

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI TORINO
COMUNE DI NICHELINO

Sig. NOLA Mario

**PROGETTO DI P.E.C. DISTRETTO Dr4 - AREA N°935 - ZONA
Cr2a DEL P.R.G.C. DA REALIZZARSI IN VIA BRESCIA - VIA
MEUCCI**

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA
(N.T.A. di P.R.G.C. - C.P.G.R. n°7/LAP - D.M. 14/01/08)

Data:
settembre 2014

IL TECNICO

STUDIO DI GEOINGEGNERIA

Dr. Ing. Geol. Massimo MASSOBRIO
PROGETTAZIONI

CONSULENZE MINERARIE E GEOAPPLICATIVE

B.do Montebello 10 - tel. 0141/982720

14015 - SAN DAMIANO (AT)

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI ASTI n°405

ORDINE DEI GEOLOGI DEL PIEMONTE n°196

PREMESSA

Il presente studio geologico-geotecnico ha lo scopo di corredare il progetto di P.E.C. Distretto DR4 – Area n°935 – Zona CR2a del P.R.G.C. da realizzarsi in Comune di **NICHELINO (TO)**, Via Brescia – Via Meucci, su terreni di proprietà del Sig. **NOLA Mario**; il tutto in ottemperanza:

-a quanto previsto dal D.M. 14/01/08 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;

-a quanto previsto dalle N.T.A. del vigente P.R.G.C..

La relazione è strutturata nei seguenti capitoli:

- 1. Inquadramento geografico*
- 2. Inquadramento geologico e geomorfologico*
- 3. Inquadramento idrogeologico*
- 4. Indagine geognostica*
- 5. Azioni sismiche*
- 6. Caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione*
- 7. Strutture di fondazione ed ipotesi di progetto*
- 8. Calcolazioni geotecniche preliminari*
- 9. Conclusioni*

1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'intervento in progetto verrà realizzato nel Comune di **NICHELINO (TO)**, sui terreni siti tra Via Brescia e Via Meucci.

I terreni interessati non sono sottoposti al vincolo idrogeologico ai sensi del R.D.L. 30 dicembre 1923 n°3267.

L'area è inserita all'interno della Sez. n°173040 della C.T.R. a scala 1:10.000, di cui si allega uno stralcio.



Estratto C.T.R.

I terreni oggetto d'intervento sono catastalmente identificati al **F. 17 particella n°634**.



Estratto di mappa catastale

Da quanto emerge dalle Tavole di P.R.G.C., qui di seguito allegate, l'area in esame risulta ricadere in **Classe I**, per quanto riguarda la classificazione di pericolosità geomorfologica.

In tale classe sono compresi i settori in cui non sussistono condizioni di moderata pericolosità geomorfologica.

Sono ammessi tutti gli interventi sia pubblici che privati, nel rispetto delle prescrizioni del D.M. 11/03/88 e s.m.i. (ora D.M. 14/01/2008 - NTC08)



Estratto della Carta di Sintesi di P.R.G.C. e legenda

Per quanto riguarda la destinazione d'uso del suolo, l'area in esame risulta ricadere in **area CR2a** ovvero, area a preminente destinazione abitativa, classificata come ambiti di nuovo impianto.



Estratto Carta di zonizzazione di P.R.G.C.

Pertanto, il progetto di realizzazione di un edificio condominiale a n°3 piani f.t., all'interno dell'area di P.E.C., pare in linea con i dettami di vigente P.R.G.C.; il tutto come da progetto a firma dell'Ing. Rinaldis Carmelo di Nichelino.

alpini che alternano verso il basso, proporzionalmente alle diverse condizioni di sedimentazione, livelli più o meno continui di argille.

Dal punto di vista cronologico gli eventi deposizionali sono collegati a tre episodi distinti e corrispondenti, il primo al fluvio-lacustre del Villafranchiano, il secondo alle fasi glaciali e interglaciali quaternarie (Mindell-Riss), e l'ultimo alle alluvioni fluviali successive alla glaciazione wurmiana.

Più in particolare l'area oggetto del presente studio è del tipo "**fluvio-glaciale e fluviale**" avente **depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi post-glaciali**, ricoprenti in parte i precedenti depositi del fluvio e fluvio-glaciale wurmiano.

Geologicamente, al passaggio tra le diverse unità geologiche corrisponde un diverso grado di evoluzione pedologica dei suoli, impostatisi su depositi di età più o meno recente: i suoli presenti sulla superficie della pianura pleistocenica, visibile ad esempio ad Ovest dell'abitato di Nichelino, mostrano infatti un maggiore grado di alterazione ed argillificazione per effetto della pedogenesi, esplicitasi per un intervallo di tempo più lungo e che ha dato origine a suoli di colore rosso-arancio.

La zona dell'abitato di Nichelino e delle sue parti marginali poste in vicinanza del Comune di Torino ricade sulla superficie dei **depositi fluvioglaciali** che costituiscono il livello fondamentale della pianura torinese, in prossimità del limite con i depositi fluvioglaciali più antichi.

I dati litostratigrafici evidenziati da alcuni sondaggi eseguiti in zona (area di Nichelino – zona San Quirico), spinti fino ad una profondità di circa 35 m dal p.c., si riferiscono ad una successione di materiali sciolti a granulometria media, prevalentemente **sabbie e ghiaie con numerosi ciottoli**; localmente si ritrovano intercalati livelletti limosi.

Importanti livelli a bassa permeabilità, limoso-argillosi, dubitativamente attribuiti al Villafranchiano, si incontrano a profondità superiori ai 50 m, e costituiscono verosimilmente il letto dell'acquifero superficiale.

Le colonne stratigrafiche ricavate da altri interventi edilizi realizzati in passato nell'area, evidenziano la presenza di un potente **livello superficiale di materiale alluvionale, costituito da depositi sabbioso-limosi** frammisti a ghiaia in proporzione variabile, spesso con presenza anche abbondante di limo di consistenza plastica.

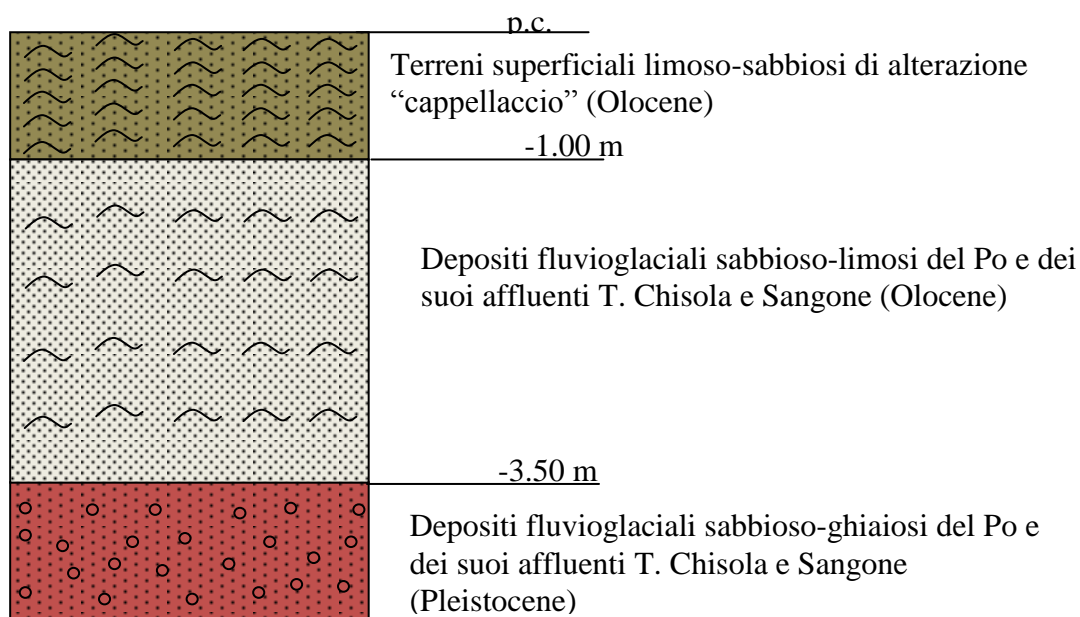
Il deposito alluvionale olocenico è costituito, in questa zona, da un complesso di sabbie, da fini a medio-grossolane, in matrice limosa a tratti abbondante o anche prevalente, talvolta inglobante livelli di limo nerastro, e più raramente della ghiaia eterometrica minuta ($\phi_{\max}=2\div3$ cm), subarrotondata, poligenica.

Nel settore indagato, questo **complesso sabbioso-limoso superficiale si estende sino ad una profondità di circa 3.50 metri dal p.c., con la presenza di una porzione superficiale (primo metro da p.c.) di alterazione “cappellaccio” a natura limoso-sabbiosa.**

Si passa quindi al deposito fluvio-glaciale ghiaioso-sabbioso “pleistocenico”, presente a profondità superiori ai 3.50 m circa dal p.c.: si tratta di un misto alluvionale in prevalenza ghiaioso, frammisto ad una frazione sabbiosa e limosa; le indagini effettuate hanno messo in evidenza la presenza di ghiaia eterometrica ($\phi_{\max}=6$ cm), poligenica, da angolare a subarrotondata, frammista a sabbia medio-grossolana, limosa: oltre alle caratteristiche tessiturali, i depositi “pleistocenici” risultano caratterizzati da un addensamento decisamente maggiore rispetto ai livelli superficiali “olocenici”.

Tale assetto litostratigrafico è in accordo con la situazione che si può riscontrare, a scala più ampia, nella pianura alluvionale olocenica adiacente il T. Chisola e soprattutto il F. Po, a monte di Moncalieri.

Sulla base delle indagini geognostiche eseguite nell’area, si può pertanto ipotizzare il seguente assetto litostratigrafico:



L'origine alluvionale dei depositi affioranti in questa zona, associabili (per lo spessore superficiale "olocenico") alla fascia di divagazione olocenica del T. Sangone, del T. Chisola e del F. Po, comporta poi la possibilità che, nel sottosuolo, si abbiano corpi canalizzati limoso-argillosi o torbosi, associati al riempimento di alvei abbandonati.

La stessa modalità di deposizione da parte delle correnti fluviali si manifesta inoltre con una stratificazione ad andamento lenticolare che può indurre variazioni laterali e verticali anche notevoli nella granulometria e/o nello stato di addensamento dei depositi fluviali.

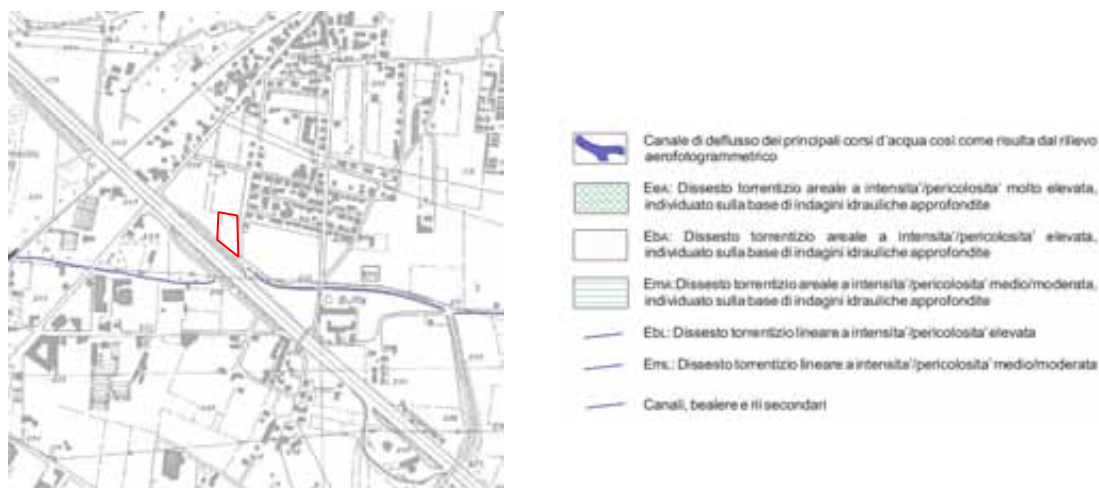
Il sottostante corpo di depositi alluvionali "pleistocenici", per quanto caratterizzato da una maggiore omogeneità litologica e da un ambiente di deposizione meno variabile lateralmente, non consente tuttavia, in ragione proprio dell'origine alluvionale, di escludere del tutto, a priori, l'evenienza di problematiche di tipo analogo.

Dal punto di vista geomorfologico l'area non presenta particolari caratteristiche se si eccettua la presenza dell'immensa conoide fluvio-glaciale del fiume Po e dei suoi affluenti, formata dall'incastro di apparati di età diversa che si manifestano con una serie di terrazzi, situati a quote diverse, i più recenti dei quali, corrispondenti agli alvei post-glaciali, appaiono spesso incassati di parecchi metri rispetto a quelli più antichi mindelliano-rissiani.

L'elevato grado di urbanizzazione di questo settore dell'hinterland torinese ha determinato l'obliterazione pressoché totale delle tracce geomorfologiche, materializzate ad esempio da scarpate di erosione più o meno rimodellate che, per quanto ridotte e discontinue, separavano la superficie terrazzata dalla fascia alluvionale del F. Po, del T. Chisola e del T. Sangone.

A seguito di sopralluogo e come evidenziato nelle cartografie consultate, non è stata identificata la presenza di dissesti legati al possibile coinvolgimento in episodi di allagamento, né esondazione da parte del reticolo idrografico (canali, bealere e rii secondari).

Si allega l'estratto della Carta Geomorfologica e dei Dissesti di Piano Regolatore.



Estratto P.R.G.C. e legenda

Tali considerazioni sono confermate dall'inserimento del lotto in Classe I di pericolosità geologica.

3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico il complesso deposizionale di origine prettamente fluviale e fluvio-glaciale ha buone caratteristiche di permeabilità e contiene una falda idrica libera, in relazione con il reticolato idrografico di superficie.

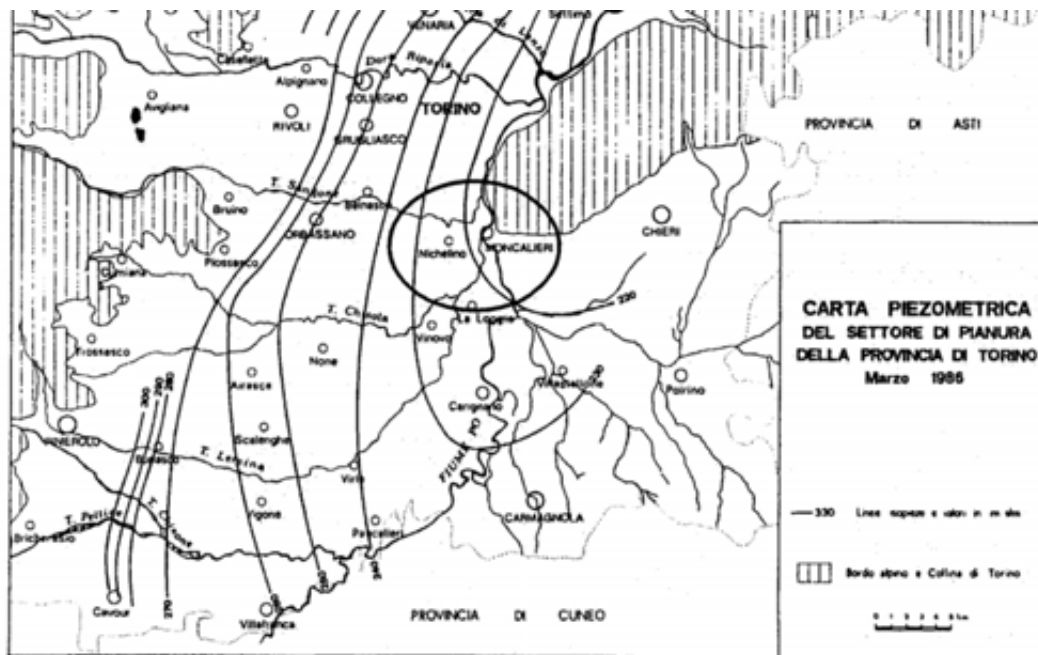
La potenza di questa falda è chiaramente legata allo spessore del materasso alluvionale saturo d'acqua; essa raggiunge i valori maggiori di tutta l'area piemontese (alcune decine di metri) in corrispondenza del settore cuneese.

Il substrato di questa falda è costituito dai depositi limoso-argillosi, impermeabili, che caratterizzano il sottostante complesso plio-pleistocenico.

L'alimentazione di questa è legata agli apporti meteorici diretti ed agli scambi con il reticolato idrografico di superficie.

L'andamento dei deflussi sotterranei nella zona in esame si inquadra, a grande scala, in quello di questo settore della pianura piemontese, per cui si può fare un primo riferimento a studi idrogeologici a scala regionale; in particolare, si può considerare la ricostruzione dell'andamento della superficie piezometrica nel settore di pianura della Provincia di Torino, effettuata nell'ambito di una ricerca eseguita e pubblicata negli anni trascorsi a cura della stessa Amministrazione Provinciale.

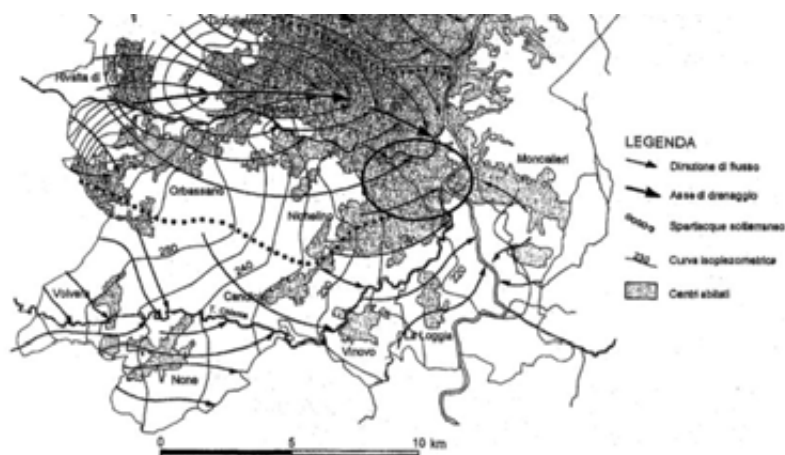
Come visibile sulla planimetria allegata, tratta dallo studio citato e riferita al marzo 1986, si può notare che le linee isopieze, ossia le linee che uniscono i punti in cui la superficie piezometrica ha la stessa quota assoluta, risultano distribuite parallelamente al contorno del bordo alpino; le linee di deflusso, ortogonali alle isopieze, costituiscono varie direttrici che si innestano con andamento a raggi era sul corso del Po, che viene a costituire il livello di base locale.



Estratto da: G.C. Bortolami et alii, "Le acque sotterranee della pianura di Torino: aspetti e problemi", Assessorato Ecologia della Prov. di Torino, 1990.

Considerando con maggiore dettaglio il settore di pianura posto a sud di Torino, si può notare l'andamento delle linee isopieze che, da nord-sud, piega sempre più verso est-ovest, acquistando inoltre una maggiore curvatura, ad indicare un andamento convergente dei deflussi sotterranei, incentrato sull'alveo del F. Po e del T. Chisola presso la loro confluenza, a monte di Moncalieri, testimoniando che i corsi d'acqua superficiali, alimentati dalla falda acquifera, ne costituiscono il livello di base, esercitandovi altresì un attivo drenaggio.

Tale ricostruzione è comunque da considerarsi indicativa esclusivamente dell'andamento su grande scala della falda, che è caratterizzato da rapporti di convergenza, incentrati sull' asse del F. Po.



Schema del campo di moto dell'acquifero libero di Torino e del suo hinterland.

Estratto da: CIVITA M., PIZZO S., "L'evoluzione spazio-temporale del livello piezometrico dell'acquifero libero nel sottosuolo di Torino", GEAM – Geingegneria Ambientale e Mineraria, n. 4, dicembre 2001, pagg. 271-287).

Studi di maggiore dettaglio, relativi all'idrogeologia dell'hinterland torinese, oltre a confermare il quadro generale così delineato, caratterizzato da marcati rapporti di convergenza dei deflussi sotterranei sull'asse del F. Po, indicano che, a scala locale, i rapporti di intersezione tra la rete idrografica ed il pannello piezometrico, per la presenza ad esempio di anse fluviali, possono portare a delle variazioni nella direzione di deflusso della falda.

Nell'area in esame, dalla ricostruzione allegata si evince una direzione di deflusso diretta, a scala locale, da sud-ovest verso nord-est, con un gradiente piezometrico pari a circa lo 0.3%.

A scala locale, il deflusso della falda può essere influenzato dalla presenza di paleo-alvei e di eterogeneità stratigrafiche, oltre all'effetto di drenaggio laterale associato al grado di incisione dell'alveo dei corsi d'acqua della zona: la falda acquifera a superficie libera ospitata nei terreni alluvionali della zona in esame si pone infatti in equilibrio idraulico con la rete idrografica locale, costituita essenzialmente dal T. Sangone e dal F. Po: la profondità a cui si imposta il livello della falda dipende quindi dalla quota del pelo libero dell'acqua nell'alveo del corso d'acqua, ed è soggetta pertanto ad oscillazioni stagionali periodiche, connesse al regime degli apporti meteorici e delle portate del corso d'acqua.

E' stata consultata, inoltre, la Carta geoidrologica, la Carta geomorfologica e dei dissesti e la Carta delle aree esondabili calcolate con $T_r=200$ anni del Comune di Nichelino, allegate al vigente P.R.G.C. e redatte ai sensi della C.P.G.R. n°7/LAP, da cui si evince:

-l'area in oggetto è compresa tra le isopieze 226 e 224 m s.l.m.;

*-che la falda è di tipo libero con direzione di deflusso verso E-NE (all'incirca),
con un gradiente idraulico pari allo 0.30%.*



Carta geoidrologica

Analizzando inoltre la “Carta della Soggiacenza della Falda Idrica a superficie libera” redatta dall’ Università di Torino, si evidenzia come l’area in oggetto è compresa nella fascia con soggiacenza 5÷10 metri.



Estratto della Carta della Soggiacenza della Regione Piemonte



Legenda

La fonte principale di alimentazione della falda è data dalla infiltrazione attraverso i depositi quaternari delle acque meteoriche e dal ruscellamento proveniente dai rilievi esterni.

Le oscillazioni del livello di falda nei periodi di massima precipitazione sono assai limitate nello spazio, data la velocità di deflusso dell'acquifero.

Sulla base dei dati bibliografici, si può affermare che la superficie della falda libera oscilla tra -6 e -8 m dal p.c. attuale: nel corso della prova penetrometrica effettuata e spinta fino alla profondità di -5 m da p.c., non è stata intercettata tale falda.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Per disporre d'informazioni quantitative sulle caratteristiche stratigrafiche di dettaglio e sui requisiti geotecnici dei terreni presenti nell'area in oggetto, è stata compiuta una specifica indagine geognostica; nel corso di tale indagine è stata eseguita sui terreni in oggetto (in data 10/09/2014):

-n°1 prova del tipo D.P. per verificare le proprietà geomeccaniche dei terreni coinvolti nelle opere in progetto (identificata con P1 di cui si allegano i risultati) spinta fino alla profondità massima di -7.00 m dal p.c., eseguita a mezzo di penetrometro medio DPM Compac.

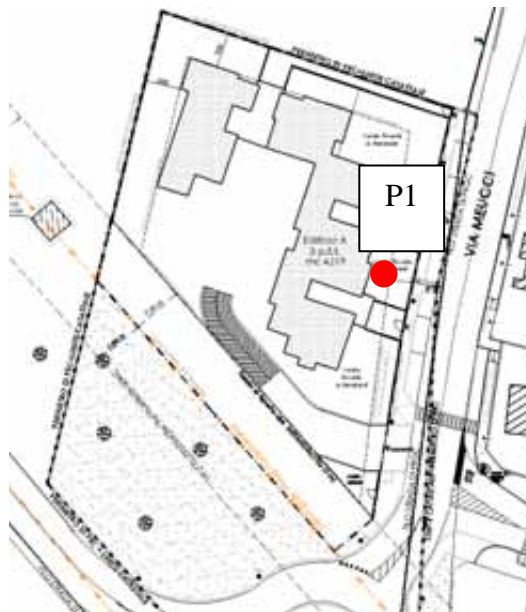
La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste.

L'infissione della punta conica nel terreno avviene per battitura facendo cadere da una altezza costante un maglio di un dato peso.

La prova consiste nel rilasciare un maglio del peso di oppure 30 kg da un'altezza di 20 cm, su delle aste Ø22 mm, le quali spingono una punta conica unificata Ø35,6 mm nel terreno.

In questo modo si contano i colpi necessari per infiggere nel terreno la punta conica per una lunghezza stabilita, che in questo caso è pari a $\delta = 10$ cm.

Qui di seguito si riporta un estratto planimetrico con l'ubicazione dell'indagine penetrometrica effettuata.



Ubicazione prova penetrometrica



Prova P1

4. 1. Metodologia d'interpretazione

In base ai dati penetrometrici relativi a N_{10} (in allegato), si rilevano n°3 unità ben distinte e riepilogate nella tabella sottostante:

| Profondità (metri) | N° aste | Numero o colpi (N) | Resistenza dinamica (rd) | Pressione ammissibile (Q _{amm}) |
|-----------------------|---------|--------------------------|--------------------------------|---|
| 0,1 | 1 | 2 | 5,8 | 0,29 |
| 0,2 | 1 | 2 | 5,8 | 0,29 |
| 0,3 | 1 | 4 | 11,5 | 0,58 |
| 0,4 | 1 | 3 | 8,7 | 0,43 |
| 0,5 | 1 | 5 | 14,4 | 0,72 |
| 0,6 | 1 | 2 | 5,8 | 0,29 |
| 0,7 | 1 | 3 | 8,7 | 0,43 |
| 0,8 | 1 | 2 | 5,8 | 0,29 |
| 0,9 | 1 | 1 | 2,9 | 0,14 |
| 1 | 2 | 2 | 5,6 | 0,28 |
| 1,1 | 2 | 3 | 8,3 | 0,42 |
| 1,2 | 2 | 5 | 13,9 | 0,69 |
| 1,3 | 2 | 5 | 13,9 | 0,69 |
| 1,4 | 2 | 7 | 19,4 | 0,97 |
| 1,5 | 2 | 9 | 25,0 | 1,25 |
| 1,6 | 2 | 8 | 22,2 | 1,11 |
| 1,7 | 2 | 7 | 19,4 | 0,97 |
| 1,8 | 2 | 7 | 19,4 | 0,97 |
| 1,9 | 2 | 8 | 22,2 | 1,11 |
| 2 | 3 | 6 | 16,1 | 0,80 |
| 2,1 | 3 | 7 | 18,8 | 0,94 |
| 2,2 | 3 | 6 | 16,1 | 0,80 |
| 2,3 | 3 | 5 | 13,4 | 0,67 |
| 2,4 | 3 | 6 | 16,1 | 0,80 |
| 2,5 | 3 | 5 | 13,4 | 0,67 |
| 2,6 | 3 | 6 | 16,1 | 0,80 |
| 2,7 | 3 | 8 | 21,4 | 1,07 |
| 2,8 | 3 | 7 | 18,8 | 0,94 |
| 2,9 | 3 | 6 | 16,1 | 0,80 |
| 3 | 4 | 7 | 18,1 | 0,91 |
| 3,1 | 4 | 6 | 15,5 | 0,78 |
| 3,2 | 4 | 8 | 20,7 | 1,03 |
| 3,3 | 4 | 6 | 15,5 | 0,78 |
| 3,4 | 4 | 8 | 20,7 | 1,03 |
| 3,5 | 4 | 9 | 23,3 | 1,16 |
| 3,6 | 4 | 28 | 72,4 | 3,62 |
| 3,7 | 4 | 29 | 75,0 | 3,75 |
| 3,8 | 4 | 31 | 80,2 | 4,01 |
| 3,9 | 4 | 27 | 69,8 | 3,49 |
| 4 | 5 | 28 | 70,0 | 3,50 |
| 4,1 | 5 | 28 | 70,0 | 3,50 |
| 4,2 | 5 | 31 | 77,5 | 3,88 |
| 4,3 | 5 | 30 | 75,0 | 3,75 |
| 4,4 | 5 | 32 | 80,0 | 4,00 |
| 4,5 | 5 | 29 | 72,5 | 3,63 |
| 4,6 | 5 | 31 | 77,5 | 3,88 |
| 4,7 | 5 | 30 | 75,0 | 3,75 |
| 4,8 | 5 | 29 | 72,5 | 3,63 |
| 4,9 | 5 | 31 | 77,5 | 3,88 |
| 5 | 6 | 33 | 79,8 | 3,99 |

L'indagine eseguita rileva, infatti, la presenza di terreni superficiali di copertura olocenica "Unità 1" a natura limoso-sabbiosa fino ad una profondità di -1.0 m da p.c. attuale: questi sedimenti presentano in affioramento (scavo confinante realizzato per la rete S.M.A.T.) un colore rossiccio ed un basso grado di addensamento.

A partire da -1.0 m da p.c. e fino a -3.50 m di rinvenivano i depositi fluvioglaciali superficiali “Unità 2”, di età Olocene, costituiti da sabbie limose a proprietà geotecniche discrete.

Oltre e fino a fine prova si passa ai depositi fluvioglaciali rissiani, di età Pleistocene, a litologia sabbioso ghiaiosa con presenza di ghiaia eterometrica poligenica; questi depositi “pleistocenici” identificati come “Unità 3” posseggono caratteristiche geotecniche ottime.

Pertanto, si possono distinguere n°2 Unità geotecniche riepilogate nella tabella sottostante:

| | Profondità (m) | Descrizione |
|----------------|-----------------------|--------------------------------------|
| Unità 1 | Da 0.00 a -1.00 m | Terreni di copertura |
| Unità 2 | Da -1.00 a -3.50 m | Depositi fluvioglaciali superficiali |
| Unità 3 | Oltre -3.50 m | Depositi fluvioglaciali rissiani |

Nel corso della prova penetrometrica effettuata e spinta fino a -5.00 m da p.c., non è stata intercettata la falda superficiale.

Per quanto riguarda il penetrometro medio leggero tipo EMILIA la relazione tra N_{10} (numero di colpi per 10 cm di affondamento) e N_{spt} è la seguente:

$$0.7N_{spt} \geq N_{10} \geq 1.2N_{spt}$$

Conoscendo la natura del terreno e N_{10} si può ricavare N_{spt} dalla seguente tabella (Vannelli e Benassi, 1983):

| Terreni prevalentemente coesivi | | | Terreni prevalentemente granulari | | |
|--|-----|--------------------------|--|-----|--------------------------|
| $N_{10}/N_{spt} \geq 0.7-0.8$ | per | $8 \leq N_{10} \leq 14$ | $N_{10}/N_{spt} \geq 0.95-1.0$ | per | $8 \leq N_{10} \leq 15$ |
| $N_{10}/N_{spt} \geq 0.8-1.0$ | per | $14 \leq N_{10} \leq 18$ | $N_{10}/N_{spt} \geq 1.0-1.2$ | per | $15 \leq N_{10} \leq 30$ |

Attraverso la relazione qui sopra riportata si ricavano i seguenti valori di N_{spt} :

| Unità | N_{10} medio | N_{spt} dello strato medio |
|--------------|----------------------------------|--|
| Unità 1 | 2.6 | 3.5 |
| Unità 2 | 6.6 | 7 |
| Unità 3 | 29.8 | 27 |

Inoltre, i valori di q_c (ricavabili dal grafico seguente sulla base della litologia affiorante) possono essere inseriti in un apposito abaco che permette di caratterizzare dal punto di vista litologico gli spessori omogenei distinti per il valore di q_c ($>$ o $<$ di 40 kg/cm^2).

Per ricavare i valori di q_c si può utilizzare la tabella sottostante.

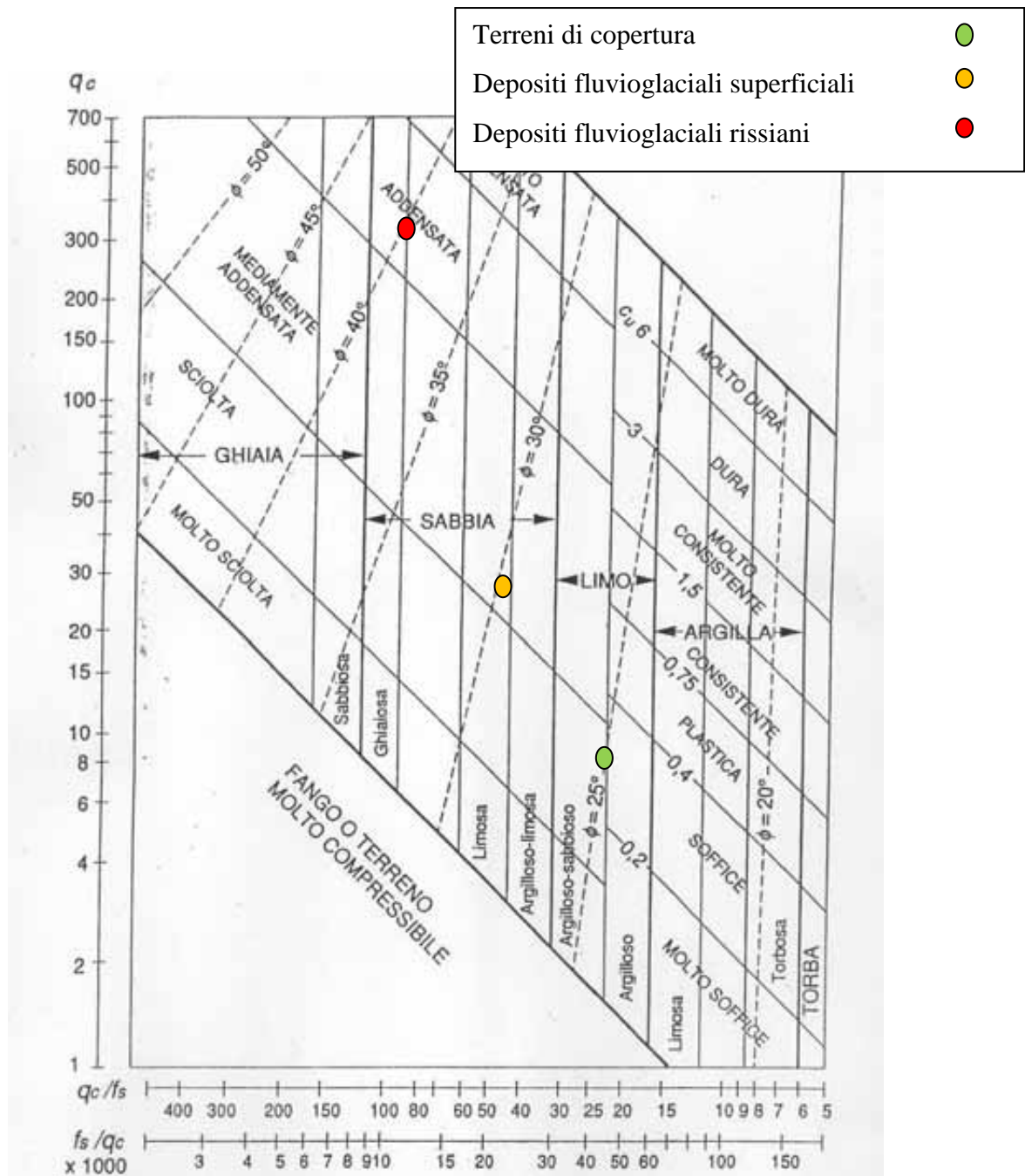
| DESCRIZIONE DEL TERRENO | RAPPORTO $\frac{q_c}{N_{SPT}}$ |
|---------------------------|--------------------------------|
| ARGILLA LIMOSA O SABBIOSA | 2 |
| LIMO SABBIOSO | 3 |
| SABBIA FINE | 4 |
| SABBIA MEDIO FINE | 5 |
| SABBIA MEDIO GROSSOLANA | 8 |
| SABBIA GROSSOLANA | 10 |
| SABBIA GHIAIOSA | 8+18 |
| GHIAIA SABBIOSA | 12+18 |

q_c IN kg/cm^2

In particolare si ha:

| Profondità da p.c. | Litologia | q_c medio [kg/cm^2] | f_s medio [kg/cm^2] |
|-------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| da p.c. a -1.00 m | Terreni di copertura | 8.7 | 0.4 |
| da -1.00 m a -3.50 m | Depositi fluvioglaciali superficiali | 28 | 0.6 |
| da -3.50 m a fine prova | Depositi fluvioglaciali rissiani | 324 | 3.6 |

I dati sono stati riportati sull'abaco utilizzando colori dipendenti dalle caratteristiche litologiche (in base al valore di q_c medio), come indicato nella legenda a seguito riportata:



Stima dei parametri geotecnici

Parametri degli strati incoerenti

I parametri geotecnici calcolabili per terreni incoerenti (componente sabbiosa o ghiaiosa dominante) attraverso le correlazioni dirette con i valori di N_{spt} sono seguenti:

- angolo di resistenza al taglio ϕ ;
- densità relativa D_r ;
- modulo elastico (o di Young) E_{50} ;

La stima dei parametri geotecnici prendono in considerazione solo i litotipi “Unità 2” e “Unità 3”, riferibili ai depositi fluvio-glaciali e alluvionali recenti.

Angolo di resistenza al taglio ϕ

L'angolo di resistenza al taglio del materiale indagato può essere valutato attraverso due categorie di metodi: i metodi di correlazione diretta $N_{spt}-\phi$ e i metodi di correlazione indiretta.

Tra i metodi di correlazione diretta $N_{spt}-\phi$ vanno considerati, in generale, più attendibili quelli che esprimono ϕ anche in funzione della pressione efficace ϕ agente sullo strato.

Sowers (correlazione diretta)

Il metodo di Sowers (1961) è valido per le sabbie in genere e trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova inferiori a circa 4 m per terreni sopra falda e inferiori a circa 7 m per terreni in falda.

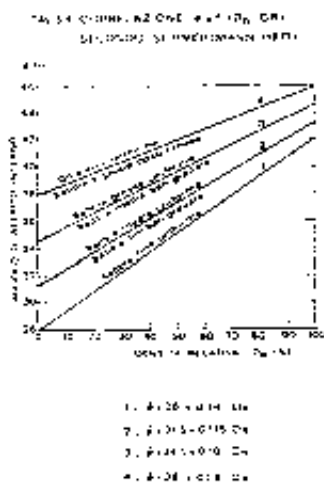
La relazione è la seguente:

$$\phi = 28 + 0,28N$$

Densità relativa

La densità relativa viene valutata attraverso correlazioni applicabili solo nel caso di terreni prevalentemente sabbiosi.

In presenza di depositi ghiaiosi si ottengono valori eccessivamente elevati e quindi a sfavore della sicurezza: in questo caso si consiglia di adottare il valore più basso fra quelli calcolati con metodi differenti.



Modulo elastico (modulo di Young)

Schmertmann

Il metodo è valido per le sabbie in genere.

La relazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di N_{spt} ad una diminuzione di E con la profondità.

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E_y \text{ (kg/ cm}^2\text{)} = 2BN_{spt}$$

dove N_{spt} è il numero di colpi medio nello strato e B è una costante variabile in funzione della litologia:

| B | Litologia |
|----------|-------------------|
| 4 | sabbia fine |
| 6 | sabbia media |
| 10 | sabbia grossolana |

Riepilogando si possono così riassumere i valori ricavati:

| Parametro | Unità 2 (sabbia-limosa) | Unità 3 (sabbia ghiaiosa) | Metodo |
|------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|
| φ | 30° | 35° | <i>Sowers</i> |
| Dr(%) | 20% | 55% | <i>Terzaghi-Peck e Gibbs-Holtz</i> |
| Ey | 56 | 324 | <i>Schmertmann</i> |

Si può anche utilizzare il cosiddetto “*Metodo degli Olandesi*” che consiste nel determinare, in base al numero di colpi registrati, il valore della resistenza dinamica rd dal quale è possibile risalire direttamente al valore del carico ammissibile Q_{amm} .

La formula da utilizzare per il calcolo della resistenza rd , nota come “*Formula olandese*” o “*Formula degli olandesi*”, è la seguente:

$$rd = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot h \cdot (M + m)} \cdot N_{DRL} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

dove M è il peso del maglio in Kg, H è la volata del maglio in cm, A è la sezione della punta in cm^2 , h è il passo d'infissione in cm, m la massa dei componenti battuti in

Kg ed N_{dpl} è il numero di colpi che determina un affondamento dell'asta pari al passo di infissione.

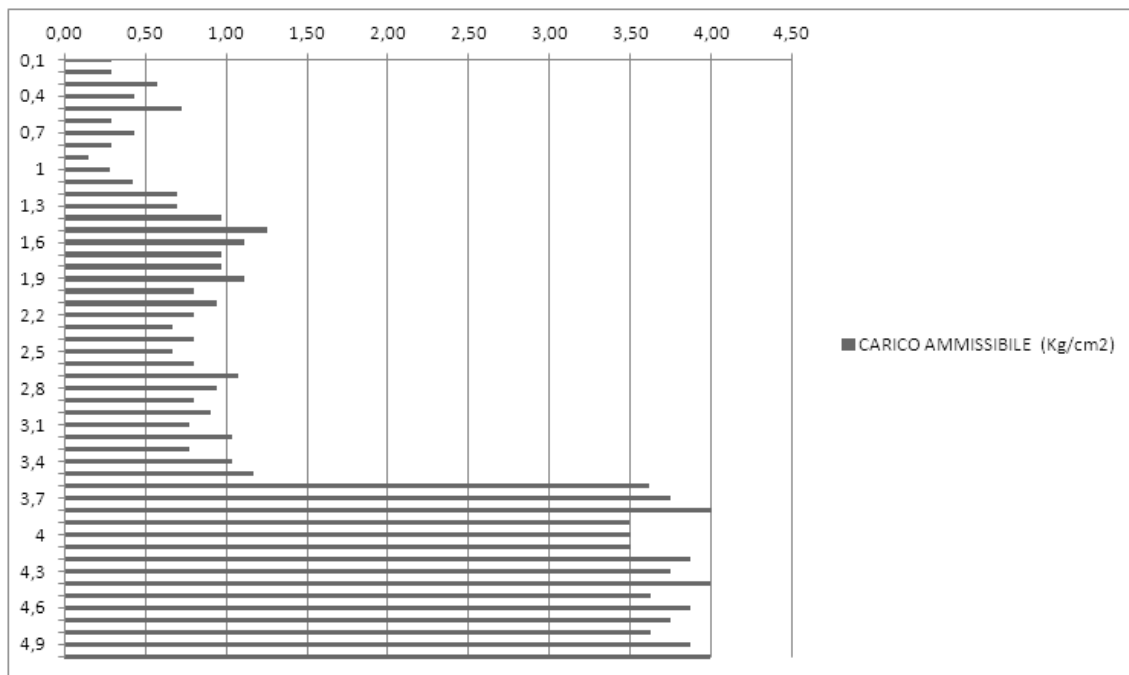
Tenendo conto che il passo d'infissione è pari a 10 cm, la sezione della punta è pari a 10 cm^2 e il peso dei componenti battuti è pari al peso della testata di infissione (30 kg) più il peso delle aste utilizzate al momento della misura (2,4 Kg ciascuna), la formula precedente diventa:

$$rd = \frac{30^2 \cdot 20}{10 \cdot 10 \cdot (30 + 30 + 2,4 \cdot \text{numero_aste})} \cdot N_{DPL} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Noto il valore della resistenza dinamica è possibile ricavare direttamente l'ordine di grandezza del carico ammissibile sul terreno mediante una delle numerose formule proposte da vari Autori; una relazione comunemente usata nel caso di fondazioni superficiali è la seguente:

$$q_{amm} = rd / 20 \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

Nella seguente tabella è rappresentata l'interpretazione dei dati ottenuti dalla prova penetrometrica, applicando il metodo precedentemente descritto.



5. AZIONI SISMICHE

Il quadro sismo-tettonico locale e le analisi eseguite dall'INGV individuano per il territorio di Nichelino (TO) un grado basso di rischio sismico, risentendo in modo più o meno intenso degli effetti di propagazione e attenuazione di sismi con epicentro nelle Alpi Occidentali e nell'Appennino Settentrionale.

Nella carta probabilistica di pericolosità sismica, redatta dall'ING (2006) adottata nell'Ordinanza P.C.M. 3519 del 20/04/2006, nel territorio di Nichelino (TO) sono attese accelerazioni al bedrock comprese fra **0.025 e 0.050 g**.

Tali accelerazioni sismiche sono calcolate con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni (corrispondenti ad un tempo di ritorno di 475 anni), riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s, ovvero categoria A, punto 3.2.2. del D.M. 14/01/2008).

Nella nuova classificazione sismica del territorio nazionale, introdotta dall'O.P.C.M. n°3274 e s.m.i., il Comune di Nichelino (TO) è inserito in **Zona 4**, alla quale è associata un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g), pari a circa 0.05.

Per quanto riguarda la classificazione sismica locale dei terreni di fondazione bisogna definire le azioni sismiche di progetto a partire dalla pericolosità sismica di base precedentemente descritta.

Oltre a questa classificazione, l'effetto della risposta sismica locale può essere valutata mediante specifiche analisi e metodologie di indagine sperimentale ovvero, mediante una procedura semplificata, basata sull'attribuzione dei terreni di fondazione alle categorie di sottosuolo di riferimento, oltre che all'individuazione della Classe d'uso dell'opera e la categoria topografica.

Pertanto, nel nostro caso in esame si devono prendere, per il calcolo dell'azione sismica, in considerazione i seguenti parametri:

Categoria di suolo (D.M. 14/01/08-Tab. 3.2.II):

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

| Categoria | Descrizione |
|-----------|---|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m. |
| B | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| C | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| D | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina). |
| E | Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s). |

Se consideriamo, infatti, l'espressione:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

ed i valori di $N_{SPT,30}$ ricavati nei capitoli seguenti sulla base della prova penetrometrica eseguita si ottengono valori medi di $N_{SPT,30}$ pari a 27 (colpi/piede), tali da classificare i sottosuoli di riferimento nella categoria C con valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s.

Categoria topografica (D.M. 14/01/08-Tab. 3.2.III):

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ |
| T2 | Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$ |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Classe d'uso (D.M. 14/01/08 - Cap. 2.4.2)

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Mediante software si ottengono i seguenti valori di calcolo da inserire nel calcolo geotecnico di cui al D.M. 14/01/2008 (NTC):

| | |
|---------------------------------|------------|
| Parametri sismici | Nichelino |
| Categoria sottosuolo: | C |
| Categoria topografica: | T1 |
| Periodo di riferimento: | 50anni |
| Coefficiente cu: | 1 |
| Operatività (SL0): | |
| Probabilità di superamento: | 81 % |
| Tr: | 30 [anni] |
| ag: | 0,024 g |
| Fo: | 2,561 |
| Tc*: | 0,179 [s] |
| Danno (SLD): | |
| Probabilità di superamento: | 63 % |
| Tr: | 50 [anni] |
| ag: | 0,030 g |
| Fo: | 2,576 |
| Tc*: | 0,199 [s] |
| Salvaguardia della vita (SLV): | |
| Probabilità di superamento: | 10 % |
| Tr: | 475 [anni] |
| ag: | 0,059 g |
| Fo: | 2,756 |
| Tc*: | 0,273 [s] |
| Prevenzione dal collasso (SLC): | |
| Probabilità di superamento: | 5 % |
| Tr: | 975 [anni] |
| ag: | 0,070 g |
| Fo: | 2,801 |
| Tc*: | 0,287 [s] |

Coefficienti Sismici

| SL0: | SLD: | SLV: | SLC: |
|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Ss: 1,500 | Ss: 1,500 | Ss: 1,500 | Ss: 1,500 |
| Cc: 1,850 | Cc: 1,790 | Cc: 1,610 | Cc: 1,590 |
| St: 1,000 | St: 1,000 | St: 1,000 | St: 1,000 |
| Kh: 0,007 | Kh: 0,009 | Kh: 0,018 | Kh: 0,021 |
| Kv: 0,004 | Kv: 0,005 | Kv: 0,009 | Kv: 0,011 |
| Amax: 0,360 | Amax: 0,445 | Amax: 0,864 | Amax: 1,031 |
| Beta: 0,200 | Beta: 0,200 | Beta: 0,200 | Beta: 0,200 |

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

In base alle prova penetrometrica realizzata nell'area e sulla base di altri dati geotecnici disponibili riferibili alla pianura di Nichelino, si può riassumere il seguente assetto litostratigrafico, attribuendo i parametri geotecnici in base alle correlazioni allegate.

Terreni di copertura superficiale "Unità 1" (da p.c. a -1.0 m)

Si tratta di terreni di copertura di colore rossiccio, a proprietà geotecniche da mediocri a scadenti, costituiti da terreni limoso-sabbiosi.

Tali terreni, in base alle correlazioni empiriche correnti, possiedono le seguenti caratteristiche fisico-meccaniche:

| | |
|--|--|
| -peso di volume naturale | $\gamma_n=18.5 \text{ kN/m}^3$ |
| -coesione | $c'=5 \text{ kPa}$ |
| -coesione non drenata | $c_u=30 \text{ kPa}$ |
| -angolo d'attrito di picco | $\varphi'=25^\circ$ |
| $-N_{spt}$ (colpi/piede) | 3.5 |
| -modulo edometrico | $E_d=25 \text{ kg/cm}^2$ |
| -modulo elastico | $E_y=20 \text{ kg/cm}^2$ |

Si prevede che tali terreni di copertura vengano rimossi e quindi non utilizzati come terreni di fondazione.

Depositi fluvioglaciali superficiali olocenici del F. Po e degli affluenti (T. Chisola e T. Sangone) “Unità 2” (da -1.0 a -3.5 m)

I depositi fluvioglaciali olocenici sono costituiti da sabbie, da fini a medio-grossolane, in matrice limosa a tratti abbondante o anche prevalente, talvolta inglobanti livelli di limo nerastro, e più raramente della ghiaia eterometrica minuta ($\phi_{\max}=2\div 3 \text{ cm}$), subarrotondata, poligenica.

Posseggono proprietà geotecniche discrete.

Di seguito si elencano i principali parametri geotecnici relativi a questi depositi alluvionali:

| | |
|--|--|
| -peso di volume naturale | $\gamma_n=19 \text{ kN/m}^3$ |
| -angolo d'attrito efficace | $\varphi'=30^\circ$ |
| -densità relativa | $Dr=20\%$ |
| $-N_{spt}$ (colpi/piede) | 7 |
| -modulo edometrico | $E_d=70 \text{ kg/cm}^2$ |
| -modulo elastico | $E_y=56 \text{ kg/cm}^2$ |

Depositi fluvioglaciali pleistocenici del F. Po e degli affluenti (T. Chisola e T. Sangone) “Unità 3” (oltre -3.5 m circa)

I depositi alluvionali pleistocenici sono costituiti da sabbie ghiaiose con elementi eterometrici ($\phi_{\max}=6 \text{ cm}$), poligenici, da angolari a subarrotondati, con frammista una frazione sabbioso-limosa.

Tali terreni risultano caratterizzati da un addensamento decisamente maggiore rispetto ai livelli superficiali “olocenici”.

| | |
|--|---|
| <i>-peso di volume naturale</i> | $\gamma_n=19.5 \text{ kN/m}^3$ |
| <i>-angolo d'attrito efficace</i> | $\phi^*=35^\circ$ (32° valore cautelativo) |
| <i>-densità relativa</i> | $Dr=55\%$ |
| <i>-N_{spt} (colpi/piede)</i> | 27 |
| <i>-modulo edometrico</i> | $E_d=350 \text{ kg/cm}^2$ |
| <i>-modulo elastico</i> | $E_y=324 \text{ kg/cm}^2$ |

Pertanto, si prescrive come piano d’imposta delle fondazioni dal nuovo condominio a n°3 piani f.t. una profondità pari a -3.50 m da p.c., impostando le nuove strutture sui depositi sabbioso-ghiaioso pleistocenici “Unità 3” con caratteristiche geotecniche adeguate a sopportare i carichi.

7. STRUTTURE DI FONDAZIONE ED IPOTESI DI PROGETTO

In base ai dati geotecnici precedenti, per quanto riguarda le nuove tipologie fondazionali da adottare, si consiglia di **adottare fondazioni continue centrali e perimetrali (disposte a graticcio).**

Tale struttura come da schema seguente a doppio sistema di travi (reticolo di travi rovesce) costituisce una fondazione di elevata rigidezza che minimizza i cedimenti differenziali derivanti da variazioni locali delle caratteristiche del terreno.

La parte interna al reticolo di travi potrà essere completata mediante riempimento di materiale granulare, igloo o lasciata libera (a cassa vuota) e successivo getto di completamento dello spessore di circa 15-20 cm armato con rete elettrosaldata a funzione di battuto del piano interrato.

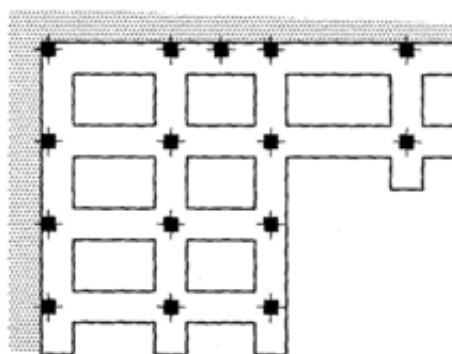


Figura 8.62 Graticcio di fondazione.

Sul piano di posa delle fondazioni dovrà essere messo in posto o un manto granulare dello spessore di 15-20 cm opportunamente rullato o un magrone che svolga la stessa funzione.

Come da progetto, si prevede la posa delle nuove fondazioni a -3.50 m dal piano campagna attuale, previa rimozione dei terreni superficiali corrispondenti alle “Unità 1” e “Unità 2”.

Nel capitolo seguente si daranno indicazioni sulle dimensioni da adottare per le fondazioni, da rivedere sulla base dell’esatta tipologia fondazionale e dei reali carichi agenti.

8. CALCOLAZIONI GEOTECNICHE PRELIMINARI

La valutazione delle problematiche geotecniche, dopo aver individuato la tipologia di fondazione più idonea, deve essere ricondotta alla:

-valutazione della capacità portante dei terreni di fondazione e stima dei possibili cedimenti ovvero alla verifica agli stati limite ultimi (SLU) ed alle condizioni di esercizio.

In particolare il D.M. 14/01/2008 prevede che le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Per ogni **stato limite ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Per le **azioni** si deve fare riferimento alla tabella 6.2.I del D.M. 14/01/2008 intendendo che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|---|-------------|--|-----|----------|----------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevole | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Permanenti non strutturali ⁽¹⁾ | Favorevole | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella

successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| PARAMETRO | GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE | COEFFICIENTE PARZIALE γ_M | (M1) | (M2) |
|---|---|--|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$ | $\gamma_{q'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Coestione efficace | c'_k | $\gamma_{c'}$ | 1,0 | 1,25 |
| Resistenza non drenata | c_{uk} | γ_{cu} | 1,0 | 1,4 |
| Peso dell'unità di volume | γ | γ_γ | 1,0 | 1,0 |

STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Per quanto riguarda le opere di fondazione, nelle verifiche di sicurezza, devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al

raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Nel nostro caso si utilizza **SLU (GEO)**.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

| Coefficiente | R2 |
|--------------|-----------|
| γ_R | 1.1 |

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

| VERIFICA | COEFFICIENTE PARZIALE (R1) | COEFFICIENTE PARZIALE (R2) | COEFFICIENTE PARZIALE (R3) |
|-------------------|---|---|---|
| Capacità portante | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,8$ | $\gamma_R = 2,3$ |
| Scorrimento | $\gamma_R = 1,0$ | $\gamma_R = 1,1$ | $\gamma_R = 1,1$ |

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Nel nostro caso si procede con l'utilizzo dell'approccio 2 con la seguente combinazione (A1+M1+R3).

Per le verifiche di massima delle opere di fondazione dell'edificio condominiale a n°3 piani f.t. in progetto (ipotizzando fondazioni a trave rovescia del tipo continuo completate a “graticcio” da impostare a -3.50 m da p.c. sui depositi sabbioso-ghiaiosi e stimando i carichi agenti) si è seguita la seguente procedura:

***CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI
DI FONDAZIONI SUPERFICIALI
NORMATIVE DI RIFERIMENTO***

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

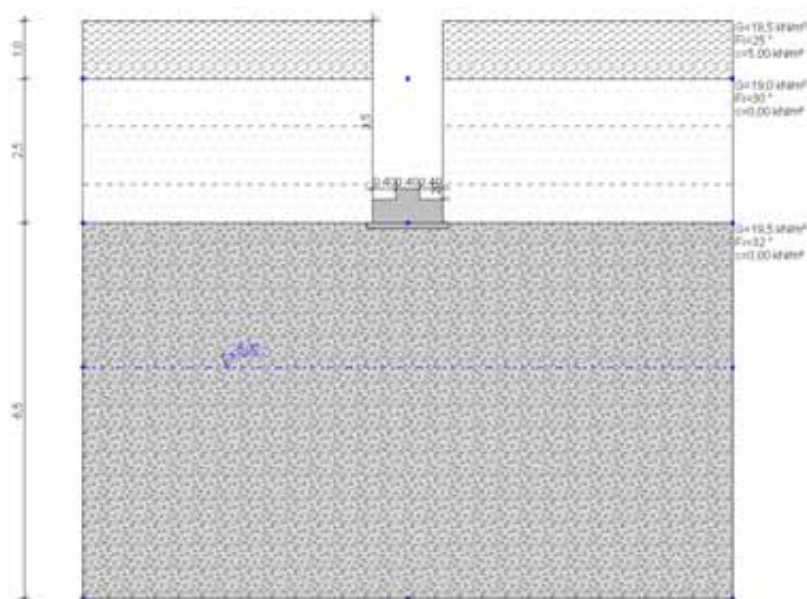
Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

Applicando un software prodotto dalla Soc. Geostru si ottengono i seguenti valori:

| |
|--|
| FONDAZIONE CONTINUA L=3.00 m e B=1.20 m |
|--|



DATI GENERALI

| | |
|--------------------------|-------|
| Larghezza fondazione | 1,2 m |
| Lunghezza fondazione | 3,0 m |
| Profondità piano di posa | 3,5 m |
| Profondità falda | 6,0 |

SISMA

| | |
|----------------------------------|--------|
| Accelerazione massima (ag/g) | 0,037 |
| Coefficiente sismico orizzontale | 0,0073 |
| Coefficiente sismico verticale | 0,0037 |

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

| | |
|----------------------|---------------------|
| Descrizione: | Nichelino |
| Latitudine: | 45,0 |
| Longitudine: | 7,66 |
| Tipo opera: | 2 - Opere ordinarie |
| Classe d'uso: | Classe II |
| Vita nominale: | 50,0 [anni] |
| Vita di riferimento: | 50,0 [anni] |

Parametri sismici su sito di riferimento

| | |
|------------------------|----|
| Categoria sottosuolo: | C |
| Categoria topografica: | T1 |

| S.L. Stato limite | TR Tempo ritorno [anni] | ag [m/s²] | F0 [-] | TC* [sec] |
|----------------------|-------------------------------|--------------|-----------|--------------|
| S.L.O. | 30,0 | 0,24 | 2,56 | 0,18 |
| S.L.D. | 50,0 | 0,29 | 2,58 | 0,2 |
| S.L.V. | 475,0 | 0,58 | 2,76 | 0,27 |
| S.L.C. | 975,0 | 0,69 | 2,8 | 0,29 |

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

| S.L. Stato limite | amax [m/s²] | beta [-] | kh [-] | kv [sec] |
|----------------------|----------------|-------------|-----------|-------------|
| S.L.O. | 0,36 | 0,2 | 0,0073 | 0,0037 |
| S.L.D. | 0,435 | 0,2 | 0,0089 | 0,0044 |
| S.L.V. | 0,87 | 0,2 | 0,0177 | 0,0089 |
| S.L.C. | 1,035 | 0,2 | 0,0211 | 0,0106 |

STRATIGRAFIA TERRENO

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

| DH (m) | Gam (kN/m³) | Gams (kN/m³) | Fi (°) | c (kN/m²) | cu (kN/m²) | Ey (kN/m²) | Ed (kN/m²) |
|-----------|----------------|-----------------|-----------|--------------|---------------|---------------|---------------|
| 1,0 | 18,5 | 19,0 | 25,0 | 5,0 | 30,0 | 2000,0 | 2500,0 |
| 2,5 | 19,0 | 19,5 | 30,0 | 0,0 | 0,0 | 5600,0 | 7000,0 |
| 6,5 | 19,5 | 20,0 | 32,0 | 0,0 | 0,0 | 32400,0 | 35000,0 |

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

| Nr. | Nome combinazione | Pressione normale di progetto (kN/m²) | N (kN) | Tipo |
|-----|----------------------|---|-----------|----------|
| 1 | A1+M1+R3 | 707,97 | 800,00 | Progetto |

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

| Nr | Correzione Sismica | Tangente angolo di resistenza al taglio | Coesione efficace | Coesione non drenata | Peso Unità volume in fondazione | Peso unità volume copertura | Coef. Rid. Capacità portante verticale | Coef.Rid.Capacità portante orizzontale |
|----|-----------------------|--|----------------------|----------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|--|--|
| 1 | Si | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2,3 | 1,1 |

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 2194,69 kN/m²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 87787,73 kN/m³

A1+M1+R3

Tabella 9.1 Valori indicativi del modulo di reazione k_s .

I valori riportati si devono intendere come indicativi e servono per confronto con valori ricavati in base a formule approssimate.

| Terreno | k_s , kN/m³ |
|--------------------------------------|----------------|
| Sabbia sciolta | 4800 + 16000 |
| Sabbia mediamente compatta | 9600 + 80000 |
| Sabbia compatta | 64000 + 128000 |
| Sabbia argillosa mediamente compatta | 32000 + 80000 |
| Sabbia limosa mediamente compatta | 24000 + 48000 |
| Terreno argilloso: | |
| $q_u \leq 200$ kPa | 12000 + 24000 |
| $200 < q_u \leq 400$ kPa | 24000 + 48000 |
| $q_u > 400$ kPa | > 48000 |

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

| | |
|---|---------------------------|
| Fattore [Nq] | 23,18 |
| Fattore [Nc] | 35,49 |
| Fattore [Ng] | 22,02 |
| Fattore forma [Sc] | 1,26 |
| Fattore profondità [Dc] | 2,05 |
| Fattore forma [Sq] | 1,13 |
| Fattore profondità [Dq] | 1,53 |
| Fattore forma [Sg] | 1,13 |
| Fattore profondità [Dg] | 1,53 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1,0 |
| Carico limite | 3070,25 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 1334,89 kN/m ² |
| Fattore sicurezza | 13,82 |
| Condizioni di verifica [Ed<=Rd] | Verificato |

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

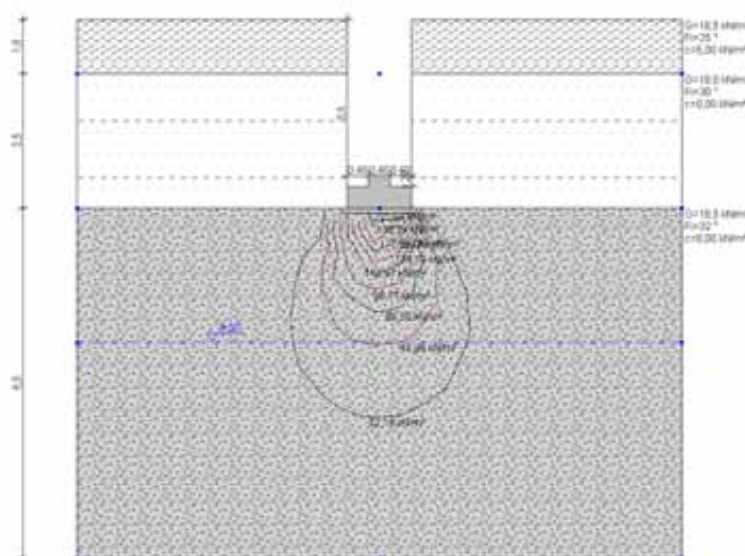
| | |
|---|---------------------------|
| Fattore [Nq] | 23,18 |
| Fattore [Nc] | 35,49 |
| Fattore [Ng] | 30,21 |
| Fattore forma [Sc] | 1,0 |
| Fattore profondità [Dc] | 1,5 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1,0 |
| Fattore forma [Sq] | 1,25 |
| Fattore profondità [Dq] | 1,34 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1,0 |
| Fattore forma [Sg] | 0,84 |
| Fattore profondità [Dg] | 1,0 |
| Fattore inclinazione carichi [Ig] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gg] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bg] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1,0 |
| Carico limite | 2852,21 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 1240,09 kN/m ² |
| Fattore sicurezza | 12,83 |
| Condizioni di verifica [Ed<=Rd] | Verificato |

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

| | |
|--------------|-------|
| Fattore [Nq] | 23,18 |
| Fattore [Nc] | 35,49 |

| | |
|---|-------|
| Fattore [Ng] | 27,72 |
| Fattore forma [Sc] | 1,22 |
| Fattore profondità [Dc] | 1,5 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1,0 |
| Fattore forma [Sq] | 1,21 |
| Fattore profondità [Dq] | 1,34 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1,0 |
| Fattore forma [Sg] | 0,88 |
| Fattore profondità [Dg] | 1,0 |
| Fattore inclinazione carichi [Ig] | 1,0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gg] | 1,0 |
| Fattore inclinazione base [Bg] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1,0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1,0 |

| | |
|---------------------------------|---------------------------|
| Carico limite | 2762,98 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 1201,3 kN/m ² |
| Fattore sicurezza | 12,43 |
| Condizioni di verifica [Ed<=Rd] | Verificato |



CEDIMENTI ELASTICI

| | |
|-------------------------------|---------------------------|
| Pressione normale di progetto | 222,0 kN/m ² |
| Spessore dello strato | 6,5 m |
| Profondità substrato roccioso | 20,0 m |
| Modulo Elastico | 32400,0 kN/m ² |
| Coefficiente di Poisson | 0,3 |
| Coefficiente di influenza I1 | 0,69 |
| Coefficiente di influenza I2 | 0,04 |
| Coefficiente di influenza Is | 0,71 |

| | |
|--------------------------------------|---------|
| Cedimento al centro della fondazione | 4,53 mm |
| Coefficiente di influenza I1 | 0,56 |
| Coefficiente di influenza I2 | 0,07 |
| Coefficiente di influenza Is | 0,6 |
| Cedimento al bordo | 1,91 mm |

Tabella 5.8 Cedimenti differenziali tollerabili da edifici, in mm⁽¹⁾ e fra parentesi i valori massimi raccomandabili.

| Criterio | Fondazioni isolate | Fondazioni a graticcio e a platea |
|---------------------------------|--------------------|-----------------------------------|
| Distorsione angolare (fessure) | | 0.1 |
| Massimo cedimento differenziale | | |
| Argille | | 45 (35) |
| Sabbie | | 30 (25) |
| Massimo cedimento | | |
| Argille | 75 (60) | 75-125 (35-100) |
| Sabbie | 50 (35) | 50-75 (35-60) |

⁽¹⁾ MacDonald e Skempton (1955).

Si precisa che i calcoli qui espressi hanno carattere puramente indicativo e non sono assolutamente vincolanti per il progettista che sceglierà, per le fondazioni, la geometria che riterrà più idonea, facendo comunque riferimento ai parametri geotecnici indicati in precedenza e facendo riferimento ai carichi effettivi agenti al piano di fondazione.

9. CONCLUSIONI

Sulla base delle caratteristiche geologico-tecniche dei litotipi che verranno interessati dai lavori in progetto possiamo fare alcune considerazioni di carattere conclusivo:

-dall'analisi degli elaborati tecnici allegati al vigente P.R.G.C., l'area non presenta caratteristiche geologiche ed idrogeologiche che possano escludere la fattibilità dell'intervento in progetto (Classe I, area a preminente destinazione abitativa di nuovo impianto CR2a);

-pertanto, si ritiene che il progetto riguardante la realizzazione di un edificio condominiale a n°3 piani f.t., sia in linea con i dettami delle N.T.A. del vigente P.R.G.C.;

-gli interventi in progetto non dovranno modificare, in alcun modo, il regime idrologico ed idrologico dell'area;

-dovranno essere predisposte adeguate reti di canalizzazione e smaltimento delle acque meteoriche e vadose drenate dalle nuove coperture verso le normali direttrici di scolo, allacciandosi alla rete fognatura comunale mediante nuovi tratti della stessa su Via Meucci e su Via Giolitti (come indicato nelle tavole progettuali);

-dovrà essere limitata al massimo l'impermeabilizzazione delle aree di pertinenza;

-alla luce della soggiacenza della falda superficiale, dovrà essere posta estrema attenzione all'impermeabilizzazione dei monoblocchi in c.a.o. perimetrali mediante utilizzo di guaina catramata o tecnologie analoghe;

-per quanto riguarda le opere in progetto, i calcoli di capacità portante preliminare (ipotizzando fondazioni continue "a graticcio" a larghezza minima di 1.20 m, poggianti sui depositi sabbioso-ghiaiosi riferibili all' "Unità 3" e stimando i carichi agenti), sono compatibili con gli stati limite ultimi (SLU);

-i cedimenti valutati sono compatibili con gli stati limite d'esercizio (SLE);

-tali valori devono essere verificati, dal progettista strutturale ai sensi del D.M. 14/01/2008 - NTC, sulla base dei carichi reali trasmessi dalla struttura sul piano fondazione;

-sarà cura della D.L. risolvere eventuali problemi tecnici in corso d'opera;

-si richiamano integralmente le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e quelle di P.R.G.C..