

CASADIO & CO.
di Casadio Mario

Viale Vittorio Veneto 1/bis - 47100 Forlì
Tel/Fax 0543/23923 – Email studio@casadioeco.it
www.casadioeco.it
P.I. 04263320402



RELAZIONE GEOLOGICA

AREA EX GHIGI

Committente: Rinnovamento Ghigi S.r.l.

**RIQUALIFICAZIONE URBANA DEL
COMPARTO COMPRENDENTE L'AREA EX
GHIGI E LA NUOVA BIBLIOTECA
IN COMUNE DI MORCIANO**

Geol. Casadio Mario



Committente: Rinnovamento Ghigi S.r.l.

RELAZIONE GEOLOGICA PER LA
RIQUALIFICAZIONE URBANA DEL COMPARTO COMPRENDENTE L'AREA EX GHIGI E LA NUOVA
BIBLIOTECA
IN COMUNE DI MORCIANO

AREA EX GHIGI

PREMESSA

La presente relazione geologica è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche dell'area, sulla quale sarà riqualificata l'area occupata in passato dall'azienda Ghigi e la costruzione di nuova biblioteca comunale in Comune di Morciano di Romagna. In particolare questa relazione **riguarda la sola area Ex Ghigi**.

Alla presente relazione sono allegati:

- corografia a scala 1:5.000;
- planimetria area d'intervento con ubicazione prove a scala 1:1.000;
- n.2 sezioni geologiche a scala 1:400/200;
- n. 3 grafici penetrometrici dinamici e statici;
- n. 5 sondaggio a carotaggio continuo fino a 15 m
- carta delle isofreatiche a scala 1:1.000
- carta del drenaggio perimetrale a scala 1:500
- carta geologica a scala 1:25.000.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Relativamente alla parte geologica, si fa riferimento alle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 17.01.2018
- Decreto Ministeriale 14.01.2008
- Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- Eurocodice 8 (1998); Eurocodice 7.1 (1997); Eurocodice 7.2 (2002); Eurocodice 7.3 (2002)
- Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Il nuovo progetto prevede la demolizione dello stabilimento ex Ghigi tra le strade via Roma e via Serrata, e la costruzione di tre edifici distinti ad uso prevalentemente commerciale ma con altre attività come uffici e abitazioni.

Area ex Ghigi

In questo lotto si procederà allo scavo di un piano interrato da utilizzare come parcheggio su tutta l'area a disposizione.

Lo scavo avrà una profondità di almeno 4 metri in modo da raggiungere in tutti i casi le argille color grigio azzurre compatte.

Sul solaio di copertura del piano interrato, saranno realizzati gli edifici fuori terra.

Il principale è costituito da un supermercato di dimensioni planimetrica circa 50 x 50 m con al piano superiore una parte destinata a ristorante. Il supermercato sarà collegato al **secondo** plesso destinato a negozi e servizi da un percorso pedonale denominato Galleria Ghigi.

Il terzo edificio, anch'esso destinato al piano terra a negozi e uffici, mentre al piano superiore vi sono tre appartamenti, è diviso dagli altri due dalla via Colombari che verrà completata per un tratto di circa 70 metri e che quindi collegherà la via Roma con la via Pascoli.

Le fondazioni di questo complesso sono perciò quelle del piano interrato e perciò di una grande platea di forma irregolare sub rettangolare di dimensione 120 x 60 m.

MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO

Dal punto di vista morfologico, l'area ricade all'interno dei depositi alluvionali terrazzati del Torrente Conca, alla quota di 100 m circa s.l.m.

Il sito è pianeggiante con lieve pendenza in direzione nord-ovest, ed è collocato all'interno del centro abitato.

Il corso d'acqua principale è il fiume Conca che scorre incassato a distanza di circa 150 m, infatti è presente una scarpata morfologica a fianco della via Serrata che separa il terrazzo di III° ordine da quello di IV° ordine.

I terreni alluvionali costituiti da uno strato ghiaioso di spessore da 120 a 260 centimetri, sono ricoperti da riporto di varia natura. Sotto tali terreni superficiali è sempre presente il substrato argilloso pliocenico.

La stratigrafia dell'area è abbastanza omogenea ed è schematizzabile nei seguenti litotipi a partire dalla superficie:

LITOTIPO	DESCRIZIONE	SPESSORE
A	Terreno di riporto sotto allo strato di asfalti o di cemento , si rintraccia ghiaia e macerie in matrice mista	da 50 a 120 cm
B	Terreno originario: Argilla limosa color marrone scuro con frammenti di laterizio e striature carboniose	da 0 a 90 cm
C	Depositi alluvionali: Ghiaia in matrice argilloso sabbiosa	da 120 a 260 m
D	Substrato alterato: argilla molto compatta di colore marrone	da 40 a 280 cm
E	Substrato non alterato: argillite molto compatta di colore grigio scuro	>20 m

Le stratigrafie dei sondaggi a carotaggio allegate in fondo alla presente mostrano in dettaglio i risultati ottenuti. Inoltre sul fondo della trincea esplorativa n.2 al tetto delle argille è stata eseguita una prova penetrometrica statica per ricavare i parametri geotecnici dello strato argilloso.

Dalle tre trincee esplorative sono emerse le seguenti stratigrafie con le quali, assieme ai sondaggi a carotaggio, sono state ricostruite le 2 sezioni geologiche allegate:

Trincea n.1

Prof. Strato (m)	Descrizione
0-0.80	Terreno di riporto
0.8-1.2	Limo sabbioso
1.2-3.6	Ghiaia in matrice sabbioso-argilloso
3.6 in poi	Argilla compatta e compattissima color grigio azzurro

Trincea n.2

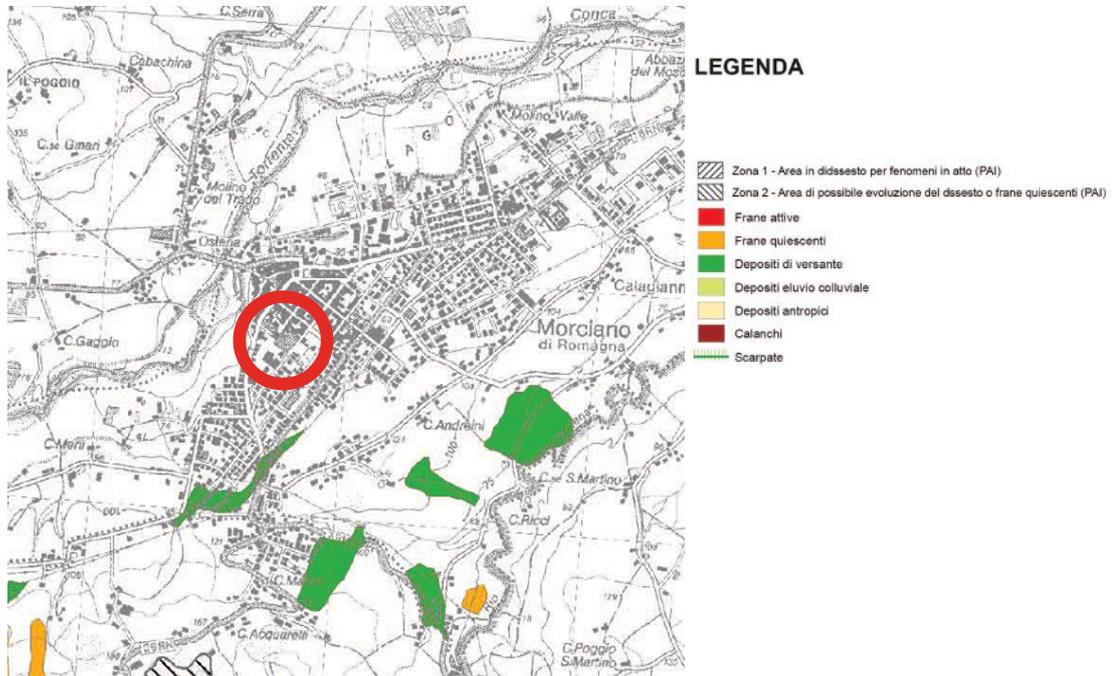
Prof. Strato (m)	Descrizione
0-0.40	Terreno di riporto
0.4-1.9	Ghiaia in matrice sabbioso-argilloso
1.9 in poi	Argilla compatta e compattissima color grigio azzurro

Trincea n.3

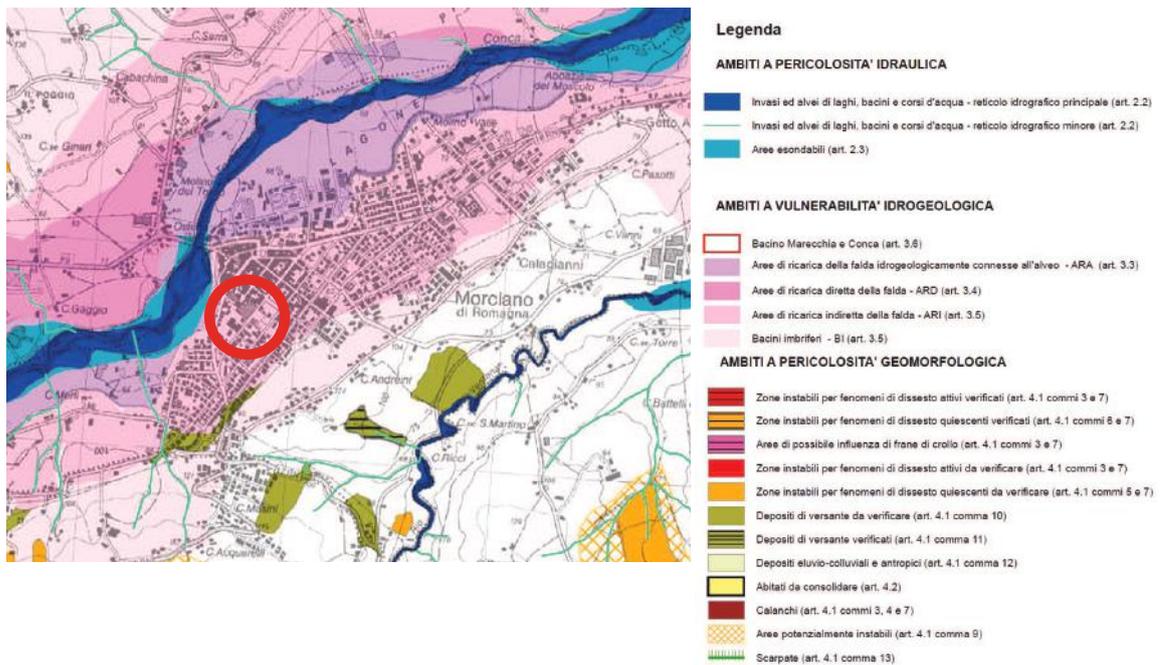
Prof. Strato (m)	Descrizione
0-0.80	Terreno di riporto
0.8-1.2	Limo sabbioso
1.2-4.5	Ghiaia in matrice sabbioso-argilloso
4.5 in poi	Argilla compatta e compattissima color grigio azzurro

RISCHIO IDROGEOLOGICO

Dalle carte del PTCP si ricava che l'area è in zona stabile



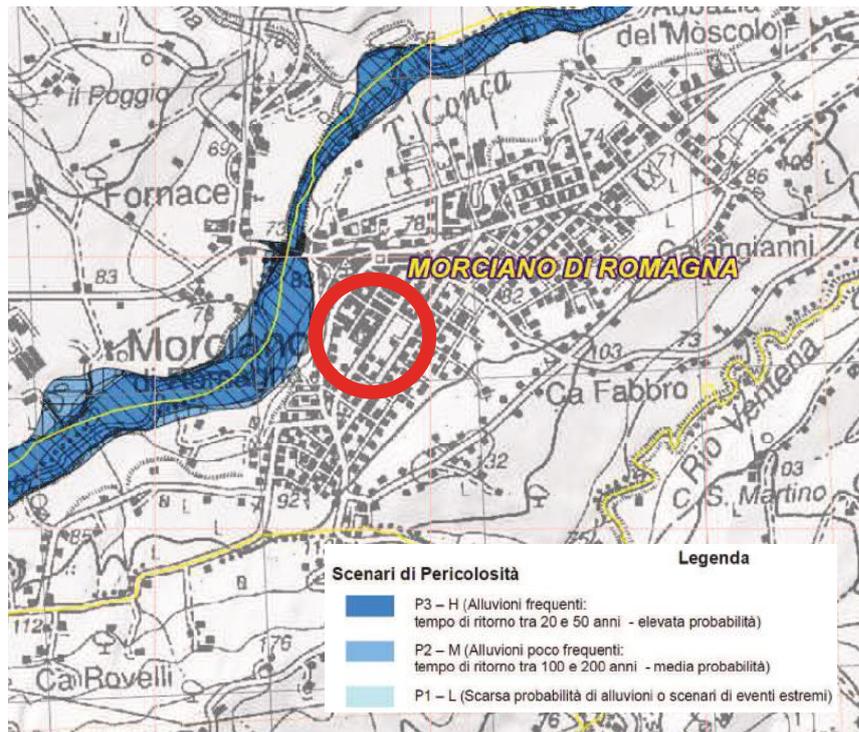
Sempre dal PTCP la carta dei Rischi Ambientali stabilisce che l'area è inserita nelle zone di ricarica della falda.



IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA

Le acque meteoriche sono regimate dal reticolo fognario urbano e defluiscono nel Torrente Conca che rappresenta il corpo idrico principale e scorre incassato a profondità di oltre 30 metri rispetto al piano stradale del lotto.

Infatti la carta del rischio alluvioni stabilisce che l'area è fuori dai scenari di pericolosità:



La falda è stata trovata all'interno dei fori di sondaggio alle seguenti profondità:

Sond.	Data lettura	Soggiacenza	Data lettura	Soggiacenza
S1	16/11/2012	-1.87	23/11/2012	-1.95
S2	16/11/2012	-2.92	23/11/2012	-3.10
S3	16/11/2012	-2.12	23/11/2012	-2.18
S4	16/11/2012	-2.09	23/11/2012	-2.27
S5	16/11/2012	-1.87	23/11/2012	-1.96

Le due letture mostrano una sostanziale omogeneità delle profondità, e un lieve innalzamento della tavola d'acqua dopo un evento piovoso avvenuto il 13/11/2012, a dimostrazione che la falda è superficiale e strettamente collegata agli eventi meteorologici.

Il flusso è diretto in direzione nord-ovest verso l'alveo del fiume Conca che, come già detto, rappresenta il corso d'acqua principale che svolge una funzione drenante.

Nelle trincee esplorative eseguite in data 4/12/2013 il livello della falda è stato rintracciato solo nella trincea 2 alla base delle ghiaie. Pur non essendo nel periodo stagionale a maggior ravvenamento, l'assenza di falda testimonia il fatto che essa è strettamente collegata al regime pluviale e che in ogni caso si tratta di una debole vena d'acqua in quanto viene costantemente drenata dal corso del fiume.

Allegata la planimetria a scala 1:1.000 con curve isofreatiche.

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Per la caratterizzazione dei parametri geotecnici sono stati utilizzati i valori ottenuti in bibliografia per terreni analoghi e quelli ricavati dalle prove dinamiche eseguite sui vari litotipi.

Per quanto concerne i due strati D e E (substrato alterato e non) durante la perforazione sono state eseguite alcune prove penetrometriche SPT che hanno fornito i seguenti dati:

SONDAGGIO N	PROFONDITA' m	COLPI N ogni 15 cm
1	5.00-5.45	14/21/28
	8.00-8.45	18/24/36
2	5.00-5.45	12/24/31
	8.00-8.45	20/28/40
3	3.00-3.45	12/18/26
	5.00-5.45	17/28/34
4	5.00-5.45	19/25/34
	8.00-8.45	21/31/38
5	5.00-5.45	21/30/33
	8.00-8.45	24/33/43

Lo strato di argilla più superficiale è quello su cui saranno poste le fondazioni; dai dati sopra riportati si può vedere che i valore N_{spt} sono i più bassi.

Tra questi il più cautelativo è quello del sondaggio n.3 che ha un valore di N_{spt} pari 44 colpi.

Mentre per lo strato C (ghiaia e sabbia) sono state interpretate le prove penetrometriche dinamiche pesanti eseguite in zona.

Il penetrometro usato ha un maglio da 73 kg che cade da un'altezza di 75 cm su una sezione della punta da 20 cm². Siccome il valore energetico specifico di ogni colpo è maggiore (quasi il doppio) rispetto a quello dello standard penetration test, utilizzare tale valori per la comparazione risulta cautelativo.

Il numero di colpi minimo su tale strato ogni 30 cm è il seguente:

PENETROMETRI A N	PROFONDITA' m	COLPI MIN N ogni 30 cm
5	2.50	19
6	2.00	49

Tablelle Comparative

N e parametri geotecnici delle argille

Consistenza	Numero dei colpi N (S.P.T.)	Indice di consistenza I _c	Coesione non drenata c _u (bar)
Molto soffice	< 2	≈ 0	< 0,1
Soffice	2 ÷ 4	0 ÷ 0,25	0,1 ÷ 0,25
Plastico	4 ÷ 8	0,25 ÷ 0,50	0,25 ÷ 0,50
Duro	8 ÷ 15	0,50 ÷ 0,75	0,50 ÷ 1,00
Molto duro	15 ÷ 30	0,75 ÷ 1,00	1,00 ÷ 2,00
Durissimo	> 30	> 1,00	> 2,00

N e parametri geotecnici delle sabbie

Consistenza	Numero dei colpi N (S.P.T.)	Densità relativa D _r	Angolo di attrito φ'
Molto sciolto	< 4	< 0,2	< 30°
Sciolto	4 ÷ 10	0,2 ÷ 0,4	30° ÷ 35°
Medio	10 ÷ 30	0,4 ÷ 0,6	35° ÷ 40°
Denso	30 ÷ 50	0,6 ÷ 0,8	40° ÷ 45°
Molto denso	> 50	> 0,8	> 45°

Da tali tabelle è possibile ricavare i seguenti parametri di resistenza al taglio.

Considerando che i primi strati (riporto e argilla limosa) saranno asportati o opportunamente svasati, i tre litotipi che interessano la staticità degli scavi saranno i C,D e E.

LITOTIPO	COMPORTAMENTO GEOTECNICO	PESO DI VOLUME NATURALE t/mc	RESISTENZA AL TAGLIO NON DRENATA Kg/cm ²	RESISTENZA AL TAGLIO DRENATA Kg/cm ²	ANGOLO DI ATTRITO INTERNO DRENATO
C	granulare	1,9-2,0	0,2	0	da 35° a 40°
D	coesivo	2,0-2,1	>2,5	0,1	da 22° a 26°
E	coesivo	2,1-2,218	>2,5	0,5	da 22° a 26°

Nel seguente grafico, è riportata la correlazione tra i valori di NST e la coesione non drenata.

Si può notare che considerando un valore di 44 colpi il valore minimo per argille del tipo CL è di circa 180 kN/m².

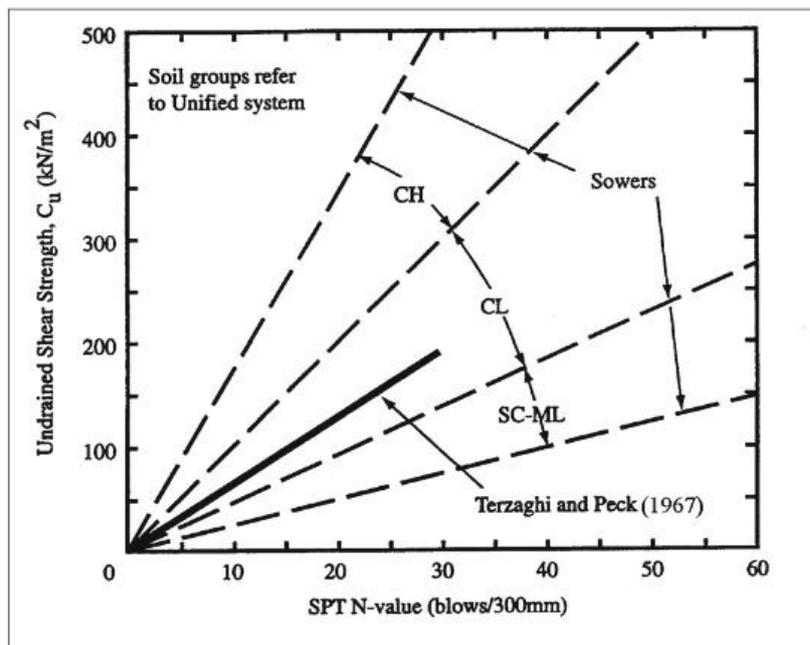


Figure 9. Approximate Correlation between Undrained Shear Strength and SPT-N values (After Sowers, 1979)

Per avere un ulteriore set di dati geotecnici sulle argille di base, è stata eseguita una prova penetrometrica statica al di sotto dello strato ghiaioso. Nel seguente capitolo è descritta la metodologia della prova statica ed in fondo sono riportati i valori geotecnici medi delle argille ottenuti da tale prova.

PROVE CPT: METODOLOGIA DELL'INDAGINE

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / sec} \pm 0,5 \text{ cm / sec}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale : punta / manicotto tipo "**Begemann**".

Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate, e precisamente :

- diametro Punta Conica meccanica $\varnothing = 35,7 \text{ mm}$
- area di punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\alpha = 60^\circ$
- superficie laterale del manicotto $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

REGISTRAZIONE DATI.

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna.

Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

Per mezzo di un software (in alcuni strumenti) è possibile sia durante l'acquisizione, che in un secondo momento a prove ultimate trasferire i dati ad un PC.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta **LP** = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta
- Lettura laterale **LT** = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto
- Lettura totale **LLTT** = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

METODOLOGIA DI ELABORAZIONE

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta).

Trasferiti i dati ad un PC vengono elaborati da un programma di calcolo "**STATIC PROBING**" della GeoStru

La resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Ql** (Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale tenendo in debito conto che:

Ap = l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann") = 10 cm²

Am = area del manicotto di frizione = 150 cm²

Ct = costante di trasformazione = 10

Il programma Static Probing permette inoltre l'archiviazione, la gestione e l'elaborazione delle Prove Penetrometriche Statiche.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

I dati di uscita principali sono RP (Resistenza alla punta) e RL (Resistenza laterale o fs, attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) che il programma calcola automaticamente; inoltre viene calcolato il Rapporto RP/RL (Rapporto Begemann 1965) e il Rapporto RL/RP (Rapporto Schmertmann 1978 – FR %-).

I valori sono calcolati con queste formule:

$$Q_c \text{ (RP)} = (LP \times Ct) / 10 \text{ cm}^2. \quad \text{Resistenza alla punta}$$

$$Q_l \text{ (RL) (fs)} = [(LT - LP) \times Ct] / 150 \text{ cm}^2. \quad \text{Resistenza laterale}$$

$Q_c \text{ (RP)} = \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } Ct / \text{Superficie Punta } A_p$

$Q_l \text{ (RL) (fs)} = \text{Lettura laterale } LT - \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } Ct / A_m \text{ area del manicotto di frizione}$

N.B.

- $A_p = 10 \text{ cm}^2$ e $A_m = 150 \text{ cm}^2$

- la resistenza laterale viene conteggiata **20 cm sotto** (alla quota della prima lettura della punta)

CORRELAZIONI

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica (consigliata o meno a seconda del tipo di penetrometro utilizzato) si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati. Il programma esegue inoltre il grafico (per i vari autori) Profondità/Valutazioni litologiche, per visualizzare in maniera diretta l'andamento delle litologie presenti lungo la verticale indagata.

INTERPRETAZIONI LITOLOGICHE (Autori di riferimento)

- Schmertmann 1978 (consigliato per CPT)

CORRELAZIONI GEOTECNICHE

Scegliendo il tipo di interpretazione litologica si ha in automatico la stratigrafia con il passo dello strumento ed interpolazione automatica degli strati.

Ad ogni strato mediato il programma calcola la Q_c media, la fs media, il peso di volume naturale medio, il comportamento geotecnico (coesivo, incoerente o coesivo-incoerente), ed applica una texture.

L'utilizzo dei dati dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

TERRENI COESIVI

Coesione Non Drenata (Baligh ed altri 1976-1980) in tale elaborazione occorre inserire il valore di N_k (generalmente 20)

Modulo Edometrico-Confinato Metodo generale del modulo edometrico.

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)

Modulo di deformazione di taglio Imai & Tonouchi (1982)

OCR Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

Permeabilità Coefficiente di Permeabilità K (Piacentini-Righi, 1988)

TERRENI INCOERENTI

Angolo di Attrito (Caquot) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Densità relativa (%) (Jamiolkowski 1985)

Modulo di Young (ISOPT-1 1988) E_y (50) - per sabbie OC sovraconsolidate e SC

Modulo Edometrico (Mitchell & Gardner 1975) – valido per sabbie

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume Gamma (Meyerhof) -

Peso di Volume Gamma saturo (Meyerhof) -

Modulo di deformazione di taglio Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per **sabbie** e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Fattori di compressibilità

Ramo di carico C (autori vari)

Ramo di carico medio C_{rm} (autori vari)

OCR - Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

MODULO DI REAZIONE K_o (Kulhawy Maine, 1990).

CORRELAZIONE NSPT Meardi – Meigh 1972

PROVA ... Nr.1

Committente: Rinnovo Ghigi

Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)

Prova eseguita in data: 04/12/2013

Profondità prova: 5.40 mt

Località: MORCIANO

Profondità (m)	Lettura punta (Kg/cm ²)	Lettura laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	TRINCEA	TRINCEA
0.40	0.0	0.0	0.0	0.0	TRINCEA	TRINCEA
0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	TRINCEA	TRINCEA
0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	TRINCEA	TRINCEA
1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	TRINCEA	TRINCEA
1.20	0.0	0.0	0.0	0.0	TRINCEA	TRINCEA
1.40	0.0	0.0	0.0	0.0	TRINCEA	TRINCEA
1.60	0.0	0.0	0.0	0.0	TRINCEA	TRINCEA
1.80	0.0	0.0	0.0	0.0	TRINCEA	TRINCEA
2.00	14.0	0.0	14.3	2.4	6.0	16.8
2.20	37.0	73.0	37.4	2.0	18.7	5.3
2.40	46.0	76.0	46.4	2.8	16.6	6.0
2.60	47.0	89.0	47.4	2.9	16.3	6.1
2.80	46.0	89.0	46.4	2.9	16.0	6.3
3.00	53.0	97.0	53.4	2.7	19.8	5.1

3.20	60.0	101.0	60.6	3.3	18.4	5.4
3.40	58.0	108.0	58.6	3.1	18.9	5.3
3.60	59.0	106.0	59.6	3.8	15.7	6.4
3.80	67.0	124.0	67.6	2.9	23.3	4.3
4.00	69.0	113.0	69.6	4.1	17.0	5.9
4.20	68.0	129.0	68.7	4.1	16.8	6.0
4.40	84.0	145.0	84.7	4.7	18.0	5.5
4.60	111.0	182.0	111.7	5.5	20.3	4.9
4.80	111.0	193.0	111.7	5.9	18.9	5.3
5.00	113.0	201.0	113.7	5.9	19.3	5.2
5.20	118.0	207.0	118.8	6.5	18.3	5.5
5.40	118.0	216.0	118.8	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
1.80	0.0	0.0	0.0	Incoerente	ghiaia e riporto
2.00	14.3	2.4	1.9	Coesivo	Argilla compatta
4.20	56.0	3.1	2.1	Coesivo	Argilla molto compatta
5.40	109.9	4.8	2.3	Coesivo	argillite

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

Nr: Numero progressivo strato
 Prof: Profondità strato (m)
 Tipo: C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
 Cu: Coesione non drenata (Kg/cm²)
 Eu: Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm²)
 Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm²)
 G: Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm²)
 OCR: Grado di sovraconsolidazione
 Puv: Peso unità di volume (t/m³)
 PuvS: Peso unità di volume saturo (t/m³)
 Dr: Densità relativa (%)
 Fi: Angolo di resistenza al taglio (°)
 Ey: Modulo di Young (Kg/cm²)
 Vs: Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey
11.80	I	--	--	0.0	0.0		0.0	0.0	--	--	--	--
22.00	C	0.7	535.5	48.4	142.3	>9	1.9	2.0	--	--	--	225.90
34.20	C	2.8	2089.9	112.0	327.6	>9	2.1	2.2	--	--	--	296.41
45.40	C	5.5	4097.3	219.8	494.5	>9	2.3	2.3	--	--	--	338.97

INDAGINE SISMICA

L'indagine sismica del sito è stata condotta realizzando due prove MASW e altrettante misure dei microtremori.

Metodi di indagine

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.

Prova MASW

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.

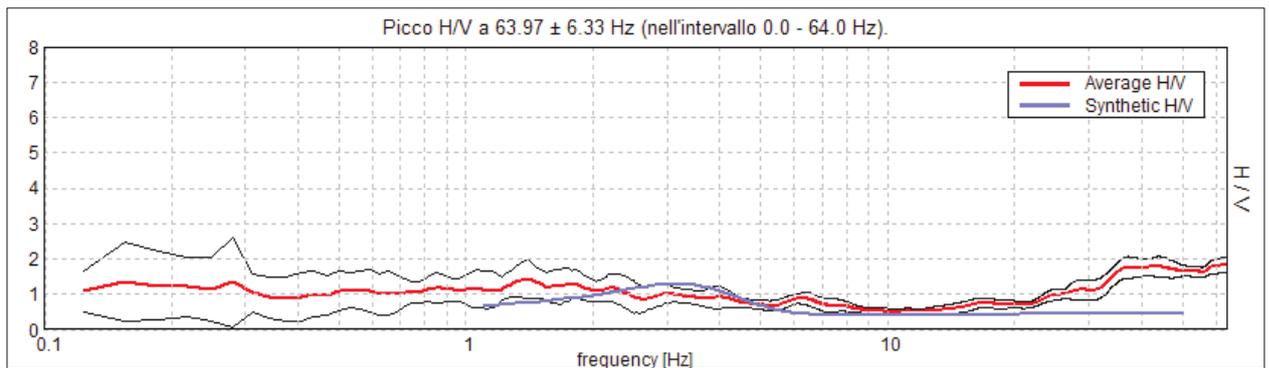
L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequency" (p-f) che analizza l'energia di propagazione delle onde sismiche create mediante una massa battente ad un estremo della linea sismica e nel rappresentarne lo spettro di potenza su un grafico p-f.

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 $1/\text{velocità}$ 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 - Area Pastificio e Mulino

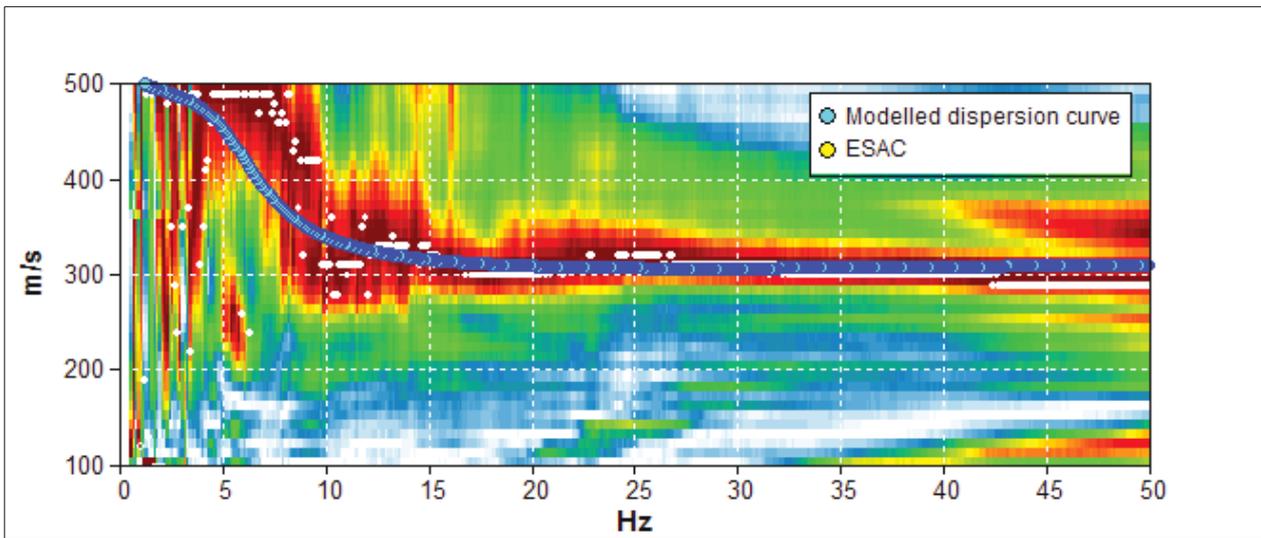
Spettro H/V



Come si vede nello spettro sopraindicato, non si osservano picchi significativi. Ciò significa che la velocità delle onde S nel terreno tende a crescere omogeneamente senza passaggi netti e quindi senza discontinuità rilevanti, nonostante la presenza dello strato di ghiaia.

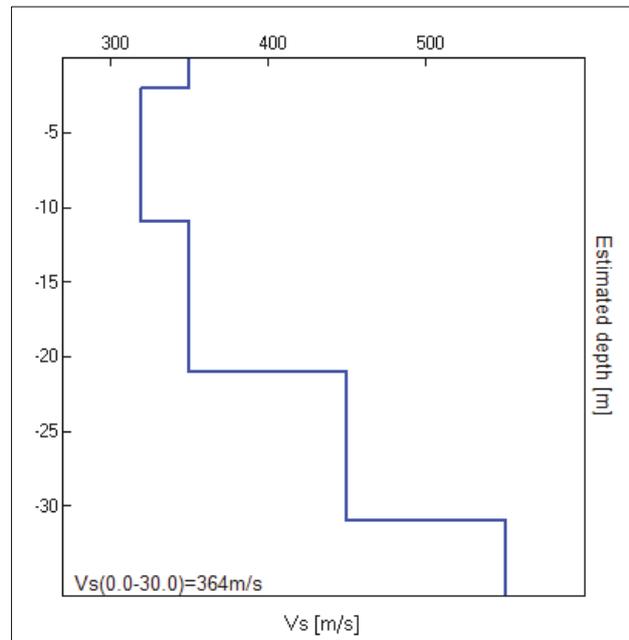
La linea rossa corrisponde al rapporto spettrale H/V misurato, mentre quella blu è stata calcolata tramite una procedura matematica di inversione di un profilo stratigrafico mostrato in seguito.

Prova MASW



Dalla prova MASW si vede l'orizzonte relativo alla velocità 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.

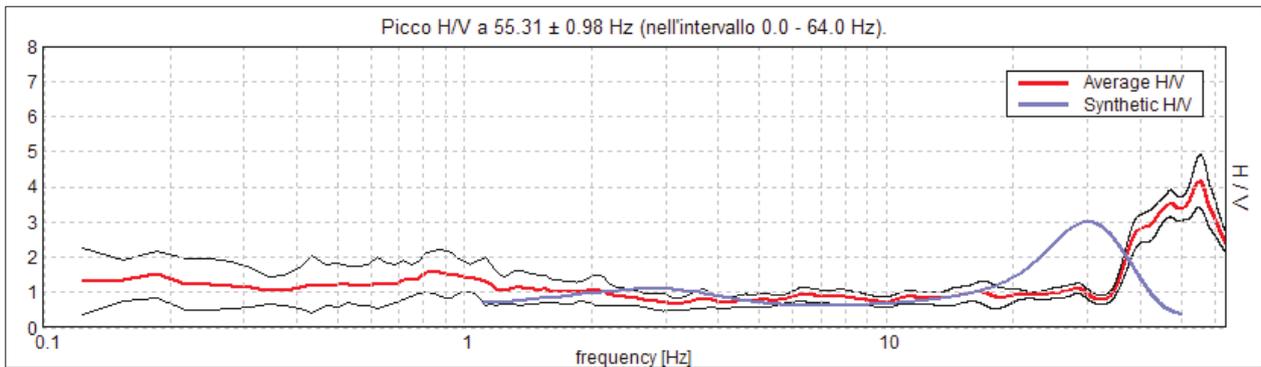


Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.00	2.00	350	0.35
11.00	9.00	320	0.45
21.00	10.00	350	0.44
31.00	10.00	450	0.41
inf.	inf.	550	0.35

Il valore calcolato delle VS30 è pari a 364 m/s.

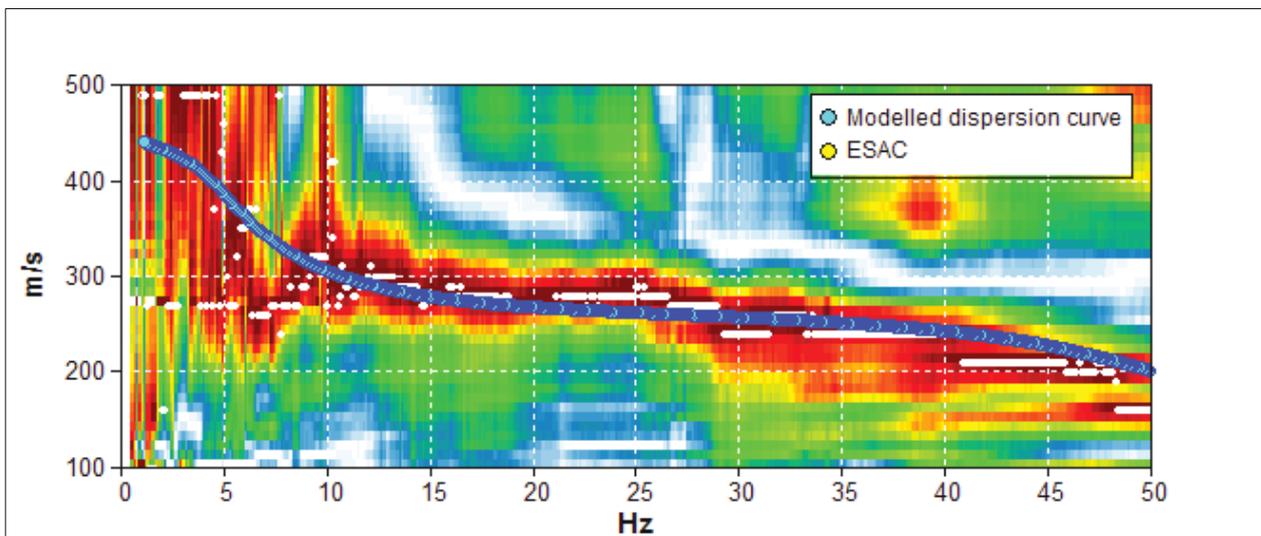
Risultati - Area Mangimificio

Spettro H/V



Anche in questo caso non si osservano picchi se non in un campo di frequenze che non interessa i fabbricati.

Prova MASW

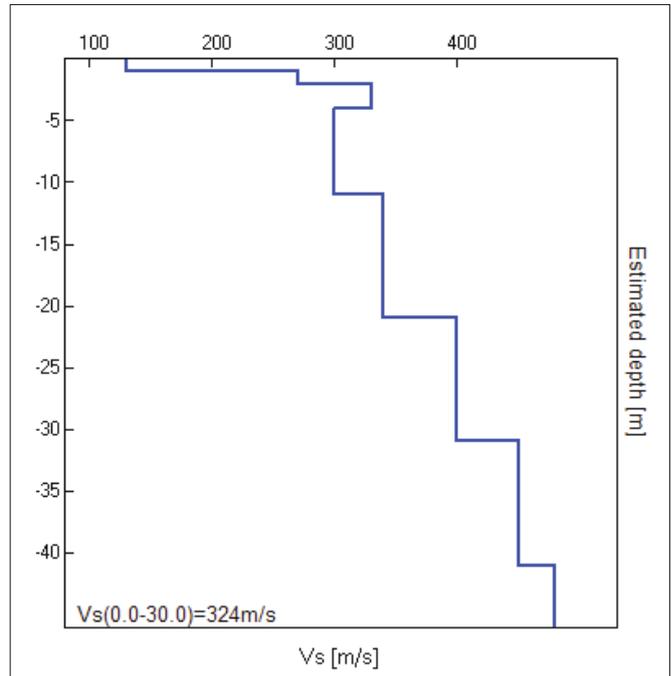


Dalla prova MASW si vede l'orizzonte relativo alla velocità delle onde S nel terreno.

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
1.00	1.00	130	0.35
2.00	1.00	270	0.35
4.00	2.00	330	0.44
11.00	7.00	300	0.46
21.00	10.00	340	0.46
31.00	10.00	400	0.42
41.00	10.00	450	0.40
inf.	inf.	480	0.40

Il valore calcolato delle VS30 è pari a 324 m/s.



La normativa in materia sismica impone un approccio più preciso 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 classi.

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:

classe	Descrizione del profilo stratigrafico	V_{s30} (m/s)	$NSPT_3$ 0	Cu_{30} (kPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m	> 800	-	-
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti 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	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza 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	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti Caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali 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			

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

Dai valori delle V_{s30} ricavati dalle prove sismiche si sono ottenuti due valori, uno di 364 e uno di 324 m/s.

Considerando che le fondazioni degli edifici dell'ex Ghigi saranno poste a profondità di 4 metri evitando tutto lo strato meno veloce, per tale area è accettabile una appartenenza alla classe B.

Verifica Sismica II° livello

Il territorio regionale è stato suddiviso in varie aree a seconda della tipologia morfologica e stratigrafica.

Il comune di Morciano di Romagna è inserito in zona sismica II^a (zona con pericolosità sismica media), mentre per quanto concerne le tabelle delle amplificazioni l'area appartiene alla categoria APPENNINO con $V_s \ll 800$ m/s

Le tabelle sono qui di seguito riportate:

Fattore di Amplificazione P.G.A. (accelerazione orizzontale di picco)

V_{s30}	150	200	250	300	350	400	450	500	600
F.A.	2.3	2.0	1.6	1.5	1.4	1.3	1.3	1.2	1,2

Fattore di Amplificazione INTENSITA' SPETTRALE – $0,1 < T_0 < 0,5$ s

V_{s30}	150	200	250	300	350	400	450	500	600
-----------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

F.A.	2.1	1.7	1.5	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1,3
------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Fattore di Amplificazione INTENSITA' SPETTRALE – $0,5 < T_0 < 1,0$ s

V_{S30}	150	200	250	300	350	400	450	500	600
F.A.	1.4	1.4	1.4	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3

Oltre alle amplificazioni stratigrafiche sono considerate anche le amplificazioni dovute alla topografia che in questo caso essendo in area piana pianura sono di categoria T1.

Qui di seguito si mostra la carta della pericolosità sismica con a fianco il valore della PGA attesa.



Come già detto il terreno, in base alla media delle misure condotte ricade all'interno della classe B, mentre l'area, in base alla nuova zonizzazione sismica fa parte di un'area che presenta i seguenti parametri sismici.

I parametri sismici di riferimenti relativi agli stati limite sono qui di seguito mostrati:

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,063	2,458	0,281
SLD	75	0,080	2,515	0,284
SLV	712	0,216	2,484	0,309
SLC	1462	0,282	2,471	0,322

Si allegano inoltre tutti i parametri sismici ricavati dal software PS GEOSTRU.

Parametri sismici

Sito in esame.

latitudine: 43,913534
 longitudine: 12,646146
 Classe: 3
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 19412	Lat: 43,9314	Lon: 12,5877	Distanza: 5087,173
Sito 2	ID: 19413	Lat: 43,9320	Lon: 12,6571	Distanza: 2228,101
Sito 3	ID: 19635	Lat: 43,8820	Lon: 12,6578	Distanza: 3633,586
Sito 4	ID: 19634	Lat: 43,8814	Lon: 12,5884	Distanza: 5841,361

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C
 Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 75 anni
 Coefficiente cu: 1,5

Operatività (SLO):	Danno (SLD):	Salvaguardia della vita (SLV):	Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 81 %	Probabilità di superamento: 63 %	Probabilità di superamento: 10 %	Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 45 [anni]	Tr: 75 [anni]	Tr: 712 [anni]	Tr: 1462 [anni]
ag: 0,063 g	ag: 0,080 g	ag: 0,215 g	ag: 0,282 g
Fo: 2,451	Fo: 2,501	Fo: 2,476	Fo: 2,465
Tc*: 0,282 [s]	Tc*: 0,285 [s]	Tc*: 0,312 [s]	Tc*: 0,324 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ss: 1,500	Ss: 1,500	Ss: 1,380	Ss: 1,280
Cc: 1,600	Cc: 1,590	Cc: 1,540	Cc: 1,520
St: 1,000	St: 1,000	St: 1,000	St: 1,000
Kh: 0,019	Kh: 0,024	Kh: 0,083	Kh: 0,101
Kv: 0,009	Kv: 0,012	Kv: 0,042	Kv: 0,050
Amax: 0,924	Amax: 1,171	Amax: 2,915	Amax: 3,534
Beta: 0,200	Beta: 0,200	Beta: 0,280	Beta: 0,280

Condizioni topografiche

Come già descritto il terreno è posto in area pianeggiante e quindi in categoria T1.

La normativa prevede le seguenti categorie topografiche

<i>Categoria</i>	<i>Caratteristiche della superficie topografica</i>
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

I parametri sismici forniti dalla normativa (Delibera n.112) sono:

Vs30	Contesto morfologico	F.A. PGA	F.A.S.I. (0,1s<To<0,5s)	F.A.S.I. (0,5s<To<1s)
350<Vs30<400	APPENNINO Vs<<800	1,4	1.4	1.3

Valutazione dell'Amplificazione Sismica Locale (III° Livello)

Per valutare gli effetti di risposta sismica locale in termini di amplificazione orizzontale di picco PGA e in termini di intensità spettrale S.I. nei due intervalli di periodo 0,1-0,5 secondi e 0,5-1,0 secondi, si è utilizzato il software EERA (USC – Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits), al quale sono stati forniti tre accelerogrammi di sisma forniti dalla Regione Emilia Romagna nella banca dati accelerometrica.

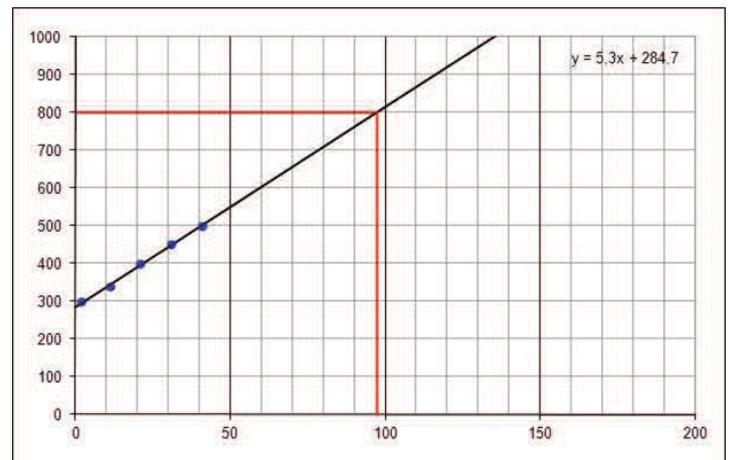
I tre accelerogrammi sono già opportunamente "scalati" all'intensità massima di picco stabilita negli atti di indirizzo per gli studi di microzonazione (L.R. 20/2000 e delib. Regionale 112/2007) per il comune di Morciano di Romagna e cioè 0,184 g.

EERA elabora l'accelerogramma al substrato nel suo percorso verso la superficie ipotizzando uno smorzamento o un'amplificazione derivante dagli strati che incontra durante il tragitto.

La profondità del substrato sismico è quella alla quale la velocità delle onde sismiche V_s raggiungono gli 800 m/s.

Tramite le prove MASW e tomografo sono stati calcolate le velocità degli strati più superficiali, da questi tramite un'interpolazione lineare si è ricavata la profondità del substrato sismico.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	V_s [m/s]
2	2	300
11	9	340
21	10	400
31	10	450
41	10	500



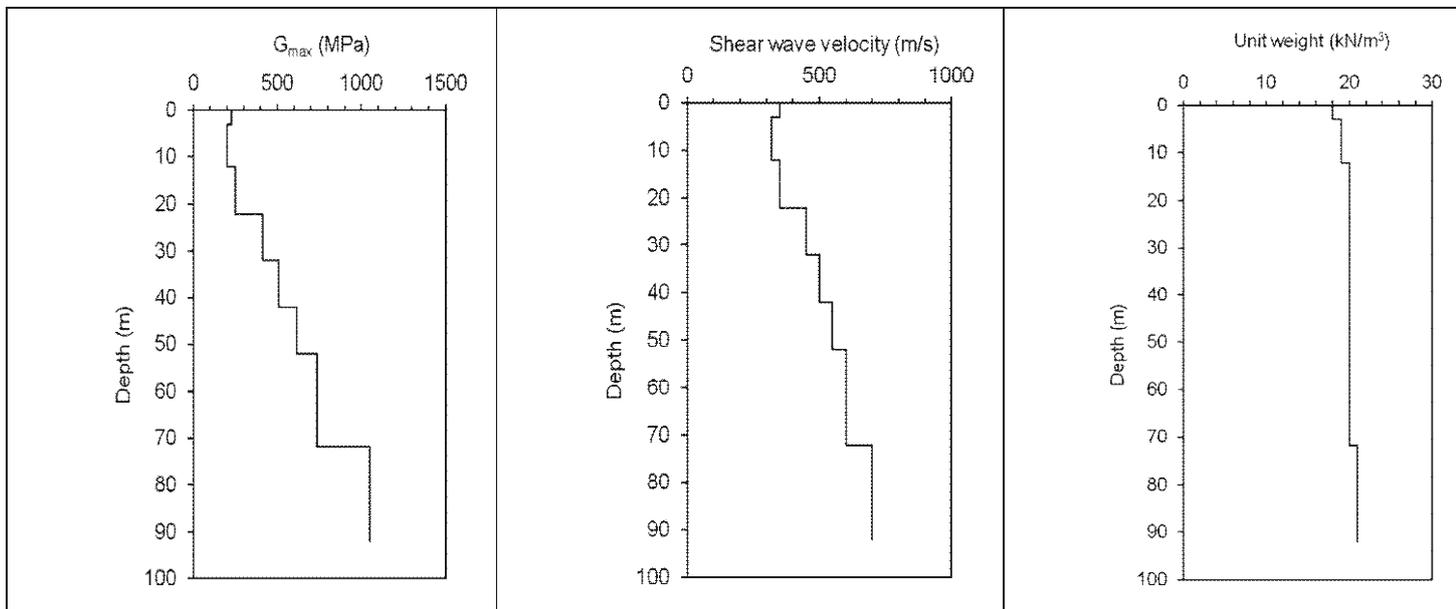
Dalla quale si ricava una profondità del bedrock sismico a circa 97 metri, compatibile con i valori ricavati dalle indagini sismiche. Per cui si è costruita la stratigrafia da inserire nel software EERA considerando la profondità di 100 m come piano su cui si propaga l'accelerogramma.

La stratigrafia e i valori inseriti nel software sono qui di seguito riportati:

	Layer Number	Soil Material Type	Number of sublayers in layer	Thickness of layer (m)	Maximum shear modulus G_{max} (MPa)	Initial critical damping ratio (%)	Total unit weight (kN/m^3)	Shear wave velocity (m/sec)	Location and type of earthquake input motion	Location of water table	Depth at middle of layer (m)	Vertical effective stress (kPa)
Surface	1	3		3,0	224,77		18,00	350			1,5	27,00
	2	1		9,0	198,33		19,00	320			7,5	139,50
	3	1		10,0	249,75		20,00	350			17,0	325,00
	4	3		10,0	412,84		20,00	450			27,0	525,00
	5	3		10,0	509,68		20,00	500			37,0	725,00
	6	3		10,0	616,72		20,00	550			47,0	925,00
	7	3		20,0	733,94		20,00	600			62,0	1225,00
	8	3		20,0	1048,93		21,00	700			82,0	1635,00
Bedrock	9	0			1435,27	1	22,00	800	Outcrop		92,0	1845,00

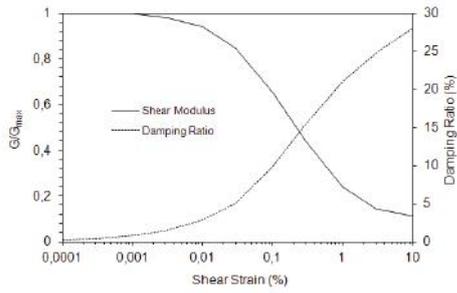
Data l'esiguità della falda, presente nei soli strati superficiali, non è stata considerata nella stratigrafia. Tale assenza comporta un aumento della accelerazione in superficie e quindi un approccio più cautelativo.

I seguenti grafici mostrano i valori di G_{max} , V_s e Γ adottati:

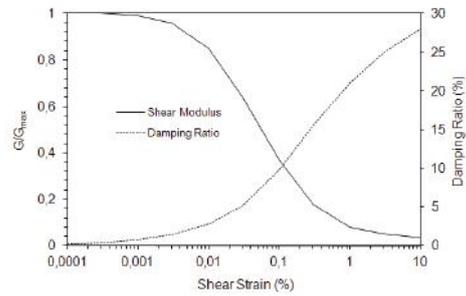


I modelli di decadimento G e β sono quelli elaborati da Sidd Idriss per argille e sabbie, mentre per limi sabbiosi e ghiaia si sono utilizzati i grafici dalla regione Lombardia.

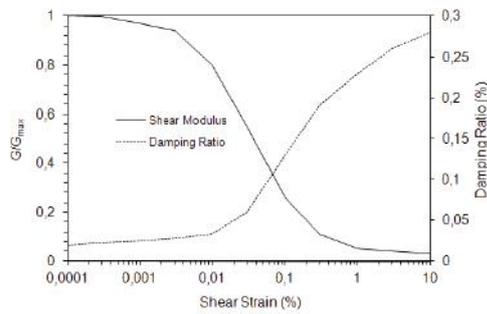
Si allegano di seguito i grafici delle curve di decadimento per i vari terreni:



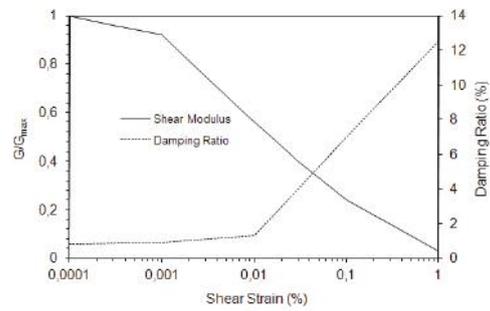
Argille Seed Idriss 1970



Sabbia Seed Idriss 1970

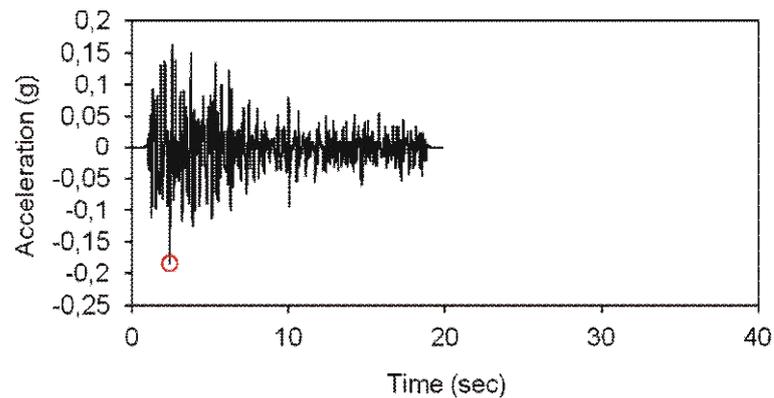


Limi argillosi (regione Lombardia)

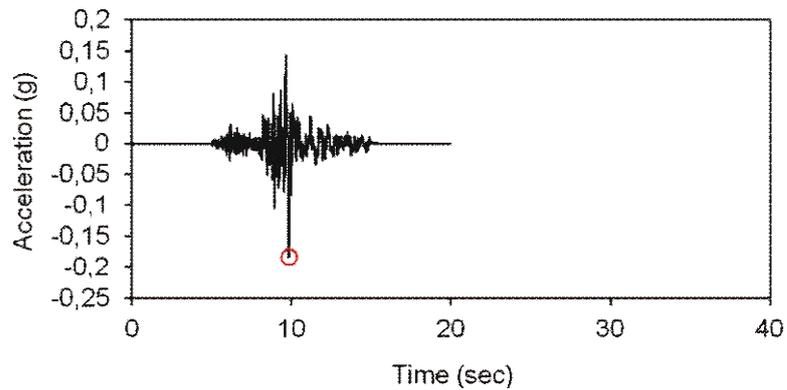


Ghiaie (regione Lombardia)

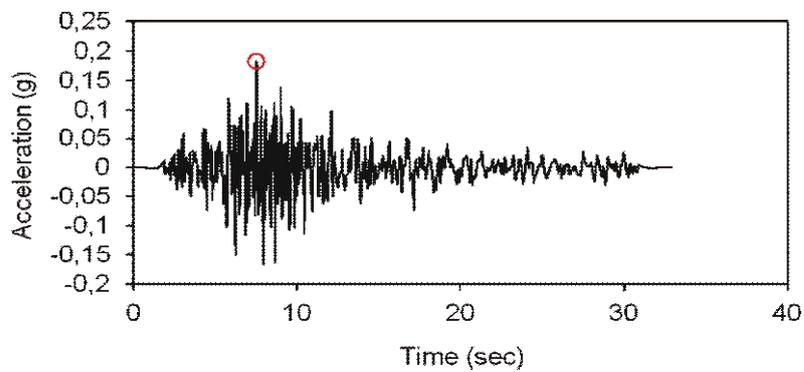
I tre accelerogramma opportunamente adeguati alla accelerazione sismica del comune di Morciano di Romagna (0.184g Delibera 112/2007) in input sono qui di seguito mostrati:



000046xa_040012Forly.xy



000126xa_040012Forly.xy



000354xa_040012Forly.xy

Procedura di Calcolo

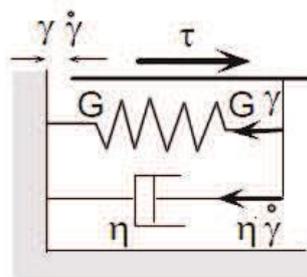
La procedura di calcolo adoperata da EERA utilizza un modello lineare equivalente per la rappresentazione della risposta tensione-deformazione del suolo, basata sul modello monodimensionale di Kelvin-Voigt che ricava la tensione di taglio τ secondo la seguente formula:

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma}$$

Dove G è il modulo di taglio, η la viscosità, γ è la deformazione al taglio e

$$\dot{\gamma} = \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z \partial t}$$

Lo schema del modello è illustrato qui di seguito



Primo segnale di riferimento (46)

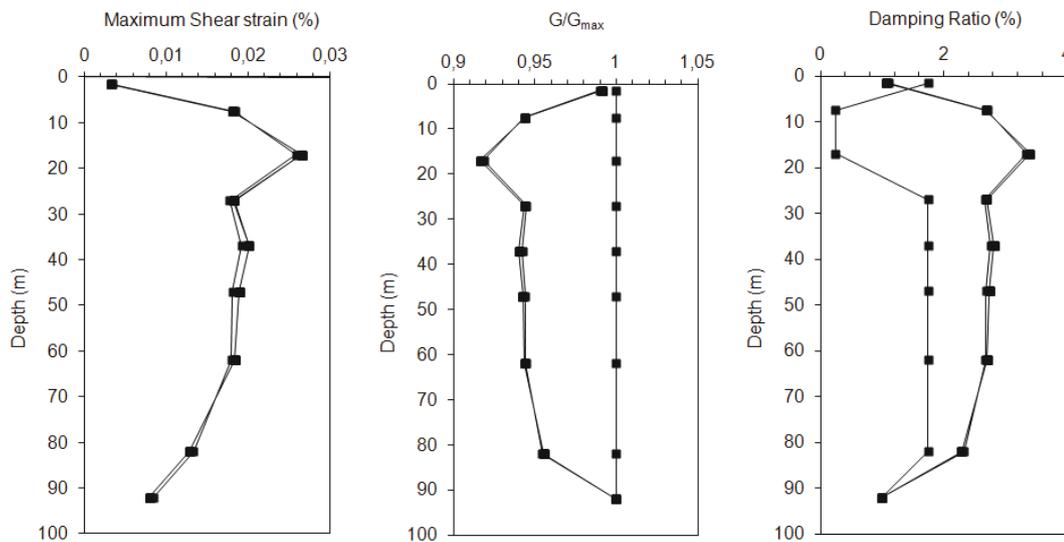
Accelerazione massima al bedrock 0.184 g

Durata evento 19.81 s

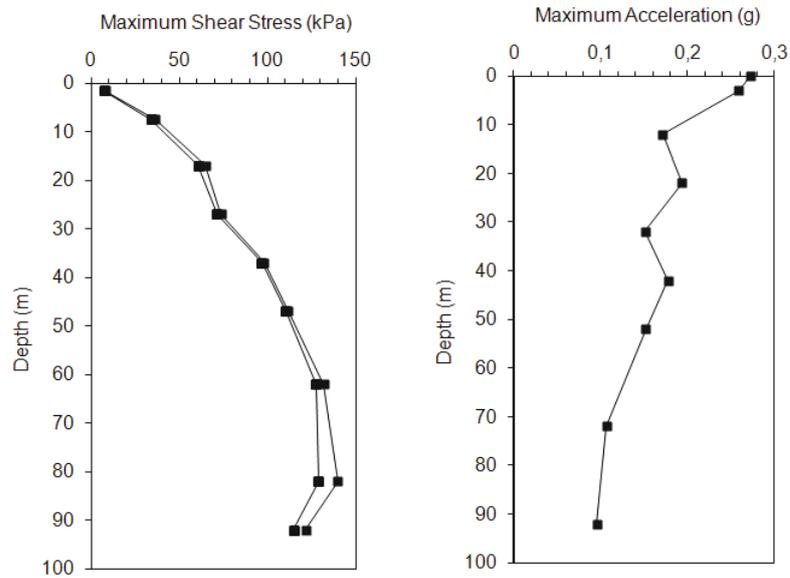
Tempo dell'accelerazione di picco 2.415 s

Risultati

I tre grafici seguenti mostrano l'andamento in profondità dello sforzo di taglio massimo, del rapporto G/G_{max} , e dello smorzamento dopo 8 iterazioni di calcolo.



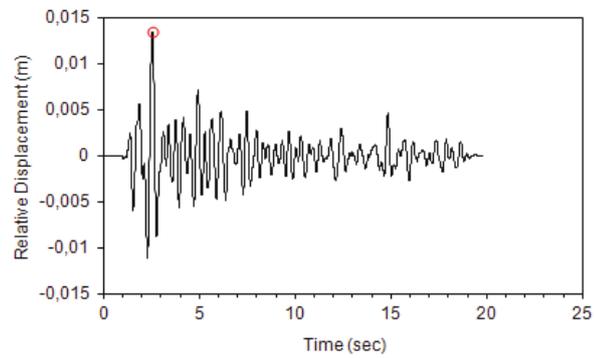
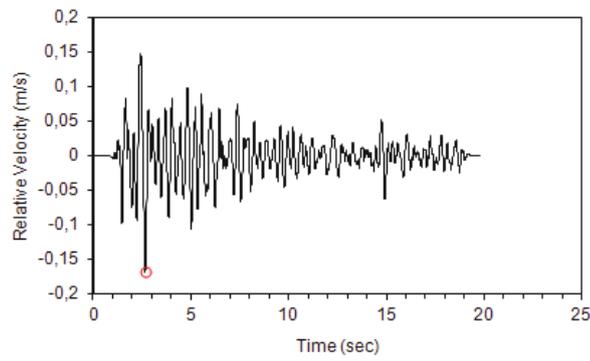
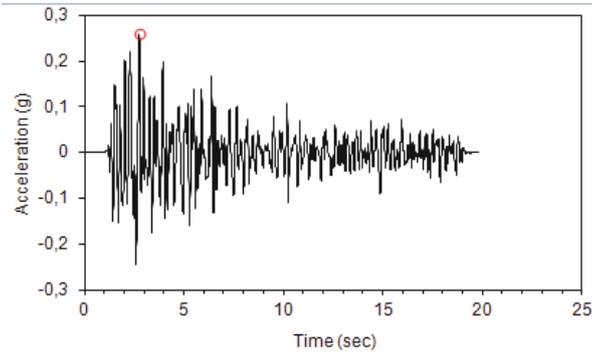
Qui di seguito sono riportati i grafici con valori di tensione di picco e soprattutto con l'andamento dell'accelerazione di picco alle varie profondità fornite dalla stratigrafia.



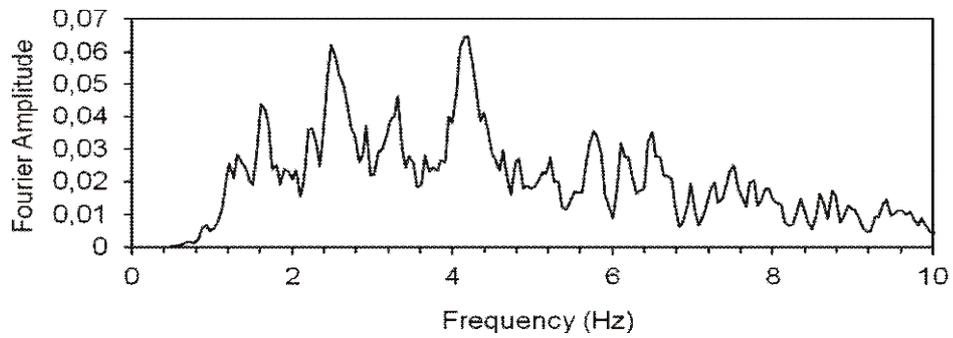
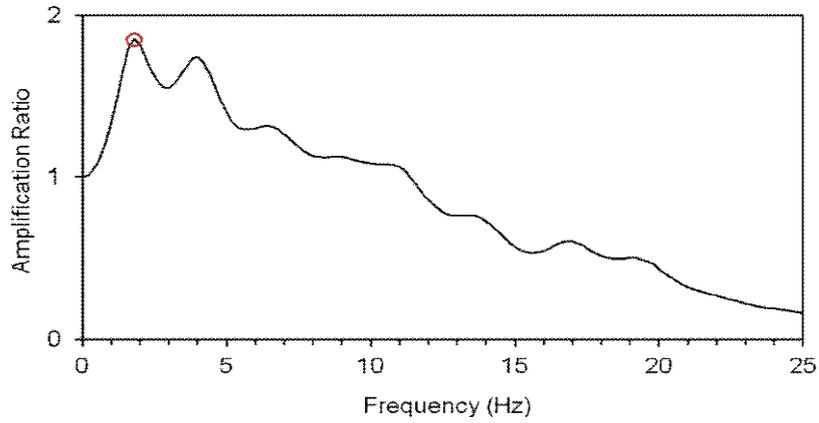
Si nota un'accelerazione massima 0,272 g in superficie, ma considerando di escludere i primi metri di terreno (in quanto l'edificio sarà dotato di scantinato), si ottiene un valore di 0.259 g

Qui di seguito la tabella con i dati ottenuti al secondo strato e i tre grafici dell'accelerazione, velocità relativa e spostamento relativo:

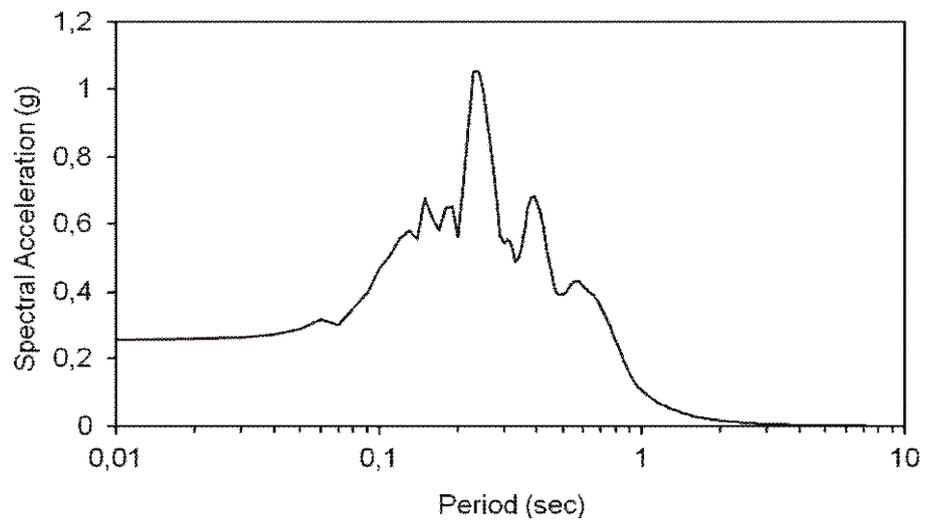
Number of sublayer =	2
Type of sublayer =	Inside
Depth at top of sublayer (m) =	3
Maximum acceleration (g) =	0,259
Time of maximum acceleration (sec) =	2,76
Mean Square frequency (Hz) =	4,29
Maximum relative velocity (m/s) =	0,16812
Time of maximum relative velocity (sec) =	2,66
Maximum relative displacement (m) =	0,01345
Time of maximum relative displacement (sec) =	2,56



Qui di seguito invece i grafici dell'amplificazione a -3 m dal piano campagna e della trasformata di Fourier, dove si nota rispettivamente un picco massimo a 1,8 Hz e 4,2 Hz.



Infine qui di seguito lo spettro in risposta a - 4 metro della accelerazione del sito con smorzamento del 5%.



Secondo segnale di riferimento (126)

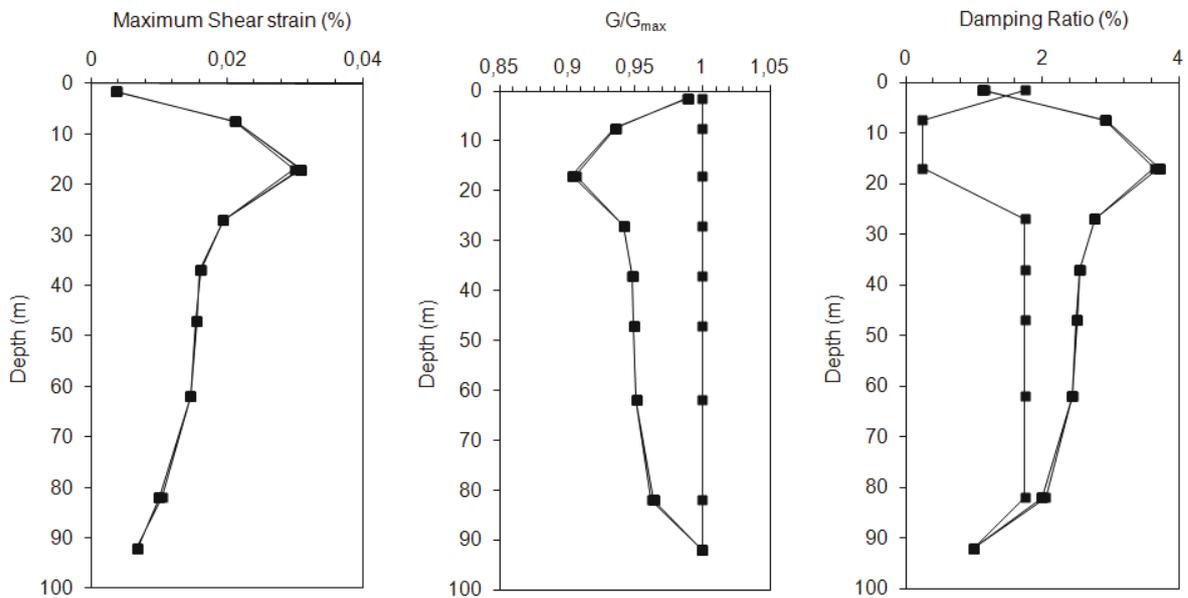
Accelerazione massima al bedrock 0.184 g

Durata evento 19.985 s

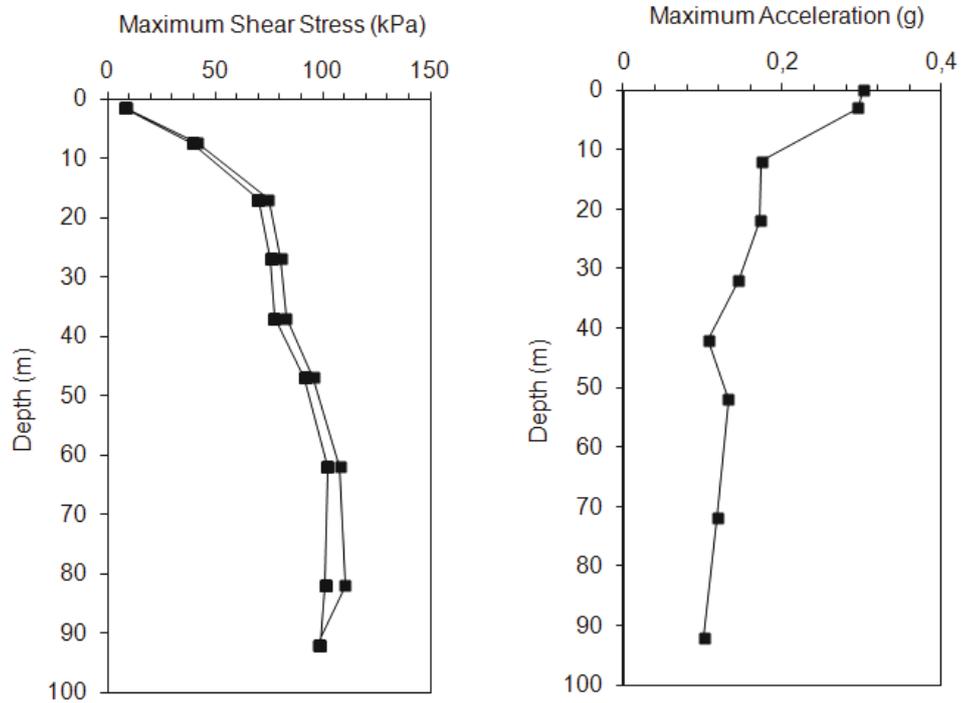
Tempo dell'accelerazione di picco 2.415 s

Risultati

I tre grafici seguenti mostrano l'andamento in profondità dello sforzo di taglio massimo, del rapporto G/G_{max} , e dello smorzamento dopo 8 iterazioni di calcolo.



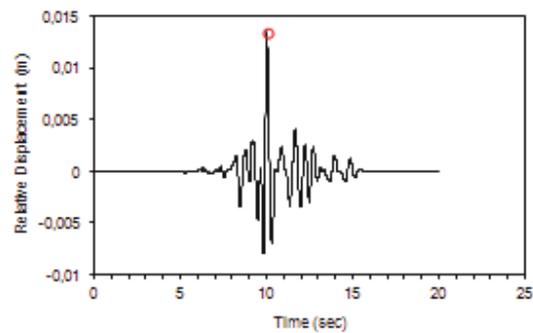
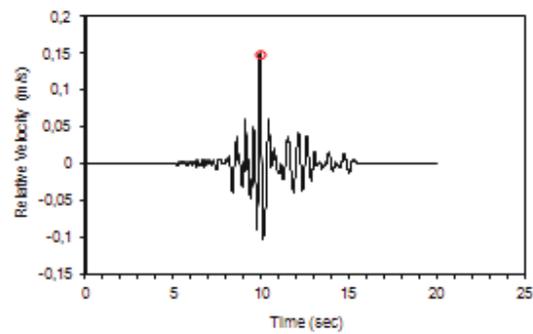
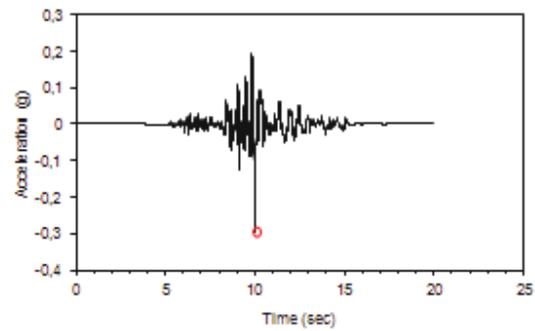
Qui di seguito sono riportati i grafici con valori di tensione di picco e soprattutto con l'andamento dell'accelerazione di picco alle varie profondità fornite dalla stratigrafia.



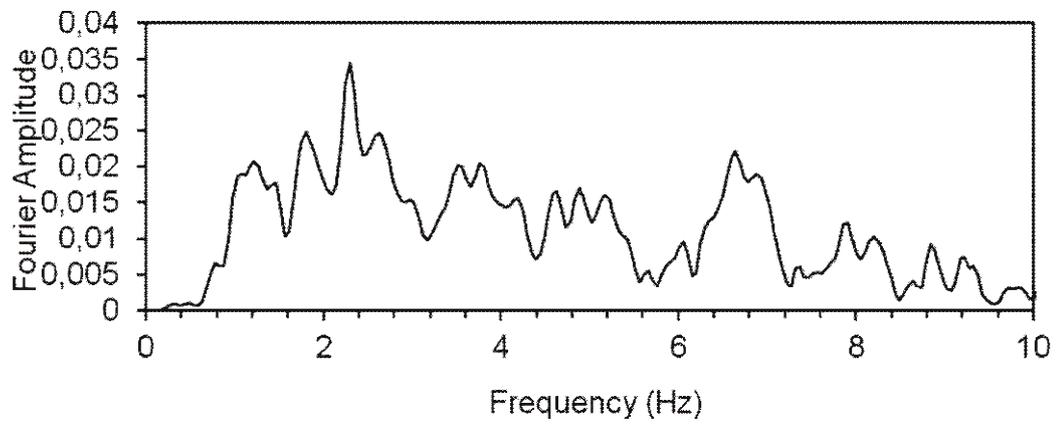
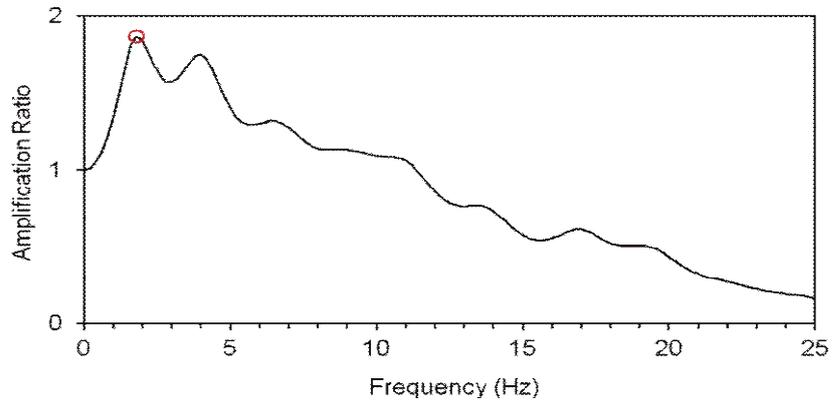
Si nota un'accelerazione massima 0,301 g in superficie, ma considerando di escludere il primo strato di terreno, si ottiene un valore di 0,294 g

Qui di seguito la tabella con i dati ottenuti al secondo strato e i tre grafici dell'accelerazione, velocità relativa e spostamento relativo:

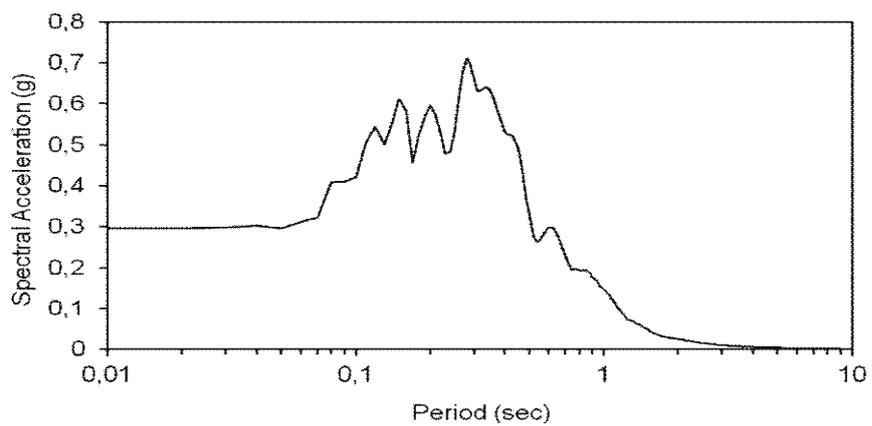
Number of sublayer =	2
Type of sublayer =	Inside
Depth at top of sublayer (m) =	3
Maximum acceleration (g) =	0,295
Time of maximum acceleration (sec) =	10,01
Mean Square frequency (Hz) =	3,90
Maximum relative velocity (m/s) =	0,15044
Time of maximum relative velocity (sec) =	9,95
Maximum relative displacement (m) =	0,01353
Time of maximum relative displacement (sec) =	10,02



Qui di seguito invece i grafici dell'amplificazione alla superficie e della trasformata di Fourier, dove si nota rispettivamente un picco massimo a 1,8 Hz e 2,29 Hz



Infine qui di seguito lo spettro in risposta a - 3 metri della accelerazione del sito con smorzamento del 5%.



Terzo segnale di riferimento (354)

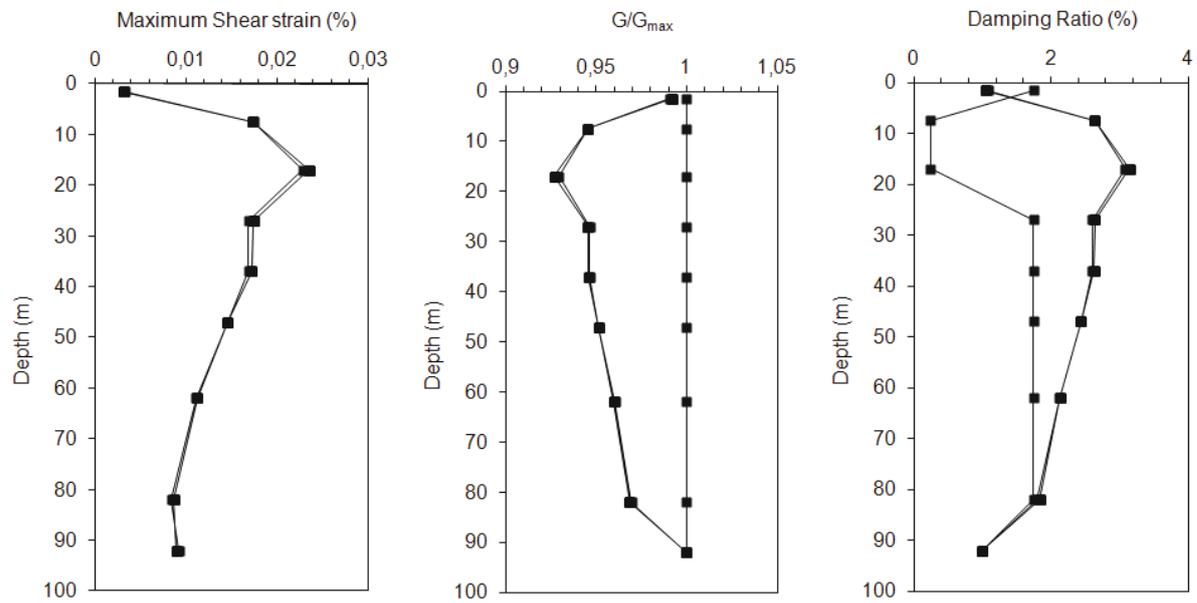
Accelerazione massima al bedrock 0.184 g

Durata evento 32.875 s

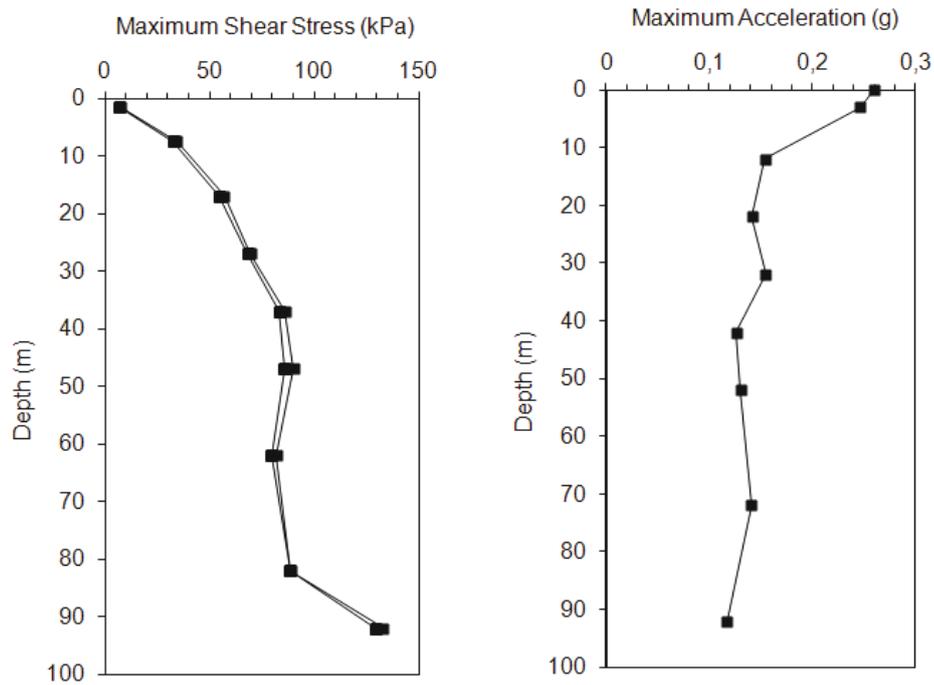
Tempo dell'accelerazione di picco 7.530 s

Risultati

I tre grafici seguenti mostrano l'andamento in profondità dello sforzo di taglio massimo, del rapporto G/G_{max} , e dello smorzamento dopo 8 iterazioni di calcolo.



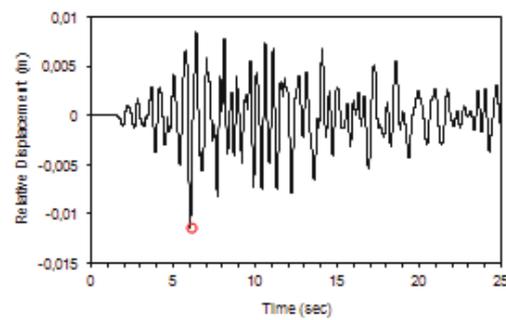
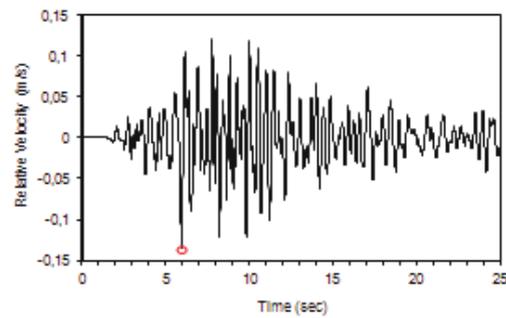
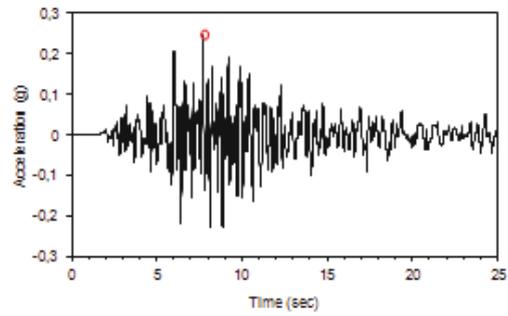
Qui di seguito sono riportati i grafici con valori di tensione di picco e soprattutto con l'andamento dell'accelerazione di picco alle varie profondità fornite dalla stratigrafia.



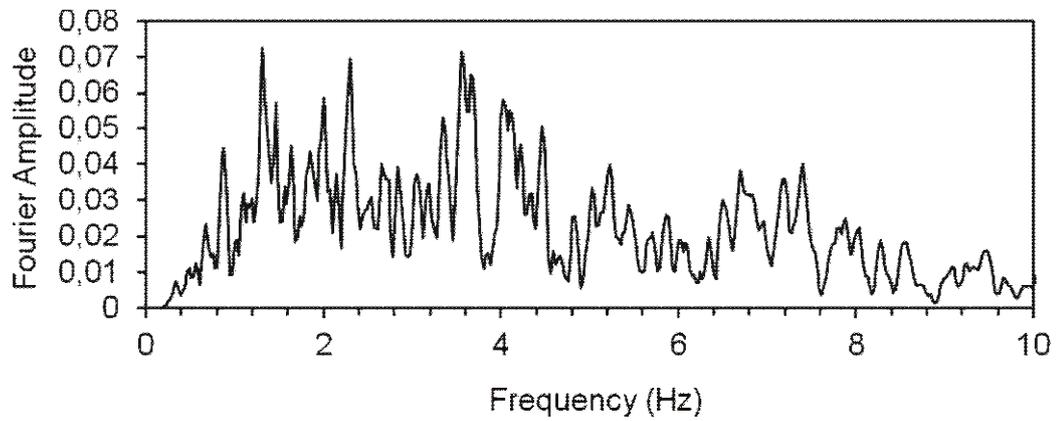
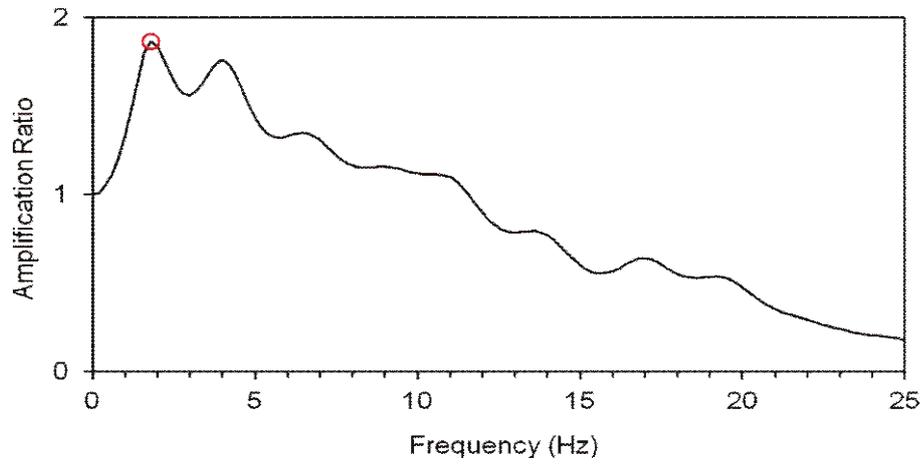
Si nota un'accelerazione massima 0,259 g in superficie, ma considerando di escludere il primo strato di terreno, si ottiene un valore di 0,246 g

Qui di seguito la tabella con i dati ottenuti al secondo strato e i tre grafici dell'accelerazione, velocità relativa e spostamento relativo:

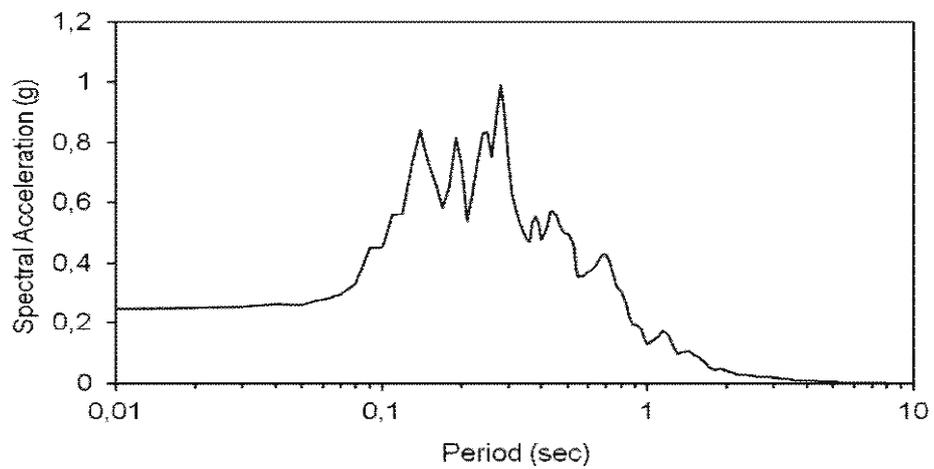
Number of sublayer =	2
Type of sublayer =	Inside
Depth at top of sublayer (m) =	3
Maximum acceleration (g) =	0,246
Time of maximum acceleration (sec) =	7,72
Mean Square frequency (Hz) =	3,81
Maximum relative velocity (m/s) =	0,13454
Time of maximum relative velocity (sec) =	5,95
Maximum relative displacement (m) =	-
Time of maximum relative displacement (sec) =	6,03



Qui di seguito invece i grafici dell'amplificazione alla superficie e della trasformata di Fourier, dove si nota rispettivamente un picco massimo a 1,8 Hz e 1,31 Hz

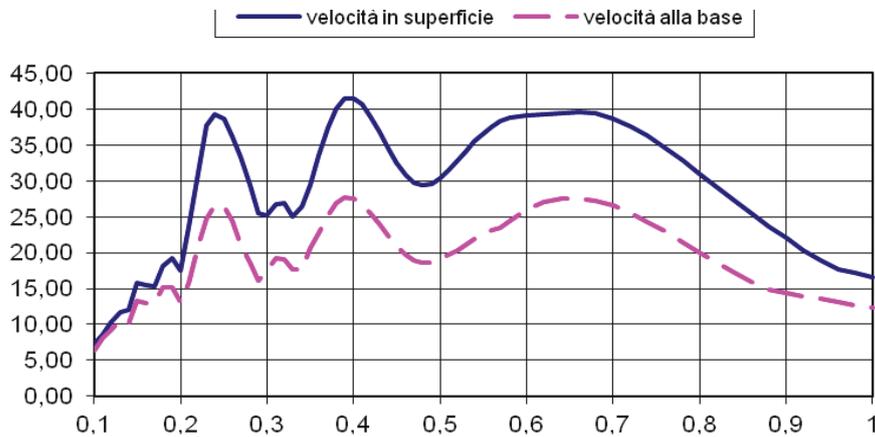


e lo spettro in risposta a - 3 metri della accelerazione del sito con smorzamento del 5%.



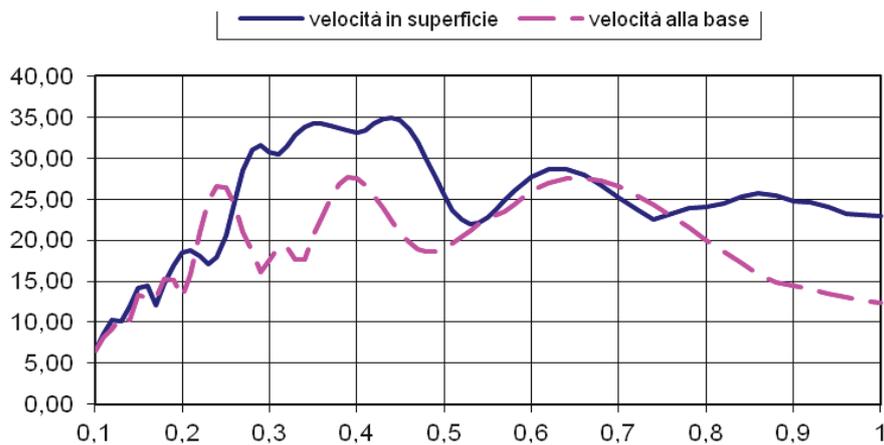
Infine sono riportati i grafici delle pseudo velocità spettrali dei tre segnali, da cui sono stati calcolati i rapporti di intensità spettrale (SI) di Housner.

Segnale 46



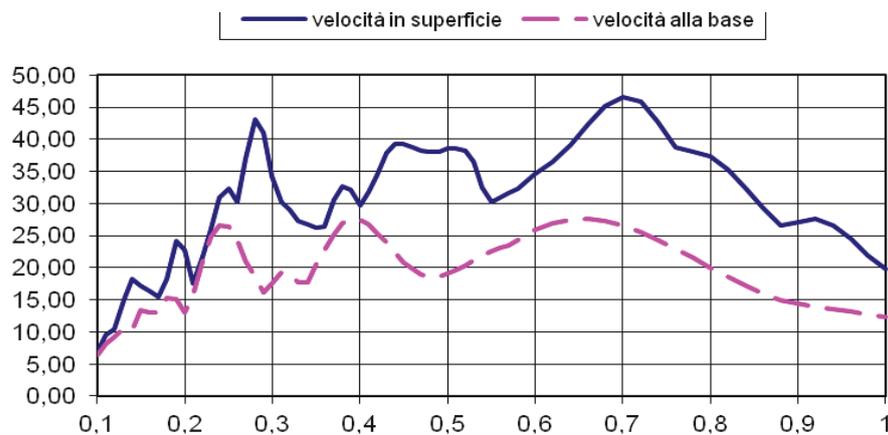
	velocità in superfici e	velocità à alla base	FI
S.I. 0,1 $s < T_0 < 0,5$ s	11,02	7,59	1,45
S.I. 0,5 $s < T_0 < 1,0$ s	9,41	6,18	1,52

Segnale 126



	velocità in superfici e	velocità à alla base	FI
S.I. $0,1 \text{ s} < T_0 < 0,5 \text{ s}$	10,03	7,59	1,32
S.I. $0,5 \text{ s} < T_0 < 1,0 \text{ s}$	7,39	6,18	1,19

Segnale 354



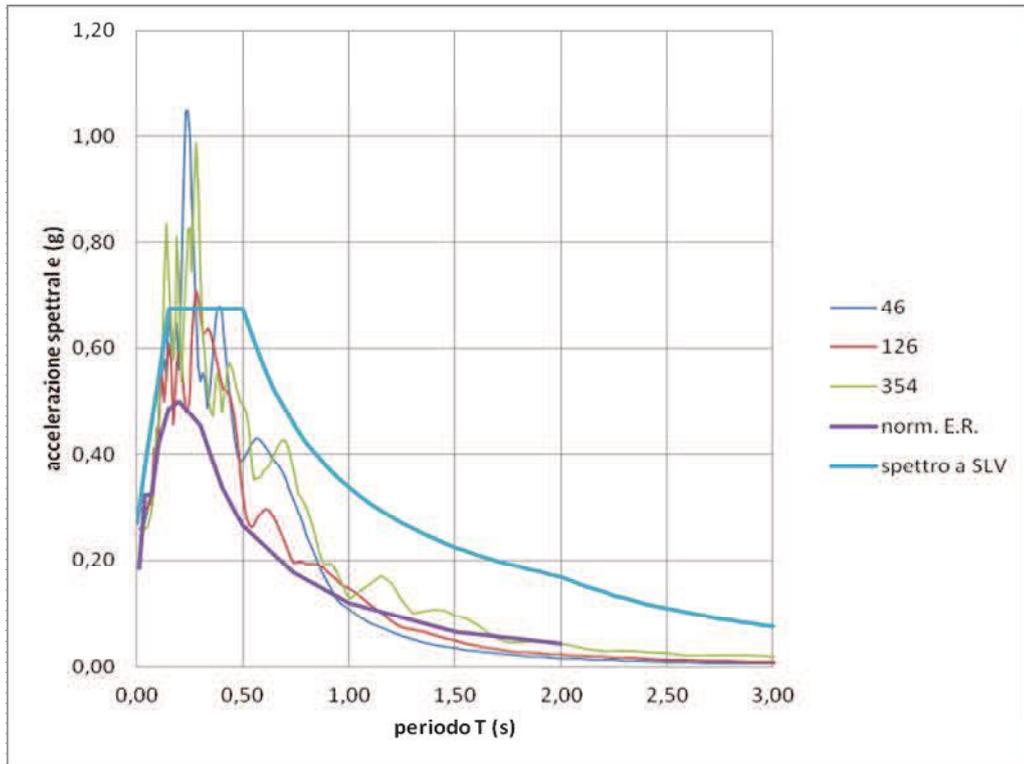
	velocità in superfici e	velocità à alla base	FI
S.I. $0,1 \text{ s} < T_0 < 0,5 \text{ s}$	11,15	7,59	1,47
S.I. $0,5 \text{ s} < T_0 < 1,0 \text{ s}$	10,27	6,18	1,66

La seguente tabella riassume i fattori di amplificazione per i tre segnali in input rapportati con il valore di riferimento della normativa.

SISMA	F.A. = PGA/PGA ₀	S.I./S.I. ₀ (0,1 - 0,5 s)	S.I./S.I. ₀ (0,5 - 1,0 s)
00046	1,407	1,45	1,52
000126	1,603	1,32	1,19
000354	1,337	1,47	1,66
NORMATIVA	1,4	1,4	1,3

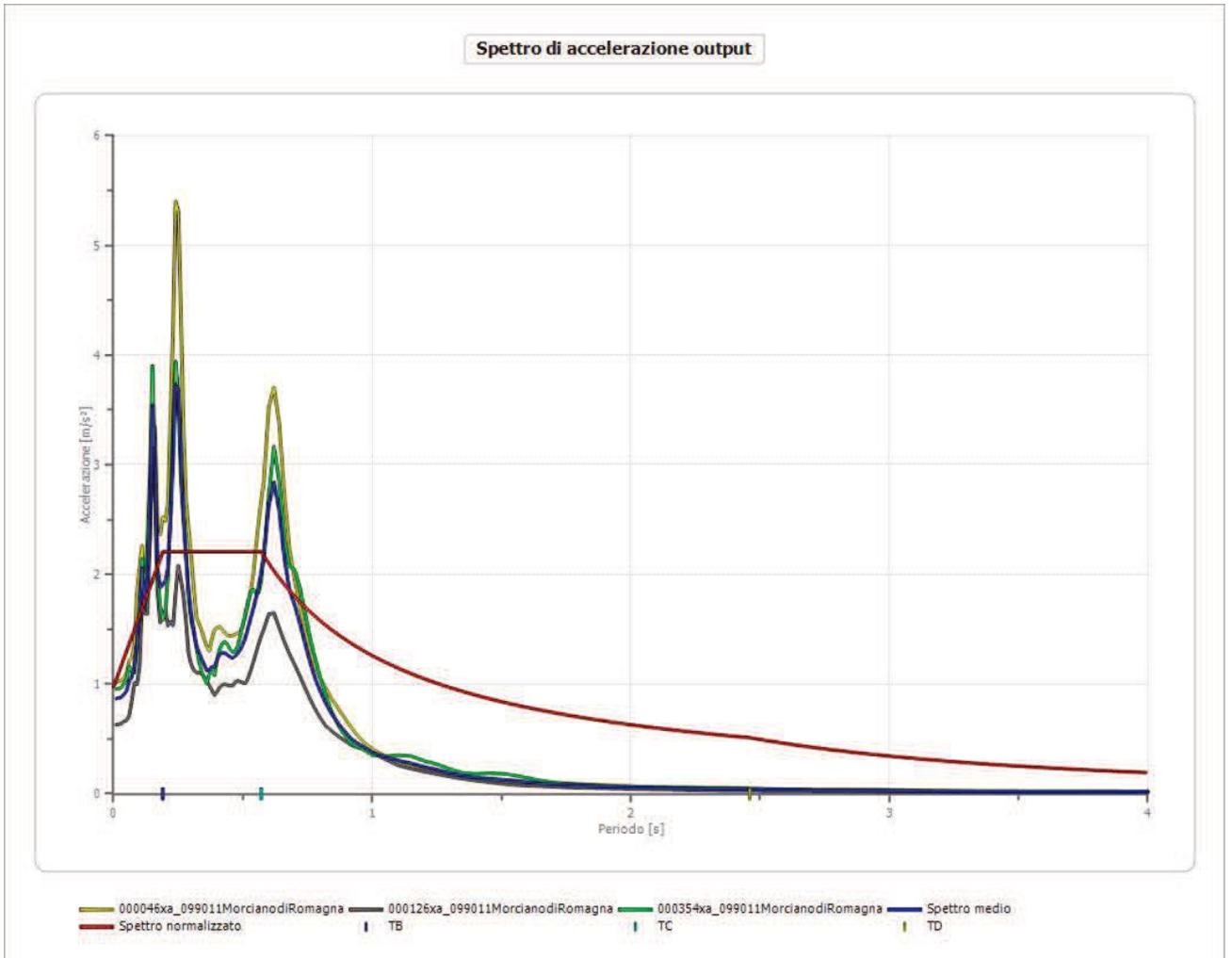
(APPENNINO)

Infine il confronto tra gli spettri dei tre accelerogrammi e lo spettro ricavato dalla normativa secondo l'analisi semplificata di II° livello e secondo quello normalizzato della regione Emilia Romagna:

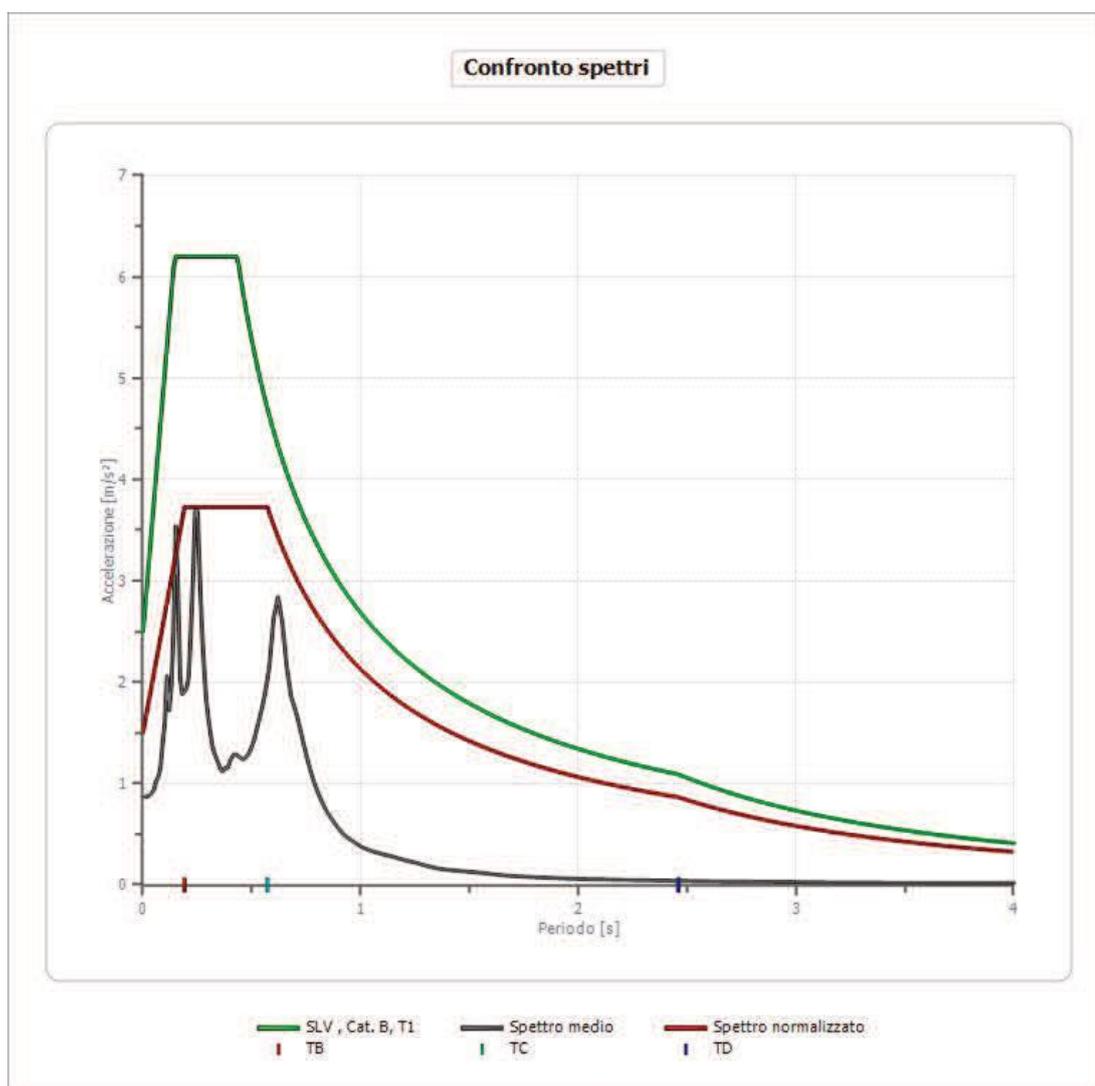


La **curva normalizzata** dello spettro delle accelerazioni deve essere riferita alla media degli spettri ottenuti dopo l'amplificazione e lo smorzamento del 5% dovuto alla struttura . La normalizzazione proposta nelle linee guida della Protezione Civile "taglia" i picchi di tale curva mentre quella qui di seguito proposta e derivante dall'analisi eseguita mediante software RSL della ditta Geostru, la quale contiene lo spettro medio e quindi offre valori più cautelativi

Stato limite vita – SLV



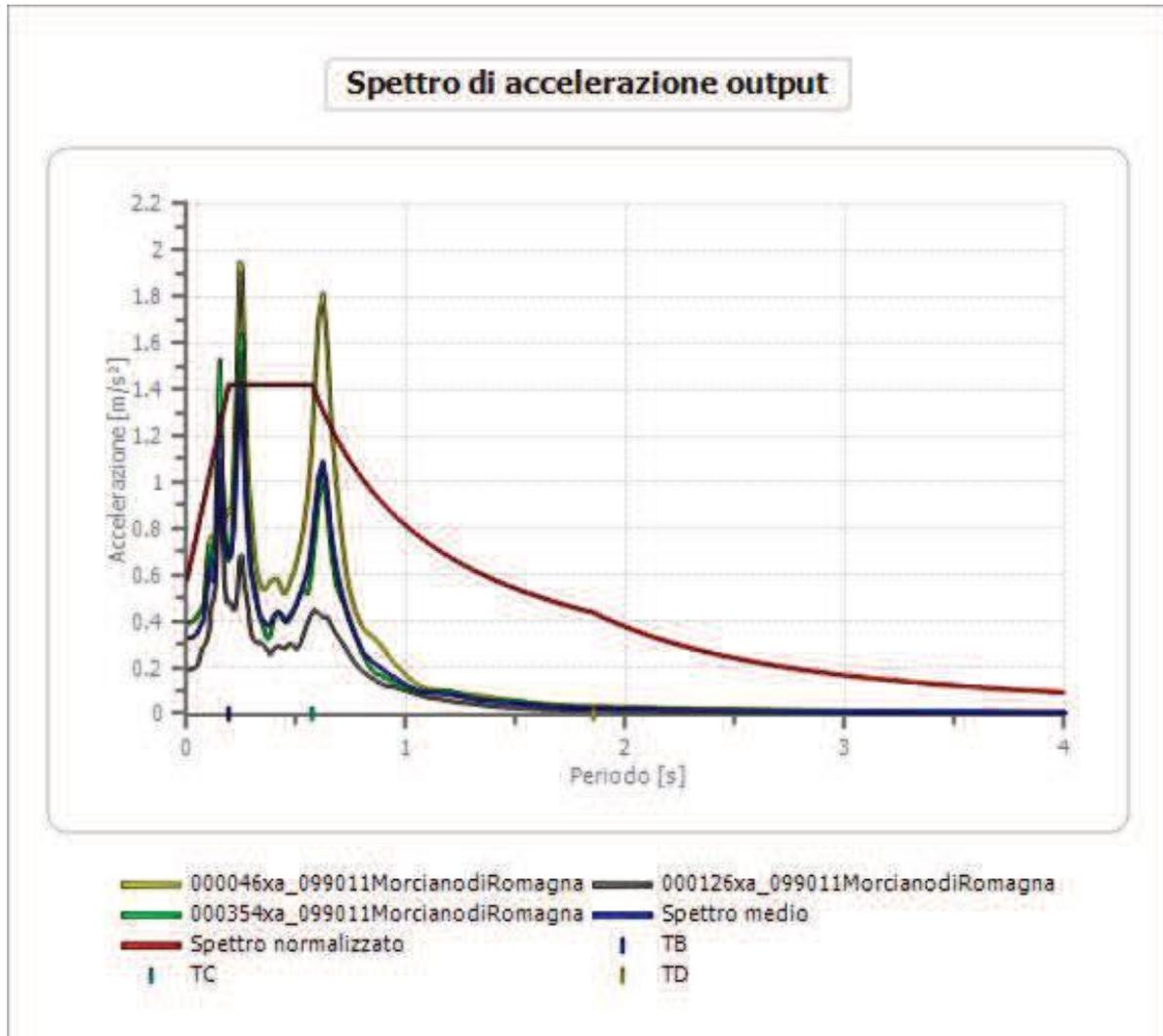
- I tre spettri più quello medio e quello normalizzato Protezione Civile -



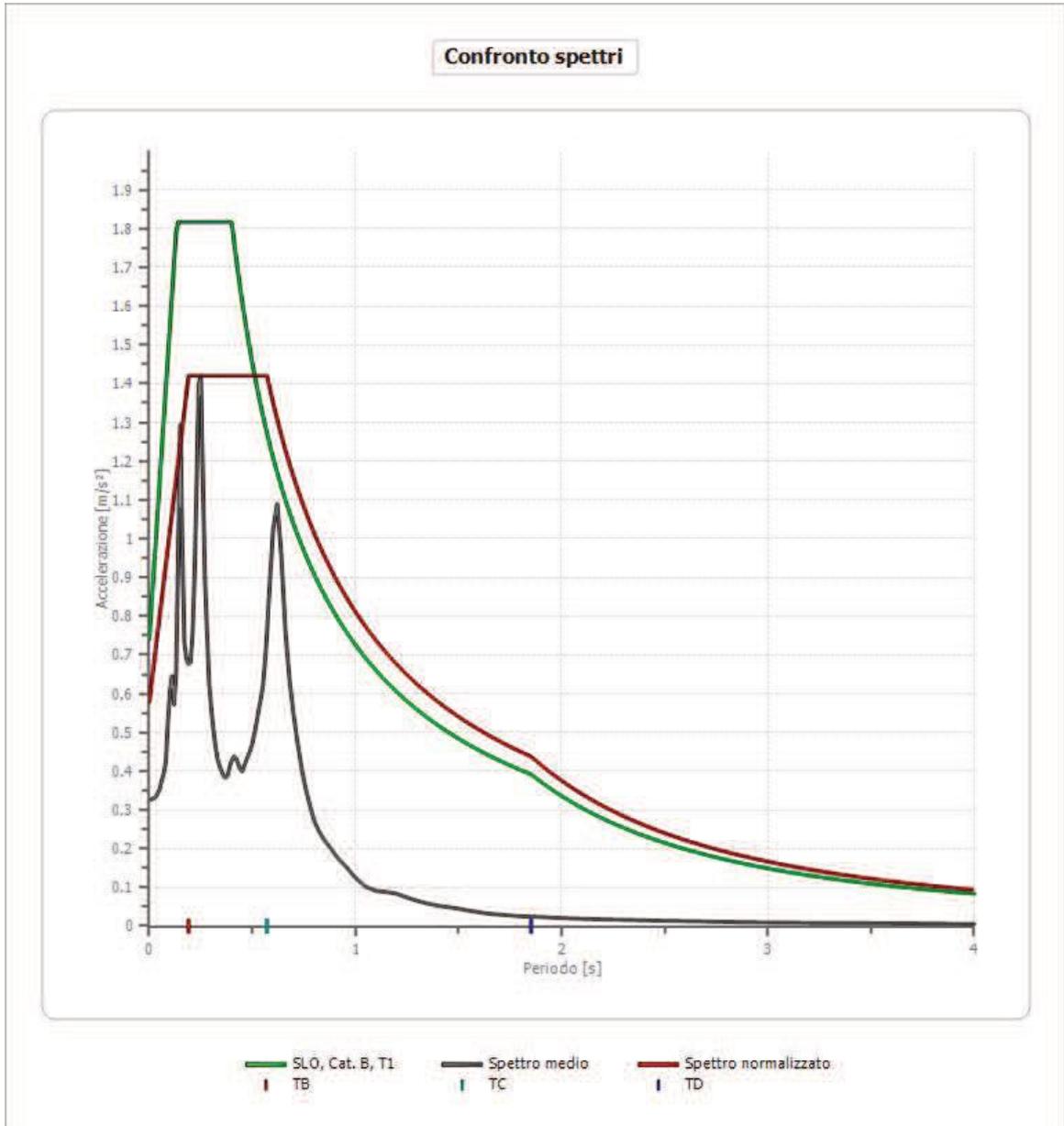
- Lo spettro medio con le curve normalizzate e della normativa allo SLV -

Stato Limite Operatività – SLO

Per ottenere i spettrogrammi riferiti al SLO si eseguita una scalatura proporzionale dal valore fornito dalla normativa. Il valore ottenuto dell'accelerazione massima sarà $0,054 \text{ m/s}^2$.



- I tre spettri scalati allo SLO più quello medio e quello normalizzato Protezione Civile -



- Lo spettro medio con le curve normalizzate e della normativa allo SLO -

Commenti all'analisi sismica

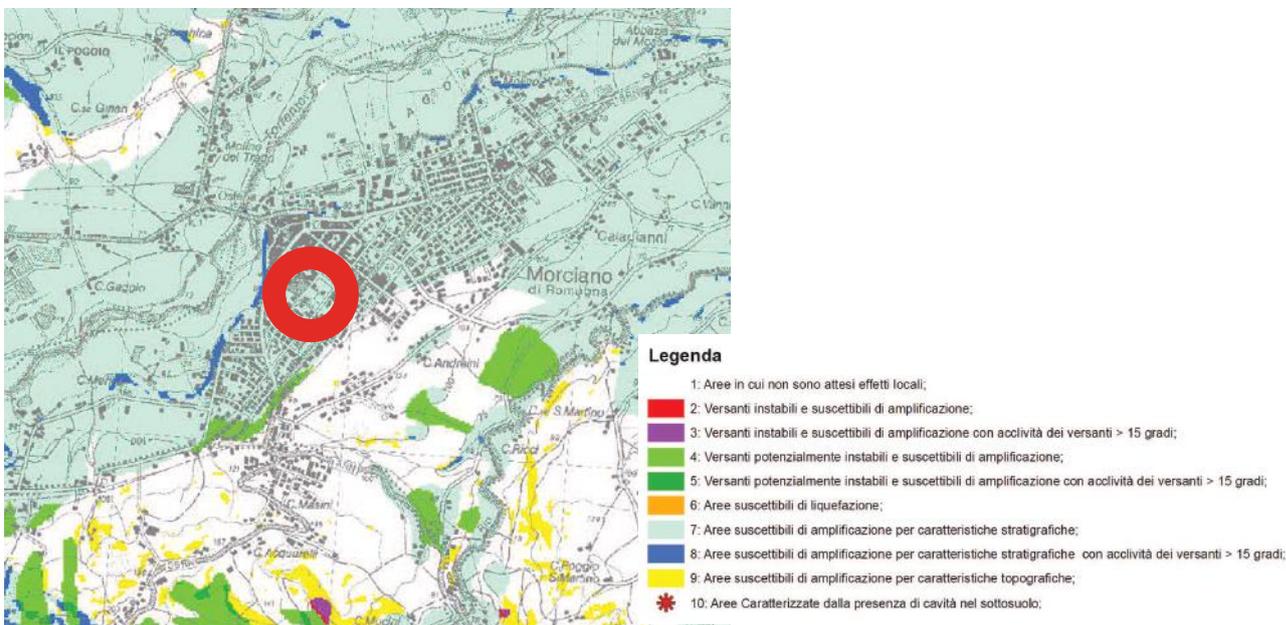
Le analisi sismiche mediante tromografo non hanno rilevato una frequenza con rapporto HVSr nettamente maggiore di 1 a qualche profondità intermedia tra il substrato e la superficie; ciò stà a significare che non vi sono variazioni nette di velocità delle onde sismiche tra i vari strati.

Nelle funzioni di amplificazione, si hanno valori massimi a frequenza di 1,8 Hz ma con fattore di amplificazione inferiore a 2 che conferma quanto rilevato dal tromografo e cioè che il terreno non ha una frequenza ben definita in cui il sisma concentra la propria energia ma si distribuisce su tutto l'intervallo di frequenze.

Questo fatto consente l'edificazione di edifici di qualunque altezza in quanto non vi sono problemi di risonanza.

Gli spettri delle accelerazioni dei tre sisma rimangono in gran parte all'interno dello spettro da normativa per SLV a parte nel tratto con periodo da 0,15 a 0.3 s dove si ha un superamento per gli spettri 46 e 354. Dal confronto con i parametri di amplificazione e del rapporto di Housner forniti dalla Regione Emilia Romagna, risulta che i valori ricavati dall'analisi sono vicini a quelli forniti per il sito APPENNINO Vs30<<800.

Si riporta lo stralcio della carta del rischio sismico del PTCP che stabilisce nell'area un rischio di amplificazione stratigrafica che è stato affrontato con la verifica di terzo livello.



CONSIDERAZIONI SUL PERICOLO DI LIQUEFAZIONE

Lungo il profilo di terreno non sono stati ritrovati strati di sabbia immersi in falda, è dunque da escludere il pericolo di liquefazione.

PROFONDITÀ FONDALE, CARICO AMMISSIBILE E CEDIMENTI

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

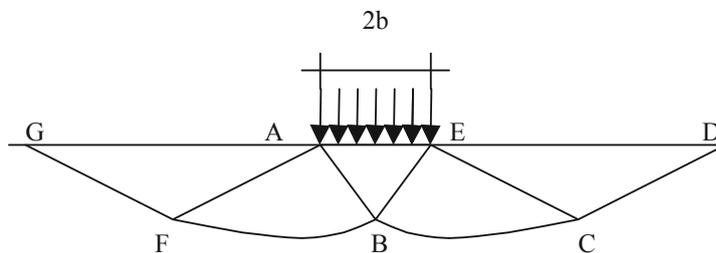
Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

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

Dove:

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

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

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

$s_c = 1,2$ per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

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

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

dove:

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

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

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi'$ per forma rettangolare

$s_q = 1 + \sin \phi'$ per forma quadrata o circolare

$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$ per forma rettangolare

$s_\gamma = 0,7$ per forma quadrata o circolare

$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ per forma rettangolare, quadrata o circolare.

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

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

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

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

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

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

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

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

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

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

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

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

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

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

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità;

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

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

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

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

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

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

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

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_V R)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e $P_V R$ probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione

e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

Cedimenti Elastici

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

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

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

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

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

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

Cedimenti Edometrici

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

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

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

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

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

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

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

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

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

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);

la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;

il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

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

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

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

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

Verifica del carico Limite

Il carico limite è stato calcolato considerando le norme del decreto 2018 per le zone sismiche. I parametri geotecnici sono quelli ricavati dalle prove penetrometriche in particolare della prova n.1 che è leggermente più cautelativa.

Si è considerata una fondazione a platea con lati 60 x 120 metri e profondità di imposta 4.0 metri.

Fondazione Platea a -4 metri

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Lat./ Long. [WGS84]	44.211153/12.037978
Larghezza fondazione	60.0 m
Lunghezza fondazione	120.0 m
Profondità piano di posa	4.0 m
Altezza di incastro	1.0 m
Profondità falda	2.6

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.287
Effetto sismico secondo	NTC 2018

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Descrizione
1.0	17.5	19.0	25.0	0.0	0.0	2000.0	200.0	Riporto
3.0	19.0	20.0	35.0	0.0	0.0	20000.0	20000.0	Ghiaia
10.0	20.0	21.0	10.0	0.0	250.0	5350.0	4800.0	Argilla

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Tipo
	A1+M1+R3	105.93	0.00	0.00	Progetto
	S.L.E.	105.93	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
	No	0	1	1	0	0	2.3	1.1
	No	0	1	1	0	0	2.3	1.1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	1489.4 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	647.57 kN/m ²
Tensione [Ed]	105.93 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	14.06
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 59576.0 kN/m³**A1+M1+R3**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.1
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1489.4 kN/m ²
Resistenza di progetto	647.57 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	100.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10.0
Distanza	0.00 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	7.865 cm

CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella riqualificazione dell'area occupata in passato dal Pastificio Ghigi in Comune di Morciano.

Dal punto di vista morfologico, l'area ricade all'interno dei depositi alluvionali terrazzati del Torrente Conca, alla quota di 100 m circa s.l.m.

La falda è stata trovata nei fori di prova a profondità variabili tra 2,5 e 3,6 m dal piano campagna.

Dal punto di vista sismico, il terreno appartiene alla classe B. Nella presente relazione si considerano le norme descritte nelle NTA 2018.

La presente relazione e i calcoli geotecnici eseguiti sono da ritenersi indicativi e vanno confermati e verificati dal progettista strutturale.

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

1. in ogni caso è fondamentale che la base fondale sia impostata sulle argille color grigio azzurre compatte;
2. il piano interrato dovrà prevedere interventi di impermeabilizzazione della fondazione;
3. le fogne e i sistemi drenanti le acque meteoriche dovranno essere eseguiti correttamente;
4. il terreno di risulta andrà allontanato velocemente;
5. i getti fondali dovranno essere effettuati in periodo stagionale favorevole.

Come sopra descritto, l'area è inserita nelle fasce di ricarica delle falde e quindi per non interrompere il flusso della pur debole vena d'acqua, è consigliabile realizzare un drenaggio perimetrale.

Questo intervento ha lo scopo di regimare le acque di monte evitando il loro innalzamento e di mantenere il collegamento con lo strato ghiaioso di valle.

Il drenaggio di tipo tradizionale, ghiaia con tubo fessurato, circonda il piano interrato sui lati sud e est in modo da intercettare il flusso della falda proveniente da monte. Il deflusso sarà invece eseguito sui lati ovest e nord con spezzoni di tubo fessurato all'interno dello strato ghiaioso esistente.

La planimetria a scala 1:500 mostra il tragitto del drenaggio e la posizione dei pozzetti ispettivi che fungeranno anche da piezometri. La ditta esecutrice ha rilevato nei piezometri il livello della falda negli ultimi 2 anni.

La seguente foto mostra gli scavi attuali per il posizionamento del dreno in via Roma.



Qualora durante gli scavi fondali emergessero situazioni anomale non previste dal presente studio, quali ad es. la presenza di riporto a profondità superiori rispetto al piano fondale o falda a profondità superiore a quanto desunto dalle prove condotte, si prega di avvisare il sottoscritto, il quale, dopo sopralluogo, deciderà sugli eventuali interventi/modifiche da eseguire.

Casadio Mario



Molino del Trado

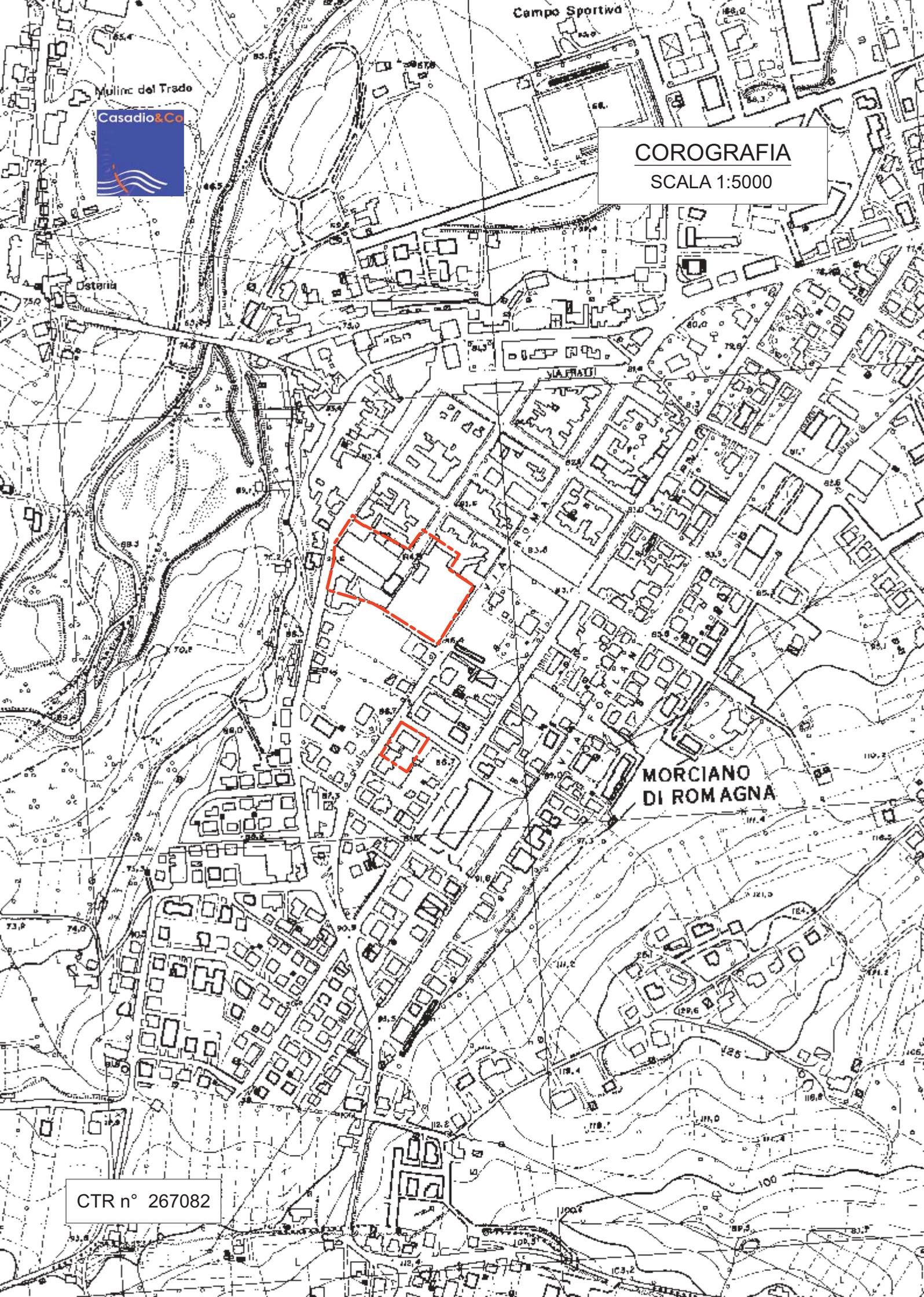


COROGRAFIA

SCALA 1:5000

CTR n° 267082

MORCIANO
DI ROMAGNA

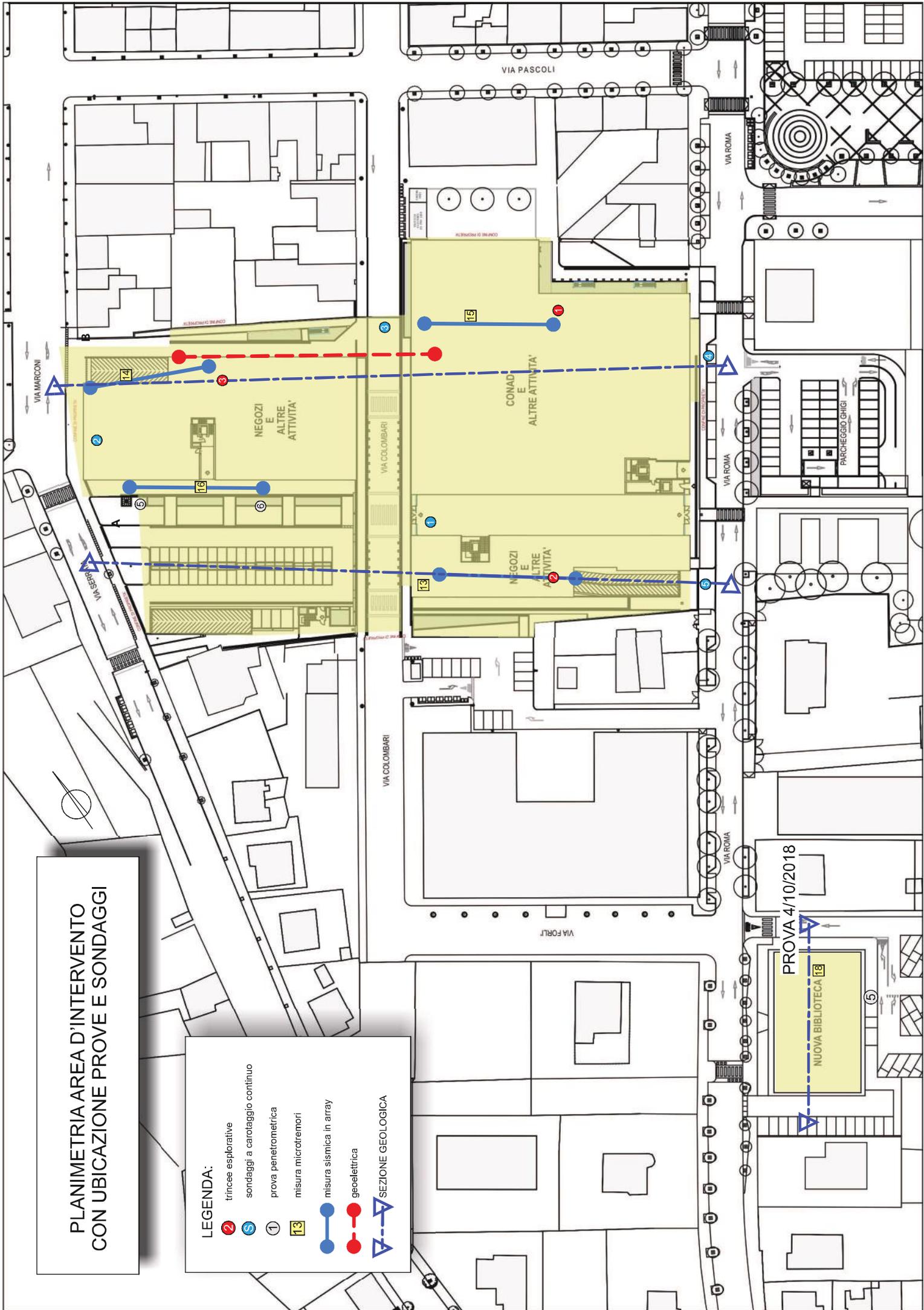


PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO CON UBICAZIONE PROVE E SONDAGGI

LEGENDA:

- ② trincee esplorative
- ⑤ sondaggi a carotaggio continuo
- ① prova penetrometrica
- 13 misura microtremori
- ④ misura sismica in array
- ⑥ geoelettrica

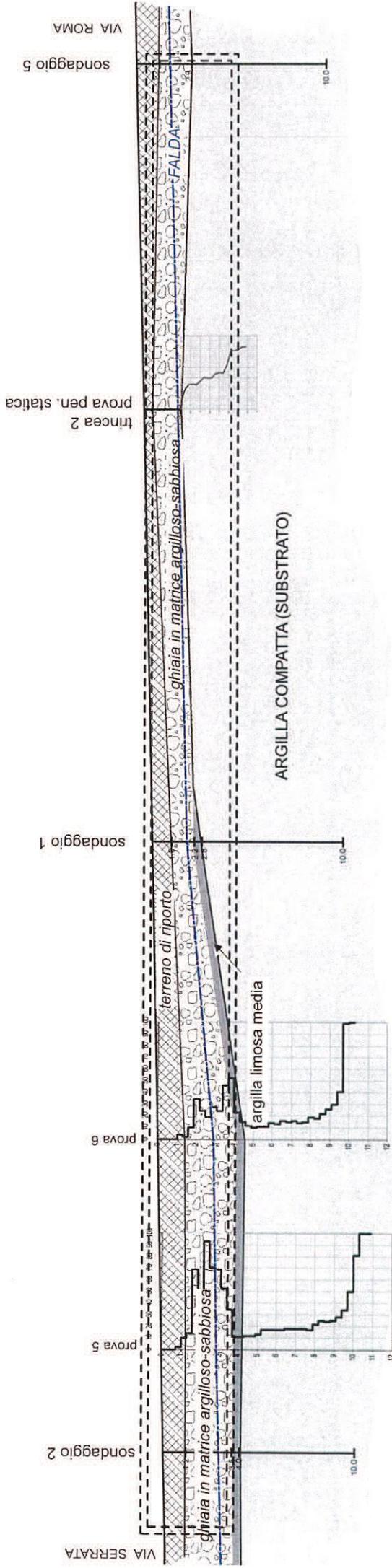
SEZIONE GEOLOGICA



SEZIONE GEOLOGICA «A»
SCALA 1:200/400

AREA EX GHIGI

AREA D'INTERVENTO

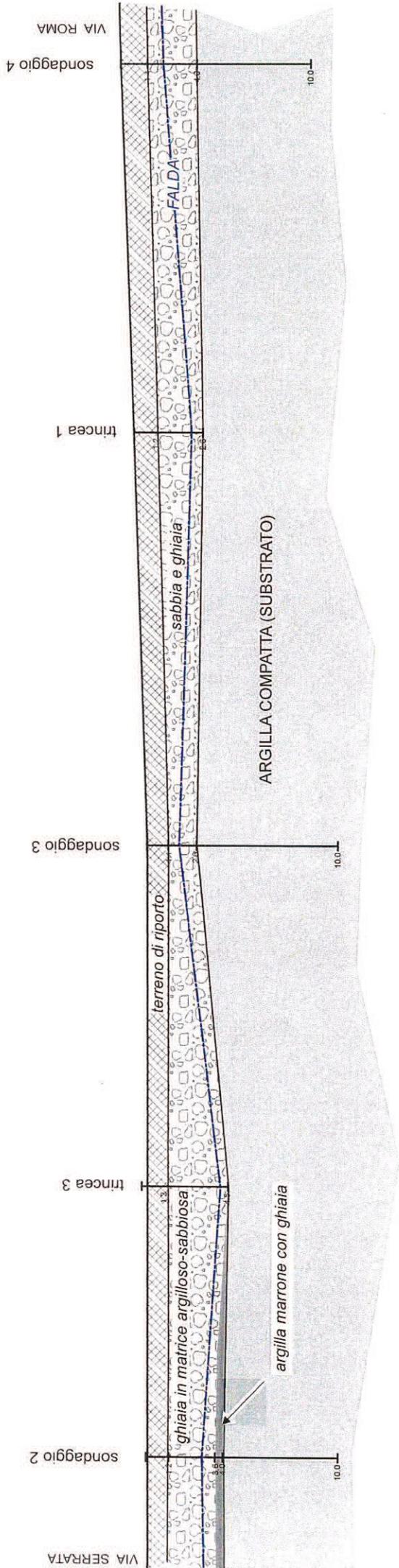


SEZIONE GEOLOGICA «B»

SCALA 1:200/400

AREA EX GHIGI

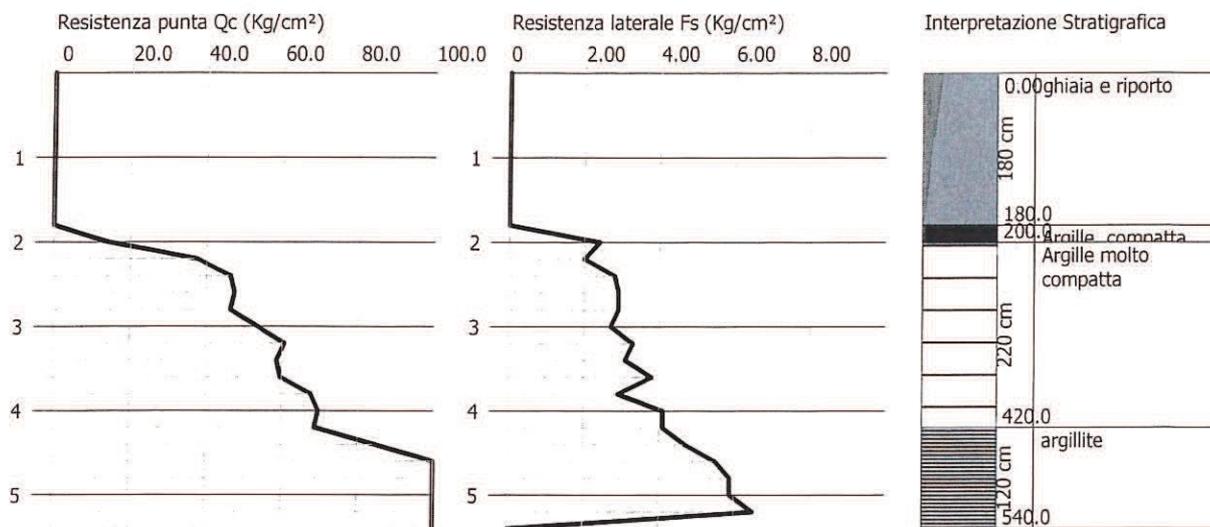
AREA D'INTERVENTO



Probe CPT - Cone Penetration Nr.1
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente:
Cantiere: Ex Ghigi
Località: Morciano

Data: 04/12/2013
Scala 1:90



mittente: CON.SV.AGRI Soc.Coop. a.r.l.

Lavoro: Riqualificazione urbana del comparto comprendente il pastificio Ghigi

Località : Morciano di Romagna (RN)

Data : 18-10-2000

Prova n° 5

Peso del maglio = 73 Kg

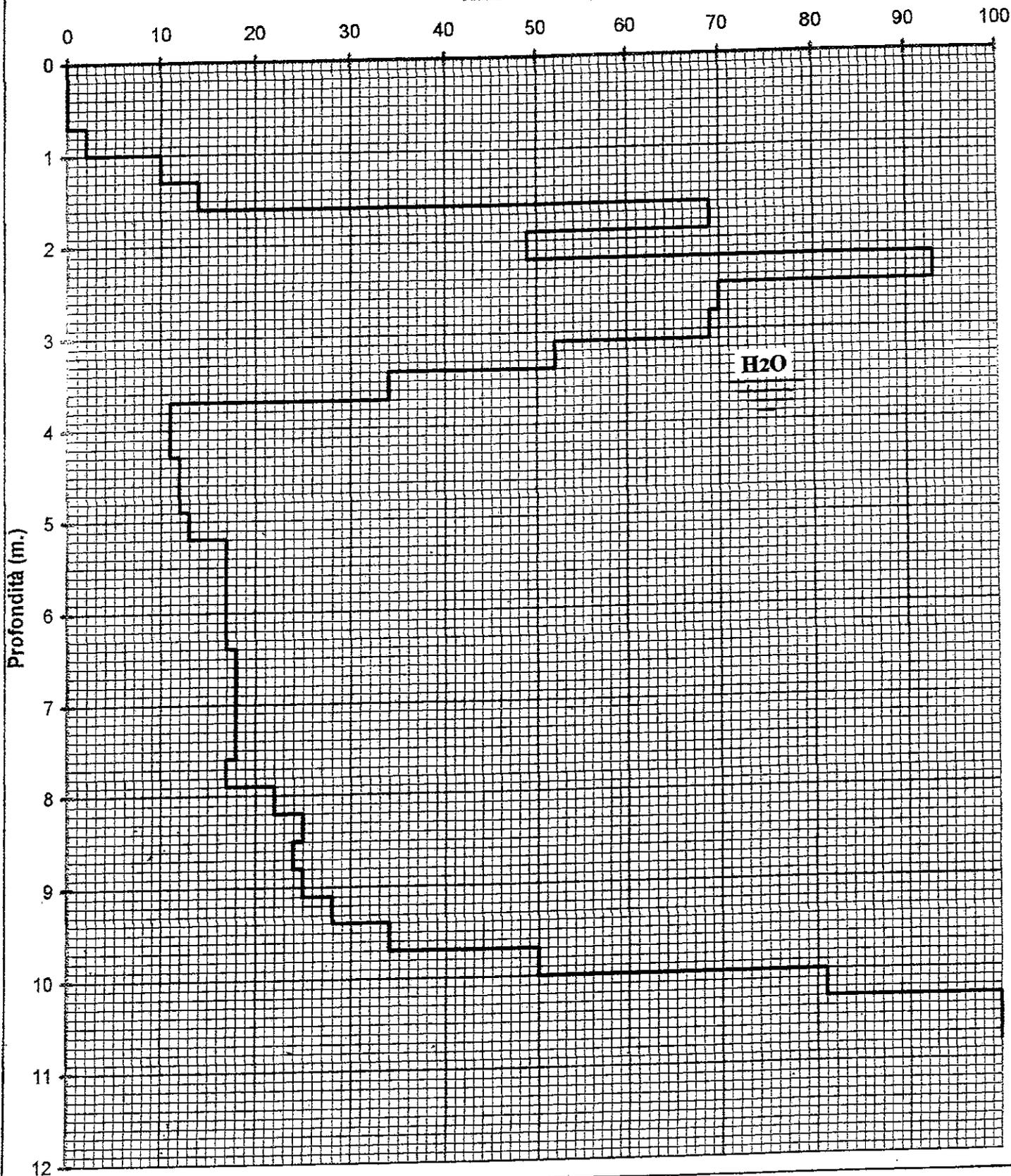
Altezza di caduta = 75 cm

peso aste = 5,1 Kg/mi Sez. punta = 20 cmq

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE

DPSH

Numero di colpi



Committente: CON.SV.AGRI Soc.Coop. a.r.l.

Lavoro: Riqualificazione urbana del comparto comprendente il pastificio Ghigi

Località : Morciano di Romagna (RN)

Data : 18-10-2000

Prova n° 6

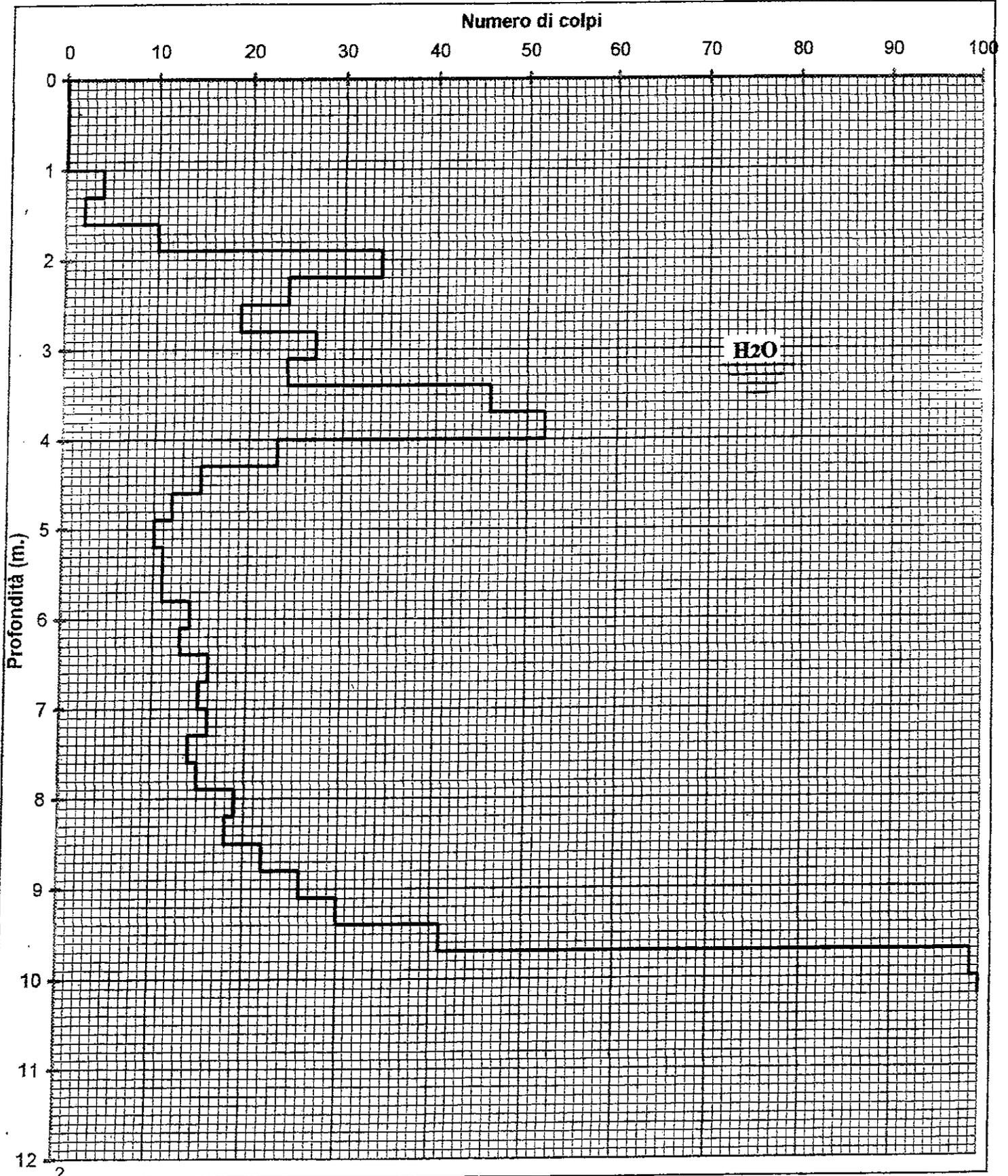
Peso del maglio = 73 Kg

Altezza di caduta = 75 cm

peso aste = 5,1 Kg/ml Sez. punta = 20 cmq

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE

DPSH



 SOGEO S.p.A. <small>INDAGINI GEODINAMICHE ED AMBIENTALI</small> <small>Via Edison 1/1 - 40022 LISIO (BO)</small> <small>Tel. 054322042 - Fax 054339443 - E-mail: sogeo@sogeo-ri.com</small> <small>Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Settore C</small> <small>Decr. n. 009754 del 05/07/2010</small>	COMMITTENTE: RINNOVAMENTO GHIGI s.r.l.	SOND.N°: S.1	PROF.(m): 10.00
	CANTIERE: Mercano di Romagna (RN)	QUOTA (m): p.d.c.	
	PERFORATRICE: Elettafi EK200/STR	LATITUDINE (°): 43.911594°	
	METODO PERFORAZ.: Carotaggio continuo	LONGITUDINE (°): 12.644216°	
	RIVESTIMENTO: Ø 127 mm	ATTREZZO PERFORAZ.: Carotiere semplice Ø 101 mm	DATA INIZ-FINE: 06/11/2012-06/11/2012
PIEZOMETRO: Installato piezometro Norton Ø 2" a -10.00 m dal p.d.c. (fessurato da -7.0 a -10.0 m)		SCALA: 1:100	
RIF.PREV.N°: 132-12	CERTIFICATO N°: C12-096-1-a	RAPPORTO N°: -----	DATA DI EMISSIONE: 06/11/2012
			PAGINA N°: 1 di 1

Scala 1:100	P.P. I [daN/cm²]	Vane Test [daN/cm²]	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. [n. colpi] P.A.	Falda	Pz. Norton	Pz. Casagrande	Inclinometro	Tubo Down Hole
1			0.10		Bitume								
2			0.60		Ghiaia e ciottoli in matrice limo sabbiosa di colore grigio								
3	>6.0		1.00		Argilla limosa di colore marrone scuro con ciottoli e frammenti lateritici fino a -0.60 m								
4	>6.0		2.20		Ghiaia, ciottoli e matrice limo sabbiosa, talora debolmente argillosa, di colore grigio - rossastro								
5	>6.0							5.00					
6	>6.0							14/21/28					
7	>6.0				Argilla di colore marrone chiaro con striature grigie, talora nerastre. Da -2.20 a -2.30 m presente un livello con diffusi calcinelli. Da -5.00 m il colore passa a grigio - grigio scuro, talora con striature nerastre			8.45					
8	>6.0												
9	>6.0							8.00					
10	>6.0							18/24/36					
11			10.00					8.45					
12										10.00			
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													
25													

Note:

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio



SOGEO
S.R.L.
INDAGINI GEOMOSTICHE ED AMBIENTALI
Via Edison 1/1 - 46022 LUGO (RA)
Tel. 054522092 - Fax 054534443 - E-mail: sogeo@sogeo-rti.com
Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Settore C
Decc. n. 005734 del 05/07/2010

COMMITTENTE: RINNOVAMENTO GHIGI s.r.l.	SOND.N°: S.2	PROF.(m): 10.00
CANTIERE: Mordano di Romagna (RN)	QUOTA (m): p.d.c.	
PERFORATRICE: Elletari EK200/STR	LATITUDINE (°): 43.91216°	
METODO PERFORAZ.: Carotaggio continuo	LONGITUDINE (°): 12.64362°	
RIVESTIMENTO: Ø 127 mm	ATTREZZO PERFORAZ.: Carotiere semplice Ø 101 mm	DATA INIZ-FINE: 06/11/2012-06/11/2012
PIEZOMETRO: Installato piezometro Norton Ø 2" a -9.00 m dal p.d.c. (fessurato da -6.0 a -9.0 m)		SCALA: 1:100
RIF.PREV.N°: 132-12	CERTIFICATO N°: C12-096-2-a	RAPPORTO N°: _____
DATA DI EMISSIONE: 08/11/2012		PAGINA N°: 1 di 1

Scala 1:100	P.P. [daN/cm ²]	Vane Test [daN/cm ²]	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. [n. colpi] P.A.	Falda	Pz Norton	Pz Casagrande	Inclinometro	Tube Down Hole
1			0.20		Piastrella bituminosa poi calcestruzzo								
2			1.20		Ghiaia e ciottoli con frammenti di laterizi in matrice sabbiosa debolmente limosa di colore grigio								
3					Ghiaia e ciottoli in matrice limo sabbiosa, talora debolmente argillosa, di colore grigio - rossastro								
4			3.60		Argilla limosa con ghiaia e ciottoli di colore marrone chiaro con striature grigie e con calcinelli diffusi								
5		>6.0	4.00										
6		>6.0			Argilla di colore marrone chiaro con striature grigio chiaro, talora nerastro. Da -6.20 m il colore passa a grigio - grigio scuro, talora con striature nerastre			5.00 12/24/31 5.45					
7		>6.0											
8		>6.0											
9		>6.0							8.00 20/28/40 8.45				
10			10.00							9.00			
11													
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													
25													

Note:

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio



SOGEO S.p.A.
 INDAGINI GEODINAMICHE ED AMBIENTALI
 Via Edison 1/1 - 48022 LUIGO (RA)
 Tel. 054522042 - Fax 054534443 - E-mail: sogeo@sogeo-erl.com
 Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Settore C
 Decr. n. 005754 del 05/07/2010

COMMITTENTE: RINNOVAMENTO GHIGI s.r.l.	SOND.N°: S.3	PROF.(m): 10.00
CANTIERE: Morciano di Romagna (FC)	QUOTA (m): p.d.c.	
PERFORATRICE: Elettarl EK200/STR	LATITUDINE (°): 43.912140°	
METODO PERFORAZ.: Distruzione di nucleo	LONGITUDINE (°): 12.644750°	
RIVESTIMENTO: Ø 127 mm	ATTREZZO PERFORAZ.: Tricone	DATA INIZ-FINE: 06/11/2012-06/11/2012
PIEZOMETRO: Installato piezometro Norton Ø 2" a -5.00 m dal p.d.c. (fessurato da -2.0 a -5.0 m)	SCALA: 1:100	
RIF.PREV.N°: 132-12	CERTIFICATO N°: C12-096-3-a	RAPPORTO N°: -----
	DATA DI EMISSIONE: 08/11/2012	PAGINA N°: 1 di 1

Scala 1:100	P.P. I [daN/cm²]	Vane Test [daN/cm²]	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. [n. colpi] P.A.	Falda	Pz. Norton	Pz. Cassagrande	Inclinometro	Tubo Down Hole
1													
2					Perforazione a distruzione di nucleo. Litologia desunta: ghiaia e ciottoli								
3			2.80					3.00 12/18/26 3.45					
4													
5													
6					Perforazione a distruzione di nucleo. Litologia desunta: argille e limi			5.00 17/28/34 5.45		5.00			
7													
8													
9													
10			10.00										
11													
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													
25													

Note:

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio



SOGEO S.p.A.
 INDAGINI GEOGNOSTICHE ED AMBIENTALI
 Via Edison, 1/1 - 48022 LUGO (RA)
 Tel. 054522042 - Fax 054534443 - E-mail: sogeo@sogeo-sf.com
 Concessione Ministero Infrastrutture e Trasporti - Settore C
 Decr. n. 005354 del 09/07/2010

COMMITTENTE: RINNOVAMENTO GHIGI s.r.l.	SOND.N°: S.4	PROF.(m): 10,00
CANTIERE: Morciano di Romagna (RN)	QUOTA (m): p.d.c.	
PERFORATRICE: Elettar EK200/STR	LATITUDINE (°): 43.91165°	
METODO PERFORAZ.: Carotaggio continuo	LONGITUDINE (°): 12.64562°	
RIVESTIMENTO: Ø 127 mm	ATTREZZO PERFORAZ.: Carotere semplice Ø 101 mm	DATA INIZ-FINE: 07/11/2012-07/11/2012
PIEZOMETRO: installato piezometro Norton Ø 2" a -9,00 m dal p.d.c. (fessurato da -6,0 a -9,0 m)		SCALA: 1:100
RIF.PREV.N°: 132-12	CERTIFICATO N°: C12-096-4-a	RAPPORTO N°: _____
DATA DI EMISSIONE: 08/11/2012		PAGINA N°: 1 di 1

Scala 1:100	P.P. (daN/cm²)	Vane Test (daN/cm²)	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. (n. colpi) P.A.	Falda	Pz. Norton	Pz. Casagrande	Inclinometro	Tube Down Hole
1	3.2	1.68	0.20		Livello bituminoso poi calcestruzzo								
	3.4	1.70	0.50		Ghiaia e ciottoli in matrice limo sabbiosa di colore grigio chiaro								
2			1.40		Argilla limosa di colore marrone scuro con striature nerastre e con rari ciottoli fino a -0.60 m								
3					Ghiaia, ciottoli e matrice limo sabbiosa, talora debolmente argillosa, di colore marrone chiaro								
4			4.00										
5	5.7	>2.40						5.00					
6	>6.0	>2.40						19/25/34					
								5.45					
7													
8					Argilla di colore marrone chiaro con striature grigio chiaro, talora nerastre. A -4.40 m il colore passa a grigio scuro, talora con striature nerastre								
9								6.00					
10								21/31/38					
								8.45					
11			10.00							9.00			
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													
25													

Note:

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio



Scala 1:100	P.P. I [daN/cm ²]	Vene Test [daN/cm ²]	Profondità [m]	Stratigrafia	Descrizione	Campioni	Campioni Rim.	S.P.T. [n. colpi] P.A.	Falda	Pz Norton	Pz Casagrande	Inclinometro	Tubo Down Hole
1	3,9	1,88	0,20		Calcestruzzo								
	3,2	1,60	0,50		Ghiala e ciottoli in matrice sabbiosa debolmente limosa di colore grigio chiaro								
2			1,20		Argilla limosa di colore marrone scuro con striature nerastre, con rari ciottoli fino a -0,60 m								
3			2,90		Ghiaia, ciottoli e matrice limo sabbiosa, talora debolmente argillosa, di colore marrone chiaro								
4	5,8	>2,40						5,00					
	6,0	>2,40						21/30/33					
	>6,0							5,45					
5													
6													
7					Argilla di colore marrone chiaro con striature grigio chiaro. A -4,00 m presente un livello millimetrico di sostanza organica indecomposta. Da -4,50 m il colore passa a grigio scuro, talora con striature nerastre. Da -7,90 a -8,00 m sono presenti livelli millimetrici di limo sabbioso di colore grigio								
8			6,0										
9			6,0					8,00					
								24/33/43					
								5,45					
10			10,00										
11													
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													
25													

Note:

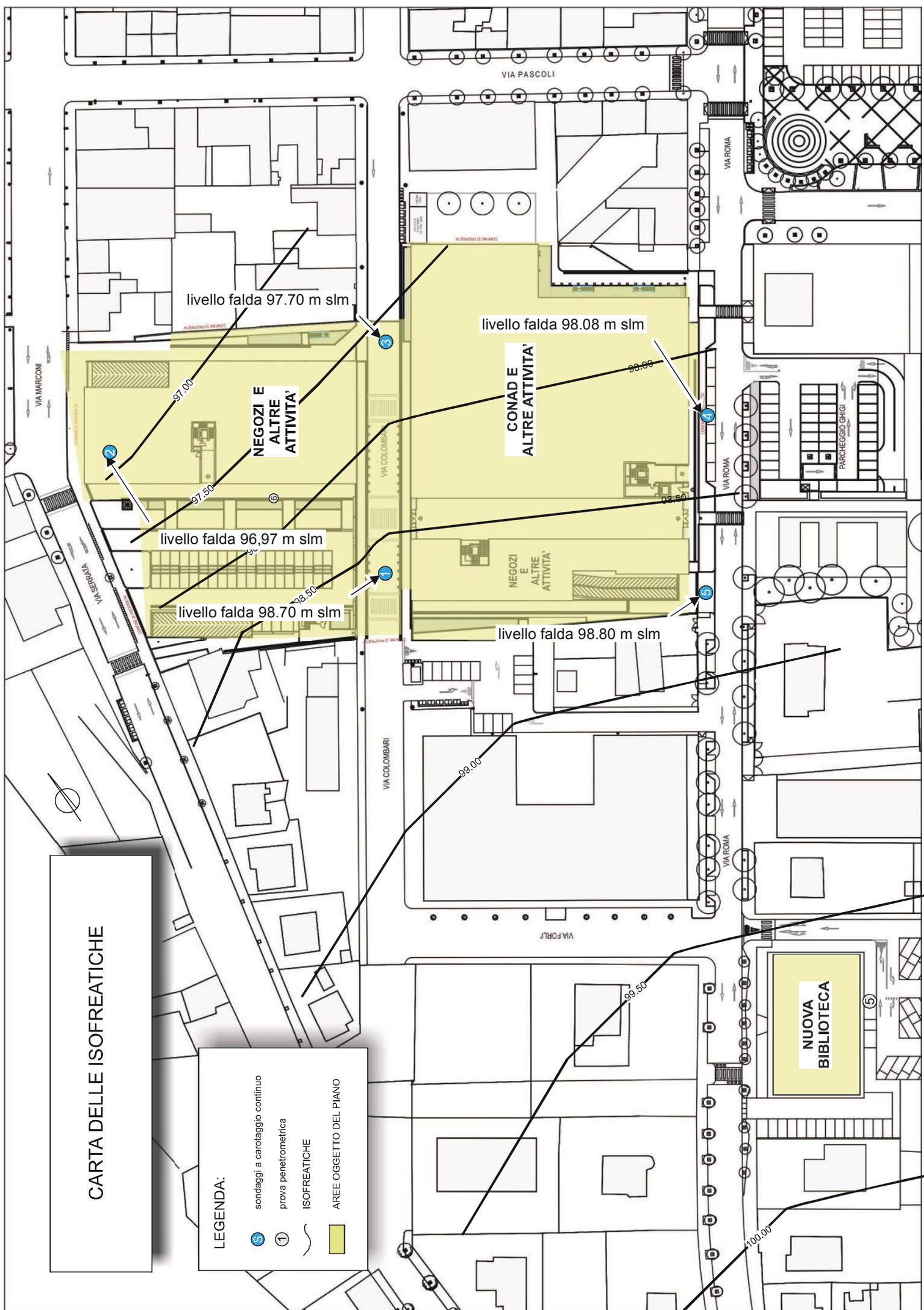
Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio

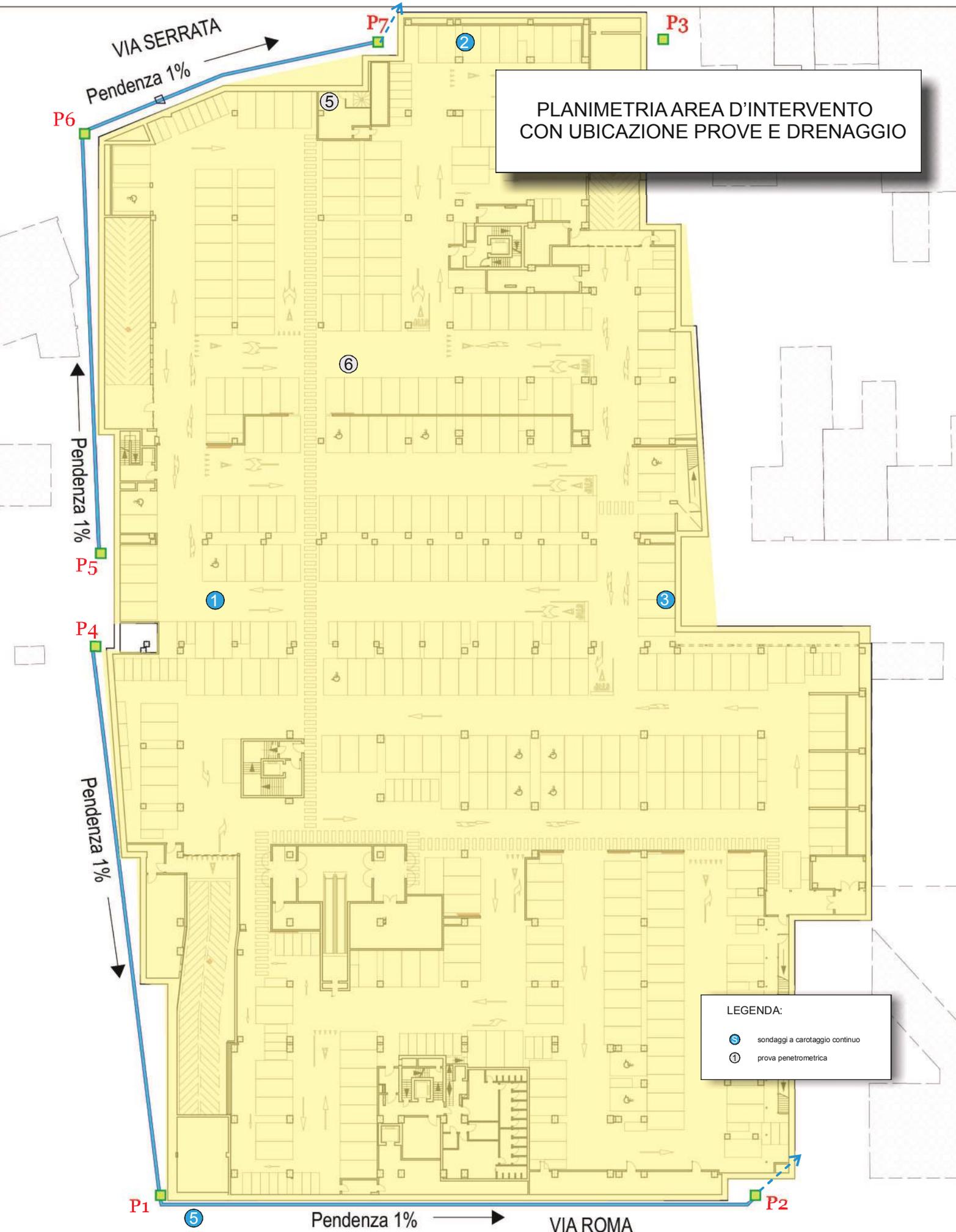
CARTA DELLE ISOFREATICHE

LEGENDA:

- sondaggi a carotaggio continuo
- prova penetrometrica
- ISOFREATICHE
- AREE OGGETTO DEL PIANO



PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO CON UBICAZIONE PROVE E DRENAGGIO

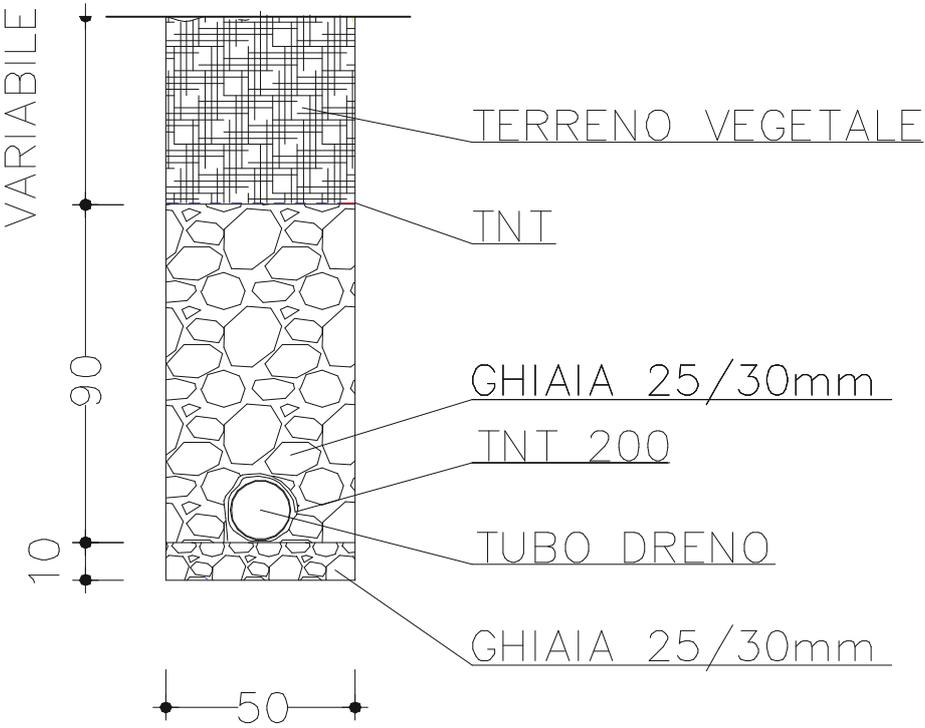


LEGENDA:
S sondaggi a carotaggio continuo
1 prova penetrometrica

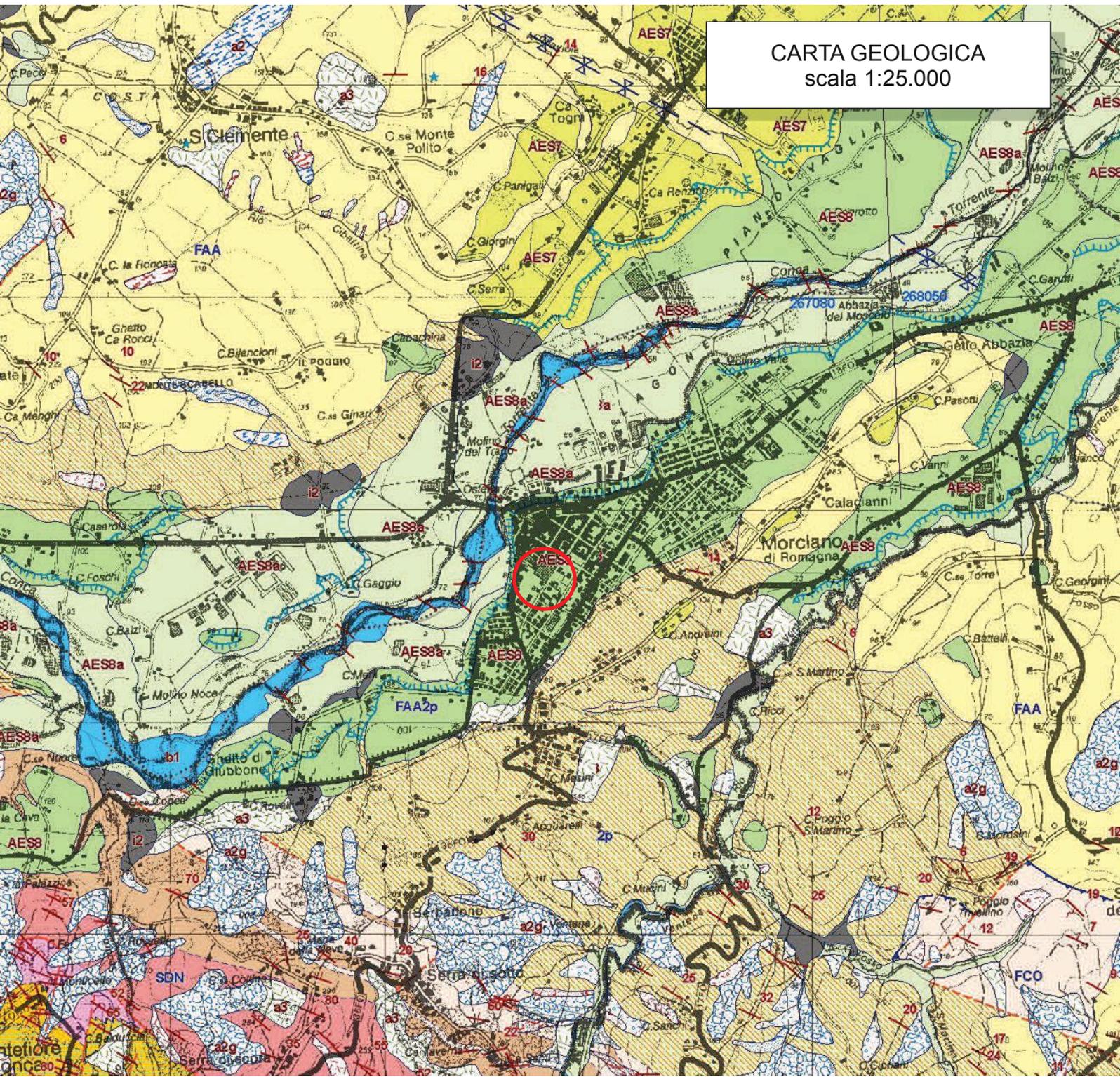
LEGENDA PLANIMETRIA DRENAGGI:

-  Pozzetto ispezione 60x60 con botola per misurazioni livello falda
-  Tubo drenante avvolto da telo in TNT

SCHEMA DI DRENAGGIO



CARTA GEOLOGICA
scala 1:25.000



LEGENDA:

- AES7b - Unità di Vignola
- AES8 - Subsistema di Ravenna depositi alluvionali terrazzati di rottura arginale
- AES8a - Unità di Modena depositi alluvionali terrazzati intravallivi
- FAA - Argille Azzurre
- FAA2p - Argille Azzurre - membro delle Arenarie di Borello - litofacies pelitico-arenacea
- FCO - Formazione a Colombacci
- SDN - Formazione di San Donato
- GES - Formazione Gessoso Solifera
- TRP - Tripoli e Marne tripolacee
- TRPa - Tripoli e Marne tripolacee - litofacies arenacea