

REGIONE PIEMONTE - PROVINCIA DI TORINO

COMUNE DI AIRASCA

PIANO ESECUTIVO CONVENZIONATO PER REALIZZAZIONE
EDIFICIO CONDOMINIALE DI CIVILE ABITAZIONE IN ZONA Pec 12
S.R. n. 23 angolo S.P. n. 139

PROPRIETÀ:

EDILART S.A.S. DI CASARONE & C.

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

IL TECNICO INCARICATO
DOTT. GEOL. FRANCESCO PERES

Francesco Peres



MAGGIO 2009

GEOALPI CONSULTING - GEOLOGI ASSOCIATI

Marco BARBERO - Raffaella CANONICO - Francesco PERES

Via Saluzzo 52 - 10064 Pinerolo (TO)
Tel. & Fax. 0121 375017

P. IVA 09303590013



INDICE

1. PREMESSA	1
2. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI GENERALI.....	3
3. ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE	3
4. IDROGRAFIA DI SUPERFICIE	5
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ED INDIVIDUAZIONE DEL PIANO DI IMPOSTA DELLE FONDAZIONI	7
6. VERIFICA DEL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI	10
7. CONCLUSIONI	12

1. PREMESSA

Il presente studio è stato condotto al fine di definire le caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geotecniche del territorio immediatamente circostante i terreni in cui è prevista la costruzione di un edificio condominiale di civile abitazione, in Strada Regionale n. 23 "del Sestriere" angolo Strada Provinciale n. 139 per Villafranca P.te, Comune di Airasca, TO (cfr. Figura 01).

In particolare, il fabbricato sarà caratterizzato da 3 piani fuori terra ed un piano cantine seminterrato, il cui calpestio coinciderà con l'attuale piano campagna del lotto edificatorio; i locali seminterrati, infatti, verranno individuati mediante il riporto di terreno per un'altezza pari a circa 1,2 m. In tal modo, il primo piano abitabile si collocherà circa 3 m sopra l'attuale piano campagna. È prevista anche la realizzazione di un basso fabbricato da destinare ad autorimesse, oltre le opere di urbanizzazione (aree pertinenziali e parcheggi)⁽¹⁾.

Dal punto di vista urbanistico, l'intervento è riconducibile al Piano Esecutivo Convenzionato in Zona Pec12, compresa nella classe IIb2 di idoneità all'utilizzazione urbanistica proposta nel quadro della "Verifica della compatibilità idraulica ed idrogeologica delle previsioni dello strumento urbanistico vigente con le condizioni di dissesto (Delib. n. 1 dell'11 maggio 1999 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po)"⁽²⁾. Trattasi di una porzione di territorio comunale in cui gli elementi di pericolosità e di rischio sono riconducibili, sia alla locale insufficienza dell'alveo del Canale del Nicola Bassa, sia al sottodimensionamento degli attraversamenti lungo la S.P. n. 139 (via Vigone) del Canale del Nicola Bassa stesso, del Canale del Nicola Alta e del Rio Filonetto. Eventuali ulteriori utilizzi urbanistici, pertanto, sono connessi alla ricalibratura del tratto del Canale del Nicola Bassa compreso tra il rilevato della linea ferroviaria Airasca-Saluzzo e la S.P. n. 139 (via Vigone), associata alla dismissione della paratoia esistente a valle dell'attraversamento sulla S.P. via Vigone stessa ed alla realizzazione di "by pass" idraulico a collegamento del Canale del Nicola Bassa al Canale del Nicola Alta. Si prevede, inoltre, l'adeguamento dell'attraversamento del Canale del Nicola Bassa sulla S.P. n. 139 (via Vigone) e la realizzazione di una bocca tarata alla presa del Rio Filonetto sul Canale del Nicola Bassa, al fine di adeguare la portata in transito sul Rio Filonetto medesimo alla capacità di smaltimento della sezione in attraversamento su via Vigone.

In base al quadro sopra delineato e tenendo conto anche dell'intensità delle fenomenologie di dissesto potenziale emerse dal presente studio, in assenza degli interventi di sistemazione idraulica, si ritiene possibile la realizzazione delle strutture previste dall'intervento in progetto, previa sottoscrizione da parte del soggetto attuatore di apposita dichiarazione liberatoria (rinuncia di richiesta di risarcimento in caso di danni a cose e/o persone). L'abitabilità (ed il conseguente aumento del carico antropico) sarà consentita

¹ Per i dettagli progettuali si rimanda alla documentazione tecnica a firme dell'ing. E. Toscano, via Birago, 5, Airasca (TO).

² A cura dello scrivente, condivisione del quadro di dissesto in atto e potenziale da parte delle Direzioni tecniche regionali in itinere.

solo a seguito del collaudo delle opere di mitigazione delle condizioni di rischio idrogeologico sopra delineate.

L'indagine di cui alle pagine seguenti si è articolata attraverso:

1. la ricerca bibliografica dei dati esistenti⁽³⁾;
2. il rilevamento geologico e geomorfologico di dettaglio;
3. l'escavazione di n. 3 pozzetti geognostici approfonditi fino al piano di imposta previsto per le fondazioni del fabbricato in progetto;
4. la conduzione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH⁽⁴⁾.

Si è pervenuti, pertanto:

1. a valutare la generale compatibilità dell'intervento in progetto alla luce delle condizioni di rischio residue associate alla realizzazione delle opere di sistemazione idraulica previste;
2. alla quantificazione delle problematiche geotecniche locali, in termini di una parametrizzazione geotecnica dei terreni interessati dalla messa in opera delle fondazioni con conseguente identificazione della pressione ammissibile degli stessi.

Lo studio geologico-tecnico è stato redatto ai sensi del D.M. 11.03.1988.

³ ESSEBI INGEGNERIA - Studio Tecnico Associato Barra - Pons - Ruzzon "Analisi idrogeologico-idraulica nell'intero territorio di Airasca", 2003.

⁴ SONDECO S.r.l., Torino.



EDILART s.a.s.

CARTA DI INQUADRAMENTO GENERALE
STRALCIO DELLA TAVOLA 173 N.O. "CUMIANA"
SEZ. 060 E DELLA TAVOLA 173 N.E. "CANDIOLO"
SEZ. 070 DELLA C.T.R.

maggio 2009

File: F1.dwg

Scala: 1:10.000

FIGURA 01

2. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI GENERALI

Il Comune di Airasca si colloca nella porzione medio-distale dei conoidi coalescenti fluvio-glaciali ed alluvionali individuati dai torrenti Chisone, Lemina e Chisola allo sbocco delle omonime valli.

L'evoluzione del settore di pianura in cui ricade l'area oggetto d'indagine è riconducibile ad un modello deposizionale tipico di torrenti a canali anastomizzati ("*Braided streams*"), che si caratterizzano per un alveo di piena relativamente ampio in cui il deflusso delle portate si organizza in molteplici canali separati da isole fluviali e barre laterali.

In condizioni di magra e di morbida, si attivano solamente i rami principali; durante le piene, che si contraddistinguono per un trasporto solido molto grossolano e prevalente sulla portata liquida, i canali secondari vengono colmati favorendo la tendenza del sistema a tracimare, con conseguente diminuzione dell'energia complessiva e deposizione dei sedimenti mobilizzati.

La ripetizione ciclica del processo ora in destra, ora in sinistra idrografica ("a ventaglio"), in funzione delle peculiarità geomorfiche dell'alveo di piena individuate dalla successiva propagazione delle portate al colmo, è responsabile della costruzione progressiva del conoide.

Sulla base delle caratteristiche del processo deposizionale descritto, appare chiaro come la sequenza stratigrafica associata sia marcatamente eterogenea ed individuata da una successione di corpi con continuità laterale ridotta e dalla geometria lentiforme costituiti da termini grossolani con brusche transizioni laterali verso sedimenti più fini.

La granulometria media dei depositi tende a diminuire con l'energia del sistema-corso d'acqua, ossia procedendo dalle porzioni apicali a quelle distali dei conoidi.

Dal punto di vista geomorfologico l'area oggetto d'intervento è significativamente depressa rispetto al piano viabile, sia della S.R. n. 23, presente subito a Nord, sia della S.P. n. 139, immediatamente ad Est.

3. ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

L'area oggetto di intervento insiste sui sedimenti alluvionali pleistocenici *rissiani* che costituiscono il livello di base della pianura torinese meridionale. Si tratta di ghiaie eterometriche in matrice sabbioso-limosa, localmente con ciottoli arrotondati, sabbie, a tratti limose, con intercalazioni di termini fini coesivi argilloso-limosi. Il materasso alluvionale *rissiano* - il cui spessore complessivo è pari alla cinquantina di metri circa - si caratterizza per la presenza di una coltre superficiale di sabbie fini in matrice argillosa, limi, limi sabbiosi ed argille con locali passate ghiaiose, derivante dalla diffusione dei processi di alterazione pedogenetici. In corrispondenza del sito in questione tale copertura si caratterizza per una potenza complessiva di almeno 5 m.

Al fine di definire localmente le caratteristiche granulometriche e tessiturali dei sedimenti che saranno interessati dalla trasmissione dei carichi di esercizio dell'edificio in questione, si è provveduto all'escavazione di n. 3 pozzetti geognostici (Pz1+Pz3) spinti fino alla pro-

fondità di -2 m dal piano campagna (cfr. Figura 02 e Figura 03). I dati così ottenuti sono stati confrontati ed integrati con quelli provenienti dalla conduzione, in corrispondenza dell'impronta del fabbricato, di n. 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH (cfr. Figura 02) che hanno raggiunto profondità comprese tra 9 e 10 m circa e che hanno, ovviamente, consentito soprattutto di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i sedimenti fluvio-glaciali e la relativa copertura di alterazione (cfr. § 5.).

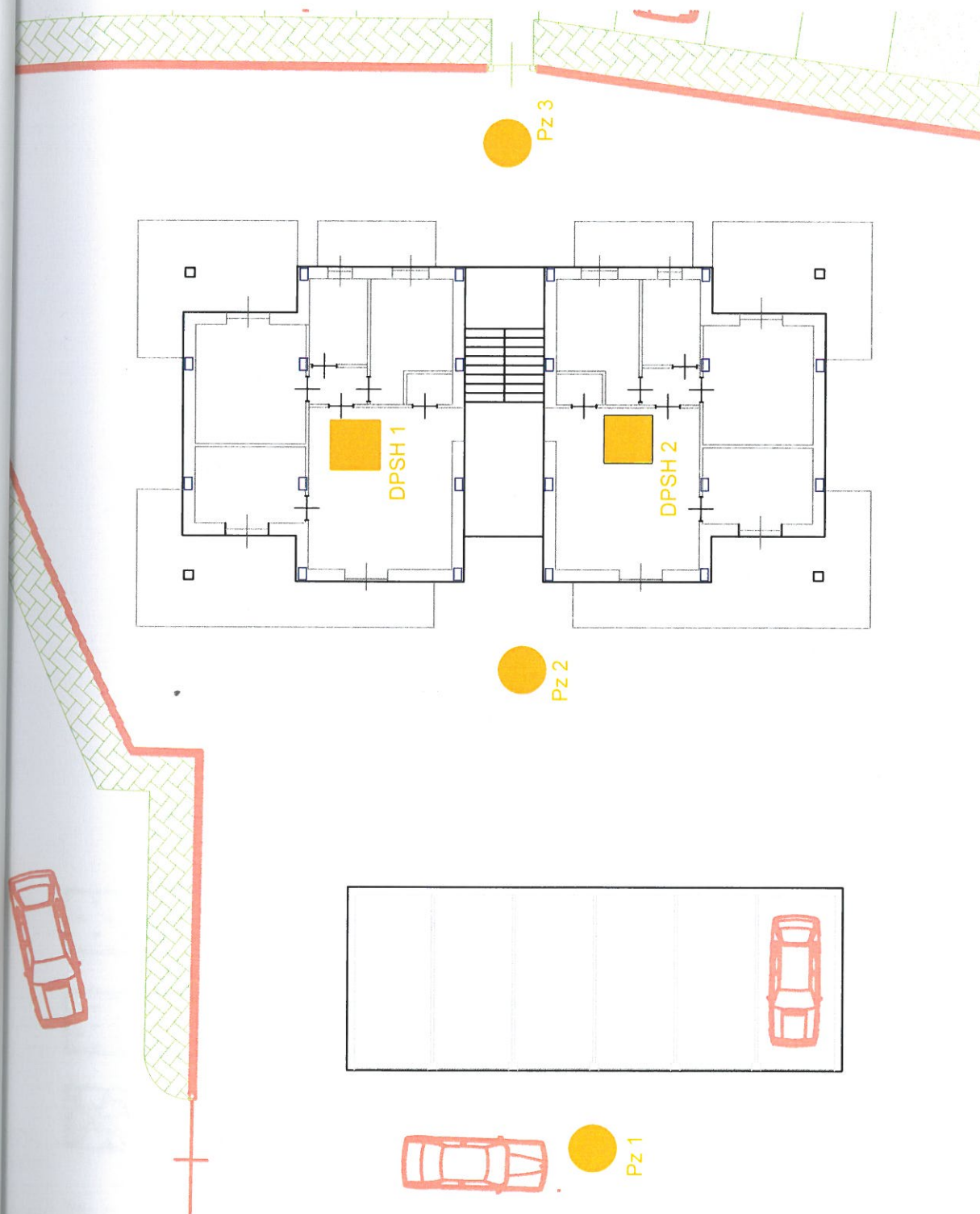


Escavatore Neuson 1903 utilizzato per la realizzazione dei pozzetti geognostici

Come è possibile osservare dalla Figura 03, al di sotto di una coltre di terreno vegetale di spessore pari a 30 cm, si rileva un livello di potenza compresa tra 1 m ed 1,3 m costituito da argille limose e limoso sabbiose con rari ciottoli, localmente passanti a sabbie fini argillose e ad argille con più o meno limo con ghiaietto e rari ciottoli. Seguono, fino a fondo scavo, ghiaie e sabbie con ciottoli subarrotondati in matrice sabbioso-limosa, associati alla presenza di trovanti dal diametro non superiore a 40 cm circa.

Nel corso dell'escavazione è stata rilevata la falda freatica in assestamento a profondità dell'ordine di 1,6÷1,7 m da piano campagna.

I dati provenienti dalle prove DPSH (cfr. schede allegate al termine del § 5.) condotte in sito mettono in evidenza come lo strato eterogranulare incoerente presente a partire da circa 1 m da p.c., si estenda, mediamente, fino a circa 4 m di profondità; tra 4 e 5,5 m ca. sono nuovamente presenti termini a prevalente granulometria fine che fanno da transizione al materasso fluvio-glaciale ghiaioso sabbioso non alterato, rilevato con continuità (valori di N_{30} superiori, in genere, a 6÷8) fino a 9÷10 m di profondità.



Pz: pozzetti geognostici

DPSH: prove penetrometriche dinamiche

CARTA CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI IN SITO

EDILART s.a.s.

maggio 2009

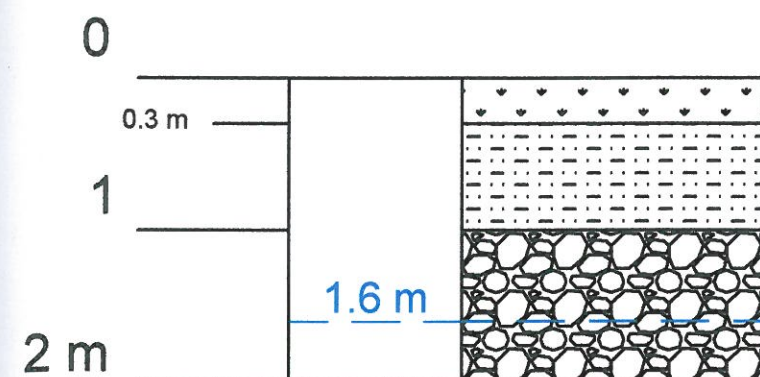
File: F2.dwg

Scala: 1:200

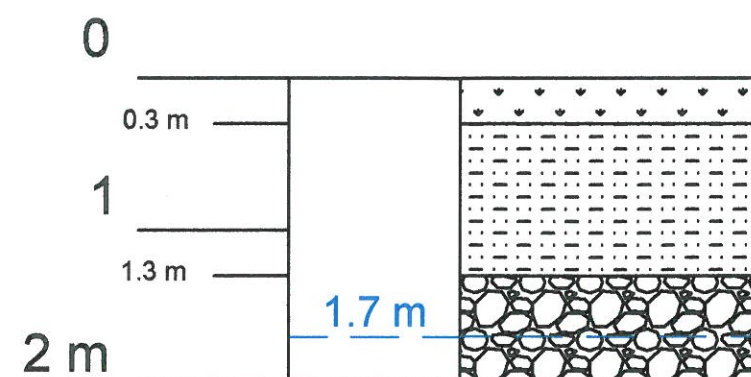
FIGURA 02



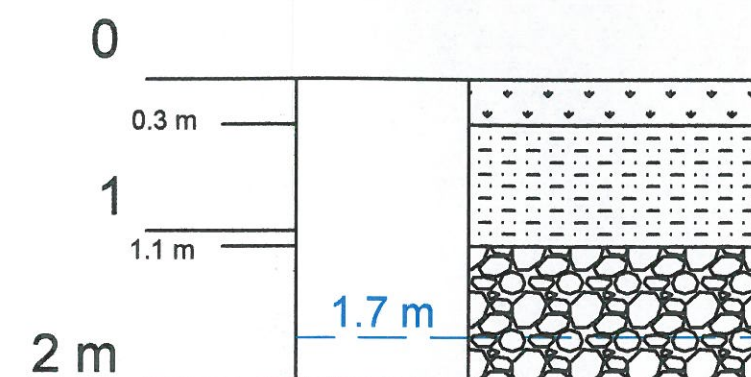
STRATIGRAFIA POZZETTO P1



STRATIGRAFIA POZZETTO P2



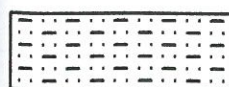
STRATIGRAFIA POZZETTO P3



LEGENDA



Terreno vegetale



Argille limose e limoso-sabbiose con rari ciottoli localmente passanti a sabbie fini argillose e ad argille (con più o meno limo) con ghiaietto e rari ciottoli.



Ghiaie e sabbie con ciottoli subarrotondati in matrice sabbioso-limosa. Presenza di trovanti di diametro non superiore a 40 cm.



Falda freatica

STRATIGRAFIE POZZETTI GEOGNOSTICI

EDILART s.a.s.

maggio 2009

Scala: 1:50

File: F3.dwg

FIGURA 03



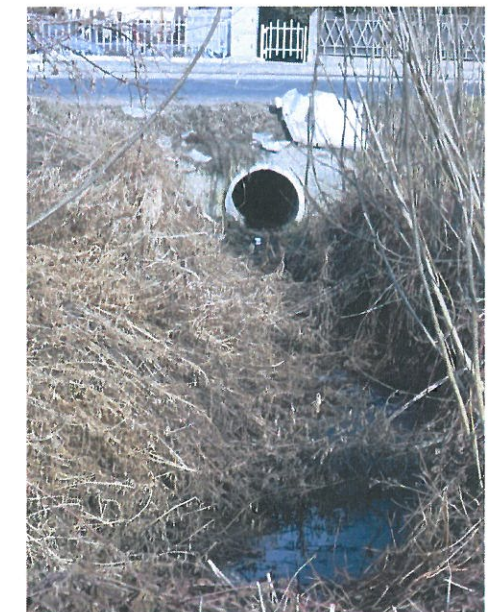
4. IDROGRAFIA DI SUPERFICIE

Il settore settentrionale dell'area di intervento è interessato dal passaggio del Rio Filonetto; è intubato per una lunghezza di 200 m ca. tra la S.P. n. 139 (via Vigone) e lo stabilimento della Ditta KAMAN STAMPOTECH S.p.A. e confluisce sulla Gora del Molino delle Acquette. L'alveo è inciso con sezione trapezoidale asimmetrica di altezza pari a circa 1 m caratterizzata da abbondante vegetazione infestante, localmente causa di ostruzioni d'alveo.

La maggiore criticità si rileva all'imbocco del tratto intubato descritto, sottodimensionato per il corretto deflusso delle portate al colmo con $T_r = 200$ anni, pari a $1,13 \text{ m}^3/\text{s}$ (*"Analisi idrogeologico-idraulica nell'intero territorio di Airasca"*, ESSEBI INGEGNERIA - Studio Tecnico Associato Barra - Pons - Ruzzon, 2003, cui si rimanda per i relativi aspetti tecnici).



Rio Filonetto in corrispondenza dell'area di intervento: si noti il carattere infestante ed ostruente della vegetazione.



Rio Filonetto: inizio tratto intubato su S.P. n. 139 (via Vigone).

Un centinaio di metri circa a SW del sito in esame, scorre il Canale del Nicola Bassa, il cui attraversamento su via Vigone è anch'esso individuato da una sezione idraulicamente insufficiente allo smaltimento del valore massimo di portata ($9,30 \text{ m}^3/\text{s}$) calcolato per il tempo di ritorno duecentennale.

Le criticità idrauliche sopracitate sono in grado di alimentare in corrispondenza del lotto edificatorio in oggetto (per il tempo di ritorno di riferimento, $T_r = 200$ anni) laminazioni delle portate al colmo con tiranti comunque non superiori al mezzo metro circa e caratterizzati da regimi di corrente lenta. Vista, inoltre, la presenza dei rilevati degli assi viari imme-

diatamente circostanti l'area di intervento, che risulta, pertanto, morfologicamente depressa, sono logica conseguenza degli eventi di piena prolungati ristagni idrici.

Come anticipato in premessa, sono previste opere di mitigazione del potenziale rischio idrogeologico individuate, in particolare, dalla ricalibratura del tratto del Canale del Nicola Bassa compreso tra il rilevato della linea ferroviaria Airasca-Saluzzo e la S.P. n. 139 (via Vigone), associata alla dismissione della paratoia esistente a valle dell'attraversamento sulla S.P. via Vigone stessa ed alla realizzazione di "by pass" idraulico a collegamento del Canale del Nicola Bassa al Canale del Nicola Alta. Si prevede, inoltre, l'adeguamento dell'attraversamento del Canale del Nicola Bassa sulla S.P. n. 139 (via Vigone) e la realizzazione di una bocca tarata alla presa del Rio Filonetto sul Canale del Nicola Bassa, al fine di consentire lo smaltimento delle portate compatibili con le caratteristiche geometriche dell'attraversamento del corso d'acqua su via Vigone.

Le prove sono in
(DPST 1) del 2009
del progetto del

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ED INDIVIDUAZIONE DEL PIANO DI IMPOSTA DELLE FONDAZIONI

La caratterizzazione geotecnica dei sedimenti descritti al § 3. ha consentito di pervenire alla definizione dei parametri di resistenza al taglio che caratterizzano il piano di imposta delle fondazioni, individuato, sulla scorta delle indicazioni emerse dal modello litostratigrafico locale, peraltro, confermato dai dati di cui alle n. 2 prove penetrometriche DPSH condotte in sito, a 2,00 m di profondità dal piano campagna.

Le prove DPSH in questione (DPSH 1, DPSH 2) sono state opportunamente realizzate in corrispondenza dell'impronta del fabbricato in progetto (cfr. Figura 02).

È stato utilizzato un penetrometro dinamico superpesante (DPSH - "Meardi-AGI") tipo Pagani modello TG 73/100 dalle seguenti caratteristiche tecniche standard:

- ✓ peso del maglio: kg 73
- ✓ altezza di caduta: cm 75
- ✓ punta conica: Ø base mm 51
angolo apertura cono 60°



Le prove sono state spinte a profondità comprese tra 9 m ca. (DPSH 2) e 10 m ca. (DPSH 1) dal piano campagna. Come è possibile osservare dai dati riportati al termine del paragrafo, l'andamento del numero di colpi relativo ad un avanzamento di 30 cm (N_{30})

(AGI)) in funzione della profondità investigata, riflette le caratteristiche litostratigrafiche discusse al § 3. In particolare, escludendo i primi 30 cm di terreno vegetale, valori di $N_{30(AGI)}$ compresi tra 1 e 2 si accordano con sedimenti fini coesivi "soffici" e/o con termini sabbioso-limosi fini sciolti, mentre l'aumento, a partire da profondità comprese tra 1,20 e 1,50 m da inizio prova, del numero di colpi su valori compresi tra 4 e 7 riflette la presenza di termini eterogranulari incoerenti ghiaioso-sabbiosi da mediamente a ben addensati (punte di $N_{30(AGI)}$ di 10÷12 sono riconducibili alla locale frazione ciottolosa). A partire da 3,60÷4,20 m da p.c., il ritorno a valori di $N_{30(AGI)}$ pari a 2÷5 è dovuto nuovamente alla presenza di livelli con predominante frazione fine; da 5,5 m, in media, fino a fine prova, il progressivo aumento del numero di colpi fino a valori massimi compresi tra 25 e 33, è riconducibile al materasso fluvioglaciale quaternario non alterato.

In Figura 04 viene proposto il modello geotecnico relativo al sito di intervento utilizzato per la verifica del dimensionamento delle fondazioni di cui al § successivo. Come è possibile osservare, sono stati distinti n. 4 strati per ognuno dei quali la caratterizzazione geotecnica è stata condotta a partire dal relativo valore medio di $N_{30(AGI)}$. Tale valore di colpi al piede è stato convertito in N_{SPT} utilizzando la formula:

$$N_{SPT} = \frac{N_{30(AGI)}}{0,57}$$

La trasformazione del numero di colpi al piede N_{SPT} così ottenuto nel corrispondente valore dell'angolo di attrito interno di picco (ϕ'_{picco}), è stata fatta utilizzando il valore medio ricavato attraverso l'applicazione dei seguenti criteri:

- ✓ ROAD BRIDGE SPECIFICATION (U.S.A.);
- ✓ JAPANESE NATIONAL RAILWAY (JPN);
- ✓ Metodo di DUNHAM;
- ✓ Metodo di OSAKI.

L'angolo di attrito di picco è stato opportunamente corretto tenendo conto della densità relativa media calcolata secondo quanto proposto da Gibbs & Holtz (1957), ottenendo l'angolo di attrito in condizioni di stato critico ϕ_{cv} da utilizzare nei calcoli per la determinazione della pressione ammissibile, trascurando il contributo alla resistenza al taglio fornito dalle forze di coesione⁵).

⁵ Il peso di volume è stato determinato, per ciascun strato geotecnico, sulla base di correlazioni con materiali simili riportate in letteratura specifica.

Al riguardo, si sottolinea che, solamente per lo strato geotecnico n. 2 entro il quale è previsto l'approfondimento del piano di fondazione (-2 m da p.c.), la densità relativa è stata calcolata in riferimento all'effettiva tensione litostatica agente al piano di imposta medesimo.

Sondeco



Committente: EDILART s.a.s.
Località: Airasca (TO) - PEC 12

Cantiere: S.R. 23 del Sestriere ang. S.P. 139
Data: 17/02/09

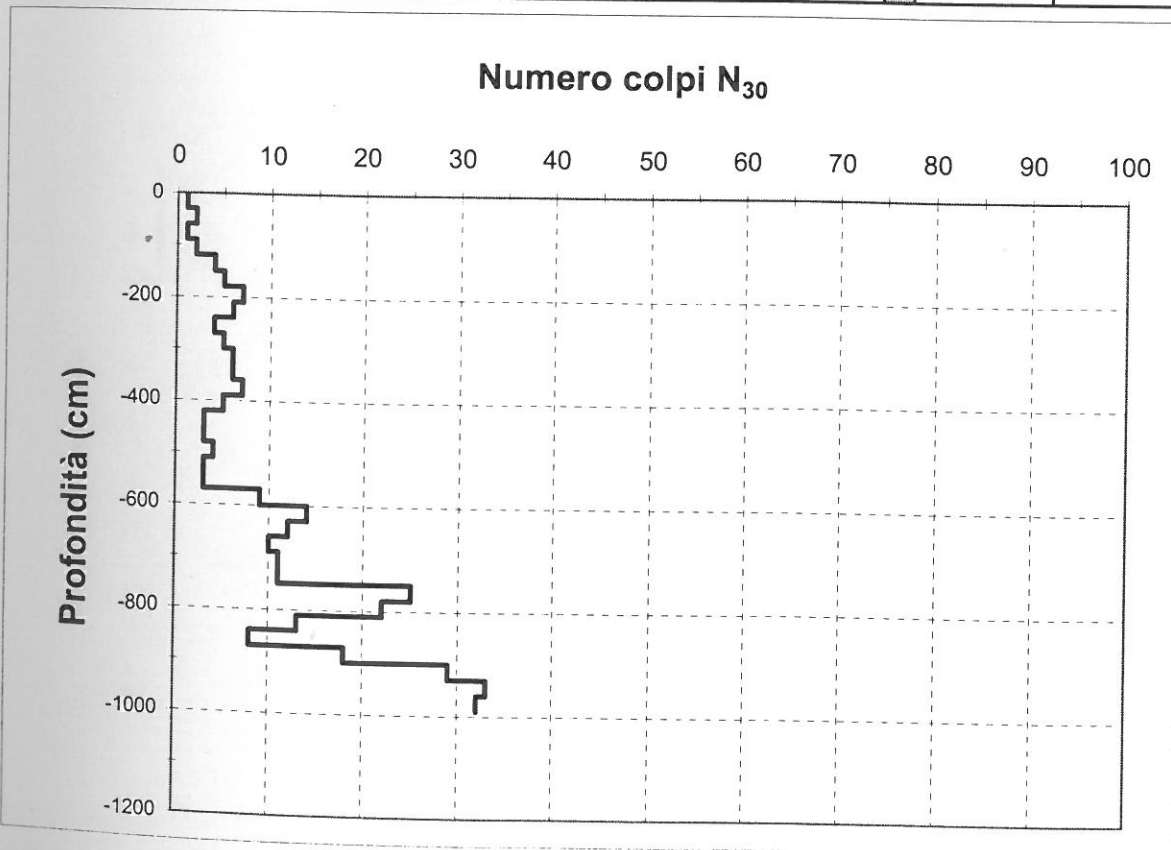
Prova n°1

Penetrometro dinamico tipo Pagani Tg 73/100

Livello falda alla data di esecuzione:

Quota di riferimento:

Quota (cm)	N° colpi	Quota (cm)	N° colpi	Quota (cm)	N° co lpi	Quota (cm)	N° colpi
		510	4	1020		1530	
30	1	540	3	1050		1560	
60	2	570	3	1080		1590	
90	1	600	9	1110		1620	
120	2	630	14	1140		1650	
150	4	660	12	1170		1680	
180	5	690	10	1200		1710	
210	7	720	11	1230		1740	
240	6	750	11	1260		1770	
270	4	780	25	1290		1800	
300	5	810	22	1320		1830	
330	6	840	13	1350		1860	
360	6	870	8	1380		1890	
390	7	900	18	1410		1920	
420	5	930	29	1440		1950	
450	3	960	33	1470		1980	
480	3	990	32	1500		2010	





Committente: EDILART s.a.s.
Località: Airasca (TO) - PEC 12

Cantiere: S.R. 23 del Sestriere ang. S.P. 139
Data: 17/02/09

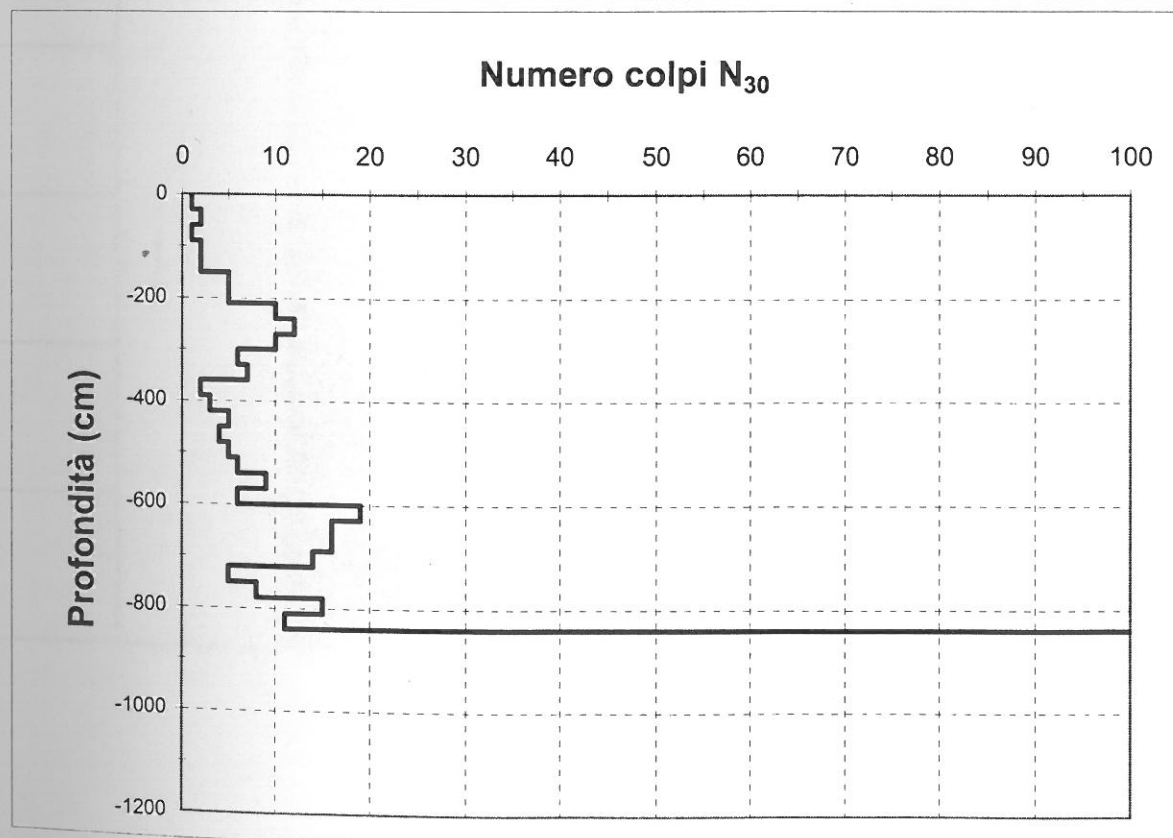
Prova n°2

Penetrometro dinamico tipo Pagani Tg 73/100

Livello falda alla data di esecuzione:

Quota di riferimento:

Quota (cm)	N° colpi	Quota (cm)	N° colpi	Quota (cm)	N° colpi	Quota (cm)	N° colpi
		510	5	1020		1530	
30	1	540	6	1050		1560	
60	2	570	9	1080		1590	
90	1	600	6	1110		1620	
120	2	630	19	1140		1650	
150	2	660	16	1170		1680	
180	5	690	16	1200		1710	
210	5	720	14	1230		1740	
240	10	750	5	1260		1770	
270	12	780	8	1290		1800	
300	10	810	15	1320		1830	
330	6	840	11	1350		1860	
360	7	870	100	1380		1890	
390	2	900		1410		1920	
420	3	930		1440		1950	
450	5	960		1470		1980	
480	4	990		1500		2010	



6. VERIFICA

1.2

3.9

5.4

①

②

③

④



$N_{SPT} = 3$
 $DR (media) = < 15\%$
 $\phi' (picco) = 24^\circ$
 $\phi' (cv) = 24^\circ$
 $c = 0,00 \text{ kN/mq}$
 $\gamma' = 18,63 \text{ kN/mc}$



$N_{SPT} = 10$
 $DR^* = 64\%$
 $\phi' (picco) = 29^\circ$
 $\phi' (as) = 21^\circ$
 $c = 0,00 \text{ kN/mq}$
 $\gamma' = 17,65 \text{ kN/mc}$
 *) al piano di imposta fondazioni (-2 m)



$N_{SPT} = 5$
 $DR (media) = 18\%$
 $\phi' (picco) = 26^\circ$
 $\phi' (cv) = 24^\circ$
 $c = 0,00 \text{ kN/mq}$
 $\gamma' = 18,63 \text{ kN/mc}$



$N_{SPT} = 15$
 $DR (media) = 60\%$
 $\phi' (picco) = 36^\circ$
 $\phi' (cv) = 28^\circ$
 $c = 0,00 \text{ kN/mq}$
 $\gamma' = 18,63 \text{ kN/mc}$

6. VERIFICA DEL DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI

La verifica del dimensionamento delle fondazioni è stata condotta calcolando la pressione ammissibile del terreno in riferimento al caso di platea generale di larghezza $B = 10$ m e lunghezza $L = 21$ m, con getto previsto a -2 m di profondità da piano campagna sulla base dei modelli litostratigrafico e geotecnico emersi dal presente studio. I sedimenti argilloso limosi e limoso sabbiosi presenti nei primi 1+1,5 m di profondità, infatti, si contraddistinguono per un carattere sciolto (o "soffice" nel caso di prevalenza di frazione fine coesiva), non idoneo al trasferimento dei carichi di esercizio del fabbricato in progetto.

La tipologia fondazionale suggerita, inoltre, garantisce, in termini di cedimenti (opportunamente stimati, in via preliminare, per tensioni verticali massime di $1,2 \text{ kg/cm}^2$), un comportamento solidale; si tenga presente, infatti, la superficialità della falda freatica (1,6+1,7 m), oltre alla presenza, tra 4 e 5,5 m di profondità ca. da p.c., di un ulteriore strato di sedimenti caratterizzati da prevalente frazione granulometrica fine, coinvolto dall'estensione teorica ($z = d + B/2$) della superficie di rottura strutturale.

È stata applicata la formula generale di Brinch-Hansen (1970), che costituisce un'estensione dell'equazione di Buisman (1935) e Terzaghi (1943), ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari:

$$q_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

N_{γ} , N_c , N_q = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;

s_{γ} , s_c , s_q = fattori di forma della fondazione;

i_{γ} , i_c , i_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

b_{γ} , b_c , b_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

g_{γ} , g_c , g_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

d_c , d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Come è possibile osservare dagli elaborati grafici e dalle tabelle di calcolo allegate al termine del paragrafo, la fondazione in progetto è verificata, essendo la pressione ammissibile pari a **135,55 kN/m² (1,38 kg/cm²)** per una tensione verticale effettiva di 127,49 kN/m² (1,30 kg/cm²). Nel caso specifico, per carichi di esercizio massimi di $1,2 \text{ kg/cm}^2$, si ottiene un fattore di sicurezza di 3,19 che soddisfa, secondo la formula generale di Brinch-Hansen, il coefficiente di sicurezza imposto in condizioni drenate pari a 3.

I cedimenti sono stati stimati utilizzando il metodo sperimentale di Burland e Burbidge (1983), secondo cui l'entità del cedimento s è data dalla seguente espressione:

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

dove:

q' = pressione efficace lorda (kPa)

σ'_{vo} = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione (kPa)

B = larghezza della fondazione (m)

I_c = indice di compressibilità

f_s, f_H e f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

Come si può constatare dalla tabella allegata, il calcolo è stato condotto, sia in rapporto all'immediata applicazione dei carichi di progetto ($1,2 \text{ kg/cm}^2$), sia considerando la struttura nella fase di esercizio in un arco di tempo complessivo di 100 anni con un grado di confidenza del 50%. I cedimenti, in particolare, sono compatibili con la tipologia di fondazione adottata.

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Pec 12

Platea di fondazione

CALCOLO DELLA FONDAZIONE SECONDO BRINCH-HANSEN

$$Q_{ult} = c' * N_c * S_c * D_c * G_c * B_c + q' * N_q * S_q * D_q * G_q * B_q + 0.5 * g' * B * N_g * S_g * D_g * G_g * B_g$$

(condizioni drenate)

Nc= 15.815	Nq= 7.071	Ng= 3.496
Sc= 1.213	Sq= 1.183	Sg= 0.810
Dc= 1.080	Dq= 1.063	Dg= 1.000
Ic= 1.000	Iq= 1.000	Ig= 1.000
Gc= 1.000	Gq= 1.000	Gg= 1.000
Bc= 1.000	Bq= 1.000	Bg= 1.000

$$Q_{ult} = 406.66 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$Q_{amm} = 135.55 \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ (per } F_s=3.00\text{)}$$

DESCRIZIONE DELLA FONDAZIONE:

Fondazione Rettangolare: dimensioni 10.00(B) x 21.00(L) [m]

Prof. piano di posa [m]	2.00
Inclinazione piano posa [°]	0.00
Inclinazione p. c. [°]	0.00
Carico normale [kN]	26772.00
Carico trasv. (larg.) [kN]	0.00
Carico trasv. (lung.) [kN]	0.00
Momento (larg.) [kN m]	0.00
Momento (lung.) [kN m]	0.00
F.S. richiesto [-]	3.00
Area fondazione [m²]	210.00
Area effettiva [m²]	210.00
Tensione vert. eff. [kN/m²]	127.49

PARAMETRI GEOTECNICI ADOTTATI:

Angolo di attrito (phi) [°]	21.00
Coesione (c') [kN/m²]	0.00
Resistenza al taglio n.d. (su) [kN/m²]	0.00
Peso di volume efficace (g') [kN/m³]	17.65
Peso di volume totale (gt) [kN/m³]	17.65
Tensione efficace al piano di posa (q') [kN/m²]	17.65
Tensione totale al piano di posa (qt) [kN/m²]	17.65

Profondita' falda:

1.50 [m]

DESCRIZIONE DELLA STRATIGRAFIA

n	prof.[m]	Gn[kN/m³]	Gs[kN/m³]	phi[°]	c'[kN/m²]	Su[kN/m²]	u[kN/m²]
1	1.20	18.63	22.00	24.00	0.00	0.00	0.00
2	3.90	17.65	20.00	21.00	0.00	0.00	0.00
3	5.40	18.63	22.00	24.00	0.00	0.00	0.00
4	10.00	17.65	20.00	28.00	0.00	0.00	0.00

FATTORI DI SICUREZZA RISULTANTI:

Fattore di sicurezza (Hansen - condizioni drenate)	3.19 [-]
--	----------

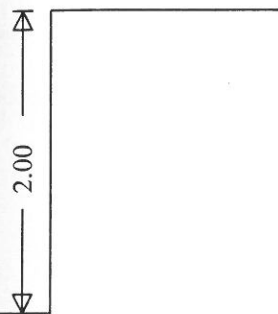
Pec 12

Platea di fondazione

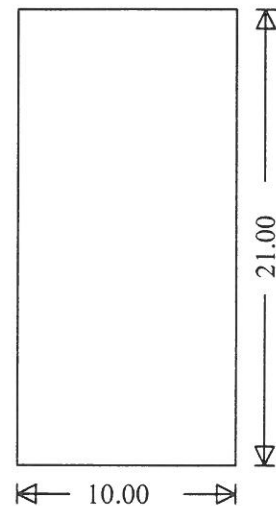
PARAMETRI GEOTECNICI

Peso di volume: 17.65 [kN/m³]
 Coesione efficace: 0.00 [kN/m²]
 Profondita' falda: 1.50 [m]

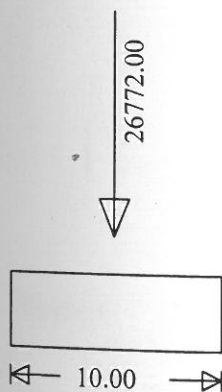
Angolo di attrito: 21.00°
 Resistenza a taglio non drenata: 0.00 [kN/m²]



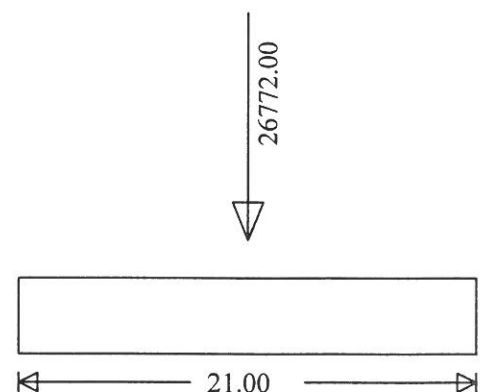
PIANO DI POSA



FONDAZIONE EFFETTIVA



CARICHI (FRONTALE)



CARICHI (LATERALE)

Area effettiva= 210.00 [m²]

Tensione verticale effettiva= 127.49 [kN/m²]

Metodo	Qult [kN/m ²]		Qamm [kN/m ²]		F.S. [-]	
	Dren.	Non Dren.	Dren.	Non Dren.	Dren.	Non Dren.
Hansen	406.66		135.55		3.19	

Cedimenti delle fondazioni

Metodo di Burland e Burbridge (1983)

Comune: Airasca

Progetto: Pec12

Profondità piano di fondazione: 2 m

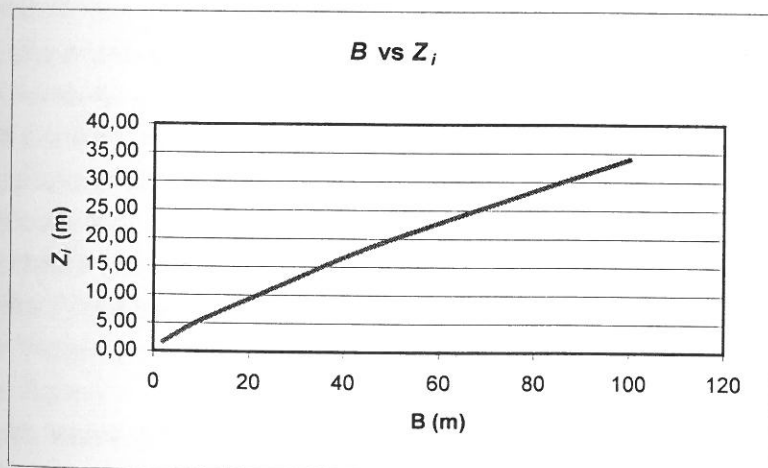
Carico: 118 kPa

Si = 19,13 [mm]

St = 30,69 [mm]

Carichi		Fondazione		Fattori correttivi			
σ_{vd} [kPa]	q' [kPa]	$B_{eff.}$ [m]	$L_{eff.}$ [m]	forma (f_s)	spessore (f_H)	tempo (anni)	viscosità (f_t)
35	118	10	21	1,247737	0,39	100	1,6045757
					1	1	1

Profondità significativa (z_i)		
z_i [m]	B [m]	$z_i = 5,61$
1,63	2	$N_{av} = 17$
2,19	3	$I_c = 0,032$
3,24	5	Strato compressibile (H)
5,56	10	$H = 10$
13,00	30	Fattore (f_H)
19,86	50	$H < z_i$ 0,39
34,00	100	$H > z_i$ 1



Costanti:

R_3 0,3

R 0,2

7. CONCLUSIONI

È stata condotta un'indagine geologico-geomorfologico-geotecnica a supporto del progetto di costruzione di un edificio condominiale di civile abitazione, in Strada Regionale n. 23 "del Sestriere" angolo Strada Provinciale n. 139 per Villafranca P.te, Comune di Airasca, TO.

I risultati dello studio hanno evidenziato quanto segue.

▪ Dissesto idrogeologico

Allo stato attuale, l'area in cui è previsto l'intervento in progetto è potenzialmente coinvolta dalla laminazione delle portate al colmo con tempo di ritorno duecentennale (caratterizzate, comunque, da tiranti idrici contenuti in non più di mezzo metro ca. per regimi di corrente lenta), causa, sia la locale insufficienza dell'alveo del Canale del Nicola Bassa, sia il sottodimensionamento degli attraversamenti lungo la S.P. n. 139 (via Vigone) del Canale del Nicola Bassa stesso, del Canale del Nicola Alta e del Rio Filonetto. Per tale motivo, la Zona Pec12 è compresa nella classe IIb2 di idoneità all'utilizzazione urbanistica proposta nel quadro della *"Verifica della compatibilità idraulica ed idrogeologica delle previsioni dello strumento urbanistico vigente con le condizioni di dissesto (Delib. n. 1 dell'11 maggio 1999 dell'Autorità di Bacino del Fiume Po)"*; eventuali ulteriori utilizzi urbanistici, pertanto, sono connessi alla ricalibratura del tratto del Canale del Nicola Bassa compreso tra il rilevato della linea ferroviaria Airasca-Saluzzo e la S.P. n. 139 (via Vigone), associata alla dismissione della paratoia esistente a valle dell'attraversamento sulla S.P. via Vigone stessa ed alla realizzazione di "by pass" idraulico a collegamento del Canale del Nicola Bassa al Canale del Nicola Alta. Si prevede, inoltre, l'adeguamento dell'attraversamento del Canale del Nicola Bassa sulla S.P. n. 139 (via Vigone) e la realizzazione di una bocca tarata alla presa del Rio Filonetto sul Canale del Nicola Bassa, al fine di adeguare la portata in transito sul Rio Filonetto medesimo alla capacità di smaltimento della sezione in attraversamento su via Vigone.

In base al quadro sopra delineato, in assenza degli interventi di sistemazione idraulica, si ritiene possibile la realizzazione delle sole strutture previste dall'intervento in progetto, previa sottoscrizione da parte del soggetto attuatore di apposita dichiarazione liberatoria (rinuncia di richiesta di risarcimento in caso di danni a cose e/o persone). Si suggerisce, ad ogni modo, di provvedere almeno alla pulizia dell'alveo del Rio Filonetto, eliminando le ostruzioni dovute alla vegetazione infestante. L'abitabilità (ed il conseguente aumento del carico antropico) sarà consentita solo a seguito del collaudo delle opere di mitigazione delle condizioni di rischio idrogeologico sopra delineate.

L'intervento in progetto è compatibile in termini di rischio residuo generale: non sono previsti, infatti, scavi per la realizzazione del piano cantine seminterrato dal momento che il relativo piano di calpestio coinciderà con l'attuale piano campagna. I locali seminterrati medesimi, infatti, verranno individuati mediante il riporto di terreno per un'altezza pari a

circa 1,2 m. Pertanto, il primo piano abitabile si collocherà circa 3 m sopra l'attuale piano campagna. Si raccomanda, ad ogni modo, di prevedere l'adeguata impermeabilizzazione dei muri perimetrali dei locali cantina.

Anche per le autorimesse che verranno collocate nel basso fabbricato a margine del condominio in progetto, verranno mantenute le attuali quote del piano campagna.

Infine, dovranno essere adeguatamente raccolte e smaltite le acque di precipitazione meteorica direttamente insistenti sul lotto edificatorio.

▪ Verifiche geotecniche

Sulla base dei modelli litostratigrafico e geotecnico emersi dalla conduzione del presente studio, si suggerisce il trasferimento dei carichi di esercizio del condominio in progetto mediante l'utilizzo di una platea generale con piano di posa a non meno di 2 m di profondità da piano campagna e, comunque, da individuarsi entro il livello ghiaioso sabbioso rilevato in sito fino a 4 m circa di profondità.

Per tali condizioni, le caratteristiche geotecniche dei sedimenti si riflettono in valori di pressione ammissibile pari ad **1,38 kg/cm²**. Il fattore di sicurezza in condizioni drenate previsto dal D.M. 11 marzo 1988 ($F_s = 3$), è rispettato per tensioni verticali **non superiori a 1,2 kg/cm²**.

Vista la superficialità della falda freatica, si raccomanda l'adeguata impermeabilizzazione della platea di fondazione. Al riguardo, si consiglia di eseguire gli scavi per il getto in concomitanza con la stagione estiva, quando, a seguito, sia dei ridotti apporti pluviometrici, sia a seguito degli emungimenti dei pozzi ad uso irriguo presenti sul territorio comunale, il livello piezometrico della superficie libera raggiunge le condizioni di massima soggiacenza dal piano campagna.

Anche le autorimesse (basso fabbricato) a margine del condominio in progetto dovranno essere fondate realizzando una platea generale con piano di imposta pari ad almeno 2 m da piano campagna.

Si sottolinea, infine, la necessità di verificare in corso d'opera le caratteristiche granulometrico-tessiturali del piano di imposta delle fondazioni, al fine di confermare il modello geotecnico adottato nel presente studio.

dott. Geol. Francesco Peres

Francesco Peres

