

COMUNE DI RIVALTA DI TORINO

GEO B.R.

Geotecnica, Geofisica, Idrogeologia,
Geologia ambientale e territoriale

- 4 AGO. 2015

Dott. Geol. Paolo BARILLÀ

via Arnaldo da Brescia, 47 - 10134 Torino
tel. / fax 3393922490 - 0113196026

Comune di RIVALTA DI TORINO (TO)

D.M. 14/01/2008

Circ. Min. Infrastrutture 02/02/2009 n.617

D.G.R. 21/05/2014 n.65-7656

Relazione geologico-geotecnica a corredo del progetto di P.E.C.L.I. per la costruzione di edifici residenziali da realizzarsi all'interno della zona CC4.3 di P.R.G.C., ubicata in prossimità di via Galilei.

Proprietà: **COTZA Antonello**
via Pascoli n.7
10040 ORBASSANO (TO)

TESSA Luigia
via Pascoli n.7°
10040 ORBASSANO (TO)

SOCIETÀ INTERCOSTRUZIONI 2000 s.r.l.
corso Vittorio Emanuele II n.92
10121 TORINO

MORABITO Giuseppe
via Luigi Einaudi n.36
10040 RIVALTA DI TORINO (TO)

IMMOBILIARE DELLA PRONDA s.n.c.
via Genovesi n. 15
10128 TORINO

il tecnico
dott. geol. **Paolo Barillà**



PAOLO BARILLA
GEOLOGO
N. 3024
N. 110

LUGLIO 2015

C.F.: BRLPLA64B12L219Z

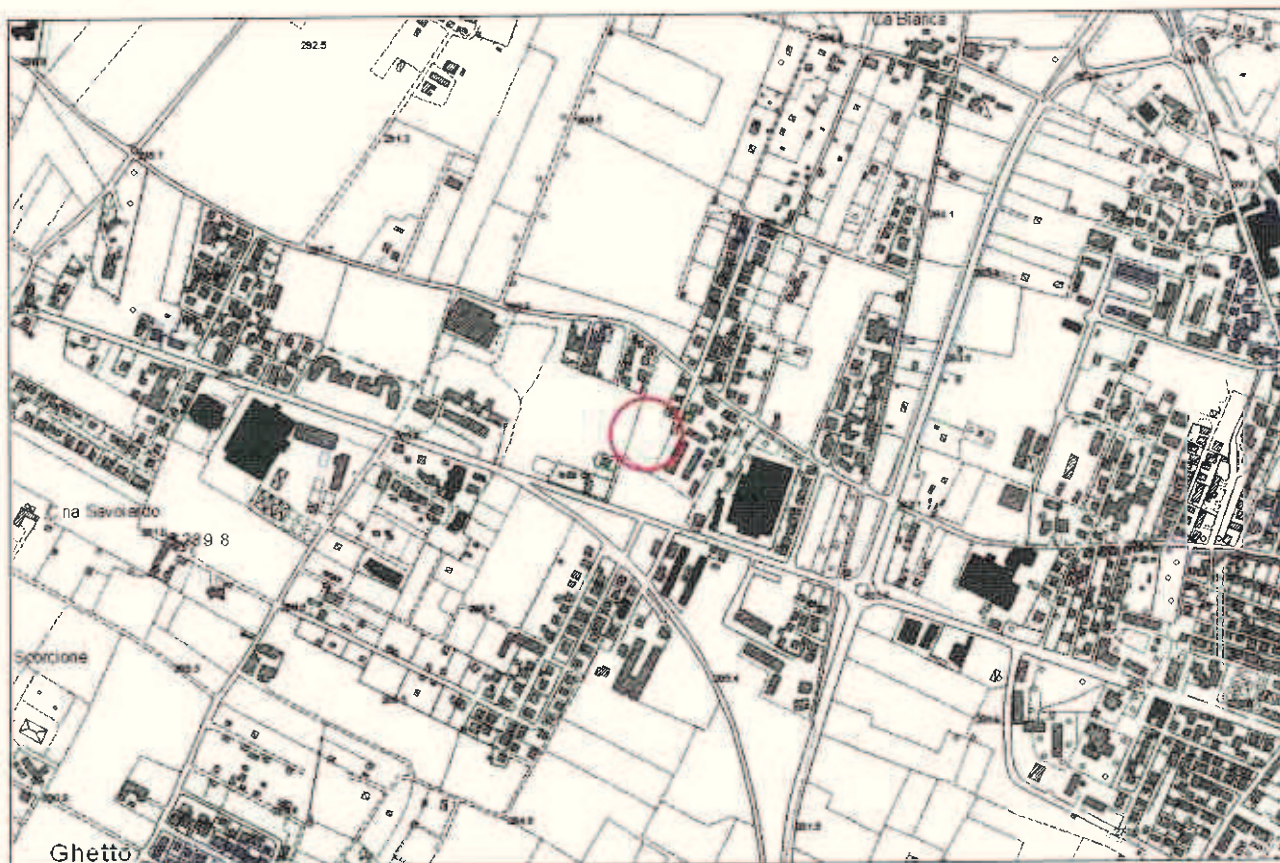
P. IVA: 06141180015

SOMMARIO

PREMESSA.....	1
MODELLO GEOLOGICO	1
Inquadramento geologico generale	1
Inquadramento geomorfologico generale	2
Assetto litostratigrafico locale	4
Assetto idrogeologico generale	4
✕ Classificazione sismica	5
✕ Determinazione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione	5
✕ Parametri sismici	6
✕ Valutazione della suscettibilità ai fenomeni di liquefazione dei depositi presenti nel sottosuolo dell'area oggetto d'intervento	6
MODELLO GEOTECNICO	7
Analisi statistica dei dati	7
Peso di volume	8
Coesione	8
Resistenza allo sforzo di taglio.....	8
Modulo di compressibilità	8
Coefficiente di sottofondo	8
CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	9
VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU	10
Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno	10
Collasso per scorrimento sul piano di posa	10
Stabilità globale	11
ANALISI DEI CEDIMENTI	11
Calcolo della rigidezza della fondazione	11
Calcolo del cedimento massimo	11
VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	12
CONCLUSIONI.....	12
ELENCO ALLEGATI	14

PREMESSA

La presente relazione geologico-geotecnica viene redatta in ottemperanza alle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", approvate con D.M. 14/01/2008, alla Circ. Min. Infrastrutture n.617 del 02/02/2009 ed alla D.G.R. 65-7656 del 21/05/2014, relativamente al progetto di P.E.C.L.I. per la costruzione di edifici residenziali, da realizzarsi nel territorio del comune di Rivalta di Torino (TO) all'interno della zona CC4.3 di P.R.G.C., ubicata in prossimità di via Galilei. In particolare l'area oggetto d'intervento si localizza sul terreno distinto in mappa C.T. del medesimo comune al Foglio 29 mappali 12-300-301-471.



Estratto Carta Tecnica Regionale "Sezione 155150", con ubicazione area oggetto d'intervento

Lo studio, finalizzato alla verifica della compatibilità geotecnica dell'intervento con l'assetto geologico ed idrogeologico dell'area, è rivolto in particolare alla caratterizzazione geotecnica dei litotipi presenti nel sottosuolo ed all'analisi del loro comportamento in relazione alle sollecitazioni indotte dalle opere di fondazione, tenendo conto di un'eventuale azione sismica.

MODELLO GEOLOGICO

Inquadramento geologico generale

L'area oggetto d'intervento si localizza in corrispondenza del limite degli areali di affioramento dei sedimenti di origine fluvioglaciale indicati sulla *Carta geo-morfologica dell'Anfiteatro morenico di Rivoli-Avigliana (Prov. Torino) e del suo substrato cristallino* (Petrucci F., Bortolami G.C. e Dal Piaz G.V., 1970, riferibili alla seguente unità:

Fluvioglaciale Riss (fg^R) - esteso ed alto terrazzo, prevalentemente ghiaioso-sabbioso sospeso di 20-25 metri sugli attuali corsi d'acqua principali, con testimoni di paleosuolo rosso-bruno argillificato e potente copertura loessica. Esso si raccorda con le cerchie moreniche rissiane

Il Fluvioglaciale Riss (parte medio-alta del Pleistocene medio) è geneticamente legato agli apparati intermedi dell'"Anfiteatro Morenico di Rivoli-Avigliana" e tende a rivestire sia i depositi glaciali che quelli fluvio-glaciali della parte bassa del Pleistocene medio.



Estratto "Carta geo-morfologica dell'Anfiteatro morenico di Rivoli-Avigliana (Prov. Torino) e del suo substrato cristallino (Petrucci F., Bortolami G.C. e Dal Piaz G.V., 1970)", con ubicazione area d'intervento

I depositi appartenenti al Fluvioglaciale Riss sono rappresentati da ghiaie più o meno grossolane e da sabbie e sabbie argillose in stratificazione lenticolare. Il terrazzo fluvioglaciale di età rissiana che costituisce in pratica la quasi totalità della pianura posta ad O e SO di Torino, appare ricoprire con contatto stratigrafico buona parte dei depositi Fluvioglaciali Mindeliani, come è osservabile lungo il Torrente Sangone. La potente copertura loessica è geneticamente riconducibile a fasi steppiche di ritiro glaciale, durante le quali l'azione eolica operò su un ampio areale ancora privo di vegetazione depositando i materiali sabbiosi più fini dei depositi morenici di fondo.

Inquadramento geomorfologico generale

A grande scala l'assetto geomorfologico del territorio è costituito da una pianura alluvionale la cui genesi è attribuibile ai processi di dinamica fluviale ed alla normale attività deposizionale dei principali corsi d'acqua che hanno agito nel corso del passato geologico, interessando la rete idrografica locale e le aree ad essa limitrofe; in particolare, l'agente morfogenetico predominante è rappresentato dalle ampie e frequenti divagazioni operate nel corso del *Quaternario* dal Torrente Sangone.

A scala locale la zona d'intervento è ubicata ad una quota altimetrica pari a circa +284,5 m s.l.m., in un contesto quasi completamente urbanizzato, caratterizzato da un andamento topografico sostanzialmente pianeggiante nel quale gli unici elementi geomorfologici di rilievo sono rappresentati da forme la cui genesi è legata all'interazione tra i processi di modellamento fluviale e l'azione di regolarizzazione del territorio operata dapprima per lo sfruttamento a fini agricoli e successivamente per la sua antropizzazione.

In tale contesto gli elementi idrografici di maggior rilievo è l'alveo del *Torrente Sangone*, corso d'acqua a regime torrentizio che si sviluppa circa 1030 m a N dell'area oggetto d'intervento, al quale si accompagna un reticolo discretamente sviluppato di canalizzazioni secondarie a prevalente uso irriguo.

Secondo quanto riportato sulla Tavola DS2a "Carta dei dissesti", Ambito SUD 2 – riquadro 1 (Provincia di Torino, 2011), allegata al Piano Territoriale di Coordinamento PTC2, l'area oggetto d'intervento si colloca

all'esterno della perimetrazione relativa alla Fascia C ed a quella relativa ai dissesti legati alla dinamica fluviale.



Estratto "Carta dei dissesti (Provincia di Torino, 2011)", con ubicazione area oggetto d'intervento



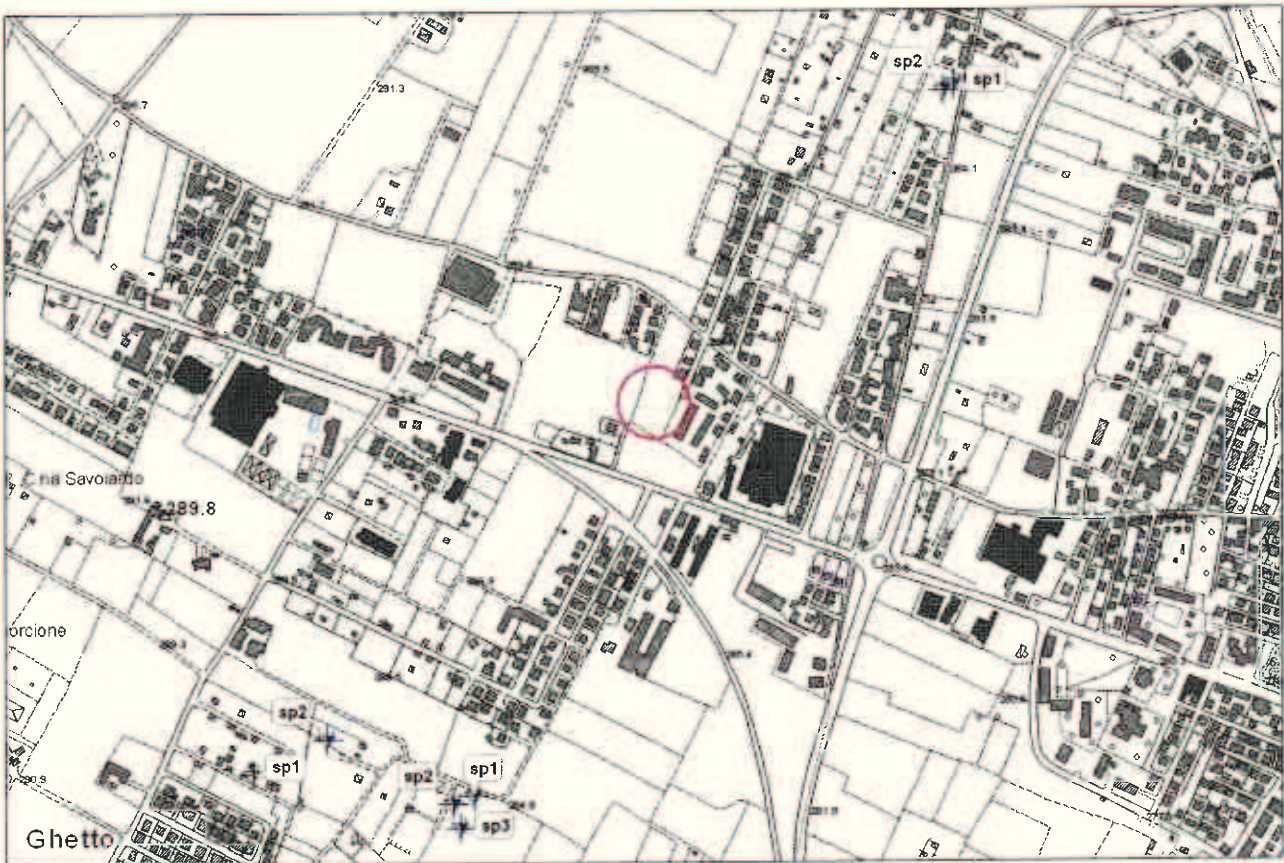
Estratto "Tavola G10" (prof. geol. Bortolami G., 2011), con localizzazione area oggetto d'intervento

Secondo quanto indicato sulla *Tavola G10 – Sovrapposizione della carta di sintesi della pericolosità geomorfologica con le zone normative di PRGC. Tavola sud (prof. geol. Bortolami G., 2011)* allegata al P.R.G.C. del comune di Rivalta di Torino, la zona oggetto d'intervento si colloca all'interno della perimetrazione degli *ambiti di pianura generalmente privi di significativi elementi di pericolosità geomorfologica (Classe IIb – campitura giallo chiaro)*.

Le nuove abitazioni previste in tali ambiti dovranno essere precedute da studio geologico-geomorfologico e geotecnico di dettaglio. Per le aree in destra Sangone andranno inoltre evidenziate alla scala locale le eventuali situazioni di ristagno idrico superficiale per effetto dell'attività irrigua e di fenomeni alluvionali caratterizzati da corrente con bassa velocità e ridotti battenti.

Assetto litostratigrafico locale

La successione litostratigrafica locale è stata definita sulla base dall'interpretazione dei dati relativi ad alcune prove penetrometriche dinamiche realizzate nel maggio 2011 all'interno del PEC CC10-22 di via Gobetti (circa 760 m a SO dell'area oggetto d'intervento), nell'ottobre 2011 in via Fenestrelle (circa 670 m ad NE rispetto al fabbricato oggetto d'intervento) e nell'ottobre 2011 all'interno del lotto 34 del PEC CC09-10-22 di via Alfieri (circa 700 m a SSO dell'area oggetto d'intervento). Le risultanze delle prove sono riportate in allegato.



Localizzazione indagini geognostiche prese a riferimento

Sulla base dell'interpretazione dei dati ricavati nel corso di tali indagini si deduce che il sottosuolo dell'area è costituito da una successione tipicamente alluvionale caratterizzata da una copertura di depositi sabbioso-limosi con ghiaia soprastante depositi ghiaioso-ciottolosi in matrice sabbioso-limoso.

Assetto idrogeologico generale

Le note illustrative alla *"Carta della base dell'acquifero superficiale del settore di pianura della Provincia di Torino"*, allegata allo studio *"Le acque sotterranee della Pianura di Torino"* (Bortolami et al., 2002), indicano che dal punto di vista idrogeologico i litotipi presenti nell'area d'intervento sono riferibili ai raggruppamenti identificati come *depositi fluviali prevalentemente ghiaiosi debolmente alterati (pleistocene medio p.p.)*. Tali

depositi, formati da materiali molto permeabili quali ghiaie e sabbie, sono sede di un acquifero superficiale molto sviluppato, collegato idraulicamente al reticolo idrografico superficiale e possiedono una locale ma limitata protezione ai fenomeni di inquinamento diretto, dovuta alla presenza in superficie, di un sottile paleosuolo argilloso di colore da bruno a rosso-arancio.

Per quanto riguarda la soggiacenza della falda acquifera a superficie libera si specifica che secondo quanto indicato sulla *Tavola G3 "Carta idrogeologica con schema piezometrico della falda idrica superficiale"* (prof. geol. Bortolami G., 2006), il livello piezometrico nell'area oggetto d'intervento si localizza alla quota di circa +270 m s.l.m. Considerando che la CTRN indica per il sito d'intervento una quota altimetrica pari a circa +284,5 m s.l.m., si evince che la soggiacenza della falda acquifera superficiale dovrebbe risultare pari a circa -14,5 m rispetto al p.c.

Sulla base delle precedenti indicazioni, pur tenendo conto che a seguito di eventi meteorologici particolarmente intensi e/o prolungati il livello piezometrico della falda acquifera superficiale potrebbe subire un'escursione dell'ordine di circa 1,0+2,0 m, ai fini del calcolo della capacità portante del terreno di fondazione, si ritiene corretto considerare trascurabili i valori delle pressioni neutre *in situ*.

Classificazione sismica

Con DGR n.65-7656 del 21/05/2014, la Regione Piemonte ha provveduto alla classificazione sismica definitiva del territorio regionale assegnando al territorio comunale di Rivalta di Torino la "Zona 3".

Determinazione della categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei suoli, la categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione è stata definita secondo la procedura specificata al punto 3.2.1. del D.M. Infrastrutture e Trasporti del 14/09/2005 "Norme tecniche per le costruzioni", che prevede che la classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_s ovvero sul numero medio di colpi N_{SPT} ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media c_u . Le categorie indicate al punto 3.2.2 (Categorie di sottosuolo) delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", approvate con D.M. 14/01/2008 risultano le seguenti:

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 fine 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 $c_{u,30} > 250$ 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 $70 < c_{u,30} < 250$ 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 $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabelle 3.2.II – Categorie di sottosuolo e 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo

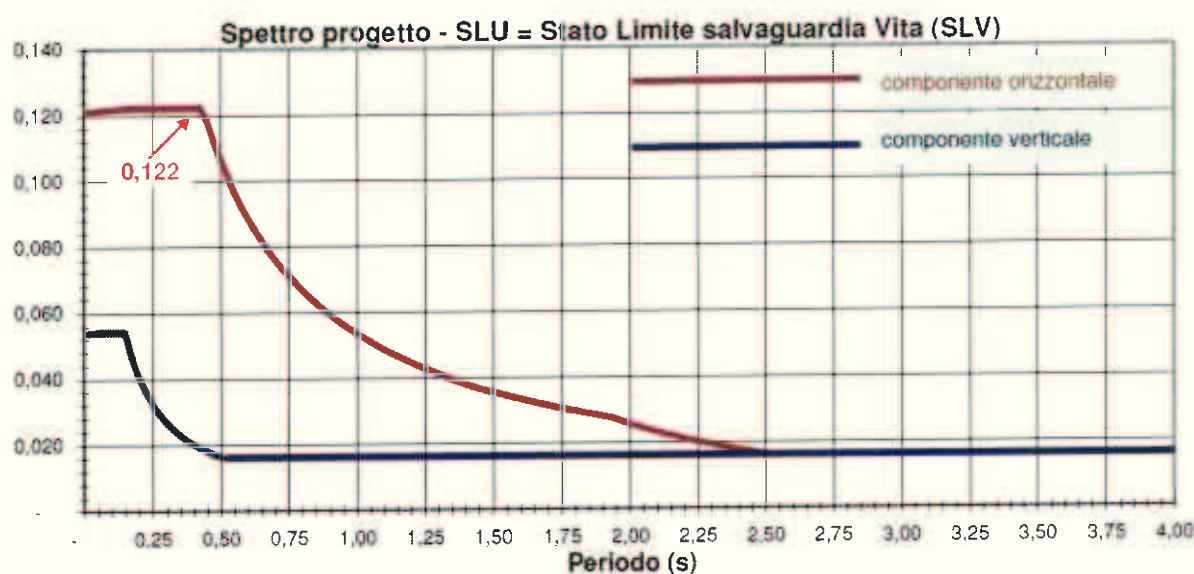
Nel caso in esame si è ritenuto opportuno classificare il profilo stratigrafico del suolo di fondazione come appartenente alla **CATEGORIA C** di cui all'*Ordinanza PCM n.3274 del 20/03/2003* ed al *D.M. 14/09/2005*.

Parametri sismici

- coordinate geografiche del sito: LONG 7,515936 E – LAT 45,011856 N
- vita nominale della struttura: 50 anni
- classe d'uso: II
- topografia: T1
- fattore topografico S_t : 1,0
- categoria del suolo: C
- fattore stratigrafico S_s : 1,5
- coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al sito β_s : 0,24
- fattori di struttura: $\xi = 5,0$; $q_{orizzontale} = 2,60$; $q_{verticale} = 1,50$ valori ipotizzati, non forniti dal Progettista

Adottando tali parametri si sono ottenuti i seguenti risultati:

SL	P_{VR}	T_R	a_g	F_o	T_C^*	S	Tb	T_C	T_D	F_v
Salv. Vita	10%	475	0,0808 g	2,62	0,27	1,50	0,15	0,44	1,92	1,01



Considerando le caratteristiche delle opere in progetto si è ricavato il valore dell'inerzia della struttura $K_{h_i} = 0,122$ sullo spettro di progetto, rappresentata cautelativamente dal valore della funzione in corrispondenza del massimo. Inoltre si sono ricavate la componente sismica orizzontale (inerzia del suolo) $K_{h_k} = 0,044$ e quella verticale $K_v = 0,022$.

Valutazione della suscettibilità ai fenomeni di liquefazione dei depositi presenti nel sottosuolo dell'area oggetto d'intervento

Considerando che l'accelerazione sismica attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) risulta inferiore a 0,1g (cfr. punto 2 del §.7.11.3.4.2 del DM 11.01.2008), come risultato dai calcoli effettuati nel paragrafo precedente ($a_g = 0,0808$ g), si ritiene che per il caso in esame i depositi presenti nel sottosuolo non possiedano caratteristiche granulometriche e di addensamento tali da far temere fenomeni di liquefazione in presenza di sollecitazioni sismiche e che possa quindi essere esclusa la verifica a liquefazione.

MODELLO GEOTECNICO

Le caratteristiche geotecniche dei materiali presenti nel sottosuolo dell'area d'intervento sono state definite avvalendosi dell'interpretazione dei dati relativi all'esecuzione di alcune prove penetrometriche dinamiche realizzate nel maggio 2011 all'interno del PEC CC10-22 di via Gobetti (circa 760 m a SO dell'area oggetto d'intervento), nell'ottobre 2011 in via Fenestrelle (circa 670 m ad NE rispetto al fabbricato oggetto d'intervento) e nell'ottobre 2011 all'interno del lotto 34 del PEC CC09-10-22 di via Alfieri (circa 700 m a SSO dell'area oggetto d'intervento).

Nel caso specifico si è ritenuto opportuno utilizzare un coefficiente di correlazione pari a 0,85 ottenendo i valori di N_{SPT} .

Analisi statistica dei dati

Attraverso l'analisi statistica si è proceduto alla realizzazione di un modello geotecnico, basato sull'interpretazione dei dati ricavati dalle prove. Sono state calcolate la media dei valori dei parametri, il valore caratteristico relativo ad un volume di sottosuolo considerato "piccolo" (rotture locali – fondazioni di piccole dimensioni), corrispondente al 5° percentile della distribuzione del campione ed il valore caratteristico relativo ad un volume di sottosuolo considerato "grande" (fondazioni rigide), che corrisponde al 5° percentile della distribuzione della media.

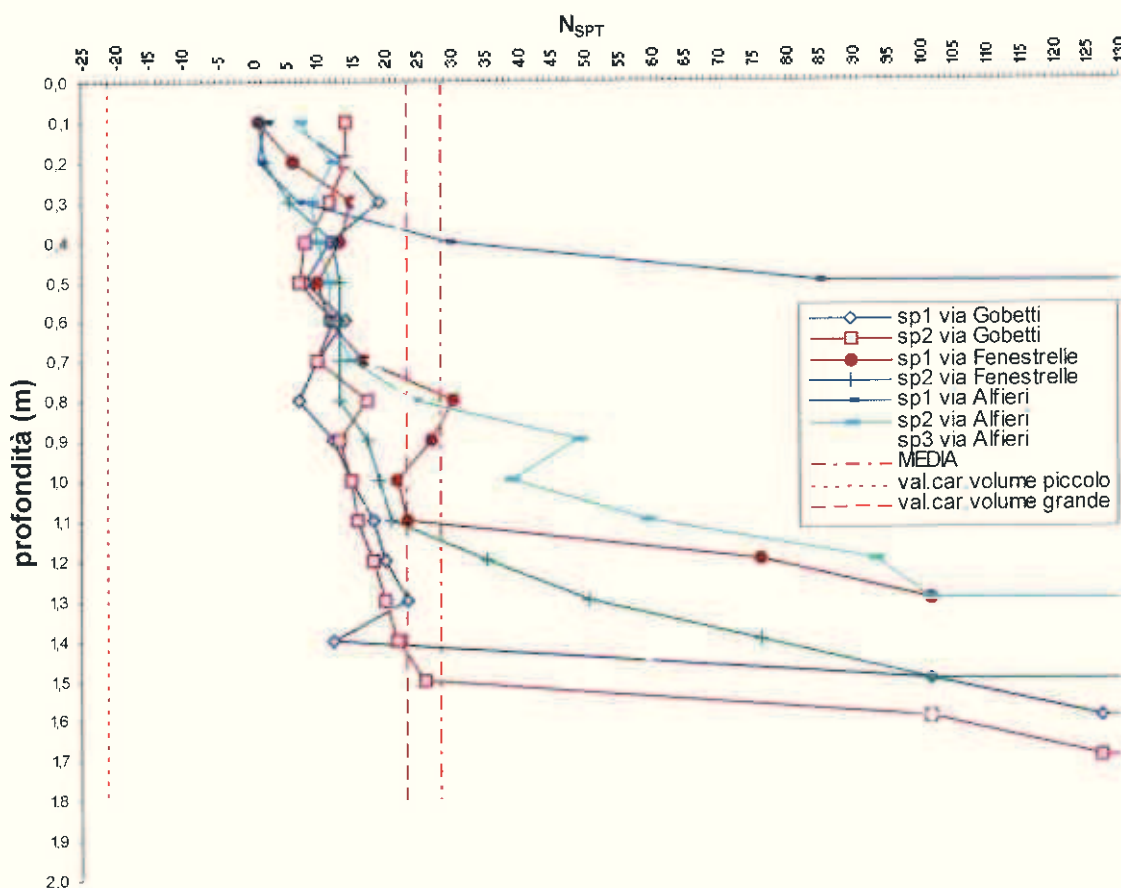


Grafico " N_{SPT} -profondità"

Nel caso oggetto di studio il volume può essere definito "grande", pertanto come valore caratteristico è stato considerato quello determinato per un unico strato, nell'ipotesi di "volume grande" calcolato utilizzando la "t" di Student ad n-1 gradi di libertà:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0,95} \cdot \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

dove: x_k = valore caratteristico desiderato

\bar{x} = valore medio della popolazione, ipotizzato = al valore medio del campione

t = valore della distribuzione di Student ad n-1 gradi di libertà con probabilità $u=95\%$ (ossia $1-\alpha=0,95$ o $\alpha=0,05$)

s = deviazione standard
n = numero di dati

In particolare i calcoli eseguiti hanno consentito di ottenere un valore del numero di N_{SPT} , utilizzabile ai fini della determinazione del valore dell'angolo di attrito interno, pari a $N_{SPT} = 23,3$.

Ai fini della verifica agli "stati limite ultimi SLU per carico limite" e della verifica agli "stati limite di esercizio SLE" verrà utilizzato l'Approccio 2 (A1, M1, R3) di cui all'art.6.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008 che prevede l'applicazione ai parametri geotecnici caratteristici del terreno (pedice k) di coefficienti parziali $\gamma_M = 1$, in modo tale da ricavare i parametri (pedice d).

Ai fini della verifica "stati limite ultimi SLU per scorrimento sul piano di fondazione" verrà invece utilizzato l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2, M2, R2), che prevede l'applicazione, ai parametri geotecnici caratteristici, del coefficiente parziale $\gamma_M = 1,25$ (art.6.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008) secondo le seguenti relazioni:

$$\gamma_d = \gamma_k \qquad c'_d = c'_k / \gamma_M \qquad \varphi'_d = \tan^{-1}(\tan \varphi_k / \gamma_M)$$

Peso di volume

Sulla base dei risultati ottenuti da precedenti indagini, eseguite su litotipi aventi caratteristiche analoghe a quelli oggetto di studio, si ritiene corretto assumere un *peso di volume caratteristico*, che corrisponde ad un *peso di volume di progetto* pari a $\gamma_k = 1,80 \text{ t/m}^3 = 17,65 \text{ kN/m}^3$.

Coesione

La *coesione drenata* viene considerata nulla poiché trattasi di materiali non propriamente coesivi, pertanto viene assunto un valore di *coesione caratteristico*, corrispondente ad un valore di *coesione di progetto* $c'_d = 0,00 \text{ t/m}^2 = 0,00 \text{ kPa}$.

Resistenza allo sforzo di taglio

La determinazione dell'*angolo di resistenza al taglio* φ è stata compiuta utilizzando il metodo di correlazione sviluppato da *Peck-Hanson & Thornburn*, valido per le sabbie in genere e che trova le sue condizioni ottimali di applicabilità per profondità di prova inferiori a circa 5 m per terreni sopra falda ed inferiori a circa 8 m per terreni in falda (pressione efficace inferiore a $8 \div 10 \text{ t/m}^2$), che correla φ a N_{SPT} dello strato, secondo la seguente relazione: $\varphi'_k = 27,2 + (0,28 \cdot N_{SPT})$. Si è così ottenuto un *valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio* corrispondente ad un *valore di progetto* pari a $\varphi'_d = 33,7^\circ$. Applicando il coefficiente parziale $\gamma_M = 1,25$ si è ricavato un *valore di progetto* pari a $\varphi'_d = 28^\circ$ da utilizzarsi ai fini della verifica agli stati limite ultimi per scorrimento sul piano di fondazione.

Modulo di compressibilità

La determinazione del *modulo di deformazione* è stata compiuta utilizzando il metodo di *Schmertmann (1978)*, valido per le sabbie in genere, che non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di N_{SPT} , una diminuzione di E con la profondità. Il metodo si basa sulla seguente relazione: $E = 2 \cdot B \cdot N_{SPT}$, dove B è una costante variabile in funzione della litologia che, nel caso in esame, è stata posta pari a 10. Si è così ricavato un *valore caratteristico del modulo di deformazione* $E_k = 466 \text{ kg/cm}^2$.

Coefficiente di sottofondo

Per quanto concerne la valutazione del *coefficiente di sottofondo* si ricorre ad una determinazione di tipo analitico che consente di ottenere k_s in funzione del modulo di compressibilità ricavato. Secondo *Terzaghi* il coefficiente di sottofondo è legato sia ai parametri di deformazione del terreno, sia alle dimensioni della fondazione; per una fondazione di base B, uniformemente caricata, poggiata su uno strato compressibile di potenza H, essendo E_c il modulo di deformazione di tale strato, la relazione che esprime il coefficiente di sottofondo risulta:

$$k_{s\text{-cordolo}} = \alpha_2 \cdot E_c / B_c$$

dove: α_2 = coeff. funzione della potenza dello strato compressibile e delle dimensioni della base della fondazione

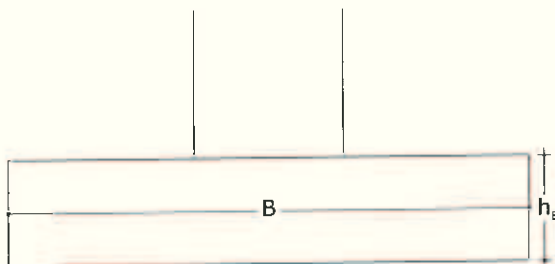
Ipotizzando cautelativamente uno spessore compressibile avente potenza pari a 3 m ed una dimensione di base della fondazione pari a $B = 1,20$ m, si ottiene mediante un apposito diagramma $\alpha_2 = 1,11$. Sostituendo i corrispondenti valori nelle precedenti relazioni, si ricava un valore del coefficiente di sottofondo pari a $k_s = 4,31 \text{ kg/cm}^3$.

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Il calcolo analitico della capacità portante viene eseguito seguendo la metodologia proposta da *Brinch-Hansen (1970)* utilizzando la seguente relazione:

$$q_{lim} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot z_{\gamma} \cdot r_{\gamma} \right) + \left(c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot z_c \right) + \left(q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot z_q \right)$$

- dove:
- γ' = peso di volume terreno sottostante la fondazione
 - B = larghezza della fondazione
 - c' = coesione drenata
 - q' = sovraccarico agente ai lati della fondazione: $\gamma' \cdot D$ (prof. piano imposta)
 - N_{γ}, N_c, N_q = coeff. di capacità portante
 - s_{γ}, s_c, s_q = coeff. di forma della fondazione
 - i_{γ}, i_c, i_q = coeff. di inclinazione del carico
 - d_c, d_q = coeff. di affondamento
 - b_{γ}, b_c, b_q = coeff. di inclinazione della base della fondazione
 - g_{γ}, g_c, g_q = coeff. di inclinazione del piano campagna
 - z_{γ}, z_c, z_q = coeff. di inerzia sismica (Paolucci & Pecker, 1997)
 - r_{γ} = coeff. di Bowles



DATI PROGETTUALI FONDAZIONE A CORDOLO
 $B = 1,20$ m: larghezza fondazione
 $L = 3,00$ m: lunghezza fondazione
 $h = 0,40$ m: altezza fondazione
 $D = 0,80$ m: profondità d'incasso
 $P_p = 3,60 \text{ t} \approx 35,4 \text{ kN}$: peso fondazione
 $A_e = 3,60 \text{ m}^2$: area efficace

Adottando i parametri geotecnici assunti in precedenza e considerando la geometria di fondazione sopra indicata, si è calcolato dapprima il valore del carico limite e successivamente, al fine di ottenere il valore di progetto della resistenza del terreno o del "sistema geotecnico" R_d (capacità portante) da confrontarsi con il valore di progetto dell'azione o "effetto dell'azione" E_d nella verifica agli stati limite ultimi SLU, a questo è stato applicato il coefficiente globale di sicurezza $\gamma_R = 2.3$ utilizzando l'Approccio 2 (A1, M1, R3).

INPUT GEOTECNICO		CORDOLO
FS globale gamma-R	γ_R	2,30
Inerzia della struttura K_{hi} (C7.11.5.3.1)	K_{hi}	0,122
Inerzia del suolo: K_{hk} (C7.11.5.3.1.7.)	K_{hk}	0,044
Angolo di attrito di progetto, gradi	Φ_d	33,7
Coazione di progetto, kPa	cd	0
Densità terreno sotto la fondaz, kN m^{-3}	γ'_f	17,65
Densità vespaio o riporto, kN m^{-3}	γ'_v	15,69
Profondità di incasso, m	D	0,80
Larghezza di fondazione, m	B	1,20
Lunghezza di fondazione, m	L	3,00
Eccentricità secondo B, m	e_b	0
Eccentricità secondo L, m	e_l	0
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0

INPUT GEOTECNICO		CORDOLO	
Forze inerziali del suolo?		z	sì
Carico limite, kPa		q _{lim}	480,1
CAPACITÀ PORTANTE,	kPa	R _d	208,7
	kg/cm ²		2,12

Si specifica che il piano di posa delle fondazioni dovrà essere posizionato ad una quota tale per cui il dislivello tra tale piano e l'estradosso del solaio del piano interrato risulti pari ad almeno D = 0,80 m (profondità d'incasso).

VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI SLU

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La condizione di verifica agli stati limite ultimi SLU di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno viene eseguita tramite una disequazione, infatti il valore di progetto della resistenza del terreno R_d deve risultare maggiore o uguale al valore di progetto dell'azione E_d (carico rapportato all'area della fondazione). Ipotizzando (in quanto non fornito dal Progettista) un carico di esercizio massimo pari a 70 t (686,5 kN), sommando il peso proprio della fondazione (P_p) e rapportando il valore del CARICO TOTALE SLU così ottenuto all'area efficace (A_e) della fondazione medesima, si è ricavato il seguente risultato:

CARICO TOTALE agli SLU: N_d = N + P_p = 73,60 t ≈ 721,9 kN

N _d	A _{eff}	R _d	E _d	esito verifica SLU	
kN	m ²	kPa	kPa		
721,9	3,60	208,7	200,6	E _d < R _d	VERIFICATO

Dovrà essere cura del Progettista, in sede di progettazione esecutiva, verificare le geometrie progettuali considerate e la rispondenza delle ipotesi di carico presunte con le azioni effettivamente indotte sul terreno a seguito della realizzazione delle opere in progetto comprensive della sollecitazione sismica e del peso proprio delle fondazioni, applicando le azioni caratteristiche dell'Approccio 2 (azioni A1).

Collasso per scorrimento sul piano di posa

Secondo quanto indicato al paragrafo C7.11.5.3.1 della Circolare n.617 del 02/02/2009, per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1, pertanto risulta preferibile l'impiego dell'Approccio 1 – Comb. 2. La sicurezza deve essere valutata confrontando lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame. Anche in questo caso la condizione di verifica viene eseguita tramite una disequazione, infatti il valore di progetto della resistenza del sistema R_{ds} deve risultare maggiore o uguale al valore di progetto dell'azione orizzontale E_{ds}. Il valore della resistenza del sistema R_{ds} si calcola come somma del contributo relativo alla componente normale del carico (N_d) ed alla resistenza per attrito (tanδ), con la resistenza passiva (E_{pd}), applicando il coefficiente parziale γ_R = 1.1, secondo la formula:

$$R_{ds} = \frac{N_d \cdot \tan \delta + E_{pd}}{\gamma_R}$$

dove: N_d = componente normale del carico
 δ_i = angolo di resistenza per attrito lungo la base, posto normalmente pari a φ_d (= 28°)
 E_{pd} = resistenza passiva, cautelativamente tralasciata (= 0 kPa)
 γ_R = coeff. parziale (= 1.1)

Il valore di progetto del carico orizzontale (E_{ds}) viene invece calcolato come somma del carico orizzontale (o spinta statica S₀, dipendente dal peso di volume γ, dalla profondità d'incasso D e dal coeff. di spinta a riposo k₀) e del taglio sismico (T_k = N_d · K_{hi}), e risulta dalla seguente relazione:

$$E_{ds} = N_d \cdot Kh_i + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_o$$

dove: N_d = componente normale del carico
 Kh_i = inerzia della struttura (= 0,122)
 γ = peso di volume (= 15,69 kN)
 H = profondità d'incasso (= 0,80 m)
 k_o = coeff. di spinta a riposo, che per i depositi normal-consolidati vale $1 - \sin\phi$ (= 0,53)

Considerando il carico agli stati limite ultimi SLU citato precedentemente, agente sulle opere di fondazione in progetto, sommato al peso proprio delle fondazioni (P_f) e sostituendo tale valore nelle precedenti relazioni, si è ottenuto il seguente risultato:

N_d	R_{ds}	E_{ds}	esito verifica SLU
kN	kPa	kPa	
721,9	348,9	90,8	$E_{ds} < R_{ds}$ VERIFICATO

Stabilità globale

In considerazione dell'assetto geomorfologico del territorio in cui si colloca il sito in esame non si ritiene necessario procedere a verifiche di stabilità dell'insieme opera/terreno.

ANALISI DEI CEDIMENTI

La valutazione dei cedimenti del terreno di fondazione nel caso di fondazioni del tipo a cordolo viene svolta sotto le seguenti ipotesi (*Fraser e Wardle, 1976*):

- il comportamento della fondazione tiene conto dell'interazione tra la stessa ed il terreno
- il terreno è schematizzato come un mezzo elastico omogeneo indefinito
- la fondazione è considerata perfettamente liscia, caricata uniformemente, avente rigidezza di valore definito

Con tali ipotesi, nota la rigidezza della struttura, la soluzione viene a dipendere dalla sua geometria e dalle caratteristiche di deformabilità e dal *coefficiente di Poisson* del terreno.

Calcolo della rigidezza della fondazione

Il fattore di rigidezza K_R viene definito come:

$$K_R = \frac{4}{3} \cdot \frac{E_r}{E_c} \cdot \frac{(1 - \nu_s^2)}{1 - \nu_r^2} \cdot \frac{h^3}{B^3}$$

dove: E_r = modulo di compressibilità del calcestruzzo = 2800000 t/m²
 E_c = modulo di compressibilità del terreno = 4660 t/m²
 ν_t = rapporto di *Poisson* della fondazione = 0,2
 ν_s = rapporto di *Poisson* del terreno = 0,3
 h = spessore della fondazione
 B = base della fondazione

la fondazione viene considerata *rigida* se $K_R > 10$ ovvero *flessibile*, se $K_R < 0,05$.

Sostituendo i corrispondenti valori nella precedente relazione si è ottenuto un valore del fattore di rigidezza pari a $K_R = 28,13$.

Calcolo del cedimento massimo

Il cedimento massimo si verifica al centro della fondazione, infatti recenti studi dimostrano che in corrispondenza degli spigoli si osservano valori pari a circa il 70% del cedimento osservato in corrispondenza della verticale baricentrica. Ai fini del calcolo del cedimento massimo è necessario definire il coefficiente di influenza I_A , dipendente dalla forma della fondazione, dallo spessore dello strato compressibile e dalla profondità del piano di posa. Tale coefficiente è ricavabile secondo un opportuno procedimento analitico, pro-

posto da *Tsytoovich (1976)* che tiene conto della geometria della fondazione, del punto di applicazione del carico e delle ipotesi di calcolo relative al mezzo considerato (mezzo omogeneo indefinito, semispazio omogeneo, strato omogeneo di spessore limitato). Nel caso più generale di un'area di carico quadrata o rettangolare poggiata su un mezzo elastico di limitato spessore, la soluzione si esprime nella forma:

$$S_d = P_e \cdot B \cdot \frac{(1 - \nu_s^2)}{E_c} \cdot I_A$$

dove: $N_d = N + P_p$ $P_p = h \cdot L \cdot B \cdot \gamma_{cls}$ ($\gamma_{cls} = 2.5 \text{ t/m}^3$)

Qualora si voglia valutare il cedimento di un'area di carico su mezzo omogeneo indefinito, limitando però l'integrazione ad una zona attiva di spessore definito h , il coefficiente d'influenza I_A andrebbe corretto applicando gli opportuni rapporti h/B , idoneamente tabellati (*Berardi, 1992*). Tuttavia, tali rapporti indicano che l'errore che si commette se si assimila il volume di integrazione ad uno strato di spessore finito diviene sensibile solo quando il rapporto h/B diventa minore o uguale a 0,5. Pertanto, l'usuale procedimento di ricorrere a soluzioni che implicano l'ipotesi di uno strato di spessore finito, si ritiene validamente giustificata. Considerando il carico totale agente sulle opere di fondazione in progetto ipotizzato in precedenza, comprensivo del peso proprio delle fondazioni (P_p) e sostituendo tali parametri nella precedente relazione si è ottenuto il seguente valore del cedimento:

B (m)	K_R	I_A	N_d (t)	S_d (cm)
1,20	28,13	0,80979	73,60	0,39

VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La condizione di verifica agli stati limite di esercizio SLE viene eseguita tramite una disequazione, per la quale il valore del carico di progetto E_d deve essere uguale o minore del valore del carico C_d , che causa verosimilmente un cedimento S_c corrispondente alla soglia massima tollerabile. Analogamente è possibile confrontare i valori di cedimento S_d ricavati applicando i carichi di esercizio E_d con il valore S_c corrispondente alla soglia massima tollerabile. Tale valore può essere assimilato al valore di cedimento ammissibile per fondazioni a plinto/platea su terreni sabbiosi proposto da *Grant et al. (1974)* ed espresso dalla relazione $S_{amm} = \beta_{amm} \cdot 15000$, dove per una rotazione relativa $\beta_{amm} = 1/500$ (valore limite di rotazione relativa per il quale non si osservano fessurazioni in edifici con struttura portante in calcestruzzo armato e murature di tamponamento secondo *Polshin & Tokar, 1957*) si ottiene $S_c = 3,0 \text{ cm}$.

S_d	S_c	esito verifica
0,39 cm	3,0 cm	$S_d < S_c$ VERIFICATO

Dovrà essere cura del Progettista, in sede di progettazione esecutiva, verificare la geometria progettuale considerata e la rispondenza delle ipotesi di carico presunte con le azioni effettivamente indotte sul terreno a seguito della realizzazione delle opere in progetto, applicando l'Approccio 2 (Azioni A1), comprensive della sollecitazione sismica e del peso proprio delle fondazioni.

CONCLUSIONI

Lo studio eseguito consente di esprimere le seguenti considerazioni:

- Secondo quanto indicato sulla *Tavola G10 – Sovrapposizione della carta di sintesi della pericolosità geomorfologica con le zone normative di PRGC. Tavola sud (prof. geol. Bortolami G., 2011)*, l'area oggetto d'intervento si colloca in Classe IIb.
- Le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, valutate sulla base delle analisi eseguite sui dati disponibili possono definirsi buone, tuttavia il comportamento geotecnico appare condizionato dalla possibilità che possano verificarsi oscillazioni sismiche. In particolare potranno assumersi valori di capacità portante ammissibile (calcolata con l'Approccio 2) pari a $R_d = 2,12 \text{ kg/cm}^2$, calcolato per una fondazio-

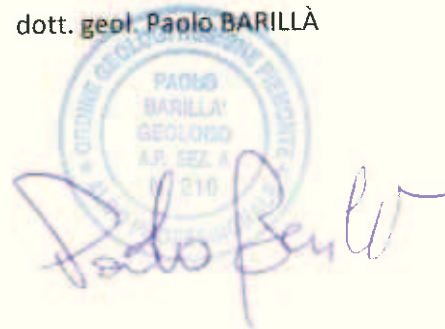
ne a cordolo caratterizzata da valori di larghezza $B = 1,20$ m, $L = 3,00$ m e altezza $h = 0,40$ m ed il cui piano d'imposta sia localizzato ad una profondità pari ad almeno $D = 0,80$ m rispetto all'estradosso del solaio del piano interrato.

- La verifica agli stati limite ultimi SLU per carico limite ha consentito di accertare che i valori del carico di progetto, comprensivi del peso proprio delle fondazioni e rapportato all'area di fondazione (valori di progetto dell'azione E_d), risultano inferiori ai valori di progetto della resistenza del terreno (R_d) calcolati per la tipologia di fondazione considerata e di geometria assegnata.
- La verifica agli stati limite ultimi SLU per scorrimento ha consentito di accertare che le azioni di progetto del carico orizzontale (valori di progetto dell'azione E_{ds}) risultano inferiori ai valori di progetto della resistenza orizzontale del terreno R_{ds} per la tipologia di fondazione considerata e di geometria assegnata.
- La verifica agli stati limite di esercizio SLE ha evidenziato che i valori di cedimento S_d ricavati applicando i carichi di progetto massimi ipotizzati, sommati al peso delle fondazioni, risultano inferiore ai valori della soglia massima tollerabile S_c per la tipologia di fondazione considerata e di geometria assegnata.
- Dovrà essere cura del Progettista, in sede di progettazione esecutiva, verificare le geometrie progettuali considerate e la rispondenza delle ipotesi di carico presunte con le azioni effettivamente indotte sul terreno a seguito della realizzazione delle opere in progetto, comprensive della sollecitazione sismica e del peso proprio delle fondazioni.
- Per quanto riguarda le opere di scavo da eseguirsi nell'ambito dell'intervento, secondo quanto disposto dagli art.118 e 119 del D.L. 09/04/2008 n.81 "Attuazione dell'art.1 della L. 03/08/2007 n.123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro", gli scavi dovranno essere eseguiti procedendo per settori successivi provvedendo all'immediata armatura delle pareti attraverso opere di sostegno provvisorie, che dovranno sporgere dal ciglio di almeno 30 cm. Si raccomanda di eseguire, per quanto possibile, le operazioni di sbancamento in periodi non piovosi, in ogni caso qualora i fronti di scavo dovessero essere interessati da precipitazioni meteoriche dovranno essere prontamente protetti con un idoneo rivestimento costituito da teli impermeabili.

Sulla base dei dati ricavati dalla verifica dell'assetto stratigrafico locale, dai calcoli relativi alla capacità portante ed ai cedimenti del sistema terreno/fondazioni, eseguiti adottando parametri geotecnici ricavati dall'elaborazione statistica dei dati disponibili, subordinatamente all'osservanza delle suddette indicazioni, si conferma la compatibilità geologica-geotecnica del territorio con l'esecuzione delle opere in progetto.

il tecnico

dott. **geol. Paolo BARILLA**



The image shows a circular professional stamp of the Italian Geological Association (Associazione Nazionale Geologi). The stamp contains the text: "ASSOCIAZIONE NAZIONALE GEOL. ITALIANA", "PAOLO BARILLA", "GEOLOGO", "A.P. 022/A", and "010". Below the stamp is a handwritten signature in blue ink that reads "Paolo Barilla".

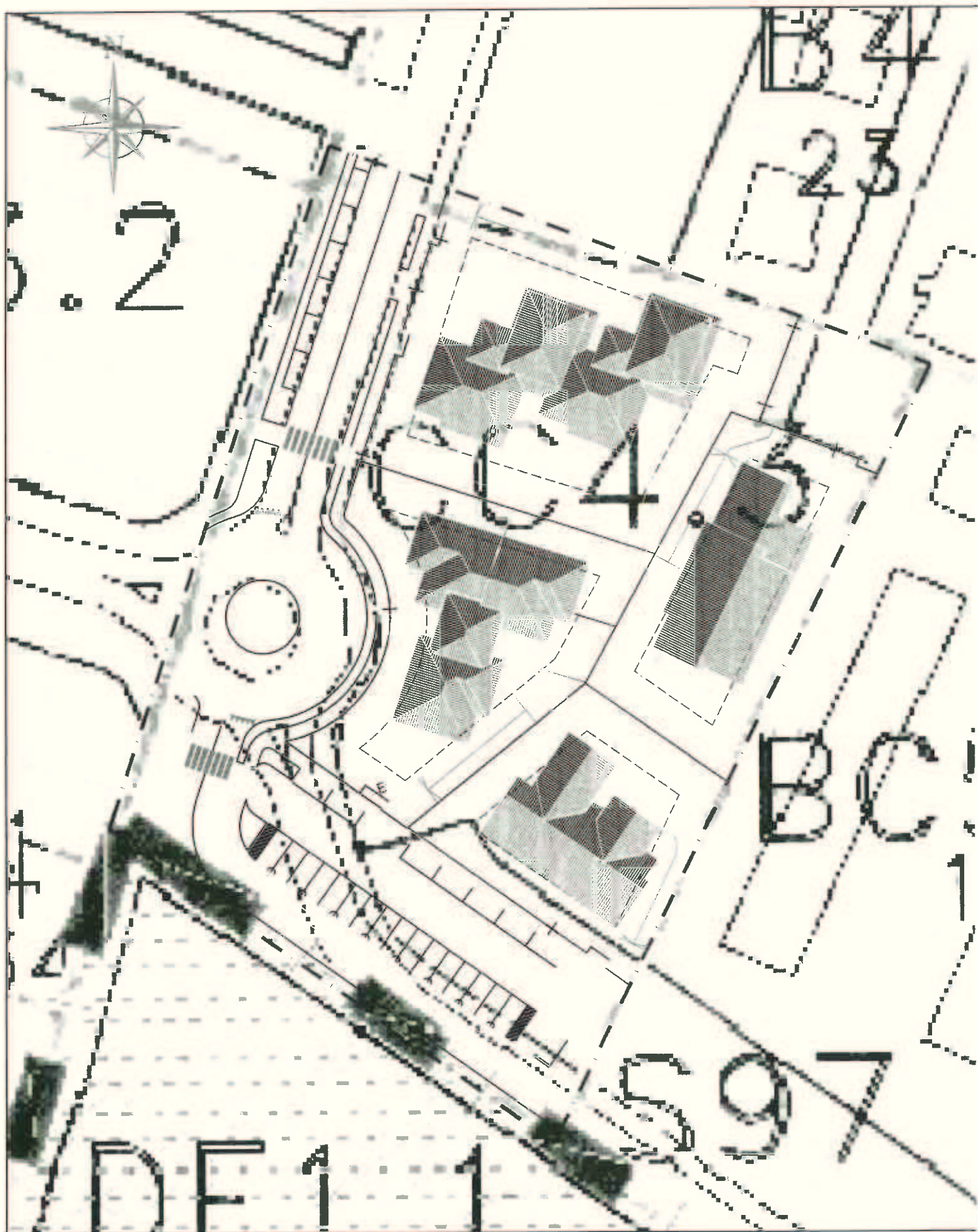
ELENCO ALLEGATI

- 1. Estratto di PRGC vigente del comune di Rivalta di Torino (TO)**
- 2. Estratto di mappa CT foglio 29 del comune di Rivalta di Torino (TO)**
- 3. Inserimento planimetria di progetto in PRGC**
- 4. Planimetria generale intervento in progetto**
- 5. Profili altimetrici di massima**
- 6. Prova penetrometrica dinamica sp1 realizzata nel 2011 tra via Gobetti e via Alfieri**
- 7. Prova penetrometrica dinamica sp2 realizzata nel 2011 tra via Gobetti e via Alfieri**
- 8. Prova penetrometrica dinamica sp1 realizzata nel 2011 in via Fenestrelle**
- 9. Prova penetrometrica dinamica sp2 realizzata nel 2011 in via Fenestrelle**
- 10. Prova penetrometrica dinamica sp1 realizzata nel 2011 in via Alfieri**
- 11. Prova penetrometrica dinamica sp2 realizzata nel 2011 in via Alfieri**
- 12. Prova penetrometrica dinamica sp3 realizzata nel 2011 in via Alfieri**

PLANIMETRIA CATASTALE



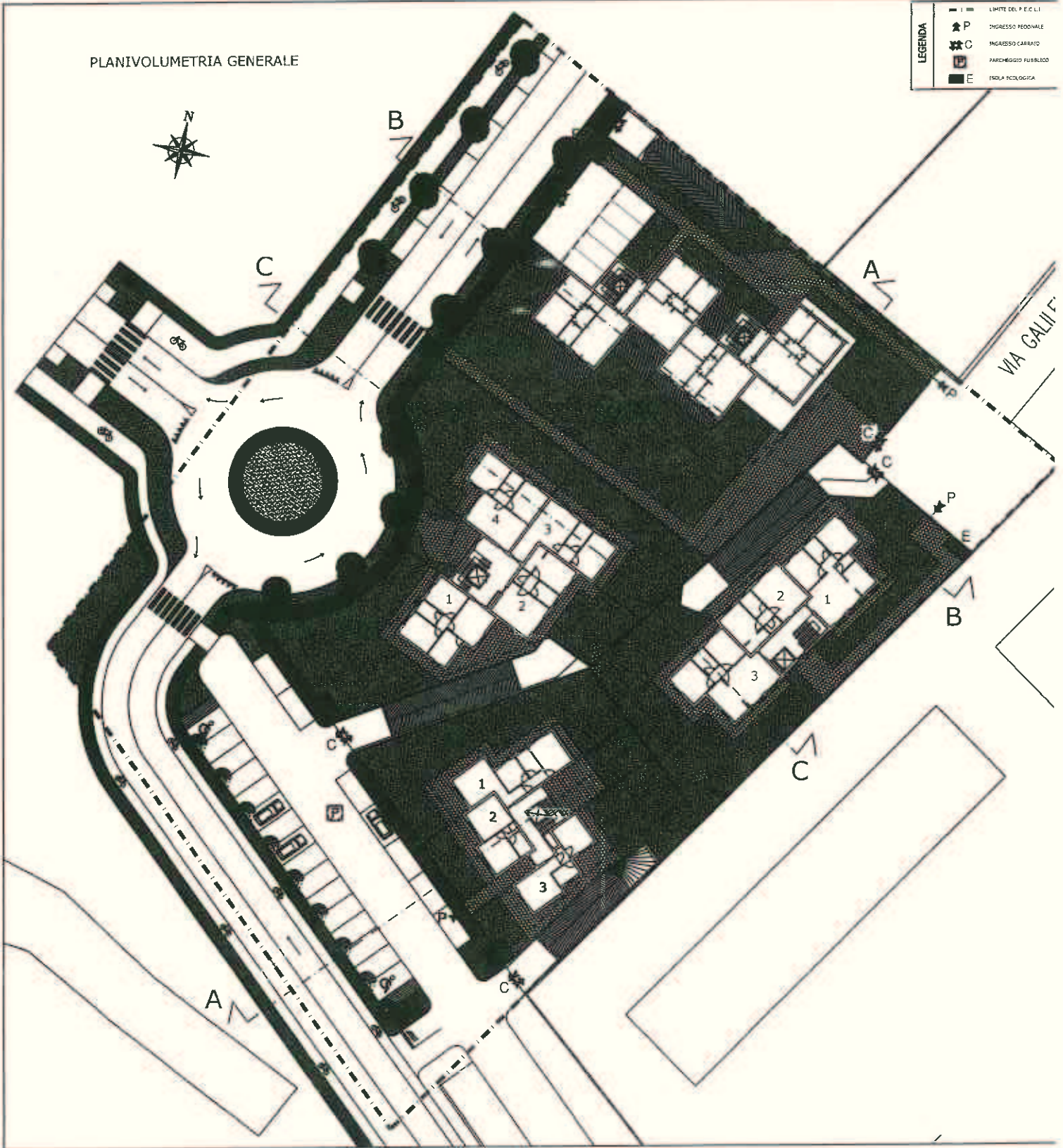
INSERIMENTO PLANIMETRIA DI PROGETTO IN P.R.G.C.



PLANIVOLUMETRIA GENERALE

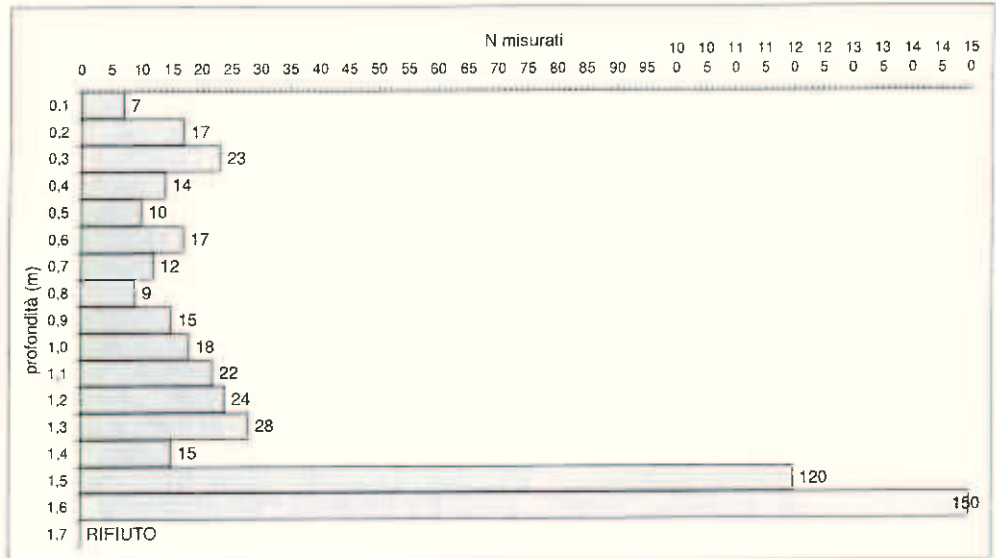


LEGENDA	
	LIMITE DEL P. E.C. L.1
	INGRESSO PEDONALE
	INGRESSO CARROZZI
	PARCHEGGIO PUBBLICO
	ISOLA ECOLOGICA



RIVALTA DI TORINO (TO)
 PEC CC10-22 - tra via Gobetti e via Alfieri
 foglio 36 mappale 830
 18/05/2011

sp1		
N_{misurati}	profondità	N_{SPT}
7	0,10	5,95
17	0,20	14,45
23	0,30	19,55
14	0,40	11,9
10	0,50	8,5
17	0,60	14,45
12	0,70	10,2
9	0,80	7,65
15	0,90	12,75
18	1,00	15,3
22	1,10	18,7
24	1,20	20,4
28	1,30	23,8
15	1,40	12,75
120	1,50	102
150	1,60	127,5
RIFIUTO	1,70	RIFIUTO



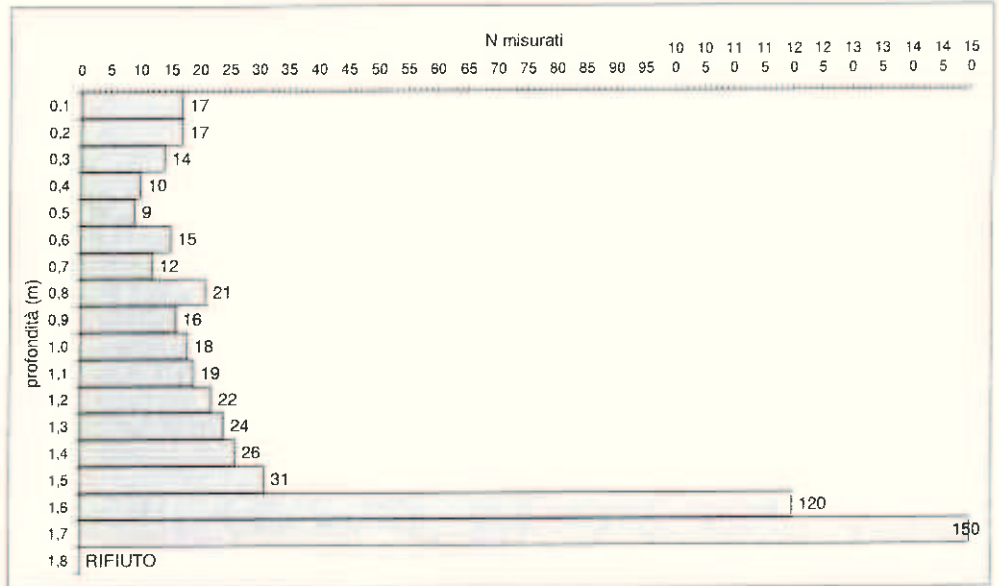
FALDA = non raggiunta



RIVALTA DI TORINO (TO)
 PEC CC10-22 - tra via Gobetti e via Alfieri
 foglio 30 mappale 790
 18/05/2011

sp2

N _{misurati}	profondità	N _{SPT}
17	0,10	14,45
17	0,20	14,45
14	0,30	11,9
10	0,40	8,5
9	0,50	7,65
15	0,60	12,75
12	0,70	10,2
21	0,80	17,85
16	0,90	13,6
18	1,00	15,3
19	1,10	16,15
22	1,20	18,7
24	1,30	20,4
26	1,40	22,1
31	1,50	26,35
120	1,60	102
150	1,70	127,5
RIFIUTO	1,80	RIFIUTO



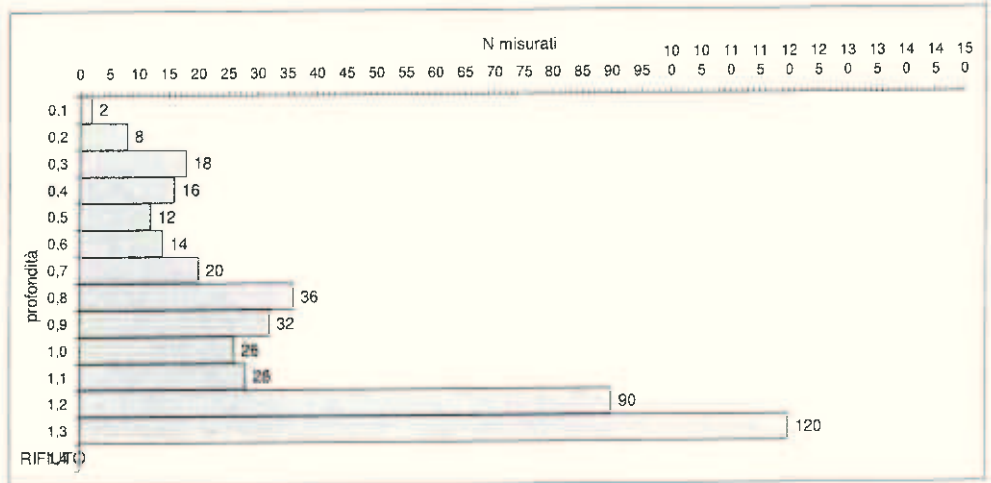
FALDA = non raggiunta



RIVALTA DI TORINO (TO)
 via Fenestrelle
 foglio 28 mappale 422
 26/10/2011

sp1

N _{misurati}	profondità	N _{SPT}
2	0,10	1,7
8	0,20	6,8
18	0,30	15,3
16	0,40	13,6
12	0,50	10,2
14	0,60	11,9
20	0,70	17
36	0,80	30,6
32	0,90	27,2
26	1,00	22,1
28	1,10	23,8
90	1,20	76,5
120	1,30	102
RIFIUTO	1,40	RIFIUTO



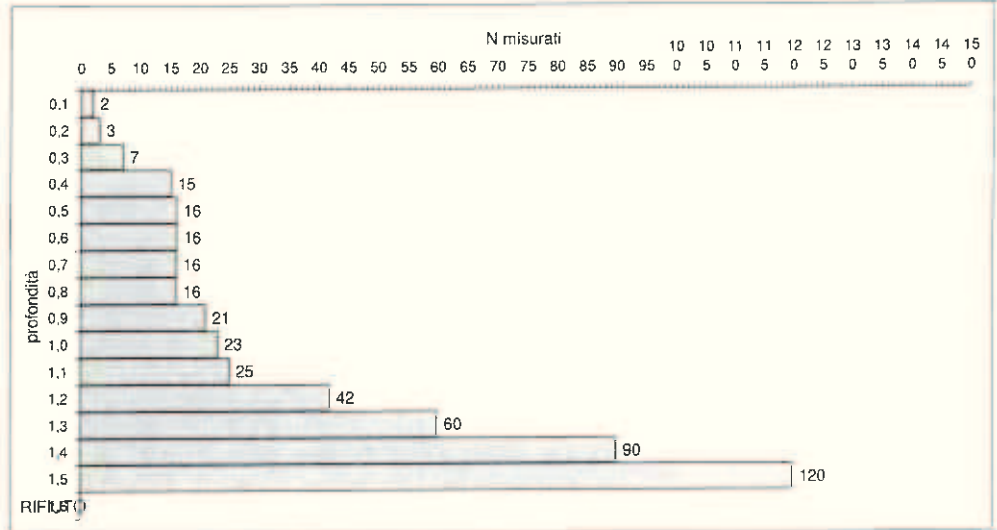
FALDA = non raggiunta



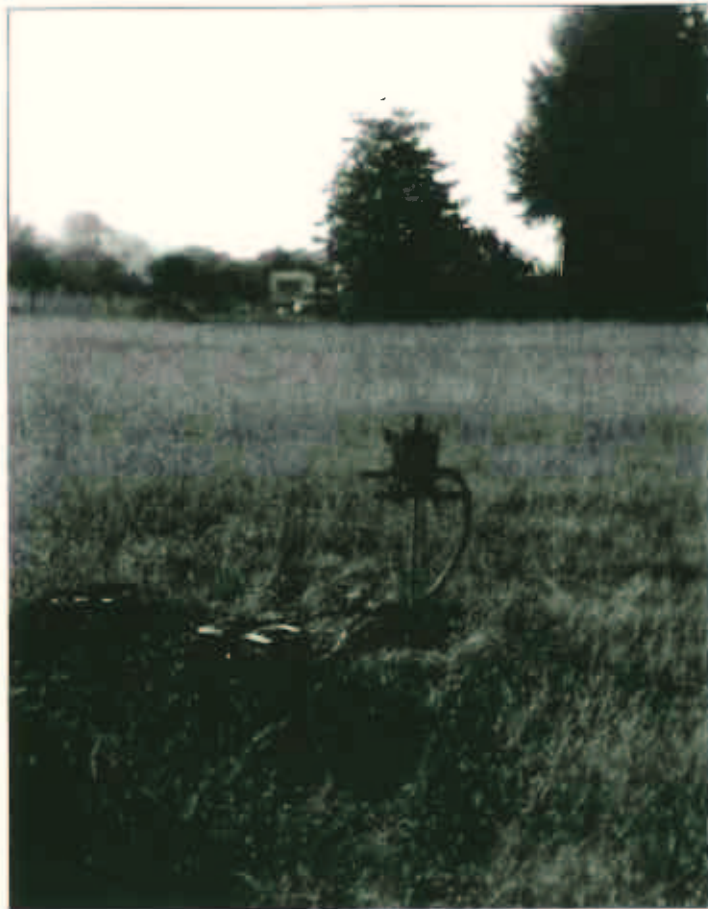
RIVALTA DI TORINO (TO)
 via Fenestrelle
 foglio 28 mappale 422
 26/10/2011

sp2

N _{misurati}	profondità	N _{SPT}
2	0,10	1,7
3	0,20	2,55
7	0,30	5,95
15	0,40	12,75
16	0,50	13,6
16	0,60	13,6
16	0,70	13,6
16	0,80	13,6
21	0,90	17,85
23	1,00	19,55
25	1,10	21,25
42	1,20	35,7
60	1,30	51
90	1,40	76,5
120	1,50	102
RIFIUTO	1,60	RIFIUTO



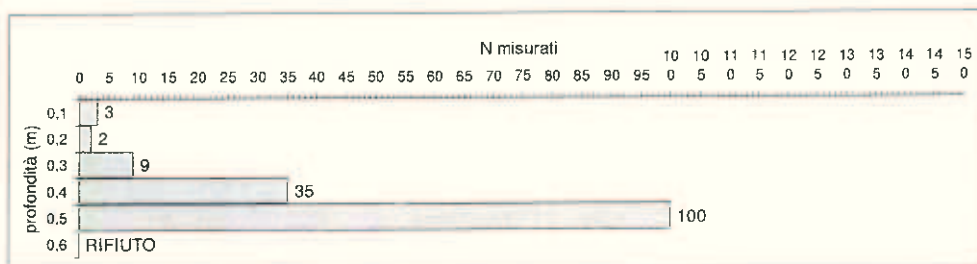
FALDA = non raggiunta



RIVALTA DI TORINO (TO)
 PEC CC09-10-22 - lotto 34
 via Alfieri
 foglio 30 mappale 760
 05/10/2011

sp1

N _{misurati}	profondità	N _{SPT}
3	0,10	2,55
2	0,20	1,7
9	0,30	7,65
35	0,40	29,75
100	0,50	85
RIFIUTO	0,60	RIFIUTO



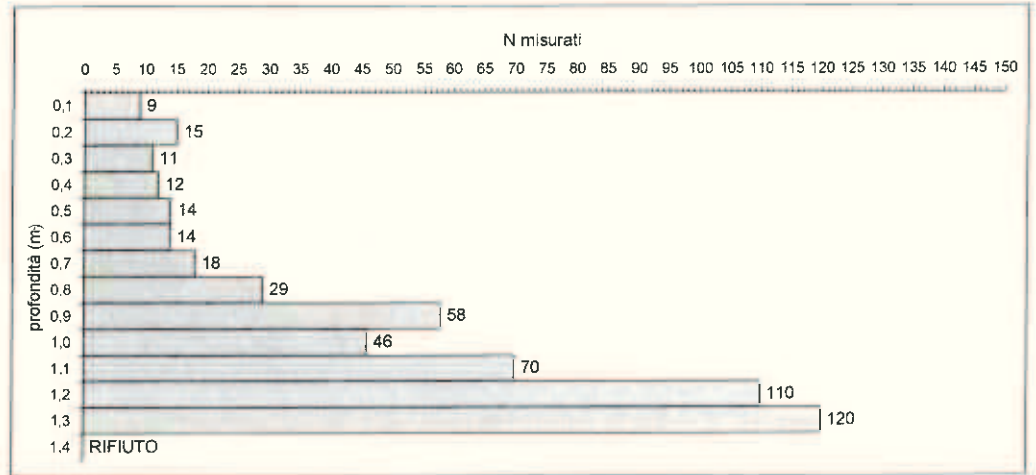
FALDA = non raggiunta



RIVALTA DI TORINO (TO)
 PEC CC09-10-22 - lotto 34
 via Alfieri
 foglio 30 mappale 855
 05/10/2011

sp2

N_{misurati}	profondità	N_{SPT}
9	0,10	7,65
15	0,20	12,75
11	0,30	9,35
12	0,40	10,2
14	0,50	11,9
14	0,60	11,9
18	0,70	15,3
29	0,80	24,65
58	0,90	49,3
46	1,00	39,1
70	1,10	59,5
110	1,20	93,5
120	1,30	102
RIFIUTO	1,40	RIFIUTO



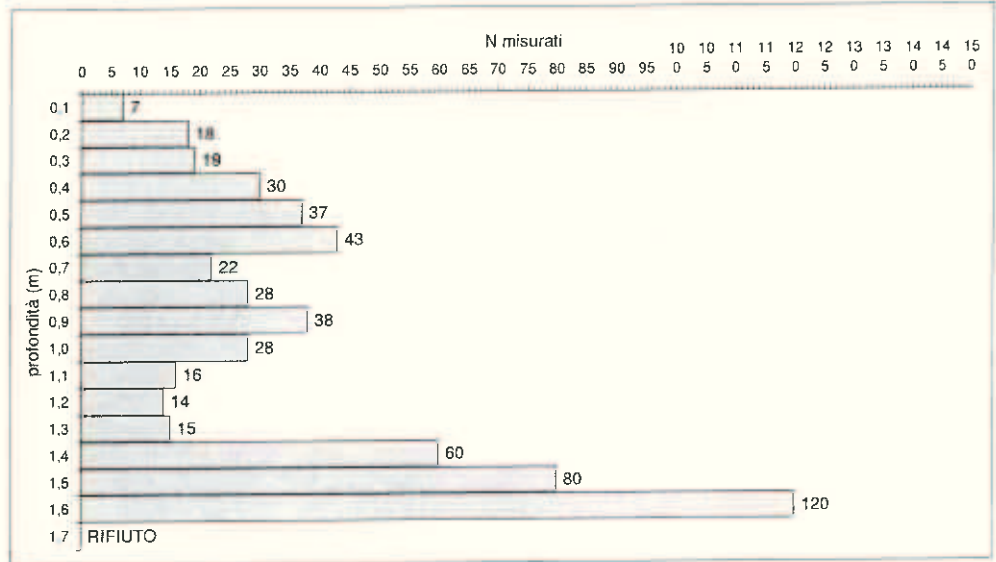
FALDA = non raggiunta



RIVALTA DI TORINO (TO)
 PEC CC09-10-22 - lotto 34
 via Alfieri
 foglio 30 mappale 761
 05/10/2011

sp3

N _{misurati}	profondità	N _{SPT}
7	0,10	5,95
18	0,20	15,3
19	0,30	16,15
30	0,40	25,5
37	0,50	31,45
43	0,60	36,55
22	0,70	18,7
28	0,80	23,8
38	0,90	32,3
28	1,00	23,8
16	1,10	13,6
14	1,20	11,9
15	1,30	12,75
60	1,40	51
80	1,50	68
120	1,60	102
RIFIUTO	1,70	RIFIUTO



FALDA = non raggiunta

