



REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI ASTI

## COMUNE DI ASTI

Proponente:

**SOCIETÀ IMMOBILIARE  
REGIO PARCO S.R.L.**

Piazza San Francesco n. 2 - 12051 Alba (CN)

Partita IVA: 03158910046

***P.E.C. EX MERCATO ORTOFRUTTICOLO  
RELATIVO ALLA COSTRUZIONE DI FABBRICATI  
COMMERCIALI E DIREZIONALE/RESIDENZIALE  
IN ASTI - VIA BIALERA/VIA PISA***

### ***RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA*** *sui terreni di fondazione*

*ai sensi dei:*

***D.M. 11/03/88 N. 47 E S.M.I. E D.M. 14/01/2008 N.T.C.***

***E DELL'ART. 11 DELLE N.T.A. DEL P.R.G.C.***

Asti, 7 dicembre 2011

*Il Tecnico incaricato*



***Dr. Geol. Massimo Castellaro***

Iscrizione Albo dei Geologi Professionisti del Piemonte Sez. A n° 573

Via E. Giovanelli, 28 – 14100 ASTI

Tel. e fax: 0141 351106 – Cell. 393 9558998

***email: [massimo.castellaro@geologipiemonte.it](mailto:massimo.castellaro@geologipiemonte.it)***

## 1. PREMESSA E LOCALIZZAZIONE DELL'AREA D'INTERVENTO

---

Su incarico della Committenza, viene redatta la presente Relazione Geologica, Geotecnica ed Idrogeologica a completamento ed integrazione degli atti progettuali riguardante il *Piano Esecutivo Convenzionato denominato "Ex mercato ortofrutticolo"* da realizzarsi in Via Bialera/Via Pisa nel Comune di Asti.

Se ne delineano, per tanto, le principali caratteristiche geologiche, idrogeologiche e geotecniche del sito sul quale si prevede il nuovo intervento a carattere edilizio, relativo al fabbricato in oggetto.

Per quanto concerne gli aspetti di tipo geologico – geotecnici, la presente relazione viene redatta ai sensi dei:

- **D.M. LL. PP. 11/03/1988 n. 47** recante *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"* e relative *Istruzioni applicative con Circ. LL.PP. 24/09/1988 n° 30483*;
- **D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"** e succ. **Circ. 02/02/2009 n. 617**;
- **Piano Regolatore Generale** – Aggiornato alla Variante Parziale n°22 approvata con D.C.C. n°89 del 16/12/2009 ed alla Variante Strutturale di adeguamento alla Circolare P.G.R. 8 maggio 1996 n°7 LAP ed al Piano per l'Assetto Idrogeologico;
- **O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e succ. modifiche del 2005**, contenente *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per la costruzione in zona sismica"*;
- **Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale** approvato dal Consiglio Regionale con D.C.R. n. 384-28589 del 05/10/2004.

Lo studio di seguito riportato consiste in un prima parte di inquadramenti geologico – geomorfologici dell'area vasta, seguita da una caratterizzazione idrogeologica ed in una parte di aspetti geotecnici, in cui sono esposti i risultati delle indagini geognostiche svolte *in situ*.

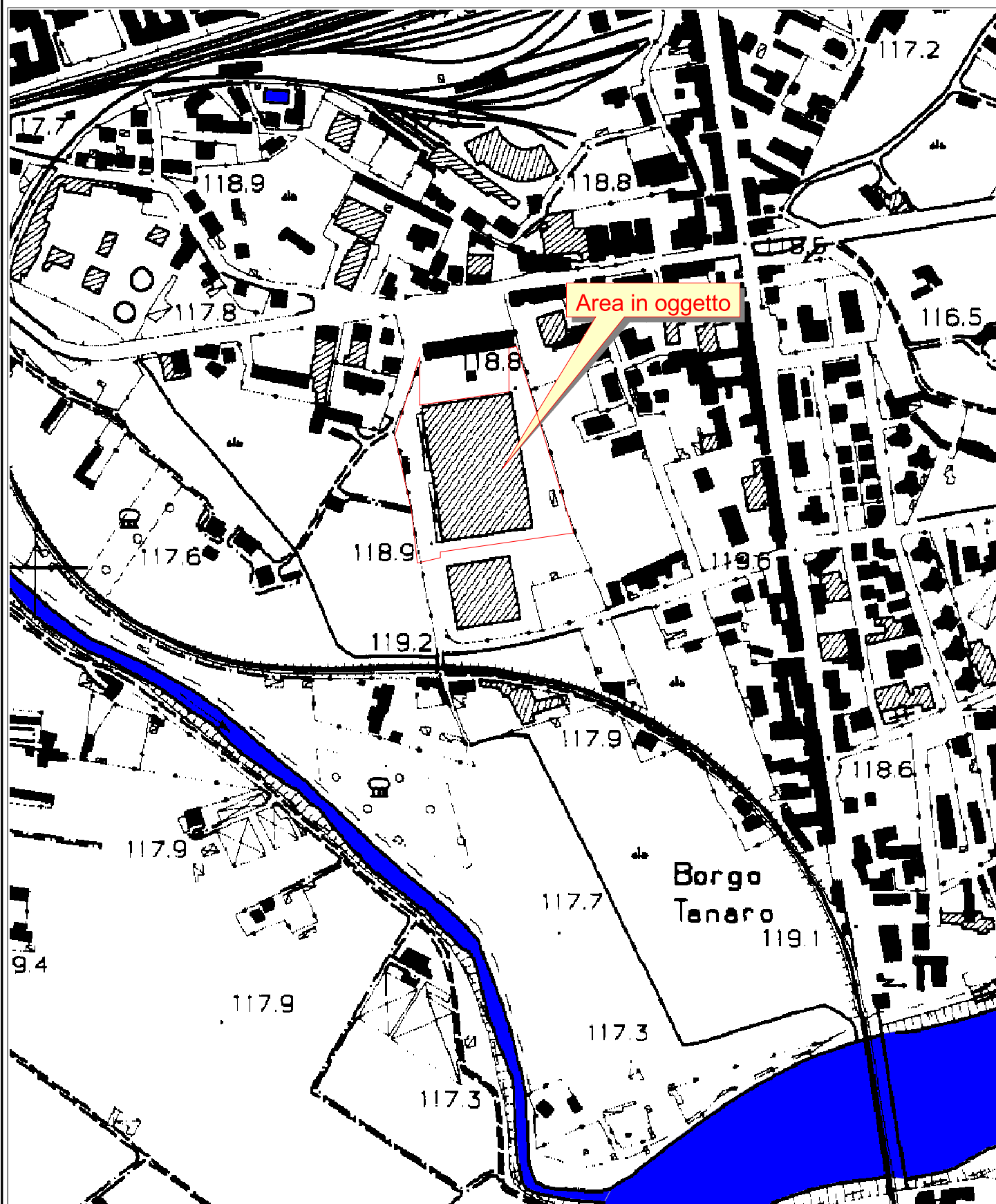
Il sito d'indagine è localizzato in area urbana, ad una **quota di circa 119 m s.l.m.** ed è ubicato sulla Carta Tecnica Regionale in scala 1:10.000, nella **Sez. n. 175110 "Asti Sud"** riportata nella corografia di **Fig. 1**.

Il sito d'indagine si colloca, su base catastale, sul Foglio 76, Mappale 1659.

Il presente studio si è basato in particolare:

- sui dati rilevati durante vari sopralluoghi eseguiti sull'area d'intervento e su un suo intorno significativo;
- sulla consultazione di cartografie geologiche e geomorfologiche specifiche riguardanti l'area in esame, nonché sugli elaborati geologici allegati al P.R.G.C. in scala 1:10.000;
- su pubblicazioni scientifiche e dati bibliografici;
- su un'indagine geognostica *in situ* consistita in n°4 Prove Penetrometriche Dinamiche (S.C.P.T.).

# Corografia su base C.T.R. sez. n. 175110 "Asti Sud"



100 0 100 200 Meters

Scala 1:5.000



Fig. 1

## 2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

---

### 2.1. Assetto geologico

Dal punto di vista geo-litologico locale, anche sulla base delle indicazioni riportate sul Foglio 69 "ASTI" della Carta Geologica d'Italia in scala 1:100.000 (seconda edizione, 1970), il lotto in esame ricade entro l'area di affioramento dei depositi alluvionali corrispondenti alle *"Alluvioni prevalentemente argillose, appartenenti in parte alle alluvioni postglaciali, in parte al Fluviale Recente; ove è presente un terrazzo questo separa localmente le prime dal secondo; altrove la distinzione è difficile"*; sono siglate "a<sup>1</sup>fl<sup>3</sup>" sulla C.G.I. (vedi stralcio di **Fig. 2**).

Il territorio comunale di Asti si estende per circa il 50%, su un'area semi-pianeggiante costituita dagli apporti successivi di eventi alluvionali del F. Tanaro e dei suoi affluenti; tali depositi sono costituiti da sedimenti di origine fluviale, successivamente rimodellati, almeno nei livelli più superficiali, dal corso d'acqua principale che attraversa in direzione circa SE-NW il territorio; la restante porzione comunale è rappresentata da sedimenti marini limoso-sabbiosi e sabbioso-argillosi.

L'assetto geologico generale, ricostruito anche dalle numerose indagini svolte nel sottosuolo, è da ricondursi principalmente al **Bacino Terziario Ligure-Piemontese**; in particolare ci si viene a trovare al centro di una vasta depressione sinclinaloide con direzione assiale circa E-W.

Il **Bacino terziario Ligure Piemontese** strutturalmente si può considerare composto da tre grandi Unità:

- **l'Unità del Basso Monferrato** posta a Nord, costituita da terreni e rocce prevalentemente sedimentari, che formano i rilievi collinari che si estendono da Torino a Casale-Voghera (Collina Torino-Casale);

- **l'Unità della Sinclinale (o Bacino) di Asti**, posta al centro, costituita da una successione di terreni sedimentari marnosi e arenacei nelle formazioni più profonde; argillosi e sabbiosi nelle formazioni più superficiali (Argille Azzurre del Lugagnano e Sabbie di Asti e Villafranchiano);
- **l'Unità delle Langhe**, posta a Sud quindi al margine del Bacino Terziario stesso, costituita da successioni di alternanze di formazioni di materiali sedimentari marnosi e arenaceo-sabbiosi.

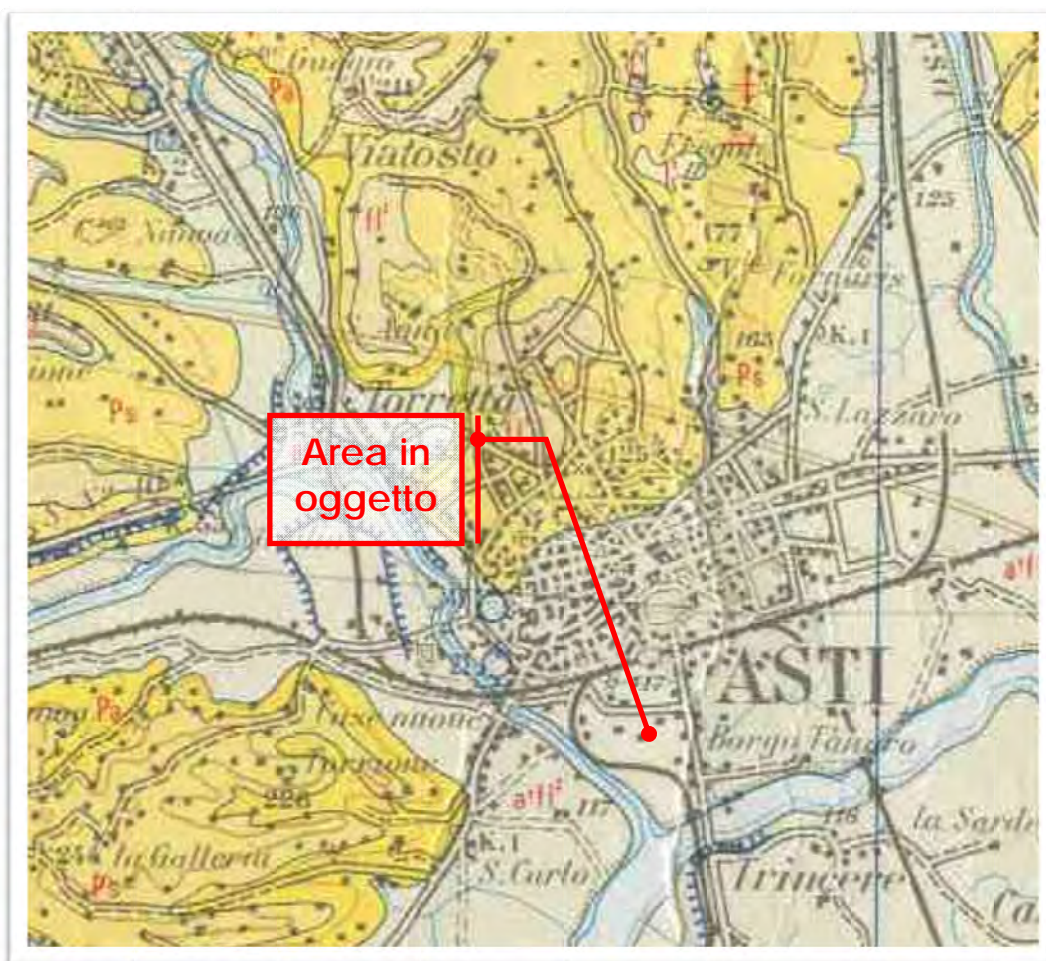


Fig. 2a – Stralcio della Carta Geologica d'Italia Foglio 69 "Asti"



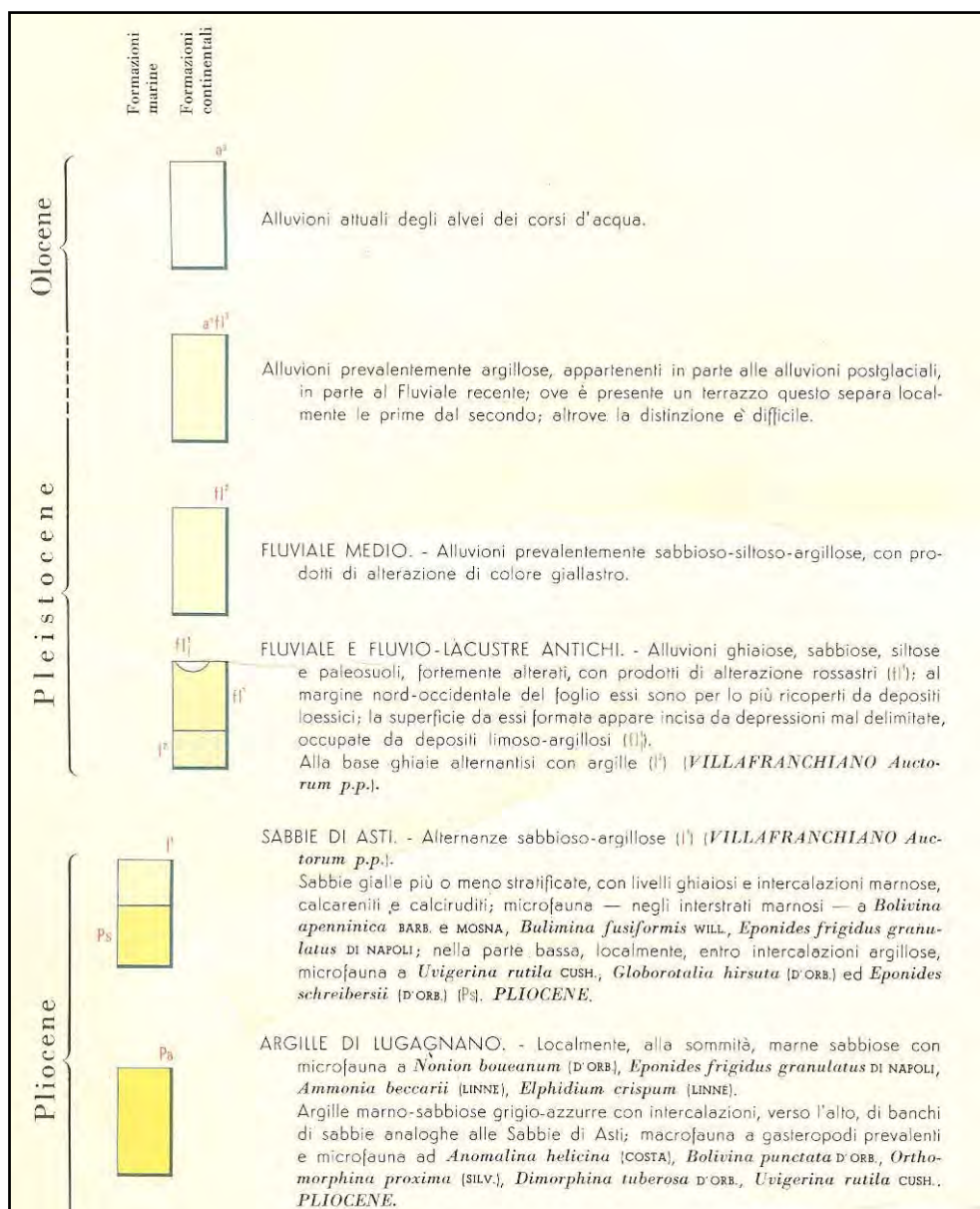


Fig. 2b – Legenda della Carta Geologica d'Italia Foglio 69 "Asti"

Dal punto di vista geologico locale, l'area in questione è caratterizzata da terreni sedimentari appartenenti a formazioni di età pliocenica che costituiscono il fianco settentrionale di una sinclinale con asse circa E-W e giaciture immergenti verso N-NW con inclinazioni di 10° - 15°.

Secondo quanto riportato dalla cartografia ufficiale, il settore in studio è caratterizzato dalla presenza, in sequenza dal basso verso l'alto, dei seguenti litotipi:

- **Formazione delle Argille di Lugagnano (Pliocene medio-inferiore):** denominate *Pa* nella C.G.I. "ASTI", rappresentano sedimenti di mare aperto, non troppo profondo di piattaforma continentale; sono argille limoso-marnose grigio-azzurre, a volte debolmente sabbiose, compatte, con abbondanti resti fossili (in prevalenza gasteropodi); la potenza si aggira sui 70-80 m mentre la giacitura è tranquilla con inclinazione degli strati poco accentuate ed immersione verso S;
- **Formazione della Sabbie di Asti (Pliocene medio-superiore):** denominate *Ps* nella C.G.I. "ASTI", affiorano in continuità stratigrafica sulle *Argille di Lugagnano*; si tratta di una formazione costituita prevalentemente da "*sabbie gialle più o meno stratificate con livelli ghiaiosi ed intercalazioni marnose, calcareniti e calciruditi (Pliocene)*"; questa formazione rappresenterebbe un deposito marino avvenuto a profondità limitate (10 – 40 m) e controllato dalla forte energia idrodinamica del moto ondoso e delle correnti di marea;
- **Complesso Villafranchiano (Pliocene sup.-Pliocene inf.):** denominato *I'* nella C.G.I. "ASTI", rappresentato da un'Unità inferiore prevalentemente sabbioso-limosa con intercalazioni di argille varicolori di ambiente di transizione tra quello marino e quello continentale; l'Unità superiore è costituita invece da alternanze di argille e ghiaie, indici di un ambiente deposizionale continentale fluvio-palustre; recenti studi attribuiscono a tale complesso una ulteriore suddivisione in quattro Unità: quella di Ferrere, di San Martino, di Cascina Gherba e di Maretto.

**Depositi alluvionali di fondovalle (denominati *a<sup>1ff3</sup>* nella C.G.I. "ASTI")** costituiti da materiali prevalentemente sabbioso-siltoso-argillosi (di età pleistocenica) sovrastanti materiali a granulometria prevalentemente argillosa (Pleistocene-Olocene), ricoprono le precedenti Formazioni



rappresentanti il substrato. Tale substrato ed i depositi alluvionali risultano parzialmente mascherati da una estesa coltre di copertura di origine eluvio-colluviale, tipicamente di natura limoso-sabbiosa e/o limoso-sabbiosa; la coltre superficiale presenta spessori variabili, che possono raggiungere valori di alcuni metri nelle zone a bassa acclività e di raccordo tra versante e pianura.

### **2.1.1 Rapporti con gli strumenti urbanistici comunali (P.R.G.C.)**

Secondo quanto riporta la *"Carta di Sintesi della pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica, alla scala 1:10.000"* (redatta dalla Dott.ssa Geol. Felicita Deriu) allegata alla Variante Strutturale di Adeguamento al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) del P.R.G.C. (vedi stralcio di **Fig. 3**), i terreni d'interesse ricadono in

#### **Classe IIIb1.1:**

*-aree urbanizzate o di espansione inondate nell'evento alluvionale del 1994, aree classificate III a – III b nel PRGC del 2000, aree già indagate dal crono programma (sottoclassi 1 a – 4): attualmente in condizioni di moderata pericolosità idrogeologica e di rischio, in posizione marginale rispetto al deflusso della piena (potenzialmente inondabili per eventi di piena catastrofici da acque a bassa energia e altezza), che non necessitano di opere di difesa sia perché non necessarie alla luce dei recenti studi idraulici, sia perché le opere sono già state eseguite.*

*In queste aree sono consentiti tutti gli interventi sia pubblici che privati nel rispetto della normativa vigente; la fattibilità degli interventi dovrà essere verificata da una relazione geologico tecnica da realizzarsi a cura del soggetto attuatore dell'intervento stesso; sarà necessario eseguire, ai sensi della normativa vigente (D.M. 11.03.1988, e successiva Circolare LL.PP. 24/9/1988 n. 30483), indagini geologiche e geotecniche mirate a definire localmente le condizioni di pericolosità e di rischio e a prescrivere gli*

*accorgimenti tecnici specifici finalizzati a minimizzare le conseguenze di modesti allagamenti (da acque a bassa energia e altezza) che potrebbero verificarsi per eventi di piena dei corsi d'acqua, quali:*

- il divieto di realizzazione dei piani interrati;*
- la collocazione degli impianti ad una quota compatibile con la piena di riferimento;*
- il modesto innalzamento del piano campagna o la costruzione su pilotis: affinché le superfici abitabili siano realizzate a quote compatibili con la piena di riferimento e non costituiscano un aumento del rischio per gli edifici esistenti;*
- l'esclusione della destinazione residenziale al di sotto delle quote compatibili con la piena di riferimento;*
- l'eventuale prescrizione di uso di porte a tenuta stagna per i locali posti al di sotto della quota compatibile con la piena di riferimento;*
- l'esclusione di depositi di materiali nocivi, pericolosi, insalubri, ecc.*

*Si sconsiglia l'impermeabilizzazione totale (asfalto o cemento) delle aree circostanti gli edifici, gli spazi pubblici e privati destinati a piazzali, parcheggi e viabilità dovranno essere realizzati con modalità costruttive che consentano l'infiltrazione delle acque, prediligendo l'adozione di pavimentazioni in grado di garantire il permeare delle acque meteoriche.*

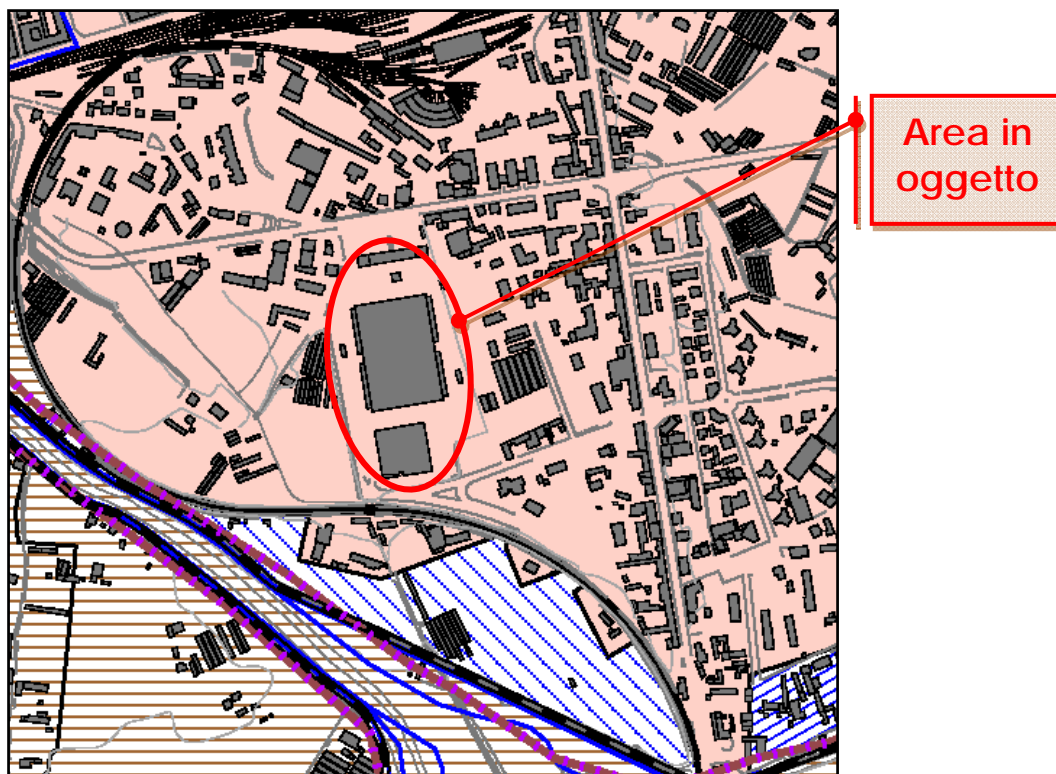


Fig. 3 – Stralcio della Carta di Sintesi del P.R.G.C.

**Classe III - Settori a pericolosità geomorfologica elevata, con forti limitazioni urbanistiche**

Porzioni di territorio nelle quali gli elementi di pericolosità geomorfologica e di rischio, derivanti quest'ultimi dall'urbanizzazione dell'area, sono tali da impedire l'utilizzo qualora inedificate, richiedendo, viceversa, la previsione d'interventi di riassetto territoriale a tutela del patrimonio esistente.



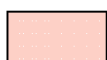
CLASSE IIIa1 - aree inedificate, ubicate nei versanti collinari caratterizzati da condizioni geomorfologiche poco favorevoli, ad elevata propensione al dissesto, inidonee a nuovi insediamenti.



CLASSE IIIa2 - aree inedificate o parzialmente edificate interessate da fenomeni d'erosione a elevata energia e con altezze idrometriche maggiori di 0,4 m; aree di pertinenza fluviale, aree inondabili con intensità del processo: da molto elevata (Aree EaA) a elevata (Aree EbA) a media/elevata (Aree Eb\*A); aree ricomprese in Fascia A e in Fascia B individuate nel PAI per le quali il rischio di natura idraulica è stato considerato ineliminabile, inidonee a nuovi insediamenti; aree inondabili e/o soggette a erosione torrentizia interessate da processi prevalentemente lineari ad intensità media/moderata "EmL"; fasce della larghezza di 10 m lungo le sponde dei ril minori.



CLASSE IIIa3 - aree inedificate ubicate nei versanti collinari caratterizzati da precarie condizioni di stabilità (aree in dissesto attivo "FA" e aree in dissesto quiescente "FQ"), inidonee a nuovi insediamenti.



CLASSE IIIb1.1 - aree urbanizzate o di espansione, inondate nell'evento alluvionale del 1994 o classificate IIIa IIIb nel PRGC del 2000, attualmente in condizioni di moderata pericolosità idrogeologica e di rischio (Aree EmA), in posizione marginale rispetto al deflusso della piena (potenzialmente inondabili per eventi di piena catastrofici da acque a bassa energia e altezza), che non necessitano di opere di difesa: sia perché non necessarie alla luce dei recenti studi idraulici, sia perché le opere sono state eseguite.

Non sussistono, dunque, in questo contesto,  
vincoli alla realizzazione del progetto stesso.

## **2.2. Assetto geomorfologico generale e locale**

Per quanto riguarda la morfologia generale, la Provincia di Asti si viene a collocare nell'area del Monferrato dove si è sviluppato tutto un susseguirsi di dolci colline incise da valli; le quote vanno dai 121 m del capoluogo ai 759 m del comune di Roccaverano. Tali colline, caratteristiche del Monferrato, presentano una variegata tipologia di terreni che vanno dalle cosiddette "terre bianche" ricche in fossili, alle "terre rosse" ricche di limo ed argilla e alle "terre grasse" tipiche delle aree alluvionali di fondovalle.

Dal punto di vista geomorfologico locale, l'area di studio corrisponde al relitto di un'estesa pianura compresa tra i rilievi della Collina di Torino - Monferrato a N e quelli delle Langhe a S e che rappresentava il collegamento tra la pianura cuneese e quella alessandrina.

Da un substrato terziario si passa ad una sottile, ma diffusa copertura di depositi fluviali prevalentemente limosi, riferibili al Pleistocene medio-superiore. Tracce di un corso d'acqua a meandri con raggio di curvatura chilometrico e direzione di flusso E - W, risultano conservati in maniera estesa. Quest'ultimo, come descritto in dettaglio successivamente, rappresentava il collettore meridionale del bacino piemontese (Forno M.G., 1982).

Nel settore occidentale questa originaria pianura fluviale appare conservata in modo più continuo ed è rappresentata dall'Altopiano di Poirino: è caratterizzato da una superficie debolmente ondulata e modestamente disseccata dal reticolato idrografico sovrainposto.

Nel settore orientale corrispondente ai Rilievi dell'Astigiano, detta pianura fluviale appare sensibilmente obliterata e caratterizzata da una morfologia più accidentata dovuta alla presenza di una notevole densità del reticolato idrografico.

**Per quanto riguarda, invece, la compatibilità degli interventi in oggetto con la situazione geomorfologica ed idrogeologica locale, si può affermare che le opere edilizie previste non andranno a modificare od alterare l'attuale assetto di equilibrio e per tanto se ne attesta la loro fattibilità.**

### 3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

---

In generale il Bacino Terziario Piemontese è contraddistinto da una serie di complessi idrogeologici con differenti caratteristiche.

Dal basso verso l'alto si possono distinguere:

- **Complesso limoso argilloso:** corrispondente alle ARGILLE DI LUGAGNANO, impermeabili, che rappresentano la base del sovrastante Complesso sabbioso.
- **Complesso sabbioso:** corrispondente ai depositi sabbiosi pliocenici (SABBIE DI ASTI), costituiti da alternanze di livelli sabbiosi permeabili, livelli sabbioso limosi e limoso sabbiosi semipermeabili e livelli limoso argillosi impermeabili; si tratta di un sistema acquifero multifalda, in cui i vari livelli acquiferi, con ridotta continuità laterale, possono essere intercomunicanti verticalmente.
- **Complesso delle alternanze (argille, ghiaie, sabbie):** corrispondente alla parte superiore del Villafranchiano inferiore, al VILLAFRANCHIANO SUPERIORE ed ai depositi fluviali del PLEISTOCENE MEDIO SUPERIORE, è costituito da un'alternanza di livelli limoso argillosi impermeabili o semipermeabili e livelli ghiaioso sabbiosi permeabili; si tratta di un sistema acquifero multifalda in cui i vari livelli acquiferi sono tra loro intercomunicanti.
- **Complesso dei depositi alluvionali:** con permeabilità e spessore variabili, sede di una falda libera in equilibrio con il reticolo idrografico.

Nel dettaglio gli interventi in oggetto si localizzeranno nell'areale del sistema acquifero ospitato nei terreni appartenenti al **Complesso dei depositi alluvionali**. Dal punto di vista idrogeologico locale, sia la serie di origine alluvionale che le sottostanti serie marine delle SABBIE DI ASTI e delle ARGILLE DI LUGAGNANO, si caratterizzano per la presenza di orizzonti acquiferi la cui produttività risulta variabile in funzione delle caratteristiche di permeabilità dei depositi e dell'entità e provenienza dell'alimentazione.



Sulla base della ricostruzione litostratigrafica, l'assetto del sito in esame risulta caratterizzato da un complesso acquifero superficiale, che ha sede nella serie deposizionale di origine alluvionale e che presenta caratteristiche di falda a superficie libera (falda freatica) con discrete capacità produttive.

Tale complesso, di spessore superiore a 10,00 m, risulta caratterizzato dalla presenza di limi e sabbie fini nella porzione superiore, intercalate da livelli argillosi, mentre più in profondità sono presenti livelli ghiaiosi di potenza metrica: **la soggiacenza della falda misurata entro i fori di sondaggio delle prove penetrometriche, si attesta intorno ai 5,40 di profondità rispetto al p.c.; la sua escursione stagionale risulta limitata e non supera i 30-40 cm.**

Nelle porzioni inferiori, si rinviene un secondo complesso acquifero, attribuibile alla Formazione delle ARGILLE DI LUGAGNANO di potenza intorno ai 100,00 m. Tale complesso è caratterizzato da alternanze di limi sabbiosi e da sabbie limose medio-fini con limi argillosi.

Dal punto di vista idrogeologico, i litotipi sopra descritti appartengono ad un unico acquifero, caratterizzato da un deflusso con direzione circa NW-SE ed un gradiente idraulico di 0,0125.

Le caratteristiche idrogeologiche dell'acquifero presente nell'area d'intervento, desunte da prove dirette ed anche da dati bibliografici, sono:

$$T = 9,10 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s} ;$$

$$Y = 0,15;$$

$$S = 0,15 \text{ (in quanto falda freatica).}$$

**Regime idraulico: stabilizzato.**

Dove:

$$T = \text{trasmissività};$$

$$Y = \text{porosità efficace};$$

$$S = \text{coefficiente di immagazzinamento.}$$

## 4. ASPETTI GEOTECNICI

---

Le caratteristiche progettuali fondazionali dell'intervento sono visibili sulle tavole a corredo degli atti e ad esse si rimanda per l'esame dei particolari d'interesse.

La valutazione degli aspetti geotecnici e delle problematiche geotecniche è da ricondursi essenzialmente alla:

- Indagine geognostica *in situ*;
- Ricostruzione dell'assetto stratigrafico locale;
- Parametrizzazione geotecnica dei terreni di fondazione;
- Azione sismica: categoria del suolo di fondazione;
- Stima della  $Q_{AMM}$  in funzione dei cedimenti ammissibili.

### 4.1. Indagine geognostica

Le indagini sono state svolte con la finalità di riconoscere i litotipi presenti e di individuare i parametri di resistenza meccanica dei terreni attraversati, atti a redigere il progetto delle fondazioni e le eventuali opere provvisorie necessarie.

Si sono scelte le metodologie normalmente in uso consigliate dalla letteratura, dalla prassi e dai *D.M. 11/03/88 e 14/01/2008 "N.T.C."*.

#### **4.1.1 - Prove Penetrometriche Dinamiche (S.C.P.T.)**

La valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni è stata ottenuta dal valore di  $N_{20}$  (numero dei colpi necessario all'avanzamento di 20 cm), mediante formule di uso comune nella pratica geotecnica. I parametri che si ottengono sono essenzialmente quelli della resistenza dinamica e della densità relativa ( $D_r$ ), che costituiscono la base di calcolo per l'elaborazione dei valori dell'angolo di resistenza al taglio ( $\phi'$ ), della coesione ( $c'$ ) e del peso di volume ( $\gamma$ ), indispensabili per eseguire le verifiche della capacità portante dei terreni di fondazioni e il calcolo dei cedimenti, tenendo conto dei

sovraccarichi indotti sul terreno di fondazione in seguito all'edificazione in oggetto.

Per l'esecuzione delle due prove si è utilizzato un Penetrometro Super-Pesante Pagani Tg 63/200 le cui caratteristiche sono riassunte nella tabella seguente:

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,47
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE**  
**(DYNAMIC PROBING)**  
**DPSH – DPM (... scpt ecc.)**

**Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici**

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura  $\alpha$ )
- avanzamento (penetrazione)  $\delta$
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

### Penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
massa battente  $M = 30$  kg, altezza di caduta  $H = 0.20$  m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro  $D = 35.7$  mm, area base cono  $A = 10 \text{ cm}^2$  rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)  
massa battente  $M = 20$  kg, altezza di caduta  $H = 0.20$  m, avanzamento  $\delta = 10$  cm, punta conica ( $\alpha = 60-90^\circ$ ), diametro  $D = 35.7$  mm, area base cono  $A = 10 \text{ cm}^2$  rivestimento / fango bentonitico : talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)  
massa battente  $M = 73$  kg, altezza di caduta  $H = 0.75$  m, avanzamento  $\delta = 30$  cm, punta conica ( $\alpha = 60^\circ$ ),  
diametro  $D = 50.8$  mm, area base cono  $A = 20.27 \text{ cm}^2$  rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)  
massa battente  $M = 63.5$  kg, altezza caduta  $H = 0.75$  m, avanzamento  $\delta = 20-30$  cm, punta conica conica ( $\alpha = 60^\circ-90^\circ$ ) diametro  $D = 50.5$  mm, area base cono  $A = 20 \text{ cm}^2$ , rivestimento / fango bentonitico : talora previsto.

### Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi Nspt ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_i = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A = area base punta conica;

δ = passo di avanzamento.

### Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd

Formula Olandesi

$$Rpd = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

Rpd = resistenza dinamica punta (area A);

e = infissione media per colpo (δ/ N);

M = peso massa battente (altezza caduta H);

P = peso totale aste e sistema battuta.

### Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.



## Valutazioni statistiche e correlazioni

### Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

#### **Media**

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media minima**

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Massimo**

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Minimo**

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Scarto quadratico medio**

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media deviata**

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media + s**

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Media - s**

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

#### **Distribuzione normale R.C.**

Il valore di  $Nspt,k$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$Nspt_{,k} = Nspt_{,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{Nspt})$$

dove  $sNspt$  è la deviazione standard di  $Nspt$

#### **Distribuzione normale R.N.C.**

Il valore di  $Nspt,k$  viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di  $Nspt$  distribuiti normalmente:

$$Nspt_{,k} = Nspt_{,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{Nspt}) / \sqrt{n}$$

dove  $n$  è il numero di letture.

### Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 mt. ed immorsamento  $d = 1$  mt..

## Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

### Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati  $N_{spt}$  il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se  $N_{spt}$  dello strato considerato risulta inferiore a  $N_{spt}$  critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

### Correzione $N_{spt}$ in presenza di falda

$$N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$$

$N_{spt}$  è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda) .

### Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 5$  t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38° ).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da  $D_r$  %.
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONALE RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda)  $\sigma > 15$  t/mq.
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

### Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie  $D_r$  viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di  $D_r$  % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di  $D_r$  % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

### Modulo Di Young ( $E_y$ )

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.

- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

**Modulo Edometrico**

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia
- Buisman-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

**Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

**Peso di Volume Gamma**

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

**Peso di volume saturo**

- Terzaghi-Peck 1948-1967

**Modulo di poisson**

- Classificazione A.G.I.

**Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)**

- Seed-Idriss 1978-1981 . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio  $\tau$  e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

**Velocità onde di taglio Vs (m/sec)**

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

**Modulo di deformazione di taglio (G)**

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

**Modulo di reazione (Ko)**

- Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso .

**Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Qc)**

- Robertson 1983 Qc

**Correlazioni geotecniche terreni coesivi****Coesione non drenata**

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA 1983.
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con  $N_{spt} < 8$  , argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.

- Terzaghi-Peck (1948). *Cu min-max*.
- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività  $> 5$ , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche  $< 10$  colpi, per resistenze penetrometriche  $> 10$  l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , (Cu-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille e limi argillosi** con  $N_c=20$  e  $Q_c/N_{spt}=2$ .
- Schmertmann 1975 Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher 1965 - (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità .
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni 1982 , valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

#### **Resistenza alla punta del Penetrometro Statico ( $Q_c$ )**

- Robertson 1983  $Q_c$

#### **Modulo Edometrico-Confinato ( $M_o$ )**

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ( $IP < 20$ ) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - $M_o$  (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto  $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$ ).
- Buisman- Sanglerat, valida per argille compatte (  $N_{spt} < 30$ ) medie e molli (  $N_{spt} < 4$ ) e argille sabbiose (  $N_{spt}=6-12$ ).

#### **Modulo Di Young ( $E_Y$ )**

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P.  $> 15$
- D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

#### **Stato di consistenza**

- Classificazione A.G.I. 1977

#### **Peso di Volume**

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

#### **Peso di volume saturo**

- Meyerhof ed altri.

**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato...

DPSH TG 63-200 PAGANI

Prova eseguita in data

02/12/2011

Profondità prova

12,00 mt

Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	0	0,855	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	0	0,851	0,00	0,00	0,00	0,00
0,60	0	0,847	0,00	0,00	0,00	0,00
0,80	0	0,843	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0	0,840	0,00	0,00	0,00	0,00
1,20	6	0,836	48,39	57,86	2,42	2,89
1,40	3	0,833	24,10	28,93	1,20	1,45
1,60	2	0,830	14,78	17,82	0,74	0,89
1,80	1	0,826	7,36	8,91	0,37	0,45
2,00	1	0,823	7,34	8,91	0,37	0,45
2,20	1	0,820	7,31	8,91	0,37	0,45
2,40	2	0,817	14,56	17,82	0,73	0,89
2,60	4	0,814	26,97	33,13	1,35	1,66
2,80	3	0,811	20,16	24,85	1,01	1,24
3,00	2	0,809	13,39	16,56	0,67	0,83
3,20	2	0,806	13,35	16,56	0,67	0,83
3,40	7	0,803	46,57	57,97	2,33	2,90
3,60	8	0,801	49,56	61,88	2,48	3,09
3,80	4	0,798	24,70	30,94	1,24	1,55
4,00	2	0,796	12,32	15,47	0,62	0,77
4,20	5	0,794	30,70	38,68	1,53	1,93
4,40	4	0,791	24,49	30,94	1,22	1,55
4,60	5	0,789	28,64	36,28	1,43	1,81
4,80	6	0,787	34,27	43,54	1,71	2,18
5,00	7	0,785	39,88	50,80	1,99	2,54
5,20	7	0,783	39,78	50,80	1,99	2,54
5,40	4	0,781	22,67	29,03	1,13	1,45
5,60	3	0,779	15,97	20,50	0,80	1,03
5,80	2	0,777	10,62	13,67	0,53	0,68
6,00	3	0,775	15,90	20,50	0,79	1,03
6,20	3	0,774	15,86	20,50	0,79	1,03
6,40	7	0,772	36,93	47,84	1,85	2,39
6,60	8	0,770	39,80	51,66	1,99	2,58
6,80	10	0,769	49,64	64,58	2,48	3,23
7,00	10	0,767	49,54	64,58	2,48	3,23
7,20	8	0,766	39,56	51,66	1,98	2,58
7,40	9	0,764	44,41	58,12	2,22	2,91
7,60	8	0,763	37,35	48,97	1,87	2,45
7,80	6	0,761	27,96	36,73	1,40	1,84
8,00	7	0,760	32,56	42,85	1,63	2,14
8,20	6	0,759	27,86	36,73	1,39	1,84
8,40	7	0,757	32,45	42,85	1,62	2,14
8,60	7	0,756	30,78	40,72	1,54	2,04
8,80	9	0,755	39,51	52,36	1,98	2,62
9,00	7	0,753	30,68	40,72	1,53	2,04
9,20	11	0,752	48,14	63,99	2,41	3,20
9,40	16	0,701	65,26	93,08	3,26	4,65
9,60	25	0,650	90,06	138,56	4,50	6,93
9,80	20	0,699	77,46	110,85	3,87	5,54
10,00	11	0,748	45,58	60,97	2,28	3,05



10,20	9	0,747	37,24	49,88	1,86	2,49
10,40	10	0,746	41,32	55,42	2,07	2,77
10,60	12	0,744	47,28	63,51	2,36	3,18
10,80	14	0,693	51,38	74,09	2,57	3,70
11,00	16	0,692	58,63	84,68	2,93	4,23
11,20	23	0,641	78,06	121,72	3,90	6,09
11,40	25	0,640	84,71	132,31	4,24	6,62
11,60	27	0,639	87,40	136,72	4,37	6,84
11,80	30	0,638	96,96	151,92	4,85	7,60
12,00	35	0,587	104,07	177,24	5,20	8,86

**Liquefazione Metodo di Shi-Ming (1982)**

Strato	VII Nspt critico	VIII Nspt critico	IX Nspt critico	X Nspt critico	Condizione
Strato 2	10,11	16,85	26,96	40,44	Liquefazione possibile al VII° Mercalli
Strato 3	10,38	17,3	27,68	41,52	Liquefazione possibile al X° Mercalli
Strato 4	10,92	18,2	29,12	43,68	Liquefazione possibile al VIII° Mercalli

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1****TERRENI COESIVI I**

## Coesione non drenata

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm²)
[5] - Substrato argilloso debolmente limoso-sabbioso	41,53	12,00	Schmertmann 1975	4,15

## Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm²)
[5] - Substrato argilloso debolmente limoso-sabbioso	41,53	12,00	Stroud e Butler (1975)	190,54

## Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm²)
[5] - Substrato argilloso debolmente limoso-sabbioso	41,53	12,00	Apollonia	415,30

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[5] - Substrato argilloso debolmente limoso-sabbioso	41,53	12,00	Classificaz. A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
[5] - Substrato argilloso debolmente limoso-sabbioso	41,53	12,00	Meyerhof ed altri	2,50

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
[5] - Substrato argilloso debolmente limoso-sabbioso	41,53	12,00	Meyerhof ed altri	2,50

## Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[5] - Substrato argilloso debolmente limoso-sabbioso	41,53	12,00	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	208,84

## TERRENI INCOERENT I

## Densità relativa

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Densità relativa (%)
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	Meyerhof 1957	47,72
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Meyerhof 1957	76,59
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Meyerhof 1957	56,61

## Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	De Mello	33,85
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	De Mello	42,78
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	De Mello	37,49

## Modulo di Young

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
[1] - Rilevato artificiale	0	1,00	0	Terzaghi	---
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-	7,78	9,20	7,78	Terzaghi	---

argillosi in alternanza					
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Terzaghi	390,24
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Terzaghi	299,79

## Modulo Edometrico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	43,44
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	88,86
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	63,70

## Classificazione AGI

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	Classificazione A.G.I. 1977	POCO ADDENSATO
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Classificazione A.G.I. 1977	MODERATAMENTE ADDENSATO

## Peso unità di volume

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma (t/m <sup>3</sup> )
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	Meyerhof ed altri	1,65
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Meyerhof ed altri	2,13
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Meyerhof ed altri	1,94

## Peso unità di volume saturo

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Gamma Saturo (t/m <sup>3</sup> )
[1] - Rilevato artificiale	0	1,00	0	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,86
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,90

[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Terzaghi-Peck 1948-1967	2,50
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Terzaghi-Peck 1948-1967	1,97

## Modulo di Poisson

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	(A.G.I.)	0,34
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	(A.G.I.)	0,3
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	(A.G.I.)	0,32

## Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	G (Kg/cm <sup>2</sup> )
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	Ohsaki (Sabbie pulite)	447,13
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Ohsaki (Sabbie pulite)	1584,56
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Ohsaki (Sabbie pulite)	965,21

## Velocità onde di taglio

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	Ohta & Goto (1978) Limi	133,6
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Ohta & Goto (1978) Limi	190,15
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Ohta & Goto (1978) Limi	176,63

## Liquefazione

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs liquefazione
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	Seed e Idriss (1971)	---
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Seed e Idriss (1971)	---
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Seed e Idriss (1971)	---

## Modulo di reazione Ko

Descrizione	Nspt	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Ko
[2] - Depositi alluvionali limosi e sabbioso-argillosi in alternanza	7,78	9,20	7,78	Navfac 1971-1982	1,62
[3] - Ghiaia fine con sabbia	29,89	9,80	29,89	Navfac 1971-1982	5,60
[4] - Sabbie limose	17,64	11,00	17,64	Navfac 1971-1982	3,63

## PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...

DPSH TG 63-200 PAGANI

Prova eseguita in data

02/12/2011

Profondità prova

12,00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm²)	Res. dinamica (Kg/cm²)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm²)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm²)
0,20	0	0,855	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	0	0,851	0,00	0,00	0,00	0,00
0,60	0	0,847	0,00	0,00	0,00	0,00
0,80	0	0,843	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0	0,840	0,00	0,00	0,00	0,00
1,20	4	0,836	32,26	38,57	1,61	1,93
1,40	2	0,833	16,06	19,29	0,80	0,96
1,60	4	0,830	29,57	35,64	1,48	1,78
1,80	10	0,826	73,63	89,11	3,68	4,46
2,00	4	0,823	29,34	35,64	1,47	1,78
2,20	1	0,820	7,31	8,91	0,37	0,45
2,40	1	0,817	7,28	8,91	0,36	0,45
2,60	5	0,814	33,72	41,41	1,69	2,07
2,80	3	0,811	20,16	24,85	1,01	1,24
3,00	3	0,809	20,09	24,85	1,00	1,24
3,20	3	0,806	20,03	24,85	1,00	1,24
3,40	3	0,803	19,96	24,85	1,00	1,24
3,60	3	0,801	18,59	23,21	0,93	1,16
3,80	4	0,798	24,70	30,94	1,24	1,55
4,00	4	0,796	24,63	30,94	1,23	1,55
4,20	2	0,794	12,28	15,47	0,61	0,77
4,40	3	0,791	18,37	23,21	0,92	1,16
4,60	4	0,789	22,91	29,03	1,15	1,45
4,80	3	0,787	17,14	21,77	0,86	1,09
5,00	1	0,785	5,70	7,26	0,28	0,36
5,20	4	0,783	22,73	29,03	1,14	1,45
5,40	3	0,781	17,00	21,77	0,85	1,09
5,60	4	0,779	21,30	27,34	1,06	1,37
5,80	4	0,777	21,25	27,34	1,06	1,37



6,00	2	0,775	10,60	13,67	0,53	0,68
6,20	7	0,774	37,01	47,84	1,85	2,39
6,40	8	0,772	42,21	54,67	2,11	2,73
6,60	5	0,770	24,87	32,29	1,24	1,61
6,80	3	0,769	14,89	19,37	0,74	0,97
7,00	6	0,767	29,73	38,75	1,49	1,94
7,20	7	0,766	34,61	45,20	1,73	2,26
7,40	6	0,764	29,61	38,75	1,48	1,94
7,60	3	0,763	14,01	18,36	0,70	0,92
7,80	8	0,761	37,28	48,97	1,86	2,45
8,00	9	0,760	41,86	55,09	2,09	2,75
8,20	5	0,759	23,22	30,60	1,16	1,53
8,40	3	0,757	13,91	18,36	0,70	0,92
8,60	24	0,656	91,58	139,62	4,58	6,98
8,80	31	0,605	109,05	180,34	5,45	9,02
9,00	29	0,653	110,24	168,70	5,51	8,44
9,20	24	0,652	91,07	139,62	4,55	6,98
9,40	23	0,651	87,12	133,80	4,36	6,69
9,60	21	0,650	75,65	116,39	3,78	5,82
9,80	17	0,699	65,84	94,22	3,29	4,71
10,00	15	0,698	58,00	83,14	2,90	4,16
10,20	15	0,697	57,91	83,14	2,90	4,16
10,40	17	0,696	65,53	94,22	3,28	4,71
10,60	19	0,694	69,83	100,55	3,49	5,03
10,80	21	0,643	71,51	111,14	3,58	5,56
11,00	25	0,642	84,99	132,31	4,25	6,62
11,20	26	0,641	88,24	137,60	4,41	6,88
11,40	28	0,640	94,88	148,19	4,74	7,41
11,60	30	0,639	97,11	151,92	4,86	7,60
11,80	32	0,588	95,32	162,04	4,77	8,10
12,00	34	0,587	101,10	172,17	5,06	8,61

### PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato...

DPSH TG 63-200 PAGANI

Prova eseguita in data

02/12/2011

Profondità prova

12,00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	0	0,855	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	0	0,851	0,00	0,00	0,00	0,00
0,60	0	0,847	0,00	0,00	0,00	0,00
0,80	0	0,843	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0	0,840	0,00	0,00	0,00	0,00
1,20	3	0,836	24,19	28,93	1,21	1,45
1,40	3	0,833	24,10	28,93	1,20	1,45
1,60	4	0,830	29,57	35,64	1,48	1,78
1,80	9	0,826	66,27	80,20	3,31	4,01

2,00	6	0,823	44,01	53,47	2,20	2,67
2,20	2	0,820	14,62	17,82	0,73	0,89
2,40	2	0,817	14,56	17,82	0,73	0,89
2,60	2	0,814	13,49	16,56	0,67	0,83
2,80	3	0,811	20,16	24,85	1,01	1,24
3,00	3	0,809	20,09	24,85	1,00	1,24
3,20	3	0,806	20,03	24,85	1,00	1,24
3,40	3	0,803	19,96	24,85	1,00	1,24
3,60	3	0,801	18,59	23,21	0,93	1,16
3,80	4	0,798	24,70	30,94	1,24	1,55
4,00	4	0,796	24,63	30,94	1,23	1,55
4,20	3	0,794	18,42	23,21	0,92	1,16
4,40	4	0,791	24,49	30,94	1,22	1,55
4,60	4	0,789	22,91	29,03	1,15	1,45
4,80	3	0,787	17,14	21,77	0,86	1,09
5,00	3	0,785	17,09	21,77	0,85	1,09
5,20	4	0,783	22,73	29,03	1,14	1,45
5,40	3	0,781	17,00	21,77	0,85	1,09
5,60	4	0,779	21,30	27,34	1,06	1,37
5,80	4	0,777	21,25	27,34	1,06	1,37
6,00	5	0,775	26,50	34,17	1,32	1,71
6,20	6	0,774	31,73	41,00	1,59	2,05
6,40	7	0,772	36,93	47,84	1,85	2,39
6,60	5	0,770	24,87	32,29	1,24	1,61
6,80	4	0,769	19,86	25,83	0,99	1,29
7,00	6	0,767	29,73	38,75	1,49	1,94
7,20	7	0,766	34,61	45,20	1,73	2,26
7,40	6	0,764	29,61	38,75	1,48	1,94
7,60	3	0,763	14,01	18,36	0,70	0,92
7,80	8	0,761	37,28	48,97	1,86	2,45
8,00	9	0,760	41,86	55,09	2,09	2,75
8,20	5	0,759	23,22	30,60	1,16	1,53
8,40	3	0,757	13,91	18,36	0,70	0,92
8,60	24	0,656	91,58	139,62	4,58	6,98
8,80	31	0,605	109,05	180,34	5,45	9,02
9,00	29	0,653	110,24	168,70	5,51	8,44
9,20	24	0,652	91,07	139,62	4,55	6,98
9,40	23	0,651	87,12	133,80	4,36	6,69
9,60	21	0,650	75,65	116,39	3,78	5,82
9,80	17	0,699	65,84	94,22	3,29	4,71
10,00	15	0,698	58,00	83,14	2,90	4,16
10,20	15	0,697	57,91	83,14	2,90	4,16
10,40	17	0,696	65,53	94,22	3,28	4,71
10,60	19	0,694	69,83	100,55	3,49	5,03
10,80	21	0,643	71,51	111,14	3,58	5,56
11,00	25	0,642	84,99	132,31	4,25	6,62
11,20	26	0,641	88,24	137,60	4,41	6,88
11,40	28	0,640	94,88	148,19	4,74	7,41
11,60	30	0,639	97,11	151,92	4,86	7,60
11,80	32	0,588	95,32	162,04	4,77	8,10
12,00	34	0,587	101,10	172,17	5,06	8,61

**PROVA ... Nr.4**

Strumento utilizzato...

DPSH TG 63-200 PAGANI

Prova eseguita in data

02/12/2011

Profondità prova

12,00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0,20	0	0,855	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	0	0,851	0,00	0,00	0,00	0,00
0,60	0	0,847	0,00	0,00	0,00	0,00
0,80	0	0,843	0,00	0,00	0,00	0,00
1,00	0	0,840	0,00	0,00	0,00	0,00
1,20	3	0,836	24,19	28,93	1,21	1,45
1,40	3	0,833	24,10	28,93	1,20	1,45
1,60	5	0,830	36,96	44,55	1,85	2,23
1,80	6	0,826	44,18	53,47	2,21	2,67
2,00	4	0,823	29,34	35,64	1,47	1,78
2,20	1	0,820	7,31	8,91	0,37	0,45
2,40	1	0,817	7,28	8,91	0,36	0,45
2,60	4	0,814	26,97	33,13	1,35	1,66
2,80	3	0,811	20,16	24,85	1,01	1,24
3,00	3	0,809	20,09	24,85	1,00	1,24
3,20	2	0,806	13,35	16,56	0,67	0,83
3,40	3	0,803	19,96	24,85	1,00	1,24
3,60	3	0,801	18,59	23,21	0,93	1,16
3,80	4	0,798	24,70	30,94	1,24	1,55
4,00	4	0,796	24,63	30,94	1,23	1,55
4,20	2	0,794	12,28	15,47	0,61	0,77
4,40	3	0,791	18,37	23,21	0,92	1,16
4,60	4	0,789	22,91	29,03	1,15	1,45
4,80	3	0,787	17,14	21,77	0,86	1,09
5,00	2	0,785	11,39	14,51	0,57	0,73
5,20	4	0,783	22,73	29,03	1,14	1,45
5,40	3	0,781	17,00	21,77	0,85	1,09
5,60	3	0,779	15,97	20,50	0,80	1,03
5,80	4	0,777	21,25	27,34	1,06	1,37
6,00	4	0,775	21,20	27,34	1,06	1,37
6,20	6	0,774	31,73	41,00	1,59	2,05
6,40	8	0,772	42,21	54,67	2,11	2,73
6,60	6	0,770	29,85	38,75	1,49	1,94
6,80	4	0,769	19,86	25,83	0,99	1,29
7,00	6	0,767	29,73	38,75	1,49	1,94
7,20	7	0,766	34,61	45,20	1,73	2,26
7,40	6	0,764	29,61	38,75	1,48	1,94
7,60	5	0,763	23,34	30,60	1,17	1,53
7,80	8	0,761	37,28	48,97	1,86	2,45
8,00	9	0,760	41,86	55,09	2,09	2,75
8,20	7	0,759	32,50	42,85	1,63	2,14
8,40	4	0,757	18,54	24,48	0,93	1,22

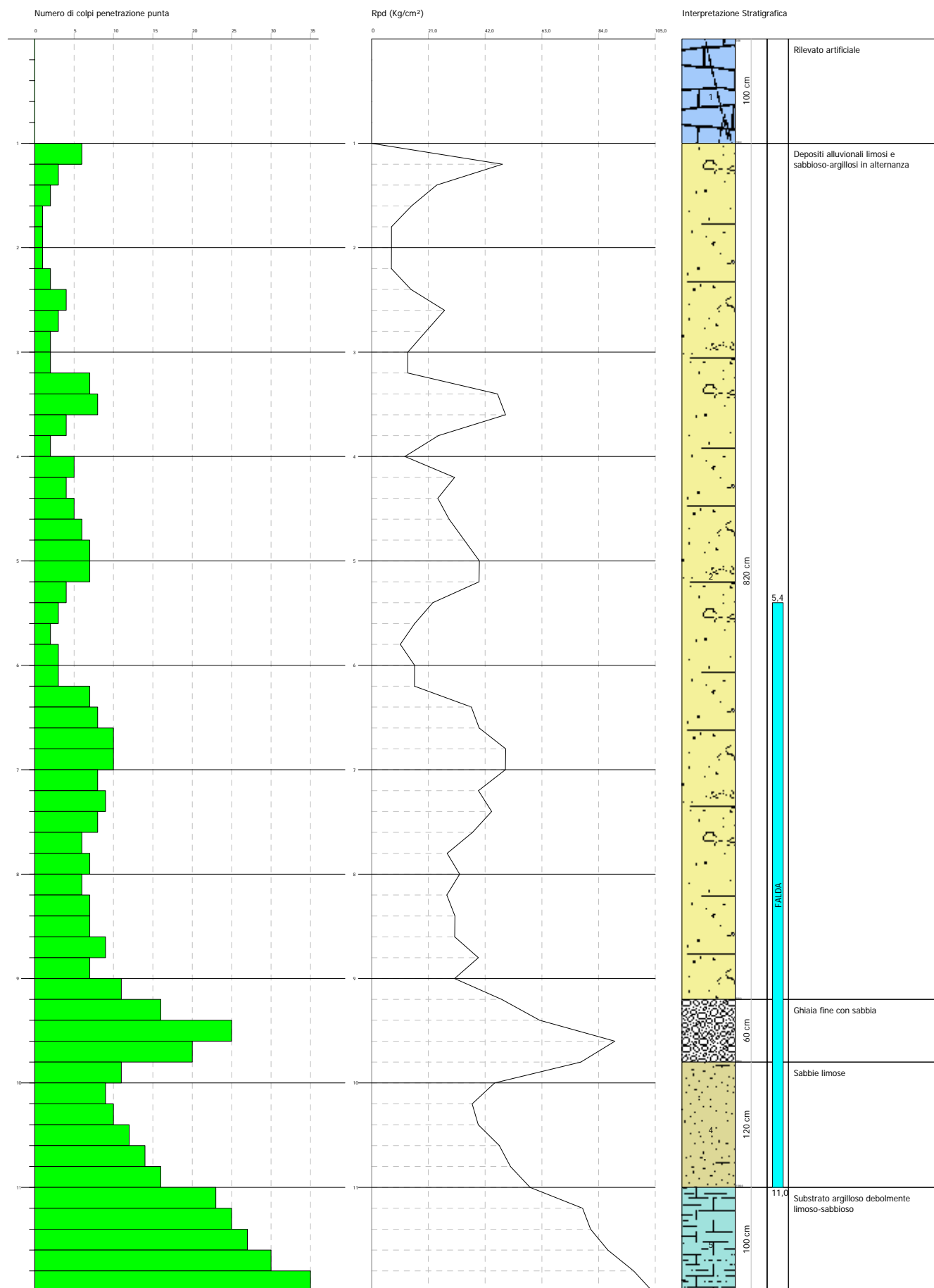
8,60	20	0,706	82,14	116,35	4,11	5,82
8,80	25	0,655	95,22	145,43	4,76	7,27
9,00	27	0,653	102,64	157,07	5,13	7,85
9,20	22	0,652	83,48	127,98	4,17	6,40
9,40	23	0,651	87,12	133,80	4,36	6,69
9,60	22	0,650	79,25	121,93	3,96	6,10
9,80	19	0,699	73,59	105,31	3,68	5,27
10,00	16	0,698	61,87	88,68	3,09	4,43
10,20	16	0,697	61,77	88,68	3,09	4,43
10,40	18	0,696	69,39	99,76	3,47	4,99
10,60	19	0,694	69,83	100,55	3,49	5,03
10,80	20	0,693	73,39	105,85	3,67	5,29
11,00	24	0,642	81,59	127,02	4,08	6,35
11,20	25	0,641	84,85	132,31	4,24	6,62
11,40	29	0,640	98,27	153,48	4,91	7,67
11,60	31	0,589	92,50	156,98	4,62	7,85
11,80	32	0,588	95,32	162,04	4,77	8,10
12,00	35	0,587	104,07	177,24	5,20	8,86

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1  
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: SOCIETA' IMMOBILIARE REGIO PARCO s.r.l.  
Cantiere: P.E.C. "Ex mercato ortofrutticolo"  
Località: Asti - Via Bialera/Via Pisa

Data: 02/12/2011

Scala 1:51



#### **4.2. Azione sismica: categoria del suolo di fondazione**

Ai sensi dell'O.P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 e succ. modifiche (aggiornamento 15/01/2005) e dell'O.P.C.M. n°3519 del 20/04/2006, il numero di zone sismiche è fissato pari a 4, corrispondenti ai 4 valori di accelerazione orizzontale ( $a_g / g$ ) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico. Il **Comune di Asti** ricade in **zona sismica 4**, cui corrisponde un'accelerazione sismica orizzontale  $< 0,05 g$ , con probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni, che si traduce in un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a **0,05 ( $a_g / g$ )**.

L' O.P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003 prevede ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto la definizione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione, basata sulla velocità delle onde sismiche di taglio  $V_s$ . Ma la grande novità della O.P.C.M. 3274 è l'introduzione della  $V_{S30}$ , che costituisce un parametro correlato alla velocità delle onde di taglio  $V_s$  degli strati di terreno nei primi 30 m di sottosuolo al di sotto del piano di posa delle fondazioni;  $V_{S30}$ , che rappresenta una velocità equivalente, è espressa dalla seguente formula:

$$V_{S30} = 30 / \sum_{i=1,N} (h_i/V_i) \quad (1)$$

Sulla base di quanto esposto, si è proceduto alla ricostruzione del profilo stratigrafico correlando i dati ricavati dai sondaggi effettuati nel cosiddetto intorno significativo, dalle prove penetrometriche svolte *in situ* e dalle conoscenze geologiche bibliografiche.

Attraverso una mirata indagine geofisica è stato possibile fornire dati sulle velocità delle onde di taglio  $V_s$ .

Di seguito viene inoltre proposto di ricavare i parametri geofisici attraverso la correlazione con i valori di  $N_{SPT}$ , pur riconoscendo i limiti di tali procedimenti.

**STIMA DELLE  $V_S$  ATTRAVERSO PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (SPT)**

Esistono in letteratura molte formule empiriche che consentono di correlare il valore di  $N_{SPT}$  (numero di colpi per 30 cm di avanzamento) con la velocità delle onde S nel terreno. In questo contesto si è ricorsi alla formula di OTHA & GOTO (1978), valida per terreni con frazione dominante costituita da sabbie da fini a grossolane fino a ghiaiose. Quest'ultima, che tiene conto sia dell'età del deposito sia della sua granulometria dominante, ha la seguente espressione:

$$V_S = 68 \cdot (N_{SPT})_{60}^{0,17} \cdot z^{0,2} \cdot f_A \cdot f_G \quad (2)$$

$V_S$       velocità delle onde di taglio

$(N_{SPT})_{60}$       numero di colpi corretto per un'energia pari al 60% di quella teorica e per la pressione litostatica del terreno sovrastante dovuto alla profondità della prova

$z$           profondità media dello strato dal piano campagna espressa in m

$f_A$         fattore che tiene conto dell'età del deposito

$f_G$         coefficiente funzione della granulometria dominante dello strato

<b><i>Età del deposito</i></b>	<b><i>Fattore <math>f_A</math></i></b>
Olocene	1.0
Pleistocene	1.3

<b><i>Granulometria dominante</i></b>	<b><i>Coefficiente <math>f_G</math></i></b>
Argilla	1,00
Sabbia fine	1,09
Sabbia media	1,07
Sabbia grossa	1,14



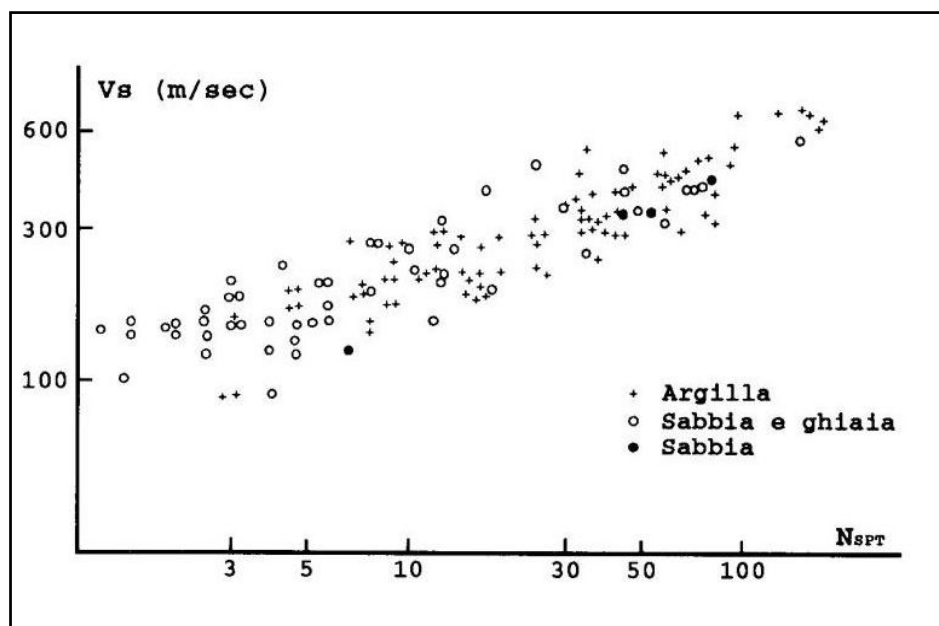
Sabbia ghiaiosa	1,15
Ghiaia	1,45

Considerando, dunque, i 30 m dal piano di fondazione e dall'applicazione della (1), la  $V_{s30}$  equivalente corrisponde a **222,2 m/s**.

Ai sensi del § 3.1 dell'Allegato n. 2, "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", all' O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e sulla base dell'indagine, del rilevamento e dei calcoli eseguiti, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si può definire, per l'insieme dei depositi compresi nei primi 30 m litotipi presenti nell'area in esame, il seguente profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

- **Categoria "C"** di suolo di fondazione così definita: "Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_U < 250$  kPa)".
- **Categoria topografica** (D.M. 14/01/2008 – Tab. 3.2.III): **T1** = Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $< 15^\circ$
- **Classe d'uso** (D.M. 14/01/2008 – Cap. 2.4.2): **Classe II**: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali (...).

I valori delle velocità delle onde di taglio  $V_s$  sono stati anche confrontati graficamente con le relazioni sperimentali tra  $V_s$  e  $N_{SPT}$  per argille, sabbie e ghiaie di MAI & YOSHIMURA (1975). Il grafico conforta i calcoli sopra effettuati:



Relazioni sperimentali tra  $V_s$  e  $N_{spt}$  per argille, sabbie e ghiaie (Mai & Yoshimura, 1975)

### **4.3. CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI**

#### **SUPERFICIALI IPOTETICHE**

#### **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

##### **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

##### **D.M. LL.PP. del 14/02/1992**

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

##### **D.M. 9 Gennaio 1996**

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

##### **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

##### **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

##### **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

**Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

**Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003**

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

**Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

**Eurocodice 8**

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

**CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI**

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

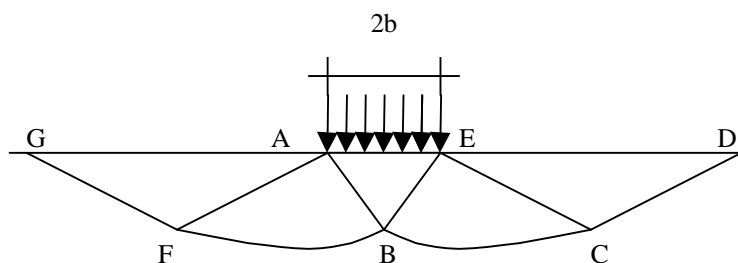
Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche. I poli di queste sono i punti  $A$  ed  $E$ . Nei triangoli  $AFG$  e  $ECD$  la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm(45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \times c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot g \varphi \left[ e^{\frac{\pi \tan \varphi}{2} (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right]$$

Per  $\varphi = 0$  il coefficiente  $B$  risulta pari a 5.14, quindi  $q = 5.14 \times c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$  e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma h + B \times c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### Metodo di Terzaghi (1955)

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\phi$  prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\phi_{rid} = 2/3 \times tg\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left( \frac{K p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

### Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_j$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl) , mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\begin{array}{ll} \text{Carico verticale} & q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + \\ & 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \end{array}$$

Carico inclinato  
 $0.5 \times B \times N_{\gamma} i_{\gamma} d_{\gamma}$

$$q_{ul} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q +$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi \tan^2 (45 + \varphi / 2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_{\gamma} = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$s_q = s_{\gamma} = 1 + 0.1 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_{\gamma} = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

$$i_c = i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_{\gamma} = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove :

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale



inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi = 0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattore di profondità:

$$\begin{aligned}
 d'_c &= 0.4k \\
 d_c &= 1 + 0.4k \\
 d_q &= 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)k \\
 d_\gamma &= 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi \\
 k &= \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1 \\
 k &= \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1
 \end{aligned}$$

*Fattori di inclinazione del carico*

$$\begin{aligned}
 i'_c &= 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \\
 i_c &= i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \\
 i_q &= \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \\
 i_\gamma &= \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0) \\
 i_\gamma &= \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450)H}{V + A_f c_a \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta > 0)
 \end{aligned}$$

*Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):*

$$\begin{aligned}
 g'_c &= \frac{\beta}{147} \\
 g_c &= 1 - \frac{\beta}{147} \\
 g_q &= g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5
 \end{aligned}$$

*Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)*

$$\begin{aligned}
 b'_c &= \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_c &= 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \\
 b_q &= \exp(-2\eta \tan \varphi) \\
 b_\gamma &= \exp(-2.7\eta \tan \varphi)
 \end{aligned}$$

**Formula di Vesic (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

**Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)**

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari  
 $s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .  
 $i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

### **Fattori di forma**

$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi'$  per forma rettangolare

$s_q = 1 + \sin \phi'$  per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$  per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$  per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$  per forma rettangolare, quadrata o circolare.

### **Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale $H$ parallelo a $L'$**

$$i_q = i \cdot = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

### **Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'**

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

### **VERIFICA A SLITTAMENTO**

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

### **Fattore di correzione in condizioni sismiche.**

#### **CRITERIO DI VESIC**

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di  $2^\circ$  l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

#### **CRITERIO DI SANO**

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove  $A_{\max}$  è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica.

L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Qlim**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

### CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni BxL posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) I_F \quad (1)$$

dove:

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

$B'$  = Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

$I_j$  = Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato

$H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto  $L'/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

#### **CEDIMENTI EDOMETRICI**

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).



Se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

$RR$  Rapporto di ricomprensione;

$CR$  Rapporto di compressione;

$H_0$  spessore iniziale dello strato;

$\sigma'_{v0}$  tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v$  incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri  $RR$  e  $CR$  si fa riferimento al modulo edometrico  $M$ ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ( $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$ ) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

#### **CEDIMENTO SECONDARIO**

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

$H_c$  è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

$C_\alpha$  è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

$T$  tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

$T_{100}$  tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

## CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a  $4B$ , nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a  $2B$  per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

$q$  rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

$I_z$  è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di  $2B$ , per fondazione circolare o quadrata, e a profondità  $4B$ , per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di  $I_z$  si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$  per fondazione circolare o quadrata

$B$  per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left( \frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

dove  $\sigma'_{vi}$  rappresenta la tensione verticale efficace a profondità  $B/2$  per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità  $B$  per fondazioni nastriformi.

$E_i$  rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato  $i$ -esimo considerato nel calcolo;

$z_i$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo;

$C_1$  e  $C_2$  sono due coefficienti correttivi.

Il modulo  $E$  viene assunto pari a  $2.5 q_c$  per fondazioni circolari o quadrate e a  $3.5 q_c$  per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di  $L/B$ .

Il termine  $q_c$  che interviene nella determinazione di  $E$  rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione  $t$  rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

### **CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE**

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_c$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_c$  = indice di compressibilità;

$f_s, f_H, f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_c$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{spt} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S$ ,  $f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:

$$f_S = \left( \frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

$t$  = tempo in anni  $> 3$ ;

$R_3$  = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

$R$  = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

## DATI GENERALI

Profondità piano di posa	0,7 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza ( $F_c$ )	3,0
Fattore di sicurezza ( $F_q$ )	3,0
Fattore di sicurezza ( $F_g$ )	3,0
Acc. massima orizzontale	0,0
Cedimento dopo T anni	10,0
Profondità falda	5,4

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

Pressione normale	196,13 kN/m <sup>2</sup>
-------------------	--------------------------

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

Pressione normale	235,36 kN/m <sup>2</sup>
-------------------	--------------------------

## CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore $N_q$	1,0
Fattore $N_c$	5,14
Fattore $N_g$	0,0

Fattore Sc	0,4
Fattore Dc	0,01
Fattore Ic	0,5

Pressione limite	9,54 kN/m <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,18 kN/m<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

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

Pressione limite	9,54 kN/m <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,18 kN/m<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	1,0
Fattore Nc	5,14
Fattore Ng	0,0
Fattore Sc	1,4
Fattore Dc	1,0
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,0

Pressione limite	9,54 kN/m <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,18 kN/m<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	1,0
Fattore Nc	5,14
Fattore Ng	0,0
Fattore Sc	0,4
Fattore Dc	0,01

Pressione limite	9,54 kN/m <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,18 kN/m<sup>2</sup></b>

#### Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	1,0
Fattore Nc	5,14
Fattore Ng	0,0
Fattore Sc	1,4
Fattore Dc	1,01
Fattore Ic	0,5

Carico di progetto [Vd] 235,36 kN/m<sup>2</sup>  
 Carico limite fondazione [Rd] 9,54 kN/m<sup>2</sup>  
 Rd < Vd Non verificato

#### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k 381,64 kN/m<sup>3</sup>

#### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE TERZAGHI Corretto con geometria e profondità

k 435,85 kN/m<sup>3</sup>

#### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,15	15,675	186,574	Edometrico	5,543	0,0	5,543
2	2	27,888	186,169	Edometrico	3,979	0,0	3,979
3	2,9	41,518	184,662	Edometrico	4,974	0,0	4,974
4	4	60,834	180,754	Edometrico	3,193	0,0	3,193
5	5,5	78,857	171,791	Edometrico	7,376	0,0	7,376
8	8,500001	108,973	146,522	Edometrico	1,052	0,0	1,052
9	9,500001	123,196	137,508	Edometrico	0,546	0,0	0,546

**Cedimento totale Wt=41,414 cm**

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1

Cedimento totale= 5,543

Cedimento (cm)	% Ced	Tempo giorni
0,554	10	0,76
1,109	20	3,101
1,663	30	6,983
2,217	40	12,444
2,772	50	19,358
3,326	60	28,247
3,88	70	39,802
4,435	80	56,0
4,989	90	83,753
5,543	100	98,765

## 5. CONCLUSIONI E PRESCRIZIONI

---

Nel corso dell'indagine sono state descritte le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche del sito ed è stata ricostruita la caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione. Tale caratterizzazione si è basata principalmente sui risultati di n°4 Prove Penetrometriche Dinamiche (S.C.P.T.) ubicate approssimativamente in corrispondenza delle opere in progetto.

In base a tali risultati emerge chiaramente:

- la presenza di un rilevato artificiale di circa 1,00 m di spessore;
- segue una coltre superficiale di natura alluvionale con scadenti caratteristiche geomeccaniche rappresentata da alternanze di sabbie limose debolmente argillose e limi sabbiosi e ghiaie fini con sabbie in matrice argillosa, aventi mediocri caratteristiche geomeccaniche: sono sede di una falda freatica, con soggiacenza media di circa 5,40 m rispetto il p.c., in equilibrio con il reticolato idrografico;
- successivamente si passa a materiali più consistenti rappresentanti il substrato argilloso, con buone caratteristiche geotecniche;
- **considerando e verificando le soluzioni di progetto, si sono ipotizzate delle fondazioni di tipo superficiale (vedi § 4.3): essendo gli strati alluvionali dotati di scadenti caratteristiche geotecniche, si prescriverà di procedere con una bonifica, per uno spessore di almeno 1,50 m, del terreno sottostante il piano di posa della fondazione, mediante asportazione e sostituzione con materiali granulari costipati; la bonifica del terreno di fondazione consisterà nelle seguenti fasi:**
  - ✚ asportazione del terreno vegetale;
  - ✚ stendimento di materiale geotessile "tessuto non tessuto" da 300 gr/mm con modulo di resistenza a trazione di 20 KN/m;
  - ✚ posa del materiale granulare appartenente alle **classi A-1a oppure A-1b** della classificazione A.A.S.T.H.O. americana;



- ✚ costipazione mediante rullo vibrante;
- ✚ esecuzione di prove di carico su piastra al fine di verificare il grado di compattezza della base d'appoggio della fondazione: andranno eseguite secondo le Norme Svizzere S.V.N. 70317 e dovranno raggiungere un valore del modulo di deformazione "Md" pari o superiore a 400 kg/cm<sup>2</sup>;
- **visti gli eccessivi cedimenti** (vedi § 4.3) corrispondenti alla  $Q_{AMM}$  calcolata, la pressione ammissibile  $Q_{amm}$  (compatibile con un cedimento ammissibile di 25 mm) sui terreni di fondazione, è stata cautelativamente indicata in **1,00 kg/cm<sup>2</sup> - 98 kPa**. Con i valori suddetti sono garantite le condizioni di sicurezza per la struttura dei fabbricati in rapporto al comportamento struttura – terreno di fondazione.
- in alternativa alle fondazioni superficiali (platea), potranno essere realizzate fondazioni di tipologia indiretta, quali pali trivellati o infissi, la cui profondità andrà verificata in fase realizzativa, comunque con lunghezze non inferiori a 12,00 m dal p.c.

**Si consiglia inoltre:**

- di adottare delle opere di impermeabilizzazione, di drenaggio e di allontanamento delle acque, onde evitare infiltrazioni ed eccessive spinte idrauliche a tergo dei muri;
- di porre particolare attenzione durante gli scavi ed i lavori, soprattutto in caso di forti precipitazioni, che potrebbero causare temporanei rigonfiamenti e problemi di stabilità dei fronti di scavo; si raccomandano, dunque, le più attente cautele nella esecuzione di scavi e sbancamenti; sarà sicuramente necessario proteggere le pareti di scavo con **adeguate opere di sostegno**; si raccomanda, inoltre, di non basare carichi provvisori, silos, gru, depositi e accumuli di materiali a meno di tre metri del bordo degli eventuali scavi per non provocarne crolli.

Sulla base di quanto sopra espresso, in relazione ai disposti previsti dalla normativa di cui ai *D.M. 14/01/2008 (N.T.C.)* e *D.M. LL.PP. 11/03/1988 n. 47* e relative istruzioni applicative emanate con *Circolari LL.PP. 24/09/88 n. 30483*, si ritiene che le opere in progetto, così come rappresentate negli elaborati progettuali visionati, se realizzati secondo le corrette regole costruttive e le prescrizioni specificate, non inducono modificazioni al preesistente assetto geologico ed idrogeologico del sito e del suo immediato contorno; pertanto se ne attesta la fattibilità geologica e geotecnica.

Asti, 7 dicembre 2011

*Il Tecnico incaricato*

*Dr. Geol. Massimo Castellaro*

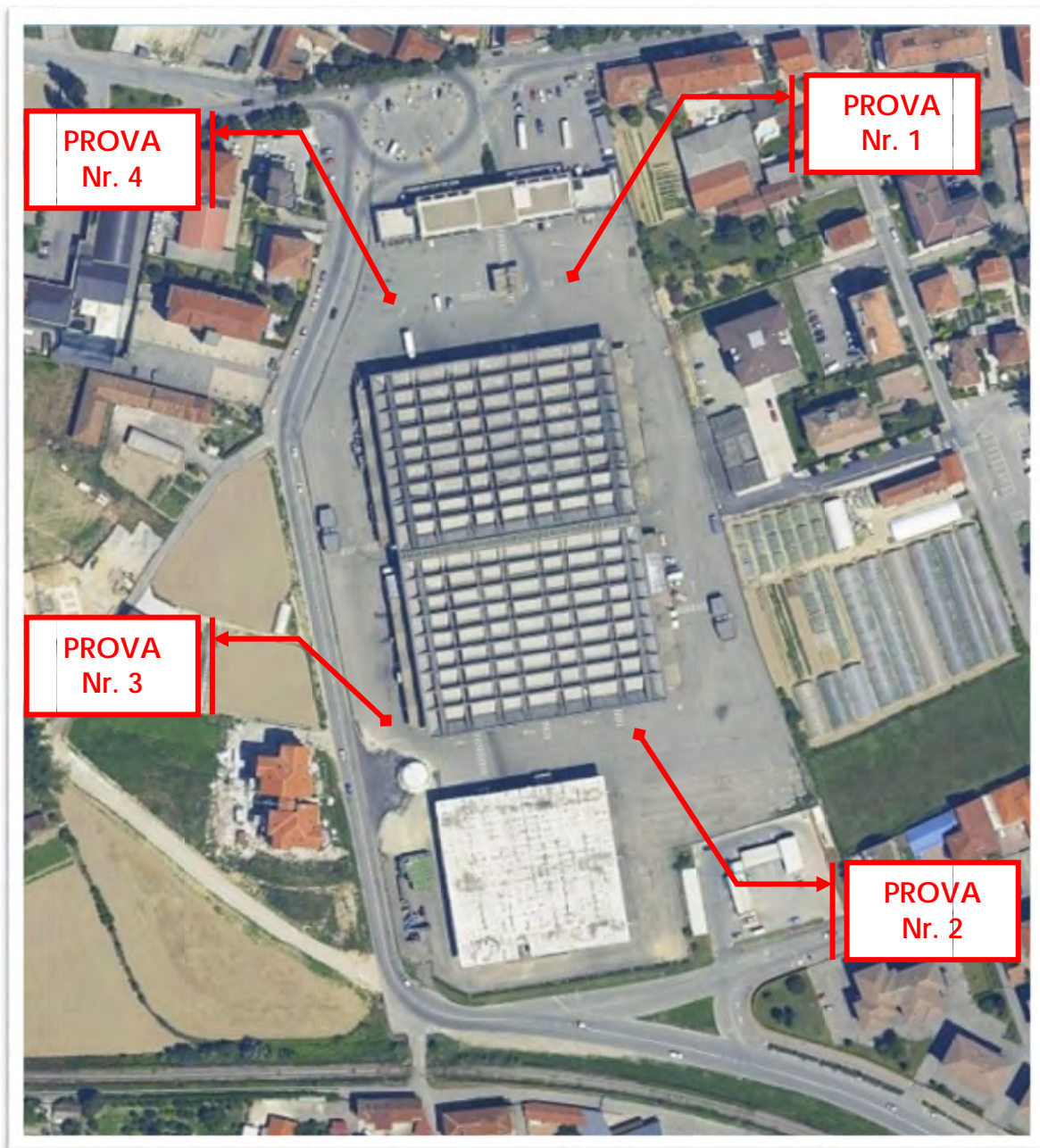
## SOMMARIO

1. Premessa e localizzazione dell'area d'intervento .....	2
2. Inquadramento geologico e geomorfologico .....	4
3. Inquadramento idrogeologico .....	12
4. Aspetti geotecnici.....	14
NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	35
<i>Criterio di Vesic</i> .....	45
<i>Criterio di Sano</i> .....	45
Cedimento secondario .....	48
CEDIMENTI DI SCHMERTMANN .....	49
5. Conclusioni e prescrizioni .....	54

## ALLEGATI

 Ubicazione Prove Penetrometriche

 Documentazione fotografica



UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE SU FOTO AEREA TRATTA DA:  
[www.visual.paginegialle.it](http://www.visual.paginegialle.it)



