

STUDIO TECNICO
INGEGNERIA - ARCHITETTURA

Dott. Ing. Giuliano Galassi
Dott. Ing. Ermanno Gianessi
Geom. Gabriele Pasini
V.le G. Marconi, 584 - 47023 Cesena (FC)
Tel e Fax 0547/301735 - P.I. 01314600402
E-mail: info@stgalassi.191.it

Dott. Arch. Stefano Bottari
Corso Ubaldo Comandini, 8 - 47023 Cesena (FC)
Tel 0547/24379 - C.f. BTT SFN 69E31 C573M
E-mail: bottari.stefano@libero.it

COMUNE DI CESENA

PROVINCIA DI FORLÌ-CESENA

Piano Urbanistico Attuativo di Iniziativa Privata
05/03-AT4a - Diegaro, Via San Cristoforo

Committenti: **Elettra s.r.l.**

con sede a Cesena, Via Lelio Basso n°270 - P.Iva 02212390401

Ellemme Immobiliare s.r.l.

con sede a Bertinoro, Via Santa Croce n°121 - P.Iva 03472480403

Soc. C.M.P. sas di Tani Maura & C.

con sede a Cesena, Via Uberti n°53 - P.Iva 10663010401

ALLEGATO D - Relazione geologica e geotecnica -

Il Progettista

Dott. Ing. Ermanno Gianessi
Dott. Arch. Stefano Bottari

Il Committente

Allegato D

Maggio 2011

CASADIO & CO.

Studio tecnico di Casadio e Zaffagnini

Via V.Veneto 1/bis – 47100 FORLÌ

Tel: 0543 23923 – Email: studio@casadioeco.it

P.I. 03480110406



geologia
acustica
ambiente

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Committente: Elettra srl, Gruppo Marco Luce, Soc. C.M.P.

DATA: 11/02/2009

**PIANO URBANISTICO ATTUATIVO 05/03-
AT4a IN VIA SAN CRISTOFORO A CESENA**

Committente: Elettra srl, Gruppo Marco Luce, Soc. C.M.P.

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
PER PIANO URBANISTICO ATTUATIVO 05/03-AT4a IN VIA SAN CRISTOFORO A
CESENA

SOMMARIO

Premessa	3
Descrizione dell'intervento.....	3
Morfologia e geologia del territorio	4
Attrezzo penetrometrico	6
Elementi di progettazione antisismica in base all'OPCM n.3274 – 20/3/2003 e successive modifiche e integrazioni.....	6
Parametri geotecnici.....	9
Considerazioni sulla liquefazione delle sabbie	9
Elementi di progettazione antisismica	12
Profondità fondale, carico ammissibile e cedimenti	20
Indagine sismica.....	13
Coefficiente sismico di fondazione e modulo di reazione di Winkler.....	27
Calcolo della spinta attiva del terreno.....	27
Opere accessorie	28
Conclusioni	29

PREMESSA

La presente relazione geologica è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni geologiche, geotecniche e l'idoneità di un'area sita a Diegaro di Cesena in via San Cristoforo, sulla quale sarà realizzato un piano urbanistico attuativo a destinazione polifunzionale.

Geograficamente l'area è rintracciabile nell'elemento n° 255031 della CTR dell'Emilia Romagna.

Alla presente relazione sono allegati:

- planimetria area d'intervento con ubicazione prove a scala 1:2000;
- carta delle isofreatiche a scala 1:2.000
- grafici penetrometrici statici;
- n. 2 sezioni geologiche a scala 1:1.000/1:200;
- carta corografia a scala 1:5.000;
- carta geologica a scala 1:25.000.

L'indagine è stata così articolata:

- ricerca bibliografica;
- sopralluogo con annotazione dati;
- esecuzione di n. 6 prove penetrometriche statiche;
- elaborazione dati.

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il progetto prevede la lottizzazione di un'area per la realizzazione di n. 10 lotti, aree verdi, aree parcheggio e aree per la viabilità interna.

L'area di lottizzazione occupa una superficie di oltre 120.000 m² ed ha una forma planimetrica irregolare.

Le aree a parcheggio saranno poste in prevalenza sul lato est e distribuite lungo le nuove strade da realizzare e che collegheranno la lottizzazione alla via San Cristoforo.

La tipologia edilizia sarà di tipo industriale anche se destinata ad attività terziarie.

Verranno perciò considerate indicativamente, per verificare la fattibilità edificatoria, fondazioni nastriformi, a platea e a plinto realizzate secondo la normativa sismica vigente.

MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

La zona qui studiata, posta tra le quote 37.8 e 35.7 m s.l.m., è collocata in un'area localmente pianeggiante ed è delimitata su tutti i lati da confini di proprietà, tranne a E ove è presente la Via San Cristoforo.

Dal punto di vista geologico, essa ricade all'interno di depositi alluvionali olocenici in prevalenza limosi e argillosi.

Le prove penetrometriche eseguite mostrano una natura geologica del terreno abbastanza omogenea (ad esclusione della prova n.5); la cui stratigrafia ricavata da ogni prova può essere così riassunta (sono inoltre indicati i valori geotecnici adottati nei calcoli di portanza e cedimenti del terreno):

PROVA 1

da (m)	a (m)	Descrizione	cu (kg/cmq)	φ °	E (kg/cmq)
0	0,8	terreno vegetale		42	40,00
0,8	3,4	limo sabbioso molto compatto	0,92	0	64,19
3,4	6,6	argilla compatta	0,78	0	44,84
6,6	8	argilla plastica	0,49	0	34,75
8	8,8	argilla compatta	0,86	0	49,09
8,8	10,8	argilla molto compatta	1,34	0	64,44
10,8	13,6	argilla compatta	0,89	0	51,13
13,6	14,2	limo limosa molto compatto	3,19	0	109,34
14,2	15	argilla molto compatta	1,30	0	64,18

PROVA 2

da (m)	a (m)	Descrizione	cu (kg/cmq)	φ °	E (kg/cmq)
0	0,8	terreno vegetale	0,00	42	52,62
0,8	2	sabbia densa	0,00	40	90,18
2	2,8	limo molto compatto	1,05	0	53,41
2,8	7,8	argilla limosa molto compatta	1,18	0	58,21
7,8	8,2	argilla compatta	1,00	0	52,40
8,2	10	limo molto compatto	1,74	0	75,69

PROVA 3

da (m)	a (m)	Descrizione	cu (kg/cmq)	φ °	E (kg/cmq)
0	0,8	terreno vegetale	0,00	42	26,37
0,8	3,4	limo compatto	0,84	0	46,18
3,4	5,2	argilla molto compatta	1,04	0	53,42
5,2	9,2	argilla compatta	0,81	0	46,61
9,2	10	argilla molto compatta	1,34	0	64,41

PROVA 4

da (m)	a (m)	Descrizione	cu (kg/cmq)	φ °	E (kg/cmq)
0	0,8	terreno vegetale	0,00	42	26,37
0,8	1,2	limo plastico	0,54	0	34,43
1,2	3,4	limo molto compatto	1,94	0	86,63
3,4	5,4	argilla plastica	0,56	0	36,41
5,4	8,8	argilla compatta	0,77	0	45,22
8,8	10	argilla molto compatta	1,33	0	63,99

PROVA 5

da (m)	a (m)	Descrizione	cu (kg/cmq)	φ °	E (kg/cmq)
0	1	terreno vegetale	0,00	42	28,80
1	1,8	argilla limosa compatta	0,71	0	40,85
1,8	2,2	limo argilloso molto compatto	1,11	0	55,19
2,2	3,4	limo molto compatto	1,92	0	88,74
3,4	8	alternanza di strati sabbiosi e argillosi	1,09	0	62,60
8	9,6	sabbia densa	3,37	0	182,16
9,6	10	argilla compatta	0,69	0	43,46

PROVA 6

da (m)	a (m)	Descrizione	cu (kg/cmq)	φ °	E (kg/cmq)
0	1	terreno vegetale	0,00	42	27,59
1	3	limo argilloso compatto	0,72	0	41,44
3	7,8	argilla compatta	0,75	0	43,93
7,8	10	argilla molto compatta	0,96	0	52,20

La falda è stata misurata nei fori di prova alle profondità, rispetto al piano campagna, riportate nella tabella sottostante:

Prova	Profondità (m)
1	4,60
2	6,00
3	5,50
4	3,80
5	4,90
6	3,80

Anche se l'andamento generale della falda nelle aree pedecollinari è prevalentemente in direzione nord-nordest, nell'area in oggetto le isofreatiche sembrano orientare le linee di flusso in direzione nord ovest.

ATTREZZO PENETROMETRICO

Il sistema del *penetrometro statico* è principalmente costituito da una punta particolare (Begemann) infissa nel terreno mediante spinta idraulica che garantisce l'omogeneità della velocità d'infissione. La punta Begemann permette la misura dello sforzo d'infissione della punta (Rp) e del manicotto laterale (RI).

Lo strumento, oltre alla ricostruzione della stratigrafia del terreno attraversato, consente di ricavare i parametri geotecnici non drenati:

$$c_u = \frac{Rp - \gamma d}{Nc} \quad \text{con } Nc \text{ variabile da 14 a 22}$$

mentre l'angolo di attrito interno ϕ è correlato all' Rp secondo la seguente tabella:

NATURA DELLA SABBIA	Dr	Rp bar	ϕ gradi
Molto sciolta	<0,2	<4	<30
Sciolta	0,2-0,4	4-10	30-35
Compatta	0,4-0,6	10-30	35-40
Densa	0,6-0,8	30-50	40-45

Nell'allegato alle prove penetrometriche "Dati Geotecnici" il valore dell'angolo d'attrito è stato calcolato tramite la formula empirica di Robertson e Campanella.

I valori di modulo edometrico sono ricavati dalle correlazioni alla Rp di Mitchell e Garden e Sanglerat.

ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA IN BASE ALL'OPCM N.3274 – 20/3/2003 E SUCCESSIVE MODIFICHE E INTEGRAZIONI

La nuova normativa in materia sismica impone un approccio più attento relativamente alle azioni indotte da eventi sismici di particolare entità, agenti sulla struttura degli edifici.

Tali eventi sismici sono in primo luogo descritti in termini di accelerazione di picco su sottosuolo rigido (PGA), valore proposto in base alla nuova classificazione sismica nazionale, che distribuisce i vari comuni del territorio nazionale in 4 categorie.

Procedendo con le azioni di progetto si passa poi ai cosiddetti “effetti di sito”, che modificano l'azione sismica di partenza, in base alla litologia dei depositi attraversati dalle onde sismiche prima di pervenire all'edificio di progetto.

Le varie tipologie di sottosuolo sono discriminate sulla base delle velocità di propagazione delle onde S e sono state raggruppate in 5 + 2 categorie.

Il valore indicativo di tali velocità è definito dalla media pesata su uno spessore di 30 m delle velocità misurate $v_{s,30}$. In alternativa si utilizzano dei parametri corrispondenti, meno significativi, rappresentati dal valore della coesione non drenata c_u o del numero di colpi *NSPT*.

Qui di seguito è mostrata la tabella di identificazione dei tipi di sottosuolo:

	<i>Descrizione del profilo stratigrafico</i>	V_{s30} (m/s)	<i>NSPT</i>	C_u (kPa)
A	<i>Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi</i> Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
B	<i>Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti</i> Con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa)	360 – 800	> 50	> 250
C	<i>Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza</i> Con spessori variabili da diverse decine a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa)	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	<i>Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti</i> Caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	<i>Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali</i> Con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

In base alla tipologia di terreno di fondazione, l'Ordinanza dispone uno spettro di risposta elastico orizzontale tipico, che individua la risposta della struttura dell'edificio ai movimenti impressi dal terreno.

Quindi dato un generico accelerogramma, è possibile calcolare i valori massimi S_e delle accelerazioni indotte, espresse in funzione dei periodi propri T dell'edificio, assegnato un valore limitato di coefficiente di smorzamento η .

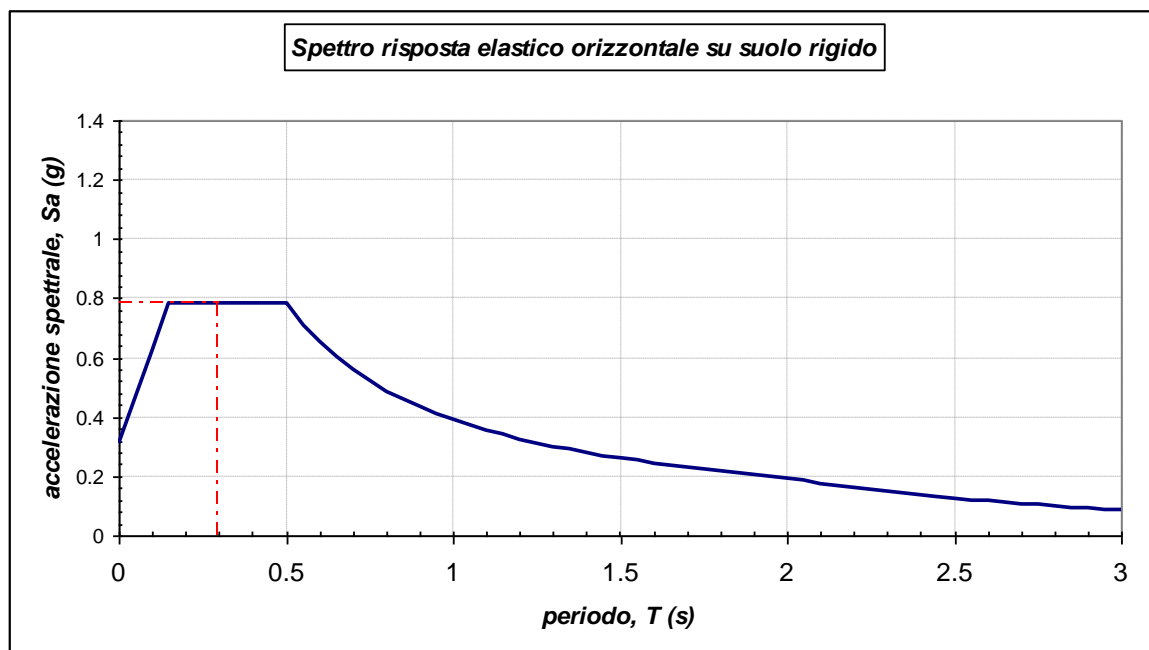
In base alla nuova zonizzazione sismica, il Comune di Cesena ricade all'interno della **zona sismica n. 2**, per la quale si considera un valore di accelerazione orizzontale di picco a_g pari

a 0,25g, mentre sulla base della classificazione del sottosuolo (si veda anche il seguente capitolo delle prove sismiche), il terreno di studio ricade all'interno della **classe C**.

Per tale tipo di sottosuolo si considerano i parametri seguenti:

S	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)
1.25	0.15	0.5	2

Cui corrisponde il seguente grafico:



Lo spettro di risposta elastico individua le accelerazioni indotte da un sisma sull'edificio (inteso a bassa duttilità), il cui comportamento è assimilato ad un oscillatore elastico smorzato.

In questo caso, per periodi compresi tra 0,15 e 0,5 s, l'accelerazione massima è pari a 0,78 g.

Il periodo tipico di un edificio è pari a circa 0,1 secondi per ogni piano, dunque partendo dal periodo T lungo l'asse x del grafico è possibile risalire all'accelerazione indotta dal sisma (nel grafico è inserito a titolo di esempio il caso di un edificio a tre piani).

In base alla duttilità del fabbricato, lo spettro di risposta può essere modificato sulla base del coefficiente di struttura q dell'edificio di progetto.

PARAMETRI GEOTECNICI

I terreni superficiali sono di natura limosa sino a 3 metri circa mentre sotto tale quota è presente argilla di consistenza mediamente compatta; sarà perciò considerato il solo valore della coesione come parametro geotecnico da utilizzare per il calcolo del carico ammissibile. Il valore d'angolo d'attrito sarà trascurato per sicurezza.

Tutte le prove penetrometriche hanno mostrato una resistenza alla penetrazione buona (>10 kg/cm²).

I valori di coesione minima nei due strati da 1,0 a 3,0 m e da 3 a 6 m ricavati dalle prove penetrometriche, utilizzando $N_c = 19$ e $\gamma = 1,9$ t/mc, sono:

PROVA n.	PROFONDITA' m	COESIONE Kg/cm ²
1	1,6	0,77
	4,4	0,59
2	2,8	0,92
	5,2	0,95
3	1,8	0,72
	5,4	0,68
4	1,0	0,51
	4,6	0,38
5	1,0	0,51
	4,6	0,59
6	3,0	0,50
	3,4	0,49

Si nota che i valori sono sicuramente buoni e tipici di terreni compatti, quindi si prevedono valori del carico ammissibile elevati.

CONSIDERAZIONI SULLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

La liquefazione delle sabbie è un processo che avviene quando la pressione dell'acqua contenuta negli spazi tra i granuli aumenta sino ad eguagliare la pressione totale, per questo si ha l'annullamento della resistenza al taglio, secondo la seguente relazione:

$$\tau = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi$$

La liquefazione delle sabbie può avvenire per un evento sismico.

L'area in oggetto è inserita tra i territori dichiarati sismici di seconda categoria con un'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie pari al 25% della forza di gravità.

In genere si assume che vengano trascurati i livelli sabbiosi di spessore uguale o minore di 0,6 m confinati all'interno di strati coesivi e immersi in falda, in quanto non presentano uno spessore tale da consentire il fenomeno della liquefazione.

I dati raccolti con le prove penetrometriche indicano che non esistono strati di sabbia veri e propri ma esistono degli straterelli di sabbia con spessore minimi a profondità inferiore a quella della falda. L'unico strato di sabbia immerso in falda è stato rintracciato a profondità 8 metri nella prova n.5 e ha uno spessore di circa 1,6 m.

Per valutare il pericolo di liquefazione è stato adottato il metodo di Robertson e Wride (1997), che parte dai risultati delle prove CPT, per giungere a un fattore di sicurezza, ed un indice di liquefazione associato al rischio.

Metodi di calcolo

Il metodo utilizzato si basa sulle seguenti equazioni principali:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} MSF$$

dove CRR = resistenza ciclica del terreno
 CSR = sforzo di taglio ciclico indotto dal sisma
 MSF = fattore di scala della magnitudo

$$CRR = 0,883 \frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} + 0,05 \quad \text{per } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad \text{per } 50 < (q_{c1N})_{cs} < 160$$

dove $(q_{c1N})_{cs}$ è la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente

$$(q_{c1N})_{cs} = \frac{q_{c1N}}{r_d} \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{1.5}$$

dove a_{max} è l'accelerazione massima orizzontale di progetto
 g è la forza di gravità ($980,7 \text{ cm/s}^2$)
 σ_{v0} e σ'_{v0} sono le pressioni verticali totali ed efficaci alla prof. Z
 r_d è un coefficiente funzione della profondità

Una volta ottenuto il valore del fattore di sicurezza FSL, si calcola l'indice del potenziale di liquefazione P_L (Iwasaki et al, 1978):

$$P_L = \int_0^{z_{rit}} F(z) w(z) dz$$

dove

$F(z)$ è una funzione dipendente dal FSL

$w(z)$ è una funzione decrescente con la profondità

Risultati

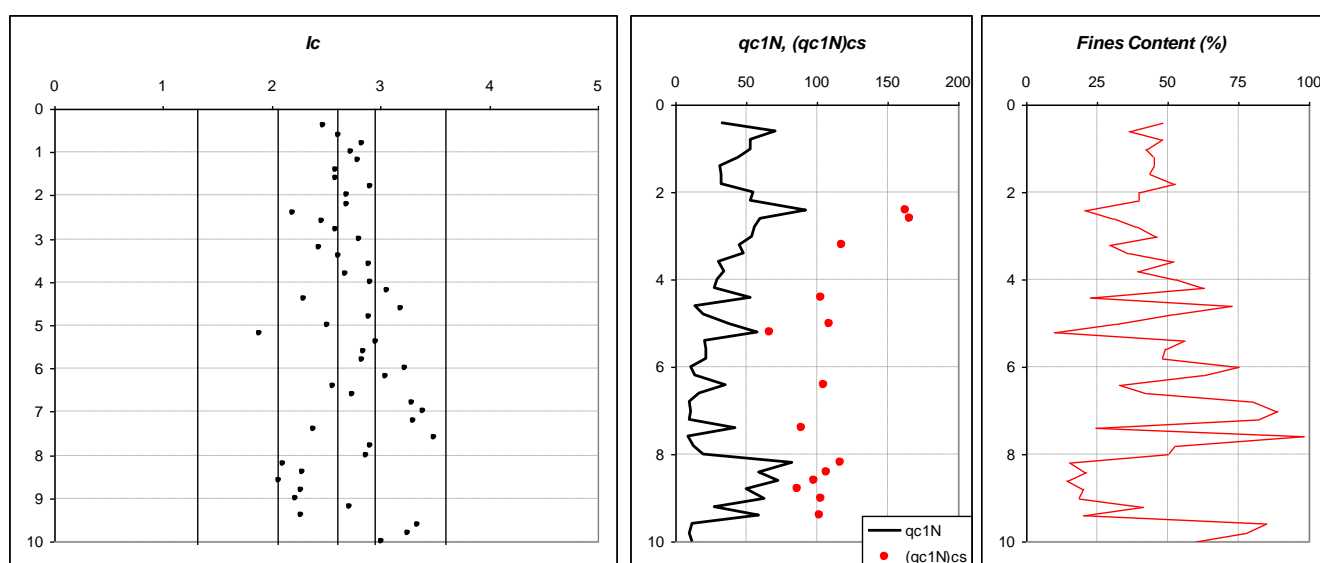
Poiché l'area di studio è inserita all'interno della 2° categoria ed il terreno di studio ricade nella classe C, per il calcolo dell'azione sismica si considera un'accelerazione pari a :

$$S \times a_g = 1,25 \times 0,25 = 0,31g$$

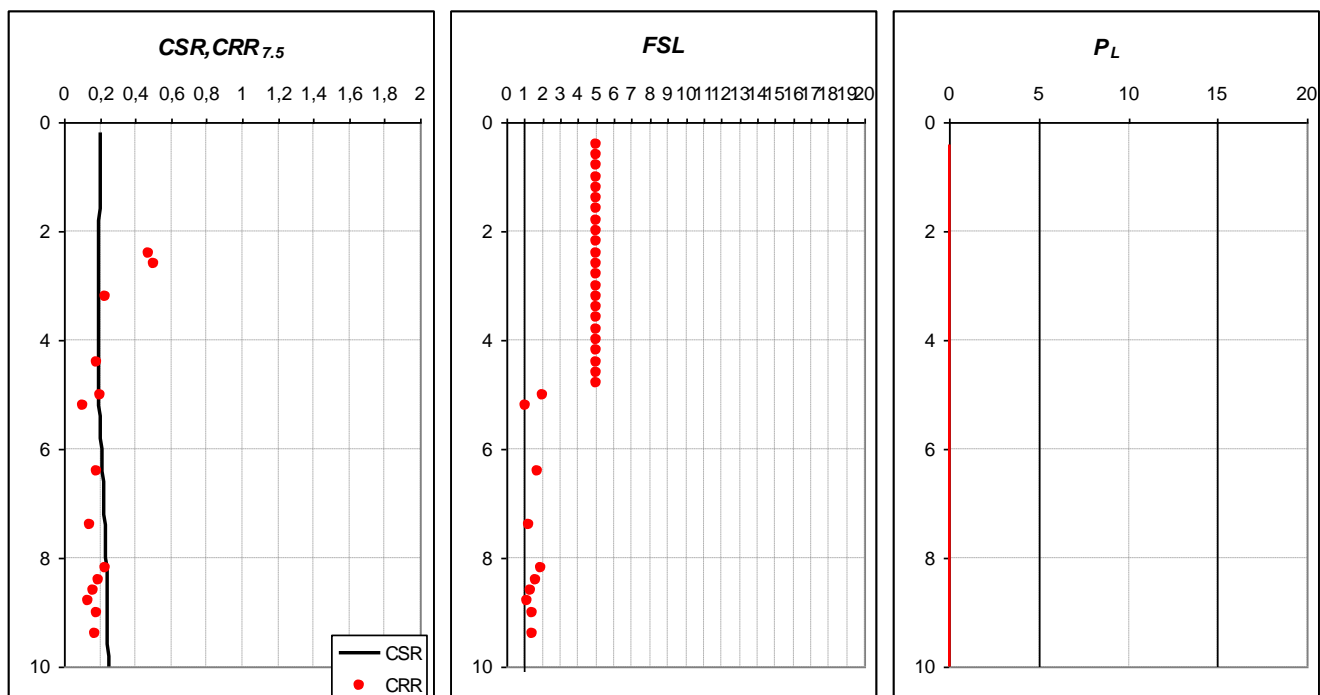
Inserendo i valori estratti dalla prova CPT, Robertson e Wride propongono una distinzione granulometrica sulla base di un Indice del tipo di terreno I_c .

In seguito si calcola il valore di resistenza alla punta normalizzata q_{c1N} e corretta per il contenuto di fini $(q_{c1N})_{cs}$ ed infine il contenuto di frazione fine (%).

Qui di seguito si illustrano tre grafici in cui sono plottati i tre parametri di cui sopra:



Qui di seguito sono poi illustrati il confronto tra i valori di CRR e CSR , il fattore di sicurezza FSL , corretto per una magnitudo realistica per l'area di studio (6,14) ed il valore di P_L , indice del potenziale di liquefazione.



Come è evidente gli strati che presentano un fattore di sicurezza inferiore a 1 sono assenti, il che si traduce in un valore di P_L pari a 0 ad indicare come il rischio di liquefazione sia praticamente nullo.

ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA

Per quanto riguardano gli “Indirizzi per gli studi di microzonizzazione sismica in Emilia – Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica” (Del. 112/2007), si dichiara che il sito di studio, non ricade nelle seguenti categorie:

- Aree soggette a liquefazione e densificazione;
- Aree instabili o potenzialmente instabili;
- Aree in cui le coperture hanno spessore fortemente variabile;
- Aree in cui è prevista la realizzazione di opere a rilevante interesse pubblico

Non si rende quindi necessario un approfondimento delle indagini ai fini della microzonazione sismica e dell’analisi della risposta sismica locale.

INDAGINE SISMICA

Prova HVSR

All'interno dell'area di studio è stato condotto il rilievo dei microtremori con il tromografo digitale "Tromino", per verificare le caratteristiche sismiche e stratigrafiche del terreno.

Lo strumento utilizzato registra il rumore sismico ambientale presente nella superficie terrestre e generato da fenomeni atmosferici, dall'attività antropica e dall'attività dinamica terrestre.

I microtremori sono rappresentati da oscillazioni molto piccole (accelerazioni dell'ordine di 10^{-15} m/s²), che, attraversando strati con caratteristiche differenti (in termini di densità e velocità di propagazione delle onde), subiscono fenomeni di rifrazione, riflessione, attenuazione e altri.

Questi fenomeni sono tali per cui un'onda che viaggia all'interno di un mezzo e viene riflessa da una superficie di discontinuità interferisce con le onde incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime quando la lunghezza d'onda incidente λ è pari a 4 volte lo spessore h dello strato (condizione di risonanza):

Relativamente alle onde S:

$$f_r = \frac{V_{S1}}{4h}$$

f_r rappresenta la frequenza fondamentale dello strato, ossia la frequenza cui corrispondono le maggiori accelerazioni sismiche.

Utilizzando la formula sopra esposta si evince che conoscendo la profondità di una discontinuità (trovata nelle prove penetrometriche) e la frequenza fondamentale del terreno in superficie (fornita dal tromografo) è possibile risalire alla velocità delle onde S del terreno.

Una volta ricavato il valore di V_s , è possibile ricostruire la stratigrafia dell'area e l'andamento delle discontinuità, se presenti.

La tecnica HVSR consiste nella valutazione dei rapporti spettrali tra le componenti orizzontali e verticali del moto ed è in grado di fornire in buona approssimazione il contenuto in frequenza del segnale dei microtremori.

Prvoa ReMi

L'analisi dei microtremori viene effettuata utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione (a geofono singolo) disposta sul terreno con array lineare, da 12 a 48 geofoni; per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni con bassa frequenza di risonanza (4-14 Hz raccomandati), è indispensabile allungare il tempo di registrazione (15-30s) rispetto alla sismica a rifrazione tradizionale.

L'uso di un sismografo digitale con elevata dinamica consente di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni impiegati.

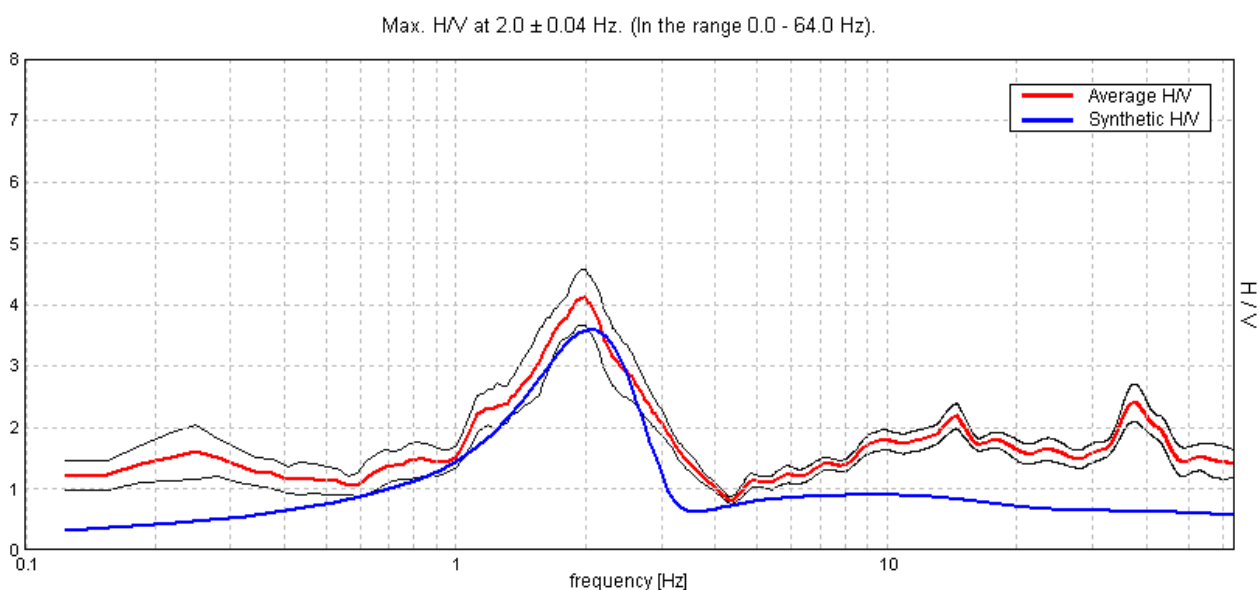
Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25-30Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle Vs relativamente ai primi cento metri di profondità.

L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequency" (p-f) che analizza l'energia di propagazione del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica e nel rappresentarne lo spettro di potenza su un grafico p-f.

A questo punto l'operatore, in maniera arbitraria ed in base all'esperienza, esegue un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più slowness (p o 1/velocità di fase) per alcune frequenze. Tali valori vengono in seguito plottati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello diretto.

Risultati

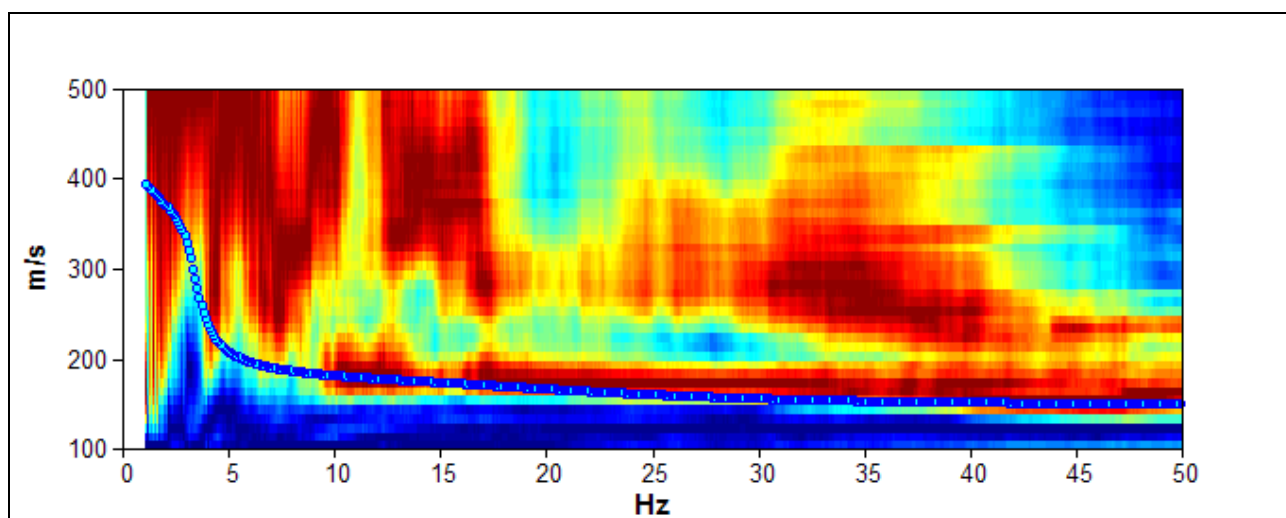
Spettro H/V



Come si vede nello spettro sopraindicato, si osserva un picco alla frequenza di 2.0 Hz circa, relativo al passaggio tra due strati con un alto rapporto di impedenza.

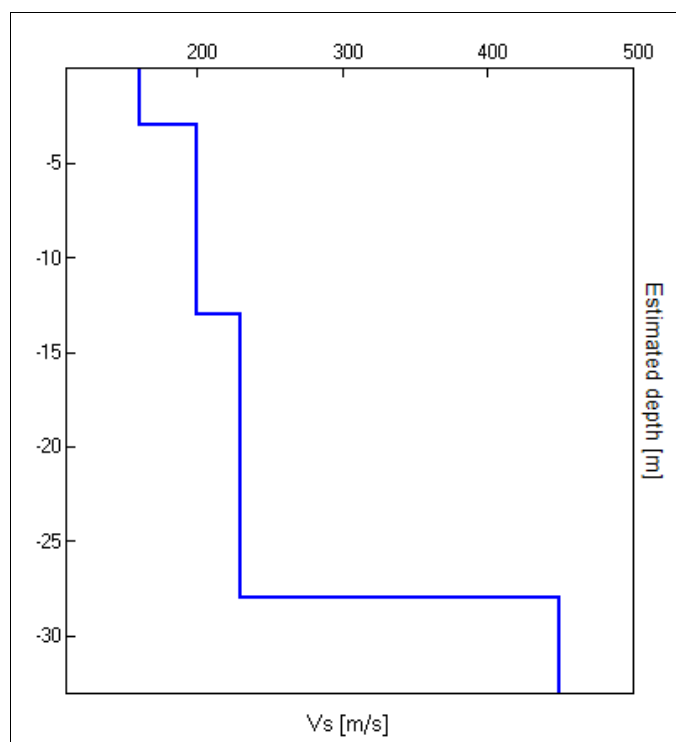
Tale picco può essere ricondotto alla comparsa del substrato che è alla base dei depositi alluvionali superficiali.

La linea rossa corrisponde al rapporto spettrale H/V misurato, mentre quella blu è stata calcolata tramite una procedura matematica di inversione di un profilo stratigrafico mostrato in seguito.

Prova ReMi

Dalla prova ReMi si vedono orizzonti ad alte velocità che corrispondono ai moti superiori, ed un orizzonte a velocità più basse, che rappresenta la velocità reale delle onde S nel terreno.

La stratigrafia sismica dell'area, che produce lo spettro sintetico nell'elaborazione monodimensionale (spettro H/V) e i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata.



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
3.00	3.00	160	0.35
13.00	10.00	200	0.35
28.00	15.00	230	0.35
inf.	inf.	450	0.35

Che si traduce in un valore delle **Vs30 di 217 m/s**.

Sulla base delle verifiche sismiche condotte, si presume, con la dovuta cautela, che lo spessore della copertura alluvionale si aggiri intorno ai 28 m.

Output Misura Microtremori con Tromino

CESENA, DIEGARO VIA SAN CRISTOFORO

Start recording: 13/02/01 05:42:06 End recording: 13/02/01 05:52:06

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h10'00". Analysis performed on the entire trace.

Sampling frequency: 128 Hz

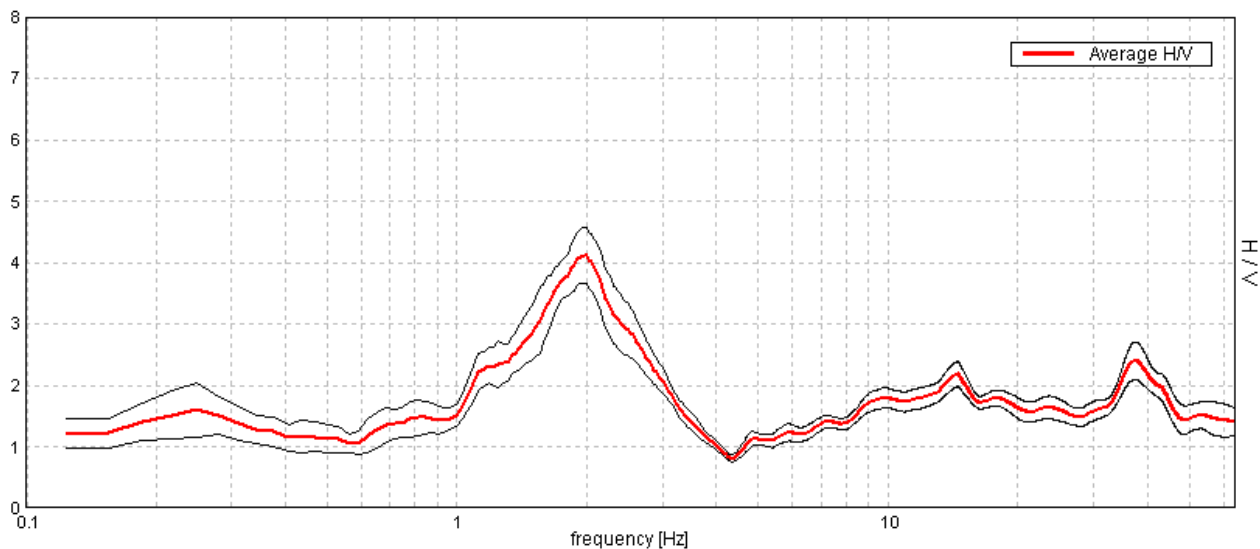
Window size: 20 s

Smoothing window: Triangular window

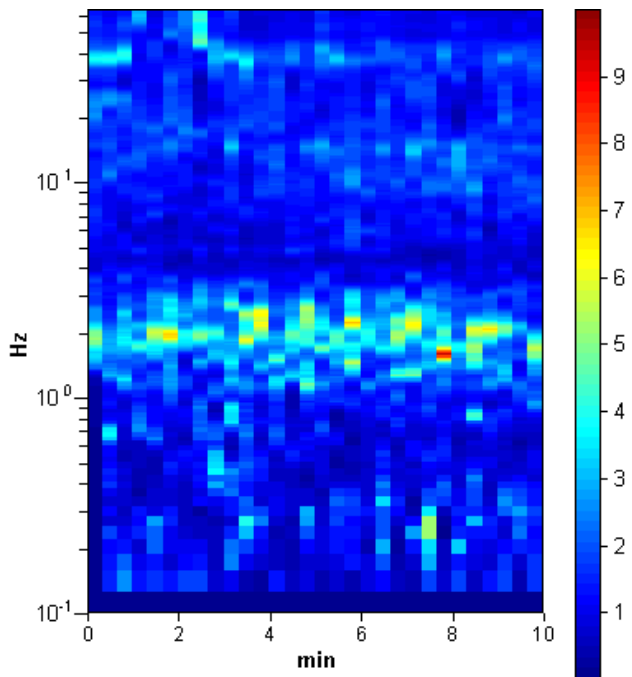
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

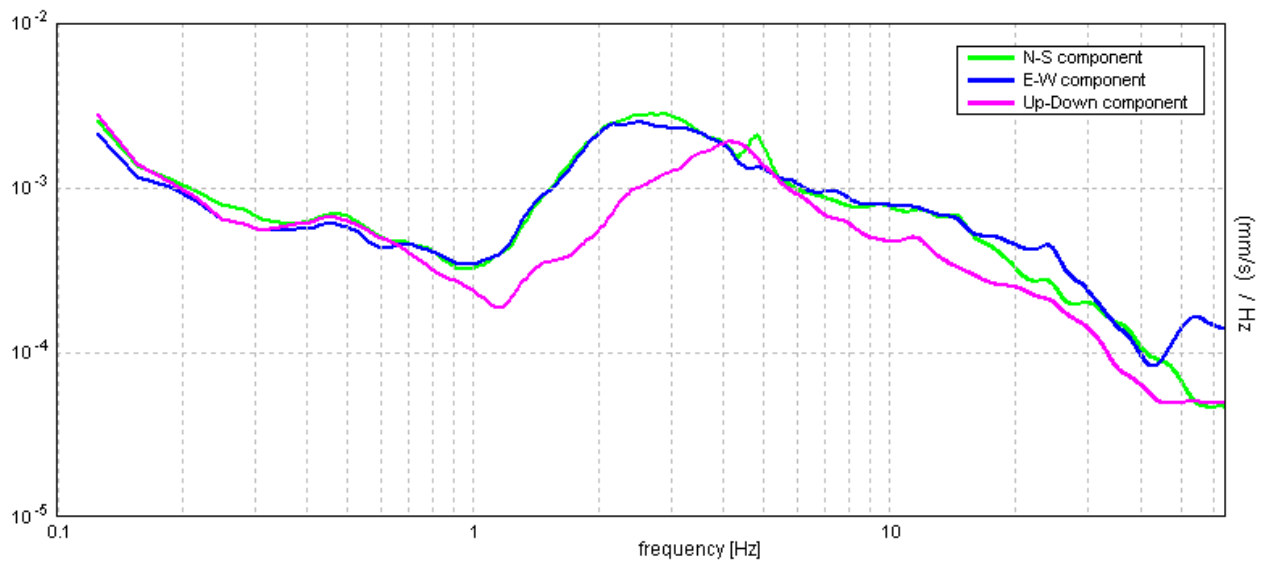
Max. H/V at 2.0 ± 0.04 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



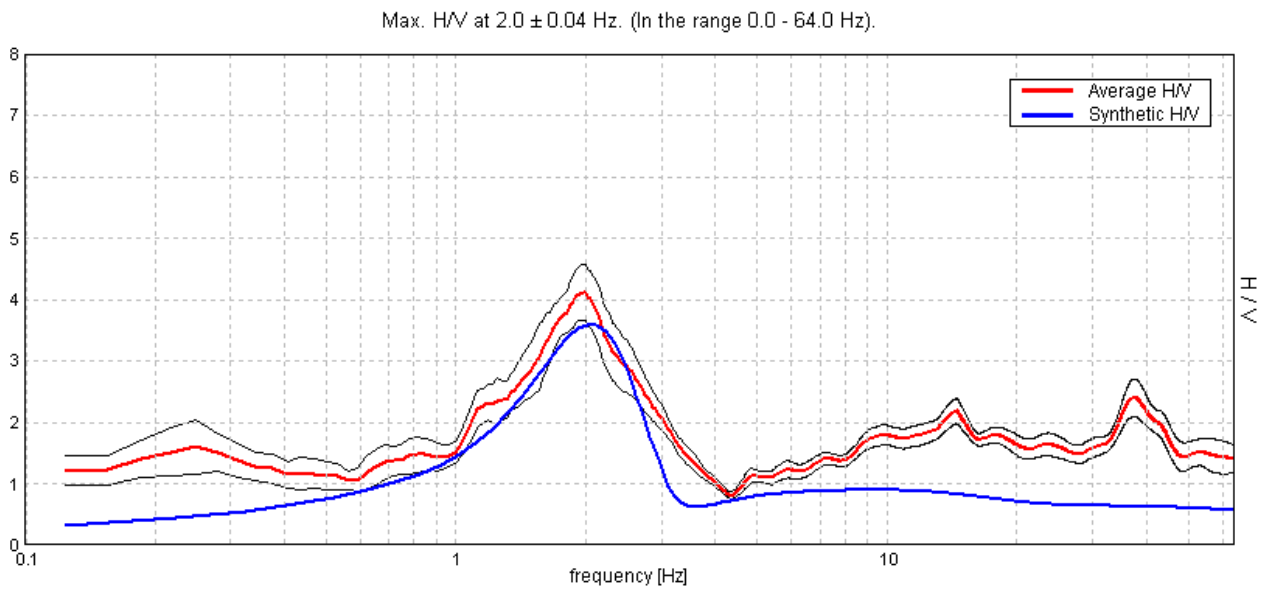
H/V TIME HISTORY



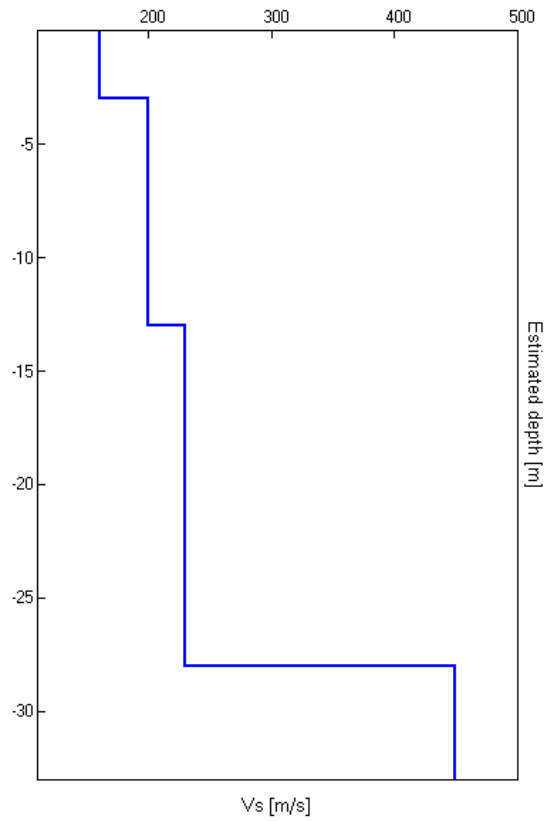
SINGLE COMPONENT SPECTRA



EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
3.00	3.00	160
13.00	10.00	200
28.00	15.00	230
inf.	inf.	450



[According to the Sesame, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

Max. H/V at 2.0 ± 0.04 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).					
Criteria for a reliable HVSR curve					
[All 3 should be fulfilled]					
$f_0 > 10 / L_w$	2.00 > 0.50	OK			
$n_c(f_0) > 200$	1200.0 > 200	OK			
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 97 times	OK			
Criteria for a clear HVSR peak					
[At least 5 out of 6 should be fulfilled]					
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	1.094 Hz	OK			
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	3.031 Hz	OK			
$A_0 > 2$	4.11 > 2	OK			
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.00943 < 0.05$	OK			
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.01887 < 0.1$	OK			
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2214 < 1.58$	OK			
L_w	window length				
n_w	number of windows used in the analysis				
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles				
f	current frequency				
f_0	H/V peak frequency				
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency				
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$				
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0				
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f				
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$				
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$				
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided				
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve				
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$				
Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Freq.range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
Log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

PROFONDITÀ FONDALE, CARICO AMMISSIBILE E CEDIMENTI

Nel presente capitolo si calcoleranno ipoteticamente per l'intera area il carico ammissibile sul terreno considerando fondazioni di tipo nastriforme a profondità di 1,0 m, di tipo a plinto a profondità di 1,2 m e di tipo a platea a profondità di 3,0 m dall'attuale piano campagna per la possibilità di realizzare degli scantinati.

Fondazioni nastriformi superficiali (-1 m)

Tramite la seguente formula è possibile verificare sino a che profondità l'ipotetica superficie di rottura del terreno fondale interesserà anche gli strati sottostanti:

$$H = 0,5 \cdot B \cdot \tan(45 + \phi/2)$$

con $B = 1,0$ metri e $\phi = 10^\circ$ si ottiene:

$$H = 0,59 \text{ m.}$$

Perciò considerando una profondità fondale di 1,0 m, la profondità dell'ipotetico cuneo di rottura rimarrà all'interno dello strato limoso argilloso e non interesserà i terreni immersi in falda. Quindi il calcolo del carico ammissibile sarà eseguito su tali depositi coesivi considerando il valore della coesione più cautelativa e senza considerare la presenza della falda.

La coesione minima, con un coefficiente di trasformazione pari a 19, in questi strati è pari a 0,50 kg/cm².

Dalla formula generale di Hansen per fondazioni con carico verticale si ottiene il valore del carico ultimo:

$$Q_U = cN_C s_C d_C + \gamma d N_q s_q d_q + 0,5 \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma \text{ dove:}$$

N_C N_q N_γ = fattori di portanza

s_C s_q s_γ = fattori di forma

d_C d_q d_γ = fattori di profondità

γ = peso di volume = 1,9 t/mc

d = profondità fondale = 1,0 m

Verranno qui di seguito calcolati i Q_U per tre travi nastriformi di larghezza 0,8 – 1,0 – 1,2 m:

Proprietà del terreno	Tipo di fondazione	1	2	3
coesione (t/m ²) = 5	profondità (m) =	1,0	1,0	1,0
angolo di attrito interno = 0	larghezza (m) =	0,8	1,0	1,2
peso di volume (t/mc) = 1,9	lunghezza (m) =	80,0	80,0	80,0

Nq = 1,00	sq =	1	1	1
Nc = 5,14	sc =	1,00	1,00	1,00
Ng = 0,00	sg =	1	1	1

Larghezza fondale	Qu
0,8	36,88
1	37,96
1,2	36,26

dq =	1	1	1
dc =	1,36	1,40	1,33
dg =	1	1	1

Il carico ammissibile si ricava dividendo per un coefficiente pari a 3 il Qu assunto uguale a 36.26 t/m²:

$$Q_{amm} = 36,26/3 = 12,0 \text{ t/m}^2 = 1,2 \text{ kg/cm}^2 = 0,12 \text{ Mpa}$$

Questo valore, secondo l'approccio n.2 delle Norme Tecniche sulle Costruzioni del 14/01/2008, non deve essere superato dalla somma delle tensioni incrementate dai coefficienti parziali A1 definiti dalla seguente tabella:

carichi	effetto	A1
Permanenti	Favorevole	1,00
Permanenti	Sfavorevole	1,30
Variabili	Favorevole	0,00
Variabili	Sfavorevole	1,50

Per verificare che la diffusione delle tensioni nel sottosuolo non provochi cedimenti eccessivi, si sono valutati i carichi diffusi nel sottosuolo per le fondazioni nastriformi, considerando il carico ammissibile sopra calcolato.

Il carico diffuso è stato ricavato tramite la seguente formula generale di Boussinesq per fondazioni nastriformi e carichi calcolati sotto l'asse fondale:

$$q' = \frac{q_u}{\pi} (\sin 2\theta + 2\theta)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{B}{2z}$$

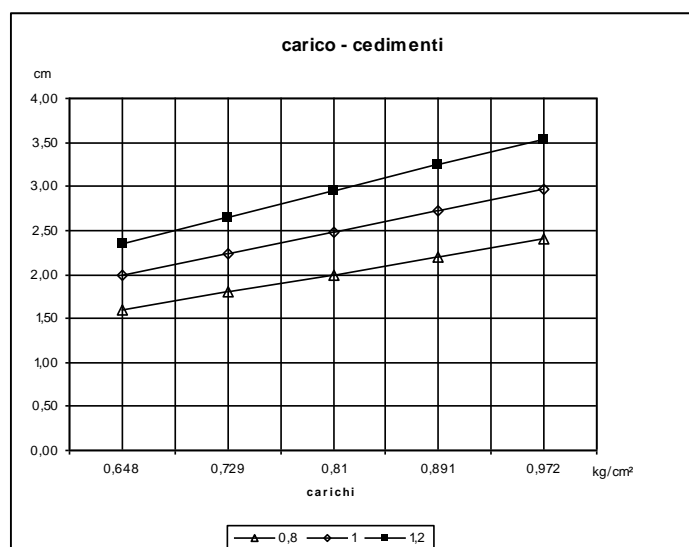
dove z è la profondità sotto alla fondazione.

La pressione effettiva sul terreno sarà quella fondale sottratto il peso del terreno asportato e la quota dei carichi temporanei (sismici, vento ecc.) pari al 20%:

$$p_{\text{eff}} = (q_{\text{amm}}/1,2) - \gamma h = (12,0/1,2) - (1,9 \times 1,0) = 8,1 \text{ t/m}^2 = 0,81 \text{ kg/cm}^2$$

Profondità fondale =	1 m							
PRESSIONE=	0,81 kg/cm ²							
LARGH. FOND.=	1 m							
PROFONDITA' CENTRO STRATO m	Is	q' kg/cm ²	STRATO CONSIDERATO da a		E (kg/cm ²)	spessore strato (cm)	cedimenti (cm)	
0,5	0,79	0,66	0	1	27,59	0	0,00	
2	0,24	0,25	1	3	41,44	200	1,20	
5,4	0,09	0,09	3	7,8	43,93	480	1,04	
8,9	0,06	0,06	7,8	10	52,20	220	0,24	
						totale	2,48	

Valore accettabile. Nel seguente diagramma sono mostrati i cedimenti al variare del carico e della larghezza fondale.



Fondazioni a plinto superficiali (-1,2 m)

Sempre tramite la seguente formula è possibile verificare sino a che profondità l'ipotetica superficie di rottura del terreno fondale interesserà anche gli strati sottostanti:

$$H = 0,5 \cdot B \cdot \tan(45 + \phi/2)$$

con $B = 2,5$ metri e $\phi = 10^\circ$ si ottiene:

$$H = 1,48 \text{ m.}$$

Perciò considerando una profondità fondale di 1,2 m, la profondità dell'ipotetico cuneo di rottura rimarrà all'interno degli strati limosi argillosi e non interesserà i terreni immersi in falda. Quindi il calcolo del carico ammissibile sarà eseguito su tali depositi coesivi considerando il valore della coesione più cautelativa e senza considerare la presenza della falda.

La coesione minima, con un coefficiente di trasformazione pari a 19, in questi strati è pari a 0,50 kg/cm².

Dalla formula generale di Hansen per fondazioni con carico verticale si ottiene il valore del carico ultimo:

$$Q_u = cN_c s_c d_c + \gamma d N_q s_q d_q + 0,5 \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma \text{ dove:}$$

N_c N_q N_γ = fattori di portanza

s_c s_q s_γ = fattori di forma

d_c d_q d_γ = fattori di profondità

γ = peso di volume = 1,9 t/mc

d = profondità fondale = 1,2 m

Verranno qui di seguito calcolati i Q_u per tre plinti di larghezza 2,0 – 2,5 – 3,0 m:

Proprietà del terreno	Tipo di fondazione	1	2	3
coesione (t/m ²) = 5	profondità (m) =	1,2	1,2	1,2
angolo di attrito interno = 0	larghezza (m) =	2,0	2,5	3,0
peso di volume (t/mc) = 1,9	lunghezza (m) =	2,0	2,5	3,0

$N_q = 1,00$	$s_q =$	1	1	1
$N_c = 5,14$	$s_c =$	1,19	1,19	1,19
$N_\gamma = 0,00$	$s_\gamma =$	0,6	0,6	0,6

Larghezza fondale	Q_u
2	40,33
2,5	38,86
3	37,88

$d_q =$	1	1	1
$d_c =$	1,24	1,19	1,16
$d_\gamma =$	1	1	1

Il carico ammissibile (considerando i carichi sia variabili che permanenti incrementati) si ricava dividendo per un coefficiente pari a 3 il Q_u assunto uguale a 37,88 t/m²:

$$Q_{amm} = 37,88/3 = 12,6 \text{ t/m}^2 = 1,2 \text{ kg/cm}^2 = 0,12 \text{ Mpa}$$

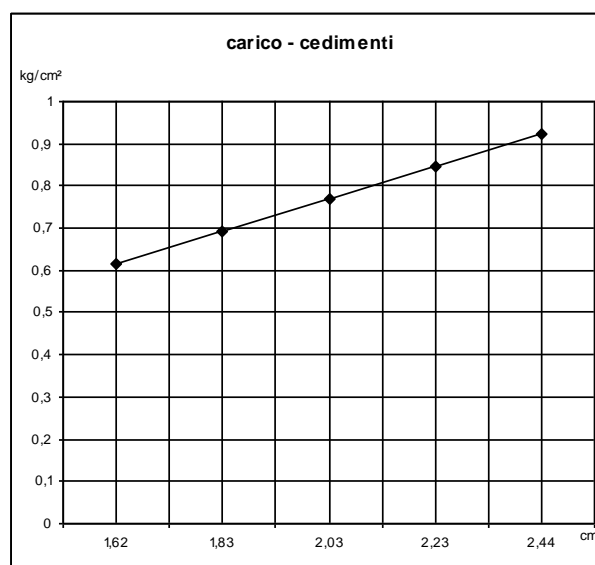
Valore buono.

In questo il carico effettivo sarà di:

$$p_{\text{eff}} = (q_{\text{amm}}/1,2) - \gamma h = (12,0/1,2) - (1,9 \times 1,2) = 7,72 \text{ t/m}^2 = 0,77 \text{ kg/cm}^2$$

Profondità fondale =	1,2 m							
PRESSIONE=	0,77 kg/cm ²							
LARGH. FOND.=	2,5 m							
LUNGH.FOND.=	2,5 m							
PROFONDITA' CENTRO STRATO m	Is	q' kg/cm ²	STRATO CONSIDERATO		E (kg/cm ²)	spessore strato (cm)	cedimenti (cm)	
0,5	0,69	0,53	0	1	27,59	0	0,00	
2	0,31	0,24	1	3	41,44	180	1,03	
5,4	0,10	0,08	3	7,8	43,93	480	0,84	
8,9	0,05	0,04	7,8	10	52,20	220	0,16	
totale								2,03

Valore accettabile. Nel seguente diagramma sono mostrati i cedimenti al variare del carico .



Fondazioni a platea profonda (-3,0 m)

Sempre tramite la seguente formula è possibile verificare sino a che profondità l'ipotetica superficie di rottura del terreno fondale interesserà anche gli strati sottostanti:

$$H = 0,5 \cdot B \cdot \tan(45 + \phi/2)$$

con $B = 41,0$ metri e $\phi = 10^\circ$ si ottiene:

$$H = 24,43 \text{ m.}$$

Perciò considerando una profondità fondale di 3,0 m, la profondità dell'ipotetico cuneo di rottura interesserà anche gli strati sottostanti e i terreni immersi in falda. Quindi il calcolo del

carico ammissibile sarà eseguito su tali depositi coesivi considerando il valore della coesione più cautelativa e considerando la presenza della falda.

La coesione minima, con un coefficiente di trasformazione pari a 19, in questi strati è pari a 0,38 kg/cm².

Dalla formula generale di Hansen per fondazioni con carico verticale si ottiene il valore del carico ultimo:

$$Q_U = cN_C s_C d_C + \gamma d N_q s_q d_q + 0,5 \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma \text{ dove:}$$

N_C N_q N_γ = fattori di portanza

s_C s_q s_γ = fattori di forma

d_C d_q d_γ = fattori di profondità

γ' = peso di volume immerso = 0,9 t/mc

d = profondità fondale = 3,0 m

Verrà qui di seguito calcolato il Q_U per una platea di lati 51,0 m di lunghezza per 41,0 m di larghezza:

Proprietà del terreno	Tipo di fondazione	platea
coesione (t/m ²) = 3,8	profondità (m) =	3,0
angolo di attrito interno = 0	larghezza (m) =	41,0
peso di volume (t/mc) = 0,9	lunghezza (m) =	51,0

$$N_q = 1,00$$

$$s_q = 1$$

$$N_c = 5,14$$

$$s_c = 1,16$$

$$N_\gamma = 0,00$$

$$s_\gamma = 0,68$$

Larghezza fondale	Q_U
41	25,94

$$d_q = 1$$

$$d_c = 1,03$$

Il carico ammissibile si ricava dividendo per un coefficiente pari a 3 il Q_U assunto uguale a 25,94 t/m²:

$$Q_{amm} = 25,94/3 = 8,6 \text{ t/m}^2 = 0,86 \text{ kg/cm}^2 = 0,08 \text{ Mpa}$$

Valore buono.

Per verificare se tale carico fondale produrrà, sugli strati sottostanti cedimenti non compatibili con le strutture, si calcola il carico diffuso considerando una fondazione con lati 51,0 x 41,0 m tramite la seguente formula;

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{(B+z)(L+z)} \text{ dove:}$$

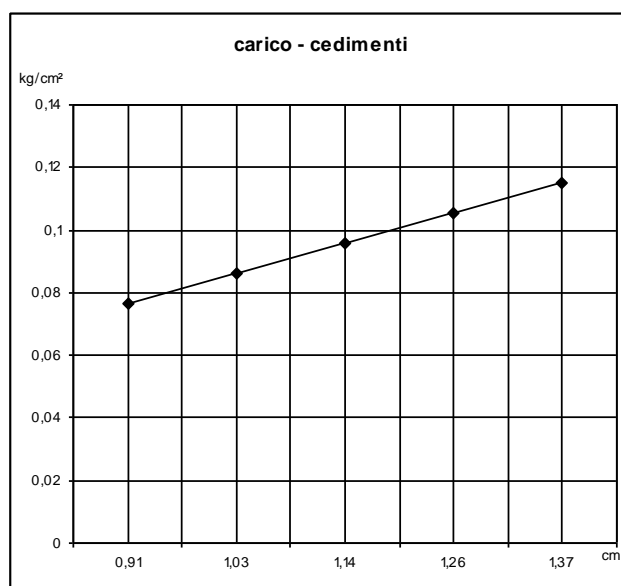
dove z è la profondità sotto alla fondazione.

La pressione effettiva sul terreno sarà quella fondale sottratti il peso del terreno asportato e gli incrementi dovuti a carichi temporanei (sisma, neve, vento, ecc.) pari a circa il 20%:

$$q_{amm}' = (q_{amm}/1,2) - \gamma h = (8,0 / 1,2) - (1,9 \times 3,0) = 0,96 \text{ t/m}^2 = 0,096 \text{ kg/cm}^2$$

Profondità fondale =	3 m							
PRESSIONE=	0,096 kg/cm ²							
LARGH. FOND.=	41 m							
LUNGH.FOND.=	51 m							
PROFONDITA' CENTRO STRATO m	Is	q' kg/cm ²	STRATO CONSIDERATO		E (kg/cm ²)	spessore strato (cm)	cedimenti (cm)	
			da	a				
0,4	0,98	0,09	0	0,8	26,37	0	0,00	
1	0,96	0,09	0,8	1,2	34,43	0	0,00	
2,3	0,91	0,09	1,2	3,4	86,63	40	0,04	
4,4	0,83	0,08	3,4	5,4	36,41	200	0,44	
7,1	0,75	0,07	5,4	8,8	45,22	340	0,54	
9,4	0,69	0,07	8,8	10	63,99	120	0,12	
totale								1,14

Valore accettabile. Nel seguente diagramma sono mostrati i cedimenti al variare del carico fondale.



Quindi riassumendo sia per fondazioni nastriformi che a plinto non si dovrà superare un carico ammissibile di 1,2 kg/cm², mentre per la platea non si dovrà superare un carico di 0,86 kg/cm².

COEFFICIENTE SISMICO DI FONDAZIONE E MODULO DI REAZIONE DI WINKLER

Le norme per costruzioni in zone sismiche stabiliscono per spessori di alluvioni compresi tra i 5 e i 20 metri, e di consistenza decisamente inferiore a quella del substrato, un valore pari a 1,3.

Nel caso di studio date le condizioni stratigrafiche, il coefficiente sismico di fondazione può essere posto pari a 1.

Per il modulo di reazione del terreno (coefficiente di Winkler), si consiglia di applicare un coefficiente pari a 4.

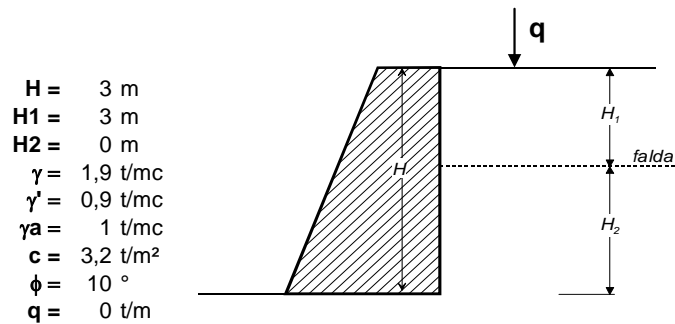
CALCOLO DELLA SPINTA ATTIVA DEL TERRENO

L'eventuale realizzazione di piani interrati impone il calcolo della spinta attiva del terreno sulle pareti del muro.

La spinta del terreno, considerato completamente secco, è stata calcolata attraverso la teoria di Rankine.

Il terreno è stato considerato coesivo ma in tempi lunghi l'apporto dell'angolo di attrito interno non è trascurabile e quindi è posto un valore di ϕ pari a 10°. Il valore della coesione è stato ricavato dalla media delle coesioni del terreno fino a fondo scavo e opportunamente ridotto di circa la metà per ipotizzare un rilassamento del terreno nel tempo. Il valore così ricavato è di 3,2 t/m².

CALCOLO SPINTA ATTIVA SU UN MURO



$$P_A = \frac{1}{2} K_a (\gamma H_1^2 + \gamma' H_2^2 + 2\gamma H_1 H_2) - \frac{2cH}{\sqrt{K_p}} + \frac{\gamma_d H_2^2}{2} + qK_a$$

$$K_a = 0,704$$

$$K_p = 1,420$$

$$P_a = -10,1 \text{ t/m}$$

Il valore negativo sta a significare che il terreno con i soli parametri geotecnica ipotizzati si autosostiene.

OPERE ACCESSORIE

Per opere accessorie si intendono le strade ed i parcheggi previsti dal progetto.

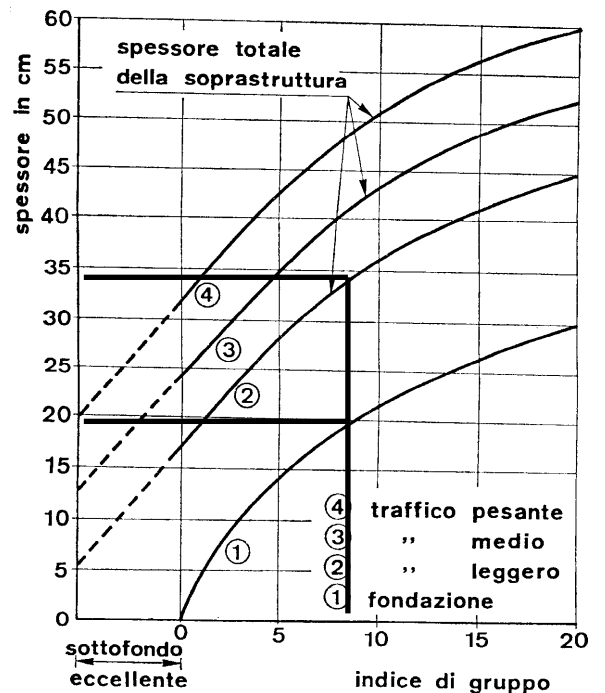
Per la realizzazione delle strade, lo spessore degli strati di sottofondo e di fondazione devono essere progettati sulla base della natura geotecnica del terreno.

Tale spessore dipenderà dal tipo di terreno di sottofondo e dallo spessore dello strato di terreno vegetale.

Al disotto dello strato vegetale si ritrova uno strato di limo argilloso e sabbioso molto compatto.

Vista la natura del terreno trovata, l'indice di gruppo sarà pari a circa 8.

Dal grafico a lato si ricava uno spessore di circa 20 cm per lo strato di fondazione e di 34 cm per l'intera soprastruttura.



CONCLUSIONI

Il progetto prevede la lottizzazione di un'area per la realizzazione di un piano urbanistico attuativo a destinazione polifunzionale.

Dal punto di vista geologico, essa ricade all'interno di depositi alluvionali olocenici in prevalenza limosi e argillosi.

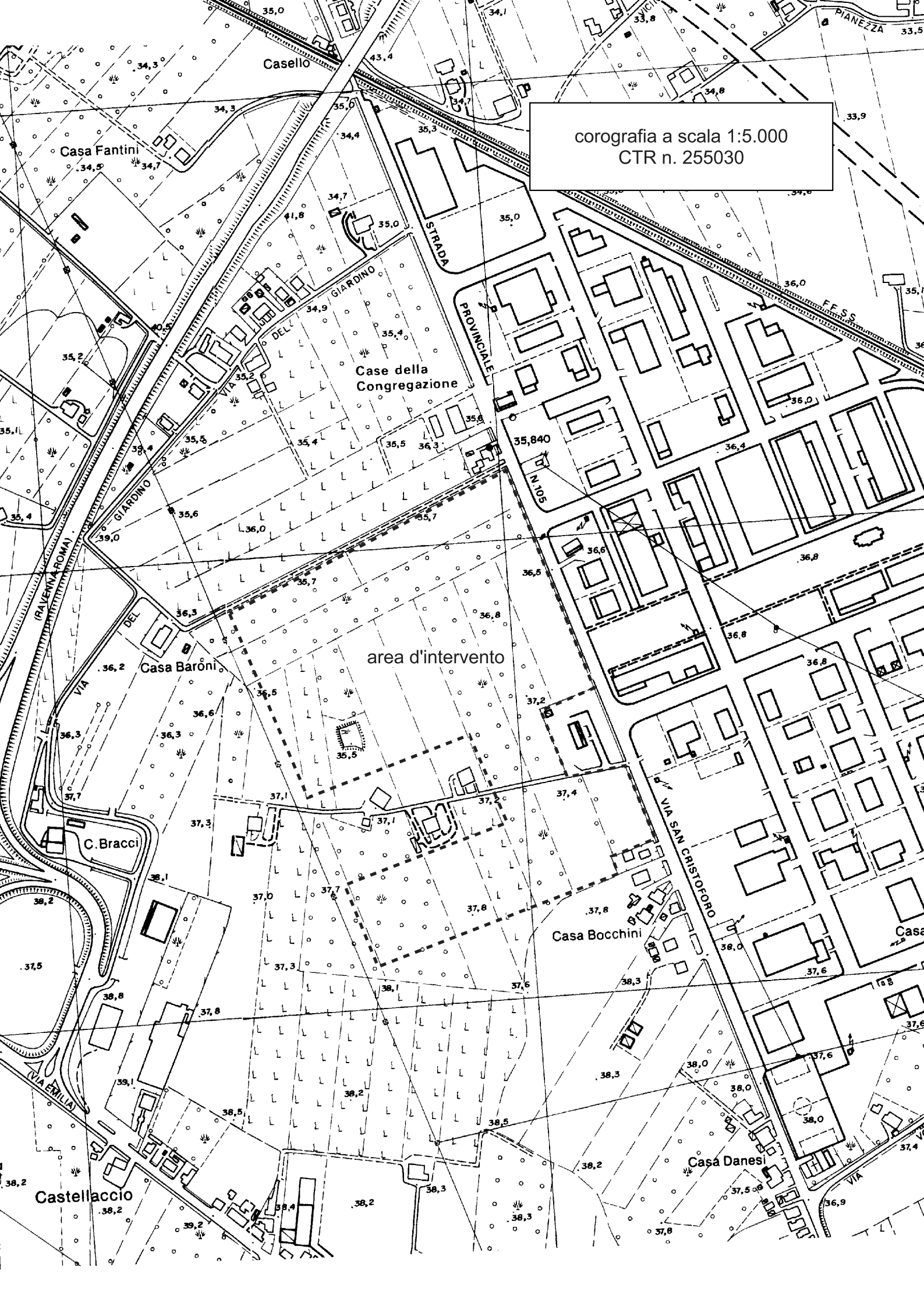
La falda è stata ritrovata a profondità variabili tra 3,80 e 6,00 m dal piano campagna attuale.

Da quanto sopra accertato, l'intervento è realizzabile, occorre però attenersi ai seguenti consigli operativi:

1. le fondazioni potranno essere impostate a profondità di 1,0 m dal piano campagna attuale nel caso delle fondazioni nastriformi, a 1,2 m dal piano campagna attuale per fondazioni a plinto; nel caso sia previsto lo scantinato si prenderanno in considerazione fondazioni a platea poste a profondità di 3,0 m dal piano campagna attuale;
2. il carico statico, se verranno considerate fondazioni nastriformi e a plinto, potrà essere di 1,2 kg/cm², mentre se verranno considerate fondazioni a platea il carico statico potrà essere di 0,86 kg/cm²;
3. la falda è posta sotto la quota del piano fondale ma è possibile una sua risalita per capillarità fino al piano fondale degli scantinati per cui è bene, dove verranno realizzati piano interrati, operare con accorgimenti tecnici quali l'impermeabilizzazione delle fondazioni mediante posa di guaine impermeabilizzanti opportunamente risvoltate sui muri perimetrali, per evitare infiltrazioni di acqua e umidità;
4. in caso di evento sismico il terreno in superficie ha un picco dell'accelerazione orizzontale alla frequenza di circa 2 Hz che corrisponde ad un periodo di oscillazione di 0,5 s; gli edifici da costruire è bene che siano valutati per il periodo proprio di risonanza in modo da evitare che tale valore sia troppo vicino a quello del terreno ricavato dalle prove sismiche;
5. le fogne e i sistemi drenanti le acque meteoriche dovranno essere eseguiti correttamente;
6. evitare la piantumazione di alberi ad alto fusto in prossimità degli edifici, in quanto l'apparato radicale potrebbe alterare le condizioni di umidità del terreno;
7. il terreno di risulta andrà allontanato velocemente;
8. effettuare i getti fondali in periodo stagionale favorevole.

Qualora durante gli scavi fondali emergessero situazioni anomale, non previste dal presente studio, quali la presenza d'argilla molle o terreno di riporto, si prega di avvisare il sottoscritto il quale dopo sopralluogo deciderà sugli eventuali interventi da eseguire.

Casadio Mario



corografia a scala 1:5.000
CTR n. 255030

Casello

Casa Fantini

Case della
Congregazione

Casa Baroni

area d'intervento

C. Bracci

Casa Bocchini

Casa Danesi

Castellaccio

STRADA
PROVINCIALE

VIA
(RAVENNA ROMA)

VIA EMILIA

VIA SAN CRISTOFORO

FF.SS.

PIANEZZA

GIARDINO
DEL

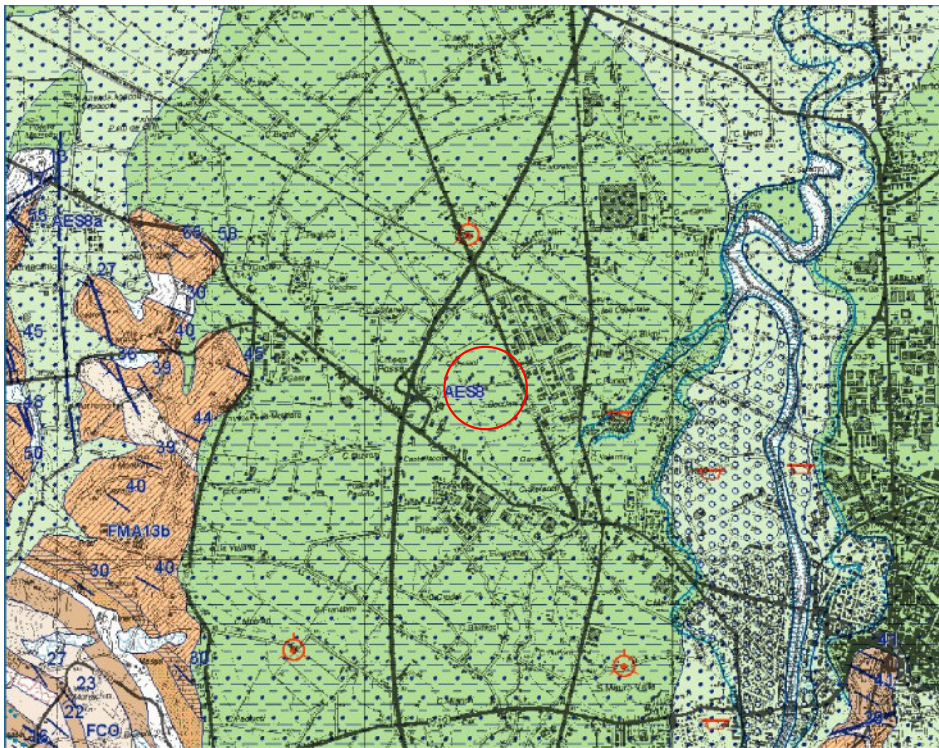
GIARDINO
DEL

GIARDINO
DEL

N. 105

VIA

CARATA GEOLOGICA
scala 1:25.000



depositi alluvionali recenti



depositi alluvionali terrazzati

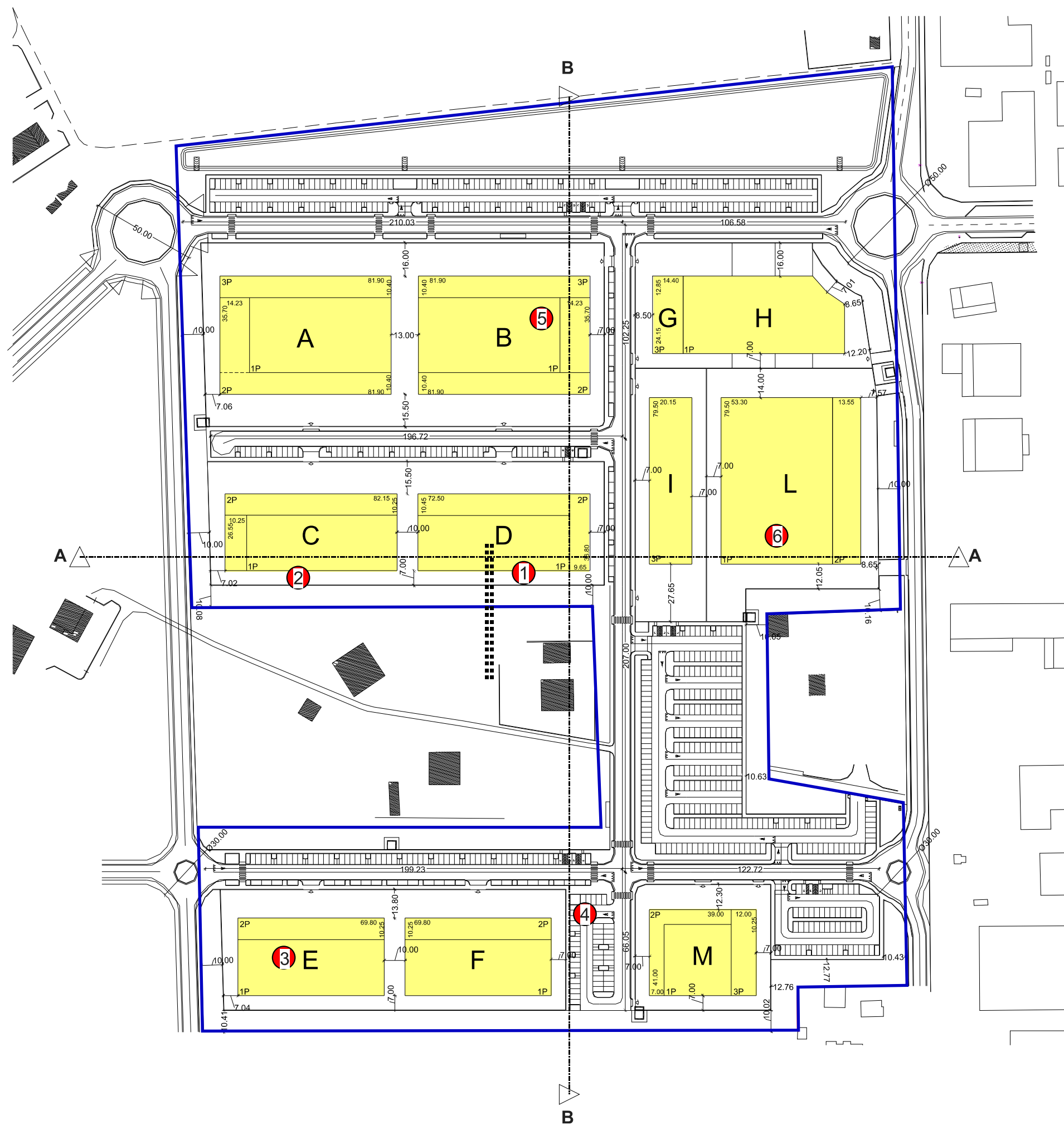





argille grigie con livelli sabbiosi



area d'intervento

PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO
scala 1:2.000

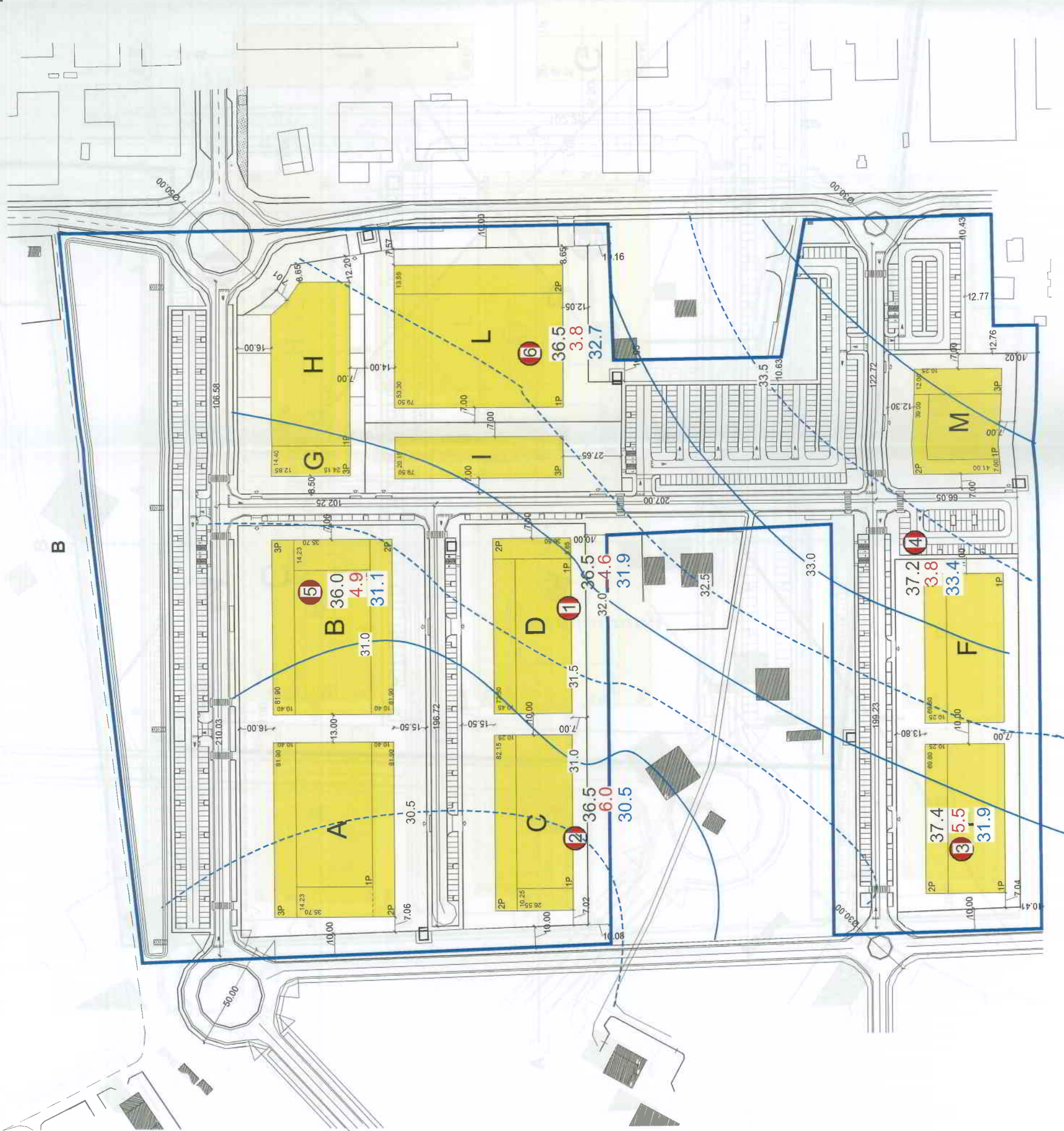


- Legenda:
-  prova penetrometrica
 -  array sismico
 -  sezioni geologiche

PLANIMETRIA DELLE ISOFREATICHE
scala 1:2.000

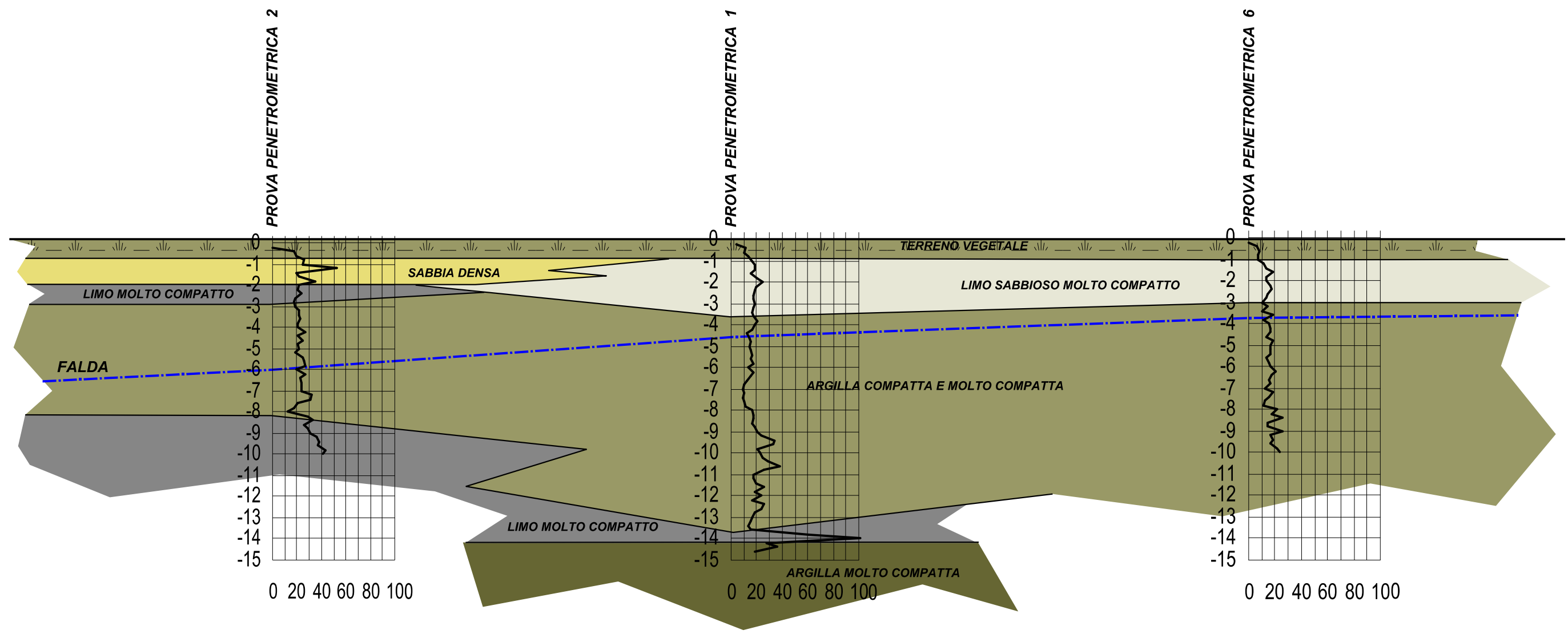
5 prova penetrometrica

linea di isofreatica



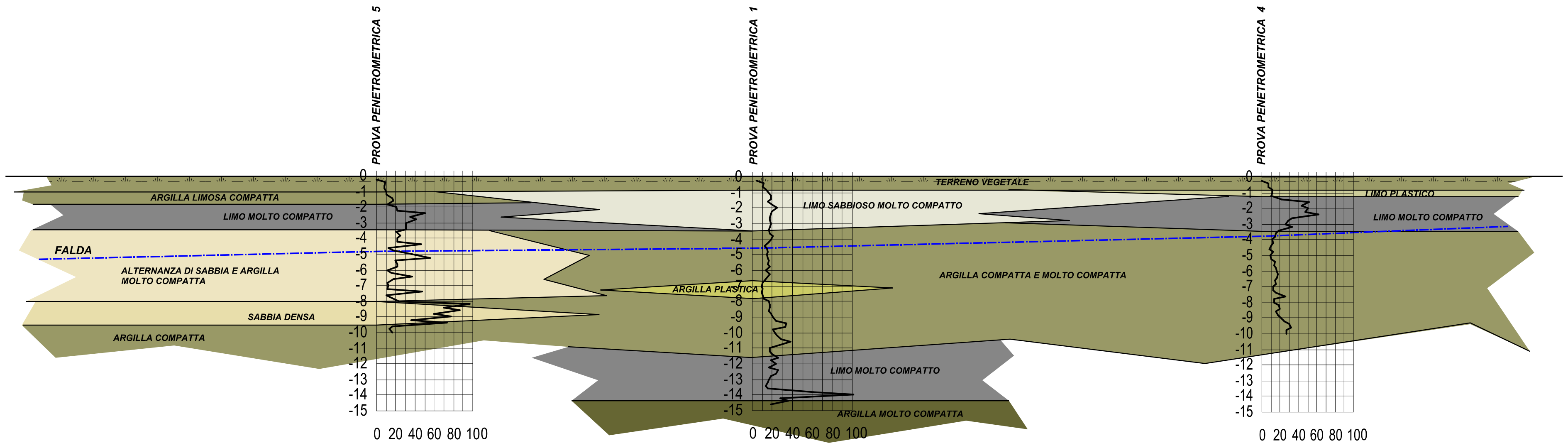
SEZIONE GEOLOGICA A-A
Scala 1:1.000/1:200

AREA DI LOTTIZZAZIONE



SEZIONE GEOLOGICA B-B
Scala 1:1.000/1:200

AREA DI LOTTIZZAZIONE

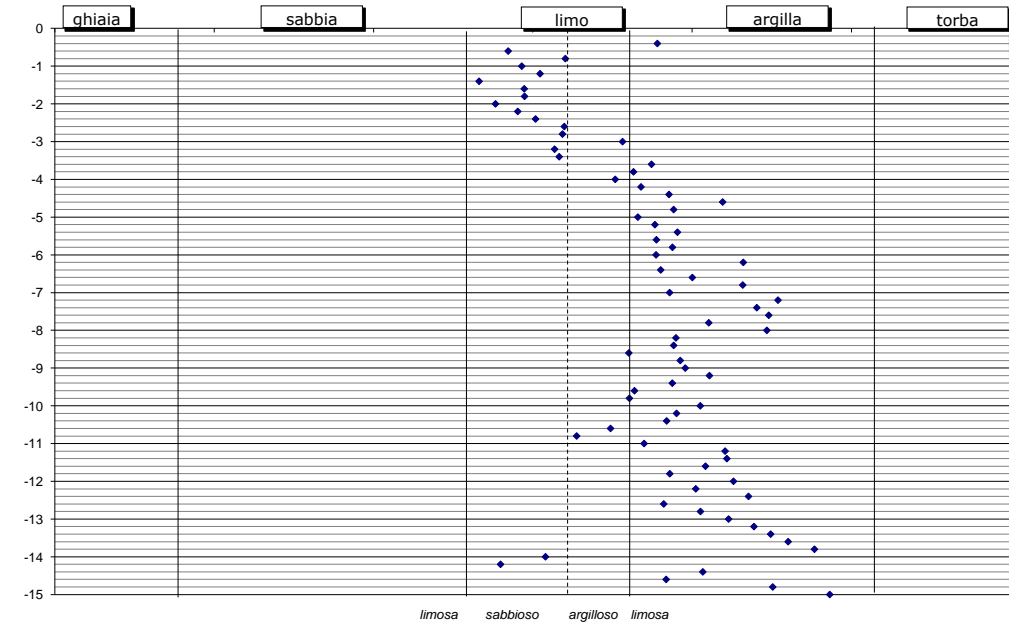
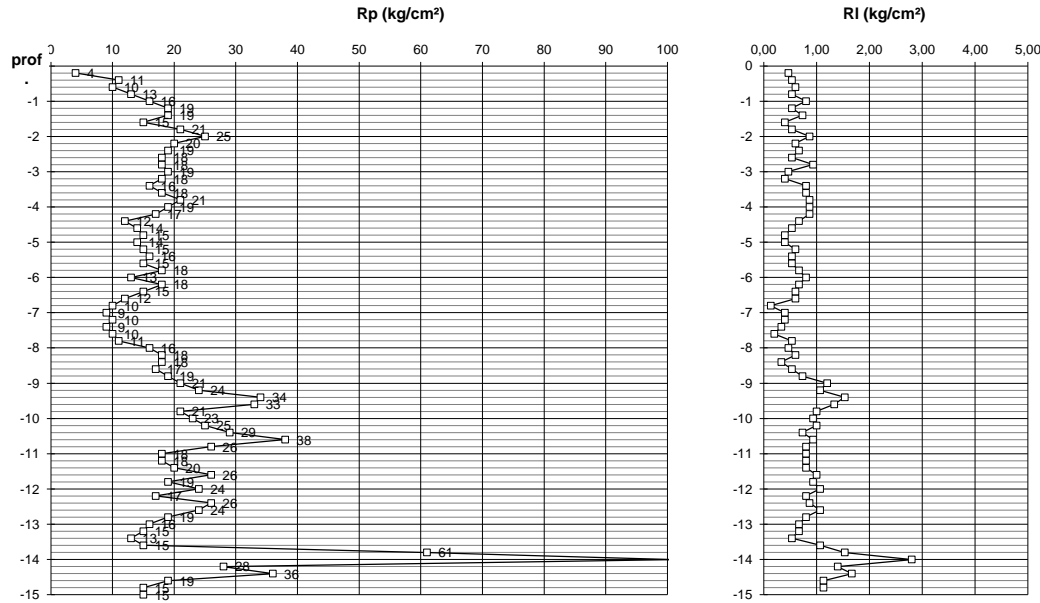


COMMITTENTE: Elettra srl-Mareco-CMP
 LOCALITA': Vial San Cristoforo Diegaro
 DATA: 30/01/2009

QUOTA INIZIO:
 PROF. FALDA: 4,6 m

PROVA: 1

PENETROMETRO STATICO PAGANI 20 ton



						PROVA: 1	$\gamma = 1,9$	
							$\alpha (0,23-0,04) 0,23$	
						denominatore Cu 19		
DATI GEOTECNICI								
prof.	Rp	Ri	Ic	litologia	Consistenza	Cu	ϕ	E
m	(kg/cm²)	(kg/cm²)				(kg/cm²)	(°)	(kg/cm²)
0								0
-0,2								
-0,4	11	0,47						
-0,6	10	0,53	2,42	limo	dura	0,52		33
-0,8	13	0,60	2,60	limo	dura	0,68		40
-1	16	0,53	2,47	limo	dura	0,83		45
-1,2	19	0,80	2,52	limo	dura	0,99		51
-1,4	19	0,53	2,33	limo	dura	0,99		51
-1,6	15	0,73	2,47	limo	dura	0,77		44
-1,8	21	0,40	2,47	limo	molto dura	1,09		54
-2	25	0,53	2,38	limo	molto dura	1,30		61
-2,2	20	0,87	2,45	limo	molto dura	1,03		53
-2,4	19	0,60	2,51	limo	dura	0,98		51
-2,6	18	0,67	2,60	limo	dura	0,92		49
-2,8	18	0,53	2,59	limo	dura	0,92		49
-3	19	0,93	2,78	argilla	dura	0,97		51
-3,2	18	0,47	2,57	limo	dura	0,92		49
-3,4	16	0,40	2,58	limo	dura	0,81		45
-3,6	18	0,80	2,87	argilla	dura	0,91		49
-3,8	21	0,80	2,82	argilla	molto dura	1,07		54
-4	19	0,87	2,76	limo	dura	0,96		51
-4,2	17	0,87	2,84	argilla	dura	0,85		47
-4,4	12	0,87	2,93	argilla	dura	0,59		38
-4,6	14	0,67	3,10	argilla	dura	0,69		42
-4,8	15	0,53	2,94	argilla	dura	0,74		44
-5	14	0,40	2,83	argilla	dura	0,69		42
-5,2	15	0,40	2,88	argilla	dura	0,74		44
-5,4	16	0,60	2,95	argilla	dura	0,79		45
-5,6	15	0,53	2,89	argilla	dura	0,73		44
-5,8	18	0,53	2,94	argilla	dura	0,89		49
-6	13	0,67	2,89	argilla	dura	0,62		40
-6,2	18	0,80	3,16	argilla	dura	0,89		49
-6,4	15	0,67	2,90	argilla	dura	0,73		44
-6,6	12	0,60	3,00	argilla	dura	0,57		38
-6,8	10	0,60	3,16	argilla	plastica	0,46		33
-7	9	0,13	2,93	argilla	plastica	0,40		31
-7,2	10	0,40	3,27	argilla	plastica	0,45		33
-7,4	9	0,40	3,20	argilla	plastica	0,40		31
-7,6	10	0,33	3,24	argilla	plastica	0,45		33
-7,8	11	0,20	3,05	argilla	dura	0,50		36
-8	16	0,53	3,23	argilla	dura	0,76		45
-8,2	18	0,47	2,95	argilla	dura	0,87		49
-8,4	18	0,60	2,94	argilla	dura	0,86		49
-8,6	17	0,33	2,80	argilla	dura	0,81		47
-8,8	19	0,53	2,96	argilla	dura	0,91		51
-9	21	0,73	2,98	argilla	molto dura	1,02		54
-9,2	24	1,20	3,05	argilla	molto dura	1,17		59
-9,4	34	1,07	2,94	argilla	molto dura	1,70		75
-9,6	33	1,53	2,82	argilla	molto dura	1,64		73
-9,8	21	1,33	2,80	argilla	molto dura	1,01		54
-10	23	1,00	3,03	argilla	molto dura	1,11		58
-10,2	25	0,93	2,95	argilla	molto dura	1,21		61
-10,4	29	1,00	2,92	argilla	molto dura	1,42		67
-10,6	38	0,73	2,74	limo	molto dura	1,89		80
-10,8	26	0,93	2,64	limo	molto dura	1,26		63
-11	18	0,80	2,85	argilla	dura	0,84		49
-11,2	18	0,80	3,10	argilla	dura	0,84		49
-11,4	20	0,80	3,11	argilla	dura	0,94		53
-11,6	26	0,80	3,04	argilla	molto dura	1,25		63
-11,8	19	1,00	2,93	argilla	dura	0,88		51
-12	24	0,93	3,13	argilla	molto dura	1,14		59
-12,2	17	1,07	3,01	argilla	dura	0,77		47
-12,4	26	0,80	3,18	argilla	molto dura	1,24		63
-12,6	24	0,87	2,91	argilla	molto dura	1,14		59
-12,8	19	1,07	3,03	argilla	dura	0,87		51
-13	16	0,80	3,11	argilla	dura	0,71		45
-13,2	15	0,67	3,19	argilla	dura	0,66		44
-13,4	13	0,67	3,25	argilla	dura	0,55		40
-13,6	15	0,53	3,30	argilla	dura	0,65		44
-13,8	61	1,07	3,38	argilla	molto dura	3,07		110
-14	101	1,53	2,54	limo	molto dura	5,18		153
-14,2	28	2,80	2,40	limo	molto dura	1,33		66
-14,4	36	1,40	3,03	argilla	molto dura	1,75		77
-14,6	19	1,67	2,92	argilla	dura	0,85		51
-14,8	15							
-15	15							

