

Studio di geologia dott.geol. Monticello Franco

Via Palazzina 14 – 36030 Montecchio Precalcino
Tel e fax: 0445-864608 e-mail: monticello.franco@alice.it

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI VICENZA

Comune di ZUGLIANO

2^o GIU. 2013

COMUNE DI ZUGLIANO

PROF. N.
CAT. CL. FASC.
SETTORE URBANISTICA - COMMERCIO - ED. PRIVATA

INDAGINE GEOGNOSTICA E STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO
RELATIVO AL PROGETTO PER LA COSTRUZIONE DI UN FABBRICATO
RESIDENZIALE IN VIA SANTA ANASTASIA.

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
(D.M. 14.01.2008)

COMMITTENTE: CASTELLO GABRIELE – BETTALE LUIGINA

31 maggio 2013

geologo Franco Monticello



1 - PREMESSA

Su incarico dello Studio **Geom. Cattelan Piergiorgio** con sede in Zugliano, ho eseguito uno studio geologico e geotecnico, per conto dei **Sigg. Castello Gabriele e Bettale Luigina** relativo al progetto per la costruzione di un fabbricato residenziale, il cui terreno è sito in via Santa Anastasia.

Dati catastali: Comune di Zugliano, Foglio N. 10, mappale 215 – 218 ecc.

Le indagini e le analisi sono state eseguite in ottemperanza a quanto disposto dalla normativa vigente, ed in particolare al **D.M. 14/01/2008** recante “*Norme tecniche per le costruzioni*” e al **D.G.R. N.71 del 22/01/2008** “**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28/04/2006 n. 3519** “*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*”. Direttive per l'applicazione”.

2 - INDAGINE EFFETTUATA

E' stata condotta un'indagine geognostica preliminare in sito atta a riconoscere la natura e la successione stratigrafica dei terreni di fondazione, e soprattutto ad individuare i loro parametri meccanici fondamentali, oltre che a determinare l'assetto idrogeologico sia superficiale che profondo del sito.

Allo scopo è stato eseguito un sondaggio sismico utilizzando un sismografo a 3 canali della ditta PASI, modello LCM-3; le distanze fra i geofoni sono state poste a 3 m e sono stati eseguiti 3 stendimenti in linea per una lunghezza complessiva di 27 m.

L'apparecchiatura misura l'intervallo di tempo che intercorre fra un impatto artificiale sul terreno e l'arrivo delle onde sismiche ai geofoni, disposti a distanza prestabilita.

La velocità di propagazione delle onde sismiche dipende dalle caratteristiche elastiche del terreno e dalla sua conformazione: essa è tanto maggiore quanto più alta è la densità e quindi la compattezza dei vari litotipi presenti nel sottosuolo.

La relazione fra velocità sismica e distanza percorsa permette di risalire allo spessore degli strati investigati.

3 – CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

3.1 - Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito

L'area d'indagine si presenta piana, stabile, posta a Sud-Ovest dal centro storico di Zugliano, lungo la strada comunale di via Santa Anastasia, con quota media del piano campagna di 141 m slm.

Il rilevamento di superficie non ha evidenziato zone di instabilità, di erosione superficiale o di precarietà geomorfologia, né di fenomeni di subsidenza. Allo stato attuale non vi sono processi morfogenici o dissesti in atto o potenziali.

3.2 – Assetto geologico del sito

Dal punto di vista geologico in quest'area la pianura è costituita dalle alluvioni trasportate dai corsi d'acqua, ed in particolare del Torrente Astico e del Torrente Igna, che hanno formato un materasso alluvionale indifferenziato.

Nel sito in esame il materasso alluvionale è caratterizzato da forte variabilità stratigrafica, legata ad ambienti deposizionali contraddistinti da energia di trasporto fortemente variabili. L'area era infatti caratterizzata da ambienti ad alta e media energia, con conseguente deposizione di sedimenti prevalentemente granulari incoerenti, a granulometria prevalentemente grossolana, dalle ghiaie e sabbie sino ai limi sabbiosi; terreni invece più coesivi, argilloso limosi, sono invece legati ad ambienti a minor energia, riconducibili a fenomeni di deviazioni fluviali del Torrente Astico o a locali situazioni di ambiente lacustre e palustre.

Con riferimento alla prova svolte i terreni possono essere suddivisi nella seguente successione di strati, in base alle profondità medie rispetto alla quota del p.c. locale.

| Strato | Profondità | Natura terreno |
|--------|--------------|------------------|
| 1 | 0.00 ÷ 0.60 | Suolo vegetale |
| 2 | 0.60 ÷ 2.70 | Ghiaia sciolta |
| 3 | 2.70 ÷ 10.00 | Ghiaia addensata |

3.3 – Considerazioni idrogeologiche del sottosuolo

Dal punto di vista idrogeologico l'area in oggetto è ubicata a nord della "fascia delle risorgive o fontanili", fascia che interessa l'intera media pianura veneta, praticamente continua con andamento est-ovest di larghezza variabile tra i 2 e gli 8 km.

Da informazioni stratigrafiche, provenienti da ricerche bibliografiche, risulta che il livello medio della falda idrica si pone a circa 120 m slm, quindi ad una profondità di circa - 21 m da p.c. locale.

4 – CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO

In questo capitolo si vuole definire il Modello Geotecnico del Sottosuolo relativo ai terreni che costituiscono il Volume Significativo interessato dalle nuove opere di fondazione.

Procedendo verticalmente dal p.c. della prova, è stato possibile individuare i seguenti parametri geotecnici caratteristici.

STRATO N° 1

Profondità : da p.c. a -0.60 m
Natura : Terreno vegetale con ciottoli

STRATO N° 2

Profondità : da -0.60 a - 2.70 m.
Natura : Ghiaia sciolta
: Angolo di attrito interno: ϕ' = 32°
: Peso di volume: γ = 18 kN/m³

STRATO N° 3

Profondità : da -2.70 a - 10.00 m.
Natura : Ghiaia addensata
: Angolo di attrito interno: ϕ' = 34°
: Peso di volume: γ = 19 kN/m³

5 - ELEMENTI DI SISMICITÀ LOCALE

5.1. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'identificazione della categoria di sottosuolo del sito di progetto.

Sulla base del quadro geologico emerso nel presente studio, il terreno di fondazione ricade nella **categoria B** di suolo di fondazione della citata ordinanza (O.P.C.M. n.3274 del

20.03.2003); essa definisce per la suddetta categoria il seguente profilo stratigrafico: 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_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s.

5.2. Determinazione dello spettro di risposta.

Le norme stabiliscono che il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo (nel nostro caso il sito di progetto) è costituito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

La forma dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali dipende da alcuni parametri (S , T_B , T_C e T_D), che variano in funzione del tipo di sottosuolo, ove S rappresenta un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (categoria del suolo di fondazione - S_S) e della topografia S_T , ove $S = S_S \times S_T$, e T_B , T_C e T_D sono i periodi (s) che separano i diversi rami dello spettro.

A questo punto volendo usare il programma di calcolo che fornisce gli **spettri di risposta** rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame è necessario fornire i seguenti parametri:

- | | | |
|-----------------------------------|--------------------|------------------|
| 1. Coordinate geografiche sito: | Long.: 11,497821° | Lat.: 45,714994° |
| 2. Vita nominale della struttura: | $V_N \geq 50$ anni | |
| 3. Classe d'uso: | classe II | |
| 4. Coefficiente d'uso: | $C_u = 1$ | |
| 5. Periodo di riferimento: | $V_R = 50$ anni | |
| 6. Categoria sottosuolo: | B | |
| 7. Categoria topografica: | T1 | |

I quali danno i seguenti parametri dello spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ per la componente orizzontale per lo stato limite SLV ($P_{VR} = 10\%$):

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|---|---------|
| a_g (TR = 475 anni) | 0,164 g |
| F_0 (TR = 475 anni) | 2,405 |
| T_c^* (TR = 475 anni) | 0,288 s |
| Coefficiente amplificazione stratigrafica S_S | 1,200 |

| | |
|---|-------|
| Coefficiente funzione della categoria suolo C_c | 1,411 |
| Coefficiente amplificazione topografico S_T | 1,000 |
| Fattore di struttura q (ipotizzato) | 2,500 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------------|-------|
| S | 1,200 |
| $\eta = 1/q$ | 0,400 |
| T_B (s) | 0,135 |
| T_C (s) | 0,406 |
| T_D (s) | 2,255 |

Come si vede dal valore $S_T = 1.0$ non si hanno, nel presente caso, effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, da includere nella valutazione del parametro S.

Dallo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ si ricavano i seguenti **coefficienti sismici** (K_{hi} , K_{hk}):

| | |
|--|-------|
| Inerzia della struttura $K_{hi} = S_d(T_1)$ | 0.189 |
| Periodo fondamentale della struttura T_1 (s) | 0.260 |
| | |
| Inerzia del terreno $K_{hk} = \beta_s \times S \times a_g$ | 0.047 |
| coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima β_s | 0.24 |

5.3 Comportamento del terreno granulare sotto l'azione dei carichi ciclici (sisma)

La liquefazione è un particolare stato di comportamento dei terreni non coesivi saturi, che si verifica durante l'azione di un terremoto.

La causa principale di tale fenomeno è dovuta alla nascita di sovrappressioni interstiziali, indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche, che provocano un comportamento simile a quello di un fluido.

Questi terreni, che si trovano in condizioni non drenate, subiscono, a seguito dell'azione delle onde sismiche di tipo S (trasversali), una perdita di resistenza al taglio, per la quale non sono più garantite le condizioni di stabilità, fino al raggiungimento di una nuova configurazione d'equilibrio compatibile con la nuova, diminuita, resistenza.

Durante la liquefazione le tensioni tangenziali mobilizzanti, indotte dal terremoto, incrementano le pressioni neutre in modo tale da rendere nulle le tensioni efficaci e quindi annullando la resistenza al taglio.

Il meccanismo di azione della liquefazione è così rapido che induce una riduzione di pressione efficace ad indice dei vuoti costante e dipende dallo stato di addensamento del terreno; per i terreni sciolti la riduzione di volume produce un incremento delle pressioni idrauliche mentre per i terreni densi il comportamento è inverso. Ne consegue che i terreni granulari sciolti sono suscettibili del fenomeno della liquefazione.

L'obiettivo della presente relazione è quello di capire lo stato di addensamento dei terreni granulari presenti e, conseguentemente, valutare la loro suscettibilità alla liquefazione.

Nel caso in esame l'assenza di strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda comporta che gli effetti dovuti alla liquefazione dei terreni di fondazione sono da considerarsi nulli.

6 – VERIFICHE DI SICUREZZA

6.1 - Premessa

Il progetto prevede la costruzione di un fabbricato composto da un piano interrato, e due piani fuori terra.

E' prevista di realizzare una fondazione del tipo continua, con quota di intradosso alla profondità di circa 3,0 da quota piano campagna.

In questo capitolo si è proceduto per le opere di fondazione alla determinazione del valore di progetto della Resistenza R_d relativamente agli SLU di tipo geotecnico (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e per scorrimento sul piano di posa) e alla verifica di sicurezza nei confronti degli SLE (cedimenti del terreno di fondazione).

Di seguito si è verificata la validità della disequazione $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione previsto dalla norme; E_d è il valore di progetto delle azioni.

6.2 – Calcolo del valore progettuale di Resistenza R_d agli SLU – GEO

La verifica di cui sopra è stata condotta applicando il seguente approccio progettuale (DM 14/01/08):

Approccio 2: A1+M1+R3

I valori di progetto delle azioni F e dei parametri geotecnici X ($C_{u,d}$, C'_{d} , ϕ'_{d} , γ_d) si ricavano dai valori caratteristici, F_k e X_k , ai quali va applicato un coefficiente di sicurezza parziale γ_F e γ_m , utilizzando le seguenti espressioni: $F_k \cdot \gamma_F$ e X_k / γ_m .

I coefficienti parziali relativi alle azioni γ_F sono indicati nella Tab. 6.2.I, mentre i coefficienti γ_m per i parametri del terreno e γ_R per le Resistenze sono ricavati rispettivamente dalle tabelle 6.2.II e 6.4.I del DM 14/01/2008. Si noti che in campo sismico i coefficienti parziali relativi alle azioni $\gamma_F = 1$.

Il valore di progetto della **capacità portante limite di fondazione pR_d** è calcolato mediante l'applicazione della formula di **Hansen** (1970) per fondazioni dirette, applicando i coefficienti di sicurezza parziali alla resistenza al taglio del terreno:

$$pR_d = [N_c C_{u,d} s_c d_c i_c z_c + \gamma_d D_f N_q s_q d_q i_q z_q + 0,5 \gamma_d B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma z_\gamma r_\gamma] / \gamma_R$$

se $\varnothing'_d = 0$ $R_d = [(2+\pi)C_{u_d} (1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) z_c + \gamma d D_f] r_\gamma / \gamma_R$
ove:

R_d = valore di progetto capacità portante limite della fondazione;
 C_{u_d} = coesione non drenata (angolo di attrito apparente $\varnothing' = 0$);
 γd = peso di volume del terreno;
 D_f = profondità del piano di posa della fondazione;
 N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito interno del terreno;
 B = dimensione minima in pianta della fondazione;
 s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
 d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità di fondazione;
 i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;
 z_c, z_q, z_γ = coefficienti sismici (correzioni di Paolucci e Pecker, 1997);
 r_γ = fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles);
 γ_R = Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R1, R2, R3)

- Fattori di capacità portante sono dati da:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg} \varphi$$

- Fattori di forma (s_i) sono dati da:

$$s_c = 1 + (N_q/N_c)(B/L) \quad s'_c = 0.2(B/L) \quad s_q = 1 + (B/L) \text{tg} \varphi \quad s_\gamma = 1 - 0.4B/L$$

- Fattori di profondità (d_i) sono dati da:

$$d_c = 1 + 0.4k \quad d'_c = 0.4k \quad d_q = 1 + 2 \text{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k \quad d_\gamma = 1$$

con $k = D/B$ se $D/B \leq 1$ e $k = \text{actg}(D/B)$ se $D/B > 1$

- Fattori di inclinazione del carico (i_i) sono dati da:

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1) \quad i_q = (1 - 0.5H/(V + BLc \cot \varphi))^5 \quad i_\gamma = (1 - 0.7H/(V + BLc \cot \varphi))^5$$

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{(1 - H/BLc)}$$

con V e H componenti verticale e orizzontale del carico. Se $i_i \neq 0$ allora $s_i = 1$.

Quando $\varphi = 0$, si usano i fattori contraddistinti da un apice.

L'effetto inerziale dovuto alla sovrastruttura produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico $K_{hi} = H/V$.

- Coefficienti sismici (z_i):

Per tener conto degli effetti inerziali del terreno (K_{hk}) si introducono nella formula della capacità portante i seguenti coefficienti moltiplicativi (correzioni di Paolucci e Pecker, 1997):

$$z_c = 1 - 0.32 K_{hk} \quad z_q = z_\gamma = 1 - (K_{hk}/\text{tg} \varphi)^{0.35}$$

con $K_{hk} = \beta_s \times S_s \times S_t \times a_g$

ove K_{hk} = inerzia del terreno, a_g = accelerazione massima attesa al sito, S_s e S_t = coefficienti stratigrafico e topografico; β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima.

- Fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles):

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \log(B/2) \quad \text{per } B > 2 \text{ m}$$

- Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R1, R2, R3).

$\gamma_R = 1.0$ per la combinazione R1; $\gamma_R = 1.8$ per la comb. R2; $\gamma_R = 2.3$ per la comb. R3.

Le verifiche sono state fatte per gli SLU di tipo geotecnico (GEO) nell'approccio progettuale M2 (A1+M1+R3) sia in campo statico che in campo sismico.

La verifica delle fondazioni in campo sismico è stata eseguita applicando le correzioni di Paolucci e Pecker (1997).

FABBRICATO (porzione con piano interrato e due piani fuori terra)

Le sollecitazioni massime da me previste, in corrispondenza della porzione di fabbricato con piano interrato e due piani fuori terra e che dovranno essere verificate dal progettista, agenti alla base della fondazione, ipotizzata larga 1.1 m e lunga 10 m, sono le seguenti:

Carico verticale:

Permanenti strutturali: $90 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m} = 900 \text{ kN}$

Permanenti non strutturali: $60 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m} = 600 \text{ kN}$

Variabili: $10 \text{ kN/m} \times 10 \text{ m} = 100 \text{ kN}$

6.2.1. Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO STATICO: A1+M1+R3

Sollecitazioni al piano di posa delle fondazioni:

| Coeff. moltiplicativi carichi | Permanenti strutturali | Perman. non strutturali | Variabili | Totali |
|-------------------------------|------------------------|-------------------------|-----------|---------------|
| A1 γ_F | 1.3 | 1.5 | 1.5 | |
| Sforzo normale (kN) | | | | N (kN) |
| valori non fattorizzati | 900 | 600 | 100 | 1600 |
| A1 valori | 1170 | 900 | 150 | 2220 |

Edificio di tipo residenziale

| | | | | |
|------------------------------------|----------|-----|---------|----|
| Tipo di fondazione: | continua | | | |
| Dimensioni: | B (m) = | 1.1 | L (m) = | 10 |
| Profondità incasso fondazione (m): | | 0.8 | | |

Litotipi di intradosso: ghiaia

Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 33^\circ$

Coesione non drenata: $Cu_k = Cu_d = 0 \text{ kPa}$

Peso di volume: $\gamma_k = 18 \text{ KN/m}^3$

| Verifica collasso per carico limite | | | |
|-------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------|----------------|
| Approccio | Capacità portante pRd (kPa) | Capacità portante resistente Rd (kN) | Azione Ed (kN) |
| A1+M1+R3 | 275 | $275 \times 1.1 \times 10 = 3025$ | 2220 |

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico Ed è inferiore alla Resistenza di progetto Rd, quindi la disuguaglianza $Ed \leq Rd$ è VERIFICATA.

6.2.2. Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO SISMCO: A1+M1+R3

Nell'analisi sismica delle fondazioni i carichi sollecitanti per ogni approccio utilizzato sono uguali ($A1=A2$) e i coefficienti parziali sono posti pari ad uno. Pertanto il carico massimo, agente alla base della fondazione, ipotizzata larga 1.1 m e lunga 10 m, è pari a 1600 kN.

| Edificio di tipo residenziale | | | | |
|--|-----------------------------|--------------------------------------|----------------|----|
| Tipo di fondazione: | continua | | | |
| Dimensioni: | B (m) = | 1.1 | L (m) = | 10 |
| Profondità incasso fondazione (m): | | 0.8 | | |
| Litotipi di intradosso: ghiaie | | | | |
| Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 33$ | | | | |
| Coesione non drenata: $C_{uk} = C_{ud} = 0$ kPa | | | | |
| Peso di volume: $\gamma_k = 18$ KN/m ³ | | | | |
| Coefficienti sismici: | | | | |
| - Inerzia della struttura $K_{hi} = 0,189$ | | | | |
| - Inerzia del terreno $K_{hk} = 0,047$ | | | | |
| Verifica collasso per carico limite | | | | |
| Approccio | Capacità portante pRd (kPa) | Capacità portante resistente Rd (kN) | Azione Ed (kN) | |
| A1+M1+R3 | 147 | $147 \times 1.1 \times 10 = 1617$ | 1600 | |

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico Ed è inferiore alla Resistenza di progetto Rd, quindi la disuguaglianza $Ed \leq Rd$ è VERIFICATA.

6.2.3. Nello stato limite di collasso per scorrimento sul piano di posa, l'azione di progetto Ed è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto Rd è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione.

Per fondazioni a diretto contatto con le pareti di scavo, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione.

I valori di E_d e R_d si calcolano rispettivamente con le seguenti relazioni:

$$E_d = H_d = V_d K_{hi} = 1600 \times 0.189 = 302 \text{ kN}$$

$$R_d = (V_d \tan \phi_d + P_{pd}) / \gamma_R = 1600 \times \tan 33^\circ / 1.1 = 944 \text{ kN}$$

con V_d = componente verticale del carico; K_{hi} = coefficiente sismico; P_{pd} = Resistenza passiva.

Nel nostro caso, la verifica di sicurezza allo SLU di collasso per scorrimento alla base mostra che **la disuguaglianza $E_d \leq R_d$ è sempre verificata.**

6.3 – Verifica di sicurezza agli stati limite di esercizio (SLE)

Nella verifica agli stati limite in condizioni di esercizio deve essere verificata l'entità dei cedimenti dei terreni di fondazione.

Deve essere verificato che sotto le sollecitazioni di progetto il terreno sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura. Deve essere verificata la seguente condizione:

$$W_{calc} < W_{amm}$$

Ove: $W_{calc} = W_o + W_{cI} + W_{cII} + W_{sism}$

con:

w_o = cedimento immediato o distorsionale

w_{cI} = cedimento di consolidazione primaria (o di volume)

w_{cII} = cedimento di consolidazione secondaria

w_{sism} = cedimento dovuto all'azione sismica

Nel caso specifico, considerando i terreni di fondazione caratterizzati da natura esclusivamente granulare, i cedimenti indotti sono da considerarsi di elastici e si esauriranno durante la fase costruttiva; essi sono valutati sull'ordine di 1-1,5 centimetri.

7 – VERIFICA DI STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

La realizzazione del piano interrato in progetto comporta l'esecuzione di uno scavo, di altezza di 3.0 m dal p.c. attuale, in terreni prevalentemente granulari, ghiaioso sabbiosi in matrice limosa, di elevata permeabilità.

Sono da prevedere, pertanto, dei fronti di scavo i cui profili siano tali che il terreno sia stabile con adeguato margine di sicurezza.

I parametri geotecnici, determinati con l'indagine geognostica e utilizzati nel calcolo di stabilità, trascurando lo strato superficiale agrario limoso argilloso; sono:

Litotipo 1 (ghiaie in matrice limosa):

- peso specifico: $\gamma = 18.5 \text{ KN/m}^3$
- angolo d'attrito interno: $\phi' = 33^\circ$
- coesione: $C = 10 \text{ KN/m}^2$

Nella verifica non è stata considerata la falda idrica perché questa si pone ad una quota di oltre -60 m dal p.c.

La verifica di stabilità di un fronte di scavo, in terreni con caratteristiche geotecniche note, si fonda sulla determinazione della posizione di un'ipotetica superficie di slittamento con coefficiente di sicurezza F_s minimo (F_s inteso come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata).

Si è in condizioni di equilibrio limite quando $F_s = 1$ e generalmente per F_s prossimi all'unità il pendio si trova in condizioni prossime all'equilibrio limite: anche un piccolo incremento degli sforzi tangenziali sulla superficie potenziale di rottura può innescare fenomeni di crollo.

Per la verifica di stabilità si è utilizzato il metodo dell'equilibrio limite globale (Sarma, 1973) nell'ipotesi di terreno omogeneo dal punto di vista litologico e delle caratteristiche geotecniche.

Il metodo di Sarma è un metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica. Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

1. L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
2. L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
3. L'equazione di equilibrio dei momenti

L'analisi di stabilità nelle suddette condizioni di verifica ha accertato, per un fronte di scavo di altezza 3.0 m e sagomato con angolo di scarpa di circa 50° sull'orizzontale, l'esistenza di superficie di scorrimento con coefficiente di sicurezza minimo superiore a 2, rappresentate in figura con curve continue, **evidenziando così l'assenza di superfici di rottura critiche ($F < 1$) e quindi di fenomeni di instabilità della scarpata.**

In tali condizioni pertanto si può ritenere che nel breve periodo, corrispondente alla durata del getto della fondazione e di realizzazione dei muri perimetrali, il fronte di scavo in esame risulta stabile.

Combinazione (A1+M1+R3) IN CAMPO STATICO

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti normativi: DM 14/01/08 e Circ. CCSSLPP 617/09

Rd **275** kPa Ed **202** kPa
Ed ≤ Rd, OK, verificato!

INPUT GEOTECNICO

FS globale gamma-R

Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)

Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)

Carico verticale sulla fondaz, KN

Angolo di attrito, di progetto gradi

coesione di progetto, kPa

Densità terreno sotto la fondaz, kN m⁻³Densità vespaio o riporto, kN m⁻³

Profondità di incasso

Larghezza di fondazione, m

Lunghezza fondazione, m

Eccentricità secondo B, m

Eccentricità secondo L, m

Inclinazione del piano campagna, gradi

Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)

Frazione spinta passiva, %

| | | | | |
|-------------|--------------|-----------------------------------|----|------|
| γ_R | 2,30 | | | |
| Khi | 0,000 | Khi = S(d)T1 | | |
| Khk | 0,000 | Khk = $\beta s^* a_g^* S_s^* S_t$ | | |
| Nd | 2220 | | sc | 1,07 |
| Φ_d | 33 | | sq | 1,07 |
| cd | 0 | | sg | 0,96 |
| $\gamma' f$ | 18 | | dc | 1,29 |
| $\gamma' v$ | 15 | | dq | 1,2 |
| D | 0,8 | | dg | 1 |
| B | 1,1 | | | |
| L | 10 | | ic | 1 |
| eb | 0 | | iq | 1 |
| el | 0 | | ig | 1 |
| b | 0 | | | |
| z | s | | zg | 1 |
| Epd | 0 | | rg | 1 |

* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991,

VALORI DERIVATI

Area efficace (con eccentricità)

Taglio sismico, KN

Pressione su terreno in condiz. statiche, kPa

A' 11,0
H 0
P 202

Combinazione (A1+M1+R3) IN CAMPO SISMICO

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti normativi: DM 14/01/08 e Circ. CCSSLPP 617/09

Rd **147** kPa Ed **145** kPa
 Ed ≤ Rd, OK, verificato!

INPUT GEOTECNICO

FS globale gamma-R

Inerzia della struttura K_{hi} (C7.11.5.3.1)Inerzia del suolo: K_{hk} (C7.11.5.3.1.7.)

Carico verticale sulla fondaz, KN

Angolo di attrito, di progetto gradi

coesione di progetto, kPa

Densità terreno sotto la fondaz, $kN m^{-3}$ Densità vespaio o riporto, $kN m^{-3}$

Profondità di incasso

Larghezza di fondazione, m

Lunghezza fondazione, m

Eccentricità secondo B, m

Eccentricità secondo L, m

Inclinazione del piano campagna, gradi

Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)

Frazione spinta passiva, %

| | | | | |
|-------------|--------------|--------------------------------------|----|------|
| γ_R | 2,30 | | | |
| K_{hi} | 0,189 | $K_{hi} = S(d)T1$ | | |
| K_{hk} | 0,047 | $K_{hk} = \beta s^* a_g^* S_s^* S_t$ | | |
| Nd | 1600 | | sc | 1 |
| Φ_d | 33 | | sq | 1 |
| cd | 0 | | sg | 1 |
| $\gamma' f$ | 18 | | dc | 1,29 |
| $\gamma' v$ | 15 | | dq | 1,2 |
| D | 0,8 | | dg | 1 |
| B | 1,1 | | | |
| L | 10 | | ic | 0,59 |
| eb | 0 | | iq | 0,61 |
| el | 0 | | ig | 0,49 |
| b | 0 | | | |
| z | s | | zg | 0,97 |
| Epd | 0 | | rg | 1 |

* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991,

VALORI DERIVATI

Area efficace (con eccentricità)

Taglio sismico, KN

Pressione su terreno in condiz. statiche, kPa

A' 11,0
 H 302,4
 P 145

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV |
|--------------|---------|
| a_g | 0,164 g |
| F_o | 2,405 |
| T_c^* | 0,288 s |
| S_S | 1,200 |
| C_C | 1,411 |
| S_T | 1,000 |
| q | 2,500 |

Parametri dipendenti

| | |
|--------|---------|
| S | 1,200 |
| η | 0,400 |
| T_B | 0,135 s |
| T_C | 0,406 s |
| T_D | 2,255 s |

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

| | T [s] | Se [g] |
|------------------|-------|--------|
| | 0,000 | 0,197 |
| $T_B \leftarrow$ | 0,135 | 0,189 |
| $T_C \leftarrow$ | 0,406 | 0,189 |
| | 0,494 | 0,155 |
| | 0,582 | 0,132 |
| | 0,671 | 0,115 |
| | 0,759 | 0,101 |
| | 0,847 | 0,091 |
| | 0,935 | 0,082 |
| | 1,023 | 0,075 |
| | 1,111 | 0,069 |
| | 1,199 | 0,064 |
| | 1,287 | 0,060 |
| | 1,375 | 0,056 |
| | 1,463 | 0,053 |
| | 1,551 | 0,050 |
| | 1,639 | 0,047 |
| | 1,727 | 0,044 |
| | 1,815 | 0,042 |
| | 1,903 | 0,040 |
| | 1,991 | 0,039 |
| | 2,079 | 0,037 |
| | 2,167 | 0,035 |
| $T_D \leftarrow$ | 2,255 | 0,034 |
| | 2,339 | 0,033 |
| | 2,422 | 0,033 |
| | 2,505 | 0,033 |
| | 2,588 | 0,033 |
| | 2,671 | 0,033 |
| | 2,754 | 0,033 |
| | 2,837 | 0,033 |
| | 2,920 | 0,033 |
| | 3,003 | 0,033 |
| | 3,086 | 0,033 |
| | 3,169 | 0,033 |
| | 3,252 | 0,033 |
| | 3,335 | 0,033 |
| | 3,418 | 0,033 |
| | 3,502 | 0,033 |
| | 3,585 | 0,033 |
| | 3,668 | 0,033 |
| | 3,751 | 0,033 |
| | 3,834 | 0,033 |
| | 3,917 | 0,033 |
| | 4,000 | 0,033 |

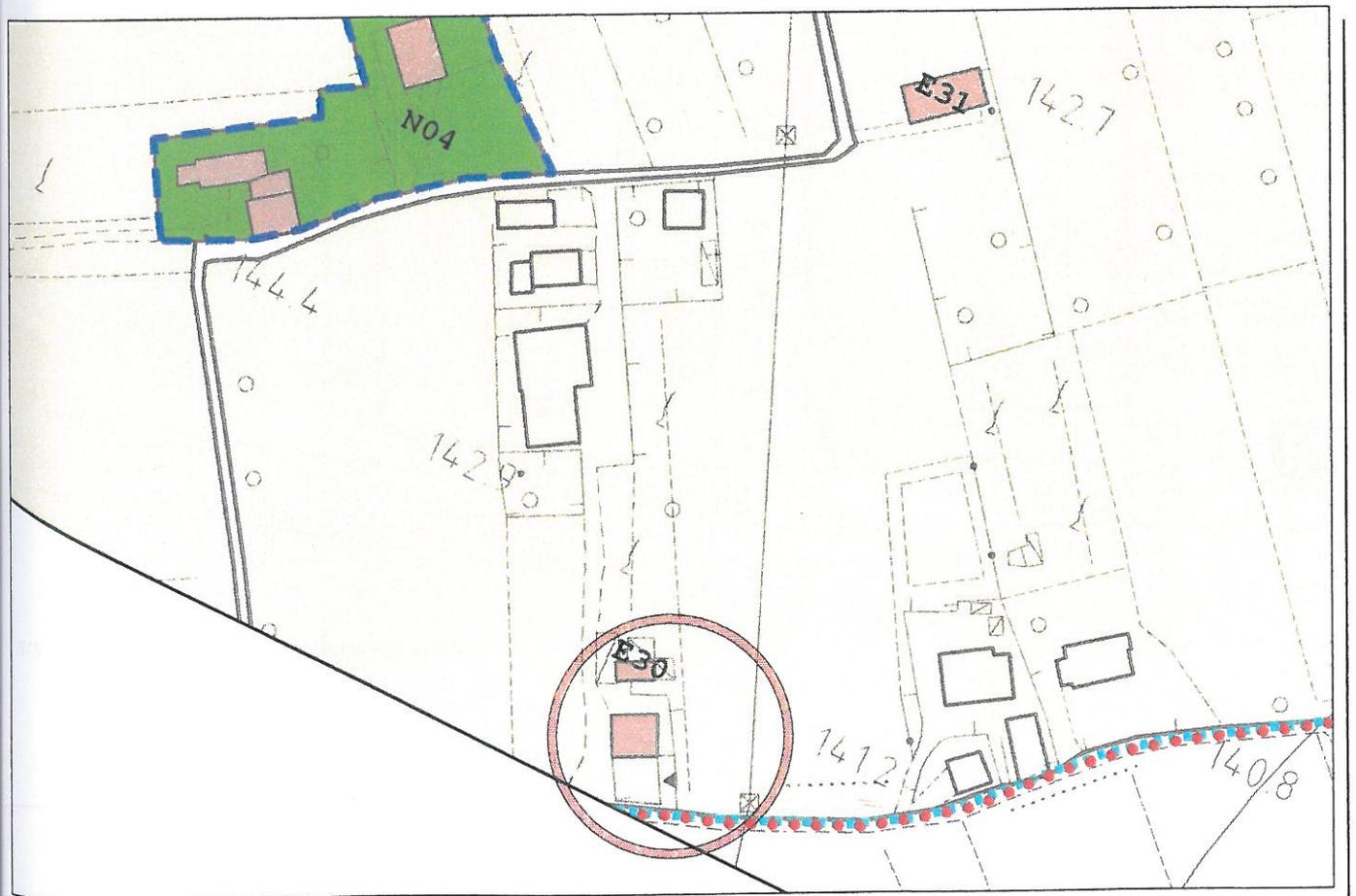
La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell



PLANIMETRIA CATASTALE scala 1:2000

Comune di ZUGLIANO

Foglio 10, mappali n. 215 - 218 - 217 - 220 (prop. Castello Gabriele)
118 - 195 (prop. Bettale Luigina)

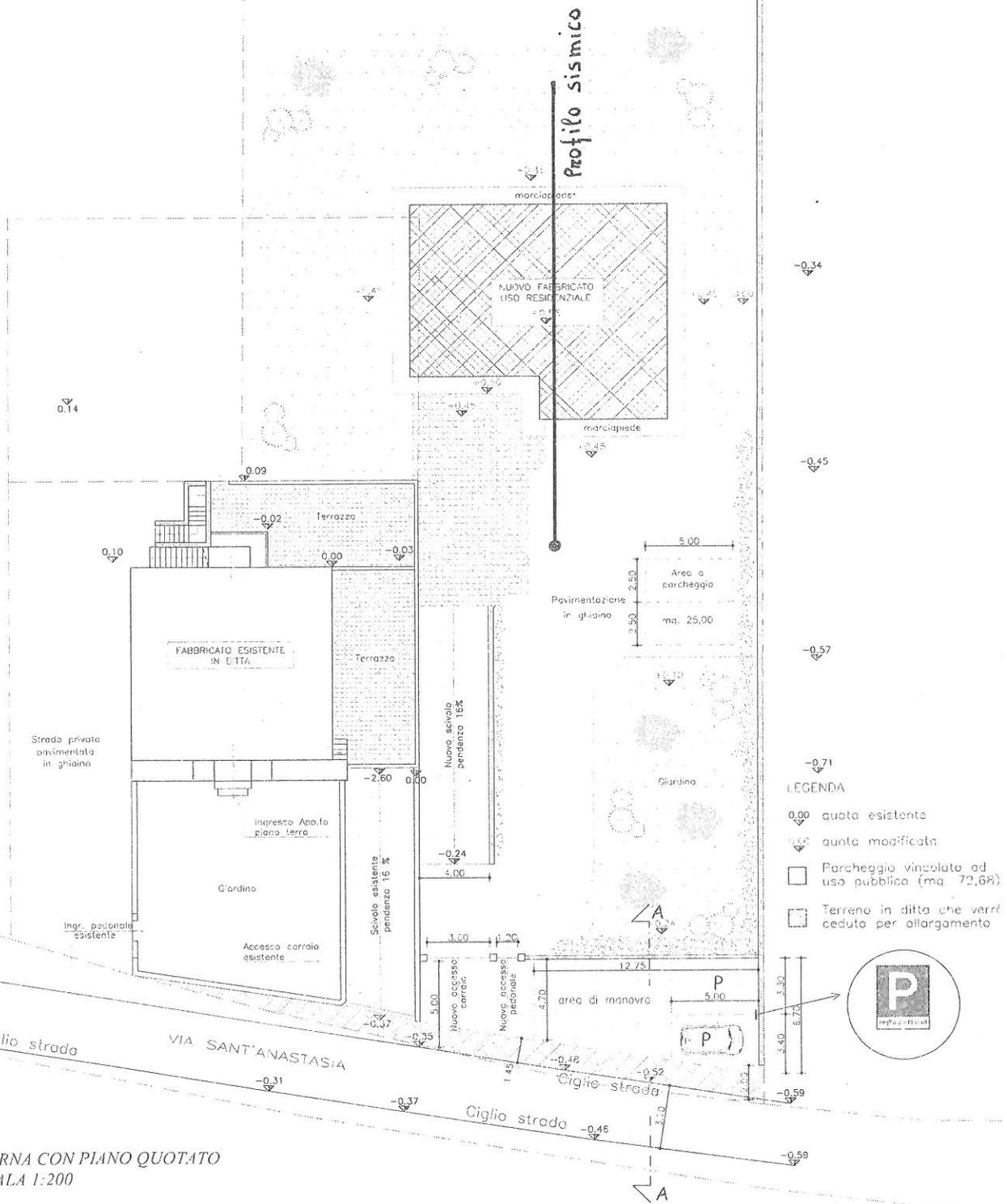


ESTRATTO P.I. scala 1:2000

Mapp. 218
(prop. Castello Casale)

Mapp. 218
(prop. Castello Casale)

profilo sismico



- LEGENDA
- 0,00 quota esistente
 - ▽ quota modificata
 - Parcheggio vincolato ad uso pubblico (mq 72,68)
 - ▨ Terreno in ditta che verrà ceduto per allargamento

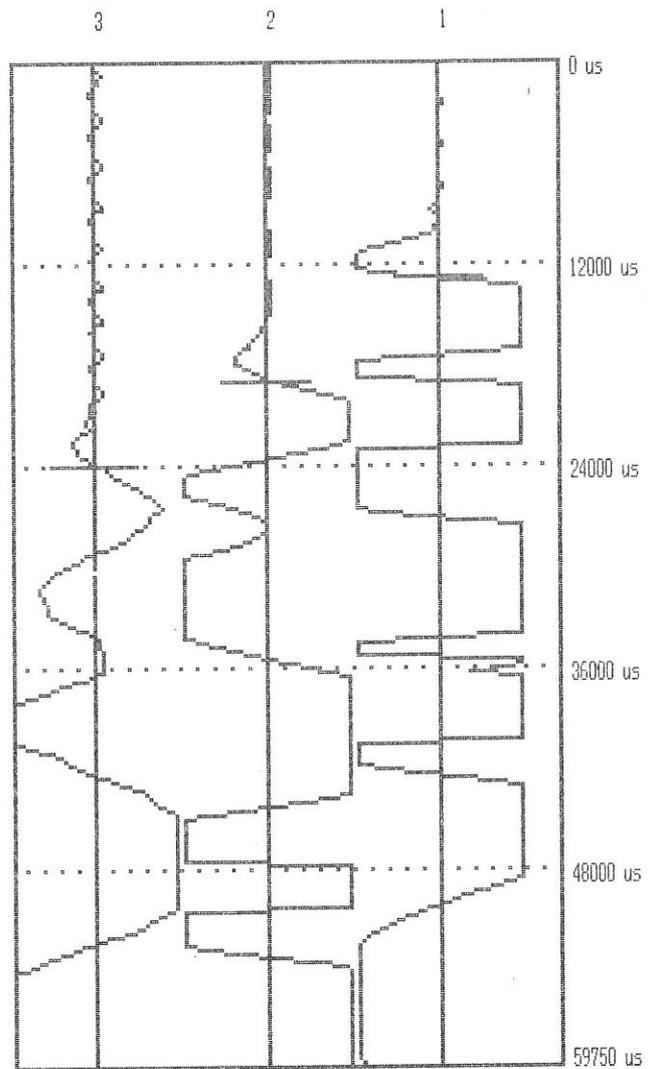


SISTEMAZIONE ESTERNA CON PIANO QUOTATO
SCALA 1:200

P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO.....1
CAMPIONAMENTO.....250 us
DURATA.....59.7 ms
GUADAGNO 1.....100
GUADAGNO 2.....100
GUADAGNO 3.....100
NSTACK 1.....0
NSTACK 2.....0
NSTACK 3.....0
RITARDO.....0 ms
POLARITA'.....+P
DATA.....30/05/2013
ORA.....07:49

MARKER 1.....12.75 ms
MARKER 2.....19 ms
MARKER 3.....24 ms

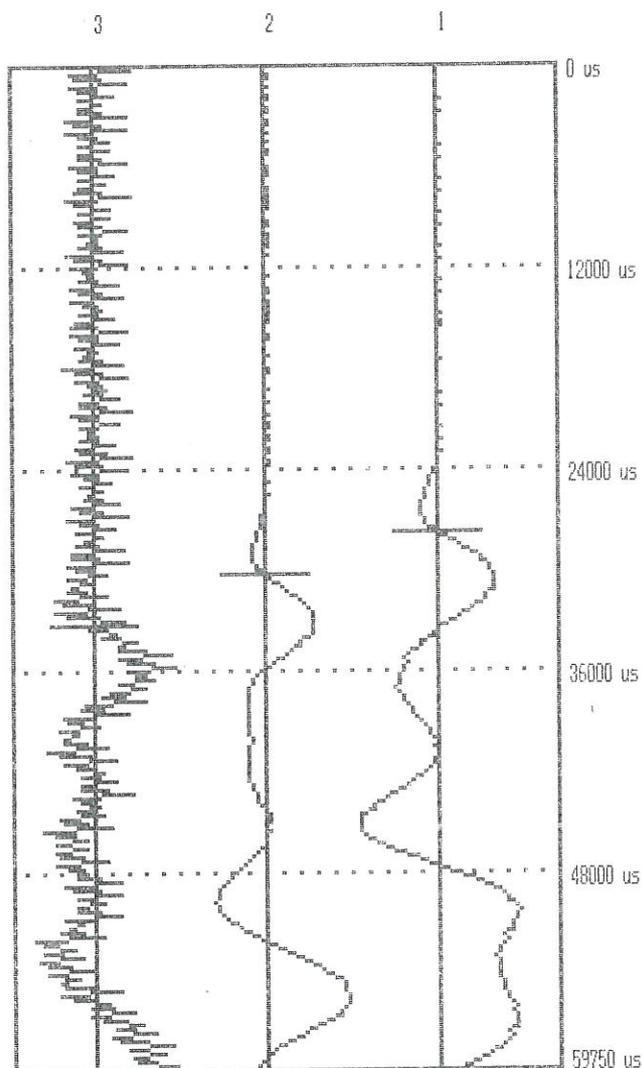


P.A.S.I. s.r.l.
Via Galliani 5/E
10125 Torino
Tel. +39-011-650.70.33 x Fax +39-011-658.646
www.pasigeophysics.com

P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO.....2
CAMPIONAMENTO.....250 us
DURATA.....59.7 ms
GUADAGNO 1.....100
GUADAGNO 2.....100
GUADAGNO 3.....100
NSTACK 1.....0
NSTACK 2.....0
NSTACK 3.....0
RITARDO.....0 ms
POLARITA'.....+P
DATA.....30/05/2013
ORA.....07:52

MARKER 1.....27.75 ms
MARKER 2.....30.25 ms
MARKER 3.....33.25 ms

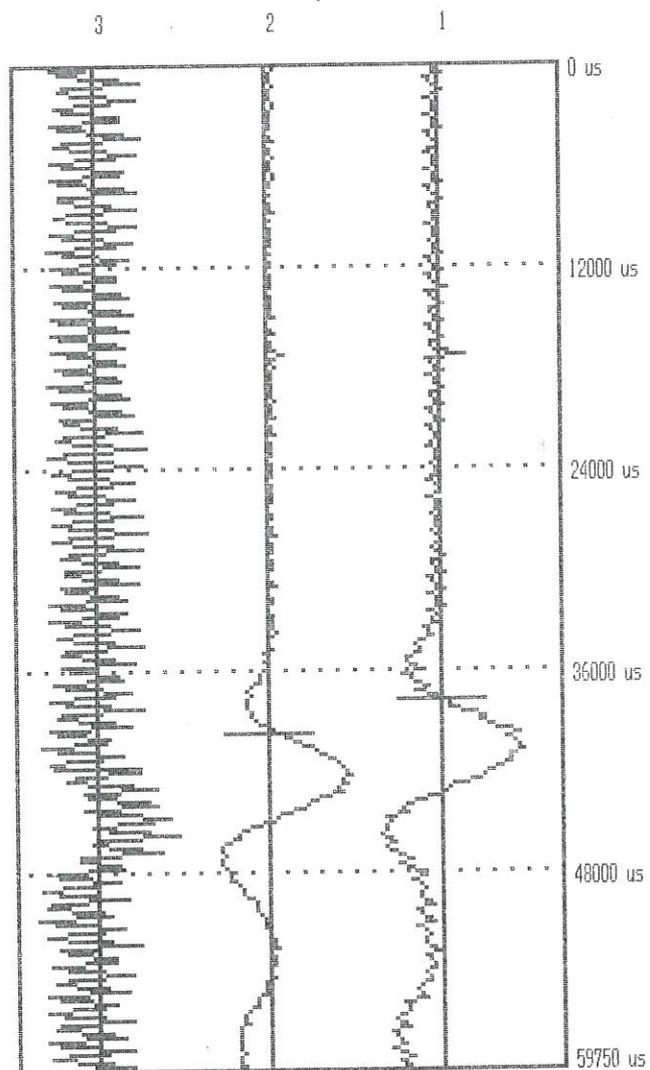


P.A.S.I. s.r.l.
Via Galliani 5/E
10125 Torino
Tel. +39-011-650.70.33 x Fax +39-011-658.646
www.pasigeophysics.com

P.A.S.I. SISMO-CE

ACQUISIZIONE NUMERO....3
CAMPIONAMENTO.....250 us
DURATA.....59.7 ms
GUADAGNO 1.....100
GUADAGNO 2.....100
GUADAGNO 3.....100
NSTACK 1.....0
NSTACK 2.....0
NSTACK 3.....0
RITARDO.....0 ms
POLARITA'.....+P
DATA.....30/05/2013
ORA.....08:01

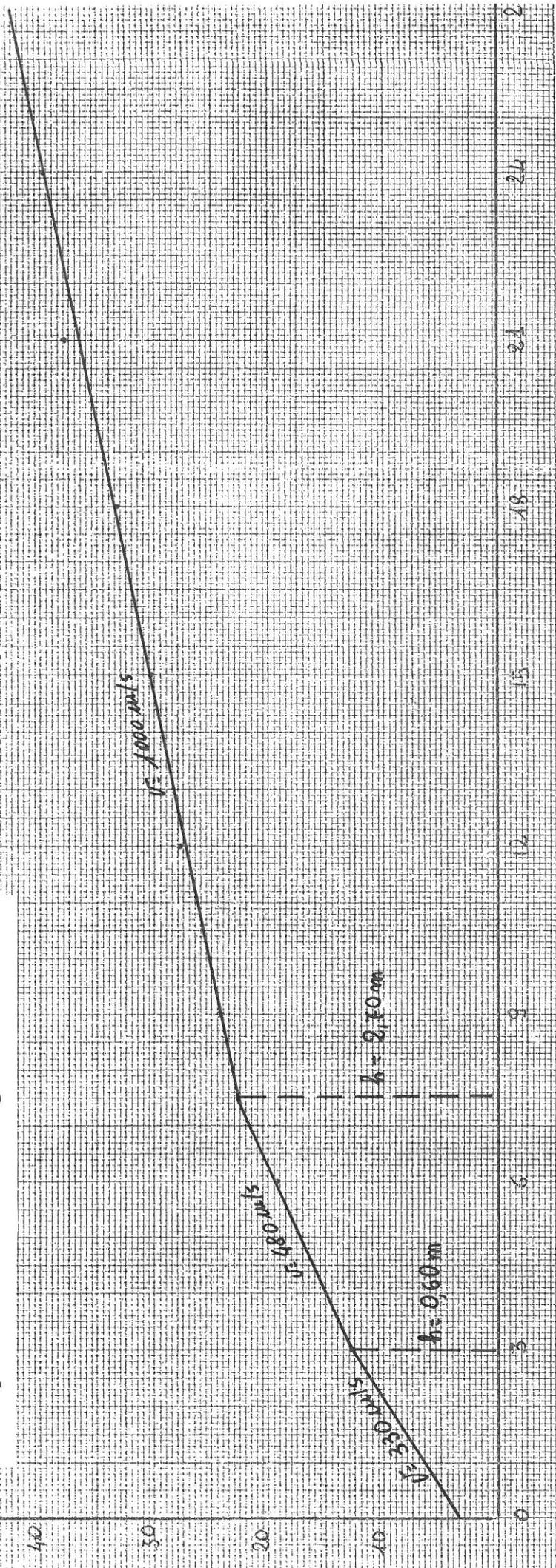
MARKER 1.....37.75 ms
MARKER 2.....39.75 ms
MARKER 3.....41.75 ms



P.A.S.I. s.r.l.
Via Galliani 5/E
10125 Torino
Tel. +39-011-650.70.33 * Fax +39-011-650.646
www.pasigeophysics.com

Acquisizione n°1-2-3
Interpretazione stratigrafica

Da p.c. a quota -0.60 m: suolo vegetale
da quota -0.60 a -2.70 m: ghiaia sciolta
da quota -2.70 a -10.00 m: ghiaia addensata



SMALTIMENTO ACQUE REFLUE

Considerate le caratteristiche litostratigrafiche ed idrogeologiche dei terreni, ed in particolare la natura ghiaioso-limosa dei terreni più superficiali, un impianto di smaltimento delle acque chiarificate provenienti da vasca settica tipo IMHOFF, adeguatamente dimensionata, può essere realizzato con un **sistema a dispersione nel terreno mediante trincee di sub - irrigazione semplice** (punto 5 e 7 della citata Del. C.M. 4/2/77). Tale sistema è fattibile in quanto (punti 2, 5, 6 e 7 della citata Del. C.M. 4/2/77):

1. la profondità del suolo, intesa come spessore dello strato superficiale, affinché possa completarsi la maggior parte dei necessari fenomeni di depurazione, risulta superiore a m 1.50;
2. la falda è sufficientemente profonda da permettere un franco di almeno un metro dal fondo della trincea;
3. a valle del lotto in oggetto non sono ubicate sorgenti utilizzate né a scopo idropotabile né a scopo irriguo.

SISTEMA DI SMALTIMENTO MEDIANTE SUB - IRRIGAZIONE

SEMPLICE: PROPOSTE DI INTERVENTO E MODALITÀ DI ESECUZIONE

Il trattamento e lo smaltimento dei liquami per sub-irrigazione prevede la disposizione di tubazioni disperdenti del diametro di 100÷150 mm con pendenze comprese nell'intervallo 0.2÷0.3 %, a giunti aperti o perforate.

Le prime sono costituite da elementi tubolari di cotto, grès, calcestruzzo o PVC di lunghezza 30÷50 cm, allineati e distanziati di 1÷2 cm in modo da formare giunti aperti protetti con tegole di almeno 15 cm di lunghezza o pietrisco di pezzatura tale da impedire il suo ingresso in tubazione. Le seconde sono tubazioni continue in grès o PVC dotate di fori da 1÷2 cm sulle pareti. Le tubazioni vengono interrate nella metà inferiore di una trincea di profondità minima pari a 60 cm e larghezza massima pari a 100 cm. e attorno ad esse viene realizzato uno strato di ghiaia grossolana (20÷60 mm) e ben pulita, che si deve estendere per almeno 5 cm al di sopra della tubazione e 15 cm al di sotto.

Ulteriori prescrizioni realizzative sono quelle di (1) effettuare gli scavi senza alterare sensibilmente le caratteristiche locali del terreno e quindi non nei periodi umidi, (2) di adottare idonei accorgimenti, come l'inserimento sopra il piano del pietrisco di uno strato di tessuto-non tessuto o fogli di carta da imballo, per impedire l'intasamento degli strati di pietrisco da parte del terreno di rinterro e (3) di realizzare i riempimenti degli scavi prevedendo un adeguato margine di sicurezza (almeno 10÷15 cm sopra il piano campagna) in previsione di futuri assestamenti, al fine di evitare impaludamenti superficiali o la saturazione del terreno circostante.

Il **dimensionamento** di un impianto di trattamento dei reflui deve essere fatto in base al numero degli abitanti equivalenti (AE); nel nostro caso il numero di abitanti equivalenti, calcolato e tenuto conto della Del. C.M. 4/2/1977 e successive modifiche e integrazioni, risulta di 2 AE.

La lunghezza totale della condotta disperdente, computata in relazione alla natura del terreno "ghiaioso-limoso", deve essere calcolata secondo il rapporto minimo di 3 m/utente. Considerando un numero di utenti pari a 6, la lunghezza minima della tubazione disperdente non deve essere inferiore ai 18 m complessivi.

Le trincee di sub-irrigazione possono avere condotte disperdenti su di una fila, su di una fila con ramificazioni o su più file parallele, che devono essere disposte lungo le curve di livello (per limitare la pendenza delle condotte disperdenti) e possibilmente perpendicolarmente alle linee di flusso della falda acquifera superficiale (per favorire la dispersione del liquame trattato nell'acqua di falda). E' bene disporre di diverse linee in parallelo per ovviare ad eventuali problemi di intasamento su una linea, oltre che per consentire periodi di funzionamento e di riposo. Ogni linea non deve essere più lunga di 30 metri e deve essere distanziata da quella adiacente meno di due volte lo spessore dello strato di ghiaia, per evitare il reciproco disturbo.

L'acqua di falda non potrà essere utilizzata a valle per uso potabile o domestico o per irrigazione di prodotti mangiati crudi a meno che non vengano disposti da parte dell'autorità sanitaria accertamenti chimici e microbiologici, caso per caso.

I sistemi di sub-irrigazione devono prevedere sempre la realizzazione di un sifone di cacciata (con volumi di cacciata di 250÷400 l) subito a valle della vasca settica o Imhoff, la quale, mantenuta efficiente mediante periodici svuotamenti, viene dimensionata secondo quanto disposto dalle norme di applicazione della Circolare della G.R. del Veneto n° 35 del 4/06/96 (vedi tabella 2 in allegato). Osservando la tabella devono essere considerati per il comparto di sedimentazione un volume minimo di 60 litri pro capite e per il compartimento del fango un volume di circa 200 litri pro capite, con due estrazioni all'anno.

La fossa settica deve essere installata esternamente al fabbricato di cui è al servizio, alla distanza di almeno 1.0 m. dal muro perimetrale di fondazione, e ad almeno 10 m. da pozzi, condotte o serbatoi di acqua destinata ad uso potabile.

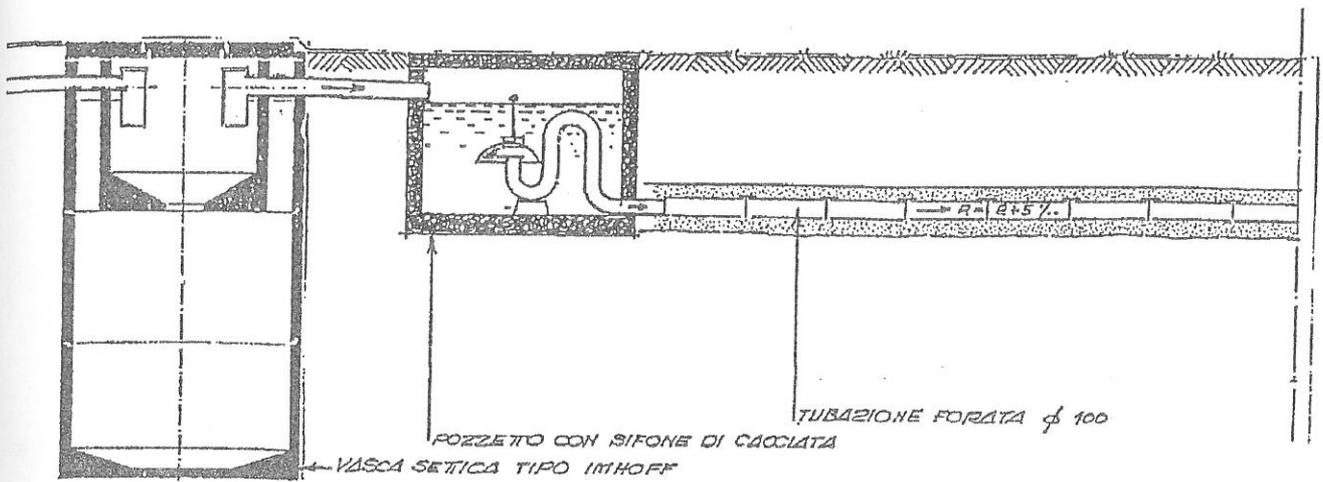
Tabella 1 – Dimensionamento fosse settiche tipo imhoff (tab. da C.M. della G.R.V. n° 35 del 4/06/96)

| CONTENUTO MINIMO EFFETTIVO DI LIQUAMI | | | | |
|---------------------------------------|--------------------------------|--------------|----------------------------|--------------|
| Abitanti n. | <i>Comparto sedimentazione</i> | | <i>Comparto digestione</i> | |
| | contenuto totale | lt./abitante | contenuto totale | lt./abitante |
| fino a 10 | 600 | 60 | 2000 | 200 |
| fino a 20 | 1.100 | 55 | 4.000 | 200 |
| fino a 30 | 1.500 | 50 | 6.000 | 200 |
| fino a 40 | 2.000 | 50 | 7.000 | 175 |
| fino a 60 | 2.700 | 45 | 9.000 | 150 |
| fino a 80 | 3.200 | 40 | 10.000 | 125 |
| fino a 100 | 4.000 | 40 | 12.000 | 120 |

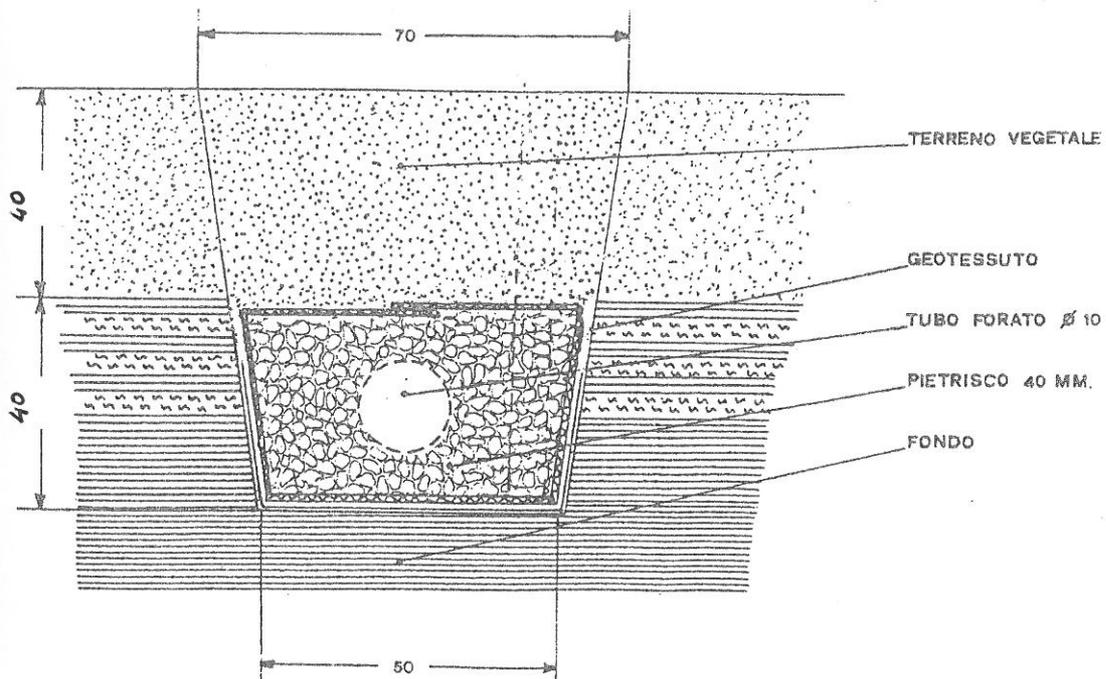
31 maggio 2013

geologo Franco Monticello





particolare della sezione longitudinale



particolare della sezione di scavo