



COMUNE DI PRATO

ASSESSORE AI LAVORI PUBBLICI	Gerardina Cardillo
SETTORE LL-Edilizia Pubblica	Dirigente Ing. Paolo Bartalini
SERVIZIO LA-Lavori Pubblici	Responsabile Ing. Paolo Bartalini
CODICE FISCALE	84006890481
OGGETTO	Realizzazione di nuova Scuola Materna di n. 6 sezioni
UBICAZIONE	Galciana, via Mannocci
FASE	PROGETTO ESECUTIVO
ELABORATO O	RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
R.U.P.	Ing. Paolo Bartalini
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE	Arch. Diletta Moscardi
COLLABORATORE	Geom. Stefano Totti
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI	Ing. Federico Forasassi
PROGETTISTA IMPIANTI TERMO-MECCANICI	P.I. Enrico Ferraboschi
PROGETTISTA IMPIANTO ELETTRICO	Ing. Giuseppe Lena

Settembre 2008

PROVINCIA DI PRATO
COMUNE DI PRATO

STUDIO GEOLOGICO PER LA RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE ALL'AMPLIAMENTO DELLA
SCUOLA ELEMENTARE GHANDI DI GALCIANA
PRATO – VIA MANNOCCI

STUDIO GEOLOGICO
RELAZIONE GEOLOGICA SUI TERRENI DI FONDAZIONE

Il Richiedente:

Spett. **Comune di Prato**

Il Tecnico:

Dott. Geol. **Andrea Fiaschi**



Maggio 2008

<u>1. PREMESSA</u>	pag. 3
<u>1.1 Ubicazione e descrizione dell'intervento</u>	pag. 3
<u>1.2 Riferimenti normativi</u>	pag. 3
<u>2. INQUADRAMENTO E CARTOGRAFIA DI PIANO STRUTTURALE</u>	pag. 4
<u>3. INQUADRAMENTO E CARTOGRAFIA DI PIANO DI BACINO</u>	pag. 5
<u>4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE</u>	pag. 6
<u>5. INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEL SITO</u>	pag. 7
<u>5.1 Descrizione delle indagini</u>	pag. 8
<u>5.1.1 Penetrometria statica</u>	pag. 8
<u>5.1.2 Sismica a rifrazione</u>	pag. 9
<u>6. MODELLAZIONE GEOLOGICA</u>	pag. 12
<u>6.1 Geomorfologia</u>	pag. 12
<u>6.2 Geologia, stratigrafia e struttura</u>	pag. 12
<u>6.3 Idrografia ed idrogeologia</u>	pag. 13
<u>6.4 Modello geologico di sintesi per la progettazione</u>	pag. 14
<u>7. ELEMENTI DI RISCHIO</u>	pag. 15
<u>7.1 Rischio idraulico</u>	pag. 15
<u>7.2 Rischio sismico</u>	pag. 16
<u>9. CONCLUSIONI</u>	pag. 22

Allegati

Allegato1 – CTR (1:10000)

Allegato 2 – Certificati prova penetrometrica

1.PREMESSA

1.1 Ubicazione e descrizione dell'intervento in progetto

Su incarico del Comune di Prato, è stato eseguito il presente studio a supporto del progetto che prevede la realizzazione dell'ampliamento della scuola elementare Ghandi di Galciana.

L'area nella quale è situato l'intervento in oggetto si trova a W di Prato all'interno del bacino di Firenze Prato Pistoia. Nella cartografia tecnica regionale l'area è individuata al foglio 263090 della cartografia 1:10000 (Allegato 1) e nei fogli 20J43 e 20J35 della cartografia 1:2000 (Allegato 2).

1.2 Riferimenti normativi

La relazione è stata redatta in conformità alle disposizioni di legge in vigore ed in particolare:

- **D.M. 14.01.2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni**
- **D.M. LL.PP. 11.03.1988** e relativa **Circolare 24.09.1988 n. 30483**, emanato in sostituzione del **D.M. LL.PP. 21.01.1981**, che riporta le "Norme tecniche e relative istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- **Ordinanza 20/03/2003 n.3274** che accoglie la nuova classificazione sismica del territorio nazionale ed introduce nuovi criteri di valutazione per le aree soggette ad intervento edilizio;
- **O.P.C.M. 3519/2006** pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'11.5.2006. "Criteri generali da utilizzare per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone" che individua quattro zone sismiche in base alle quali

suddividere il territorio nazionale e caratterizzate da quattro diversi valori di accelerazione orizzontale massima su suolo di tipo A;

- **D.C.R.T. 19/06/2006 n. 431** "Riclassificazione sismica del territorio regionale: Attuazione del D.M. 14.9.2005 e O.P.C.M. 3519 del 28 aprile 2006" che classifica il territorio comunale di Prato nella **classe 3s**;
- delibera n. **72 C.R.T. del 24 luglio 2007** (nuovo PIT);
- **d.P.C.M. 6 maggio 2005** "Approvazione del piano di bacino del fiume Arno, stralcio assetto idrogeologico" (GU n. 230 del 3/10/2005).

2. INQUADRAMENTO E CARTOGRAFIA DI PIANO STRUTTURALE

Una prima valutazione sulle caratteristiche generali dell'area è ricavabile dalla consultazione degli elaborati relativi allo studio geologico-tecnico di supporto al Piano Strutturale adottato. In quella sede vengono infatti definite, a grande scala, le problematiche idrauliche, geomorfologiche e geologiche che caratterizzano l'intero territorio comunale, inoltre è sempre in quella sede che vengono definite le ulteriori verifiche e approfondimenti necessari per la realizzazione degli interventi diretti. La sintesi di questi studi confluisce in una carta che definisce per ogni area la classe di pericolosità. Come indicato dalle note esplicative al piano strutturale "la carta della pericolosità geologica e idraulica rappresenta l'interpretazione delle dinamiche fisiche, morfologiche e idrogeologiche i cui effetti, presi singolarmente o connessi anche alla realizzazione di interventi artificiali, determinano, favoriscono o accentuano situazioni di dissesto più o meno grave".

Per l'area di interesse, la classe attribuita è la numero **2 - pericolosità geologica e idraulica bassa** corrispondente alle aree dove "non esistono conclamate problematiche di tipo idraulico, oppure zone collinari di per sé fisicamente stabili".

Dalla classe di pericolosità e dalla tipologia di intervento discende la fattibilità geologica da attribuire all'iniziativa. All'intervento in progetto può essere assegnata una classe di **fattibilità 2** tipica di situazioni che non determinano particolari condizioni di attuazione e rappresentate da tutte le aree, sia di pianura che di collina, nelle quali non si riconoscono particolari fenomeni di origine fisica e antropica tali da richiedere particolari soluzioni progettuali.

A completamento delle indicazioni fornite dalla carta della pericolosità è stata consultata anche la carta della pericolosità idraulica. In questo elaborato l'area in oggetto non risulta

campita, confermando, quindi, la bassa classe di pericolosità attribuita.

Infine per quanto riguarda la cartografia geologica la zona risulta caratterizzata dalla presenza di limi.

3.INQUADRAMENTO E CARTOGRAFIA DI PIANO DI BACINO

La pericolosità geomorfologica ed idraulica attribuita in sede di piano strutturale deve accordarsi con quanto stabilito dall'Autorità di bacino del fiume Arno. Le classi individuate nel piano stralcio assetto idrogeologico (PAI) approvato il 6 maggio 2005 ed entrato in vigore il 3/10/2005, risultano infatti cogenti anche rispetto a quanto indicato nel piano strutturale.

Per quanto riguarda la pericolosità idraulica nella cartografia del PAI la zona è inserita in **classe 1** (Fig.1), mentre per quanto riguarda la pericolosità da frana non sussistono condizioni di rischio.

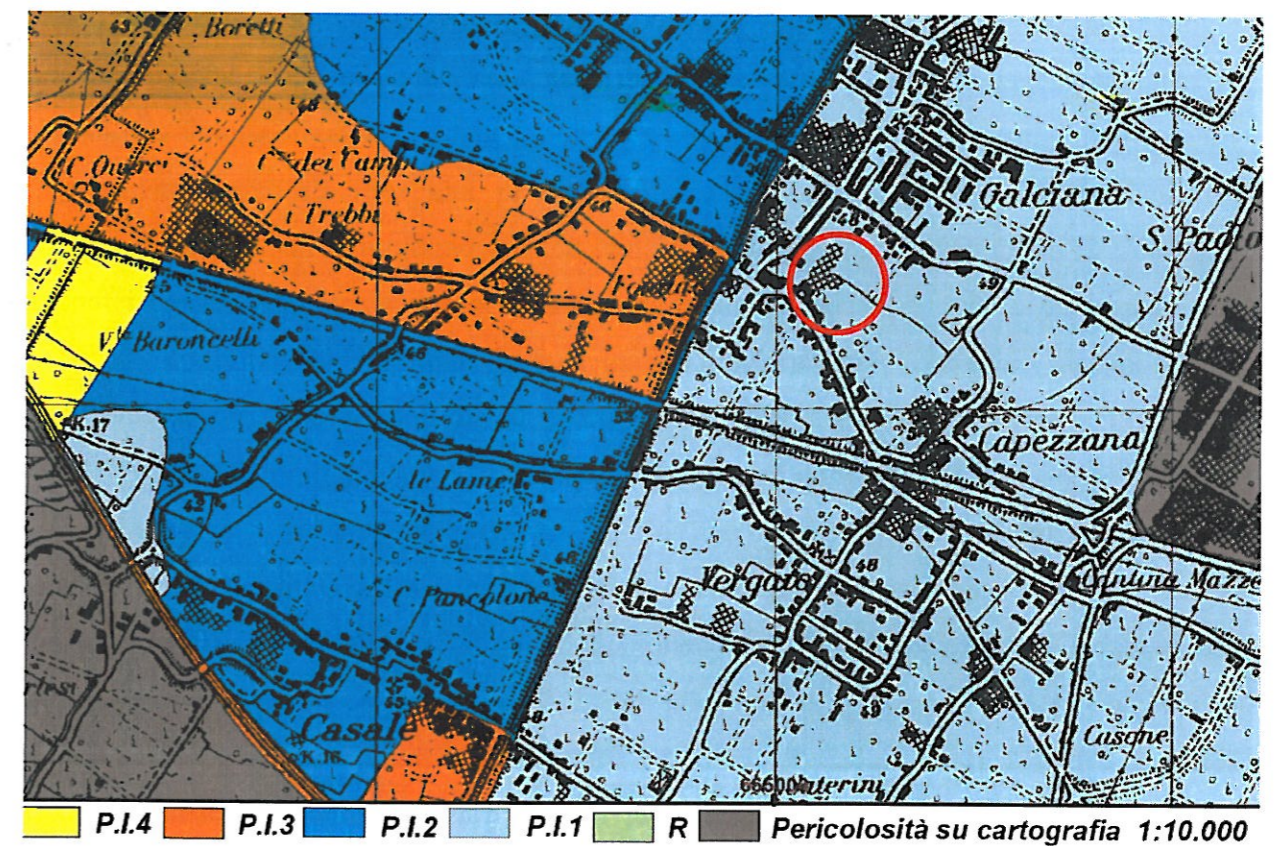


Figura 1 – Estratto della cartografia al 25.000 allegata al PAI (non in scala) nel cerchio la zona di interesse.

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO REGIONALE

Il Valdarno Medio, all'interno del quale si trova la zona oggetto di studio, è un bacino intermontano la cui storia geologica deve essere inquadrata nel più ampio contesto dell'evoluzione tettonica dell'Appennino Settentrionale.

La catena Appenninica è una complessa catena montuosa originatasi per l'impilamento successivo di formazioni terrigene depostesi in ambiente marino tra il Cretaceo ed il Miocene. Tale processo di accrezione, legato ai complessi movimenti che hanno interessato le placche Europea ed Africana, si è realizzato in tempi successivi procedendo da Ovest verso Est. Nel complesso la catena è andata strutturandosi a partire dal Miocene, tuttavia la sua formazione non è avvenuta in maniera continua ed ininterrotta, ma piuttosto in maniera impulsiva, con periodi di intensa crescita seguiti da periodi di quiete. A partire dal Pliocene Sup. un intenso impulso tettonico ha prodotto un forte sollevamento del rilievo, concomitante a questo nuovo periodo orogenetico si sono avuti dei forti movimenti distensivi che hanno favorito l'apertura dei grandi bacini intermontani. Tali dislocazioni, prodottesi lungo sistemi di faglie dirette con direzione principale NW-SE, hanno portato alla formazione di una serie di depressioni tettoniche longitudinali delimitate da alti strutturali. Mentre nelle depressioni si instauravano ambienti di sedimentazione di tipo continentale, nelle aree montuose circostanti prevalevano i fenomeni erosivi favoriti anche dalle forti variazioni climatiche degli ultimi 500.000 anni.

I rapporti fra la sedimentazione terrigena e la subsidenza del fondale guidavano il processo deposizionale, favorendo ora gli ambienti lacustri, ora quelli più marcatamente fluviali, questi diversi ambienti si succedevano non solo in senso temporale, ma anche arealmente.

In una fase in cui probabilmente il bacino era ancora lontano dal colmamento sedimentario, un'ulteriore dislocazione tettonica lungo faglie trasversali all'asse del bacino medesimo portarono al sollevamento della conca di Firenze rispetto alla porzione di Prato-Pistoia, dove la sedimentazione continuò con caratteristiche più spiccatamente lacustri fino al colmamento o quasi. Terminata questa fase, i corsi d'acqua hanno continuato il processo deposizionale divagando attraverso la pianura e coprendo estesamente i sedimenti fluvio-lacustri con materiali alluvionali; sedimenti più grossolani (ciottoli e ghiaie) si depositarono in corrispondenza dei fiumi principali (Arno, Bisenzio e Ombrone) e in particolare nei punti di sbocco all'interno del bacino, dando origine anche a vaste conoidi, mentre nelle altre zone i

sedimenti risultano più fini.

Nel complesso il Valdarno Medio risulta delimitato prevalentemente da rilievi montuosi costituiti da formazioni terrigene appartenenti alle Unità Liguri o alla Falda Toscana, mentre l'ampia depressione risulta riempita da sedimenti di tipo continentale provenienti dallo smantellamento delle aree montuose circostanti (Fig.2).

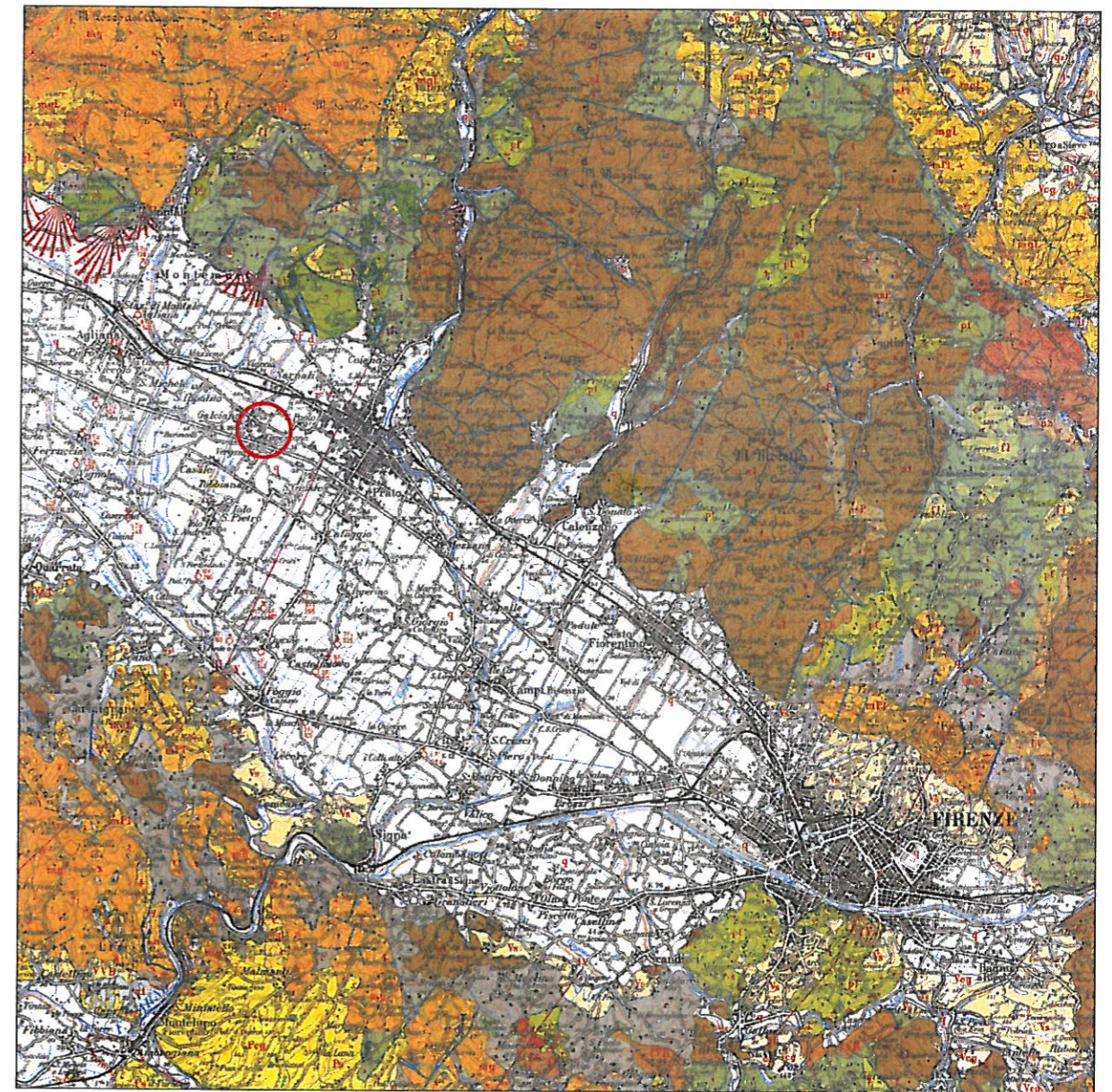


Figura 2 – Estratto dal foglio 106 Firenze della carta geologica d'Italia al 100.000.

5. INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

Nella scelta e nella programmazione delle indagini necessarie alla caratterizzazione geologica dell'area, si è tenuto conto delle caratteristiche progettuali dell'intervento e della

natura dei terreni interessati. In particolare le indagini devono essere "commisurate all'importanza ed all'estensione dell'opera e alle conseguenze che gli interventi possono produrre sull'ambiente circostante". Pertanto vista anche la mole di indagini ed analisi di laboratorio eseguite in occasione della realizzazione del corpo principale (vedi relazione Geotecno Studio associato del 15/6/1992 firma Dott. Geol. Barsanti e Dott. Geol. Vanacore) si è ritenuto sufficiente integrare la suddetta documentazione mediante l'esecuzione di tre saggi con scavatore e tre penetrometrie statiche (CPT) eseguite nelle immediate adiacenze dell'edificio esistente (Figura 3). Inoltre è stata eseguita una indagine di sismica a rifrazione con onde SH per la determinazione della velocità delle onde di taglio.

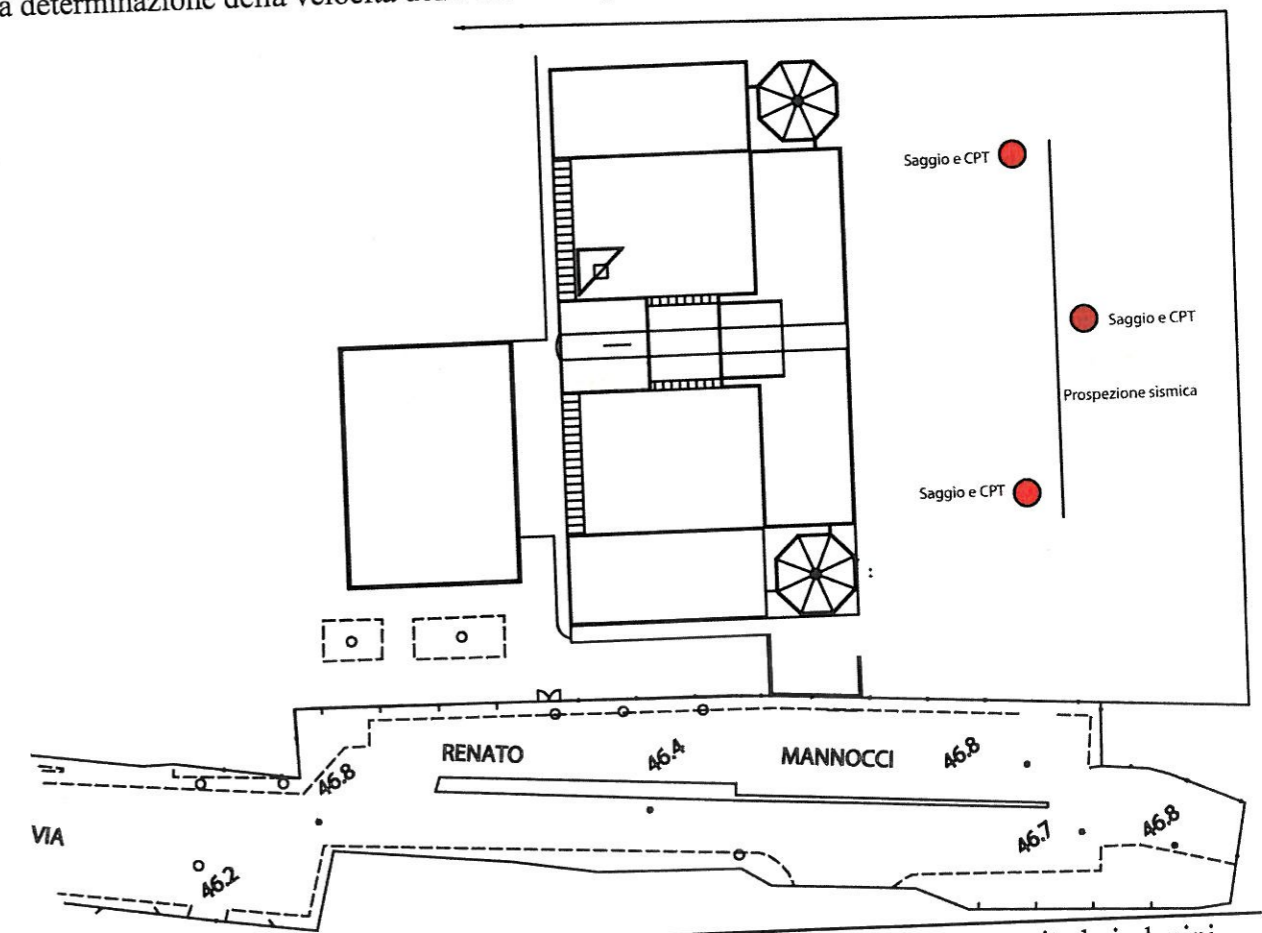


Figura 3 – Pianta dell'area con indicazione del punto nel quale sono state eseguite le indagini.

5.1 Descrizione delle indagini

5.1.1 Penetrometria statica

La penetrometria statica CPT consiste nell'infissione nel terreno di una punta, montata su una batteria di aste cave, mediante un pistone idraulico che spinge alla velocità costante di 20

mm al secondo (± 5 mm/s). Con l'infissione si misura la resistenza alla penetrazione della punta (resistenza alla punta q_c) e del manicotto di attrito (resistenza laterale f_s) di cui è corredata.

Nel caso in esame la ditta incaricata ha utilizzato un penetrometro cingolato "Pagani TG 73-200 KN", impiegato in configurazione statica con punta meccanica tipo "Begemann", di cui ha fornito le seguenti caratteristiche:

- lettura delle pressioni di picco tramite manometro digitale;
- ancoraggio al terreno per mezzo di aste elicoidali;
- spinta in infissione di 100 KN.

Punta conica:

- angolo al vertice 60° ;
- diametro 35.7 mm;
- sezione 10 cm².

Manicotto di frizione:

- diametro 36 mm;
- lunghezza 133 mm;
- superficie 150 cm².

Le misure della resistenza alla punta, della resistenza per attrito laterale locale e della resistenza totale sono effettuate ogni 20 cm di approfondimento.

I risultati delle prove penetrometriche, con i relativi grafici ed elaborazioni, sono riportati in allegato. L'interpretazione litostratigrafica delle prove CPT è stata effettuata mediante l'utilizzo del diagramma di Searle (1979), basato sul rapporto q_c/f_s come raccomandato dalle norme A.G.I. del 1977; è comunque da sottolineare il fatto che tale interpretazione fornisce solo una stima di massima della stratigrafia che può tuttavia considerarsi adeguata allo scopo presente.

5.1.2 Sismica a rifrazione

Per la valutazione di massima della velocità delle onde S (V_{s30}) è stata effettuata una prospezione sismica a rifrazione mediante onde S.

L'acquisizione dei dati in campagna è avvenuta utilizzando un sistema composto delle seguenti parti:

- sismografo: DOLANG, 24 canali, 24 bit
- sorgente energizzante: cannone e/o mazza 20kg
- trigger: innesco a molla
- apparecchiatura di ricezione: 24 geofoni orizzontali con frequenza propria di 4.5 e

10 Hz.

È stato realizzato uno stendimento ubicato come riportato in figura 3, della lunghezza complessiva tra gli shot esterni di circa 100m. In particolare è stata eseguita la misura delle onde di taglio.

L'indagine sismica ha permesso di valutare la presenza di diversi orizzonti rifrattori e l'elaborazione tomografica ha permesso di valutare la presenza di variazioni di velocità di propagazione delle onde Vs all'interno di uno stesso orizzonte.

La Figura 4 riporta le dromocrone relative ai primi arrivi:

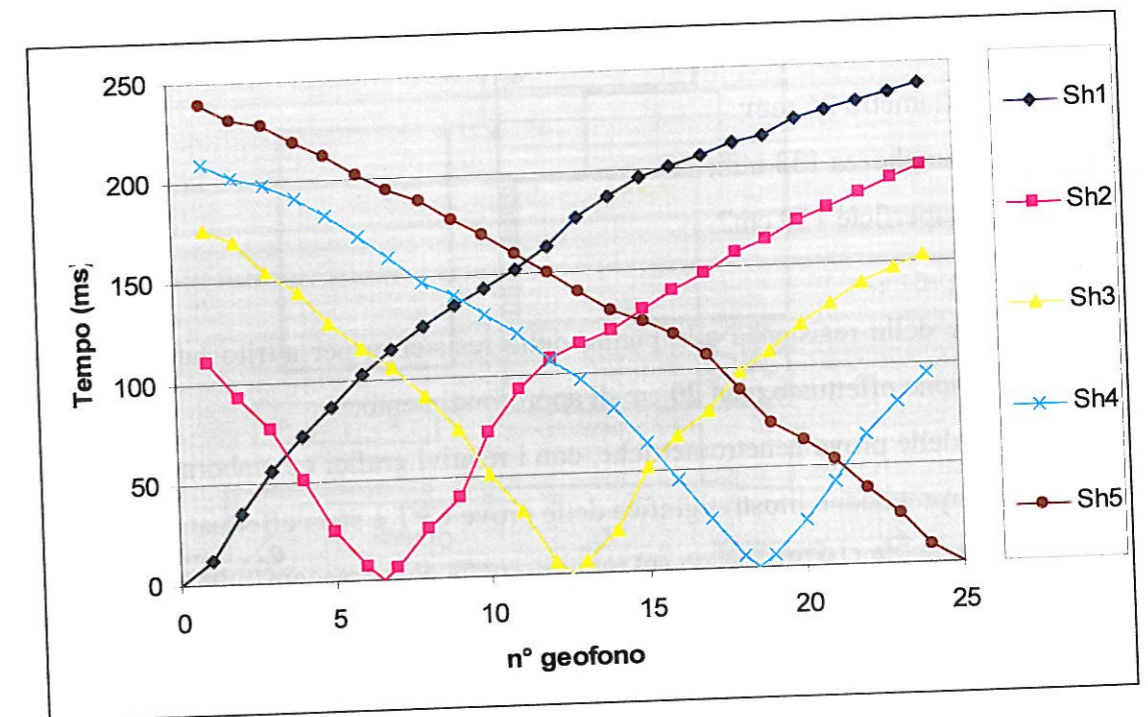


Figura 4 – Dromocrone stendimento St1.

I valori di velocità che si riscontrano mostrano un incremento abbastanza regolare con la profondità. Il tratto iniziale dello stendimento presenta spessori maggiori dei materiali a minore velocità. Si distingue bene la presenza di uno strato più lento con velocità fino a 280 m/s con spessore di circa 5-7 m seguito da un livello con spessore variabile da 10 m (nella parte iniziale dello stendimento fino a 2-3 nella porzione finale) con velocità variabili tra 280 e 460 m/s, al di sotto si hanno velocità maggiori comprese tra 460 e 600 m/s. Bisogna segnalare la presenza di

una fonte di disturbo, probabilmente legata alle attività artigianali presenti in vicinanza, che ha mascherato in parte il segnale, soprattutto nei ricevitori più distanti dal punto di energizzazione. Questo rende meno sicure le informazioni relative allo strato più profondo (Fig. 5):

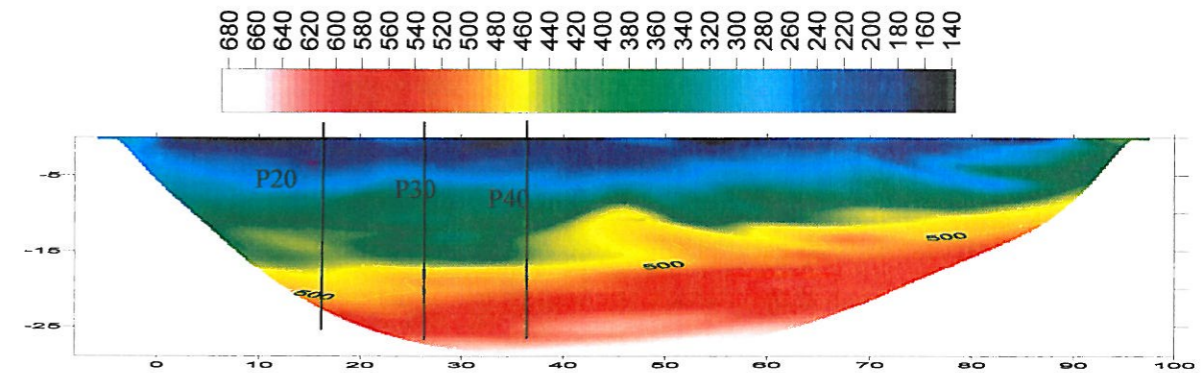


Figura 5 – Interpretazione tomografica (distanze e profondità in m).

Dall'analisi della variazione della velocità con la profondità è stata calcolata la velocità media nei primi 30 m di profondità, l'ubicazione dei profili lungo i quali è stato eseguito il calcolo della Vs30 è riportato nella Figura 5.

I valori di velocità sono caratteristici di un suolo di **tipo B** cioè compresi tra 360 e 800 m/s. I valori di velocità lungo i profili considerati sono riassunti nella Figura 6.

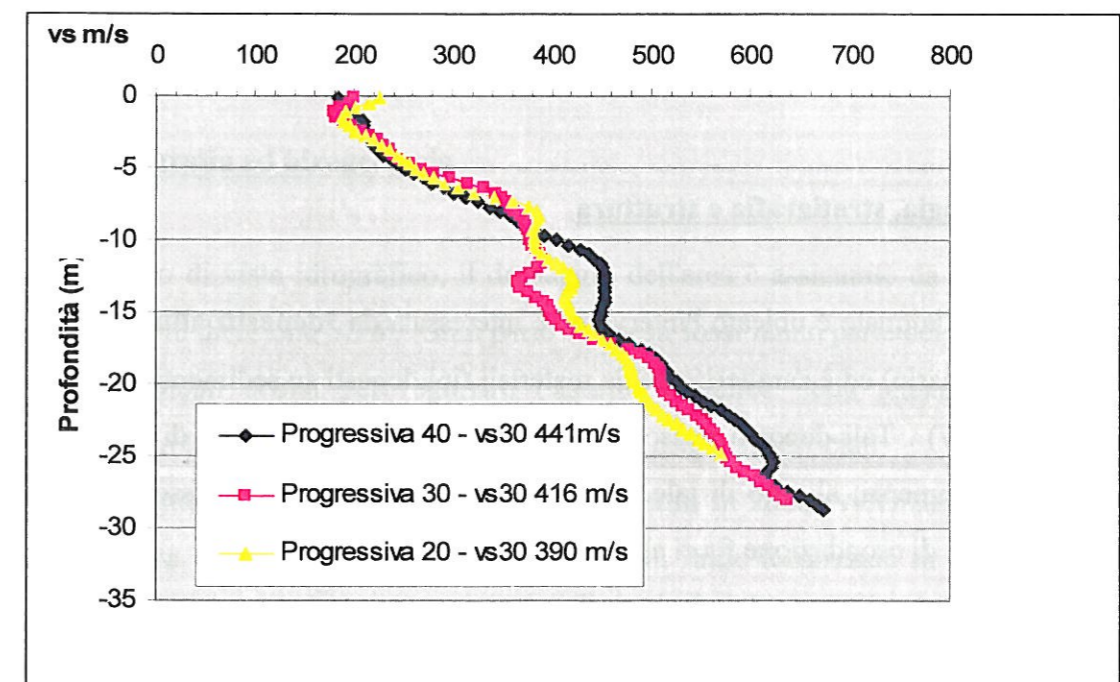


Figura 6 – Andamento della velocità lungo tre sezioni rappresentative.

6. MODELLAZIONE GEOLOGICA

La modellazione geologica ha l'intento di valutare, alla scala dell'intervento, tutti i fattori geologici, geomorfologici ed idrogeologici necessari per consentire al progettista di inserire al meglio l'opera nell'ambiente naturale.

6.1 Geomorfologia

La zona interessata dall'intervento si trova al centro della vasta pianura alluvionale di Firenze-Prato-Pistoia, l'assetto geomorfologico è sostanzialmente pianeggiante senza salienze di rilievo. L'intervento antropico, fin da epoche remote, ha modificato l'assetto naturale dell'area per favorire lo sfruttamento agricolo dei terreni, successivamente sono state realizzate opere viarie in sopraelevazione e opere idrauliche che mirano alla regimazione delle acque superficiali e delle acque reflue provenienti dagli abitati civili ed industriali.


A scala più grande la zona si colloca nella parte finale della conoide di Prato, questo corpo sedimentario, formato dal Bisenzio nel punto di raccordo tra il tratto montano del suo corso ed il tratto di pianura, è caratterizzato da una lieve pendenza verso S, con le parti distali che si sfrangiano a ventaglio procedendo da O verso S e verso E. L'asse maggiore della struttura morfologica è circa NNE-SSO. Su tale elemento morfologico l'intervento dell'uomo è stato massiccio, con la realizzazione di numerosi canali (gore) che dal Bisenzio convogliano l'acqua verso la piana e che in passato fornivano la materia prima idraulica per le numerose industrie della zona.

6.2 Geologia, stratigrafia e struttura

L'area nella quale è ubicato l'intervento è interessata da "**depositi alluvionali recenti ed attuali**" (Quaternario) ed è caratterizzata da materiali fini deposti su sedimenti clastici grossolani prevalenti (Fig. 7) . Tali depositi possono essere ricondotti ad una facies di sedimentazione di tipo conoide sommersa; al tetto di tale sequenza si ritrovano modesti spessori di materiali fini legati a fenomeni di esondazione fuori alveo (*F. Landini et alii*, 1990).

In particolare, l'esame dei risultati di indagini geognostiche eseguite nella porzione del territorio comunale in oggetto evidenzia che il sottosuolo è caratterizzato dalla dominanza di **argille e limi**.



Figura 7 – Estratto dalla nuova carta geologica 1:10000 della provincia di Prato con indicata l'area della scuola. Legenda:  Depositi di conoide del F. Bisenzio (in blu) e depositi alluvionali recenti spesso in contatto eteropico tra loro.

6.3 Idrografia ed idrogeologia

Dal punto di vista idrografico, il drenaggio dell'area è assicurato da numerosi fossi che solcano la piana in direzione SSW. Gran parte di questi fossi fanno parte del complesso di opere realizzate nei secoli scorsi per regimare l'assetto idraulico della piana. Nelle immediate adiacenze il fosso Iolo garantisce lo smaltimento delle acque superficiali.

Le stratigrafie dei sondaggi e dei pozzi realizzati in zona evidenziano l'esistenza di un sistema acquifero caratterizzato dallo sviluppo di più falde localizzate in corrispondenza dei livelli di ghiaie con matrice sabbiosa e/o limosa ad elevata permeabilità, intercalate da livelli limoso-argillosi scarsamente permeabili.

I pozzi poco profondi hanno un livello idrico prossimo al piano di campagna, mentre

quelli profondi hanno livelli notevolmente più bassi, con differenze che raggiungono anche i 20 metri. Ciò dimostra la presenza di almeno due falde: una libera a scarsa profondità ed una in pressione nei livelli permeabili profondi, quest'ultima notevolmente depressa dagli emungimenti.

In condizioni naturali il drenaggio della falda sarebbe assicurato dalla naturale pendenza dei livelli permeabili verso S, tuttavia le numerose opere idrauliche realizzate per lo sfruttamento delle acque hanno profondamente modificato il regime naturale, anche se la direzione generale del deflusso è comunque rimasta la stessa.

Si deve sottolineare come il principale fattore di condizionamento dell'idrogeologia della zona sia rappresentato non dalla dinamica stagionale ma dal regime degli emungimenti: il livello piezometrico è infatti individuato a profondità superiori ai 20 m dal p.c., con limitate escursioni che evidenziano il prevalere dei pompaggi sulla ricarica naturale; fa eccezione il mese di agosto, periodo caratterizzato dalla sospensione pressoché generalizzata delle attività produttive.

L'idrogeologia locale è stata oggetto di studio in occasione del precedente intervento, come riportato nella relazione geologica del 1992, il livello piezometrico è stato individuato a profondità medie dell'ordine dei 12.5 m, con la possibilità che in occasione di eventi piovosi possa crearsi una esigua falda sospesa intorno ai 5 – 6 m di profondità.

6.4 Modello geologico di sintesi per la progettazione

Sulla base delle scelte progettuali inerenti le fondazioni, il volume geologico significativo può essere ridotto ai primi 7 metri in senso verticale. Le caratteristiche geologiche sono relativamente semplici e favorevoli alla realizzazione dell'opera, nel complesso la successione stratigrafica si presenta omogenea per i primi 4 metri, con suolo e terreno aerato per i primi 70 cm seguito da argille limose fino a circa 3 m di profondità. Al di sotto si riscontra un orizzonte di limi argilloso sabbiosi spessi da 1,5 m ad oltre 2 m seguiti da limi argillosi. Spostandosi verso N si ritrova una lente di sabbia e ghiaia di spessore variabile da 80 cm ad 1,5 m (Fig. 8) in contatto eteropico con i limi argillosi.

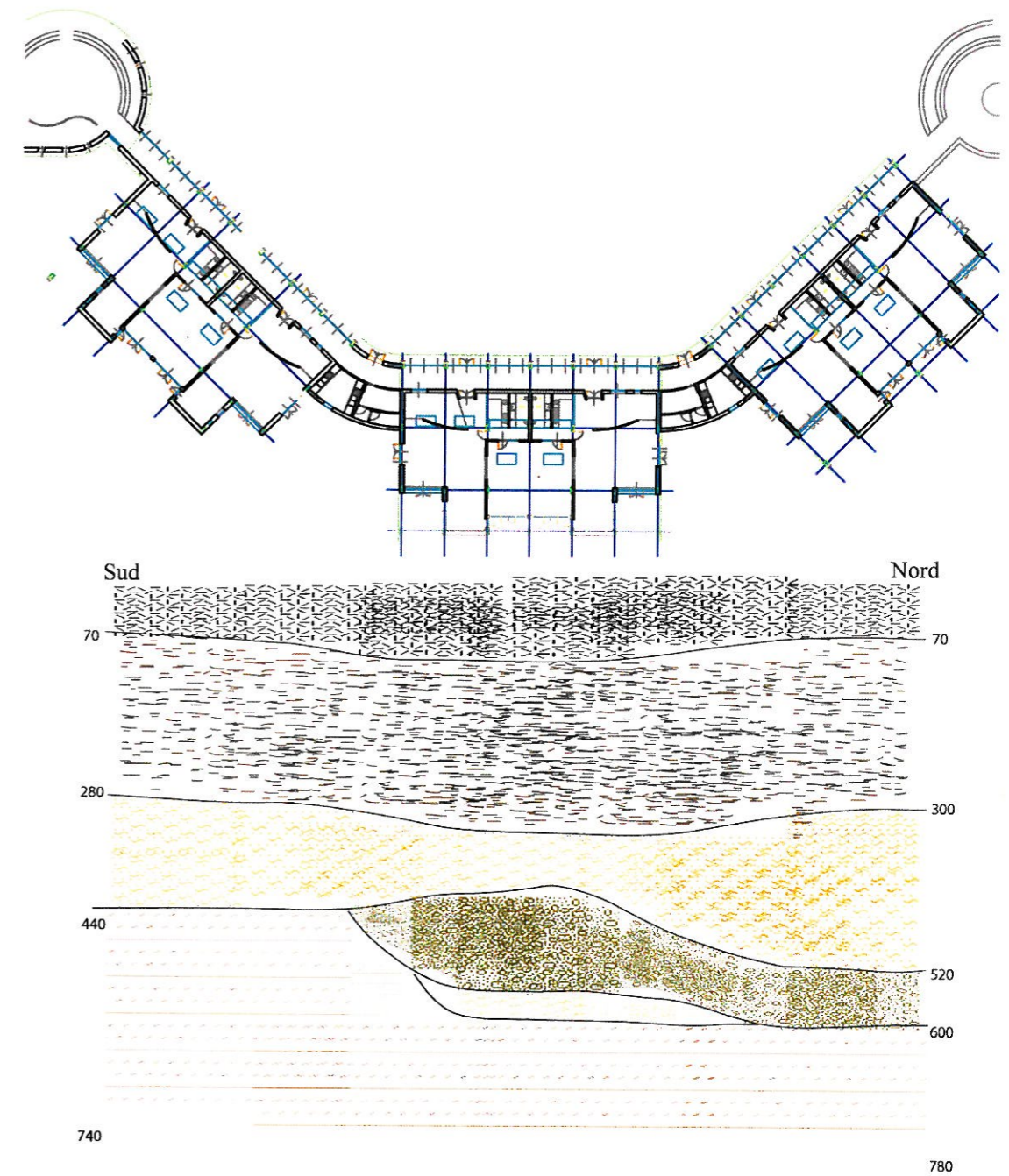


Figura 8 – Modello geologico di sintesi (profondità in cm).

7. ELEMENTI DI RISCHIO

7.1 Rischio Idraulico

L'area risulta soggetta a rischio idraulico basso in quanto nelle carte predisposte dall'**Autorità di Bacino del Fiume Arno** per l'applicazione della Del. 107/97 e successive modifiche, recepita e approvata con DPCM del novembre 1999, **non risulta campita**, inoltre

non rientra tra quelle di pertinenza fluviale o destinate ad interventi strutturali per la riduzione del rischio idraulico.

Per il PTC la zona è in classe 4 di fragilità idrogeologica, cioè a Permeabilità Elevata con una vulnerabilità idraulica pari a 4: “comprendente le aree interessate da depositi di versante e di falda, dai corpi di frana, da strutture sedimentarie della conoide di Prato. Tutti questi depositi sciolti sono caratterizzati da una tessitura particolarmente grossolana e normalmente sono privi di matrice fine, per cui la porosità e la permeabilità primaria rimangono molto elevate”. Infine il PTC individua una classe 2 di pericolosità geolitologica e geomorfologica.

L'intervento in oggetto non rappresenta comunque un aggravio delle condizioni di rischio generali della zona rispetto alla situazione esistente.

7.2. Rischio Sismico

In base all'O.P.C.M. 3519/2006 il Comune di Prato è attribuito alla **classe di pericolosità sismica 2** corrispondente a valori di accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A pari a 0.25g. La Regione Toscana, con la D.G.R.T. 19/06/2006 n. 431 ha ridotto la classe di appartenenza del Comune alla **3S**, mantenendo però lo stesso livello di protezione assicurato dalle azioni sismiche della zona 2 e pertanto la medesima accelerazione orizzontale.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800\text{m/s}$), viene definita mediante un approccio “**sito dipendente**” e non più tramite un criterio “**zona dipendente**”. Ciò comporta delle non trascurabili differenze nel calcolo dell'accelerazione sismica di base rispetto alle precedenti normative. Con le precedenti normative in campo antisismico, applicando il criterio **zona dipendente** avremmo potuto stimare l'accelerazione di base (senza considerare l'incremento dovuto ad effetti locali dei terreni) in maniera automatica, poiché essa sarebbe stata direttamente correlata alla zona sismica di appartenenza del comune (nel caso di Prato, zona sismica 2). Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 la classificazione sismica del territorio è scollegata dalla determinazione dell'azione sismica di progetto, mentre rimane il riferimento per la trattazione di problematiche tecnico-amministrative connesse con la stima della pericolosità sismica. Pertanto (secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 14 gennaio 2008) la stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come

riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (riportato nella tabella 1 nell'Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).

La possibilità di descrivere il terremoto in forma di accelerogrammi è ammessa, a condizione che essi siano compatibili con le predette caratteristiche del moto sismico. In particolare, i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" P_{VR} :

a_g = accelerazione massima al sito;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di a_g è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dall'INGV, mentre F_0 e T_C sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

In un quadro operativo finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità di cui si dispone, si è ritenuto utile consentire, quando opportuno, il riferimento a 4 stati limite per l'azione sismica. Si sono dunque portati a due gli Stati Limite di Esercizio (SLE), facendo precedere lo Stato Limite di Danno (SLD) - ridefinito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post sismiche - dallo Stato Limite di immediata Operatività (SLO), particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.), in tal modo articolando meglio le prestazioni della struttura in termini di esercizio. In modo analogo, si sono portati a due gli Stati Limite Ultimi (SLU) facendo seguire allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), individuato definendo puntualmente lo stato limite ultimo lo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC), particolarmente utile come riferimento progettuale per alcune tipologie strutturali (strutture con isolamento e dissipazione di energia) e, più in generale, nel quadro complessivo della progettazione antisismica.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (**SLO**, **SLD**, **SLV**, **SLC**), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti valori della probabilità di superamento P_{VR} pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Nel caso specifico considerando la classe d'uso dell'edificio pari a 3, la vita nominale superiore o uguale a 50 anni, i parametri delle forme spettrali proposte dal T.U. sono i seguenti:

STATO LIMITE	T_r	A_g [g]	F_0	T_c^*
SLO	45	0.058	2.545	0.262
SLD	75	0.071	2.539	0.274
SLV	712	0.164	2.402	0.304
SLC	1462	0.206	2.396	0.314

Tabella 1 – Valori dei parametri spettrali relativi al sito ed all'edificio oggetto di studio.

Mentre gli spettri di risposta elastici (rimandando al testo di legge per l'espressione analitica) assumono la seguente forma grafica in relazione allo stato limite considerato (Fig. 9)

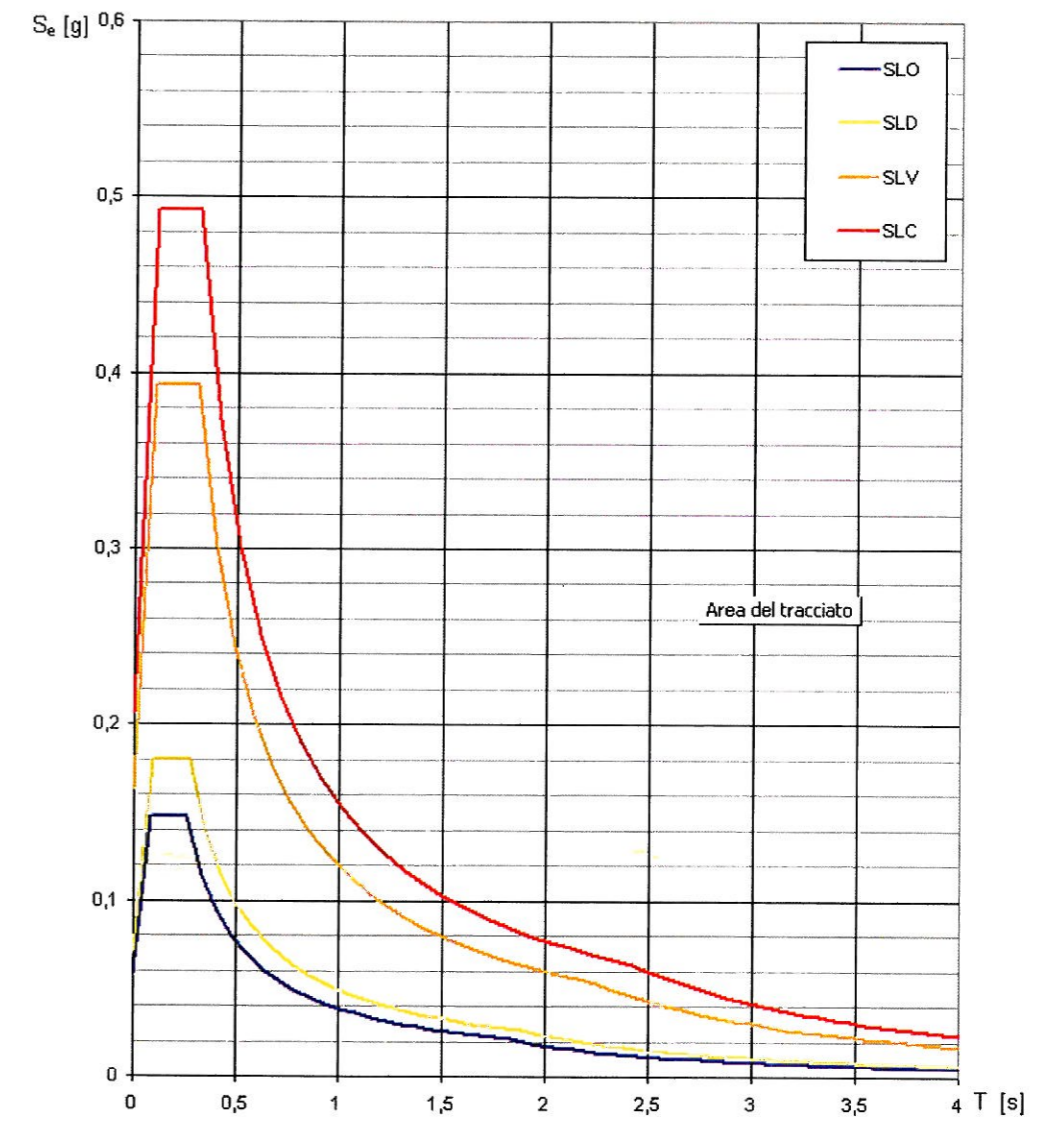


Figura 9 – Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

Ciascuno di questi spettri deve essere poi modificato in funzione della categoria di suolo, e della categoria topografica, nel caso specifico rispettivamente B e T1, e valutato per ciascuno degli stati limite sopra definiti.

Nelle tabelle seguenti si forniscono a titolo indicativo e limitatamente alle componenti orizzontali, le tabelle con i parametri indipendenti di riferimento per la stima delle forme spettrali corrispondenti:

STATO LIMITE	SLO
A _g	0.058g
F ₀	2.545
T _c *	0.262s
S _s	1.2
C _c	1.437
S _T	1
q	3

STATO LIMITE	SLD
A _g	0.071g
F ₀	2.539
T _c *	0.274
S _s	1.2
C _c	1.425
S _T	1
q	3

STATO LIMITE	SLV
A _g	0.164g
F ₀	2.402
T _c *	0.304s
S _s	1.2
C _c	1.395
S _T	1
q	3

STATO LIMITE	SLC
A _g	0.206g
F ₀	2.396
T _c *	0.314s
S _s	1.2
C _c	1.387
S _T	1
q	3

Tabelle 2-5 - Riepilogo dei parametri spettrali inerenti i vari stati limiti previsti dalla normativa.

Concludiamo con alcune considerazioni inerenti i cedimenti ed i fenomeni di liquefazione. Per quanto riguarda i primi riteniamo valido quanto riportato nella precedente relazione geologica, a firma Barsanti e Vanacore.

In relazione ai fenomeni di liquefazione, dal momento che nessuna delle ipotesi di esclusione previste dalle NTC è pienamente applicabile al caso in oggetto, è stata eseguita la valutazione della suscettibilità dei terreni di fondazione alla liquefazione secondo il metodo proposto da Robertson & Wride, basato sull'utilizzo dei risultati delle prove in sito CPT.

Il metodo consiste nel confrontare il parametro di resistenza alla liquefazione CRR (*Cyclic Resistance Ratio* - rapporto di resistenza ciclica) con il parametro di carico sismico CSR (*Cyclic Strength Ratio* - rapporto di tensione ciclica).

Per il calcolo del parametro CRR alle varie profondità si procede mediante:

- classificazione dei terreni sulla base del Diagramma di Robertson tramite un indice del tipo di terreno (I_c) ottenuto dai valori della resistenza di punta (q_c) normalizzata adimensionale (q_{cIN}) e del rapporto di attrito (f_s) normalizzato adimensionale (F). Se $I_c \geq 2.6$ il terreno è a grana fine (limi e argille), quindi si possono escludere fenomeni di liquefazione;
- nel caso risulti $2.6 > I_c > 1.64$, si applica la correzione per contenuto in fini mediante un coefficiente (K_c) calcolato sulla base di I_c , che porta ad ottenere il valore equivalente per sabbie pulite (q_{cIN})_{cs};
- valutazione del CRR sulla base dell'equazione della curva per sabbia pulita in funzione del valore (q_{cIN})_{cs} calcolato;
- convenzionalmente il parametro CRR è riferito ad un terremoto di magnitudo 7.5 ed è quindi indicato con la notazione CRR_{7.5}.

Il parametro CSR è invece determinato mediante:

- picco di accelerazione orizzontale in superficie prodotto dal terremoto (a_{max});
- accelerazione di gravità (g);
- tensioni verticali litostatiche totale ed efficace alle varie profondità;
- coefficiente di riduzione delle tensioni (r_d) in funzione della profondità considerata.

Il fattore di sicurezza (FSL) nella verifica di resistenza alla liquefazione di un livello di terreno è definito dal rapporto fra la capacità di resistenza alla liquefazione espressa da CRR, e la domanda di resistenza alla liquefazione espressa da CSR

$$FSL = CRR/CSR.$$

Per la valutazione della potenzialità di liquefazione di terreni soggetti a terremoti di magnitudo diversa da 7.5, è stato introdotto il fattore di scala della magnitudo MSF per cui

$$FSL = (CRR_{7.5}/CSR) \cdot MSF.$$

In via cautelativa rispetto a quanto emerge dalla consultazione dei più recenti studi condotti dal Servizio Sismico Nazionale (SSN) e dal Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (GNDT), nel caso in esame si è considerato un evento sismico di riferimento con Magnitudo pari a 6.5 ed un'accelerazione di picco a_{max} pari a 0,35g (fattore di scala della magnitudo MSF pari a 1).

I risultati dell'analisi **non hanno evidenziato** livelli potenzialmente liquefacibili.

9. CONCLUSIONI

L'esame dei risultati dello studio e delle verifiche indicative condotte, consente di trarre le seguenti conclusioni:

- l'area oggetto dell'intervento presenta una situazione geologica favorevole;
- le caratteristiche litotecniche dei terreni sono tali da consentire la ripartizione dei carichi trasmessi dalla struttura mediante fondazioni dirette superficiali anche senza interventi di consolidamento preventivo dei terreni, vista anche la necessità di procedere alla rimozione dei livelli superficiali meno consistenti per la realizzazione del piano di imposta;
- non sussistono condizioni di rischio particolari per quanto riguarda i rischi idraulici;
- non sono state evidenziate situazioni geologiche tali da far ritenere possibile effetti di amplificazione sismica;
- analogamente si escludono eventuali effetti di liquefazione indotti da sisma.

Possiamo pertanto affermare che non esistono fattori geologici, geomorfologici e/o idrogeologici limitanti la realizzazione dell'intervento in progetto.

Prato, maggio 2008

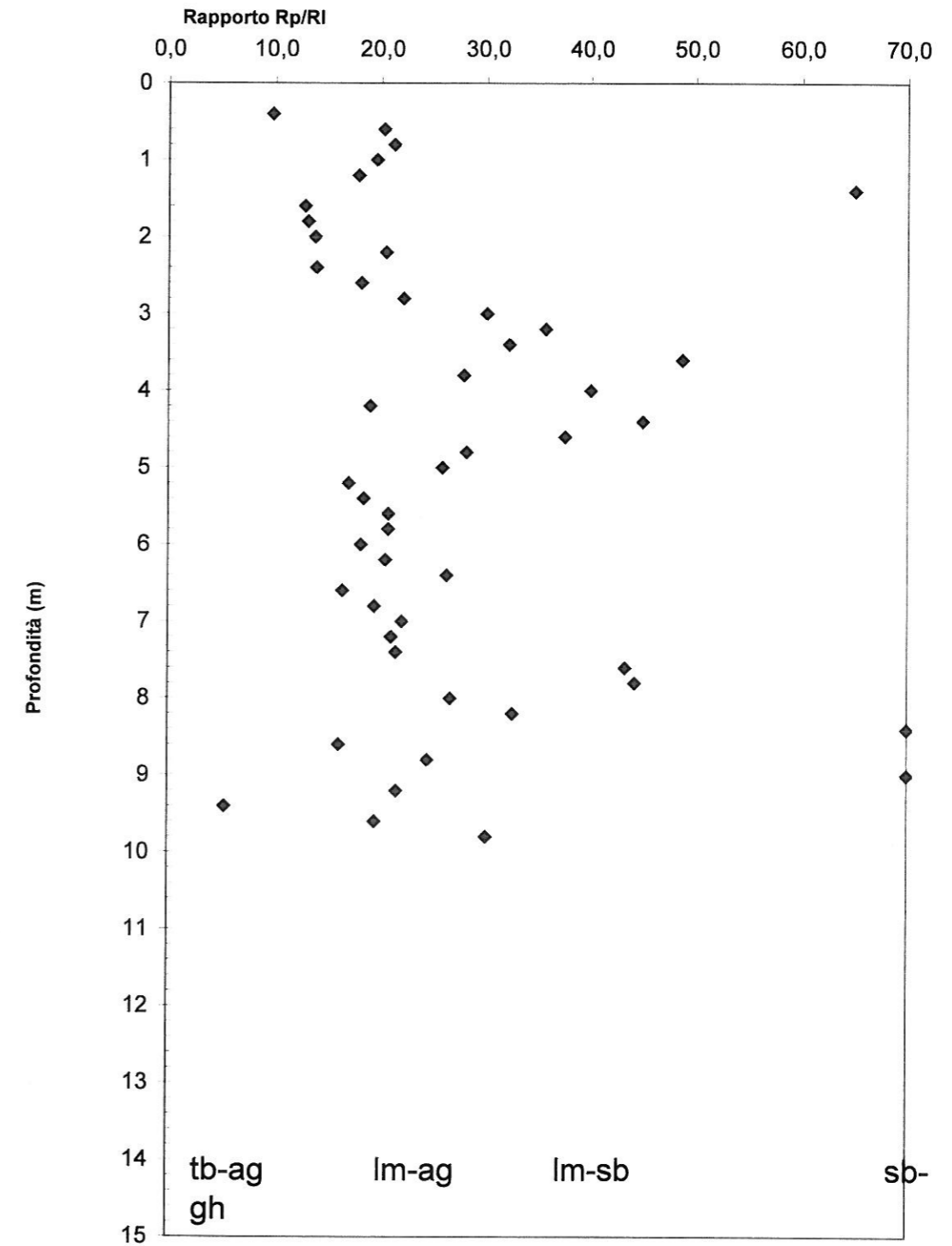
Dott. Geol. Andrea Fiaschi



Committente: Dott. Andrea Fiaschi
Località: Prato
Intervento: Ampliamento Scuola
Data: 3/1/08

Prova 1
Certificato n° 030108-1

Rapporto di Begemann -Profondità



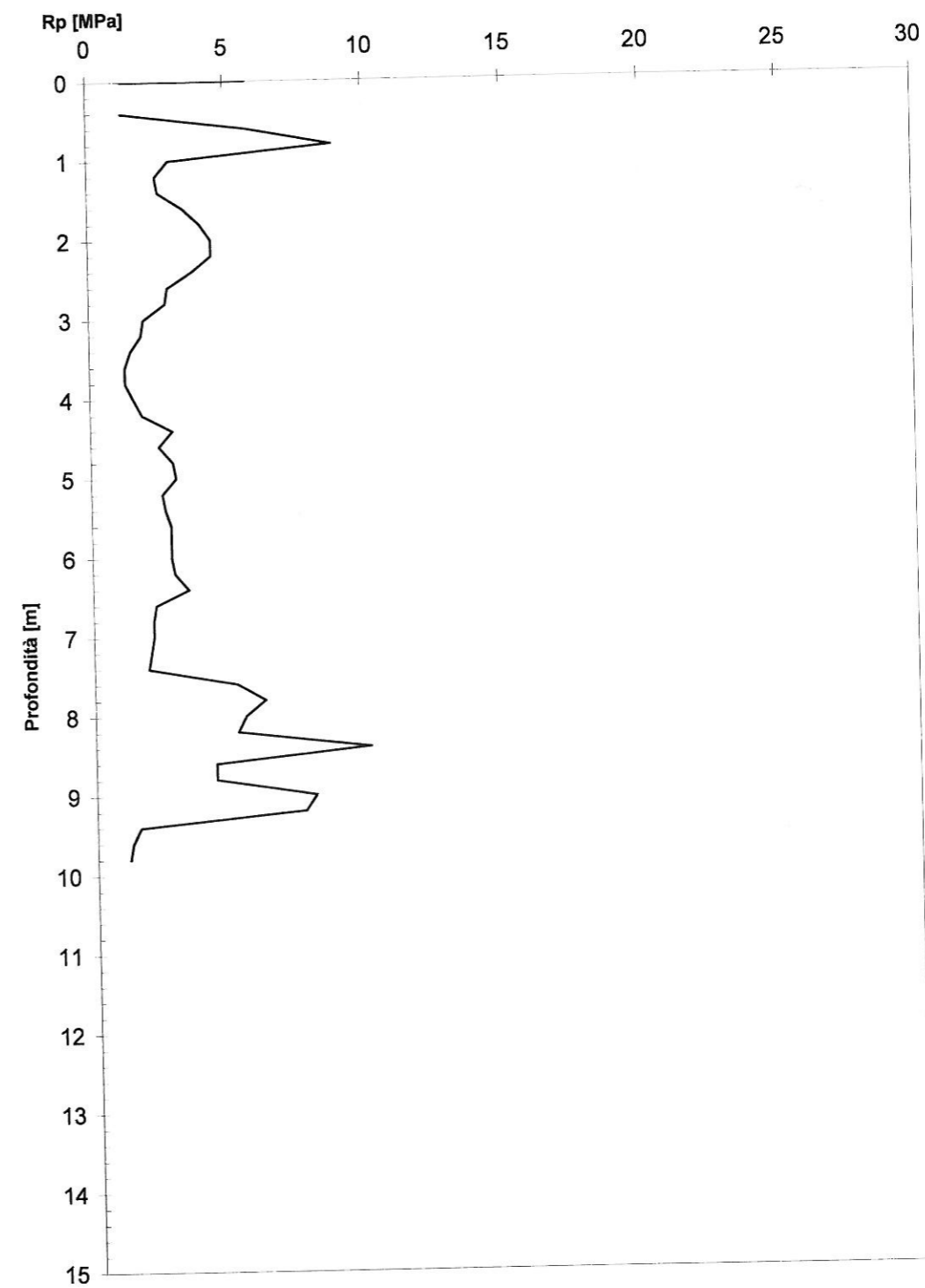
Tb-ag = Torba e argilla
lm-ag = limo argilloso

lm-sb = limo sabbioso
sb gh = sabbia e ghiaia

Committente: Dott. Andrea Fiaschi
Località: Prato
Intervento: Ampliamento Scuola
Data: 3/1/08

Certificato n° Prova 1
030108-1

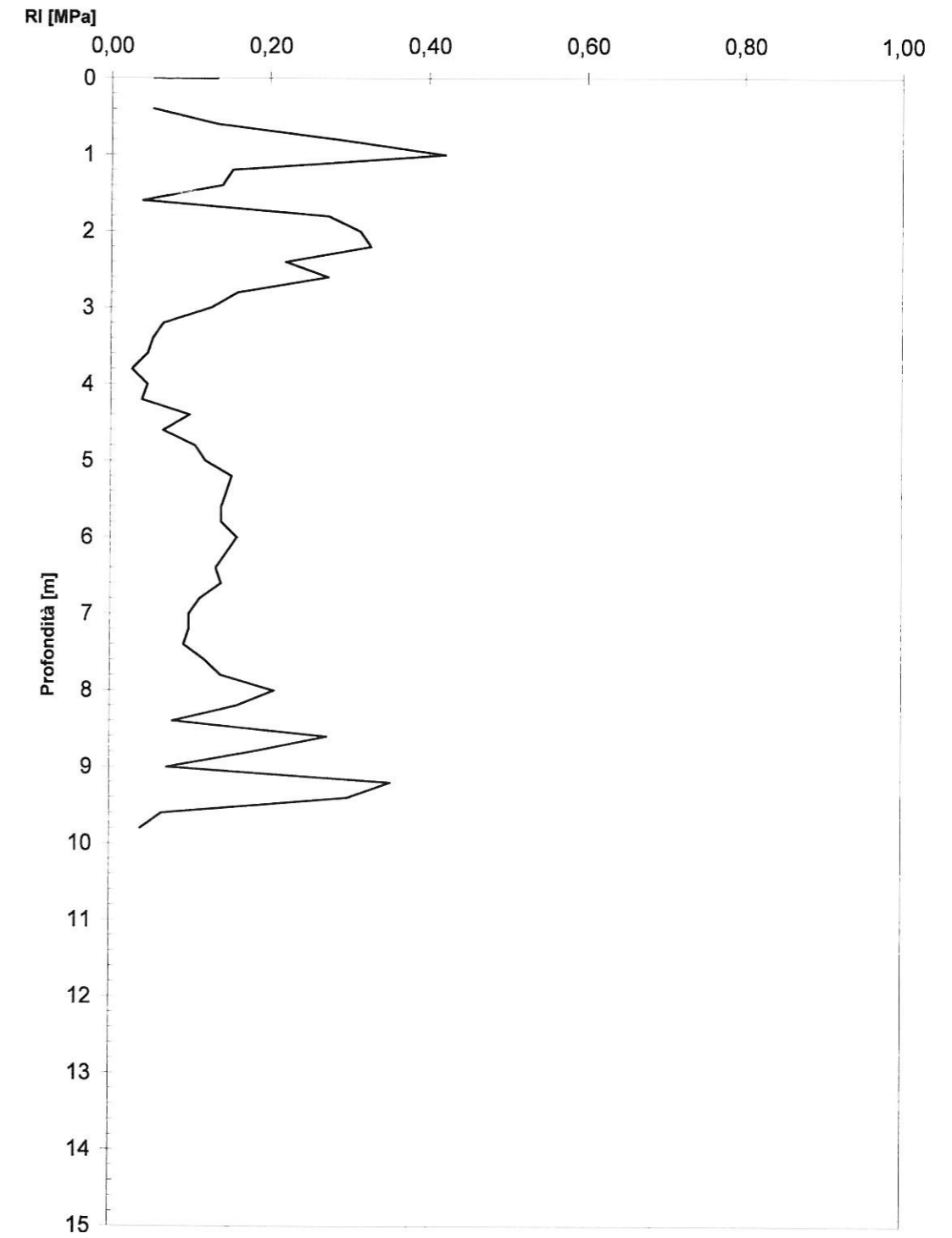
Resistenza alla Punta - Profondità



Committente: Dott. Andrea Fiaschi
Località: Prato
Intervento: Ampliamento Scuola
Data: 3/1/08

Prova 1
Certificato n° 030108-1

Resistenza laterale - Profondità



INDICE

<u>1. PREMESSA</u>	pag. 4
<u>2. RIFERIMENTI NORMATIVI E CONSIDERAZIONI METODOLOGICHE</u>	pag. 4
<u>3. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO</u>	pag. 7
<u>4. VALUTAZIONI GEOTECNICHE</u>	pag. 11
<u>4.1 Capacità portante trave rovescia</u>	pag. 12
<u>4.2 Capacità portante plinti</u>	pag. 15
<u>4.3 Cedimenti</u>	pag. 17
<u>4.3.1 Cedimenti trave</u>	pag. 18
<u>4.3.2 Cedimenti plinti</u>	pag. 19
<u>4.4 Parametri di interazione terreno-struttura</u>	pag. 20
<u>5. CONCLUSIONI</u>	pag. 21

1. PREMESSA

Su incarico del Comune di Prato, è stato eseguito il presente studio a supporto del progetto che prevede l'ampliamento della scuola elementare Ghandi di Galciana.

L'area nella quale è situato l'intervento in oggetto si trova a W di Prato all'interno del bacino di Firenze-Prato-Pistoia. Nella cartografia tecnica regionale l'area è individuata al foglio 263090 della cartografia 1:10000 e nei fogli 20J43 e 20J35 della cartografia 1:2000.

Il progetto prevede l'ampliamento della scuola elementare mediante la realizzazione di un nuovo edificio della stessa tipologia di quello esistente e ad esso adiacente. All'edificio in oggetto, in accordo con il progettista e la committenza, è stata attribuita una **classe d'uso pari a 3** ed una vita nominale superiore o uguale a 50 anni.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI E CONSIDERAZIONI METODOLOGICHE

La presente relazione geotecnica sui terreni di fondazione viene redatta sulla base del testo di legge stabilito con D.M. del 14 gennaio 2008 e riguardante le norme tecniche per le costruzioni. Al riguardo va segnalato che il nuovo testo si ispira al precedente D.M. 14 settembre 2005 che ha avuto un breve periodo di applicazione, limitatamente agli edifici strategici, a partire dall'ottobre 2005. Il testo attuale conferma molti dei concetti ivi esposti tra i quali ricordiamo (limitatamente ai concetti di interesse per il presente studio) la separazione tra la relazione geologica e la relazione geotecnica, la verifica agli stati limite ultimo e di esercizio, la trattazione del dato geotecnico per arrivare al dato di progetto, la fattorizzazione delle azioni, etc.

Nello spirito della normativa la relazione geologica precede la relazione geotecnica e ne costituisce l'indispensabile premessa, pertanto la presente relazione deve essere considerata un tutto organico con la parte relativa allo studio geologico.

Principio fondamentale è la verifica agli stati limite, in particolare viene introdotta la distinzione tra stato limite ultimo (SLU) e stato limite di esercizio (SLE). Nel primo caso si intende lo stato al superamento del quale si ha il collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura; nel secondo caso si intende lo stato al superamento del quale corrisponde la perdita di una

particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera.

Per i terreni di fondazione questa verifica si traduce nell'accertare la congruenza tra le azioni di progetto, corrispondenti agli stati limite definiti in sede progettuale, e la resistenza offerta dal terreno di fondazione. Nel richiamare i parametri geotecnici, necessari per la verifica, le norme tecniche fanno riferimento ai "valori caratteristici" definendoli come "...una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato." lasciando quindi al tecnico la facoltà di scegliere il miglior modo di trattazione del dato geotecnico per arrivare al valore caratteristico.

In generale per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

ove E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni

$$E_d = E \left[\gamma_F F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_K; \frac{X_K}{\gamma_M}; a_d \right].$$

Le azioni e le resistenze risultano funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_K$, dei parametri di progetto $\frac{X_K}{\gamma_M}$ e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione della resistenza compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2) (Tab. 1), per i parametri geotecnici (M1 e M2) (Tab. 2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

CARICHI	AZIONE	Coefficiente parziale $\gamma_{f(o)\gamma_E}$	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1	1
	Sfavorevole		1.1	1.3	1
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0	0	0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE	
		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}=1.00$	$\gamma_{\phi'}=1.25$
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_c'=1.00$	$\gamma_c'=1.25$
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu}=1.00$	$\gamma_{cu}=1.4$
Peso unità di volume	γ	$\gamma_\gamma=1.00$	$\gamma_\gamma=1.00$

Tabella 2 – Coefficienti parziali per il calcolo dei valori di progetto.

Nel nuovo testo delle norme si afferma che tale verifica deve essere effettuata secondo “due approcci progettuali distinti e alternativi. Nel primo approccio sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Il secondo approccio prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.”

Per le opere di fondazione si richiede la verifica di tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. In particolare per gli SLU di tipo geotecnico le verifiche devono riguardare il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno, il collasso per scorrimento sul piano di posa e la stabilità globale. La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'approccio 1 – combinazione 2: (A2+M2+R2). Le rimanenti verifiche possono essere fatte scegliendo tra l'approccio 1 combinazioni 1 e 2 oppure l'approccio 2.

Per i valori di γ_R , limitatamente al caso specifico, si fa riferimento alla tabella 3:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Tabella 3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

La verifica agli SLU riguarda la capacità portante dei terreni e deve essere fatta considerando un modello geotecnico costituito da un solo dato di resistenza del terreno. Pertanto è necessario giungere ad una sintesi, nella quale tutta l'informazione contenuta nella colonna stratigrafica viene riepilogata in un unico dato geotecnico.

La verifica agli SLE riguarda i cedimenti del terreno sottoposto ai carichi di esercizio, il T.U. al riguardo non dice molto, di conseguenza è opinione comune, anche basandosi su quanto riportato negli Eurocodici, che la verifica possa essere fatta basandosi sui valori medi utilizzando il metodo classico di Boussinesq.

Con l'impostazione metodologica data al nuovo T.U. il volume geotecnico significativo e quindi il calcolo dei dati caratteristici, non può prescindere dalle soluzioni tecniche scelte per le fondazioni. Rispetto alla vecchia normativa, dove il parametro geotecnico era considerato indipendente dalla tipologia di fondazione scelta, il nuovo testo di legge prevede una mutua interazione tra le scelte progettuali e la definizione dei parametri geotecnici, fino ad arrivare alla verifica della condizione in cui le resistenze superano o eguagliano le azioni previste.

3. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Per la realizzazione del modello geotecnico abbiamo considerato il modello geologico di sintesi per la progettazione ed i risultati delle prove presentate nella relazione geologica (alla quale si rimanda), non ritenendo necessario effettuare ulteriori verifiche, in quanto sufficienti alla completa caratterizzazione dei terreni in relazione all'eventuale presenza di strati con caratteristiche meccaniche scadenti o soggetti ad eventuali fenomeni di instabilità dinamica in occasione di eventi sismici.

In figura 1 riportiamo l'ubicazione delle prove, mentre in figura 2 la stratigrafia dell'area ottenuta dall'interpretazione delle penetrometrie e dei saggi, in particolare i saggi hanno consentito di investigare direttamente la natura dei terreni fino alla profondità di 3.6 m dal p.c.

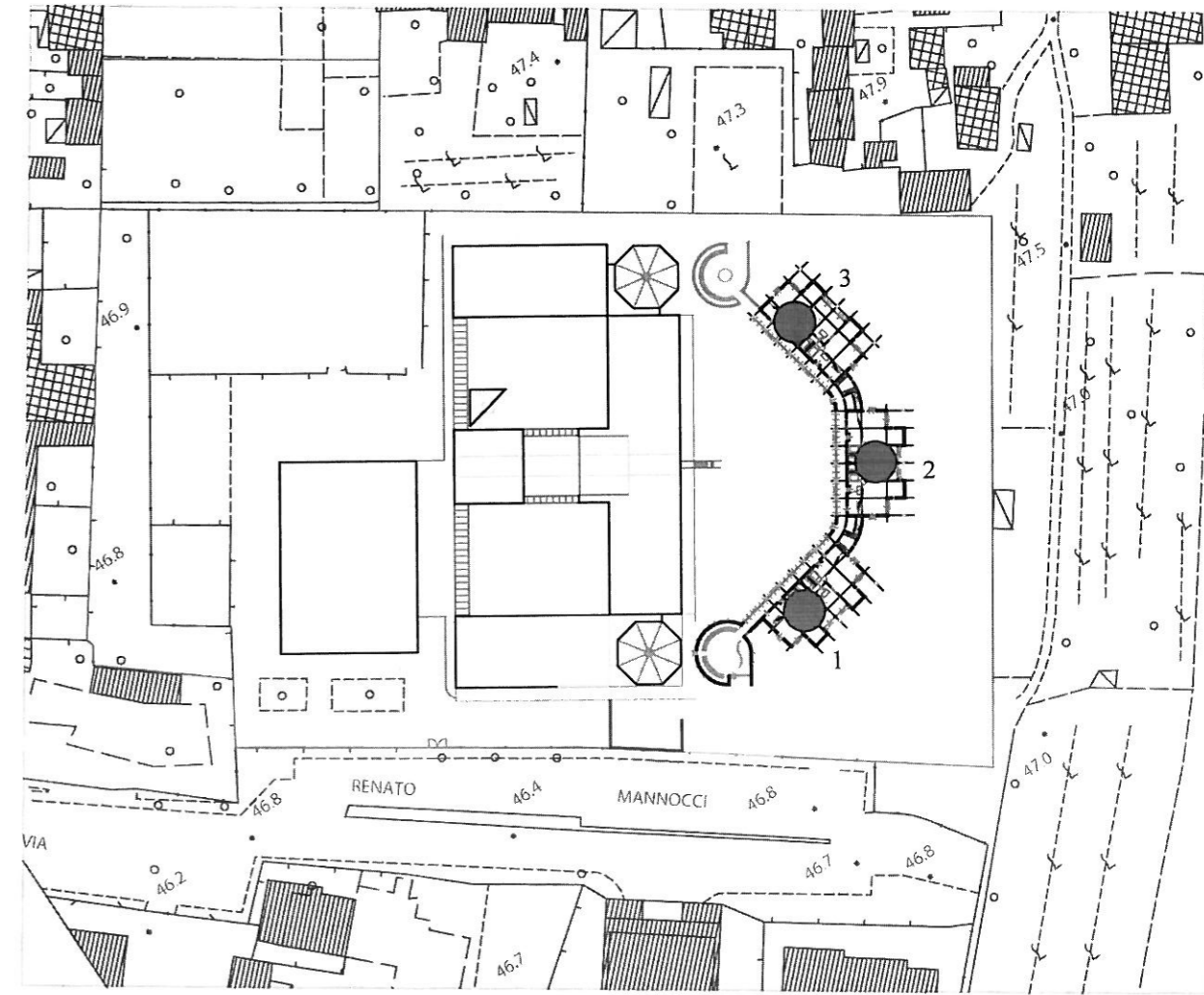


Figura 1 – Ubicazione delle prove eseguite sovrapposte alle piante dei nuovi edifici. La numerazione identifica l'ordine delle prove e le relative colonne stratigrafiche.

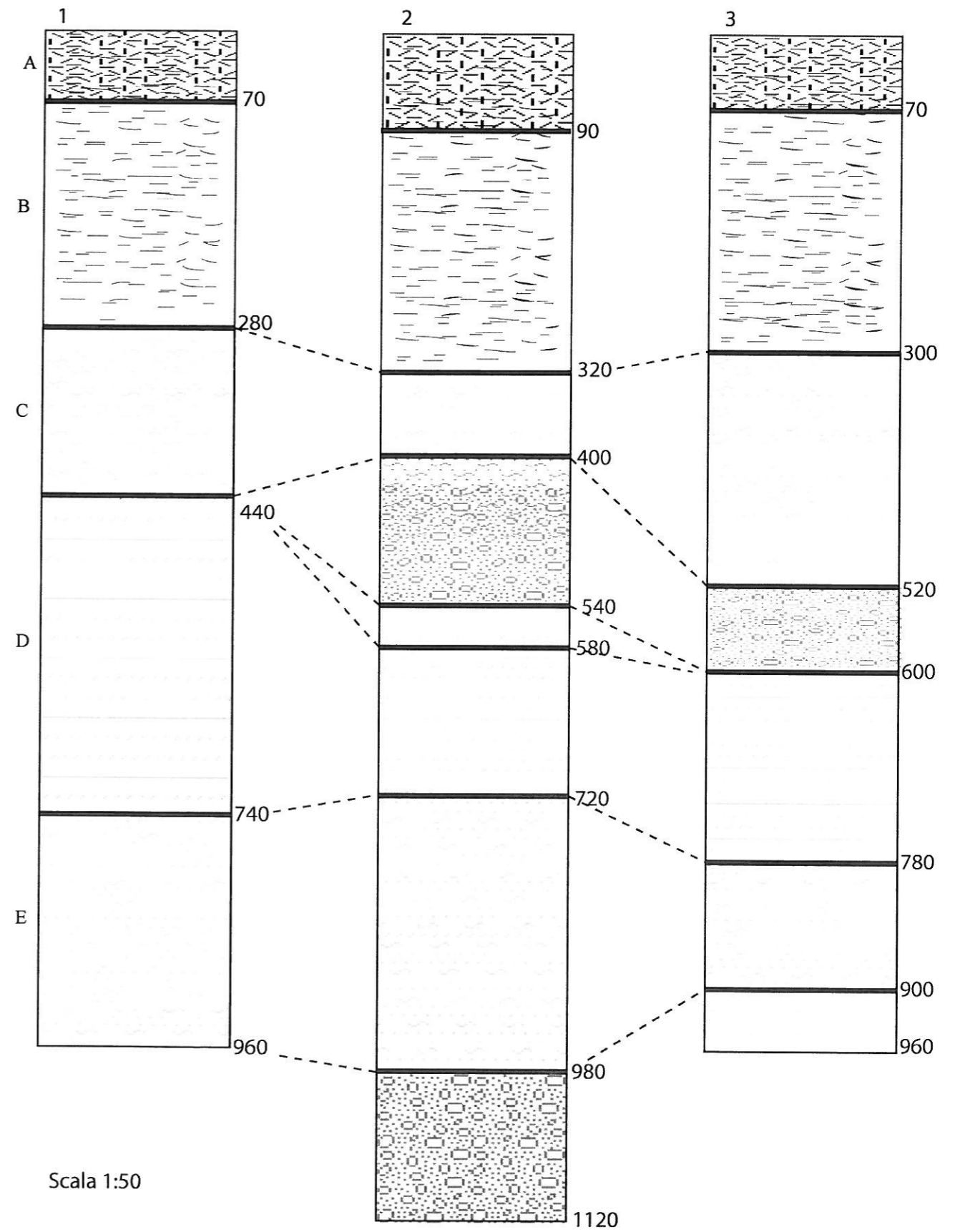


Figura 2 – Colonna stratigrafica ricavata dalle prove penetrometriche integrate con i saggi.

Dalle sezioni possiamo ricavare la seguente suddivisione in livelli:

Livello A – Terreno di riporto o vegetale, spessore medio 0.7 – 1 m;

Livello B – Argille limose, compatte al tetto e progressivamente meno consistenti con la profondità, spessore compreso tra 2.1 m e 2.3 m, comportamento coesivo;

Livello C – Limi argilloso sabbiosi con intercalazioni sabbiose o sabbioso ghiaiose, mediamente consistenti, spessore variabile da 1.6 m fino a 2.2 m, comportamento complessivo prevalentemente coesivo;

Livello D – Limi argillosi, mediamente consistenti, spessore compreso tra 1.4 m e 3 m.

Livello E – Sabbie e sabbie limose mediamente addensate, spessore compreso tra 1.2 m e 2.6 m.

La penetrometria 2, giunta fino a 11.2 m di profondità, ha incontrato al di sotto dei 9.8 m dal p.c., ghiaie e sabbie mediamente addensate. Questo livello, già evidenziato nelle indagini condotte per la realizzazione degli edifici esistenti, è presumibilmente la sede del corpo acquifero principale. Inoltre, tra il livello C ed il livello D, le penetrometrie 2 e 3 individuano, a partire da 4 m dal p.c., un livello sabbioso ghiaioso mediamente consistente e di spessore compreso tra 0.8 m e 1.4 m. Nelle precedenti indagini questo livello era stato riscontrato a profondità minori e con maggior continuità, nella zona studiata invece i saggi hanno consentito di escludere la sua presenza almeno fino a 3,6 m dal p.c.

In definitiva i livelli interessati dall'azione della struttura sono i livelli B e C; il livello A dovrebbe essere oggetto di rimozione per arrivare a collocare il piano di imposta sul livello B, mentre nell'analisi dei cedimenti acquista importanza anche il livello D.

Dalla schematizzazione precedente scaturisce il modello geotecnico, supportato anche dai dati generali di inquadramento riportati nella relazione geologica (Tab. 4):

Classe d'uso dell'edificio	3
Tipologia di suolo di fondazione	B
Classe di pericolosità sismica del Comune di Prato	3S
Accelerazione orizzontale massima	0.25 g

Tabella 4 – Riepilogo dei dati di base per il modello geotecnico.

La delimitazione del volume geotecnico di interesse (intendendo con la parola volume la profondità del semispazio sotto l'edificio in progetto, entro i quali presumibilmente s

manifesteranno gli effetti più rilevanti) deve tener conto delle caratteristiche progettuali dell'intervento, in particolare della tipologia e della dimensione delle fondazioni. Come già sottolineato la tipologia di fondazione scelta influisce direttamente sul parametro geotecnico, pertanto le indicazioni che seguono hanno valore soltanto in relazione alle caratteristiche comunicate dal progettista. **Qualora in corso d'opera dovessero mutare le caratteristiche delle fondazioni, sarebbe necessario provvedere anche al ricalcolo dei parametri.**

Le ipotesi progettuali considerate sono le seguenti:

- trave rovescia $B = 1 \text{ m}$, $L = 8 \text{ m}$;
- plinto $B = L = 1 \text{ m}$;
- piano di imposta 1 m sotto al p.c. attuale.

La verifica agli SLU dovrà spingersi fino al limite del cuneo di rottura, nel caso specifico circa 4 m, mentre la verifica agli SLE si spingerà fino al limite in cui l'incremento di pressione verticale diventa trascurabile.

Dall'analisi dei parametri geotecnici medi applicando la teoria della stima ed utilizzando la distribuzione t di Student, si sono ricavati i seguenti valori caratteristici di C_u , ϕ' , e γ (tabella 5) validi per la verifica agli SLU:

	Prova 1	Prova 2	Prova 3
Cu	1.0 kg/cm ²	0.95 kg/cm ²	0.94 kg/cm ²
ϕ'	21°	24°	22°
γ'	1.95 t/m ³	1.95 t/m ³	1.95 t/m ³
γ_{sat}	2.00 t/m ³	2.00 t/m ³	2.00 t/m ³

Tabella 5 – Riepilogo dei parametri geotecnici caratteristici.

4. VALUTAZIONI GEOTECNICHE

Ferma restando la responsabilità del progettista per quanto attiene i calcoli strutturali, l'esatta valutazione dei valori di portata ammissibile e dei cedimenti, riteniamo opportuno procedere ad una prima stima di massima allo scopo di offrire un'indicazione sull'adeguatezza dei terreni a costituire il piano di appoggio delle opere di fondazione.

Le verifiche sono state eseguite utilizzando una combinazione di parametri geotecnici caratteristici (Tab. 6), in assenza di falda e considerando la sollecitazione sismica mediante il

metodo di Vesic, ritenendo il metodo di Sano eccessivamente penalizzante per le reali condizioni al contorno.

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
4,2	1950,0	2050,0	23,0	0,06	0,94	45,0	70,0

Tabella 6 - DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; cu: Coesione non drenata; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico

Per la verifica in condizioni drenate abbiamo considerato anche una piccola frazione di coesione efficace, ricavata dalle prove di laboratorio eseguite su campioni prelevati nella campagna di indagine condotta per la realizzazione dell'edificio precedente. Sono state verificate le combinazioni A2+M2+R2 previste dal T.U. sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate.

4.1 Capacità portante trave rovescia

Dati generali

Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	8,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	0,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Acc. massima orizzontale	0,25
Profondità falda	12,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

Pressione normale	11000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

Pressione normale	13000,0 Kg/m ²
-------------------	---------------------------

CONDIZIONE DRENATA**Carico limite (Brinch - Hansen 1970)**

Fattore Nq	4,3
Fattore Nc	11,57
Fattore Ng	3,02
Fattore Sc	1,05
Fattore Dc	1,4
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	1,30 Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	1,33 Kg/cm ²
Rd >= Vd	Verificato

A titolo di paragone riportiamo anche il valore ottenuto applicando la formula di Terzaghi ai valori caratteristici:

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	8,26
Fattore Nc	18,92
Fattore Ng	5,75
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	3,31 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,1 Kg/cm²

Il carico limite secondo Terzaghi varia con la larghezza della trave e con la profondità del piano di imposta, indicativamente i valori di portanza variano secondo la tabella seguente (lunghezza trave 8 m):

Carico ammissibile Terzaghi Kg/cm²

D	B=0,5	B=0,75	B=1,0	B=1,25	B=1,5	B=1,75	B=2,0
0,5	0,74	0,79	0,83	0,88	0,93	0,97	1,02
0,8	0,87	0,92	0,97	1,02	1,06	1,11	1,16
1,0	1,01	1,06	1,1	1,15	1,2	1,24	1,29
1,3	1,14	1,19	1,24	1,28	1,33	1,38	1,42
1,5	1,28	1,32	1,37	1,42	1,46	1,51	1,56

Tabella 7 – Carico ammissibile secondo Terzaghi valutato utilizzando i valori caratteristici di tabella 6 in condizioni drenate (in grassetto il valore relativo ai dati generali di progetto). D = profondità del piano di imposta, B = larghezza della fondazione.

CONDIZIONE NON DRENATA

Carico limite (Brinch - Hansen 1970)

Fattore Nq	1,0
Fattore Nc	5,14
Fattore Ng	0,0
Fattore Sc	1,03
Fattore Dc	1,4
Fattore Ic	1,0
Carico di progetto [Vd]	1,50 Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	2,86 Kg/cm ²
Rd >= Vd	Verificato

A titolo di paragone riportiamo anche il valore ottenuto applicando la formula di Terzaghi ai valori caratteristici:

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955)

Fattore Nq	1,0
Fattore Nc	5,7
Fattore Ng	0,0
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	5,5 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,8 Kg/cm ²

4.2 Capacità portante plinti

Dati generali

Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	1,0 m
Profondità piano di posa	1,0 m
Altezza di incastro	0,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Acc. massima orizzontale	0,25
Profondità falda	12,0

CONDIZIONE DRENATA

Carico limite (Brinch - Hansen 1970)

Fattore Nq	4,66
Fattore Nc	12,16
Fattore Ng	3,41
Fattore Sc	1,37
Fattore Dc	1,4
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,29
Fattore Dq	1,31
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,7
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	15000,00 Kg
Carico limite fondazione [Rd]	15989,00 Kg

$R_d \geq V_d$

Verificato

A titolo di paragone riportiamo anche il valore ottenuto applicando la formula di Terzaghi ai valori caratteristici:

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955)

Fattore Nq	8,26
Fattore Nc	18,92
Fattore Ng	5,75
Fattore Sc	1,3
Fattore Sg	0,8
Pressione limite	3,54 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	1,18 Kg/cm²

Il carico limite secondo Terzaghi varia con la larghezza del plinto e con la profondità del piano di imposta, indicativamente i valori di portanza variano secondo la tabella seguente:

Carico ammissibile Terzaghi Kg/cm²

D	B=0,5	B=0,75	B=1,0	B=1,25	B=1,5	B=1,75	B=2,0
0,5	0,74	0,79	0,91	0,88	0,93	0,97	1,02
0,8	0,87	0,92	1,04	1,02	1,06	1,11	1,16
1,0	1,01	1,06	1,18	1,15	1,2	1,24	1,29
1,3	1,14	1,19	1,31	1,28	1,33	1,38	1,42
1,5	1,28	1,32	1,45	1,42	1,46	1,51	1,56

Tabella 8 – Carico ammissibile secondo Terzaghi valutato utilizzando i valori caratteristici di tabella 6 in condizioni drenate (in grassetto il valore relativo ai dati generali di progetto). D = profondità del piano di imposta, B = larghezza della fondazione.

CONDIZIONE NON DRENATA

Carico limite (Brinch - Hansen 1970)

Fattore Nq	1,0
Fattore Nc	5,14
Fattore Ng	0,0
Fattore Sc	1,2
Fattore Dc	1,4
Fattore Ic	1,0

Carico di progetto [Vd]	15000,00 Kg
Carico limite fondazione [Rd]	33294,00 Kg
Rd >= Vd	Verificato

A titolo di paragone riportiamo anche il valore ottenuto applicando la formula di Terzaghi ai valori caratteristici:

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955)

Fattore Nq	1,0
Fattore Nc	5,7
Fattore Ng	0,0
Fattore Sc	1,3
Fattore Sg	0,8
Pressione limite	7,16 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,39 Kg/cm²

Tra le verifiche il nuovo testo di legge prevede anche quella relativa al **collasso per slittamento**, tuttavia in mancanza delle sollecitazioni di progetto agli SLU risulta impossibile effettuare tale verifica che pertanto viene rimandata al progettista.

4.3 Cedimenti

Vista la natura dei terreni coinvolti, la stima indicativa è stata condotta in base alla teoria della consolidazione monodimensionale che associa i cedimenti all'espulsione di acqua interstiziale.

Per il calcolo dei cedimenti, eseguiti nell'ipotesi di fondazione rigida che comporta una riduzione valutabile nel 25% del cedimento di consolidazione ottenuto, si è utilizzata la relazione basata sul coefficiente di compressibilità di volume (m_v) ricavato dalle prove penetrometriche:

$$s = H \Delta q m_v$$

dove H è lo spessore dello strato cedevole considerato, Δq l'incremento di carico alla mezzeria dello strato determinato secondo la teoria di Boussinesq sulla distribuzione dei carichi.

Gli incrementi di carico che provocano i cedimenti sono stati determinati dopo aver operato le opportune riduzioni dovute alla rimozione del terreno scavato.

Il modello geotecnico considerato per il calcolo dei cedimenti è il seguente (Tab.9):

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	c (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
2,8	1860,0	1940,0	29,0	0,1	0,8	45,0	55,0
1,8	1900,0	2000,0	28,0	0,1	1,3	0,0	80,0
0,9	1900,0	2000,0	27,0	0,2	1,7	0,0	83,0
0,5	2000,0	2100,0	28,0	0,2	2,1	0,0	76,0

Tabella 9 - Valori dei parametri geotecnici considerati. DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; c: Coesione; cu: Coesione non drenata; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico.

4.3.1 Cedimenti trave

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,56
Cedimento al centro della fondazione	14,42 mm
Cedimento al bordo	5,16 mm

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,25	0,241	0,966	Edometrico	0,627	0,0	0,627
2	2,15	0,415	0,496	Edometrico	0,838	0,0	0,838
3	3,5	0,676	0,241	Edometrico	0,751	0,0	0,751
4	5	0,965	0,14	Edometrico	0,34	0,0	0,34

Cedimento totale Wt=2,556 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi); Wt: Cedimento totale.

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Cedimento totale= 0,627

Cedimento (cm)	% Ced	Tempo giorni
0,063	10	0,668
0,125	20	2,726
0,188	30	6,137
0,251	40	10,938
0,314	50	17,014
0,376	60	24,826
0,439	70	34,983
0,502	80	49,219
0,565	90	73,611
0,627	100	86,806

4.3.2 Cedimenti plinti

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,5
Coefficiente di influenza I2	0,02
Coefficiente di influenza Is	0,44

Cedimento al centro della fondazione	7,79 mm
Cedimento al bordo	3,44 mm

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,25	0,241	0,936	Edometrico	0,608	0,0	0,608
2	2,15	0,415	0,276	Edometrico	0,466	0,0	0,466
3	3,5	0,676	0,072	Edometrico	0,224	0,0	0,224
4	5	0,965	0,029	Edometrico	0,071	0,0	0,071

Cedimento totale Wt=1,369 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosse); Wt: Cedimento totale

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Cedimento totale= 0,608

Cedimento (cm)	% Ced	Tempo giorni
0,061	10	0,668
0,122	20	2,726
0,182	30	6,137
0,243	40	10,938
0,304	50	17,014
0,365	60	24,826
0,426	70	34,983
0,486	80	49,219
0,547	90	73,611
0,608	100	86,806

4.4 Parametri di interazione terreno-struttura

Sulla base dell'ipotesi di Winkler il coefficiente di sottofondo (o modulo di reazione) (K_r) rappresenta una costante del terreno ottenuta dal rapporto p/s , dove p indica la pressione sull'elemento di fondazione e s il cedimento corrispondente. L'ipotesi risulta però valida solo nel caso che il comportamento del terreno sia assimilato a quello elastico di una serie di molle indipendenti accostate, mentre nella realtà dipende dalle dimensioni della superficie caricata e dalla distribuzione dei carichi.

Il modulo di reazione non possiede quindi un preciso significato fisico; in letteratura sono state perciò elaborate metodologie molto varie per la sua determinazione, senza tuttavia arrivare ad una definizione univoca di tale parametro.

Nel caso in esame il valore ottenuto utilizzando la relazione di BOWLES (1982) senza correzione geometrica è compreso tra:

$$k = 1,08 \text{ Kg/cm}^3$$

$$k = 4,02 \text{ Kg/cm}^3$$

In alternativa il modulo di reazione può essere stimato mediante la tabella di Pozzati che indica per le terre umide un valore compreso tra 2 e 3,5 kg/cm^3 .

5. CONCLUSIONI

L'esame dei risultati dello studio e delle verifiche condotte, consente di trarre le seguenti conclusioni:

- il sottosuolo dell'area di lottizzazione è caratterizzato dall'alternanza di terreni limo-argillosi e sabbiosi fino a profondità superiori ai 10 m dal p.c.;
- le caratteristiche litotecniche dei terreni sono tali da consentire la ripartizione dei carichi trasmessi dalla struttura mediante fondazioni dirette superficiali anche senza interventi di consolidamento preventivo dei terreni, vista anche la necessità di procedere alla rimozione dei livelli superficiali meno consistenti per la realizzazione del piano di imposta;
- non sussistono condizioni di rischio particolari relativamente ai rischi idraulici;
- non sono state rilevate situazioni di potenziale liquefazione.

Per quanto riguarda le verifiche eseguite, da sottolineare ancora una volta la stretta dipendenza dei risultati dalle scelte progettuali inerenti la tipologia di fondazione (B), la profondità del piano di imposta (D) ed i carichi considerati. Per evidenziare gli effetti delle modifiche inerenti i fattori B e D in tabella 7 ed 8 sono stati riportati i valori della capacità portante, stimati con la formula di Terzaghi in condizioni drenate (la più critica). Sebbene le verifiche agli SLU impongano condizioni più restrittive rispetto ai valori tabellati, rimane comunque valido il principio che ogni variazione progettuale che incrementi i valori di D e di B migliora i valori resistenti rispetto alle azioni. Qualora il progettista ritenga di dover modificare le caratteristiche dell'intervento dovrà tener conto di questo principio generale e procedere ad una nuova verifica agli stati limite.

Maggio 2008

Dott. Geol. Andrea Fiaschi

