



COMUNE DI PONZANO VENETO
(PROVINCIA DI TREVISO)

COMMITTENTE:

DE MARCHI SANTE E FACCIN GINO

PONZANO VENETO (TV)

PROGETTO:

LOTTIZZAZIONE RESIDENZIALE PLURIABITATIVA IN VIA GOBABTO NEL
COMUNE DI PONZANO VENETO (TV)

OGGETTO:

RELAZIONE GEOTECNICA



STUDIO DI GEOLOGIA APPLICATA ET IDROGEOLOGIA

45021 BADIA P.(RO) – PIAZZA VITTORIO E. , 142 B
35040 CASALE DI SCODOSIA (PD) – VIA CAODALBERO, 173
vox 0425 59.48.42 - fax 0425 59.58.00
web site: www.hgeo.it - email: hgeo@hgeo.it



BARATTO FILIPPO - GEOLOGO

REV.	DATA	CODICE PROGETTO	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
00	GIUGNO 2012	708-12 A	BF	BF	BF

INDICE

1 PREMESSA	1
2 UBICAZIONE DELL'INTERVENTO	1
3 CARATTERI GEOLOGICI DEL TERRITORIO	1
3.1 CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI	1
3.2 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDRAULICHE	2
3.3 CARATTERI SISMICI LOCALI	2
4 TIPOLOGIA E PROCEDURE DELLE INDAGINI GEOLOGICHE	2
4.1 PROCEDURE PER LE PROVE DPM	3
5 CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI	4
5.1 CLASSI LITOMECCANICHE.....	4
5.1 VITA, CLASSE E PERIODO NOMINALE DELLA STRUTTURA	5
5.2 CATEGORIA DEL SUOLO E RISPOSTA SISMICA LOCALE	5
5.3 COEFFICIENTI SISMICI LOCALI	6
5.4 STIMA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	7
6 VERIFICHE GEOTECNICHE	8
6.1 CONDIZIONI ASSUNTE	8
6.2 METODO UTILIZZATO PER IL CARICO LIMITE	9
6.3 METODO UTILIZZATO PER I CEDIMENTI TEORICI	10
6.4 VERIFICHE SLU E SLE	11
6.4.1 CONSIDERAZIONI PER LE FONDAZIONI NASTRIFORMI	13
6.4.2 VERIFICA ALLO SLITTAMENTO DELLE FONDAZIONI	13
7 CONCLUSIONI	14

SCHEDE: 1÷4

ALLEGATI nr.1÷4

1 PREMESSA

Codesta Relazione illustra i risultati emersi con le indagini geognostiche eseguite per conto dei Signori De Marchi Sante e Faccin Gino per il *progetto di Lottizzazione residenziale pluriabitativa* nel Comune di Ponzano Veneto (TV).

In particolare, si esamina la situazione geotecnica locale, si analizzano i dati acquisiti in situ e si illustrano:

- 1) Modello geologico idrogeologico e geotecnico locale del terreno interessato dal progetto.
- 2) Resistenza del terreno investigato in relazione alle prevedibili geometrie delle strutture.
- 3) Verifiche di stabilità e le Valutazioni del margine di sicurezza nei riguardi delle situazioni limite SLU, che si possono manifestare sia nelle fasi transitorie di costruzione sia nella fase definitiva per l'insieme manufatto-terreno.
- 4) Valutazione dei prevedibili spostamenti del complesso opera-terreno, dando un giudizio sull'ammissibilità di tali spostamenti in relazione alle condizioni di sicurezza, nonché alla funzionalità dell'edificio (SLE - SLD).

Le verifiche di stabilità si basano sulla normativa tecnica vigente e nello specifico:

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.

Oltre alle normative regionali vigenti in materia e elencate nei relativi capitoli, che seguono.

Comunque, in ottemperanza allo stesso D.M 14.01.2008, il progettista, può richiedere le indagini geotecniche che ritiene più opportune alla realizzazione dell'intervento (par. 6.2.2), anche durante la fase costruttiva. Per una più esaustiva descrizione di quanto dispone il D.M. citato, sia per le metodiche d'analisi da seguire, sia per le responsabilità, sia per i risultati attesi dal confronto tra progetto e verifiche in itinere, nello spirito osservazionale, si rimanda alla lettura del Decreto stesso.

Per la visione degli elaborati progettuali si rimanda al Progettista.

2 UBICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'area d'intervento progettuale si trova prospiciente la via Pietro Gobbatto nel Comune di Ponzano Veneto (TV). Essa ricade nel Foglio 38 quadrante II SO, denominazione "Treviso Nord" della Carta I.G.M. a scala 1:25.000. Nella cartografia regionale CTR appartiene all'Elemento n°105072; mentre in quella catastale appartiene al Foglio nr. 26 ai mappali 1195-1196-1200-1201. La quota media della zona è di 28,5 m slm degradante verso Sud– **Scheda 1**.

3 CARATTERI GEOLOGICI DEL TERRITORIO

3.1 CONDIZIONI GEOLOGICHE LOCALI

Dal punto di vista geologico l'area è dominata, in superficie, da depositi quaternari più o meno sciolti, appartenenti al materasso alluvionale della pianura veneta. Tali sedimenti, nell'alta pianura, sono di natura prevalentemente ghiaiosa, con matrice sabbiosa, e derivano dall'azione di trasporto e deposizione del materiale sotto forma di coni detritici, da parte dei corsi d'acqua in uscita dalle catene montuose.

Nello specifico, l'area appartiene al sistema di Conoide di Montebelluna, rappresentato da elementi ghiaiosi e da ciottoli, prevalentemente di natura calcareo-dolomitica, con diametro variabile tra 5 e 10 cm. In genere tali depositi hanno un cappello superficiale di alterazione denominato "ferretto", avente uno spessore variabile da pochi centimetri ad un massimo di 50 cm.

Le ghiaie hanno matrice localmente più sabbiosa e, spostandosi verso NE, anche limosa per l'influenza della Conoide di Nervesa, caratterizzata da depositi alluvionali, composti da scheletro ghiaioso, con clasti di diametro compreso tra 2 e 5 cm, in matrice fine sabbioso-limosa e argillosa

I dati qui sinteticamente illustrati sono dedotti dalle indagini pregresse e da quelle eseguite per codesto progetto.

3.2 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE E IDRAULICHE

Il territorio è caratterizzato in prevalenza da ghiaie sabbiose e sedimenti grossolani in genere ed ospita un acquifero unico, libero, avente uno spessore pluridecametrico e supportato dal substrato roccioso

Il drenaggio delle acque meteoriche e delle acque di scorrimento superficiale locale avviene soprattutto attraverso il percolamento nel sottosuolo e/o per l'azione drenante della rete scolante minore e poi consorziale.

La tavola d'acqua superficiale non è stata riscontrata durante le indagini geognostiche, ma dati pregressi derivanti da studi in loco, permettono di affermare che mediamente si assesta, qui, almeno a -5,0 m da piano campagna attuale. Essa può subire oscillazioni stagionali di circa $\pm 0,7$ m.

La direzione del flusso sotterraneo locale è da NEN verso SWS, legata all'andamento della circolazione regionale.

I terreni sciolti sono dotati di permeabilità primaria per porosità. Il loro grado di permeabilità (K) può essere interpretato come medio ($K = 10^{-2} \div 10^{-5}$ m/s) nei termini ghiaiosi e sabbiosi, mentre diventa basso ($K = 10^{-6} \div 10^{-10}$ m/s) nei termini coesivi presenti come lenti o matrice nel sottosuolo investigato.

Secondo i risultati del Piano di Assetto del Territorio comunale, l'area è inserita in una "area idonea" alla edificazione. Si rimanda, comunque, alle NTA del PAT per le azioni di supporto all'edificazione in progetto.

La zona interessata dal progetto non è segnalata come area soggetta ad allagamenti periodici, secondo gli elaborati del PAI dell'Autorità di Bacino competente. Si rimanda, comunque, agli elaborati del PAT comunale.

3.3 CARATTERI SISMICI LOCALI

Il Comune di Ponzano Veneto rientra nella classe 3 della nuova zonizzazione sismica con grado di accelerazione orizzontale al suolo (α_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni tra 0.05 e 0.15g e con accelerazione orizzontale di ancoraggio allo spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) pari a 0.15 g.

La Regione Veneto con Deliberazione del Consiglio regionale n.67/2003 ha recepito la classificazione sismica del territorio comunale stabilita con la citata ordinanza n. 3274/2003.

Nella D.C.R. n° 67 del 3 dicembre 2003 si prescrive che "i comuni che ricadono nella zona 3 non sono necessari né il deposito dei progetti, ai sensi della citata legge n. 64/1974, né gli adempimenti successivi, fermo restando l'obbligo di progettazione antisismica. A tal fine il progettista è tenuto ad allegare al progetto l'attestazione di aver tenuto conto che le calcolazioni sono conformi alle normative sismiche vigenti".

Con successiva D.G.R. n. 71/2008, la Regione Veneto ha preso atto, tra l'altro, di quanto disposto dalla successiva ordinanza n.3519/2006.

Con D.G.R. n. 3308 del 4.11.2008 sono state approvate, in applicazione delle nuove norme tecniche sulle costruzioni in zona sismica, le indicazioni per la redazione e la verifica della pianificazione urbanistica

Parimenti sono da seguire le disposizioni emanate con il D.M. 14.01.2008 e la successiva Circ. Min. 617/2009 per zone con tale grado di sismicità.

4 TIPOLOGIA E PROCEDURE DELLE INDAGINI GEOLOGICHE

Le proprietà meccaniche dei terreni interessati dal progetto ed adottate, qui, per le verifiche sono dedotte da indagini eseguite nell'area destinata ad ospitare le strutture in progetto, compatibilmente con la disponibilità logistica dell'area al momento delle indagini. Per l'ubicazione delle indagini geognostiche si

veda la **Scheda 2**.

Il programma delle indagini effettuate è stato formulato sulla base della possibile costituzione del sottosuolo e sulle conoscenze geologiche in possesso per la zona in oggetto, derivanti da studi pregressi. Le modalità delle indagini condotte tengono conto del volume significativo del terreno relativo ai sistemi fondali superficiali, generalmente adottati per la tipologia della struttura in progetto.

Le indagini geognostiche hanno consentito di investigare il volume di terreno attinente alle condizioni di stabilità del sistema geotecnico, che sarà interessato dal cambiamento degli stati tensionali indotti dalla realizzazione dell'opera in progetto.

In funzione delle strutture in progetto, si sono fatte eseguire, da ditta specializzata:

- n°4 prove penetrometriche dinamiche (DPM) spinte a profondità variabile e massima di 1,7 m dal piano campagna attuale. La profondità massima investigata delle singole CPT è legata non tanto ad una scelta progettuale bensì alle elevate resistenze alla penetrazione - "rifiuto" - che la strumentazione ha incontrato attraversando i terreni di tipo incoerente denso – **Allegati 1÷4**.

Ci si è, comunque, avvalsi anche delle indagini e delle conoscenze pregresse eseguite sia da altri autori sia dal sottoscritto in occasione della redazione della variante generale del PRG e/o altri lavori in zona.

4.1 PROCEDURE PER LE PROVE DPM

Per la esecuzione delle prove dinamiche è stato utilizzato un penetrometro dinamico con massa battente M di 30 Kg, punta conica normalizzata, misurando il numero di colpi necessari per l'infissione del sistema aste-punta di 10 cm.

I risultati delle prove geognostiche hanno permesso la ricostruzione del modello geotecnico del terreno indagato e la definizione in particolare dei parametri geomeccanici medi, rappresentativi dei vari strati individuati.

I parametri di resistenza e deformabilità sono tratti dai valori registrati durante le prove penetrometriche dinamiche (SCPT), indicate di seguito tramite una preventiva correlazione con le prove SPT.

La resistenza di punta q_d viene definita tramite la relazione del bilancio energetico:

$$qd = M^2 h / Ae(m + nP)$$

dove:

M = peso della massa battente in chilogrammi (30 Kg)

A = area punta conica (3.57 cm²)

e = n°colpi/avanzamento sistema

h = volata di caduta (0.2 m)

P = peso delle aste (3 Kg)

n = numero aste infisse

e correlata con le prove SPT secondo la formula $N_{spt} = C_f N_{scpt}$ dove C_f è un fattore correttivo dato dalla formula:

$$C_f = \frac{M_1 \cdot H_1 \cdot P_{l1} \cdot A_{p1}}{M_2 \cdot H_2 \cdot P_{l2} \cdot A_{p2}}$$

dove:

M_1 = peso del maglio del dinamico continuo;

P_{l1} = passo di lettura del dinamico continuo;

M_2 = peso del maglio SPT (63.5 kg);

P_{l2} = passo di lettura SPT (15 cm);

H_1 = volata del maglio del dinamico continuo;

A_{p1} = area della punta del dinamico continuo.

H_2 = volata del maglio SPT (75 cm);

A_{p2} = area della punta SPT (20.4 cmq);

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

1) angolo di resistenza al taglio φ ;

2) densità relativa D_r ;

3) modulo edometrico E_d ;

4) modulo di deformazione o di Young E_{50} ;

5) modulo dinamico di taglio G_0 .

Correlazioni geotecniche per terreni incoerenti

Liquefazione: Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi). Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Angolo di Attrito: Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.

Densità relativa (%): Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di Dr % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y): Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.

Modulo Edometrico: Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

Stato di consistenza: Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma: Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo: Terzaghi-Peck 1948-1967

Modulo di poisson: Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio): Seed-Idriss 1978-1981 . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio $\bar{\sigma}$ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Modulo di deformazione di taglio (G): Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c): Robertson 1983 Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata: Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c): Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M₀): Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità (IP < 20), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità (IP < 20) - da esperienze su argille glaciali .

Modulo Di Young (E_y): D'Appollonia ed altri (1983) - correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza: Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume: Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo: Meyerhof ed altri.

5 CARATTERI GEOTECNICI DEI TERRENI

Avvalendosi dei risultati ottenuti con le prove in situ si è ricostruito l'assetto litomeccanico del sottosuolo interessato della zona investigata e sul quale si sono basate le valutazioni geotecniche - **Scheda 3**.

5.1 CLASSI LITOMECCANICHE

Dai dati ottenuti con le DPM si evidenzia una relativa omogeneità litomeccanica del sottosuolo dell'area da edificare.

Partendo dal Modello geotecnico ottenuto, si può dire che il terreno di fondazione indagato è caratterizzato dalla presenza di terreni con un comportamento geomeccanico incoerente, seppure sia presente nel primo strato una matrice limosa e limoso sabbiosa.

In sintesi ed analizzando le DPM si ha:

1. **Ghiaia media in limi ± sabbioso-argillosi** che da quota campagna si spingono sino a -1,0 metri. Si tratta di terreni da "sciolti" a compatti e dotati di N_{spt} = 8÷25 colpi/piede.
2. **Ghiaia sabbiosa talora deb.sabbiosa** che si spingono sino alla fine delle indagini, interrotte per le elevate resistenze alla penetrazione. Il materasso ghiaioso ha, comunque, spessore pluridecametrico. Si tratta di terreni "molto densi" e dotati di N_{spt} > 100 colpi/piede.

Da notare che, come indica la Circ. Min. nr.617 del 02.02.2009 per le opere che coinvolgono un limitato volume di terreno, i valori di q_{dk} (resistenza alla punta) riportati sopra sono caratteristici del campione, quindi viene calcolato il valore caratteristico dell'insieme dei valori di q_d misurati con probabilità di superamento del 5%.

I parametri riportati a fianco di ciascuno strato nelle tabelle sottostanti, che rispecchiano le sei zone investigate ed adottati poi nelle verifiche, sono ricavati da correlazioni empiriche con le resistenze penetrometriche delle indagini condotte.

Gli stessi parametri sono stati, poi, utilizzati, adottando software dedicato¹, per i successivi calcoli di capacità portante e cedimenti del terreno di fondazione.

Da notare, comunque, che lo stato d'addensamento dei singoli depositi può variare da punto a punto all'interno della superficie coperta dalla struttura in progetto.

Parametri meccanici caratteristici degli strati considerati

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni
1,0	18,5	19,3			60,0	6850,0	4100,0	0,35
4,0	18,9	21,0	33,0	33		34500,0	19500,0	0,32

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; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

5.1 VITA, CLASSE E PERIODO NOMINALE DELLA STRUTTURA

Il progetto prevede la costruzione di strutture residenziali senza vani interrati su due livelli. Si vedano le tavole di progetto.

La vita nominale dell'opera strutturale V_N , intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, è stata assunta pari a ≥ 50 anni (tab.2.4.1 NTC).

L'opera è stata considerata appartenente alla **Classe d'uso II** (par. 2.4.1 NTC).

Pertanto, sulla base dei parametri sopra fissati, le azioni sismiche sulla costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che è ricavato moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U : $V_R = V_N \times C_U$ (parag. 2.4.1). In questo caso risulta $V_R = 50 \times 1,0 = 50$.

5.2 CATEGORIA DEL SUOLO E RISPOSTA SISMICA LOCALE

Poiché il Comune di Ponzano Veneto un certo grado di sismicità, come anticipato nel paragrafo 3.3, al fine di definire l'azione sismica di progetto si è valutata la risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel par. 7.11.3 delle NTC. Per la definizione dei parametri sismici si è usato il software della Ditta Geostru versione 2011-12-25, i cui risultati sono riportati nella **Scheda 4** per i vari stati limite. In essa sono anche riportati i parametri α_g , F_0 e T_c^* associati ai tempi di ritorno (T_r) ed ai citati SL.

Per la definizione dell'azione sismica si è fatto riferimento anche ad un approccio semplificato, basato sulle Categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III delle NTC) con la definizione delle V_{s30} . In realtà, la classificazione può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio V_S ovvero sul numero medio di colpi N_{SPT} ottenuti in una prova penetrometrica dinamica ovvero sulla coesione non drenata media c_u , entro i primi 30 m di profondità.

In base ai risultati emersi con le CPT, si prevede ragionevolmente che i terreni della zona abbiano valori crescenti con la profondità. Conservativamente, si classifica il sottosuolo appartenente alla **Classe B**: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ($N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa o $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

¹ Loadcap 2012.14.0.551 della Geostru

5.3 COEFFICIENTI SISMICI LOCALI

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{max}/g) \quad K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

con a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito e 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.

$$a_{max} = S_s \times S_T \times a_g$$

con: 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:

$$T1 (S_T = 1,0)$$

$$T2 (S_T = 1,20)$$

$$T3 (S_T = 1,20)$$

$$T4 (S_T = 1,40).$$

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.

Sulla base dei dati esposti e partendo da un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al par. § 3.2.2 delle NTC), la risposta sismica locale è definita mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie:

Azione sismica	NTC 2008
Zona	Ponzano Veneto
Lat. - Long. [WGS84]	45,713401 - 12,224757
Profondità falda	>5,0 m

Sisma

Accelerazione massima (ag/g)	0,193
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0464
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,1579

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,42	2,5	0,24
S.L.D.	50,0	0,56	2,48	0,26
S.L.V.	475,0	1,58	2,45	0,33
S.L.C.	975,0	2,11	2,5	0,34

Il valore di a_{max} ricavato dall'espressione citata $a_{max} = S_s \cdot a_g \cdot S_T$ in riferimento alla probabilità di superamento PVR ; dove a_g è l'accelerazione massima sul sito di riferimento rigido ed S_s è il coefficiente di

amplificazione stratigrafica (Tab. 3.5.1 NTC) e S_T è il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.5.2 NTC).

Pertanto i Coefficienti sismici orizzontali e verticali per il sito in oggetto, risultano:

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,504	0,2	0,0103	0,0051
S.L.D.	0,672	0,2	0,0137	0,0069
S.L.V.	1,896	0,24	0,0464	0,0232
S.L.C.	2,500	0,28	0,0714	0,0357

Nei calcoli successivi si è considerato lo stato limite ultimo **SLV** e di esercizio **SLE**.

5.4 STIMA DELLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Le indagini geognostiche mostrano che i terreni incontrati sono sia coesivi che incoerenti con differente addensamento. La soggiacenza è ipotizzabile sia maggiore di 5 metri da p.c., da dati d'archivio.

Il paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC afferma che "la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$."

La stima della magnitudo del sisma di progetto è stata fatta mediante l'espressione del GNDT:

$$M = \frac{\log_{10} a_{g \text{ bedrock}} + 2,544}{0,363}$$

e risulta, con $a_{g \text{ bedrock}} = 0,161$ per SLV, $M = 4,82$.

Quindi, in base alla condizione nr.1 non sarebbe necessaria la stima dei rischi di liquefazione. Per completezza, però, la si è eseguita lo stesso.

La verifica di liquefazione è stata fatta, comunque, seguendo le analisi prodotte per la portanza illustrato oltre. Il programma Loadcap citato utilizza il Metodo del C.N.R. - GNDT (da Seed e Idriss).

Per le condizioni di calcolo assunte i risultati sono riportati nelle sottostanti Tabelle, con le condizioni di terreno e fondazionali. Per ricavare il valore di N_{SPT} da prove CPT si è utilizzata la espressione di Jefferies & Davies (1993):

$$\frac{q_c}{N_{SPT}} = 0,85 \times \left(1 - \frac{I_c}{4,75}\right)$$

dove:

$I_c < 1,31$ sabbie ghiaiose	$2,60 < I_c < 2,95$ da limi argillosi ad argille limose (limi in genere)
$1,31 < I_c < 2,05$ da sabbie pulite a sabbie limose	$2,95 < I_c < 3,60$ argille
$2,05 < I_c < 2,60$ da sabbie limose a limi sabbiosi (sabbie in genere)	$I_c > 3,60$ terreni organici, torbe

Dai calcoli fatti, il sottosuolo da queste risposte in merito al rischio liquefazione, con le condizioni assunte risulta:

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	1,00								Livello non liquefacibile
2	5,00	100,00	103,418	94,518	92,557	0,119	10671,440	90054,16	Livello non liquefacibile

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE

6.1 CONDIZIONI ASSUNTE

Per le valutazioni di capacità portante del sottosuolo, basandosi sulle indicazioni progettuali iniziali, si sono considerate **fondazioni nastriformi** per le strutture residenziali in progetto. Si sono assunte le seguenti dimensioni:

<i>Larghezza fondazione</i>	1,0 m
<i>Lunghezza fondazione</i>	12,0 m
<i>Profondità piano di posa</i>	1,0 m

Le verifiche si sono fatte assumendo tali configurazioni per valutare il grado di stabilità globale. Non conoscendo i carichi di progetto né d'esercizio, né gli eventuali momenti o sforzi laterali cui può essere soggetta la struttura e le fondazioni, si dà solo la pressione di progetto calcolata per i vari SL.

Le verifiche si sono fatte assumendo tale configurazione per valutare il grado di stabilità globale.

Si sono eseguite le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e alle condizioni di esercizio (SLE-SLD) nel rispetto dei principi e delle procedure citate nel paragrafo 6.2.3 delle NTC.

Per le Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) si è utilizzato il metodo dei coefficienti parziali che le NTC indicano, per ogni stato limite ultimo, nella condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione normale alla base della fondazione e dove R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nel calcolo di E_d e R_d è necessario moltiplicare le *azioni di progetto* per il coefficiente parziale γ_F e dividere i parametri di progetto per il coefficiente parziale γ_M , secondo le combinazioni fornite dalla normativa in relazione a ciascuna opera geotecnica.

Al paragrafo 6.2.3.1 delle NTC è scritto che *"la verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi"*.

Per le verifiche della suddetta condizione e per la cabina si è utilizzato l'Approccio progettuale 1 con la *Combinazione 1 (A1+M1+R1)* e *2 (A2+M2+R2)*, che risulta normalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico rispetto alla combinazione 1. Si sono anche utilizzati gli *Approcci* progettuali "sisma", S.L.E. e S.L.D. forniti dal software Loadcap 2012.14.0.551 che permettono di ricavare i carichi di servizio e i conseguenti cedimenti del sistema "terreno-fondazioni" tenendo conto delle azioni del sisma di progetto precedentemente calcolate.

Il valore di progetto della resistenza R_d è stato determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2. Il delle NTC (vedasi Tabella sottostante) e tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema è riportato nella Tabella sottostante (da Tab. 6.4.1 NTC).

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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
A1+M1+R1	No	1	1	1	1	1	1	1
A2+M2+R2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
Sisma	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
S.L.E.	No	1	1	1	1	1	1	1
S.L.D.	No	1	1	1	1	1	1	1

Inoltre, il sistema geotecnico relativo all'opera in progetto è stato verificato anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE). Infatti, "il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera" (par.6.2.3.3 NTC). Per ciascun stato limite di esercizio la condizione da rispettare è:

$$E_d \leq C_d$$

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

Le NTC – par. 6.4.2.2 – indicano che "si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi".

6.2 METODO UTILIZZATO PER IL CARICO LIMITE

Le NTC/2008 indicano che nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Per la capacità portante si è utilizzato il *Metodo di Brinch-Hansen* (EC-8)

Il carico limite di progetto in *condizioni non drenate* si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

dove:

$A' = B \times L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico

c_u Coesione non drenata

q pressione litostatica totale sul piano di posa

s_c Fattore di forma

s_c Fattore di forma

s_c Fattore di forma $1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

s_c 1,2 per fondazioni quadrate o circolari

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H $i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$

Per le *condizioni drenate* il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare} \quad s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$ per forma rettangolare $s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare
 $s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L:

$$i_q = i_g = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi') \qquad i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B:

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

6.3 METODO UTILIZZATO PER I CEDIMENTI TEORICI

I parametri di deformabilità dei terreni sono stati ricavati mediante correlazioni empiriche con la q_c delle prove condotte. Il tempo di calcolo per i cedimenti di consolidazione è stato preso pari a 10 anni. Nel calcolo s'è tenuto conto dello spessore di terreno asportato, fattore questo che riduce l'effettivo carico imposto. Il metodo usato è stato il *Metodo di consolidazione monodimensionale* di Terzaghi.

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$). Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

$RR =$ Rapporto di ricomprensione; $CR =$ Rapporto di compressione;

$H_0 =$ Spessore iniziale dello strato; $\sigma'_{v0} =$ tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta \sigma_v =$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T il tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} il tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

6.4 VERIFICHE SLU E SLE

Nelle verifiche si sono assunte le condizioni enunciate nei paragrafi precedenti in termini di risposta sismica locale, di classe d'uso etc. Di seguito si illustrano i risultati.

Assumendo le combinazioni di calcolo sopra citate si è ricavato il carico agente sulla **fondazione nastriforme** con una larghezza **B= 1,0** metri e **L= 12** metri con una profondità **D** pari a **1,0** m, per le strutture in progetto.

La Tabella sottostante indica i risultati ottenuti, mentre di seguito vengono riportati il Carico limite (Q), la Resistenza di progetto (Rd - paragonabile alla vecchia q_{amm}), il Fattore di sicurezza (F) tra il Carico limite e la Pressione normale di progetto e la verifica o meno del rapporto $Ed \leq Rd$.

Carichi di progetto agenti sulla fondazione nastriformi con B=1 m

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	Tipo
1	A1+M1+R1	141,66	Progetto
2	A2+M2+R2	141,66	Progetto
3	Sisma	141,66	Progetto
4	S.L.E.	141,66	Servizio
5	S.L.D.	141,66	Servizio

Carico limite fondazione con combinazione Sisma (Brinch - Hansen 1970):

Carico limite [Qult] 424,98 kN/m²

Resistenza di progetto [Rd] 236,1 kN/m²

Tensione [Ed] 141,66 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3,0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Coefficiente di sottofondazione calcolato con Bowles (1982) : Costante di Winkler: 16999,05 kN/m³

Da notare che l'aumento della profondità del piano di posa (D) produce un conseguente aumento della q_{lim} per l'effetto stabilizzante del sovraccarico laterale; al contrario la diminuzione di D produce la riduzione anche della q_{lim} .

A1+M1+R1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26,09
Fattore [Nc]	38,64
Fattore [Ng]	24,44
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	865,72 kN/m ²
Resistenza di progetto	865,72 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76

Fattore [Ng]	10,03
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	439,12 kN/m ²
Resistenza di progetto	243,96 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	13,86
Fattore [Nc]	24,76
Fattore [Ng]	10,03
Fattore forma [Sc]	1,04
Fattore profondità [Dc]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,98
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,97
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
=====	
Carico limite	424,98 kN/m ²
Resistenza di progetto	236,1 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Con il carico ricavato si sono calcolati i cedimenti indotti, come raccomandato nel par. 6.4.2.2 NTC. Essi sono stati calcolati con il **Metodo consolidazione monodimensionale** di Terzaghi.

Pressione normale di progetto	141,66 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10,0
Cedimento totale centro	0,77 cm
Cedimento totale vertice	0,38 cm

Per completezza si sono verificati i cedimenti teorici anche con altre metodologie, per le quali si rimanda alla letteratura tecnica. Esse hanno dato i seguenti risultati.

Metodo dell'Elasticità

Pressione normale di progetto	141,66 kN/m ²
Spessore dello strato	5,0 m
Profondità substrato roccioso	40,0 m
Modulo Elastico	34500,0 kN/m ²

Coefficiente di Poisson	0,32
Coefficiente di influenza I1	0,76
Coefficiente di influenza I2	0,12
Coefficiente di influenza Is	0,83
<i>Cedimento al centro della fondazione</i>	<i>4,15 mm</i>
Coefficiente di influenza I1	0,53
Coefficiente di influenza I2	0,14
Coefficiente di influenza Is	0,61
<i>Cedimento al bordo</i>	<i>1,52 mm</i>

Metodo di Burland e Burbidge

Pressione normale di progetto	141,66 kN/m ²
Tempo	10,0
Profondità significativa Zi (m)	1,453
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	100
Fattore di forma fs	1,499
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,405
Indice di compressibilità	0,003
<i>Cedimento</i>	<i>0,736 mm</i>

Risultati simili per tutte tre le metodologie assunte qui.

6.4.1 CONSIDERAZIONI PER LE FONDAZIONI NASTRIFORMI

Dallo sguardo ai cedimenti calcolati con le fondazioni nastriformi ed i carichi ricavati, si osserva che:

1. I cedimenti calcolati riguardano fondazioni flessibili. Per ottenere il cedimento con fondazioni rigide è norma moltiplicare il valore ricavato per 0,75.
2. Per le strutture con fondazioni nastriformi, Sowers (1962)² fissa, con strutture con murature portanti, un cedimento ammissibile di 2,5÷5,0 cm.
3. "In linea di massima sembra che per le costruzioni correnti la distorsione angolare massima ammissibile debba essere inferiore a 1/600 per le murature ed a 1/1000 per il cemento armato"³.
4. *Dall'analisi dei risultati emerge che non si superano i valori limite fissati da Sowers in termini di cedimenti totali sia con fondazioni flessibili che, quindi, rigide.*
5. Si consiglia, comunque, di irrigidire l'apparato fondale. L'irrigidimento del sistema fondale deve avvenire sull'intero orizzonte fondale, per evitare di creare zone di cerniera con conseguente richiamo delle distorsioni. Il grado d'irrigidimento deve essere proporzionale non solo all'entità dei carichi totali, ma anche al grado della loro disomogeneità.
6. Qualora, però, sia necessario scaricare in fondazione carichi totali maggiori di quelli consigliati, sarà cura del progettista valutare l'uso di fondazioni profonde. In tal caso, sarà cura del progettista o di chi incaricato approfondire idoneamente l'analisi geotecnica per il dimensionamento dei sistemi fondali più opportuni.
7. Del carico d'esercizio ricavato si terrà conto al fine di mantenere condizioni geotecniche di stabilità del sistema "opera-terreno" sia nei confronti della resistenza, sia della deformabilità.

6.4.2 VERIFICA ALLO SLITTAMENTO DELLE FONDAZIONI

Quando la fondazione superficiale è sollecitata da forze orizzontali, per esempio per l'azione del sisma, deve essere eseguita la verifica allo slittamento.

In generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$H \leq S + E$$

² Sowers G.F.,(1962), *Shallow foundations*, McGraw-Hill, New York.

³ Colombo P., Colleselli F., (2004), *Elementi di geotecnica*, Zanichelli editore, Bologna, p.392.

dove H è la forza orizzontale esterna applicata, S è resistenza di taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed E è la forza corrispondente alla spinta passiva che agisce sul lato a valle, rispetto al verso di applicazione di H , della fondazione stessa. Normalmente E viene trascurata, perché le deformazioni necessarie per la sua mobilitazione sono spesso incompatibili con l'integrità dell'opera.

Per la determinazione di S si distinguono due casi.

1) Condizioni drenate ($\varphi > 0$):

$$S = V \operatorname{tg} \delta$$

in cui V è la risultante dei carichi verticali esterni agenti sulla fondazione e δ è l'angolo d'attrito terreno-fondazione; il valore di δ può essere ricavato sulla base del seguente schema:

Tipologia	Valore di δ
Fondazioni di calcestruzzo gettato in opera	$\delta = \varphi$
Fondazioni prefabbricate di calcestruzzo	$\delta = 2/3 \varphi$

Il parametro φ rappresenta l'angolo di resistenza al taglio dello strato di terreno di appoggio della fondazione. La coesione drenata, se presente, deve essere trascurata.

Nel caso di carichi orizzontali dovuti esclusivamente al sisma, la forza H agente sulla fondazione è data da:

$$H = V k_{hi}$$

dove k_{hi} è il coefficiente sismico orizzontale della struttura. In terreni incoerenti quindi il coefficiente di sicurezza allo slittamento si ricava semplicemente dalla relazione:

$$F_s = \frac{S}{H} = \frac{\operatorname{tg} \delta}{k_{hi}}$$

2) Condizioni non drenate ($\varphi = 0$):

$$S = A c_u$$

dove c_u è la coesione non drenata dello strati di appoggio e A (1×10 m) è la superficie efficace della base della fondazione data da:

$$A = B \times L \times \cos \omega$$

con ω = inclinazione della base rispetto all'orizzontale.

Si tiene conto dello strato superficiale dove poggerà la fondazione a plinto formato prevalentemente da limi-sabbiosi \pm argillosi.

Si fissa $\delta = \varphi$ (fondazioni gettate in opera), V pari alla pressione di progetto calcolata, $k_{hi} = 0,1579$ (vedasi sopra), c_u ricavato dalle indagini (pari a zero).

Assumendo $\delta = \varphi = 33^\circ$ in base alla espressione $F_s = \frac{S}{H} = \frac{\operatorname{tg} \delta}{k_{hi}}$ si ottiene: F_s pari a **4,11**.

7 CONCLUSIONI

In questo scritto si sono illustrate le analisi di capacità portante SLU e quelle relative agli stati SLE - SLD basandosi sulle direttive contenute nelle NTC emanate con il D.M.14.01.2008 e poi con i criteri della Circ.Min. 617 del 02.02.2009.

A completamento dei risultati si consiglia di:

- Di non superare la "Pressione normale di esercizio" ricavata, per le fondazioni nastriformi assunte.
- Impostare qualsiasi fondazione con larghezza $B \geq 0.8$ m per evitare il fenomeno di punzonamento.
- Provvedere a garantire la sicurezza cantiere mediante opere di sostegno del fronte per scavi con profondità maggiore di 1,5 m da p.c. attuale.

- Mettere in atto ogni attenzione progettuale (es. sostegni provvisori/permanenti, movimenti terra, macchine operatrici, sconfinamento idraulico dell'area, etc) per non compromettere l'equilibrio attuale tra strutture/infrastrutture esistenti ed il terreno.
- Non alterare, con le prevedibili risagomature del terreno superficiale, in maniera significativa l'attuale regime di deflusso superficiale.
- Qualora la modifica idrologica del suolo sia significativa, relativamente alle disposizioni delle autorità competente in materia di sicurezza idraulica, si provvederà a mitigare le azioni al fine di garantire l'invarianza idraulica prescritta dalla normativa vigente.

Inoltre, si rammenta che:

- Il progetto dell'opera deve esaminare con completezza tutte le fasi costruttive, individuando eventuali aspetti di criticità ed il loro effetto sull'ambiente circostante. Criticità e pregiudizi di tipo geologico per la realizzazione dell'opera, evidenziati in fase costruttiva, dovranno essere comunicati a tecnico competente. In ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni, la fase geognostica si conclude, infatti, ad opera ultimata.
- Il progettista, nelle verifiche nei confronti degli stati ultimi e di esercizio, deve tener conto che E_d (valore di progetto dell'azione) è \leq di R_d (valore di progetto della resistenza del terreno).

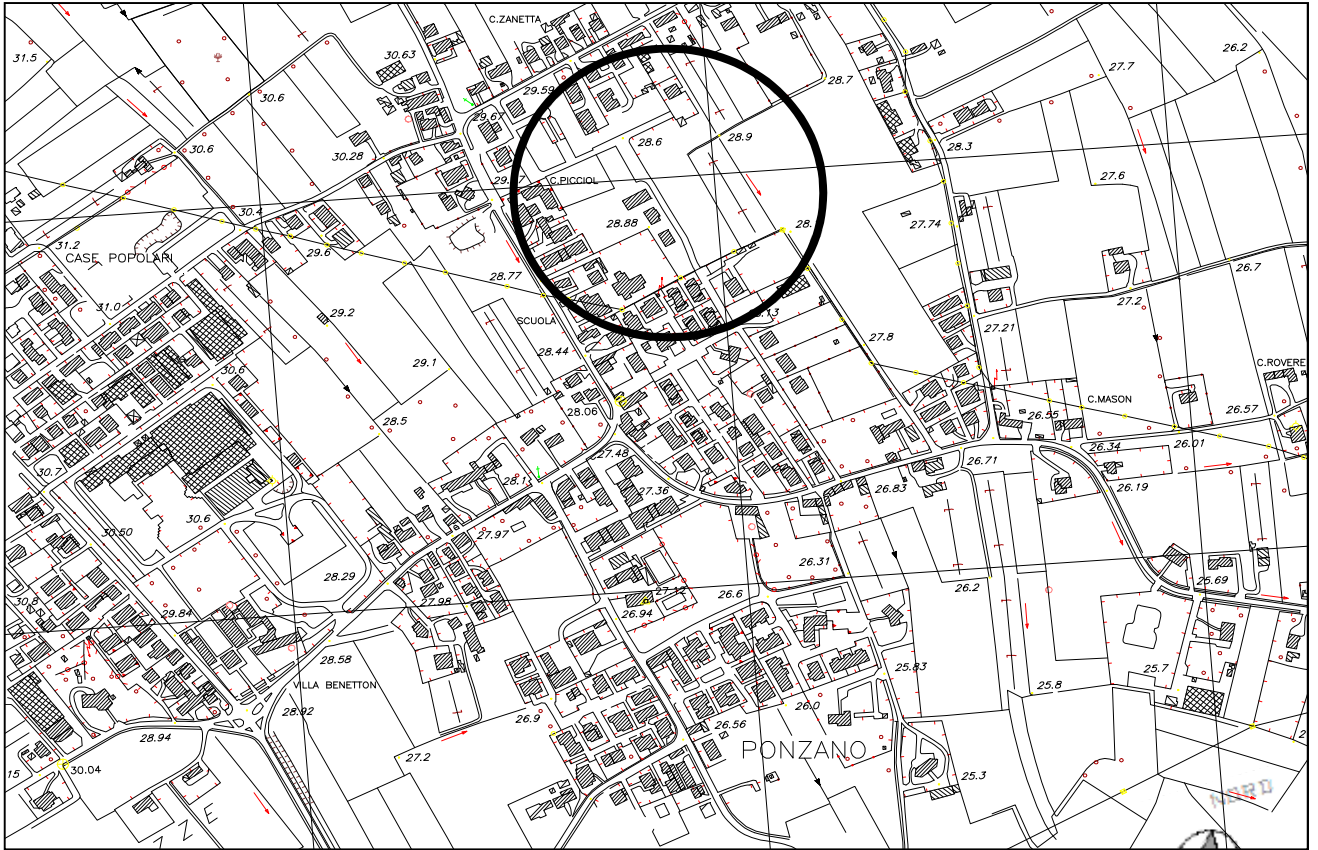
Infine, trattandosi di terreni stratificati con differenti qualità geotecniche si ribadisce, in sede esecutiva, l'opportunità di confrontare la caratterizzazione geologico-tecnica assunta in questa Relazione e la condizione effettiva, differendo di conseguenza il progetto esecutivo.



Baratto Filippo, geologo

ALLEGATI

SCHEDA



1



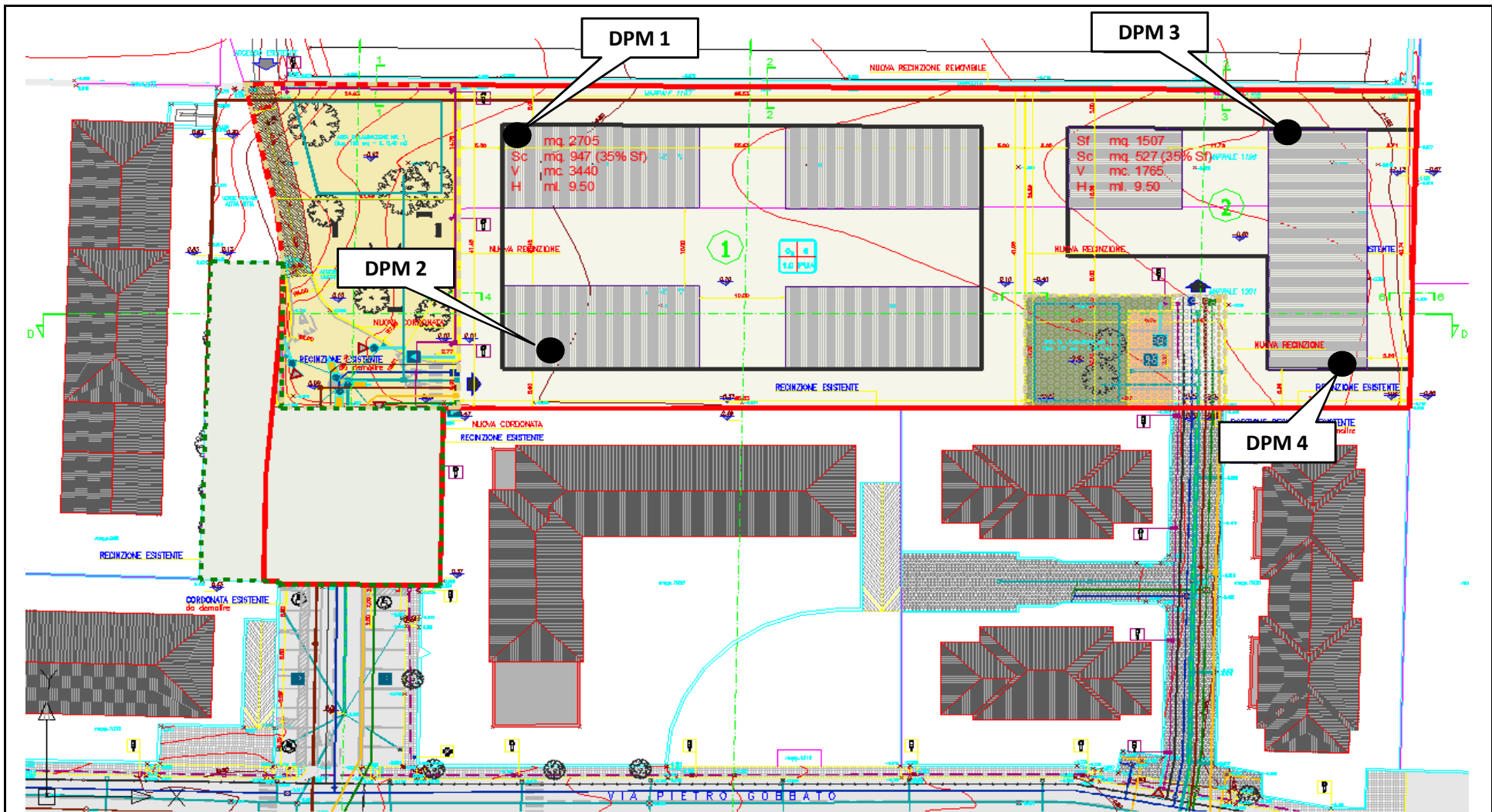
2

1 estratto da CTR Elemento 105072

2 estratto catastale foglio 26 mapp. 1200-1201-1195-1196

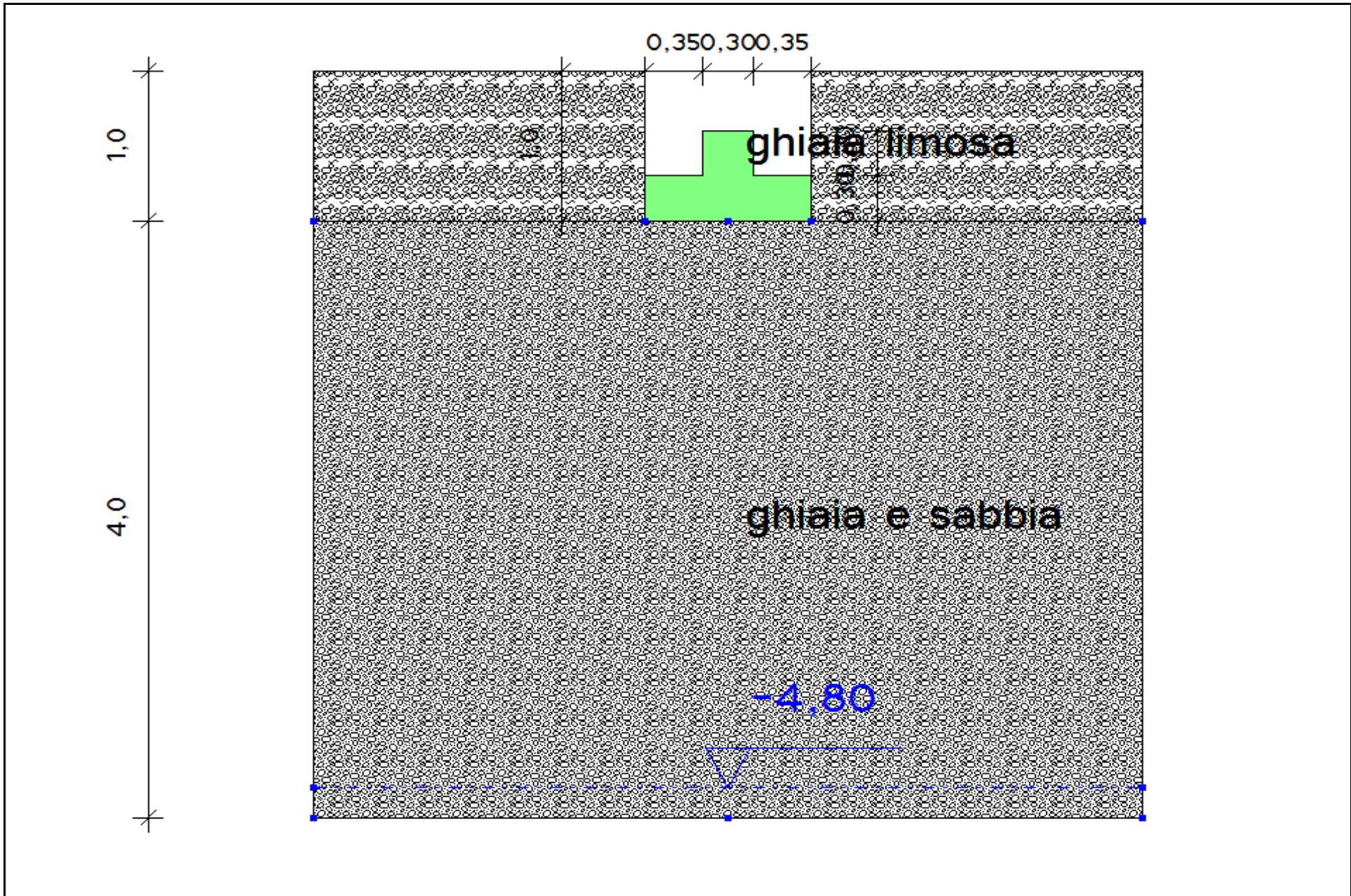
Planimetrie

Scheda 1



● DPM

Ubicazione delle indagini
(fuori scala)
Scheda 2



Modello geotecnico
della zona investigata
Scheda 3

Cerca Posizione

Via n°

Comune Cap

Provincia

Coordinate WGS84

Latitudine °

Longitudine °

Determinazione dei parametri sismici

(1)* Coordinate WGS84

Lat. 45,713401 ° Long. 12,224757 °

(1)* Coordinate ED50

Lat. 45,714302 ° Long. 12,225750 °

Classe dell'edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e s

Vita nominale

(Opere provvisorie <=>10, Opere ordinarie >=>50, Grandi opere >=>100)

Interpolazione



Visualizza vertici della maglia di appartenenza



(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84

Stato Limite	Tr [anni]	a ₀ [g]	F ₀	T _c [s]
Operatività (SLO)	30	0,043	2,498	0,237
Danno (SLD)	50	0,057	2,478	0,258
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,161	2,452	0,329
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,215	2,497	0,344
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

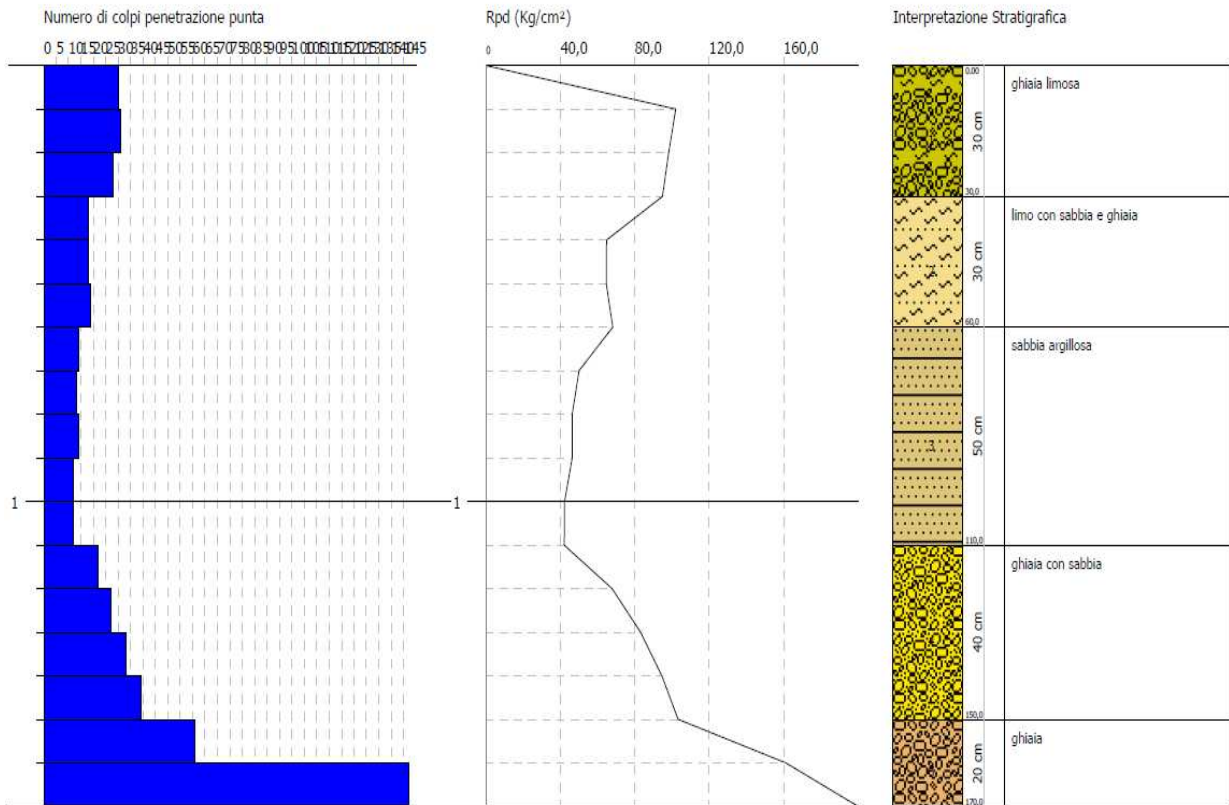
Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
S _s * Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,18
C _c * Coeff. funz categoria	1,47	1,44	1,37	1,36
S _t * Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

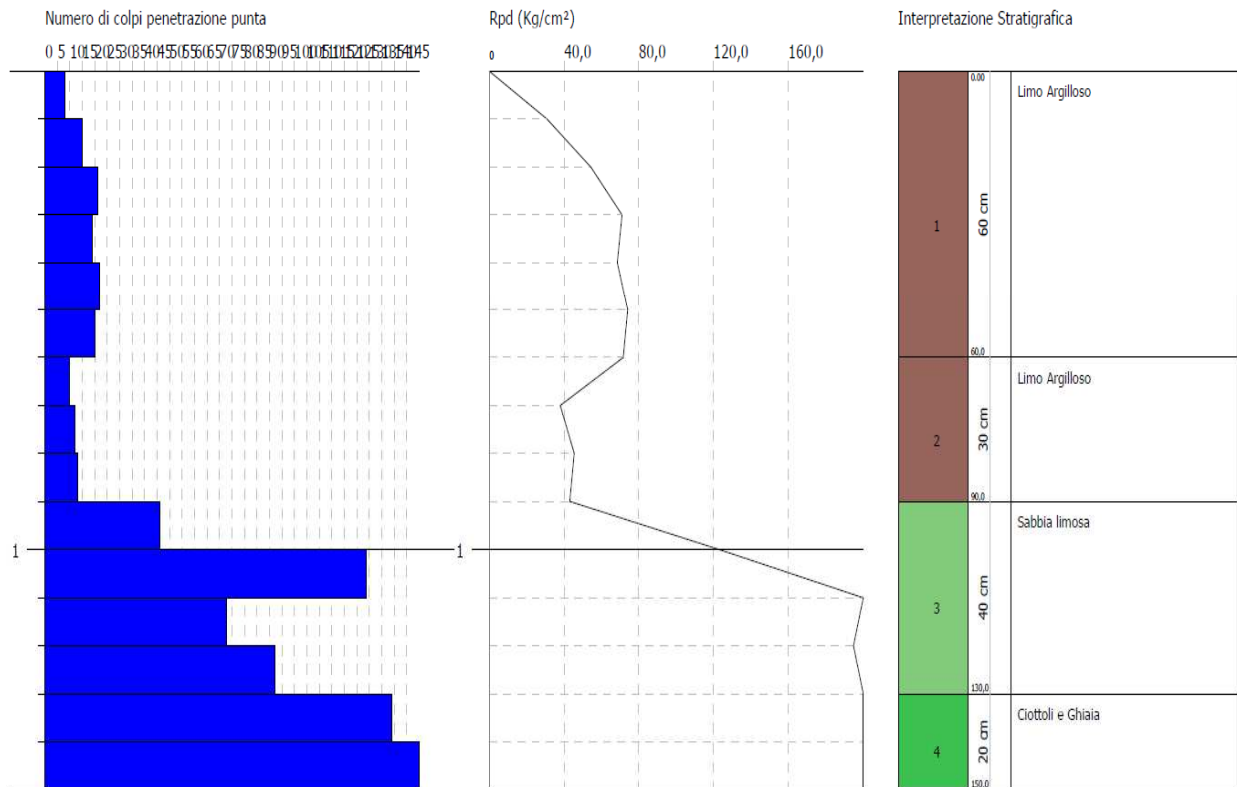
Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,010	0,014	0,046	0,071
kv	0,005	0,007	0,023	0,036
A _{max} [m/s²]	0,509	0,673	1,899	2,492
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

* I valori di S_s, C_c ed S_t possono essere variati.

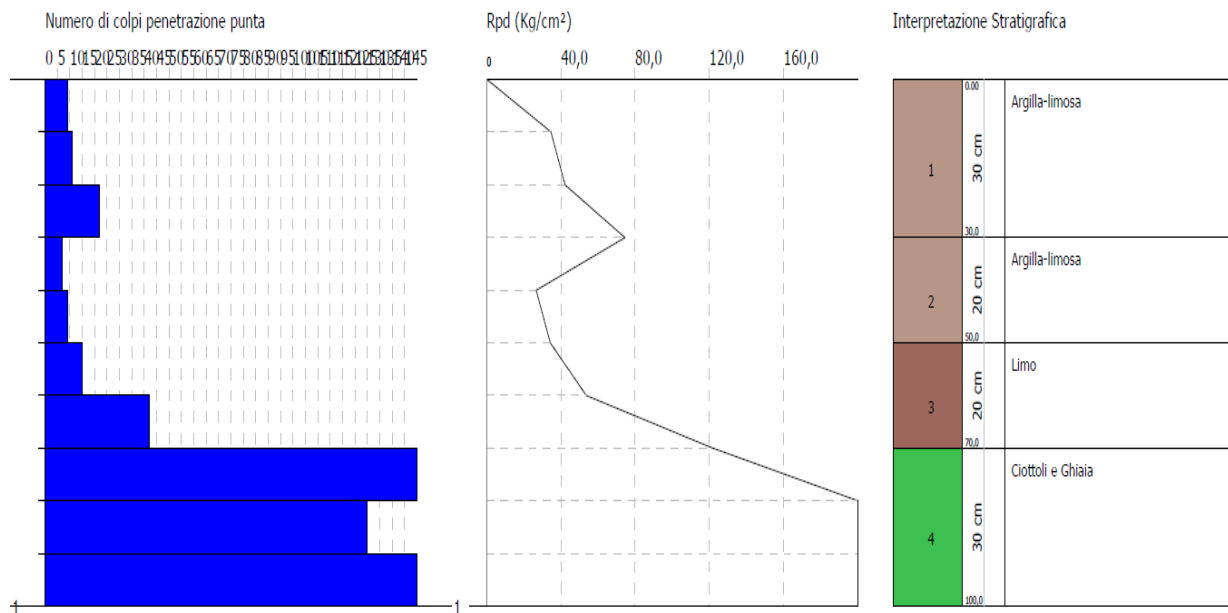


Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - ghiaia limosa	0,3	21,00	Incoerente	2,01	2,41	33,88	--	70,60	180,00	0,31	1137,10	80,33
[2] - limo con sabbia e ghiaia	0,6	13,00	Coesivo	2,04	2,24	--	0,88	59,64	130,00	--	--	91,39
[3] - sabbia argillosa	1,1	9,00	Coesivo	1,94	2,13	--	0,61	41,29	90,00	--	--	96,96
[4] - ghiaia con sabbia	1,5	18,00	Incoerente	1,95	1,97	33,04	--	64,44	165,00	0,32	983,72	118,65
[5] - ghiaia	1,7	46,00	Incoerente	2,22	2,50	40,88	--	121,95	305,00	0,26	2376,32	145,27

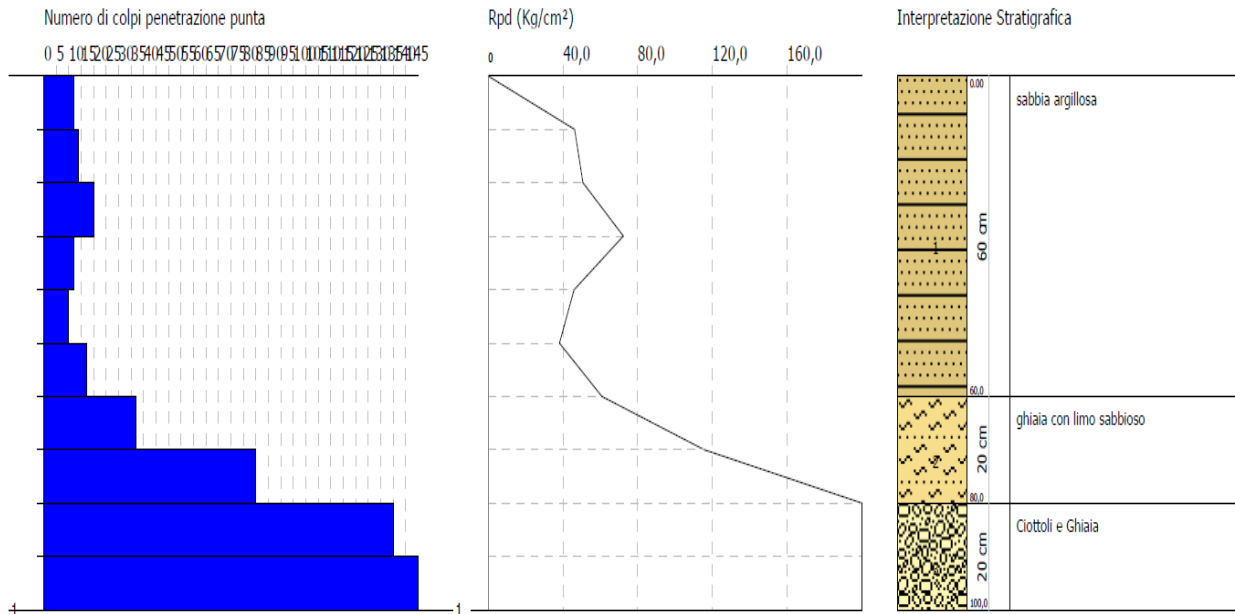
DPM 01
Allegato 1



Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Limo Argilloso	0,6	9,00	Coesivo	1,94	2,13	--	0,61	41,29	90,00	--	--	79,3
[2] - Limo Argilloso	0,9	7,00	Coesivo	1,86	1,90	--	0,44	32,12	70,00	--	--	90,62
[3] - Sabbia limosa	1,3	41,00	Incoerente	2,21	2,50	39,48	--	111,68	280,00	0,27	2132,70	132,47
[4] - Ciottoli e Ghiaia	1,5	105,00	Incoerente	2,50	2,50	57,4	--	243,14	600,00	0,14	5162,16	163,3



Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Argilla-limosa	0,3	6,29	Coesivo	1,83	1,89	--	0,39	28,86	62,90	--	--	65,2
[2] - Argilla-limosa	0,5	5,32	Coesivo	1,78	1,88	--	0,33	24,41	53,20	--	--	76,54
[3] - Limo	0,7	11,40	Coesivo	2,00	2,20	--	0,77	52,30	114,00	--	--	94,44
[4] - Ciottoli e Ghiaia	1,0	102,93	Incoerente	2,50	2,50	56,82	--	238,89	589,65	0,14	5066,44	147,8



Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (t/m³)	Peso unità di volume saturo (t/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (Kg/cm²)	Modulo Edometrico (Kg/cm²)	Modulo Elastico (Kg/cm²)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Kg/cm²)	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - sabbia argillosa	0,6	8,00	Coesivo	1,90	1,91	--	0,54	36,70	80,00	--	--	77,7
[2] - ghiaia con limo sabbioso	0,8	28,00	Coesivo	2,14	2,31	--	1,89	128,46	280,00	--	--	113,65
[3] - Ciottoli e Ghiaia	1,0	106,00	Incoerente	2,50	2,50	57,68	--	245,19	605,00	0,14	5208,36	150,2