

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI VICENZA

COMUNE DI
ALTAVILLA VICENTINA

REALIZZAZIONE DI UN COMPLESSO COMMERCIALE
PER GRANDE STRUTTURA DI VENDITA ARTICOLATA
IN UN CENTRO COMMERCIALE IN VIA OLMO N° 56
IN COMUNE DI ALTAVILLA VICENTINA (VI) SUI
TERRENI CATASTALMENTE CENSITI AL FOGLIO N°2
MAPPALI N°160-162-163

**ADEGUAMENTO INDAGINE GEOGNOSTICA
E RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA AI
SENSI DEL D.M. 14/01/2008- NORME TECNICHE
PER LE COSTRUZIONI**

D.M. 14/01/2008-NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
CIRCOLARE N° 617 DEL 02/02/2009, C.S.LL.PP.



Dott. geol. Maurizio Chendi

COMMITTENTE
DITTA SIAD S.P.A.

TORRI DI QUARTESOLO 05 DICEMBRE 2015

INDICE

- 1.- PREMESSA
- 2.- RIFERIMENTI NORMATIVI
- 3.- MODELLO GEOLOGICO
- 4.-MODELLO GEOTECNICO - PARAMETRIZZAZIONE
- 5.-SITUAZIONE IDROGEOLOGICA
- 6.-CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI IN ZONA SISMICA
- 7.- VERIFICHE GEOTECNICHE
- 8.- CONCLUSIONI

FIGURE NEL TESTO

- COROGRAFIA
- UBICAZIONE INDAGINI
- UBICAZIONE INDAGINI E TRACCIA DELLE SEZIONI GEOLOGICHE
- SEZIONI GEOLOGICHE
- FIGURA A: UBICAZIONE PROVE IN SITO ED IDENTIFICAZIONE ZONE CON PALI A UGUALE LUNGHEZZA

ALLEGATI A FINE RELAZIONE

ALLEGATO 1:

- *Tabelle e diagrammi penetrometrici*

ALLEGATO 2:

- *Riferimenti teorici verifica alla liquefazione*
- *Tabulati di calcolo*

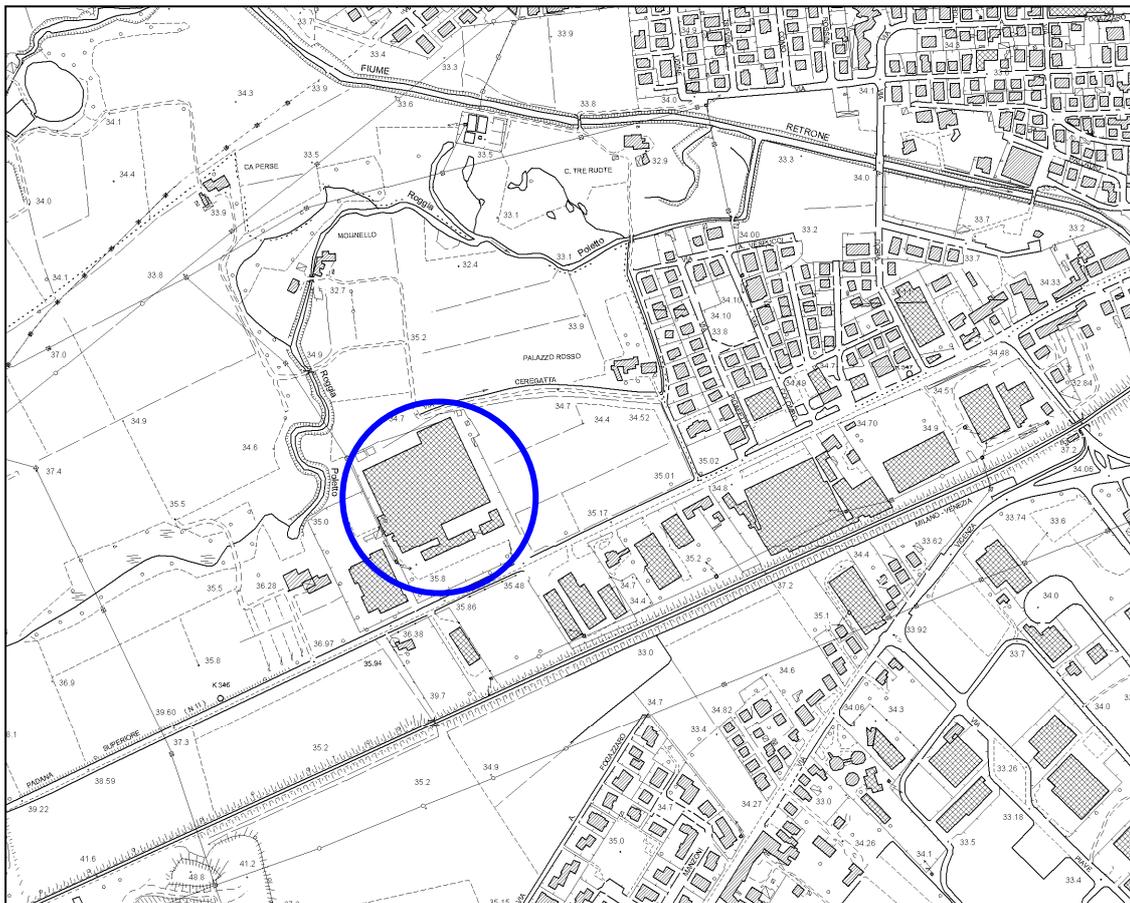
ALLEGATO 3:

- *Tabulati di calcolo dei pali*

1.- PREMESSA

1.1.- Su incarico della Ditta *SIAD S.p.A.*, abbiamo adeguato e rivalutato le indagini geognostiche eseguite nel sito di Via Olmo 56 ad Altavilla Vicentina per la “Realizzazione di un complesso commerciale per grande struttura di vendita, articolata in un centro commerciale” alla luce delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) di cui al D.M. 14 gennaio 2008 integrate con la Circolare del C.S.LL.PP. n° 617 del 02 febbraio 2009.

- COROGRAFIA – ESTRATTO DA CTR SEZ. 125060 – ALTAVILLA VICENTINA



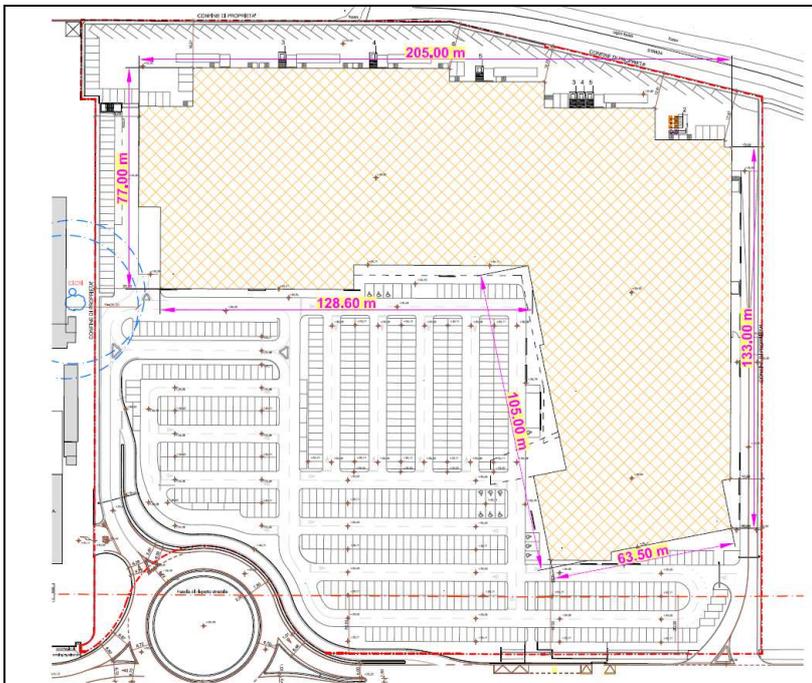
COROGRAFIA
ESTR. CTR 125060 – ALTAVILLA VICENTINA
Scala 1:10000

1.2.- Le attività geognostiche e le relazioni geologiche e geotecniche, a firma del Dott. Geol. Fernando Ronco della ditta Ingeo Sintesi srl , alle quali la presente relazione fa riferimento per l'adeguamento ai sensi delle NTC 2008 sono:

- Relazione geologica e geotecnica – lettera H (D.M. 11/03/88) del 17/01/2005 per “ Indagine geognostica sui terreni interessati dal progetto di Centro Logistico in Fg. 2 mapp. 160, 162, 163, in via Olmo” – Comune di Altavilla Vicentina .
- Relazione geotecnica preliminare – stima della portata dei pali del 08/03/2007 per “ Progetto per la realizzazione di un Centro Logistico in via Olmo , Fg.2 mapp. 160 , 162, 163.” – Comune di Altavilla Vicentina.
- Indagine geognostica , relazione geologica , relazione geotecnica – del 06/07/2007 per “ Progetto per la costruzione di edifici polifunzionali in via Olmo” – Comune di Altavilla Vicentina.

Ad integrazione delle indagini, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, è stata eseguita una prospezione sismica mediante analisi delle onde di superficie con tecnica attiva MASW per l'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento e misure di microtremori atte ad analizzare il rapporto spettrale H/V (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - HVSR).

1.3.- Il fabbricato in progetto ha una superficie di circa 19.150 m² con forma ad elle (L); il dimensionamento dell'edificio è riportato nella planimetria di seguito riportata.



Planimetria stato di progetto

L'edificio è caratterizzato da una struttura prefabbricata prevalentemente ad un solo livello (piano terra) con altezza dell'ordine dei 6.0 m sulla cui copertura poggia una pompeiana a sostegno di pannelli fotovoltaici e solari. Una porzione di fabbricato presenta un secondo livello (piano primo) con altezza alla copertura di 12.60 m rispetto al piano di calpestio a terra (± 0.00 m).

1.4.- La presente relazione geologica e geotecnica espone e commenta i risultati delle indagini eseguite indagando il volume significativo di terreno interessato dalla costruzione in progetto. Le prove eseguite sono quelle riportate nella documentazione pregressa del 2005 e del 2007.

Vengono qui ricostruiti il modello geologico e geotecnico rappresentativi delle condizioni stratigrafiche, delle condizioni idrogeologiche e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni come previsto ai punti 6.2.1. e 6.2.2. delle NTC 2008. Definiti i valori delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni, vengono inoltre eseguite le verifiche della sicurezza e delle prestazioni di cui al punto 6.2.3 delle NTC2008 in relazione alle scelte fondazionali.

Tutte le prove penetrometriche sono riportate di seguito nella figura "**Ubicazione indagini in situ**" con riferimento al c.s 0.00 m (quota 35.49 m slm) posto a sud della rotatoria ed indicato in figura.

2.- RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1. Tutte le ns. considerazioni e verifiche rispondono alle seguenti norme:

➤ **D.M.L.P. 11/03/1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

➤ **D.M. 14/01/2008**

Norme tecniche per le costruzioni

PUNTO 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

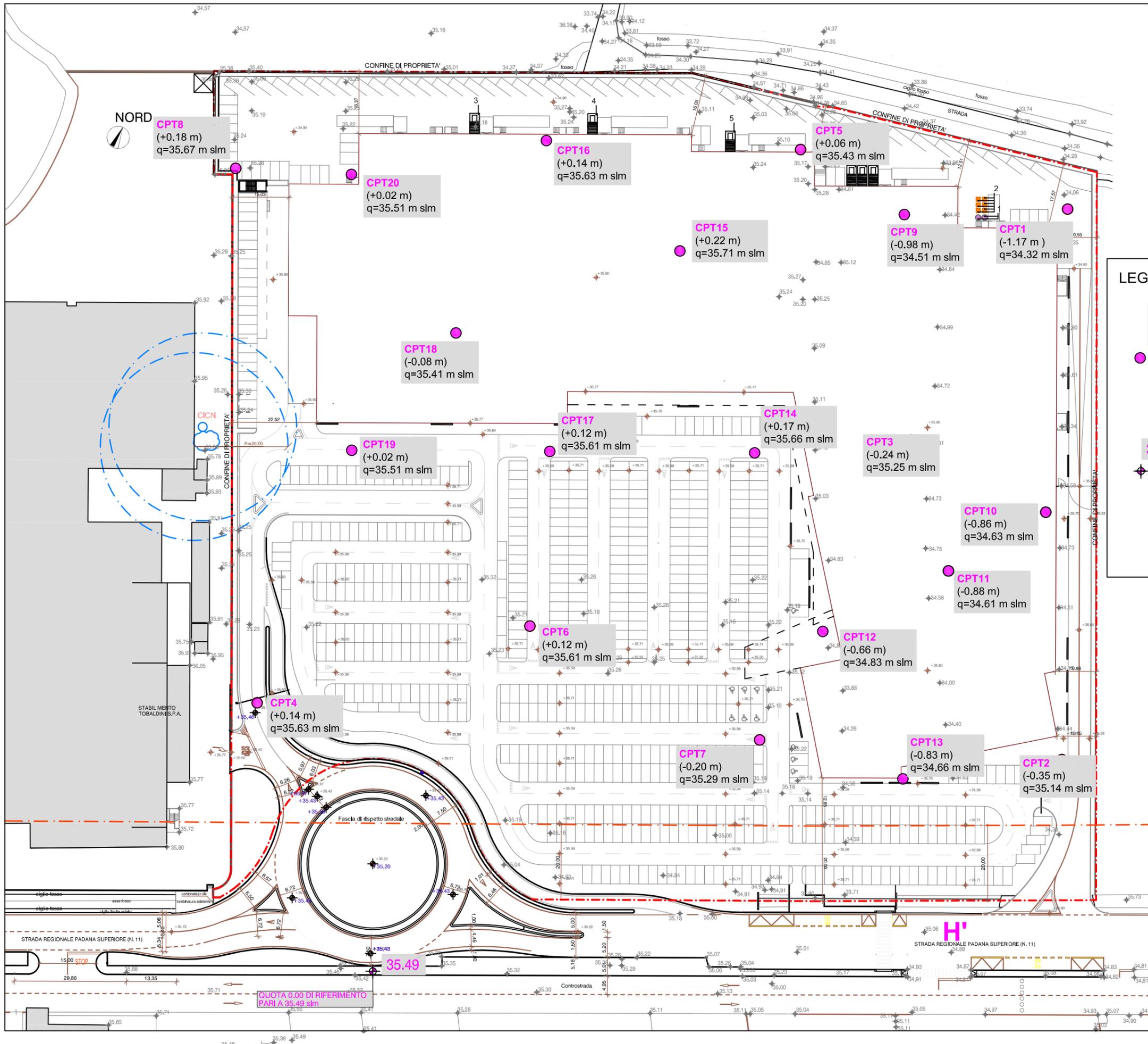
Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In mancanza di tali studi si può utilizzare la classificazione dei terreni di seguito descritta.

La classificazione deve riguardare i terreni compresi fra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento (*bedrock*) ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera.

.....In base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti categorie del suolo di fondazione:

- A** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- B** *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti* con spessori superiori ai 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi fra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica media $N_{SPT,30} > 50$, o coesione non drenata media $Cu_{30} > 250$ kPa)
- C** *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT,30} < 50$, $70 < Cu_{30} < 250$ kPa)
- D** *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30} < 180$ m/s ($N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $Cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)
- E** Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s)



LEGENDA

- 
 CPT16 (+0.14 m)
q=35.63 m s.l.m.
 Prova penetrometrica statica.
 Quota relativa e assoluta del p.c. rispetto
 al c.s. ±0.00 m corrispondente a quota
 assoluta 35.49 m s.l.m.
- 
 35.49
 c.s. ±0.00 m corrispondente a quota
 assoluta 35.49 m s.l.m.

UBICAZIONE INDAGINI IN SITO
scala 1:1000

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.1 DISPOSIZIONI GENERALI

6.1.1 oggetto delle norme

Il presente capitolo riguarda il progetto e la realizzazione:

- delle opere di fondazione;
- delle opere di sostegno;
- delle opere in sotterraneo;
- **delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;**
- **dei fronti di scavo;**
- del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

6.1.2 prescrizioni generali

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese dalle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, di cui al §6.2.1. devono essere esposti in una specifica relazione geologica.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al §6.2.2, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici del sottosuolo;
4. descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifica della sicurezza e delle prestazioni;
6. piani di controllo e monitoraggio.

6.2.1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

6.2.2. indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

.....omissis

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e *attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito*.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

7.11.3.4 Stabilità nei confronti della liquefazione

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico. Nei metodi di analisi avanzate si deve tenere conto della natura polifase dei terreni, considerando l'accoppiamento fra fase solida e fase fluida, e si deve descrivere adeguatamente il comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche. Le metodologie di carattere semi-empirico possono permettere una verifica di tipo puntuale o una verifica di tipo globale. Nelle prime, la sicurezza alla liquefazione viene valutata localmente, a diverse profondità, calcolando il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione, $CRR = \tau_i / \sigma'_{v0}$, e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica, $CSR = \tau_{media} / \sigma'_{v0}$.

La sollecitazione ciclica è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica di risposta sismica alla profondità considerata, τ_{max} , che può essere determinata direttamente, da analisi di risposta sismica locale, o indirettamente, da relazioni empiriche, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito. La resistenza ciclica alla liquefazione può essere valutata da prove cicliche in laboratorio o da correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito. La verifica viene effettuata utilizzando degli abachi nei quali in ordinata è riportata la sollecitazione ciclica CSR e in ascissa una proprietà del terreno stimata dalle prove in sito (prove penetrometriche statiche o dinamiche o misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs).....*omissis*.

Nelle verifiche globali, si valuta preliminarmente il profilo della sollecitazione e della resistenza ciclica, CSR e CRR, e si valuta, per l'intervento di profondità in esame, il potenziale di liquefazione, I_L , funzione dell'area racchiusa tra i due profili. La suscettibilità nei confronti della liquefazione, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto. Tali procedure sono valide per piano campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica va eseguita con studi specifici.....*omissis*

7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede

comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti 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 da piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata (N_{160}) >30 oppure $q_{c1N} > 180$ dove (N_{160}) è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 KPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata da 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 $U_c > 3.5$

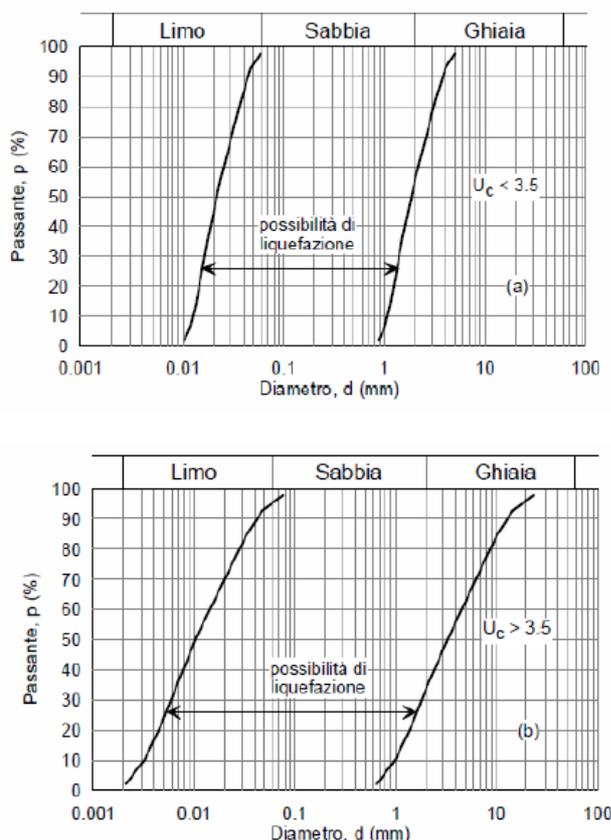


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Quando le condizioni 1) e 2) non risultano soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3),4) e 5).

7.11.3.4.3 Metodologie di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefabili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche in laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità d'interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

3.- MODELLO GEOLOGICO

3.1.- Evoluzione paleogeografica generale

L'aspetto pressoché definitivo della regione fu disegnato nel Quaternario, in particolare nell'ultimo milione di anni, per effetto di mutamenti climatici che causarono l'alternanza di periodi glaciali ed interglaciali. Enormi ghiacciai incisero profonde vallate, e scaricarono nell'avvallamento padano acqua e materiali di ogni dimensione. Col ripetersi di questi eventi la pianura andò colmandosi di sedimenti, ghiaia, sabbia, argilla alternati in strati. Anche la pianura vicentina è stata prodotta in questo modo dagli "scarichi" dei torrenti provenienti dalle Prealpi : l'Agno-Guà, Leogra, Astico e Brenta. I sedimenti alluvionali pleistocenici hanno quindi causato un progressivo innalzamento del livello della pianura, "staccando" i colli Berici dai Lessini e sbarrando l'uscita delle valli beriche.

La profonda incisione valliva tra i Berici e i Lessini è stata quindi colmata nel periodo pleistocenico da ingenti materiali fluvio-glaciali che costituiscono l'attuale materasso alluvionale caratterizzato da sedimenti granulometricamente differenziati dalle ghiaie alle argille; nel tardo periodo olocenico si completò la formazione della pianura alluvionale tra i Lessini ed i Berici con il depositarsi dei materiali provenienti prevalentemente dai torreni lessinei, Agno, Onte, Valdiezza.

3.2.- Situazione stratigrafica generale

L'area in esame, inserendosi proprio nel territorio compreso tra le propaggini orientali dei Lessini e dei Colli Berici nella pianura tra Altavilla e Creazzo, presenta quindi un materasso alluvionale differenziato formatosi con gli apporti provenienti prevalentemente da Ovest (dal lontano Adige ai più vicini Agno, Guà, Onte, Valdiezza) e marginalmente anche da Est dai corsi d'acqua provenienti dall'alta pianura Vicentina (Timonchio, Orolo).

Il materasso alluvionale risulta pertanto caratterizzato, nella porzione più superficiale, da una coltre limo-argillosa, di spessore variabile mediamente dai 3.0 m ai 10.0 m, alla quale seguono livelli di ghiaie e ghiaie sabbiose, di spessore metrico alternati a livelli di argille e limi.

4.- MODELLO STRATIGRAFICO - GEOTECNICO

4.1.- Per il modello geotecnico ci si riferisce a quanto riportato nella documentazione pregressa del 2005 e del 2007 che descrive nel dettaglio la successione dei livelli a partire dal p.c. (con riferimento al c.s.±0.00 m) sulla base delle indagini eseguite.

Sono state considerate n° 20 prove penetrometriche statiche CPT (Cone Penetration Test), spinte fino alla profondità massima di 20 m dal p.c., eseguite con penetrometro da 200 kN, munito di Jacket Friction Cone, con determinazione, ogni 20 cm di infissione, della Resistenza alla Punta (Kg/cm^2) e della Resistenza di Attrito Laterale Locale (Kg/cm^2). I dati misurati in campagna sono stati elaborati, tabulati e diagrammati in funzione della profondità; in essi è pure riportato il rapporto Begemann (R_p/R_l) che fornisce utili indicazioni sulla natura dei terreni in base alla loro granulometria. I tabulati con il diagrammi delle prove CPT sono riportati in ALLEGATO1 a fine relazione.

4.2.- Situazione stratigrafica e parametrizzazione geotecnica

Dalle relazioni del 2005 e del 2007 si evince che ogni prova penetrometrica è stata suddivisa in livelli, ognuno dei quali adeguatamente parametrizzato con i metodi più accreditati; ciò costituisce il modello stratigrafico-geotecnico del terreno che di seguito viene riportato.

Dalla “ *Relazione geologica e geotecnica – Lettera H (D.M. 11/03/88)*” del 17/01/2005

CPT1

- **livello A :** da 0.00 m a – 1.17 m
Depressione dei terreni

- **livello B :** da – 1.17 m a – 7.80 m
Argille e limi con possibile presenza di argille organiche

CPT1 $R_p = (4 \div 14) \text{ Kg}/\text{cmq}$ $R_{p\text{med}} = 7 \text{ Kg}/\text{cmq}$

Cu = (2.0÷3.0) t/mq

- **livello C** : da – 7.80 m a – 8.40 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT1 $R_p = (41 \div 160)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 103$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr \cong 95 %** **(C1)**

- **livello D** : da – 8.40 m a – 10.80 m
Alternanza fitta di limi, argille, argille limose e limi argillosi

CPT1 $R_p = (9 \div 31)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 13$ Kg/cmq

Cu = (5.0÷6.0) t/mq

- **livello E** : da – 10.80 m a – 12.60 m
Sabbie e sabbie con ghiaia

CPT1 $R_p = (101 \div 290)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr = 80 %** **(E1)**

- **livello F** : da – 12.60 m a – 18.00 m
Argille e limi

CPT1 $R_p = (9 \div 31)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 14$ Kg/cmq

Cu = (6.0÷7.0) t/mq

- **livello G** : da – 18.00 m a – 21.00 m
Sabbie sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT1 $R_p = (82 \div 204)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr = 65 %** **(G1)**

CPT2

- **livello A :** da 0.00 m a – 0.35 m
Depressione dei terreni

- **livello B :** da – 0.35 m a – 4.20 m
Argille e limi con possibile presenza di argille organiche

$$\text{CPT2 } R_p = (3 \div 18) \text{ Kg/cmq} \quad R_{p\text{med}} = 9 \text{ Kg/cmq}$$

$$\text{Cu} = (3.0 \div 5.0) \text{ t/mq}$$

- **livello C :** da – 4.20 m a – 7.60 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

$$\text{CPT2 } R_p = (50 \div 254) \text{ Kg/cmq} \quad R_{p\text{med}} > 100 \text{ Kg/cmq}$$

$$\varphi = 37^\circ \quad \text{Dr} = 95 \% \quad (\text{C2})$$

- **livello D :** da – 7.60 m a – 8.00 m
Argille e limi

$$\text{CPT2 } R_p = (7 \div 14) \text{ Kg/cmq} \quad R_{p\text{med}} = 10 \text{ Kg/cmq}$$

$$\text{Cu} = 5.0 \text{ t/mq}$$

- **livello E :** da – 8.00 m a – 9.20 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

$$\text{CPT2 } R_p = (92 \div 191) \text{ Kg/cmq} \quad R_{p\text{med}} > 100 \text{ Kg/cmq}$$

$$\varphi = 37^\circ \quad \text{Dr} = 85 \% \quad (\text{E2})$$

- **livello F :** da – 9.20 m a – 12.00 m
Argille e limi

$$\text{CPT2 } R_p = (6 \div 34) \text{ Kg/cmq} \quad R_{p\text{med}} = 18 \text{ Kg/cmq}$$

$$\text{Cu} = 8.0 \text{ t/mq}$$

- **livello G:** da – 12.00 m a – 14.00 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT2 $R_p = (26 \div 258) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} > 100 \text{ Kg/cmq}$

$\varphi = 37^\circ$ **Dr \cong 60 %** **(G2)**

- **livello H:** da – 14.00 m a – 17.20 m
Argille e limi

CPT2 $R_p = (8 \div 22) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} = 13 \text{ Kg/cmq}$

Cu = 6.0 t/mq

- **livello I:** da – 17.20 m a – 20.00 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT2 $R_p = (27 \div 270) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} > 100 \text{ Kg/cmq}$

$\varphi = 37^\circ$ **Dr \cong 55 %** **$\varphi' \cong 37^\circ$ (I2)**

CPT3

- **livello A:** da 0.00 m a – 0.24 m
Depressione dei terreni

- **livello B:** da – 0.24 m a – 7.80 m
Argille e limi con possibile presenza di argille organiche

CPT3 $R_p = (2 \div 22) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} = 8 \text{ Kg/cmq}$

Cu = (2.0÷4.0) t/mq

- **livello C:** da – 7.80 m a – 8.40 m
Sabbie prevalenti con probabile presenza di ghiaia

CPT3 $R_p = (141 \div 247) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} = 184 \text{ Kg/cmq}$

$\varphi = 37^\circ$ **Dr = 90 %** **(C3)**

- **livello D**: da – 8.40 m a – 11.40 m
Argille e limi in fitta alternanza

CPT3 $R_p = (6 \div 30)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 13$ Kg/cmq

Cu = (3.0÷6.0) t/mq

- **livello E**: da – 11.40 m a – 12.00 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT3 $R_p = (26 \div 100)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 56$ Kg/cmq

$\phi = 35^\circ$ **Dr \cong 75 %** **(E3)**

- **livello F**: da – 12.00 m a – 16.80 m
Argille e limi in fitta alternanza ad argille limose e limi argillosi

CPT3 $R_p = (7 \div 22)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 12$ Kg/cmq

Cu = 6.0 t/mq

- **livello G**: da – 16.80 m a – 17.60 m
Limi argillosi e limi sabbiosi

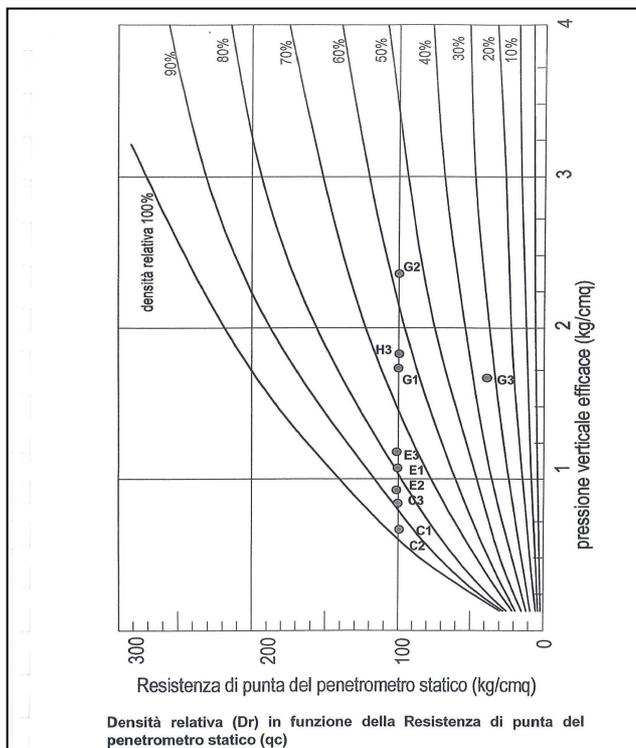
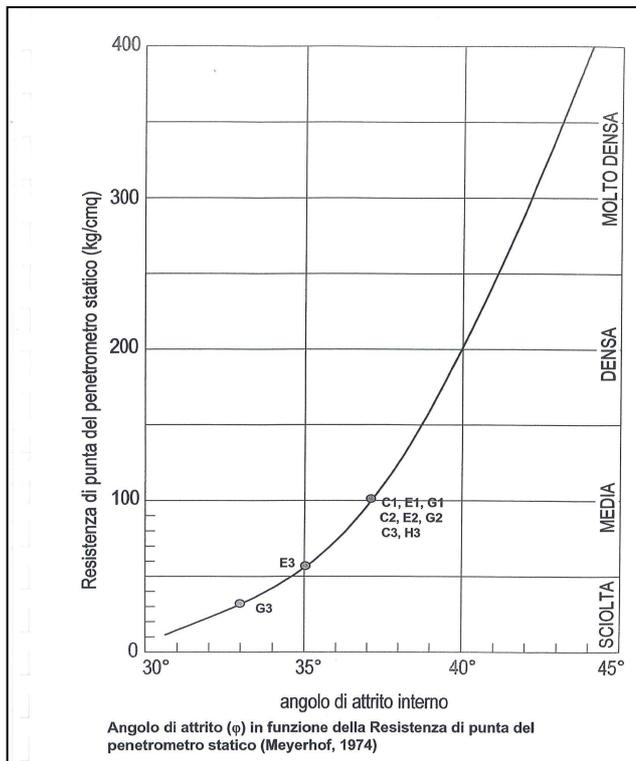
CPT3 $R_p = (22 \div 40)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 32$ Kg/cmq

$\phi = 33^\circ$ **Dr = 30 %** $\phi' = 30^\circ$ **(G3)**

- **livello H**: da – 17.60 m a – 20.00 m
Sabbie, sabbie con ghiaia

CPT3 $R_p = (91 \div 191)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr = 65 %** **(H3)**



CPT4

- **livello A**: da 0.00 m a + 0.14 m
I terreni sono sopraelevati
- **livello B**: da + 0.14 m a – 1.00 m
Sabbie e limi, probabile riporto

CPT4 $R_p = (21 \div 89)$ Kg/cmq

- **livello C**: da – 1.00 m a – 3.40 m
Argille e limi con possibile presenza di argille organiche

CPT4 $R_p = (4 \div 21)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 19$ Kg/cmq

Cu = (3.0÷8.0) t/mq

- **livello D**: da – 3.40 m a – 4.00 m
Sabbie limose, limi sabbiosi e sabbie

CPT4 $R_p = (25 \div 70)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 43$ Kg/cmq

$\varphi = 34^\circ$ **Dr = 70 %** **(D4)**

- **livello E**: da – 4.00 m a – 6.80 m
Argille e limi

CPT4 $R_p = (4 \div 11)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 6$ Kg/cmq

Cu = (2.0÷3.0) t/mq

- **livello F**: da – 6.80 m a – 7.20 m
Sabbie limose e limi sabbiosi

CPT4 $R_p = (47 \div 54)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 50$ Kg/cmq

$\varphi \cong 35^\circ$ **Dr = 60 %** **(F4)**

- **livello G**: da – 7.20 m a – 9.60 m
Argille e limi

CPT4 $R_p = (6 \div 19) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} = 10 \text{ Kg/cmq}$

$C_u = (3.0 \div 5.0) \text{ t/mq}$

- **livello H**: da – 9.60 m a – 13.80 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT4 $R_p = (80 \div 300) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} > 100 \text{ Kg/cmq}$

$\phi = 37^\circ$ $D_r = 70 \%$ (H4)

- **livello I**: da – 13.80 m a – 16.60 m
Sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi

CPT4 $R_p = (22 \div 66) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} = 36 \text{ Kg/cmq}$

$\phi = 34^\circ$ $D_r = 40 \%$ $\phi' = 32^\circ$ (I4)

- **livello L**: da – 16.60 m a – 18.60 m
Sabbie e sabbie con ghiaia

CPT4 $R_p = (56 \div 220) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} > 100 \text{ Kg/cmq}$

$\phi = 37^\circ$ $D_r = 65 \%$ (L4)

- **livello M**: da – 18.60 m a – 20.00 m
Limi sabbiosi e sabbie limose

CPT4 $R_p = (25 \div 52) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} = 34 \text{ Kg/cmq}$

$C_u = 8.0 \text{ t/mq}$

CPT5

- **livello A**: da 0.00 m a – 0.06 m
Depressione dei terreni
- **livello B**: da – 0.06 m a – 1.00 m
Sabbie e limi, probabile riporto

CPT5 $R_p = (22 \div 108)$ Kg/cmq

- **livello C**: da – 1.00 m a – 10.20 m
Argille e limi in continua alternanza con possibile presenza di argille organiche

CPT5 $R_p = (3 \div 32)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 8$ Kg/cmq

Cu = (2.0÷4.0) t/mq

- **livello D**: da – 10.20 m a – 12.00 m
Sabbie limose, sabbie e sabbie con ghiaia

CPT5 $R_p = (150 \div 308)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr = 80 %** **(D5)**

- **livello E**: da – 12.00 m a – 14.20 m
Argille e limi

CPT5 $R_p = (12 \div 24)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 16$ Kg/cmq

Cu = (6.0÷8.0) t/mq

- **livello F**: da – 14.20 m a – 17.60 m
Sabbie limose, sabbie e sabbie con ghiaia

CPT5 $R_p = (70 \div 240)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr = 70 %** **(F5)**

- **livello G :** da – 17.60 m a – 19.40 m
Sabbie limose, limi sabbiosi e sabbie

CPT5 $R_p = (20 \div 73)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 40$ Kg/cmq

$\phi = 34^\circ$ **Dr \cong 65 %** (G5)

- **livello H :** da – 19.40 m a – 20.00 m
Sabbie limose, sabbie e sabbie con ghiaia

CPT5 $R_p = (98 \div 208)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr \cong 60 %** (H5)

CPT6

- **livello A :** da 0.00 m a + 0.12 m
I terreni sono sopraelevati

- **livello B :** da + 0.12 m a – 1.00 m
Sabbie e limi, probabile riporto

CPT6 $R_p = (39 \div 62)$ Kg/cmq

- **livello C :** da – 1.00 m a – 4.60 m
Argille e limi con possibile presenza di argille organiche

CPT6 $R_p = (2 \div 20)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 5$ Kg/cmq

Cu = (1.0÷3.0) t/mq

- **livello D :** da – 4.60 m a – 9.00 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT6 $R_p = (71 \div 461)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr = 90 %** (D6)

- **livello E** : da – 9.00 m a – 10.20 m
Argille e limi

CPT6 $R_p = (13\div 25)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 18$ Kg/cmq

Cu = (7.0÷8.0) t/mq

- **livello F** : da – 10.20 m a – 14.40 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT6 $R_p = (96\div 400)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr \cong 75 %** **(F6)**

- **livello G** : da – 14.40 m a – 17.20 m
Argille e limi

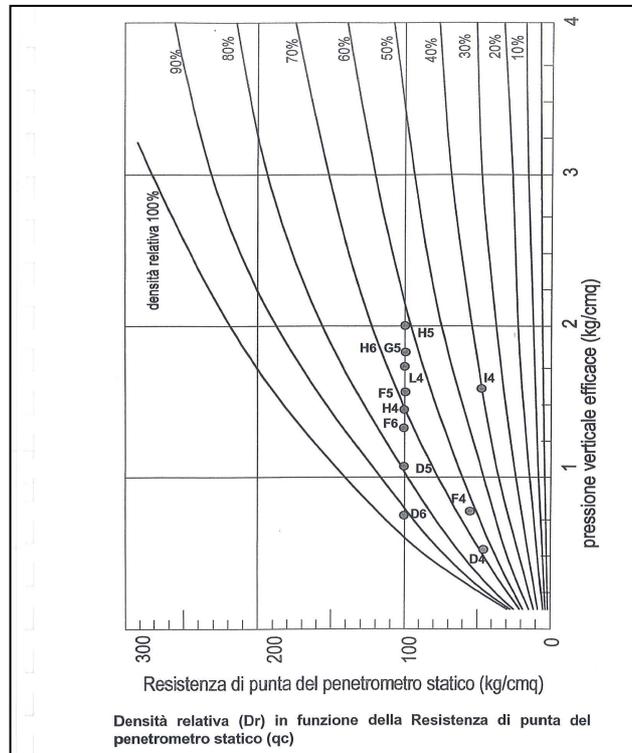
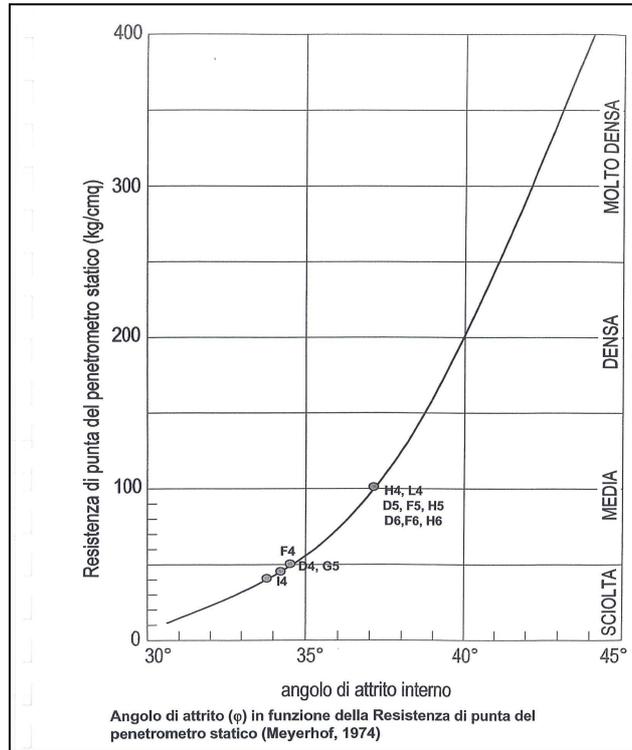
CPT6 $R_p = (10\div 26)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 15$ Kg/cmq

Cu = (5.0÷7.0) t/mq

- **livello H** : da – 17.20 m a – 20.00 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT6 $R_p = (36\div 320)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr \cong 65 %** **(H6)**



CPT7

- **livello A**: da 0.00 m a + 0.12 m
I terreni sono sopraelevati
- **livello B**: da + 0.12 m a – 1.00 m
Sabbie e limi, probabile riporto

CPT7 $R_p = (21 \div 166)$ Kg/cmq

- **livello C**: da – 1.00 m a – 3.20 m
Argille e limi con possibile presenza di argille organiche

CPT7 $R_p = (3 \div 18)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 9$ Kg/cmq

Cu = (2.0÷4.0) t/mq

- **livello D**: da – 3.20 m a – 5.20 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT7 $R_p = (37 \div 211)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\varphi = 37^\circ$ **Dr \cong 100 %** **(D7)**

- **livello E**: da – 5.20 m a – 5.60 m
Argille e limi

CPT7 $R_p = (3 \div 28)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 15$ Kg/cmq

Cu = 7.0 t/mq

- **livello F**: da – 5.60 m a – 9.00 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT7 $R_p = (110 \div 300)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\varphi = 37^\circ$ **Dr = 90 %** **(F7)**

- **livello G**: da - 9.00 m a - 11.40 m
Argille e limi

CPT7 $R_p = (9 \div 44)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 18$ Kg/cmq

Cu = (6.0÷8.0) t/mq

- **livello H**: da - 11.40 m a - 14.40 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT7 $R_p = (32 \div 295)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr \cong 75 %** **(H7)**

- **livello I**: da - 14.40 m a - 17.20 m
Argille e limi

CPT7 $R_p = (11 \div 19)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 14$ Kg/cmq

Cu = (5.0÷7.0) t/mq

- **livello L**: da - 17.20 m a - 20.00 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

CPT7 $R_p = (44 \div 325)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} > 100$ Kg/cmq

$\phi = 37^\circ$ **Dr \cong 65 %** **(L7)**

CPT8

- **livello A**: da 0.00 m a + 0.18 m
I terreni sono sopraelevati

- **livello B**: da + 0.18 m a - 7.00 m
Argille e limi in fitta alternanza con presenza possibile di argille organiche

CPT8 $R_p = (2 \div 23)$ Kg/cmq $R_{p_{med}} = 10$ Kg/cmq

Cu = (3.0÷5.0) t/mq

- **livello C :** da – 7.00 m a – 9.40 m
Sabbie e sabbie limose passanti a sabbie con ghiaia verso il basso

CPT8 $R_p = (12 \div 321) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} > 100 \text{ Kg/cmq}$

$\phi = 37^\circ$ $Dr \cong 85 \%$ (C8)

- **livello D :** da – 9.40 m a – 11.40 m
Argille e limi

CPT8 $R_p = (8 \div 15) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} = 11 \text{ Kg/cmq}$

Cu = (4.0÷5.0) t/mq

- livello E :** da – 11.40 m a – 17.00 m
Sabbie, sabbie limose e sabbie con ghiaia

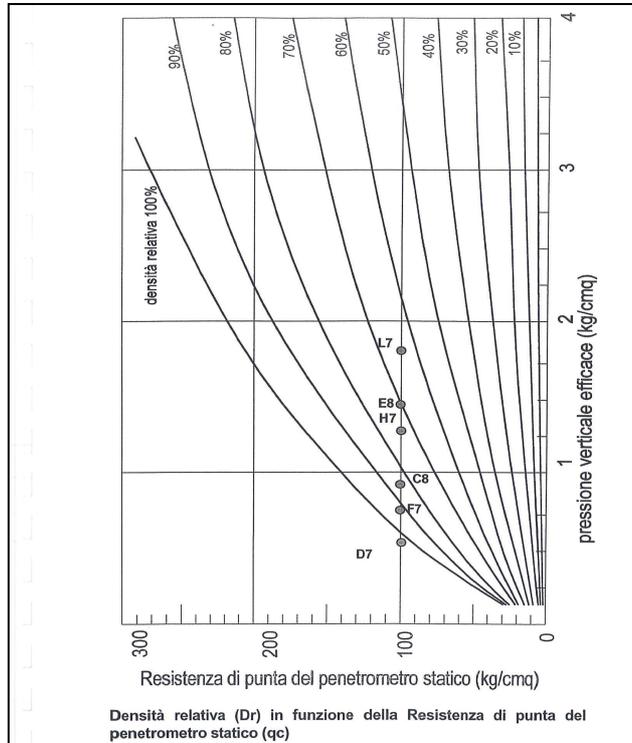
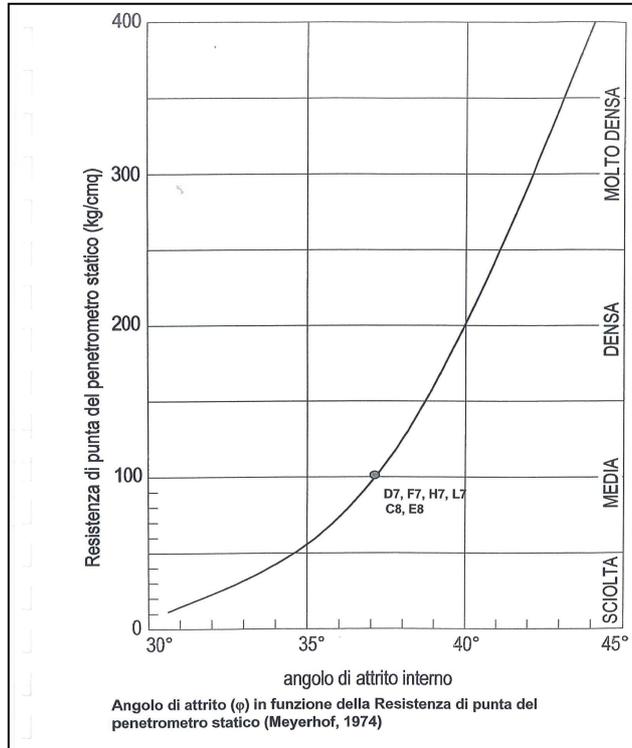
CPT8 $R_p = (31 \div 265) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} > 100 \text{ Kg/cmq}$

$\phi = 37^\circ$ $Dr = 70 \%$ (E8)

- **livello F :** da – 17.00 m a – 20.00 m
Argille limose e limi argillosi

CPT8 $R_p = (15 \div 22) \text{ Kg/cmq}$ $R_{p_{med}} = 18 \text{ Kg/cmq}$

Cu = (7.0÷8.0) t/mq



Dalla “ *Indagine geognostica –Relazione geologica – Relazione geotecnica*”
del 06/07/2007

CPT 9-15

- **livello A :** da 0.00 m a (-0.98÷+0.22) m
Variazioni altimetriche del piano campagna.
- **livello B :** Argille e limi con intercalazioni sabbiose.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
9	0.98	11.00	4 ÷ 26	10
15	+0.22	9.60	4 ÷ 29	10

$$Cu = (25 \div 45) \text{ kPa}$$

- **livello C :** Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
9	11.00	12.60	88 ÷ 288	218
15	9.60	12.60	66 ÷ 218	166

$$\phi = 37^\circ \quad Dr \cong 80 \% \quad (C)$$

- **livello D :** Argille e limi con locali intercalazioni sabbiose..

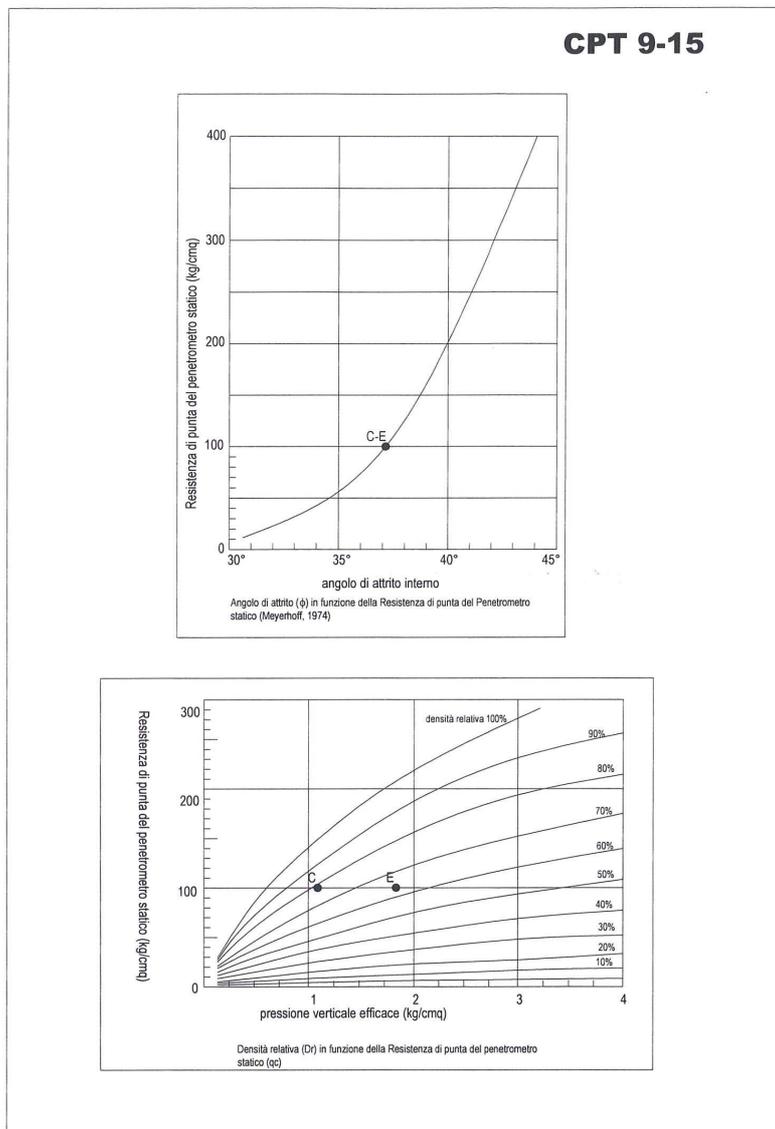
CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
9	12.60	18.80	9 ÷ 117	18
15	12.60	17.40	8 ÷ 70	17

$$Cu = (40 \div 60) \text{ kPa}$$

- **livello E :** Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
9	18.80	21.00	75 ÷ 222	154
15	17.40	20.00	73 ÷ 236	161

$\phi = 37^\circ$ $Dr \cong 65\%$ **(E)**



CPT 10 – 13 – 14

- **livello A** : **da 0.00 m a (-0.86÷+0.14) m**
 Variazioni altimetriche del piano campagna.

- **livello B** : Argille e limi con sottili e discontinue intercalazioni
 sabbiose.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
10	0.86	4.80	5 ÷ 14	8
13	0.83	5.20	8 ÷ 16	10
14	+0.17	7.20	3 ÷ 40	10

Cu = (25 ÷ 50) kPa

- **livello C** : Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
10	4.80	9.20	58 ÷ 274	156
13	5.20	9.60	20 ÷ 189	134
14	7.20	8.20	102 ÷ 199	162

φ = 37°	Dr ≅ 90 %	(C)
----------------	------------------	------------

- **livello D** : Argille e limi con locali intercalazioni sabbiose..

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
10	9.20	12.00	9 ÷ 30	15
13	9.60	12.60	10 ÷ 33	18
14	8.20	10.80	7 ÷ 54	16

Cu = (40 ÷ 70) kPa

- **livello E :** Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	R _{pmin} -R _{pmax} (daN/cm ²)	R _{pmed} (daN/cm ²)
10	12.00	12.40	111 ÷ 113	122
13	12.60	15.20	109 ÷ 245	189
14	10.80	12.80	76 ÷ 260	189

$\phi = 37^\circ$	$Dr \cong 70 \%$	(E)
-------------------	------------------	-----

- **livello F :** Argille e limi prevalenti.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	R _{pmin} -R _{pmax} (daN/cm ²)	R _{pmed} (daN/cm ²)
10	12.40	18.40	9 ÷ 21	15
13	15.20	18.40	8 ÷ 21	17
14	12.80	16.80	11 ÷ 154	26

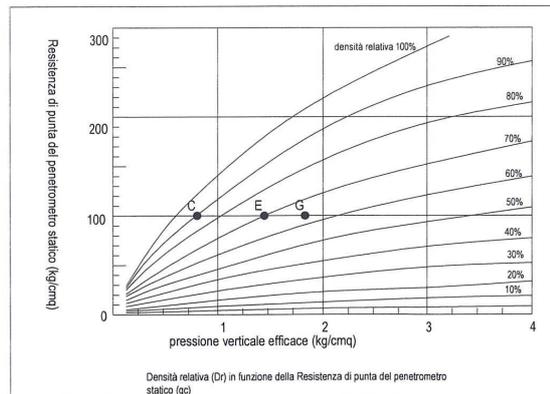
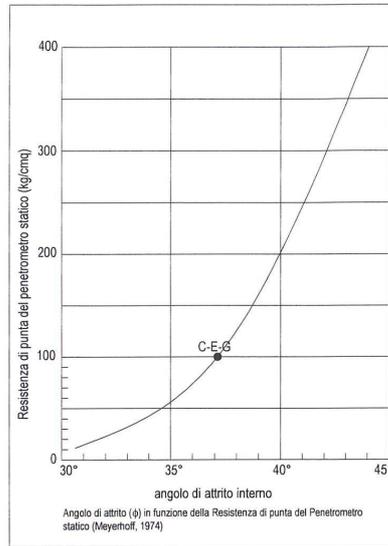
$Cu = (40 \div 60) \text{ kPa}$

- **livello G :** Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	R _{pmin} -R _{pmax} (daN/cm ²)	R _{pmed} (daN/cm ²)
10	18.40	21.00	78 ÷ 239	186
13	18.40	21.00	50 ÷ 268	138
14	16.80	20.00	88 ÷ 286	206

$\phi = 37^\circ$	$Dr \cong 65 \%$	(G)
-------------------	------------------	-----

CPT 10-13-14



CPT 11

- **livello A** : **da 0.00 m a -0.88 m**
 Variazioni altimetriche del piano campagna.

- **livello B** : Argille e limi con sottili e discontinue intercalazioni
 sabbiose.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
11	0.88	8.40	3 ÷ 14	7

Cu = (20 ÷ 60) kPa

- **livello C** : Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
11	8.40	9.40	49 ÷ 235	141

φ = 37°	Dr ≅ 85 %	(C)
----------------	------------------	------------

- **livello D** : Argille e limi prevalenti..

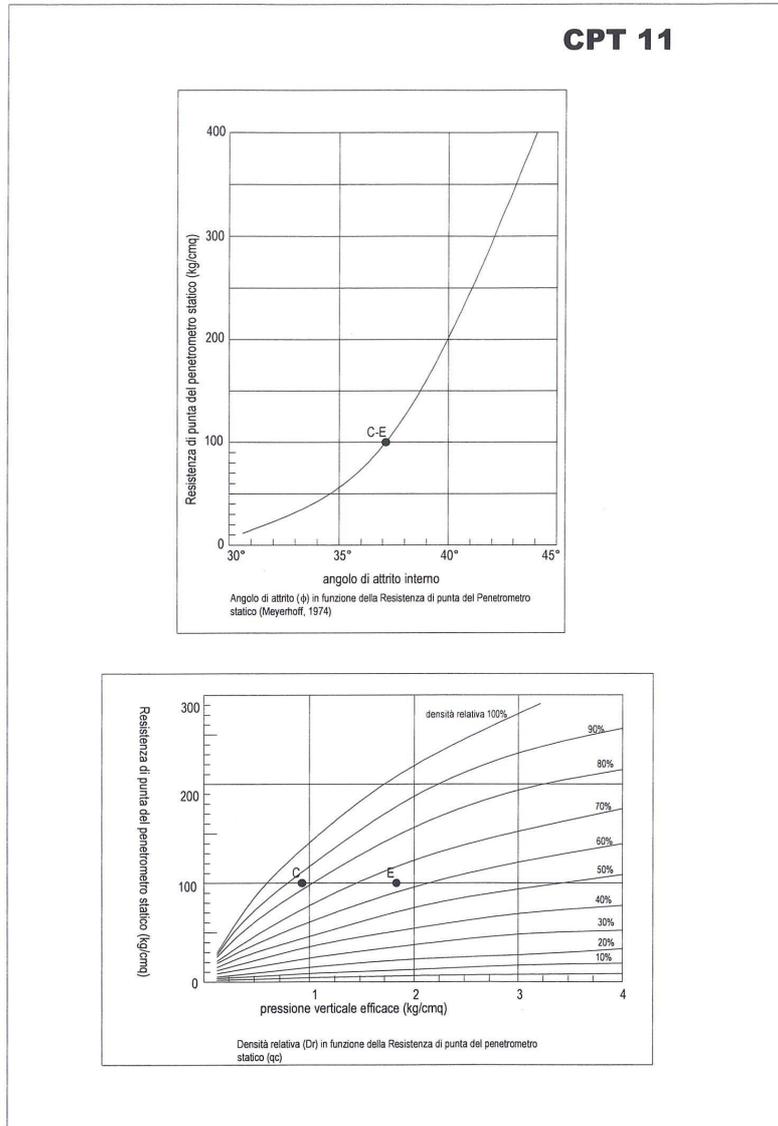
CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
11	9.40	17.60	7 ÷ 31	14

Cu = (30 ÷ 60) kPa

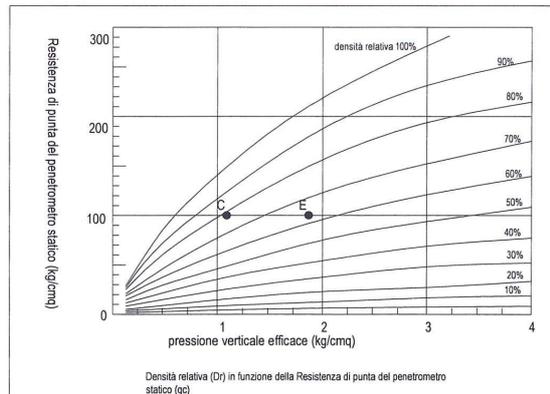
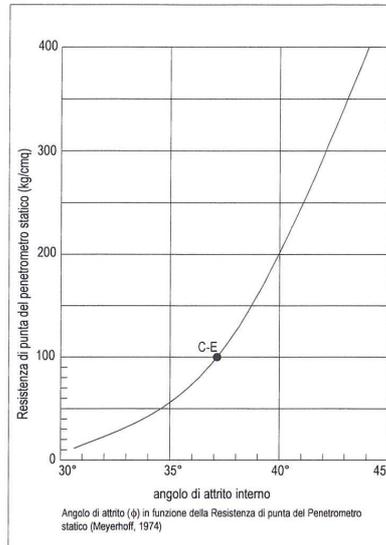
- **livello E** : Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
11	17.60	21.00	86 ÷ 500	244

φ = 37°	Dr ≅ 65 %	(E)
----------------	------------------	------------



CPT 12



CPT 16

- **livello A :** da 0.00 m a +0.14 m
 Variazioni altimetriche del piano campagna.

- **livello B :** Argille e limi prevalenti.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
16	+0.14	7.80	4 ÷ 39	12

Cu = (20 ÷ 60) kPa

- **livello C :** Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
16	7.80	9.20	44 ÷ 276	169

φ = 37° Dr ≅ 85 % (C)

- **livello D :** Argille e limi prevalenti..

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
16	9.20	13.40	6 ÷ 49	16

Cu = (30 ÷ 60) kPa

- **livello E :** Sabbie e sabbie con ghiaia.

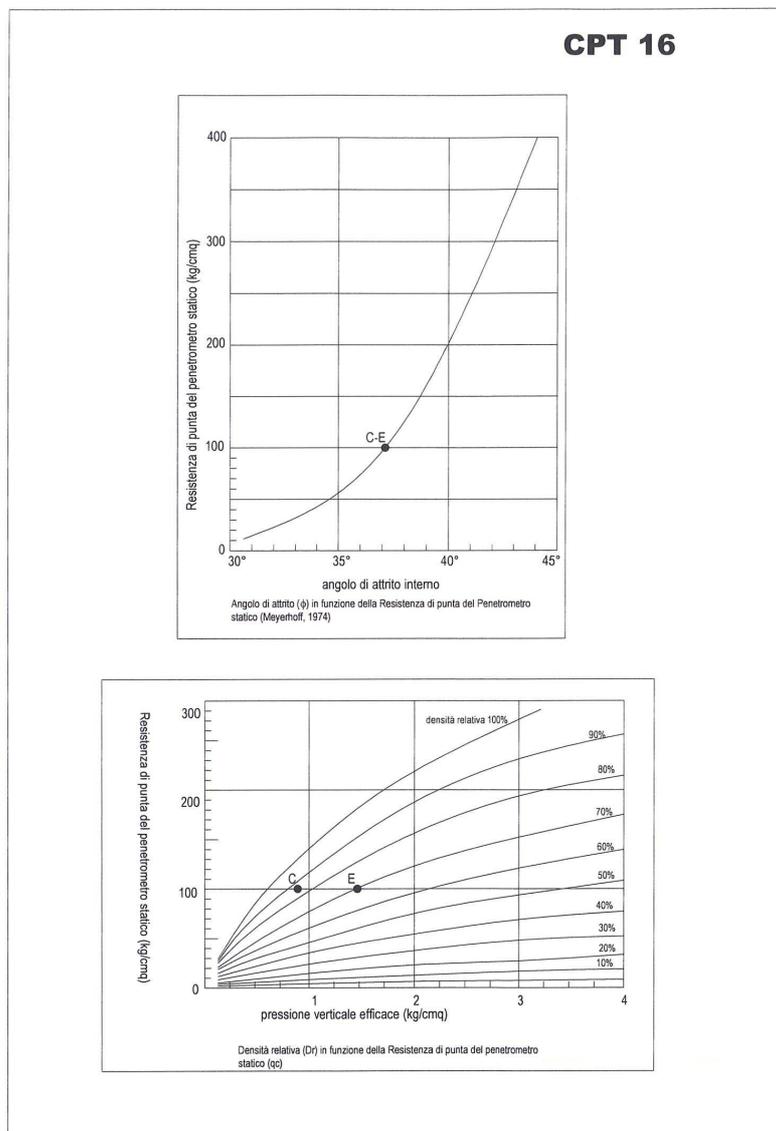
CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
16	13.40	16.60	60 ÷ 280	209

φ = 37° Dr ≅ 70 % (E)

- **livello F :** Argille limose e limi sabbiosi.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
16	16.60	20.00	18 ÷ 26	22

Cu = (60 ÷ 70) kPa



CPT 17 – 18 – 19

- **livello A :** da 0.00 m a (- 0.08÷+0.12) m
Variazioni altimetriche del piano campagna.

- **livello B :** Sabbie limose e limi sabbiosi.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
17	+0.12	2.20	8 ÷ 46	22
18	0.08	0.80	21 ÷ 38	27
19	+0.02	2.60	10 ÷ 39	24

$\phi = 31.5^\circ$	$Dr \cong 50 \%$	$\phi' = 31^\circ$	(B)
---------------------	------------------	--------------------	------------

- **livello C :** Argille e limi.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
17	2.20	7.00	2 ÷ 32	7
18	0.80	7.20	4 ÷ 26	11
19	2.60	8.20	4 ÷ 24	9

$Cu = (20 \div 40) \text{ kPa}$

- **livello D :** Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
17	7.00	8.80	141 ÷ 340	227
18	7.20	7.80	112 ÷ 155	139
19	8.20	9.60	105 ÷ 297	121

$\phi = 37^\circ$	$Dr \cong 90 \%$	(D)
-------------------	------------------	------------

- **livello E :** Argille e limi.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
17	8.80	9.80	10 ÷ 12	10
18	7.80	9.80	8 ÷ 30	14
19	9.60	10.00	17 ÷ 18	17

Cu = (40 ÷ 50) kPa

- **livello F :** Sabbie e sabbie con ghiaia con sottili intercalazioni limo sabbiose.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
17	9.80	14.60	18 ÷ 320	197
18	9.80	14.60	15 ÷ 340	215
19	10.00	15.60	8 ÷ 480	220

φ = 37°	Dr ≅ 75 %	(F)
----------------	------------------	------------

- **livello G :** Argille e limi prevalenti.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
17	14.60	18.40	10 ÷ 45	21
18	14.80	18.20	12 ÷ 39	18
19	15.60	17.80	12 ÷ 27	17

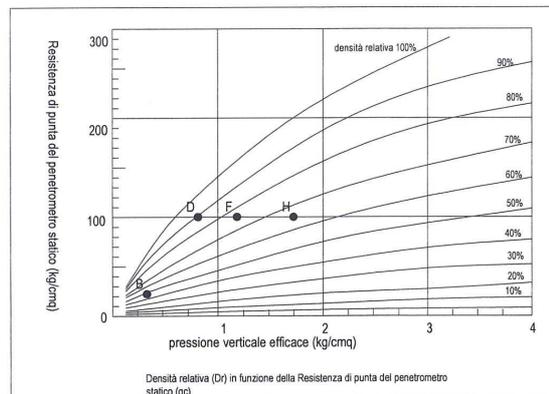
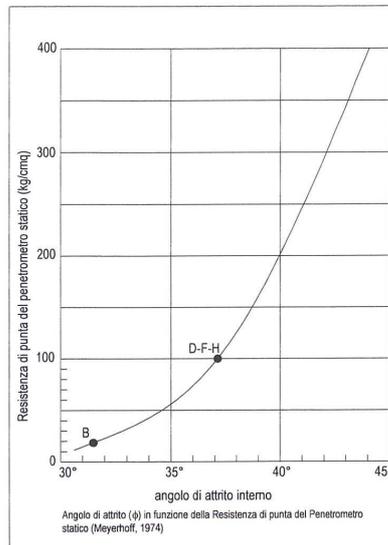
Cu = (50 ÷ 70) kPa

- **livello H :** Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
17	18.40	20.00	110 ÷ 224	183
18	18.20	20.00	44 ÷ 210	153
19	17.80	20.00	110 ÷ 280	214

φ = 37°	Dr ≅ 60 %	(H)
----------------	------------------	------------

CPT 17-18-19



CPT 20

- **livello A :** da 0.00 m a +0.02 m
Variazioni altimetriche del piano campagna.

- **livello B :** Argille e limi prevalenti.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
20	+0.02	1.40	11 ÷ 26	20

$$Cu = (50 \div 60) \text{ kPa}$$

- **livello C :** Sabbie limose e sabbie.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
20	1.40	2.20	24 ÷ 62	45

$$\varphi = 34^\circ \quad Dr \cong 70\% \quad (C)$$

- **livello D :** Argille e limi prevalenti con intercalazioni sabbiose.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
20	2.20	10.00	3 ÷ 95	12

$$Cu = (20 \div 60) \text{ kPa}$$

- **livello E :** Sabbie e sabbie con ghiaia.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
20	10.00	17.20	43 ÷ 450	174

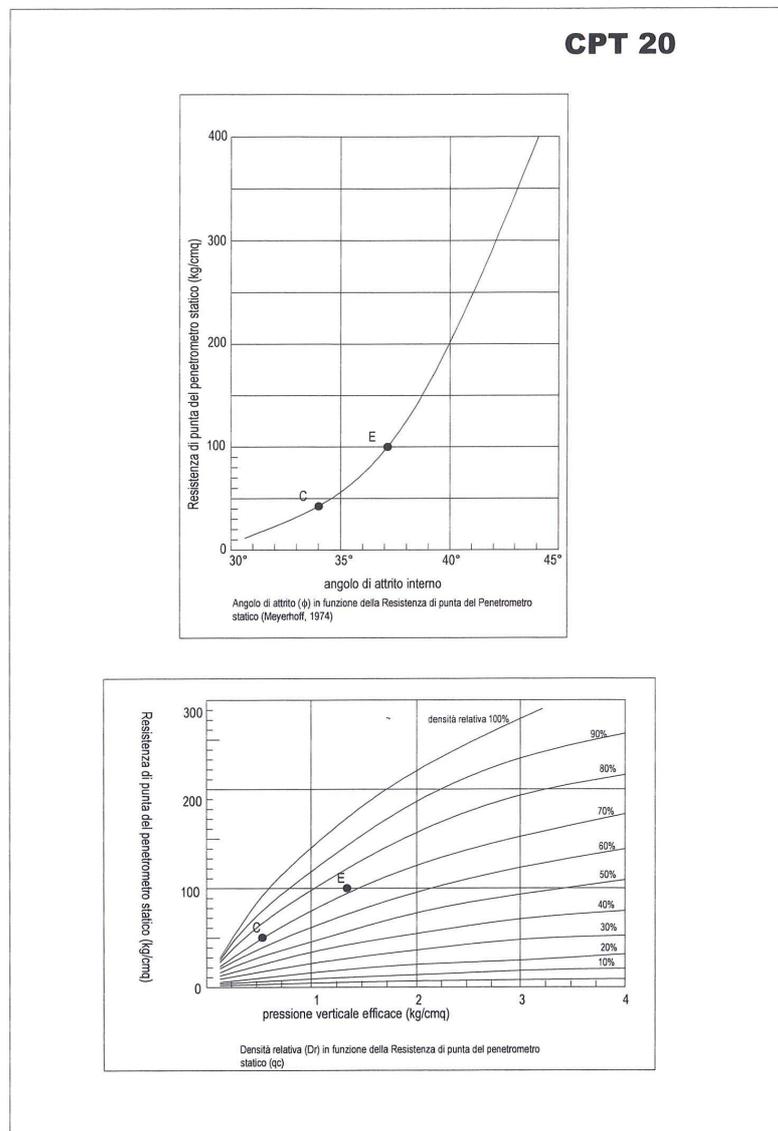
$$\varphi = 37^\circ \quad Dr \cong 75\% \quad (E)$$



- **livello F :** Argille e limi.

CPT	Top (-m)	Bottom (-m)	Rp _{min} -Rp _{max} (daN/cm ²)	Rp _{med} (daN/cm ²)
20	17.20	20.00	13 ÷ 24	19

Cu = (60 ÷ 70) kPa



4.3.- Dall'analisi dei risultati penetrometrici è emersa una disomogenea distribuzione spaziale dei livelli stratigrafici individuati.

Vista l'eterogeneità stratigrafica sia areale che verticale dei terreni, dal punto di vista fondazionale si rende necessario l'utilizzo di fondazioni profonde su pali di lunghezza variabile a seconda della profondità utile dei livelli granulari.

Nello specifico, nella superficie d'impronta del nuovo fabbricato in progetto, si riconoscono tre zone:

Zona 1: con pali di fondazione posti a $q = -19.00$ m da c.s. ± 0.00 m

Zona 2: con pali di fondazione posti a $q = -14.00$ m da c.s. ± 0.00 m

Zona 3: con pali di fondazione posti a $q = -16.00$ m da c.s. ± 0.00 m

Di seguito si riporta la figura “ *Ubicazione indagini in sito e traccia delle sezioni geologiche*” in cui si riportano le tre zone individuate.

Dalle prove penetrometriche statiche (CPT) sono riconoscibili sostanzialmente due tipologie di livelli, uno granulometricamente appartenente ai terreni argillosi limosi ed uno alle ghiaie e ghiaie sabbiose limose. Per una più chiara visualizzazione delle condizioni lito-stratigrafiche dell'area si riportano le “*Sezioni geologiche A-A' e B-B*” in cui si evidenziano anche i rapporti con la soprastante struttura in progetto

5.- SITUAZIONE IDROGEOLOGICA

5.1.- L'area è localizzata in una fascia di territorio in cui sono presenti delle risorgive tra le quali quella da cui prende origine la roggia Poletto, che dista alcune centinaia di metri in direzione Ovest.

La falda è stata misurata nei fori delle prove penetrometriche e risulta soggiacere a circa 2.0 m dal p.c.. Trattasi di falda semifreatica in quanto limitata nelle oscillazioni verso l'alto dal livello argilloso superficiale.

La falda superficiale è contenuta nelle modeste intercalazioni limose sabbiose del livello argilloso limoso superficiale. Al di sotto di questo livello si intercettano le ghiaie grossolane sabbiose limose che contengono il primo acquifero a profondità variabile

6.- CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI IN ZONA SISMICA

6.1.- D.M. 14/01/2008

Norme tecniche per le costruzioni CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

La classificazione, ai fini dell'identificazione della categoria di sottosuolo, si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità.

Nel caso in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica $N_{SPT,30}$ nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente $c_{u,30}$ nei terreni prevalentemente a grana fina.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina.....(omissis).... si riferisce il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate.

Nel caso in esame, vista la tipologia di struttura in progetto (Centro Commerciale), è stata eseguita dal Dott. Geol. Andrea Massagrande una prospezione sismica dedicata; nello specifico sono state eseguite:

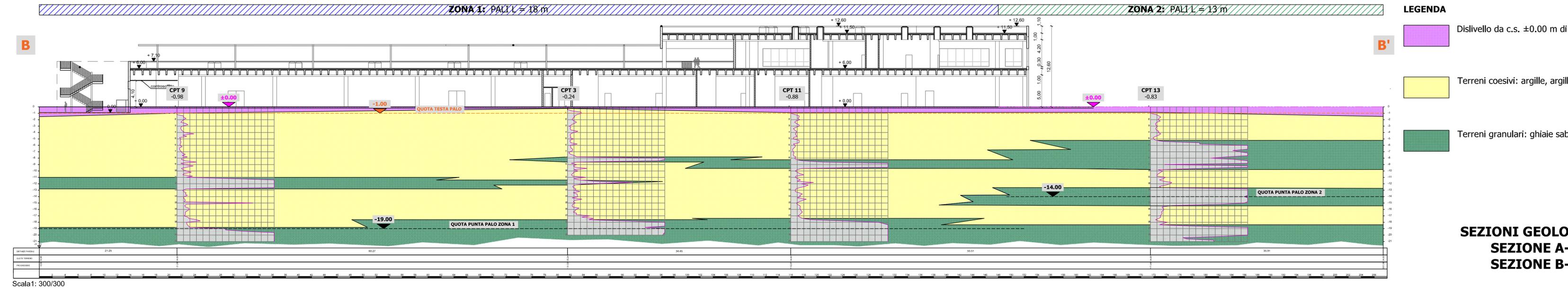
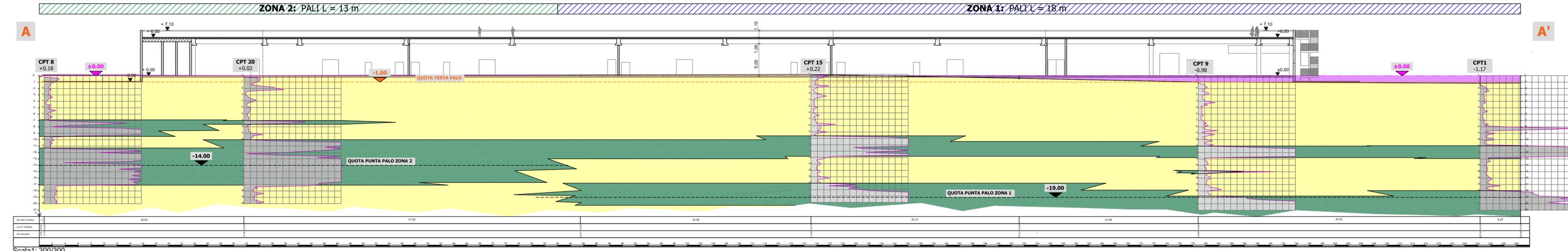
- acquisizioni ed analisi con metodologia MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde superficiali, *Park et al.*, 1999);
- misure di microtremiti atte ad analizzare il rapporto spettrale H/V (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - HVSR)

Nella figura a seguire si riporta *l'Ubicazione dell'indagine sismica*

Si evidenzia che a causa della nota non univocità della soluzione, la modellazione del solo HVSR senza quantitative determinazioni delle V_s con misure di sismica attiva (es. MASW) non risulta in grado di definire un univoco e coerente profilo V_s .

In particolare, lo studio geofisico è stato finalizzato alla definizione del modello sismico del sottosuolo, ovvero del profilo di velocità delle onde di taglio V_s , dal quale si ricava il parametro V_{s30} e la categoria di sottosuolo, ed all'identificazione di eventuali risonanze di sito, nel rispetto delle vigenti disposizioni normative di riferimento:

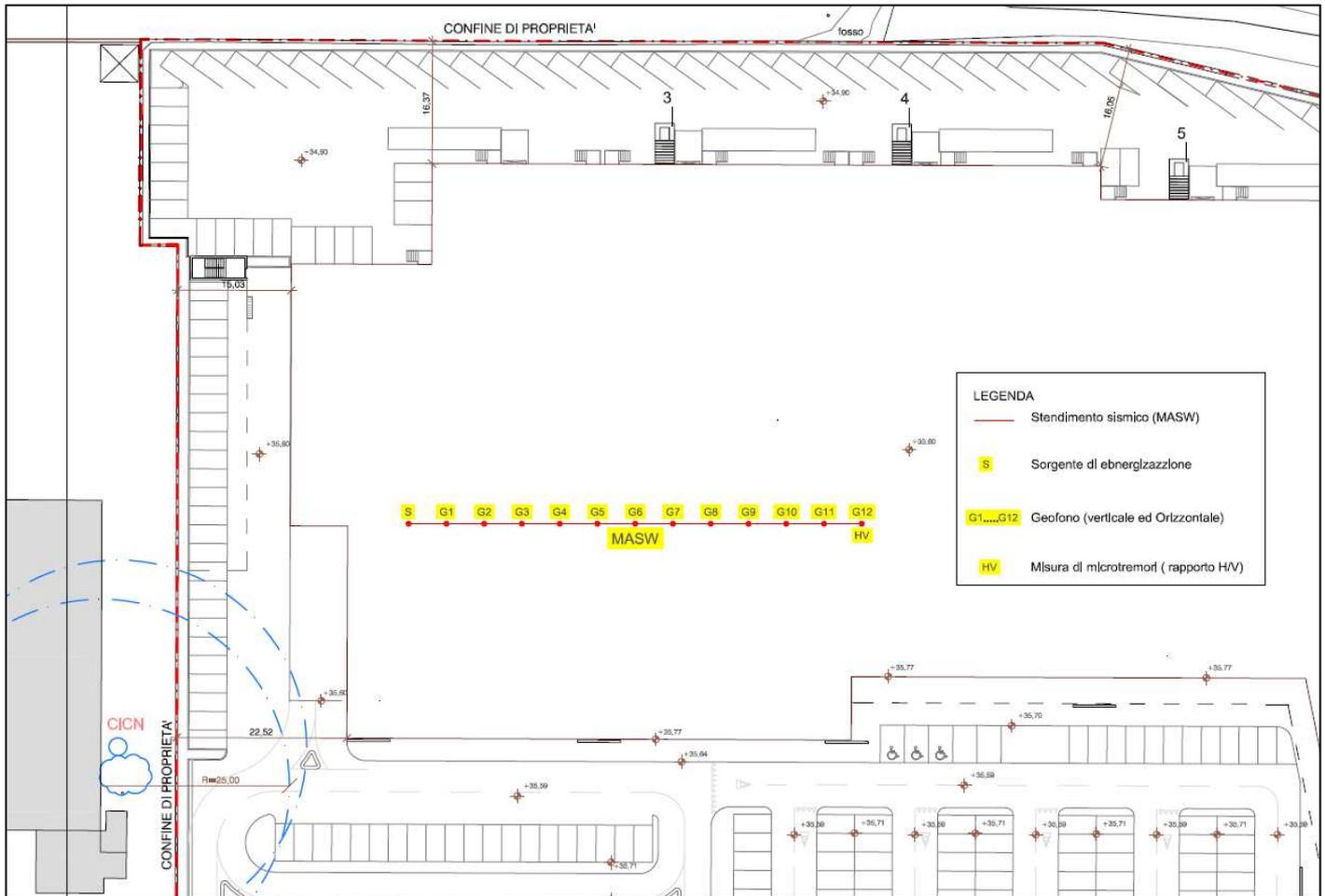
- D.M. 14 gennaio 2008 -“*Norme tecniche per le costruzioni*” - paragrafo 3.2.2;
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del C.S.LL.PP. - “*Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*”;
- OPCM n. 3519 del 28 aprile 2006 - “*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone*”;



- LEGENDA**
- Dislivello da c.s. ±0.00 m di progetto e il p.c.
 - Terreni coesivi: argille, argille limose
 - Terreni granulari: ghiaie sabbiose limose

SEZIONI GEOLOGICHE
SEZIONE A-A'
SEZIONE B-B'

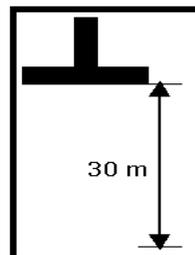
- OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003 - “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.



Ubicazione indagine sismica

La scelta della categoria di sottosuolo, ovvero la classificazione sismica dei terreni, si basa sul valore medio della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità (V_{s30}); essa è definita dalla relazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$



6.2 Indagine sismica MASW

La tecnica MASW è una metodologia d'indagine geofisica che permette di determinare il profilo di velocità delle onde di taglio Vs, basandosi sul calcolo della velocità delle onde superficiali.

La determinazione della velocità delle onde superficiali avviene con l'utilizzo di sensori, posizionati con interdistanza regolare, lungo un allineamento sulla superficie del suolo da indagare; da queste velocità superficiali è poi possibile ricavare la velocità delle onde di taglio Vs.

Le onde di superficie che coinvolgono il sottosuolo sono di due tipi: quelle di Rayleigh che si muovono su un piano radiale secondo un moto ellittico retrogrado e quelle di Love che si muovono sul piano orizzontale con un moto perpendicolare alla direzione di propagazione; le loro velocità sono direttamente correlate alla rigidità e ai parametri elastici dei terreni attraversati. Nei mezzi stratificati le onde di superficie sono dispersive, ovvero la profondità di penetrazione nel sottosuolo è relazionata alla frequenza dell'onda.

La metodologia MASW può essere attiva o passiva: nel sistema attivo le onde superficiali vengono generate da una sorgente nota e registrate da stendimenti lineari di sensori; nel metodo passivo lo stendimento di ricezione può essere lineare o circolare e si analizzano i segnali provenienti da sorgenti esterne non note per provenienza e natura.

L'acquisizione è stata effettuata tramite il sismografo DBS280B Dolang, a 24 bit e a 24 canali di registrazione, collegato a n. 12 geofoni orizzontali (Gh) con frequenza propria di 4,5 Hz in configurazione THF (per l'acquisizione delle onde di Love) ed in configurazione RVF (per l'acquisizione della componente radiale delle onde di Rayleigh) e n. 12 geofoni verticali (Gv) con frequenza propria di 4,5 Hz in configurazione ZVF (per l'acquisizione della componente verticale delle onde di Rayleigh). L'interdistanza dei sensori è stata fissata a 5 m (G1-G12 = 55 m); a seguito di energizzazioni ripetute è stato considerato l'offset esterno (sorgente S) pari a 5 m.

La procedura di elaborazione dei dati acquisiti in campagna prevede, in sintesi, i seguenti passi operativi:

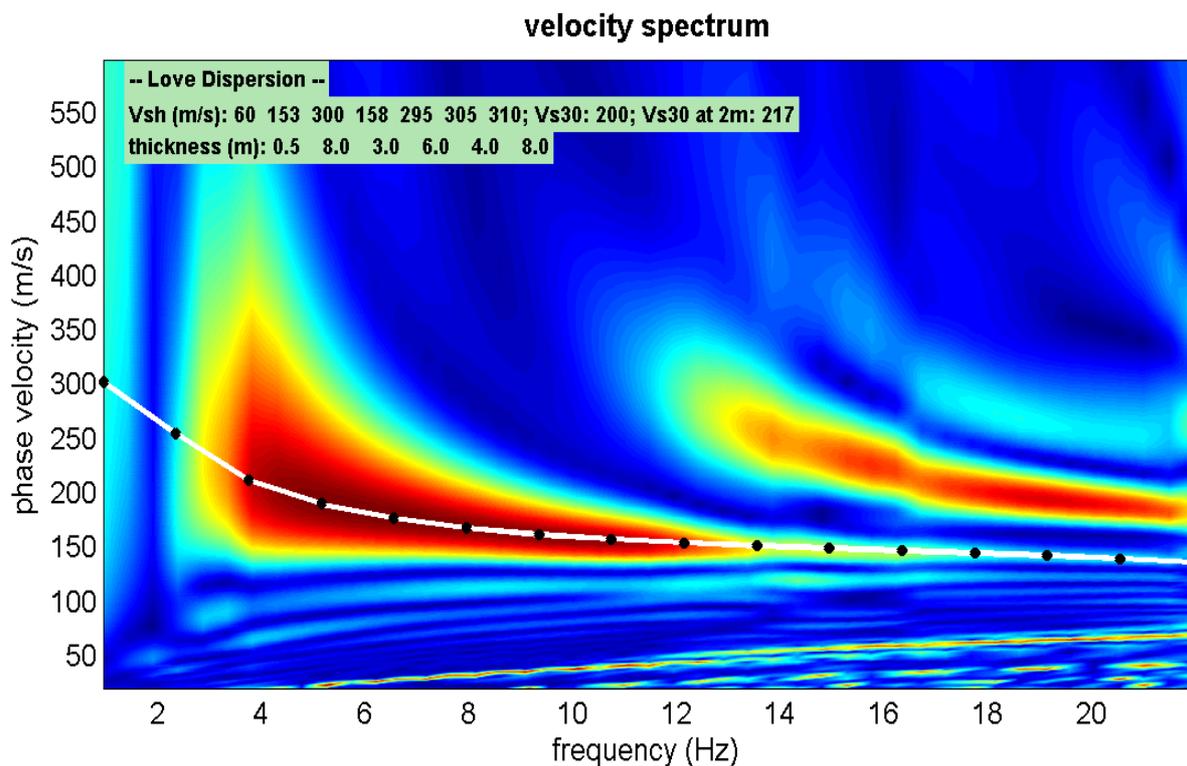
- generazione ed ottimizzazione dell'immagine di dispersione,
- calcolo della velocità di fase apparente numerica,
- analisi delle curve di dispersione ed individuazione dei modi (picking),
- modellazione e/o inversione,
- determinazione del profilo di velocità delle onde di taglio e del parametro Vs30.

Il modello di sottosuolo ed il relativo profilo di velocità delle onde di taglio possono essere individuati utilizzando una procedura manuale (vincolata) o automatica.

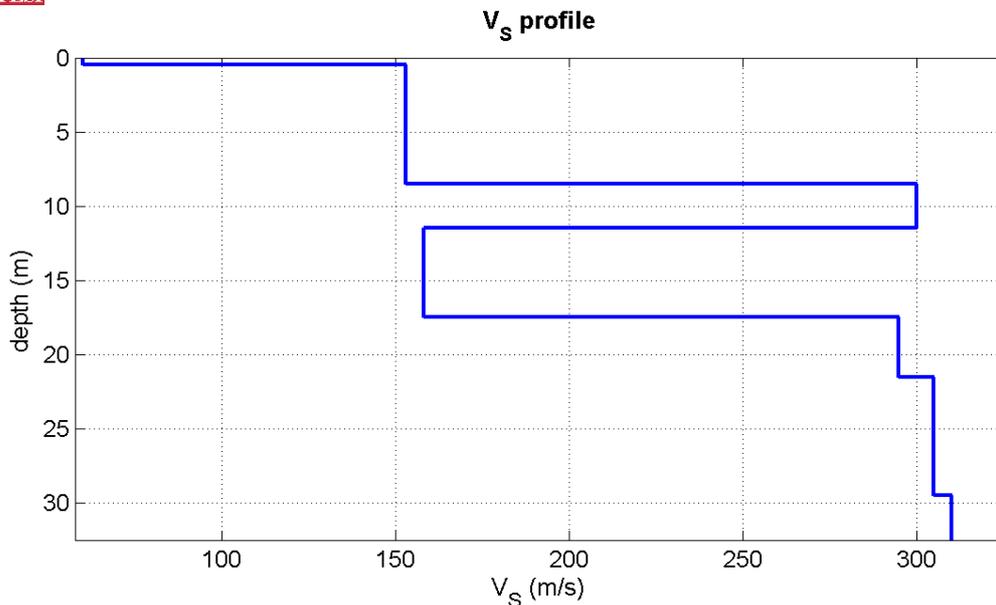
Nella procedura manuale l'utente vincola i valori della velocità delle onde di taglio e degli spessori degli strati di modello. Nella procedura automatica, si utilizza invece un

algoritmo (globale o locale) che minimizza i residui tra il picking sperimentale e le curve numeriche calcolate entro uno spazio di ricerca predefinito.

A seguire si riporta l'immagine di dispersione dell'acquisizione MASW (in onde di Love) con offset esterno pari a 5 m, ovvero lo spettro delle velocità di fase determinato sull'insieme delle tracce registrate dai geofoni lungo la linea sismica; la curva di dispersione, relativa al modo fondamentale che è stato identificato, è sovrapposta all'immagine.



Nel grafico che segue viene presentato il profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s) in funzione della profondità, dal quale si è ricavato il parametro V_{s30} , con riferimento al p.c. locale e a -2 m dal p.c. locale, e la categoria di sottosuolo prevista dalle NTC/2008.



L'indagine MASW in onde di Love, ha consentito di determinare il seguente profilo verticale di velocità (Vs), a partire dal p.c. locale:

- strato 1: $V_{s1} = 60$ m/s, spessore = 0,50 m,
- strato 2: $V_{s2} = 153$ m/s, spessore = 8,00 m,
- strato 3: $V_{s3} = 300$ m/s, spessore = 3,00 m,
- strato 4: $V_{s4} = 158$ m/s, spessore = 6,00 m,
- strato 5: $V_{s5} = 295$ m/s, spessore = 4,00 m,
- strato 6: $V_{s6} = 305$ m/s, spessore = 8,00 m,
- strato 7: $V_{s7} = 310$ m/s.

Con riferimento al suddetto profilo di velocità, si determinano i seguenti valori di Vs30:

- $V_{s30} = 200$ m/s con riferimento al p.c. locale,
- $V_{s30} = 217$ m/s con riferimento a -2 m dal p.c. locale.

In base al valore di Vs30 determinato in sito ($V_{s30} = 200$ m/s al p.c. locale e $V_{s30} = 217$ m/s a -2 m dal p.c. locale) ed alle “Norme tecniche per le costruzioni” (punto 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008) l'area in esame risulta ascrivibile alla sequenza stratigrafica

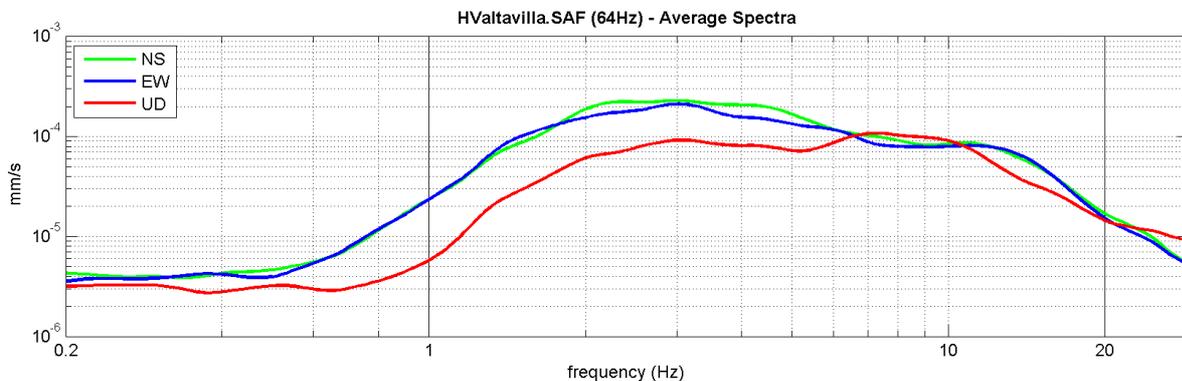
- C:** *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”.*

In considerazione del descritto assetto fisiografico locale (categoria T1 di cui al punto 3.2.2 del D.M. 14.01.2008), non si adotta alcun coefficiente di amplificazione topografica.

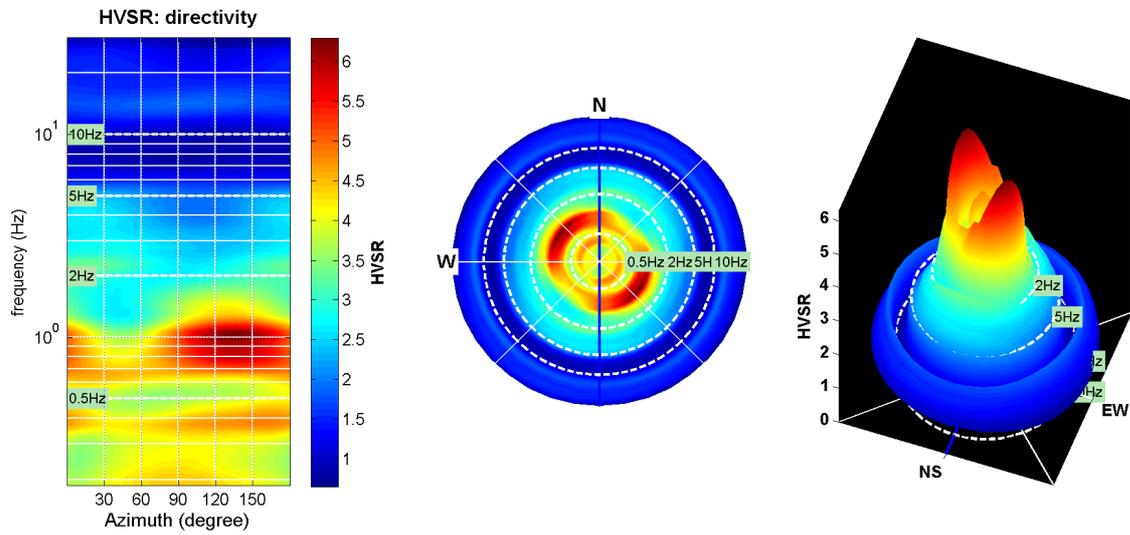
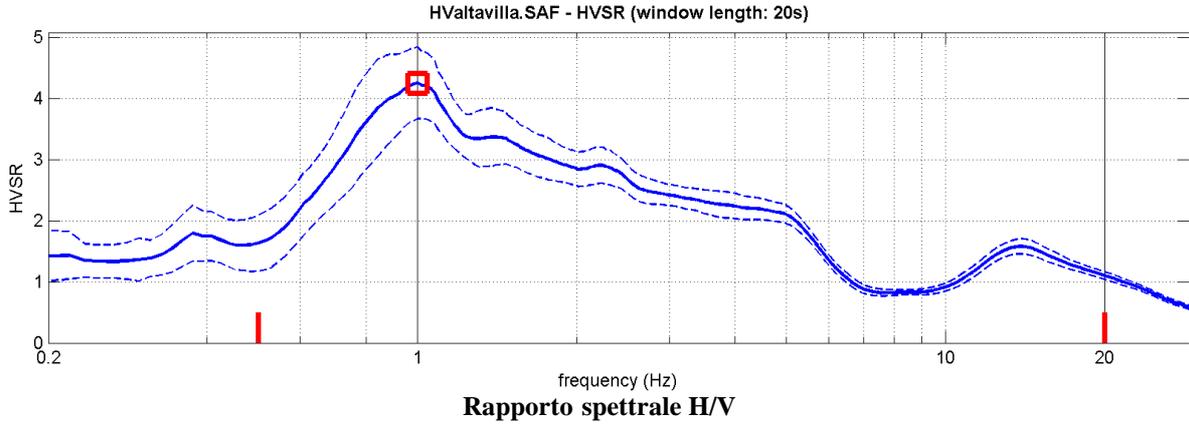
6.3. Indagine sismica (rapporto spettrale) H/V

Al fine di giungere ad una stima del periodo (frequenza) di risonanza di sito e per fornire un ulteriore vincolo nella definizione del profilo V_s (velocità delle onde di taglio) nei sismostrati più profondi, sono state condotte delle misurazioni di microtremori utili a definire il rapporto spettrale H/V. Le acquisizioni sono state svolte mediante un geofono triassiale, ovvero una terna calibrata con geofoni da 2 Hz (frequenza propria); le analisi per la definizione del rapporto spettrale H/V sono state condotte con il software HoliSurface.

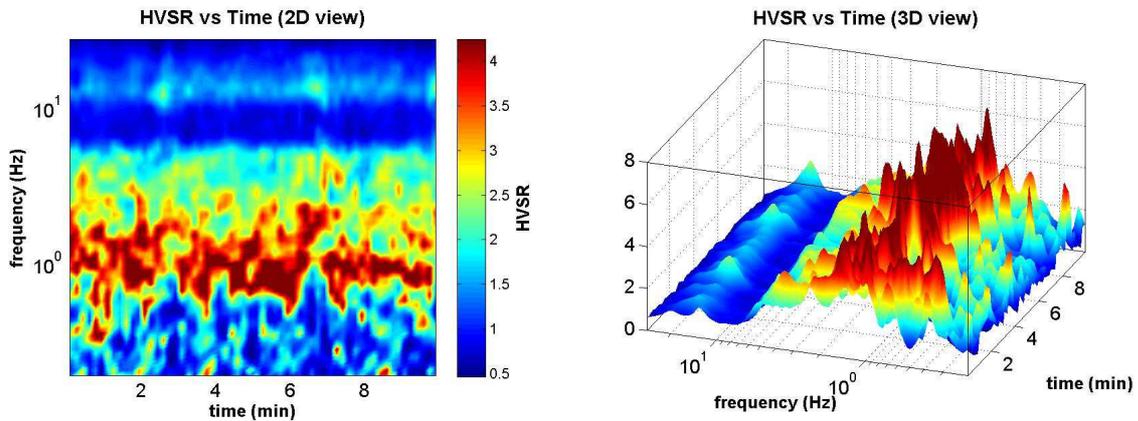
A seguire si riportano gli spettri medi di ampiezza delle singole tre componenti (NS, EW e verticale), il rapporto spettrale (curva) H/V, la direzionalità e la permanenza (stabilità) delle misure HVSR. La curva HVSR evidenzia un picco principale (**frequenza di risonanza del sito**) a circa **1 Hz**, la cui robustezza statistica è supportata dal rispetto dei criteri SESAME (5/6), nonché dalla limitata direzionalità del segnale e dalla permanenza (stabilità) nel tempo delle misure HVSR atta a mostrare la buona continuità del segnale; nell'insieme, tali aspetti, concorrono a validare le misure effettuate.



Spettri medi di ampiezza delle singole componenti (NS, EW e verticale)



Direzionalità delle misure HVSR



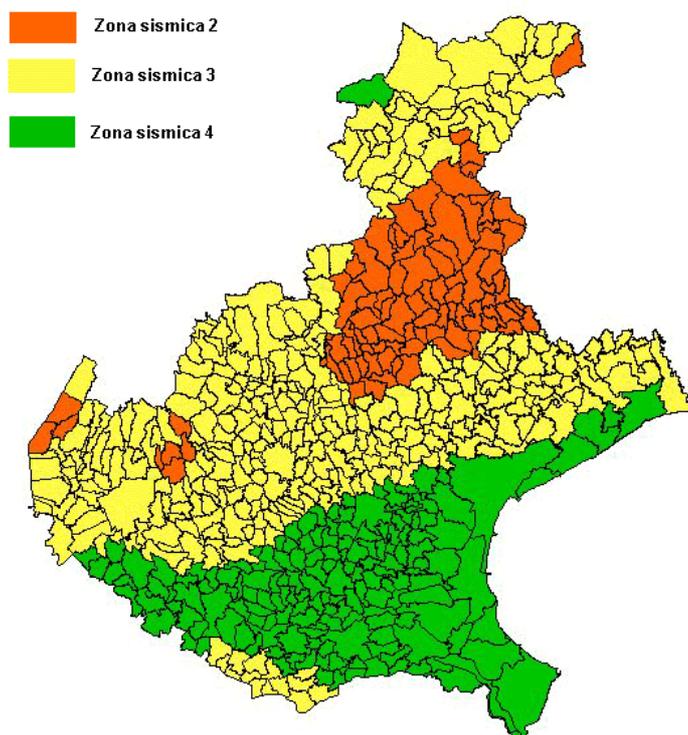
Permanenza delle misure HVSR

6.4.- Ai sensi della normativa sismica (OPCM 3274), il comune di Altavilla Vicentina è inserito in zona sismica 3 da cui:

ZONA SISMICA	ag
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

L'area di intervento è quindi caratterizzata dai seguenti parametri sismici:

Codice ISTAT comune	Zona	ag	Categoria di suolo
05024004	3	0,15 g	C



Classificazione sismica dei comuni del Veneto.

I parametri di pericolosità sismica per il sito in esame con *LAT* 45.521991 e *LONG* 11.478833 considerando:

- Vita nominale V_n = 50 anni
- Classe d'uso = III

e per ogni stato limite di esercizio (SLE e SLU), risultano:

Parametri sismici	SLO	SLD	SLV	SLC
A_g (g)	0.040	0.054	0.151	0.195
F_0	2.516	2.451	2.414	2.456
T_{C^*} (s)	0.240	0.257	0.284	0.287

Dove:

SLO = Stato limite di Operatività;

SLD = Stato limite di danno;

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita;

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso;

A_g (g) = Accelerazione massima al sito;

F_0 = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_{C^*} = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In mancanza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontali e verticali si calcolano con le espressioni:

$$K_h = \beta_s \times \frac{a_{max}}{g}$$

$$K_v = \pm 0.5 \times K_h$$

dove :

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità

con:

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

dove :

S_T = effetto dell'amplificazione topografica che nel nostro caso è pari a 1

S_S = effetto dell'amplificazione stratigrafica che varia con la categoria del suolo di fondazione; nel caso in esame, considerando le categorie di suolo di fondazione di tipo C, il valore di S_S si calcola con le seguenti formule:

Categoria sottosuolo	Ss
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \times F_0 \frac{a}{g} \leq 1.50$

6.5.- Stabilità nei confronti della liquefazione

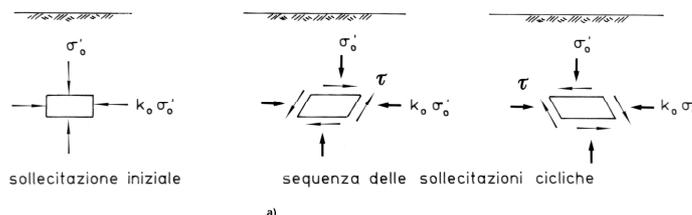
Il fenomeno della liquefazione interessa quei depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un evento sismico o più genericamente durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio.

La causa principale della liquefazione dei terreni non coesivi saturi, che si verifica durante eventi tellurici, è il sorgere dell'eccesso delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche che sono attribuite alla propagazione nel terreno delle onde di taglio.

Si valuta la sicurezza alla liquefazione (FSL) con metodo semi-empirico calcolando il rapporto fra resistenza ciclica alla liquefazione (CRR) e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica (CSR) per un intervallo di profondità.

$$FSL = \frac{R}{L} = \frac{CRR}{CSR}$$

Il parametro di resistenza alla liquefazione (CRR - Cyclic Resistance Ratio) è desunto dai risultati delle prove in sito, mentre il rapporto di tensione ciclica (CSR) è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata.



Con riferimento all'ALLEGATO 2 e alle prove penetrometrica e **ponendoci in una situazione limite con sisma di magnitudo 7.5** e ipotizzando, in concomitanza di eventi meteorici importanti e prolungati nel tempo, un innalzamento della falda fino a 1.00 m da p.c., il fattore di sicurezza FSL risulta:

Prova	Profondità		FSL
	da (-m)	a (-m)	
CPT1	7.80	8.40	2.30
CPT3	7.80	8.40	4.53
CPT 4	3.20	4.00	1.42
CPT 11	8.60	9.40	3.58
CPT 12	9.40	9.80	3.28
CPT 14	7.40	8.20	3.71
CPT 16	7.80	9.20	3.59
CPT 18	7.20	8.00	2.02
CPT 20	7.00	7.40	1.96

Come prescritto dalle NTC 08 al punto 7.11.3.4.3 “ L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista”

7.- VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1.- VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI - SLU

Le verifiche agli SLU devono essere eseguite secondo il I D.M. 14/01/08.
 Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

con

E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione
 R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Le verifiche geotecniche possono essere effettuate secondo l'**APPROCCIO 1** o l'**APPROCCIO 2**, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

- per le azioni A
- per i parametri geotecnici M
- per le resistenze R

riportati nelle tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC 2008.

7.1.1. - AZIONI

Per le azioni di progetto si deve far riferimento ai coefficienti parziali riportati nella tabella 6.2.I:

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevoli		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Tab.6.2.I

Derivando le azioni di progetto in fondazione dall'analisi strutturale, spetta al Sig. Progettista/Calcolatore la verifica della disuguaglianza $E_d \leq R_d$ anche nel caso SLU-GEO - Capacità portante GEO

7.1.2. - RESISTENZE

Il valore di progetto della resistenza R_d viene determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso poi per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati in Tab. 6.4.I.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_f	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tab.6.2.II

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.8$	$\gamma_R=2.3$
Scorrimento	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.1$	$\gamma_R=1.1$

Tab.6.4.I

7.2.- FONDAZIONI

7.2.1 – Viste le condizioni stratigrafiche del sito e le caratteristiche geotecniche dei vari livelli, in accordo con il Sig Progettista vengono verificate resistenze di progetto (Rd) per **pali prefabbricati troncoconici**.

Il calcolo viene condotto con il metodo $\alpha - \beta$: il calcolo della portata limite è svolto in termini di pressioni efficaci per gli strati incoerenti mentre per gli strati coesivi viene impiegato il metodo alfa (calcolo in termini di pressioni totali).

Vista l'estensione areale dell'intervento edificatorio e l'eterogeneità dei terreni di fondazione si sono verificati pali con lunghezze diverse.

In particolare sono state identificate tre zone in cui pali di ugual lunghezza garantiscono portate $R_{d,c} > 900\text{kN}$ calcolate con l'**approccio 2** delle **NTC 2008**.

Le tre zone sono state indicate come **ZONA 1**, **ZONA 2** e **ZONA 3**, come riportato nella **Figura A**.

Si riporta una tabella riassuntiva delle verifiche effettuate.

Zona	CPT di riferimento	lunghezza (m)	quota punta (- m)	quota testa (- m)	Ø punta (cm)	Ø testa (cm)	Rd,c (kN)
1	1 – 3 – 9 – 10 – 11 – 12 – 14 – 15	18.00	– 19.00	– 1.00	26	53	1225
2	2 – 4 – 6 – 7 – 8 – 13 – 17 – 18 – 19 – 20	13.00	– 14.00	– 1.00	24	43	1117
3	5 – 16	15.00	– 16.00	– 1.00	26	48.5	916

LA SUDDIVISIONE IN ZONE PER IL CALCOLO DELLA PORTATA ASSIALE DEL PALO È DA CONSIDERARSI INDICATIVA E DI LARGA MASSIMA.

PRIMA DELL'INIZIO DEI LAVORI SI DOVRANNO EFFETTUARE PROVE PRELIMINARI DI INFISSIONE PER DETERMINARE IN SITO LE EFFETTIVE PORTATE DEI PALI E IDENTIFICARE CON PRECISIONE L'ESTENSIONE AREALE DELLE ZONE OMOGENEE.

PRIMA DELL'INIZIO DEI LAVORI SI DOVRÀ VERIFICARE LA FATTIBILITÀ TECNICA DEI PALI.

SI DOVRÀ VALUTARE SE L'INFISSIONE DEI PALI POSSA ARRECARE DANNI AI MANUFATTI CONTERMINI, IN RELAZIONE ANCHE ALLA STRATIGRAFIA RISCONTRATA. SE NECESSARIO SI DOVRÀ CAMBIARE TIPOLOGIA DI PALO.

I pali prefabbricati sono realizzati in stabilimento. La produzione in stabilimenti di prefabbricazione rende i manufatti soggetti a controllo in tutte le varie fasi di lavorazione.

Essi sono confezionati con una gabbia d'armatura costituita da barre longitudinali avvolte da una spirale di filo di acciaio. Numero e diametro delle barre devono essere studiati in modo da assorbire le azioni cui è soggetto il manufatto durante la sua movimentazione (trasporto, scarico e rizzamento), che possono rappresentare gli istanti di maggior sollecitazione anche rispetto ad una usuale condizione di esercizio.

Il calcestruzzo utilizzato per il getto è tale da produrre impasti ad elevata resistenza a 28 gg, tali da garantire al manufatto una classe Rck 50 N/mm². L'azione meccanica della centrifugazione utilizzata per costipare il calcestruzzo, consente di ottenere un impasto estremamente compatto che conferisce al prodotto finito doti di impermeabilità, di protezione delle armature e quindi di durabilità. Questa qualità risulta particolarmente utile negli impieghi in ambienti aggressivi, cui si aggiunge l'opportunità di utilizzare cementi pozzolanici rendendo il palo praticamente inattaccabile dagli agenti esterni.



L'infissione nel terreno dei pali prefabbricati si ottiene usualmente con battipalo dotato di maglio diesel, o in alcune applicazioni particolari con maglio a caduta libera; le dimensioni del maglio (peso della mazza ed energia sviluppata) vengono scelte adeguandole alle dimensioni e alle prestazioni del palo da infiggere.

L'uso di pali prefabbricati comporta dei vantaggi rispetto ai pali realizzati in opera:

- Impiego di prodotti soggetti a controllo le cui caratteristiche (resistenza materiali e lunghezza palo) sono certe fin dall'origine;
- Possibilità di controllare lunghezza necessaria e portata per ciascun elemento infisso, sulla base dell'energia sviluppata dalla mazza, delle caratteristiche del palo e della risposta del terreno (rilievo del rifiuto = affondamento del palo ad ogni colpo del maglio);
- Velocità di esecuzione: la mazza diesel ha un' elevata efficienza e quindi è possibile infiggere molti pali nell'arco della giornata.
- Possibilità di effettuare le prove di collaudo (prove di carico statiche o dinamiche) senza dover attendere la stagionatura del calcestruzzo.
- Estrema pulizia del cantiere. L'infissione dei pali non necessita di acqua e/o fanghi bentonitici e non vi sono sfridi di lavorazione.

L'infissione dei pali produce rumori e vibrazioni e non sempre è compatibile con le condizioni urbanistiche ed ambientali del sito.

7.2.2- ZONA 1 – Resistenza di calcolo pali troncoconici (APPROCCIO 2 – A1+M1+R3)

Si determina la resistenza di calcolo, secondo **l'approccio 2 (A1+M1+R3)**, per un palo avente le seguenti caratteristiche:

Tipologia	palo troncoconico prefabbricato
Diametro punta	0.26 m
Diametro testa	0.53 m
Lunghezza	18.00 m
Quota testa	q = - 1.00 m
Quota punta	q = - 19.00 m
Peso palo	G = 43.88 kN
Portata	Ed = 1225 kN

* Portata calcolata secondo l'approccio 2 delle NTC.

CPT (n°)	L palo (m)	Φ testa (m)	Φ punta (m)	q testa (m)	q punta (m)	Rc,cal lat (kN)	Rc,cal base (kN)	Rc,cal tot (kN)
1	18,00	0,53	0,26	-1,00	-19,00	1627	425	2052
3	18,00	0,53	0,26	-1,00	-19,00	1488	451	1939
9	18,00	0,53	0,26	-1,00	-19,00	1542	345	1887
10	18,00	0,53	0,26	-1,00	-19,00	2599	371	2970
11	18,00	0,53	0,26	-1,00	-19,00	1518	451	1969
12	18,00	0,53	0,26	-1,00	-19,00	1690	371	2061
14	18,00	0,53	0,26	-1,00	-19,00	2069	504	2573
15	18,00	0,53	0,26	-1,00	-19,00	2098	464	2562

MINIMO	Rc,cal	1887 kN	totale (CPT 9)
	Rc,cal	345 kN	base
	Rc,cal	1542 kN	laterale

MEDIA Rc,cal	2252 kN	totale
Rc,cal	432 kN	base
Rc,cal	1829 kN	laterale

I tabulate di calcolo delle resistenze sono riportati in ALLEGATO 2

La resistenza caratteristica a compressione si desume dalla resistenza di calcolo applicando la formula:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Dove ξ_3 e ξ_4 si ricavano dalla tab. 6.4.IV (di seguito riportata) delle NTC 2008 in funzione del numero di verticali indagate:

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Con 8 verticali si assume cautelativamente

$$\xi_3 = 1.45$$

$$\xi_4 = 1.28$$

Applicando la formula si ottiene la resistenza caratteristica:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{\text{media}}{\xi_3}; \frac{\text{minimo}}{\xi_4} \right\} = \min \{1553; 1474\} = 1474 \text{ kN} \Rightarrow \text{RESISTENZA } \underline{\underline{\text{MINIMA}}}$$

Il valore di progetto della resistenza si ottiene applicando i coefficienti parziali γ_R di tabella 6.4.II delle NTC 2008 (di seguito riportata), al valore caratteristico della resistenza:

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza di progetto si ottiene applicando la formula

$$R_{c,d} = \frac{1542kN}{\xi_{(3,4)} \times \gamma_{R,lat}} + \frac{345kN}{\xi_{(3,4)} \times \gamma_{R,base}} - 43.88kN \times 1.30 = 1225kN$$

L'ultimo termine rappresenta il peso del palo per il coefficiente γ_G dell'approccio 2

APPROCCIO 2 \Rightarrow R_{c,d} = 1225 kN (M1+R3)

7.2.3- ZONA 2 – Resistenza di calcolo pali troncoconici (APPROCCIO 2 – A1+M1+R3)

Si determina la resistenza di calcolo, secondo **l'approccio 2 (A1+M1+R3)**, per un palo avente le seguenti caratteristiche:

Tipologia	palo troncoconico prefabbricato
Diametro punta	0.26 m
Diametro testa	0.43 m
Lunghezza	13.00 m
Quota testa	q = - 1.00 m
Quota punta	q = - 14.00 m
Peso palo	G = 21.69 kN
Portata	Ed = 1117 kN

* Portata calcolata secondo l'approccio 2 delle NTC.

CPT (n°)	L palo (m)	Φ testa (m)	Φ punta (m)	q testa (m)	q punta (m)	Rc,cal lat (kN)	Rc,cal base (kN)	Rc,cal tot (kN)
2	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	1936	45	1981
4	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	1484	110	1594
6	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	2131	109	2240
7	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	2344	109	2453
8	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	1363	452	1815
13	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	1784	362	2146
17	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	1553	237	1790
18	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	1422	452	1874
19	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	1474	452	1926
20	13,00	0,43	0,24	-1,00	-14,00	1290	452	1742

MINIMO	Rc,cal	1594 kN	totale (CPT 9)
	Rc,cal	110 kN	base
	Rc,cal	1484 kN	laterale

MEDIA	Rc,cal	1956 kN	totale
	Rc,cal	278 kN	base
	Rc,cal	1678 kN	laterale

I tabulate di calcolo delle resistenze sono riportati in ALLEGATO 2.

La resistenza caratteristica a compressione si desume dalla resistenza di calcolo applicando la formula:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Dove ξ_3 e ξ_4 si ricavano dalla tab. 6.4.IV (di seguito riportata) delle NTC 2008 in funzione del numero di verticali indagate:

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Con 10 verticali si assume cautelativamente

$$\xi_3 = 1.40$$

$$\xi_4 = 1.21$$

Applicando la formula si ottiene la resistenza caratteristica:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{\text{media}}{\xi_3}; \frac{\text{minimo}}{\xi_4} \right\} = \min \{1397; 1317\} = 1317 \text{ kN} \Rightarrow \text{RESISTENZA } \underline{\underline{\text{MINIMA}}}$$

Il valore di progetto della resistenza si ottiene applicando i coefficienti parziali γ_R di tabella 6.4.II delle NTC 2008 (di seguito riportata), al valore caratteristico della resistenza:

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza di progetto si ottiene applicando la formula

$$R_{c,d} = \frac{1484kN}{\xi_{(3,4)} \times \gamma_{R,lat}} + \frac{110kN}{\xi_{(3,4)} \times \gamma_{R,base}} - 21.69kN \times 1.30 = 1117kN$$

L'ultimo termine rappresenta il peso del palo per il coefficiente γ_G dell'approccio 2

APPROCCIO 2 ⇒ R_{c,d} = 1117 kN (M1+R3)
--

7.2.4- ZONA 3 – Resistenza di calcolo pali troncoconici (APPROCCIO 2 – A1+M1+R3)

Si determina la resistenza di calcolo, secondo **l'approccio 2 (A1+M1+R3)**, per un palo avente le seguenti caratteristiche:

Tipologia	palo troncoconico prefabbricato
Diametro punta	0.26 m
Diametro testa	0.485 m
Lunghezza	15.00 m
Quota testa	q = - 1.00 m
Quota punta	q = - 16.00 m
Peso palo	G = 32.13 kN
Portata	Ed = 916 kN

* Portata calcolata secondo l'approccio 2 delle NTC.

CPT (n°)	L palo (m)	Φ testa (m)	Φ punta (m)	q testa (m)	q punta (m)	Rc,cal lat (kN)	Rc,cal base (kN)	Rc,cal tot (kN)
5	15,00	0,485	0,26	-1,00	-16,00	1378	451	1829
16	15,00	0,485	0,26	-1,00	-16,00	1555	252	1807

MINIMO	Rc,cal	1807 kN	totale (CPT 9)
	Rc,cal	252 kN	base
	Rc,cal	1555 kN	laterale

MEDIA	Rc,cal	1818 kN	totale
	Rc,cal	351 kN	base
	Rc,cal	1467 kN	laterale

I tabulate di calcolo delle resistenze sono riportati in ALLEGATO 2.

La resistenza caratteristica a compressione si desume dalla resistenza di calcolo applicando la formula:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Dove ξ_3 e ξ_4 si ricavano dalla tab. 6.4.IV (di seguito riportata) delle NTC 2008 in funzione del numero di verticali indagate:

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Con 2 verticali si assume cautelativamente

$$\xi_3 = 1.65$$

$$\xi_4 = 1.55$$

Applicando la formula si ottiene la resistenza caratteristica:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{1818}{1.65}; \frac{1807}{1.55} \right\} = \min\{1102; 1166\} = 1102 \text{ kN} \Rightarrow \text{RESISTENZA } \underline{\text{MEDIA}}$$

Il valore di progetto della resistenza si ottiene applicando i coefficienti parziali γ_R di tabella 6.4.II delle NTC 2008 (di seguito riportata), al valore caratteristico della resistenza:

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza di progetto si ottiene applicando la formula

$$R_{c,d} = \frac{1467kN}{\xi_{(3,4)} \times \gamma_{R,lat}} + \frac{351kN}{\xi_{(3,4)} \times \gamma_{R,base}} - 32.13kN \times 1.30 = 916kN$$

L'ultimo termine rappresenta il peso del palo per il coefficiente γ_G dell'approccio 2

APPROCCIO 2 \Rightarrow R_{c,d} = 916 kN (M1+R3)
--

8.- CONCLUSIONI

8.1. Dall'analisi dei risultati penetrometrici e delle elaborazioni effettuate si possono trarre le seguenti considerazioni conclusive:

- La situazione stratigrafica, nel complesso è costituita da un materasso alluvionale caratterizzato, nella porzione più superficiale, da una coltre limo-argillosa, di spessore variabile mediamente dai 3.0 m ai 10.0 m, alla quale seguono livelli di ghiaie e ghiaie sabbiose, di spessore metrico alternati a livelli di argille e limi.
- La falda è stata misurata nei fori delle prove penetrometriche e risulta soggiacere a circa 2.0 m dal p.c.. Trattasi di falda semifreatica in quanto limitata nelle oscillazioni verso l'alto dal livello argilloso superficiale.
La falda superficiale è contenute nelle modeste intercalazioni limose sabbiose contenute nel livello argilloso limoso. Al di sotto di questo livello si intercettano le ghiaie grossolane limose sabbiose che contengono il primo acquifero
- classificazione sismica: in base alla normativa sismica di riferimento, i terreni sono stati classificati come appartenenti alla **Zona 3**, alla categoria di suolo di fondazione di **tipo C**
- In accordo con il Sig Progettista è stata verificata la resistenza di progetto (Rd) di **pali prefabbricati troncoconici**.

Vista l'estensione areale dell'intervento edificatorio e l'eterogeneità dei terreni di fondazione si sono verificati pali con lunghezze diverse.

Sono state identificate tre zone omogenee in cui pali di ugual lunghezza garantiscono portate $R_{d,c} > 900\text{kN}$.

Le tre zone sono state indicate come **ZONA 1**, **ZONA 2** e **ZONA 3**

Si riporta una tabella riassuntiva delle verifiche effettuate.

Zona	CPT di riferimento	lunghezza (m)	quota punta (- m)	quota testa (- m)	Ø punta (cm)	Ø testa (cm)	Rd,c (kN)
1	1 – 3 – 9 – 10 – 11 – 12 – 14 – 15	18.00	– 19.00	– 1.00	26	53	1225
2	2 – 4 – 6 – 7 – 8 – 13 – 17 – 18 – 19 – 20	13.00	– 14.00	– 1.00	24	43	1117
3	5 – 16	15.00	– 16.00	– 1.00	26	48.5	916

* Portata calcolata secondo l'approccio 2 delle NTC.

PRESCRIZIONI TECNICHE

Tutte le verifiche agli SLE e agli SLU – SLV prescritte dalle NTC 2008 dovranno essere effettuate dal Sig. Calcolatore e riportate in una specifica relazione geotecnica sulle fondazioni utilizzando le azioni che derivano dall'analisi strutturale.

Le verifiche presenti in questa relazione dovranno essere riviste ed integrate anche alla luce delle reali sollecitazioni agenti derivante dalla progettazione e analisi strutturale esecutiva.

LA SUDDIVISIONE IN ZONE PER IL CALCOLO DELLA PORTATA ASSIALE DEL PALO È DA CONSIDERARSI INDICATIVA E DI LARGA MASSIMA.

PRIMA DELL'INIZIO DEI LAVORI SI DOVRANNO EFFETTUARE PROVE PRELIMINARI DI INFIESSIONE PER DETERMINARE IN SITO LE EFFETTIVE PORTATE DEI PALI E IDENTIFICARE CON PRECISIONE L'ESTENSIONE AREALE DELLE ZONE OMOGENEE.

PRIMA DELL'INIZIO DEI LAVORI SI DOVRÀ VERIFICARE LA FATTIBILITÀ TECNICA DEI PALI.

SI DOVRÀ VALUTARE SE L'INFIESSIONE DEI PALI POSSA ARRECARRE DANNI AI MANUFATTI CONTERMINI, IN RELAZIONE ANCHE ALLA STRATIGRAFIA RICONTRATA.

SE NECESSARIO SI DOVRÀ CAMBIARE TIPOLOGIA DI PALO.

LA SCELTA DEL TIPO DI PALO DOVRÀ ESSERE EFFETTUATA ANCHE IN FUNZIONE DELLE DISOMOGENEE SITUAZIONI STRATIGRAFICHE EMERSE NEL CORSO DELLE INDAGINI.

VISTA LA COMPLESSITÀ DELLE PROBLEMATICHE EMERSE, SI CONSIGLIA DI INCARICARE UN D.L. SPECIFICO PER L'INFIESSIONE DEI PALI, ESPERTO IN MATERIA, AI FINI DI CONTROLLARE E OTTIMIZZARE SIA L'ESECUTIVITÀ DELLE OPERAZIONI DI INFIESSIONE, SIA L'OMOGENEITÀ DELLA PORTATA DEI PALI.

LE PORTATE STIMATE IN FASE DI PROGETTAZIONE DOVRANNO ESSERE CONFERMATE CON SPECIFICHE PROVE DI CARICO, COME PREVISTO DALLE NTC 2008.

Torri di Quartesolo, 04 Dicembre 2015

Dott. geol. Maurizio Chendi

