

REGIONE AUTONOMA FRIULI-VENEZIA GIULIA

PROVINCIA DI UDINE

CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA FRIULANA - UDINE

**INTERVENTO URGENTE DI PROTEZIONE CIVILE DI SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL
RETICOLO MINORE IN COMUNE DI PAVIA DI UDINE - FRAZIONE LAUZACCO, A
SALVAGUARDIA DEL TRANSITO E DELLA PUBBLICA INCOLUMITÀ.**

Decreto n.DCR/776/PC/2016 dd. 06.07.2016

Relazione geologica e geotecnica e per la
relativa Variante al P.R.G.C. del Comune di
Pavia di Udine.

IL GEOLOGO



Studio geologico Floreani-Jaiza
Pozzuolo del F. tel. 0432/669422

PREMESSE

Su incarico dell'Amministrazione del Consorzio di Bonifica Pianura Friulana di Udine (incarico CIG: Z341AFB4C4) é stato eseguito uno studio geologico e geotecnico del territorio interessato dall'intervento urgente di protezione civile di sistemazione idraulica del reticolo minore in Comune di Pavia di Udine - frazione Lauzacco, a salvaguardia del transito e della pubblica incolumità. La Variante recepisce l'inserimento delle opere da realizzare in relazione al Piano di interventi urgenti straordinari di protezione civile per adeguamento della rete di scolo in destra Torre. In particolare si prevede il ripristino di alcuni fossati e la posa di tubazioni DN 80 cm in acciaio e di uno scatolare cm 120x100 prefabbricato tipo ZAFa come riportato nelle tavole grafiche allegate al progetto.

Le opere si rendono necessarie al fine di raccogliere le acque meteoriche di ruscellamento che, nei momenti di forti precipitazioni, non riescono a percolare nel sottosuolo per la scarsa permeabilità dei terreni superficiali, causando conseguenti allagamenti anche in alcune zone urbanizzate (le aree a pericolosità idraulica sono riportate in All.4). Scopo dello studio era quello di definire le condizioni geomorfologiche, idrologiche e litologiche del territorio interessato, al fine di stabilire la compatibilità con le previsioni dello strumento urbanistico. Inoltre si doveva accertare la natura e le caratteristiche del sottosuolo per fornire i parametri geologico-tecnici utili alla progettazione tenendo presente che il territorio in esame è classificato in zona 3 secondo la nuova classificazione sismica regionale (D.G.R. N°845 del 06/05/2010). Le verifiche sono

state eseguite applicando le "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008"

Oltre ai rilievi di superficie, lo studio ha fatto riferimento ai contenuti di numerosi nostri lavori di carattere geologico e geotecnico eseguiti nello stesso territorio. In particolare si fa riferimento ad una prova penetrometrica eseguita nel punto indicato in All.1 che ben caratterizza le caratteristiche geotecniche del territorio interessato dal progetto.

CARATTERISTICHE FORMAZIONALI, GEOLITOLOGICHE E MORFOLOGICHE

L'area oggetto di studio si estende nella parte meridionale dell'Alta Pianura Friulana, tra il T. Cormor ed il F. Torre, a quote comprese tra 58 m e 60 m s.l.m.m.

La morfologia è quindi perfettamente piatta, degradante verso Sud con pendenza media dello 0.3 %.

Questa pianura ha preso origine, principalmente, dalla sedimentazione di depositi fluvio-glaciali del Pleistocene, più volte rimaneggiati da parte delle acque di fusione dei ghiacciai quaternari e trasportati dalla corrente del F. Torre e del T. Cormor in epoca post-glaciale.

La situazione litologica rilevata, al di sotto dello strato di alterazione superficiale, presenta caratteristiche piuttosto omogenee; infatti sono state riconosciute alluvioni costituite da ghiaie e sabbie limo-argillose, con quest'ultime parti fini in percentuale inferiore al 25%.

Solo in superficie si nota una differenziazione

litologica con lunghe fasce, che si sviluppano prevalentemente in direzione N-S, di terreni prevalentemente limo-argillosi o limoso-sabbiosi che si alternano con fasce prevalentemente ghiaiose; tale situazione litologica si evidenzia solo fino ad una profondità massima di 3 m.

La situazione geolitologica rilevata nella zona di interesse e nelle zone vicine, viene definita nella "Carta geolitologica" riportata in All.2; risulta che l'area è posta entro le zone caratterizzate da uno strato superficiale prevalentemente limo-argilloso con scarsa ghiaia, caratterizzato da parametri geotecnici un po' scadenti, potente da 3 m a 2 m, mentre al di sotto si rinvencono sedimenti ghiaioso-sabbiosi piuttosto densi.

L'area non è interessata direttamente da alcun corso d'acqua naturale (immediatamente ad Ovest scorre il canale irriguo di S. Maria). Tuttavia, da quanto risulta dalla cartografia del PAIR2014, il sito è posto in zona P1 (pericolosità idraulica bassa). Ciò deriva dalla non costante ed adeguata manutenzione della rete idrografica, che comporta un rischio di allagamento in diverse zone del territorio. Si tratta di allagamenti che si verificano in occasione di precipitazioni atmosferiche molto violente (superiori a 50 mm/h o continue per più giorni per almeno 150÷200 mm di pioggia complessiva).

Durante questi eventi le acque meteoriche non riescono a percolare nei saturi terreni del sottosuolo. La situazione viene aggravata per l'elevata antropizzazione e la non sempre adeguata rete di scolo. Gli allagamenti si verificano a causa della parziale o totale chiusura di alcuni

canali secondari o dei fossi scolmatori che spesso sono parzialmente o totalmente interrotti in corrispondenza dei passaggi agricoli.

In alcuni casi le strade comunali, specie nelle parti in trincea, si trasformano in canali drenanti, portando le acque raccolte verso le zone più depresse. In altri casi sono gli argini della rete idrografica minore ad impedire il drenaggio di queste acque che vengono di conseguenza trattenute o dai rilevati stradali o dagli argini stessi. Concorre allo scarso drenaggio la permeabilità piuttosto bassa dei terreni superficiali. Nel corso degli ultimi anni l'inconveniente si è più volte ripetuto, coinvolgendo anche zone diverse.

La falda freatica è posta alla profondità media di 25 m dal p.c. (con escursioni stagionali di 5÷6 m) e quindi non presenta alcun interesse ai fini del calcolo delle strutture fondazionali, né rischi di liquefazione dei sedimenti in caso di evento sismico.

Secondo recenti studi di neotettonica l'area è marginalmente interessata da un "trend" di faglie a sviluppo dinarico, geodinamicamente attive, di cui la più conosciuta per estensione è la "linea di Palmanova" passante poco distante dal sito in esame.

RELAZIONE GEOTECNICA SUI TERRENI

Allo scopo di definire la natura e le caratteristiche geotecniche di massima dei sedimenti si é fatto riferimento alle numerose indagini da noi eseguite nell'ambito del territorio interessato dal presente studio.

Dal loro esame emerge che le caratteristiche geotecniche dei sedimenti sono piuttosto scadenti solo in corrispondenza dello strato superficiale di alterazione; al di sotto di esso (e cioè al di sotto di 2÷2,5 m dal p.c.) si evidenzia un progressivo addensamento dei sedimenti con conseguente miglioramento dei parametri geotecnici.

Per la caratterizzazione del sottosuolo si allega una prova penetrometrica, da noi eseguita per un precedente studio nel punto indicato in All.1, che rappresenta chiaramente la situazione generale del sottosuolo nell'area in esame. La prova penetrometrica era stata eseguita impiegando un penetrometro leggero Nordmeyer LRS 10 con punta a perdere avente sezione di 10 cmq, angolo di 90°, infissa con dispositivo a percussione a maglio del peso di 20 Kg con altezza di caduta di 50 cm ed aste del diametro di 22 mm.

Dalla indagine allegata (All.3) si evince che il sottosuolo, al di sotto dello strato superficiale prevalentemente limo-sabbioso potente circa 2÷2,5 m, è costituito da sedimenti alluvionali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi con frequenti ciottoli. Questa situazione si mantiene come descritto, sia in senso verticale che in senso orizzontale, fino alla profondità di interesse progettuale

Le opere previste andranno ad interessare i sedimenti

presenti fino a profondità di 2÷2,5 m dal p.c. dove sono stati rilevati i seguenti parametri geotecnici medi:

- angolo d'attrito = 33°
- peso di volume = 1,9 t/mc
- coesione = 0 t/mq
- modulo edometrico > 120 kg/cmq.

Per una definizione della categoria del suolo di fondazione secondo le "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008" si precisa che, in base alle verifiche eseguite, i terreni costituenti il sottosuolo presentano almeno i seguenti parametri:

- $V_s = 180\div 360$ m/s;
- $N_{SPT} = 15\div 50$ colpi.

Pertanto il suolo di fondazione è da attribuire alla classe C "Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate".

CAPACITA' PORTANTI

Con i parametri geotecnici sopra esposti sono state eseguite delle verifiche, mediante la teoria del Terzaghi, del carico limite del complesso terreno-fondazione per travi continue, nel rispetto delle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

I risultati delle verifiche, di base per il progettista, sono riportati in All.5; risulta che in condizioni di sisma, per fondazioni impostate alla profondità di 1 m e larghezza di 0,5 m, il carico di progetto può assumere il valore di 1,58 kg/cm². I valori ottenuti mettono

in evidenza che non sussistono particolari problemi per il dimensionamento delle opere di fondazione; nel rispetto del carico riportato, date le caratteristiche dei sedimenti, sono del tutto trascurabili i cedimenti differenziali; infatti dalle verifiche eseguite risultano cedimenti totali inferiori ad un centimetro.

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

A seguito di tutte le indagini eseguite si ritiene che le condizioni geomorfologiche e idrologiche rilevate siano compatibili con quanto previsto in progetto e in Variante al P.R.G.C.

In considerazione della profondità della falda, delle caratteristiche granulometriche dei sedimenti e della loro densità, si esclude il rischio di liquefazione degli stessi o altre influenze negative in caso di evento sismico (con la nuova classificazione 2003 della sismicità, il comune di Pavia di Udine viene indicato in zona 3).

I terreni che interessano la zona esaminata non presentano particolari problemi per il dimensionamento delle opere di fondazione previste che andranno comunque verificate con le opportune analisi puntuali.

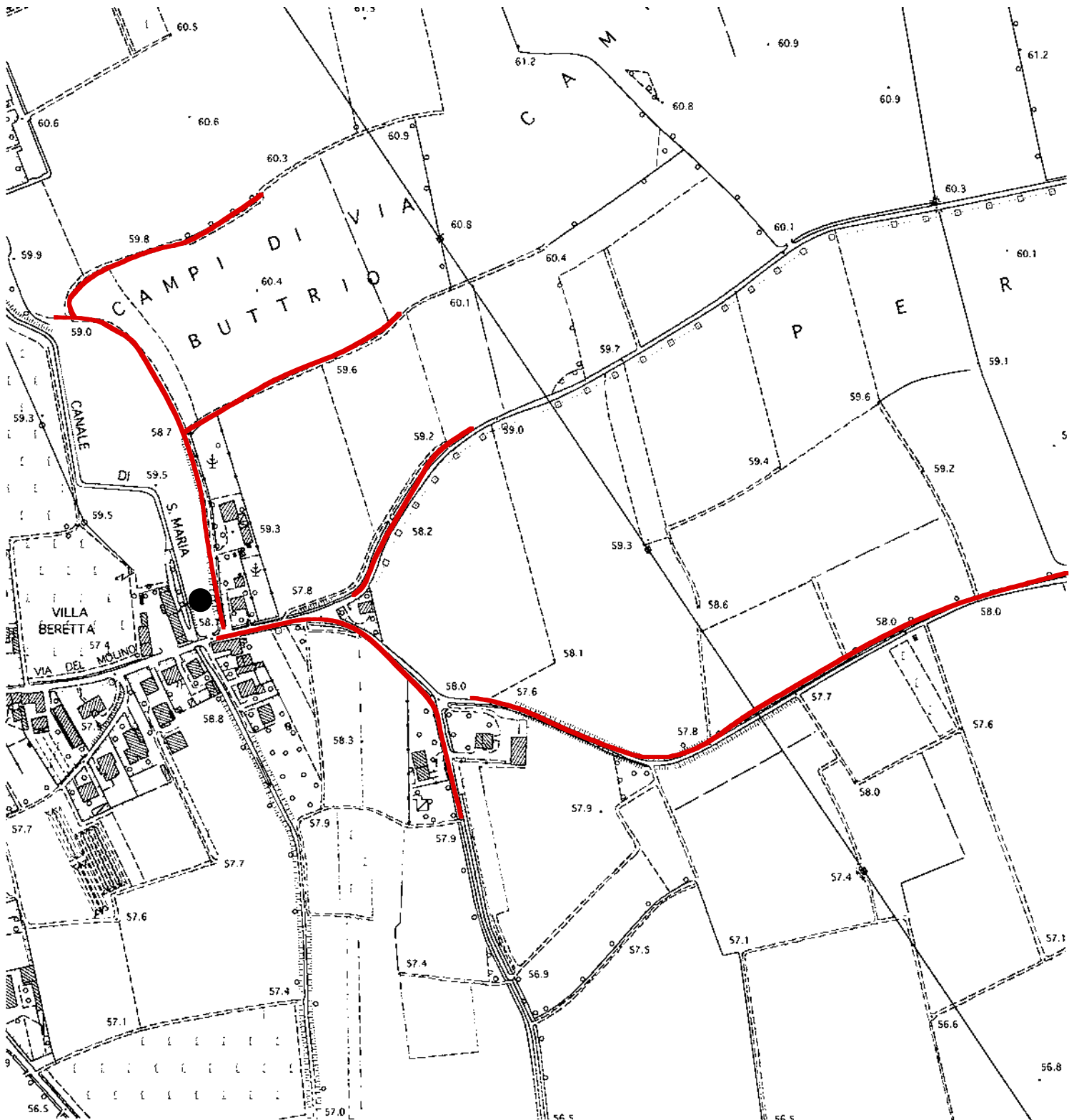
Pozzuolo del F. 16 settembre 2016



ESTRATTO DA C.T.R.

All.1

Scala 1:5.000



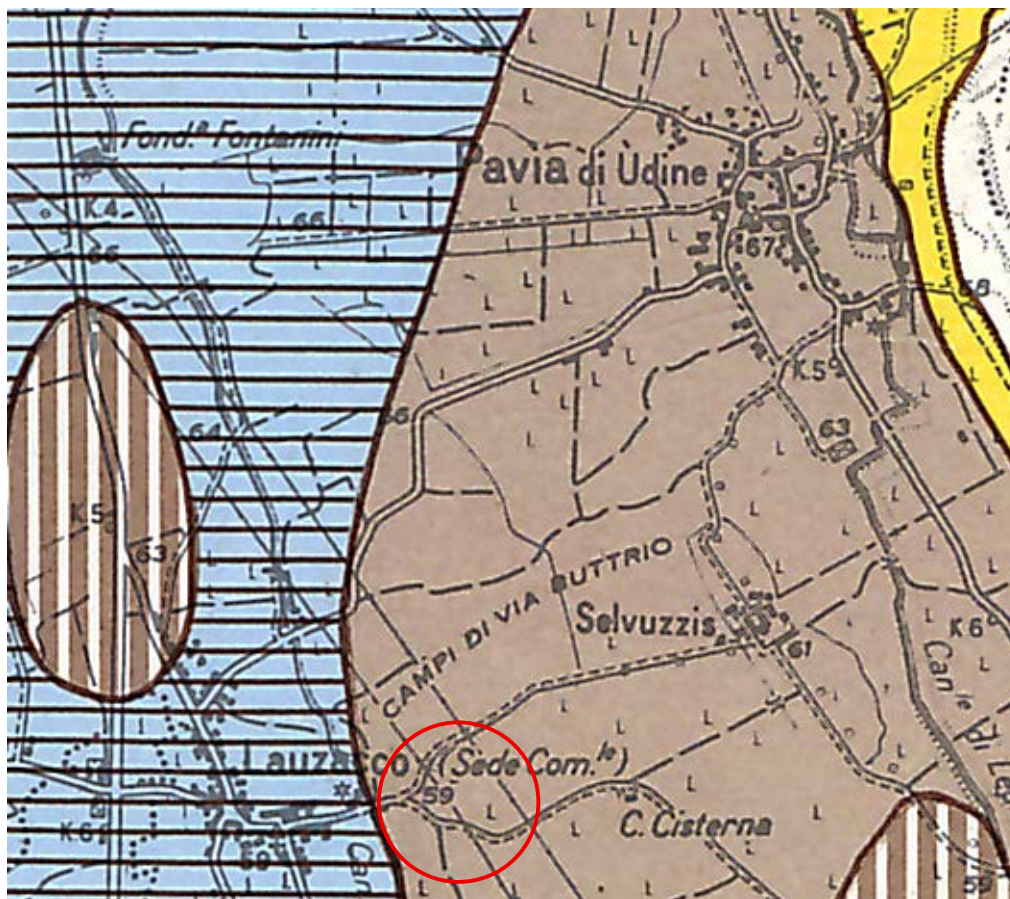
Legenda:

● Ubicazione prova penetrometrica

— Tratti interessati dal progetto

CARTA GEOLOGICA

Scala 1:25.000



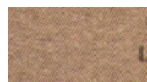
Alveo del T. Torre



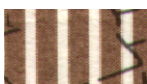
Alluvioni costituite da ghiaie, sabbie e limi di recente alluvione



Alluvioni sabbioso argillose riposanti su ghiaie.



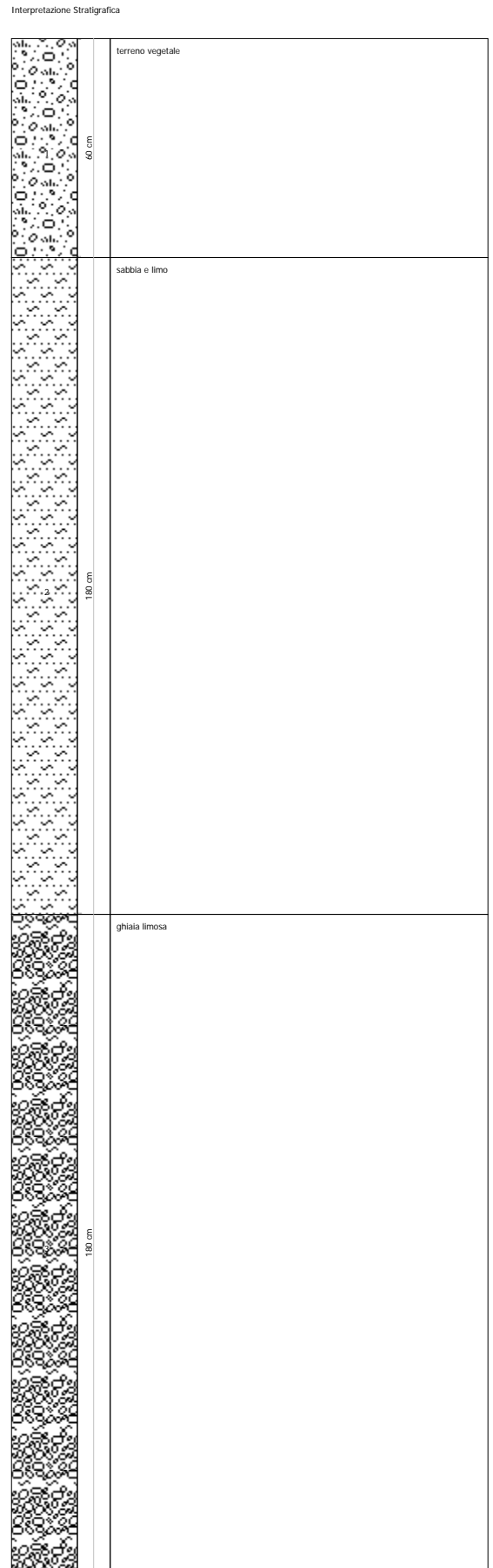
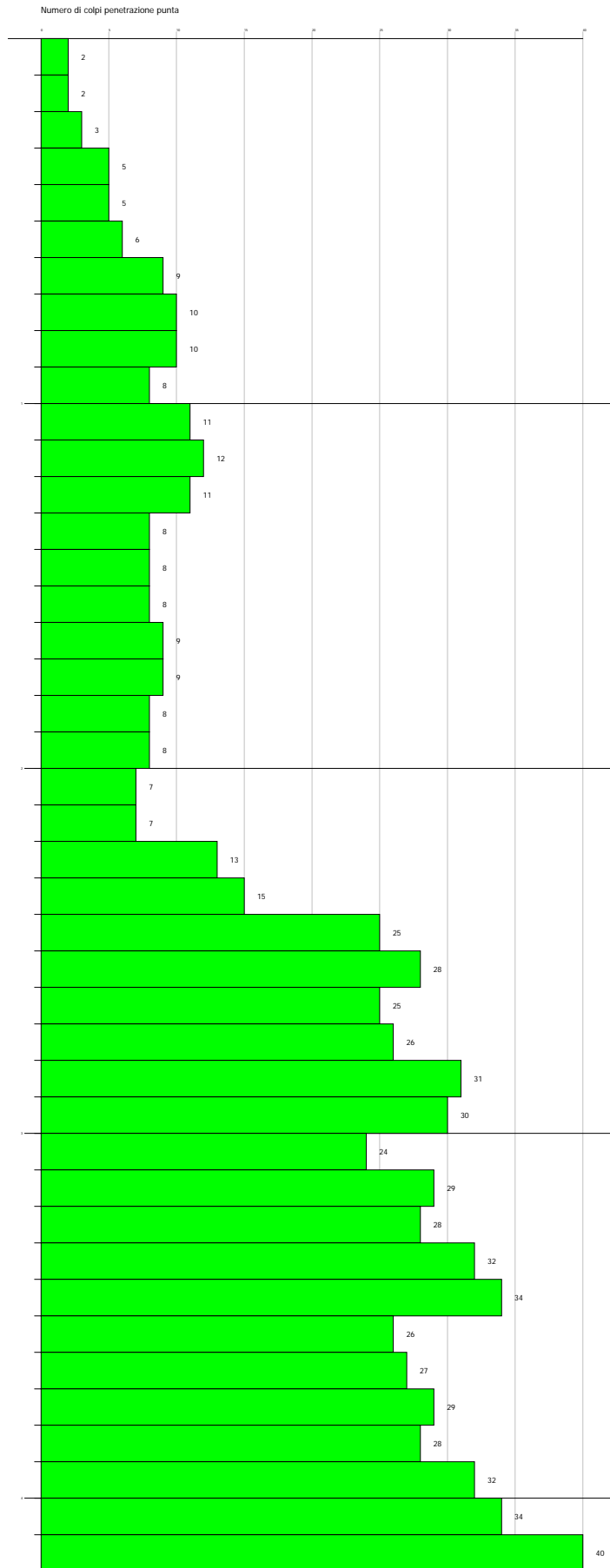
Alluvioni sabbioso-argillose, commiste a ghiaia



Alluvioni sabbioso-argillose, talora commiste ad elementi ghiaiosi



Ubicazione area oggetto di studio





LEGENDA

- F (area fluviale)
- P1 (pericolosità idraulica bassa)
- P2 (pericolosità idraulica media)
- P3 (pericolosità idraulica elevata)
- Zona interessata dall'intervento

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

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

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Metodo di Terzaghi (1955)

La formula di Terzaghi può essere scritta:

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

dove:

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

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: SHIKHIEV & JAKOVLEV

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_o}{\text{tg} \varphi} \right)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_o$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_o è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

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

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

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

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

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	0,5 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	0,7 m
Altezza di incastro	0,7 m
Profondità falda	20,0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,076 (S.L.O.)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0153
Coefficiente sismico verticale	0,0076

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Descrizione:	Pavia di Udine - Lauzacco
Latitudine:	45,978
Longitudine:	13,287
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,5	2,48	0,24
S.L.D.	50,0	0,64	2,46	0,27
S.L.V.	475,0	1,77	2,45	0,33
S.L.C.	975,0	2,31	2,52	0,35

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,75	0,2	0,0153	0,0076
S.L.D.	0,96	0,2	0,0196	0,0098
S.L.V.	2,5394	0,24	0,0622	0,0311
S.L.C.	3,1042	0,28	0,0886	0,0443

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; cu: Coesione non drenata.

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Gams (Kg/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm ²)	c Corr. (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)	Ed (Kg/cm ²)
2,5	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	120
20,0	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	400

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (Kg/cm ²)	N (Kg)	Mx (Kg·m)	My (Kg·m)	Hx (Kg)	Hy (Kg)	Tipo
1	A1+M1+R1	1,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	1,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	1,58	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Pressione limite 2,86 Kg/cm²

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 2,50 Kg/cm³

A1+M1+R1

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	32,23
Fattore [Nc]	48,09
Fattore [Ng]	31,99
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	5,81 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,58 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	3,67

A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,73
Fattore [Nc]	30,28
Fattore [Ng]	14,04
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	2,89 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,58 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	1,83

Sisma

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,73
Fattore [Nc]	30,28
Fattore [Ng]	14,04
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	2,86 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,58 Kg/cm ²
Fattore sicurezza	1,81

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto	1,58 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	10,0
Cedimento totale	0,77 cm

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,8	0	0	Schmertmann	0,33	0,13	0,77
2	13	0	0	Schmertmann	0	--	0

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1,58 Kg/cm ²
Spessore dello strato	10,0 m
Profondità substrato roccioso	10,0 m
Modulo Elastico	200,0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,35

Coefficiente di influenza I1	1,2
Coefficiente di influenza I2	0,07
Coefficiente di influenza Is	1,23

Cedimento al centro della fondazione	6,27 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0,99
Coefficiente di influenza I2	0,11
Coefficiente di influenza Is	1,04
Cedimento al bordo	4,38 mm

Le verifiche sopra riportate sono solo indicative per il progettista e prevedono fondazioni continue impostate alla profondità di 0,7 m, entro i sedimenti costituiti da sabbie e limi e larghezza di fondazione di 0,5 m. Per altre dimensioni di fondazione, di seguito, si riportano i grafici dei carichi limite con la combinazione A1+M1+R1. In particolare il primo grafico esprime il carico limite per fondazioni continue impostate fino alla profondità di 1,5 m (incastro) e larghezza di 0,5 m. Il secondo grafico esprime il carico limite per fondazioni continue impostate alla profondità di 1 m e larghezza fino a 1,4 m.

Profondità - Qlim... B x L=0.5 x 10.0 m

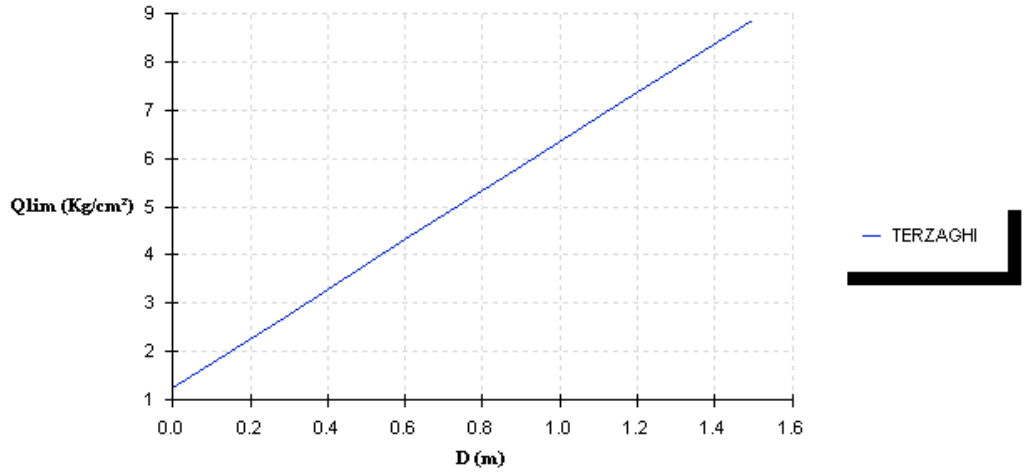


Diagramma B-Qlim... L = 10.0 m D = 1.0 m

