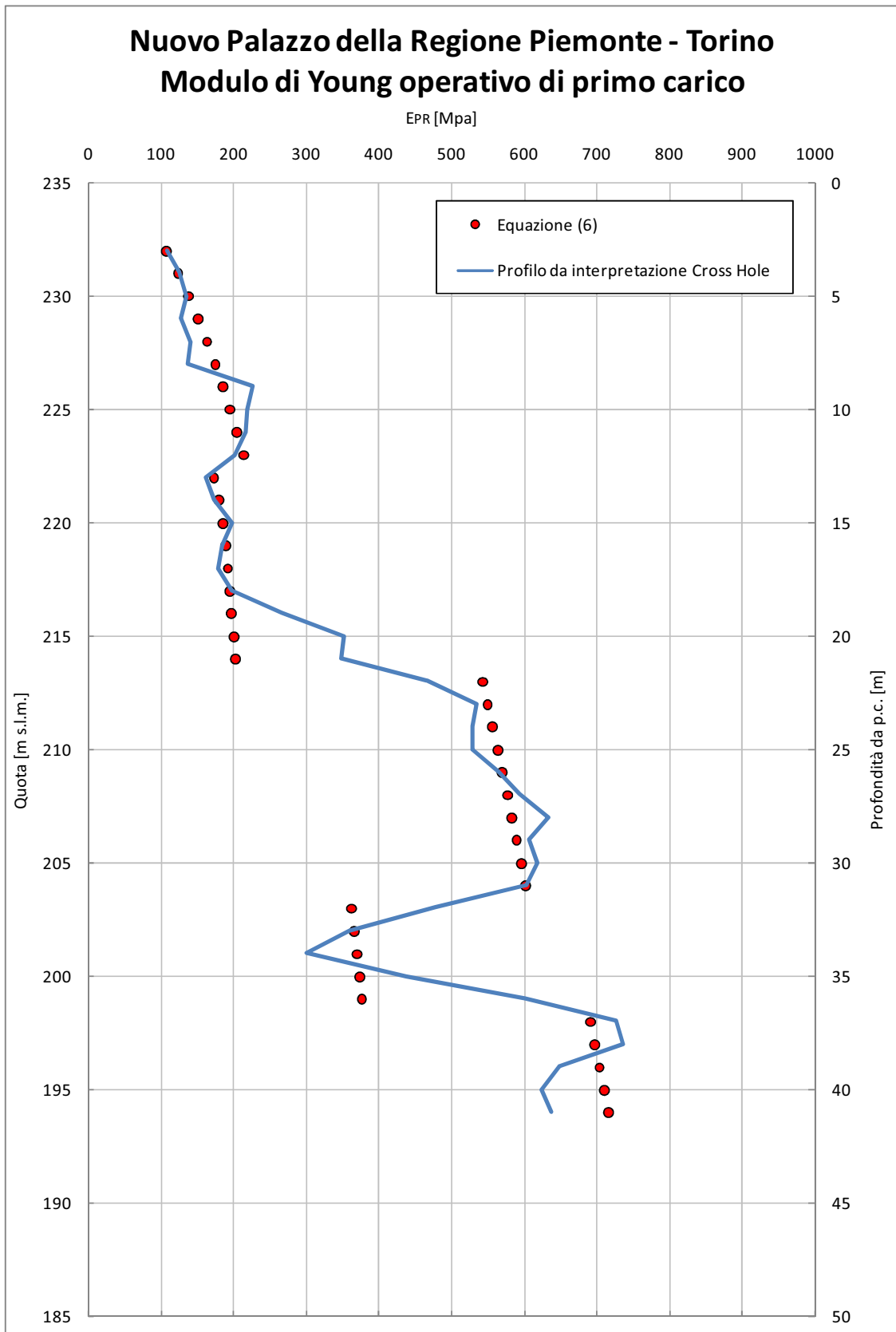


Figura 5 - 3 – Unità 1 e 2: Modulo di Young operativo di primo carico calcolato da Eq.(6)

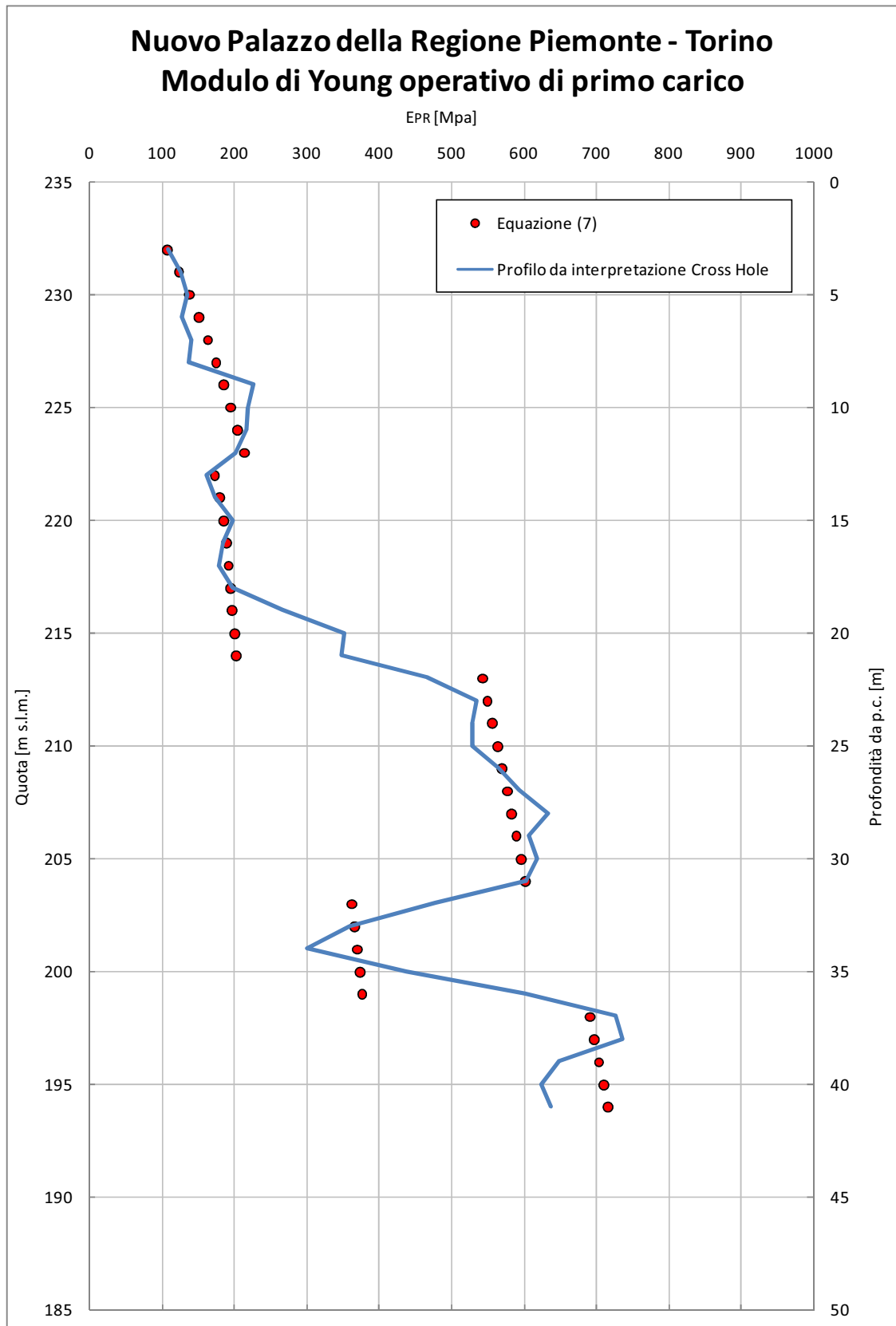


Figura 5 - 4 – Unità 1 e 2: Modulo di Young operativo di scarico/ricarico calcolato da Eq.(7)

PALAZZO DELLA REGIONE PIEMONTE - TORINO
CURVE GRANULOMETRICHE DEI LIMI SABBIOSI DELL'UNITA' 3

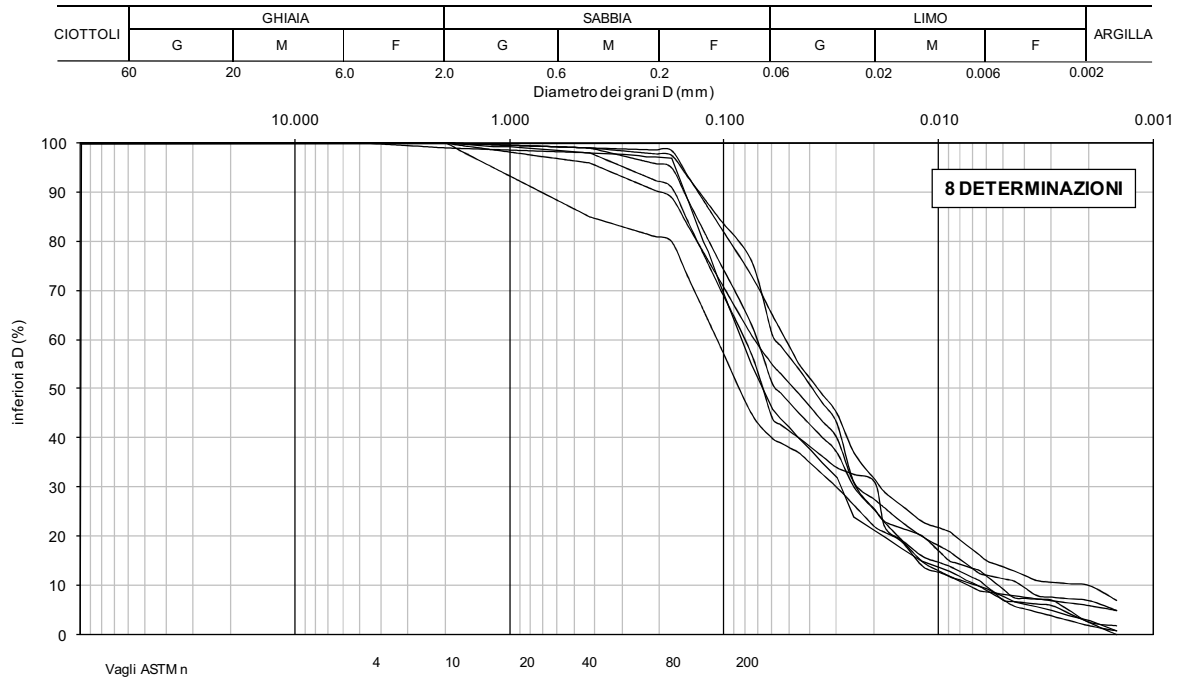


Figura 5 - 5: Curve granulometriche Unità 3



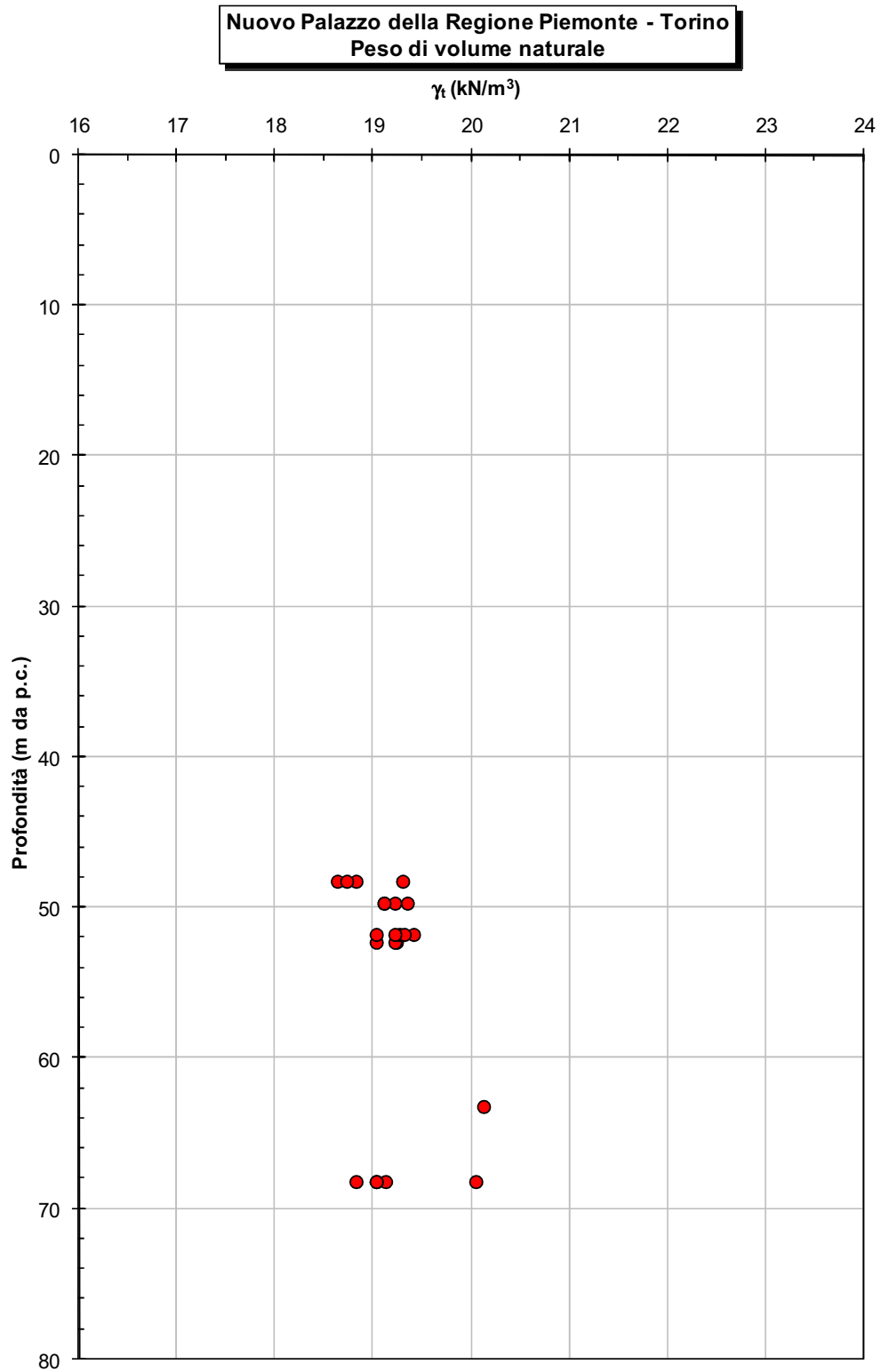


Figura 5 - 6: Peso di volume naturale – Unità 3

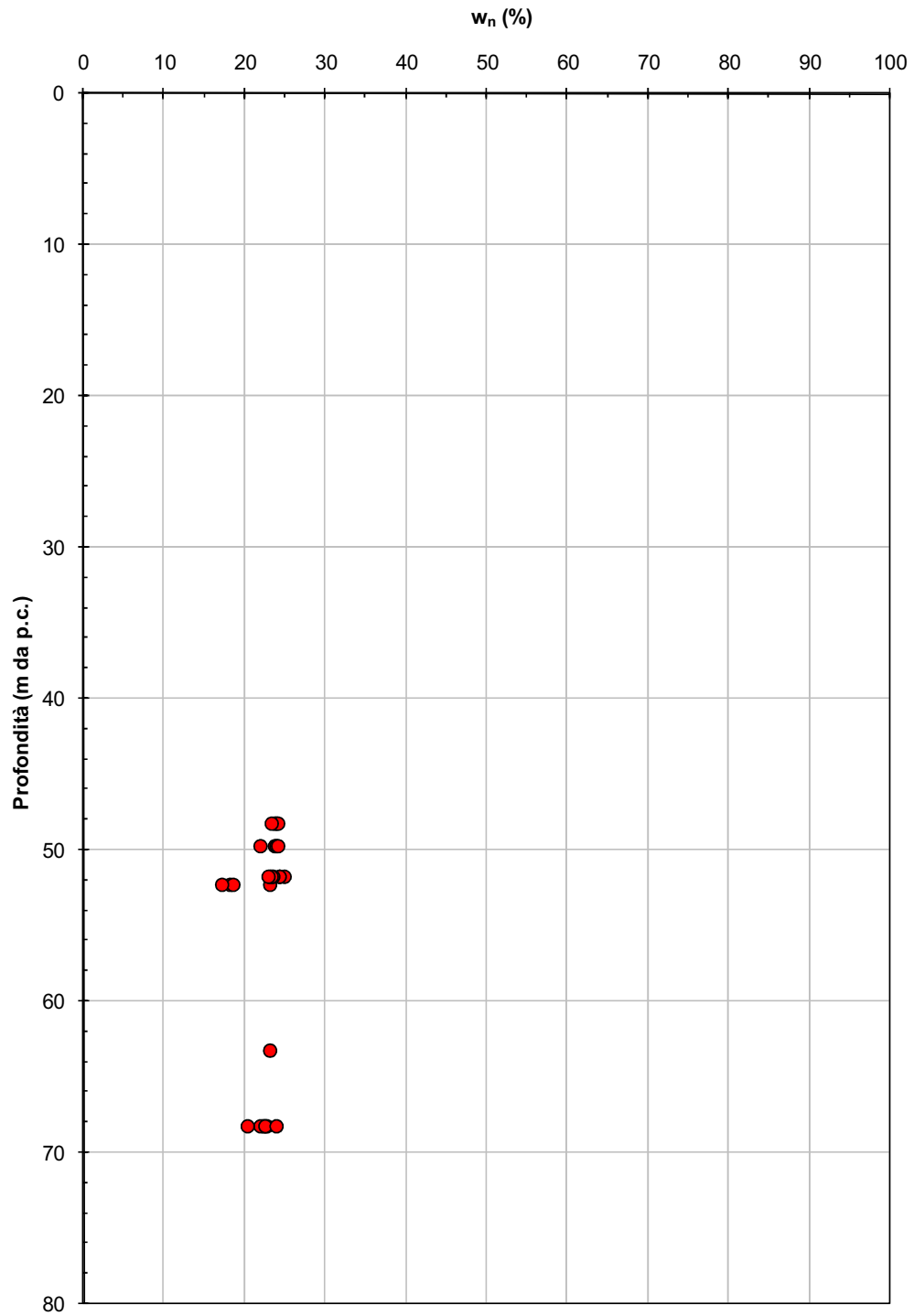
Nuovo Palazzo della Regione Piemonte - Torino
Contenuto d'acqua naturale

Figura 5 - 7: Contenuto d'acqua naturale – Unità 3

Nuovo Palazzo della Regione Piemonte - Torino
Limite liquido

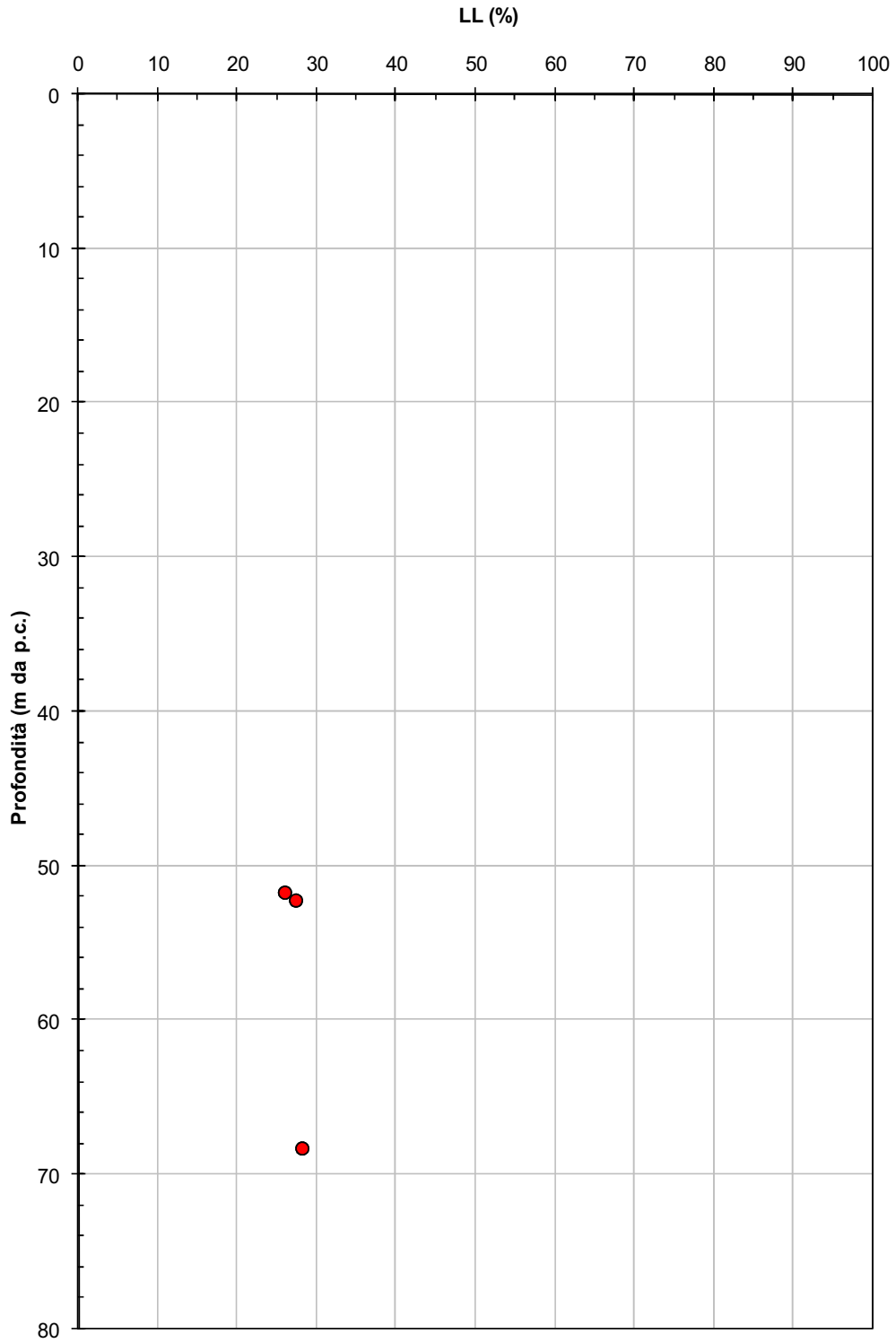


Figura 5 - 8: Limite liquido – Unità 3



**Nuovo Palazzo della Regione Piemonte - Torino
Limite Plastico**

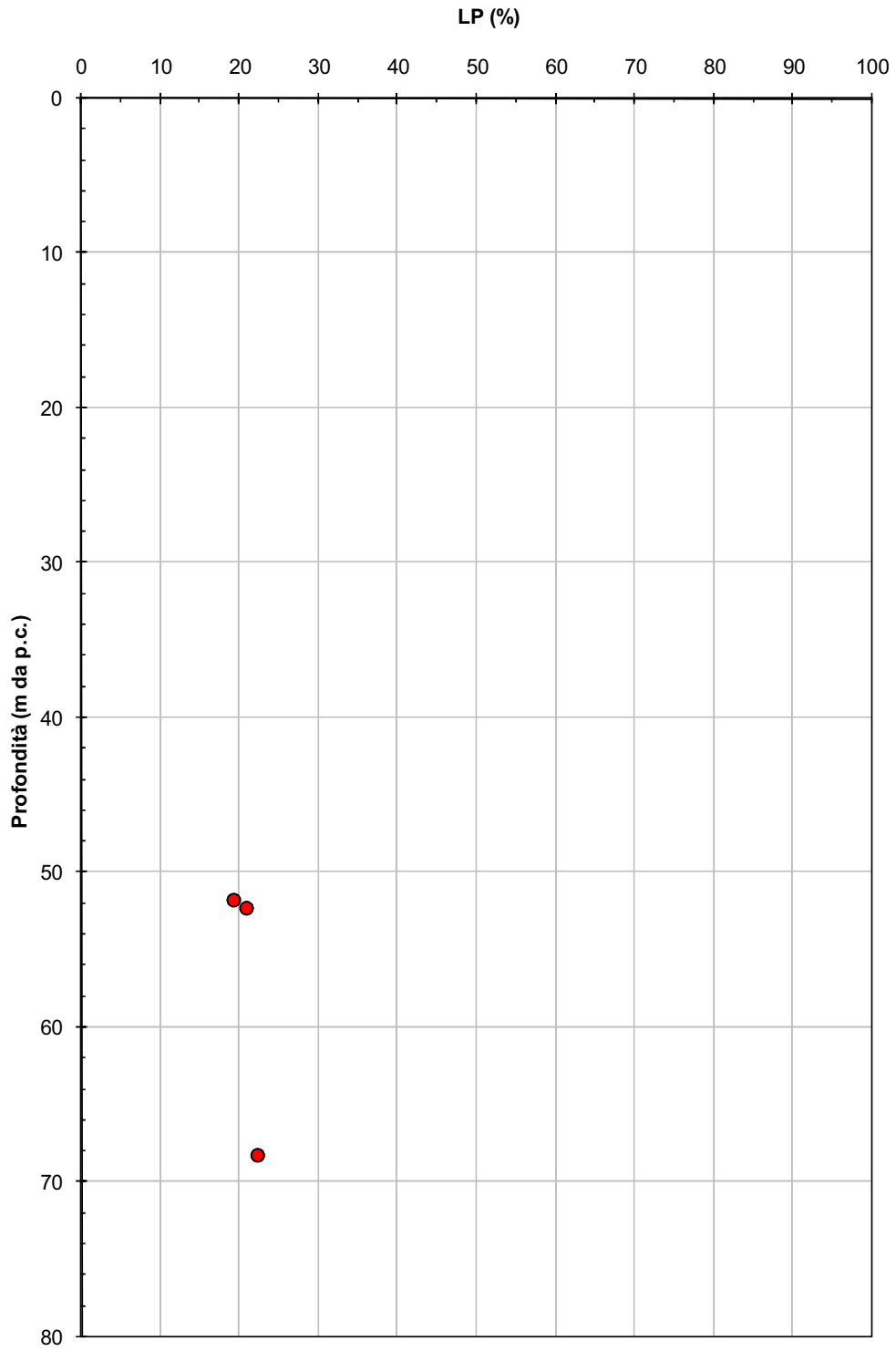


Figura 5 - 9: Limite plastico – Unità 3



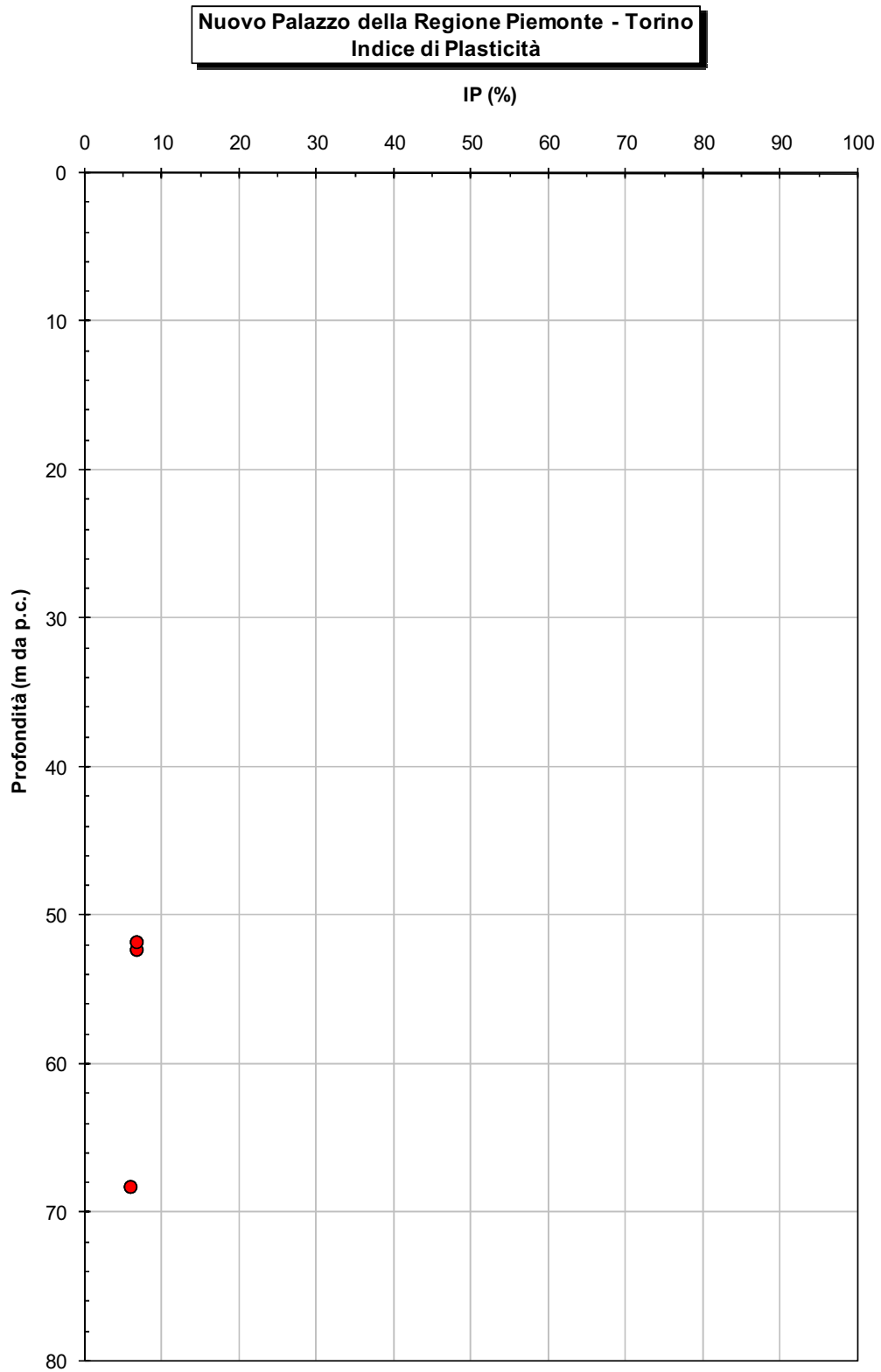


Figura 5 - 10: Indice di plasticità – Unità 3

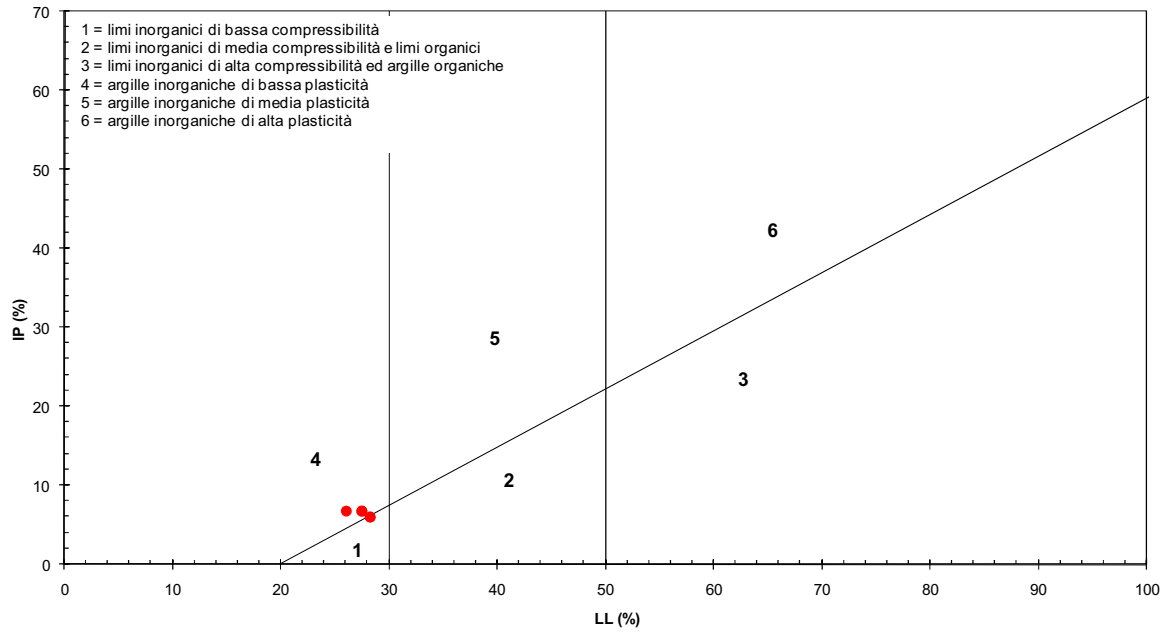
Carta di Casagrande

Figura 5 - 11: Carta di Casagrande – Unità 3

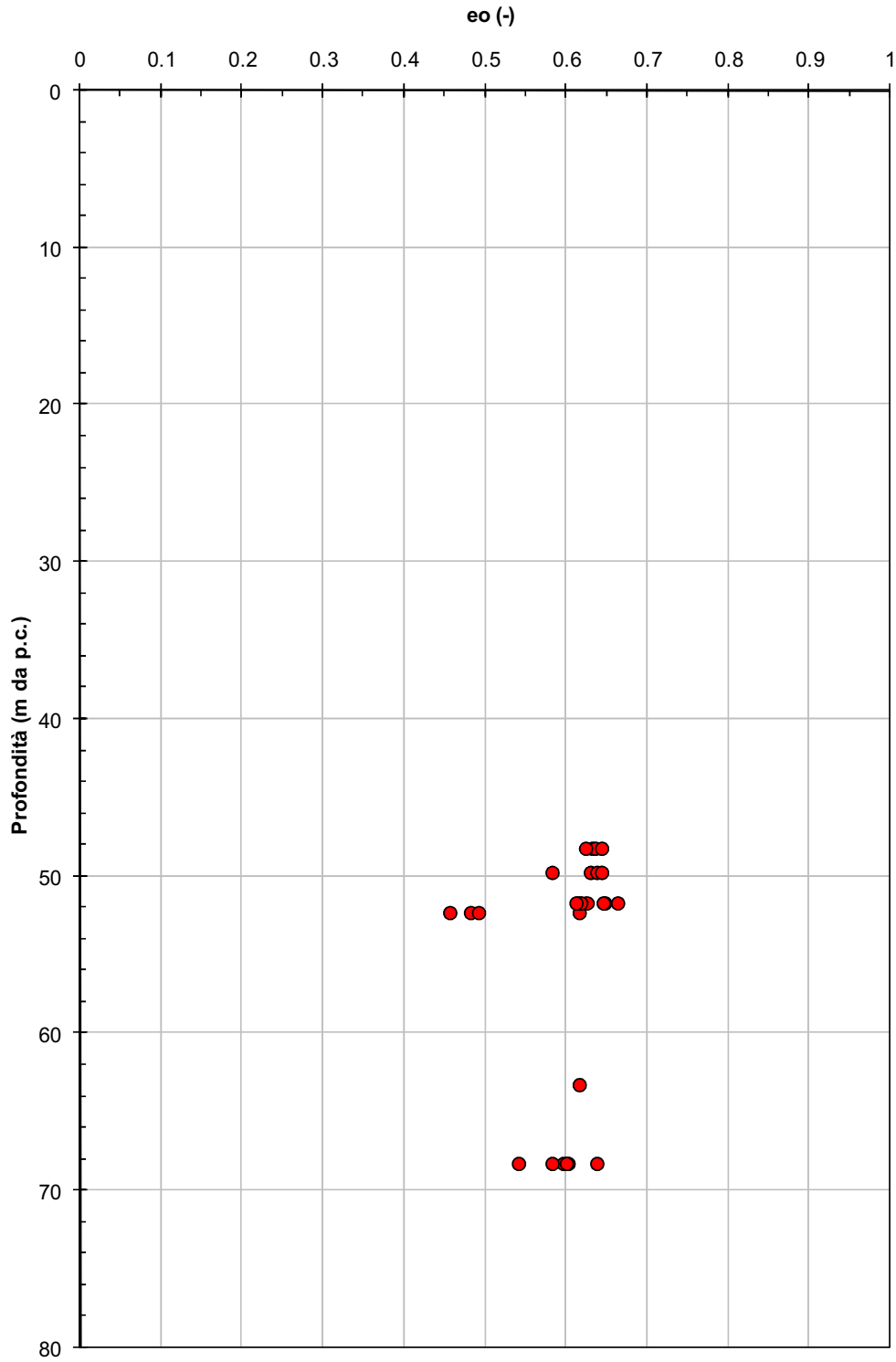
**Nuovo Palazzo della Regione Piemonte - Torino
Indice dei vuoti valutato imponendo $S = 1$** 

Figura 5 - 12: Indice dei vuoti – Unità 3

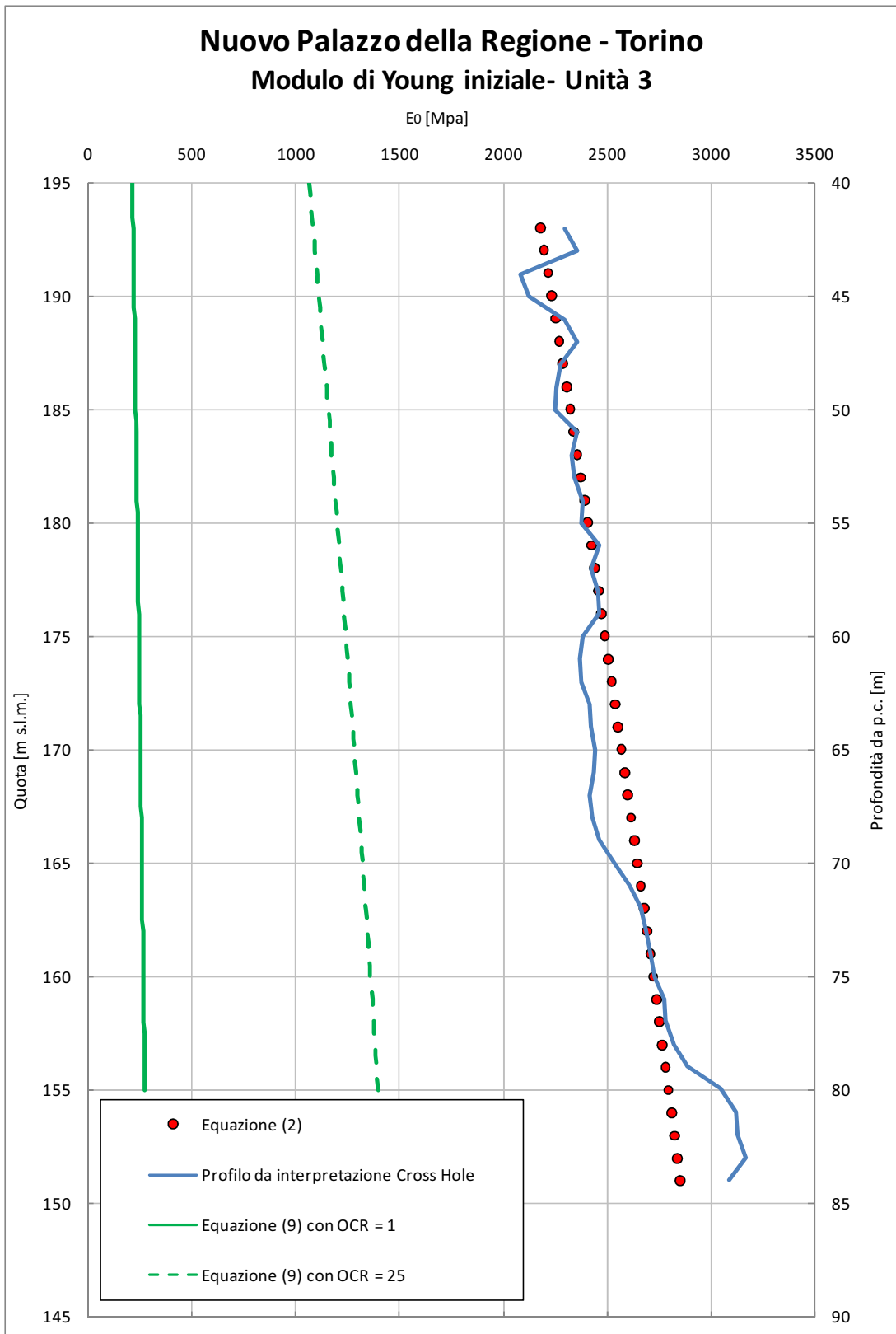


Figura 5 - 13 - Unità 3: Modulo di Young iniziale – Unità 3

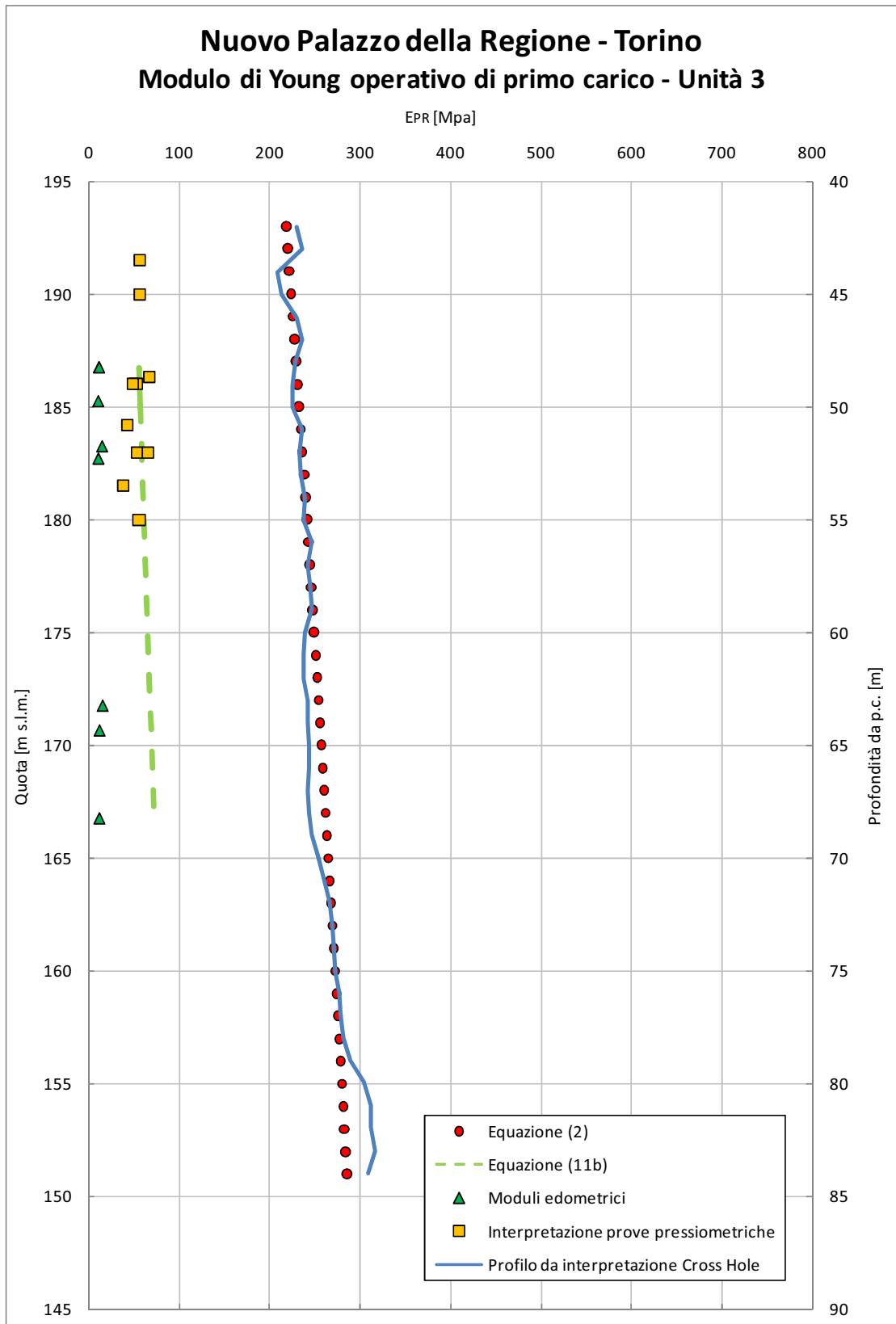


Figura 5 - 14: Unità 3: Modulo di Young di primo carico – Unità 3

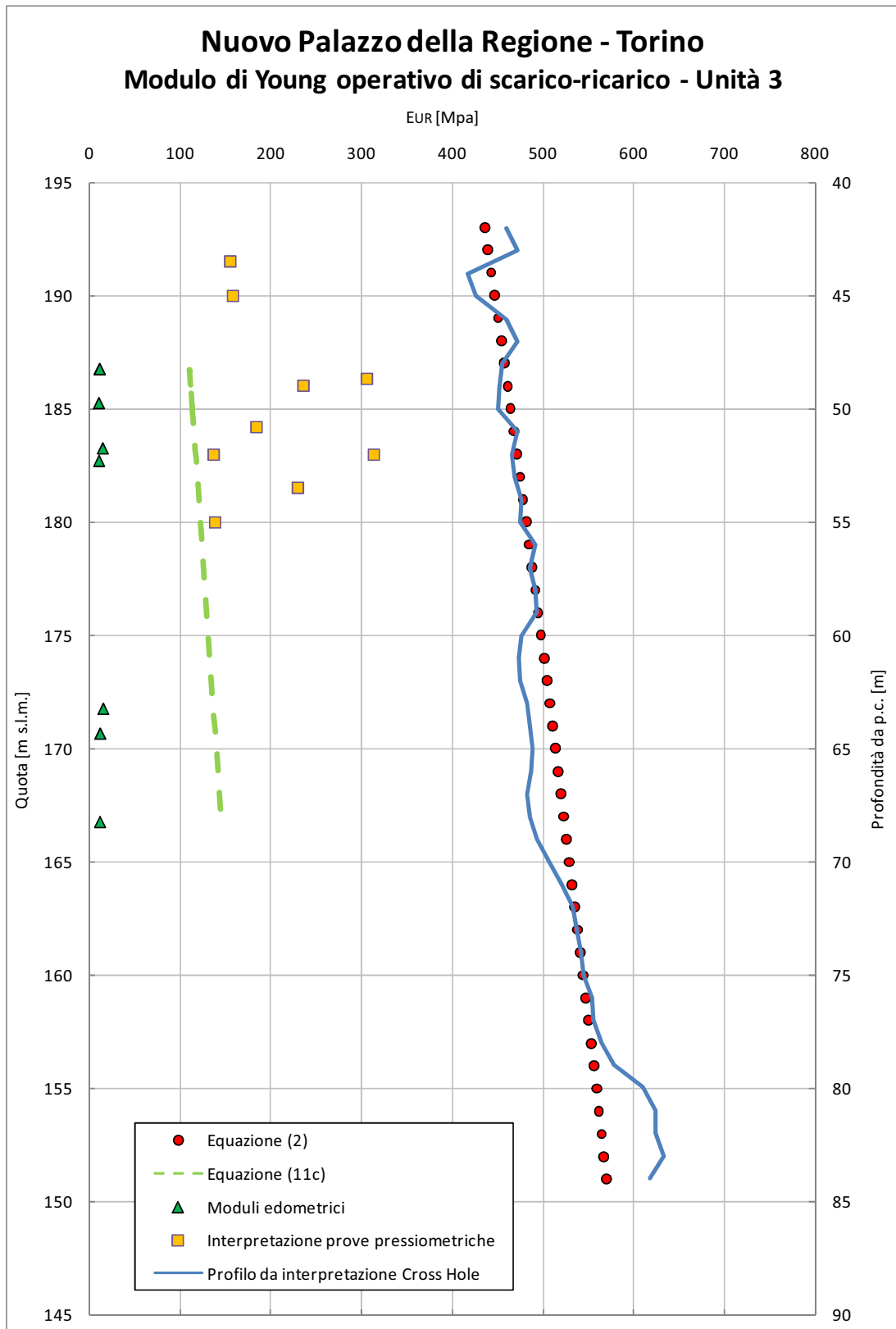


Figura 5 - 15: Unità 3: Modulo di Young di scarico-ricarico – Unità 3

Nuovo Palazzo della Regione Piemonte - Torino
Curve edometriche e stato iniziale per campioni prelevati fra 48 e 50m da p.c.

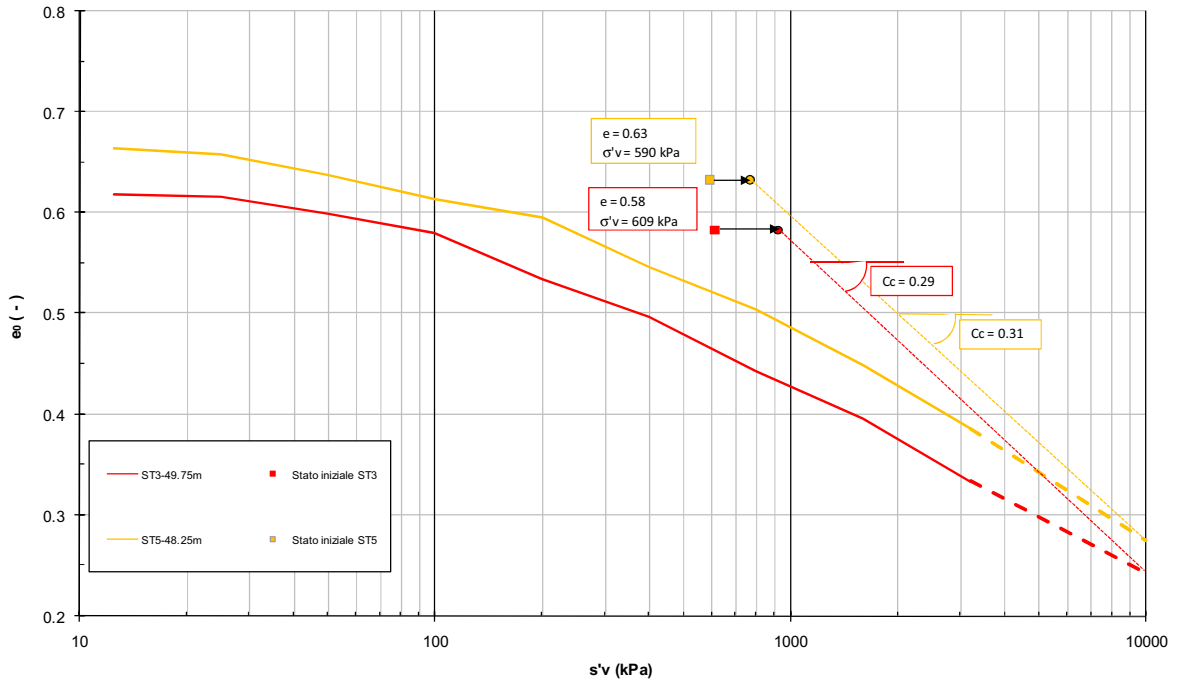


Figura 5 - 16: Curve edometriche e stato iniziale per campioni prelevati fra 48 e 50m da p.c.

Curva di compressibilità intrinseca e curva edometrica nel piano di Burland (1990)

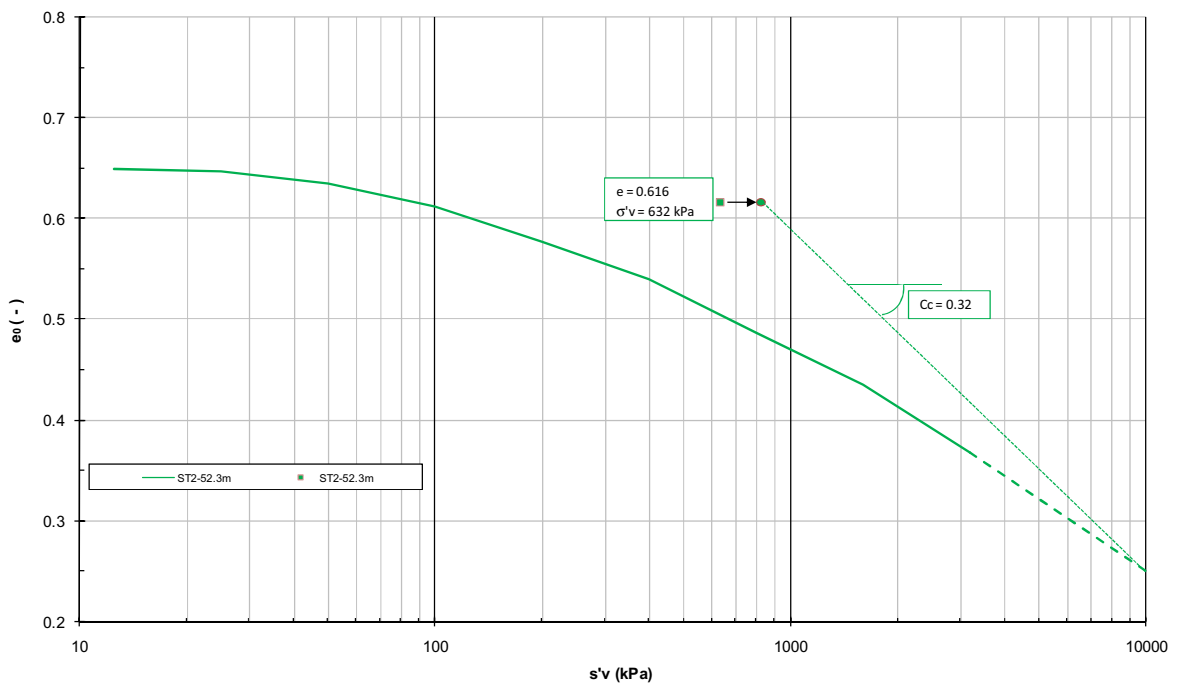


Figura 5 - 17: Curve edometriche e stato iniziale per campioni prelevati fra 51 e 53m da p.c.



Curve edometriche e stato iniziale per campioni prelevati fra 63 e 65m da p.c.

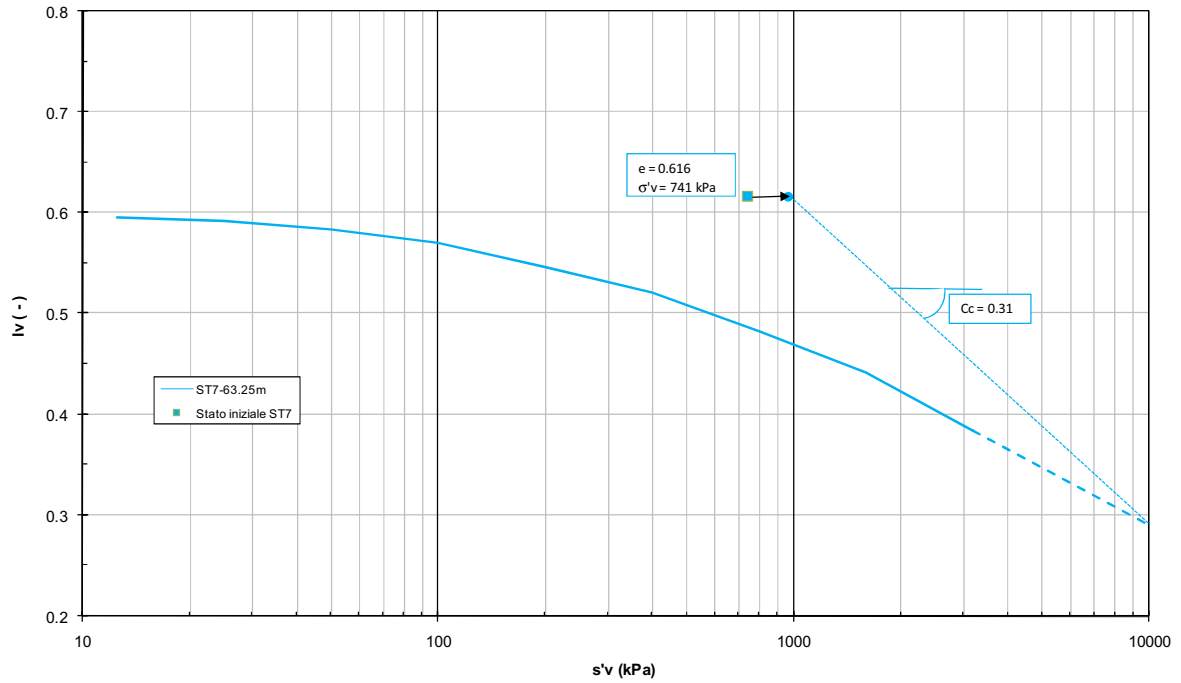


Figura 5 - 18: Curve edometriche e stato iniziale per campioni prelevati fra 63 e 65 m da p.c.