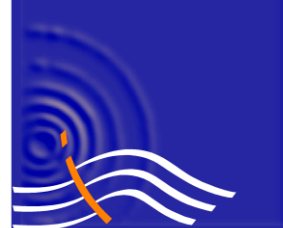


**CASADIO & CO.**  
di Casadio Mario

Via V.Veneto 1/bis – 47100 FORLÌ  
Tel: 0543 23923 – Email: [studio@casadioeco.it](mailto:studio@casadioeco.it)

P.I. 04263320402

**Casadio&Co**



**geologia  
acustica  
ambiente**

**INDAGINE GEOLOGICA**

**Committente: Provincia di Forlì e Cesena**

**DATA: 28/03/2018**

**RELATIVA ALLA PROGETTAZIONE DEI LAVORI DI  
COLLEGAMENTO TRA LA SS.9 A SAN GIOVANNI IN  
COMPITO E IL CASELLO AUTOSTRADALE A14 “VALLE  
DEL RUBICONE”**

Il geologo  
**MARIO CASADIO**

INDAGINE GEOLOGICA  
RELATIVA ALLA PROGETTAZIONE DEI LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA  
SS.9 A SAN GIOVANNI IN COMPITO E IL CASELLO AUTOSTRADALE A14  
“VALLE DEL RUBICONE”

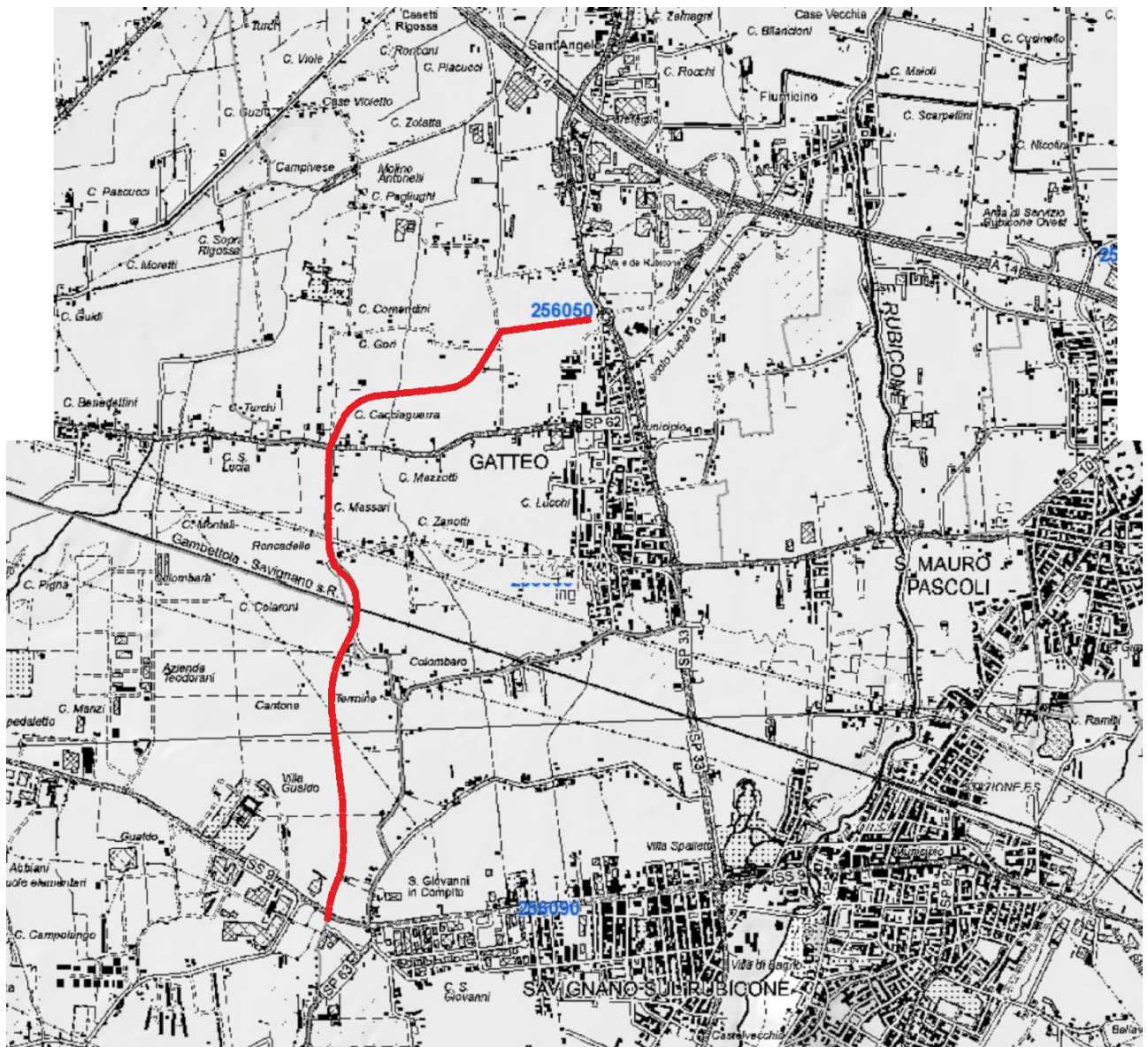
SOMMARIO

Premessa .....	3
Normativa di riferimento .....	4
Descrizione dell’Intervento .....	5
Morfologia e geologia del territorio .....	6
Subsidenza .....	8
Idrologia e Rischio Idraulico .....	8
Inquadramento Sismico.....	11
Indagini in sito .....	16
Elementi di progettazione Antisismica.....	21
Verifica sulla Liquefazione delle Sabbie .....	22
Metodi di calcolo .....	23
Risultati .....	23
Microzonazione sismica .....	26
Risultati Sondaggi a Carotaggio .....	26
Risultati Prove di Laboratorio Geotecnico .....	27
Risultato Prove di Laboratorio Chimico .....	27
Prove Penetrometriche Statiche CPT e CPTU.....	30
Calcolo Portanza e Cedimenti di Fondazioni Superficiali .....	36
Verifica del carico Limite .....	39
Conclusioni .....	42

## *PREMESSA*

La presente indagine è stata commissionata allo scrivente allo scopo di verificare le condizioni idrogeologiche e geotecniche di un'area tra l'abitato di San Giovanni in Compito e il casello autostradale A14 "Valle del Rubicone" sulla quale sarà realizzato un nuovo collegamento stradale.

Geograficamente l'area è inserita nei fogli n. 256.090 e 256.050 della carta tecnica regionale.



Lo studio è finalizzato anche alla ricerca dei parametri che consentono la classificazione sismica del terreno, a tale scopo sono state programmate le seguenti indagini:

- esecuzione di n.18 prove penetrometriche statiche CPT
- esecuzione di n.3 prove penetrometriche statiche CPTU
- n.2 rilievo sismici REMI-MASW
- n.4 sondaggi a carotaggio
- n.4 prelievi di terreno per analisi chimiche
- analisi di laboratorio geotecnico
- analisi di laboratorio chimico
- ricerca bibliografica.

Alla presente relazione sono allegati:

- planimetria area d'intervento a scala 1:5.000 con ubicazione prove
- carta geologica alla scala 1:10.000
- ALLEGATO PROVE E SONDAGGI
  - colonne stratigrafie sondaggi
  - grafici penetrometrici
  - certificati prove di laboratorio geotecnico
  - certificati prove di laboratorio chimico.

### *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



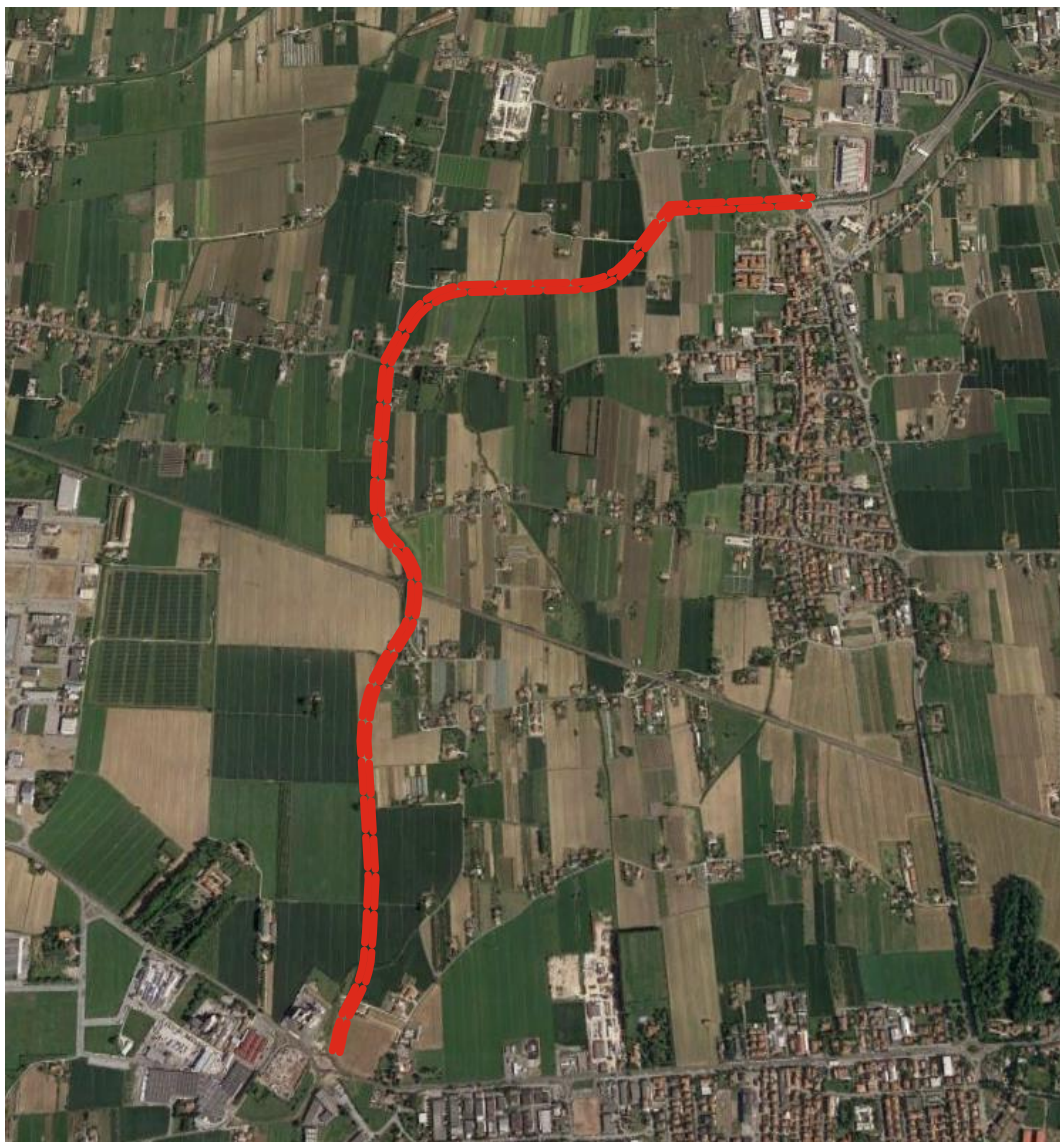
## *DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO*

Il nuovo tracciato stradale inizierà dalla rotatoria sulla via Emilia in località San Giovanni in Compito, per poi procedere verso nord attraversando campi coltivati sino al cavalca ferrovia della via Gatteo. Il cavalca ferrovia sarà allargato per adeguarlo alla nuova sede stradale.

Da qui sempre procedendo verso nord si seguirà il tracciato della via Gatteo sino all'incrocio con la via Sant'Antonio dove sarà realizzata una rotatoria.

Da via Sant'Antonio la nuova strada percorrerà un'ampia curva verso est, attraverserà lo scolo Fossa Maceri e poi con una curva a nord-est raggiungerà la via Molino Vecchio. Da qui procederà con un tratto rettilineo sino alla rotatoria della SP33.

A parte il cavalca ferrovia la strada percorrerà tutto il suo tragitto a quota piano campagna per una lunghezza complessiva di circa 3500 metri.



## *MORFOLOGIA E GEOLOGIA DEL TERRITORIO*

La zona qui studiata è posta tra le quote di 37 metri slm nel punto di inizio sulla SS9 e la quota di 18 metri slm al collegamento con la SP n.33. Quindi, morfologicamente si presenta pianeggiante con lieve pendenza in direzione nord tipica della pianura pedeappenninica la cui origine è di natura alluvionale.

La pianura è solcata da vari corsi d'acqua paralleli di cui quello principale dell'area, costituito dal fiume Rubicone, scorre circa 2.000 metri a est completamente arginato.

Le acque superficiali sono però drenate e regimate da una rete di scoli e fossi di cui quello denominato Fossa Maceri scorre parallelo a gran parte del nuovo tracciato stradale.

I sedimenti che costituiscono il sottosuolo e che affiorano nell'area di studio, costituiscono il tetto stratigrafico del Supersintema Emiliano Romagnolo (AE) che raggruppa tutti i depositi quaternari alluvionali, per uno spessore che supera i 300 metri di profondità i quali poggiano in discordanza sui depositi marini denominata Arenarie e Argille di Savignano (SVG), costituite da alternanza di strati sottili e molto sottili, raramente medi, di argille grigio chiare, beige all'alterazione, e arenarie fini e finissime, poco cementate, talora lenticolari, A/P da  $<<1$  crescente verso l'alto e lateralmente. Il limite inferiore graduale sulla formazione delle Argille Azzurre Plioceniche (FAA) per aumento della frazione pelitica

Dal punto di vista della formalizzazione stratigrafica le unità costituite dai sedimenti del sottosuolo e presenti anche in affioramento dell'area appartengono al Sintema Emiliano Romagnolo Superiore (AES), parte alta del Sintema Emiliano Romagnolo (AE), in particolare sono state inquadrate nel Subsintema di Ravenna (AES8), tetto stratigrafico di (AES), e all'unità di rango gerarchico inferiore definita Unità di Modena (AES8a), quest'ultima costituisce il tetto stratigrafico del Subsintema di Ravenna. Studi recenti sui depositi che formano le successioni oloceniche, che fanno riferimento al Subsintema di Ravenna e all'Unità di Modena presenti nell'area di studio, hanno dimostrato una sequenza deposizionale controllata prevalentemente dall'eustatismo e da fluttuazioni climatiche associate all'influenza della subsidenza, legata sia a cause tettoniche profonde sia alla compattazione dei sedimenti plio-quaternari. In particolare il Subsintema di Ravenna è caratterizzato dalla rapida risalita eustatica, avvenuta negli ultimi 18.000 anni circa, legata allo sviluppo di livelli di argille organiche e torbe.

La stratigrafia superficiale dell'area è stata ottenuta dai risultati delle prove penetrometriche e dai carotaggi. Le prove e i sondaggi sono stati distribuiti lungo tutto il tracciato allo scopo di definire i terreni attraversati.

In dettaglio le stratigrafie sono inserite nell'ALLEGATO PROVE e SONDAGGI.

In generale invece è possibile sintetizzare con una stratigrafia così composta:

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	10.00	prevalenza di terreni limoso-argillosi con rare lenti sabbiose
10.00	27.00	Argilla inorganica molto compatta
27.00	30.00	Sabbia medio fine

Rispetto questa stratigrafia generica, vi è un'area in cui è stata rilevata la presenza di un banco sabbioso tra le profondità di 5 e 8 metri nel punto di prova penetrometrica CPT n.7 e n.17.

Nei punti di prova penetrometrica sono stati installati dei piezometri entro i quali è stata misurata la profondità della falda.

Le letture sono state eseguite in due tempi diversi in quanto le prove sono state interrotte e poi riprese a causa delle condizioni meteorologiche.

Si riporta la seguente tabella, dove si nota che la profondità diminuisce con la seconda lettura fatta dopo abbondanti piogge e neve.

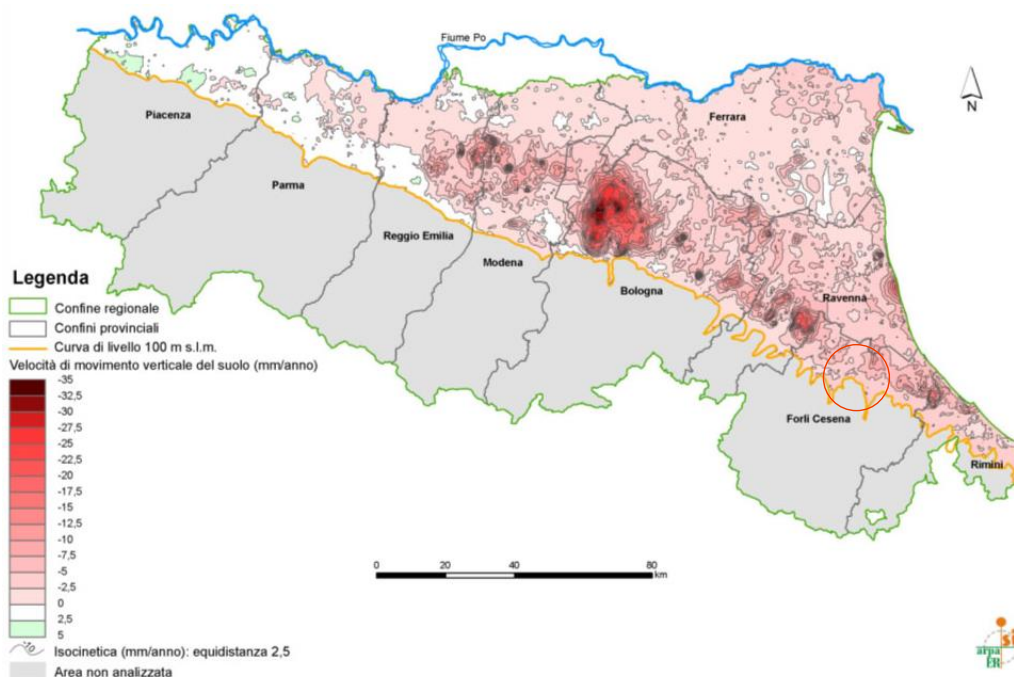
Prova	Lettura del 30-1-2018	Lettura del 13-3-2018
n.	m	m
1	-2.9	
2	-2.1	
3	-2.6	
4	-2.8	
5	-2.4	
6	-2.8	
7	-2.7	
8	-3.2	
9		-1.2
10		-0.7
11		-2.0
12		-1.8
13		-2.1
14		-2.8
15		-1.6
16		-2.5
17		-2.1
18		-2.7

Comunque, escludendo la lettura del piezometro della prova 10 che è stata influenzata probabilmente dal fosso stradale adiacente della via Mulino vecchio, una profondità compresa tra i 3.0 m e i 1.5 m è quella che ci si deve attendere tra periodi di minimo e massimo ravvenamento della falda. L'andamento della falda è in direzione nord est.

## SUBSIDENZA

Come è noto la subsidenza è un fenomeno di abbassamento della superficie terrestre causato da cambiamenti che avvengono nel sottosuolo. E' ormai accertato che l'estrazione di fluidi nel sottosuolo, ampiamente praticata nei nostri territori nelle ultime decine d'anni, ha accelerato l'abbassamento del suolo dovuto naturalmente per effetto dei processi diagenetici a cui è sottoposta la spessa coltre sedimentaria della pianura. Per la pianura alluvionale dell'Emilia Romagna i valori di subsidenza naturali attesi sono dell'ordine di 0.1/0.3cm/anno, mentre i valori effettivamente misurati nelle ultime decine d'anni sono quasi ovunque maggiori di 0.4 cm/anno. Il comune di Gatteo si pone in un'areale dove il tasso di subsidenza risulta di 0,4 mm/anno. Per questo areale a questa criticità ambientale concorrono in primo luogo gli elevati prelievi idrici di falda richiesti per soddisfare i fabbisogni irrigui dell'importante distretto di produzione orticola che si sviluppa nel territorio rurale dei comuni di San Mauro Pascoli e Savignano sul Rubicone.

Nel prossimo futuro è comunque indubbio che la diversificazione delle fonti di approvvigionamento idrico del comparto agricolo, attraverso l'impiego di acque pregiate veicolate dal Canale Emiliano Romagnolo (CER), dovrebbe conseguire una sensibile riduzione di questo elemento di forte criticità ambientale.

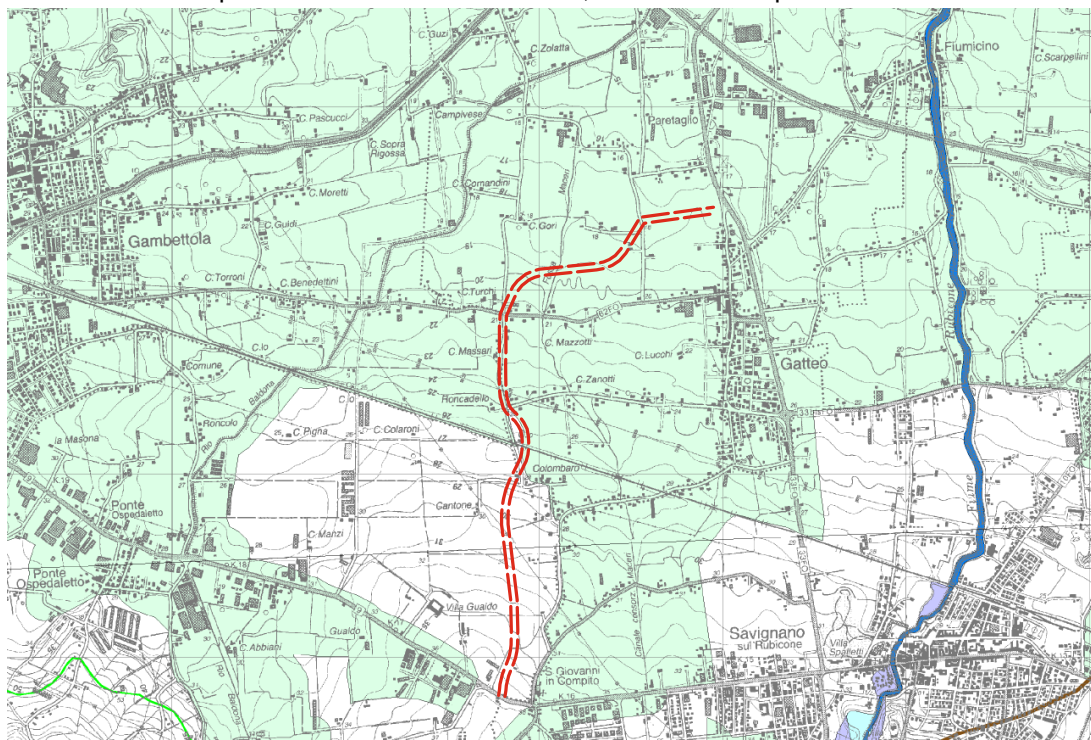


## IDROLOGIA E RISCHIO IDRAULICO



Come già citato, il corpo idrico principale è costituito dal Fiume Rubicone che scorre arginato e quindi costituisce un rischio idraulico diretto. La possibilità di alluvioni è invece legata al reticolo secondario.

La Carta del Rischio Alluvioni della Regione Emilia Romagna mostra che l'area rientra negli scenari di elevata pericolosità del rischio alluvioni, che si riferisce però al reticolo secondario.



## PERIMETRAZIONE AREE A RISCHIO IDROGEOLOGICO









Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli

PIANO STRALCIO PER IL RISCHIO IDROGEOLOGICO

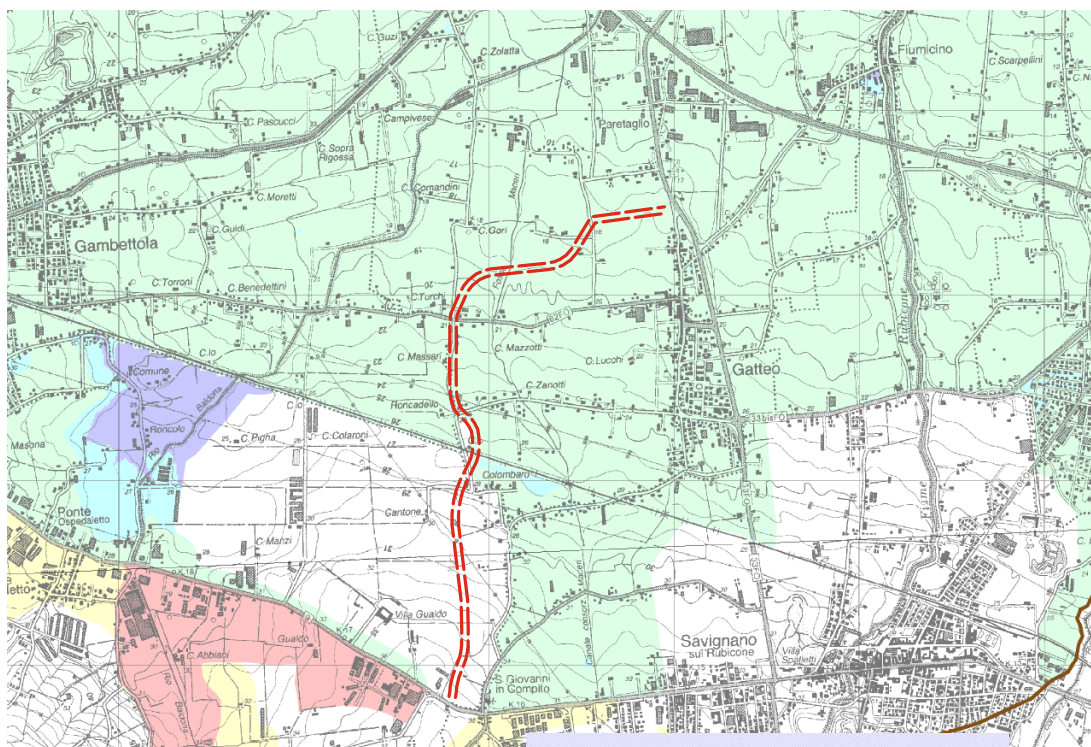
Scala 1:25000

### Aree a rischio idrogeologico

#### Titolo II - "Assetto della rete idrografica"

-  Art. 2 ter - alveo:  piena ordinaria  porzione incisa
-  Art. 3 - aree ad elevata probabilità di esondazione
-  Art. 4 - aree a moderata probabilità di esondazione
-  Art. 6 - aree di potenziale allagamento
-  Art. 10 - distanze di rispetto dai corpi arginali
-  tracciato stradale

Di seguito è riportato un estratto del Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico redatto dall'Autorità dei Bacini Romagnoli, Allegato n. 6, "Tiranti Idrici di Riferimento per le Aree di Pianura Sottoposte a Rischio di Allagamento", in cui si vede che l'area è classificata con un tirante idrico sino a 50 centimetri.



==== tracciato stradale

**ALLEGATO N. 6**  
**Tiranti idrici di riferimento per le aree di pianura**  
**sottoposte a rischio di allagamento (Art. 6)**

**Scala 1:25000**

**Art. 6: Aree di potenziale allagamento**

*Tirante idrico di riferimento*

- Fino a 50 cm
- Da 50 a 150 cm
- Oltre 150 cm

*Tirante idrico convenzionale*

- 20 cm
- 50 cm

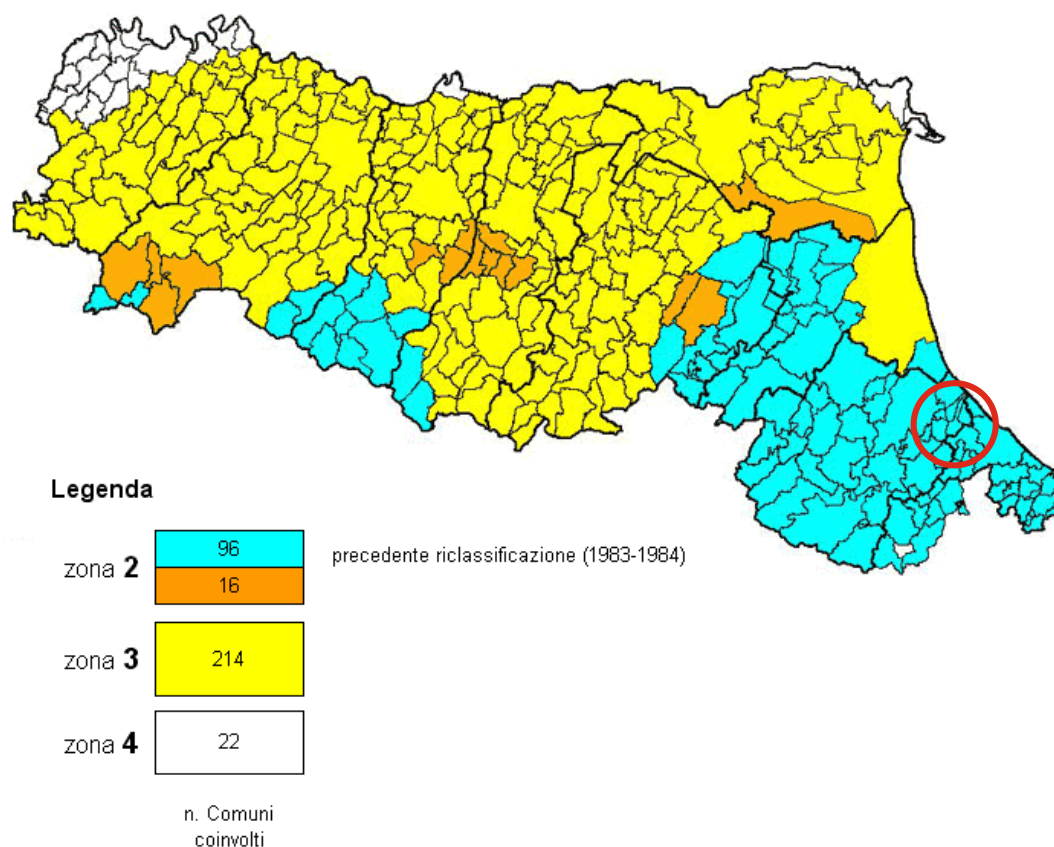
**Autorità dei Bacini Regionali Romagnoli**  
**PIANO STRALCIO PER IL RISCHIO**  
**IDROGEOLOGICO**

**Art. 10: Distanze di rispetto dai corpi arginali**



## *INQUADRAMENTO SISMICO*

L' Ordinanza del PCM n. 3274 / 2003, ha suddiviso il territorio regionale in varie zone sismiche in funzione della pericolosità, e i terreni qui indagati sono inseriti nella zona 2: sismicità media.



### *PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE*

Come previsto dal D.M. 14/01/2008 e del più recente DM 13/1/2018, la stima della pericolosità sismica di un sito è definita mediante un approccio sito dipendente e non più mediante un criterio zona dipendente.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite previsti nelle NTC, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito.

Essa viene espressa in termini di accelerazione orizzontale massima AG su suolo rigido orizzontale di riferimento e costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica di base per un qualsiasi sito considerato è la probabilità che in un certo intervallo di tempo, chiamato periodo di riferimento VR (espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di intensità

almeno pari ad una prefissata. La probabilità in questione è chiamata PVR, probabilità di superamento o di eccedenza nel periodo di riferimento VR. La pericolosità sismica di base viene definita individuando i 4 nodi del reticolo di riferimento all'interno del quale ricade l'area in studio. Nel nostro caso il tracciato interessa due quadranti.



Sito in esame.

latitudine: 44,1179278732931  
 longitudine: 12,3438796353589  
 Classe: 2  
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 18520	Lat: 44,1289	Lon: 12,3063	Distanza: 3240,662
Sito 2	ID: 18521	Lat: 44,1296	Lon: 12,3758	Distanza: 2861,630
Sito 3	ID: 18743	Lat: 44,0796	Lon: 12,3767	Distanza: 5000,689
Sito 4	ID: 18742	Lat: 44,0790	Lon: 12,3072	Distanza: 5230,161

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1  
Periodo di riferimento: 50anni  
Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 30 [anni]  
ag: 0,055 g  
Fo: 2,448  
Tc\*: 0,266 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,070 g  
Fo: 2,432  
Tc\*: 0,284 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,189 g  
Fo: 2,459  
Tc\*: 0,307 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0,247 g  
Fo: 2,475  
Tc\*: 0,316 [s]





Sito in esame.

latitudine: 44,110757  
 longitudine: 12,386805  
 Classe: 2  
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 18521	Lat: 44,1296	Lon: 12,3758	Distanza: 2274,721
Sito 2	ID: 18522	Lat: 44,1303	Lon: 12,4455	Distanza: 5161,131
Sito 3	ID: 18744	Lat: 44,0803	Lon: 12,4463	Distanza: 5837,222
Sito 4	ID: 18743	Lat: 44,0796	Lon: 12,3767	Distanza: 3552,366

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C  
 Categoria topografica: T1  
 Periodo di riferimento: 50anni  
 Operatività (SLO):  
 Probabilità di superamento: 81 %  
 Tr: 30 [anni]



ag: 0,053 g  
 Fo: 2,448  
 Tc\*: 0,267 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %  
 Tr: 50 [anni]  
 ag: 0,067 g  
 Fo: 2,442  
 Tc\*: 0,285 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %  
 Tr: 475 [anni]  
 ag: 0,186 g  
 Fo: 2,503  
 Tc\*: 0,299 [s]

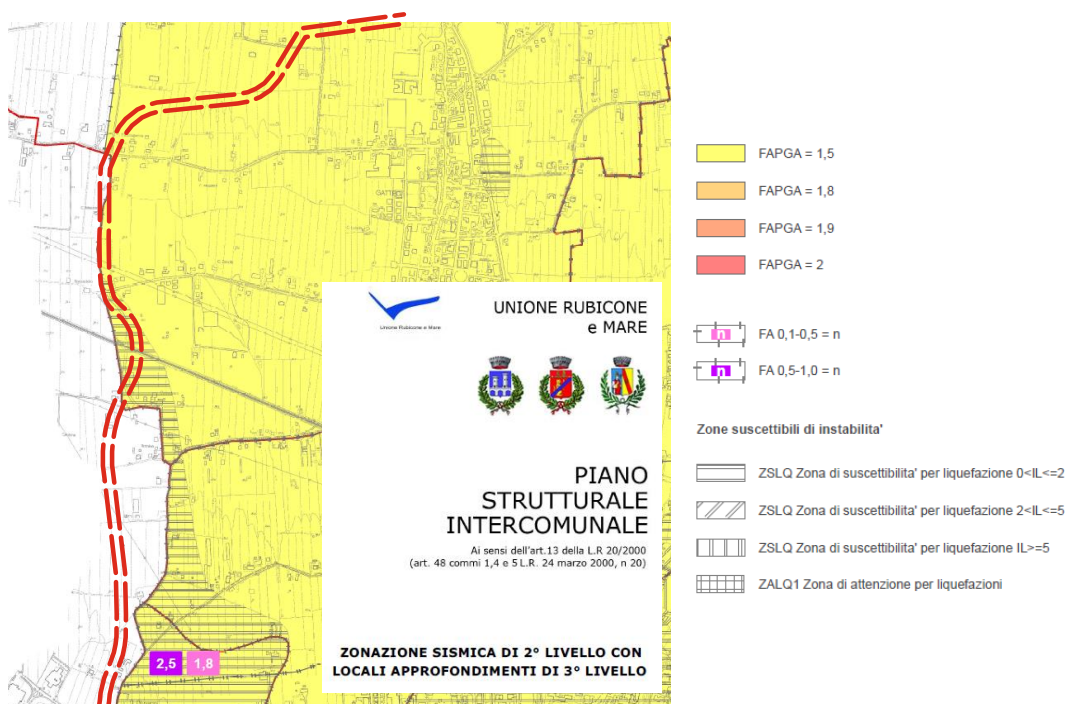
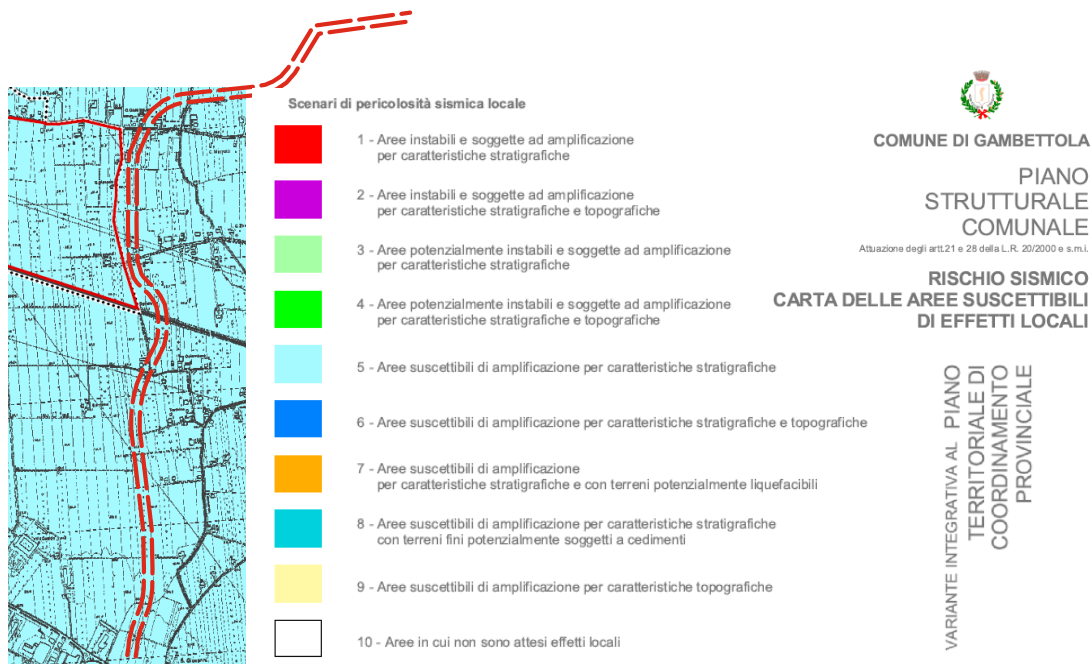
Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %  
 Tr: 975 [anni]  
 ag: 0,243 g  
 Fo: 2,512  
 Tc\*: 0,312 [s]

Coefficienti Sismici Fronti di scavo e rilevati

SLO:	SLD:	SLV:	SLC:
Ss: 1,500	Ss: 1,500	Ss: 1,420	Ss: 1,330
Cc: 1,620	Cc: 1,590	Cc: 1,550	Cc: 1,540
St: 1,000	St: 1,000	St: 1,000	St: 1,000
Kh: 0,000	Kh: 0,049	Kh: 0,102	Kh: 0,000
Kv: 0,000	Kv: 0,025	Kv: 0,051	Kv: 0,000
Amax: 0,814	Amax: 1,030	Amax: 2,634	Amax: 3,226
Beta: 0,000	Beta: 0,470	Beta: 0,380	Beta: 0,000

Nei comuni di Gambettola e Gatteo sono stati eseguiti studio di microzonizzazione sismica che riportano le seguenti mappe:



Nella prima mappa si definisce l'area suscettibile di amplificazioni per caratteristiche stratigrafiche, nella seconda l'area sembra essere interessata da fattore di amplificazione  $FAPGA = 1.5$  ed esclude fenomeni di liquefazione.

*Indagini in sito*

Per valutare la risposta del sito alle onde sismiche sono state condotte indagini sismiche HVSR e MASW-REMI in due punti del tracciato

### ***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  $10^{-15} \text{ m/s}^2$ ), 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  $\lambda$  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 termine 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.

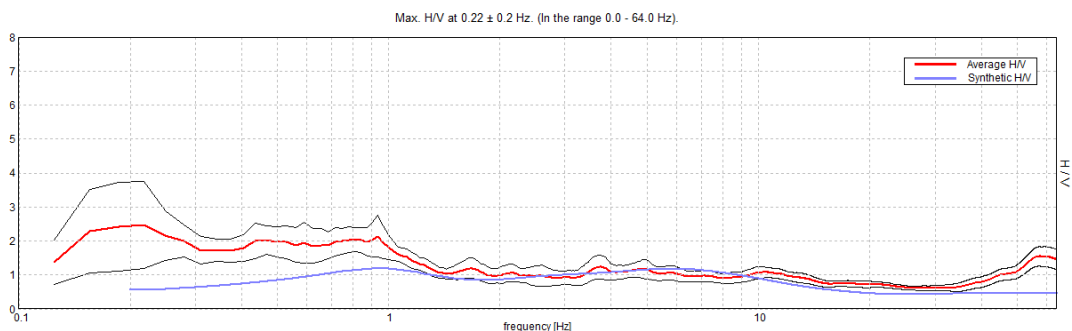
Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25-30Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle Vs relativamente ai primi cento metri di profondità.

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/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 Prova 1**

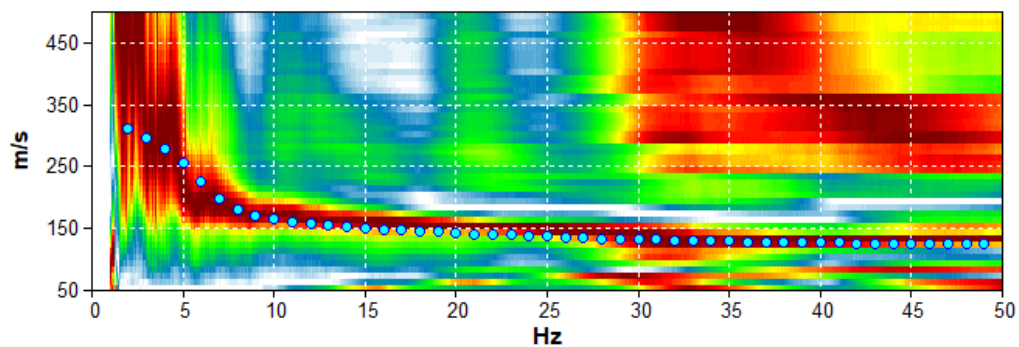
#### **Prova HVSR**



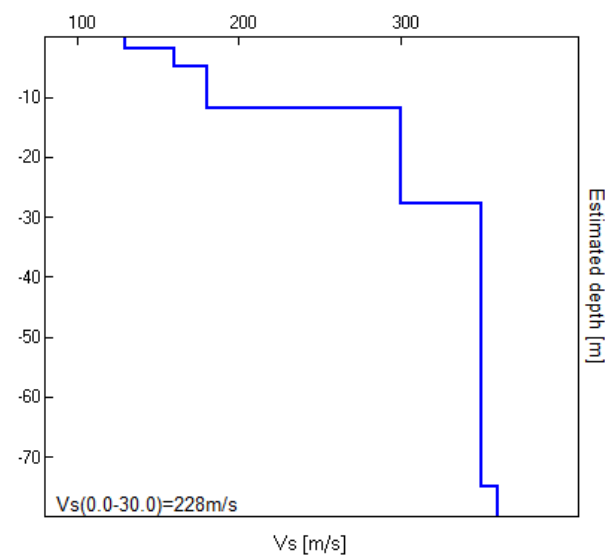
Come si vede nello spettro sopraindicato, non si osservano picchi rilevanti (se non a livelli molto superficiali) ad indicare come non vi siano contatti tra strati un alto rapporto di impedenza e la velocità delle onde S nel terreno che tende a crescere omogeneamente senza passaggi netti e quindi senza discontinuità rilevanti.

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



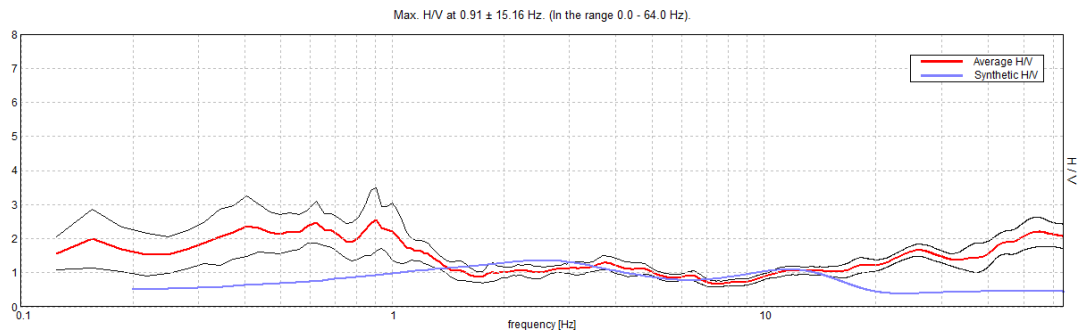
Dalla prova MASW si vede la curva modale relativa alla velocità delle onde S nel terreno. Integrando i dati del tomografo con quelli della MASW si ottiene la stratigrafia sismica dell'area, che produce i punti azzurri nel grafico spettrale della prova in array è qui di seguito mostrata.



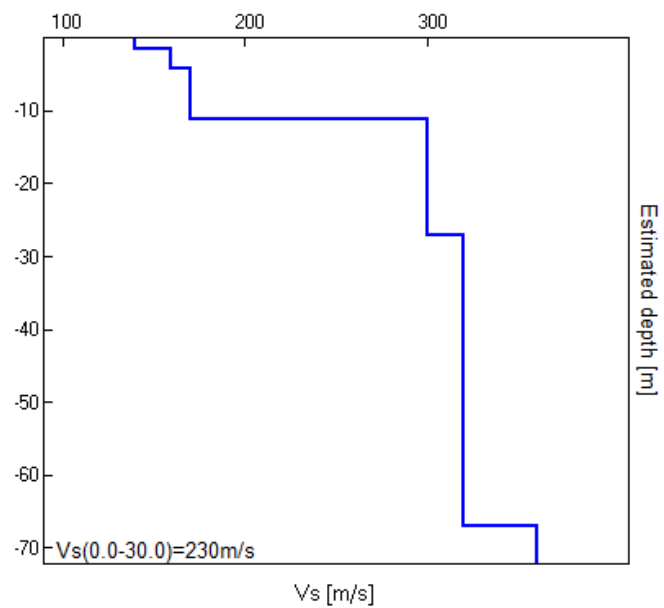
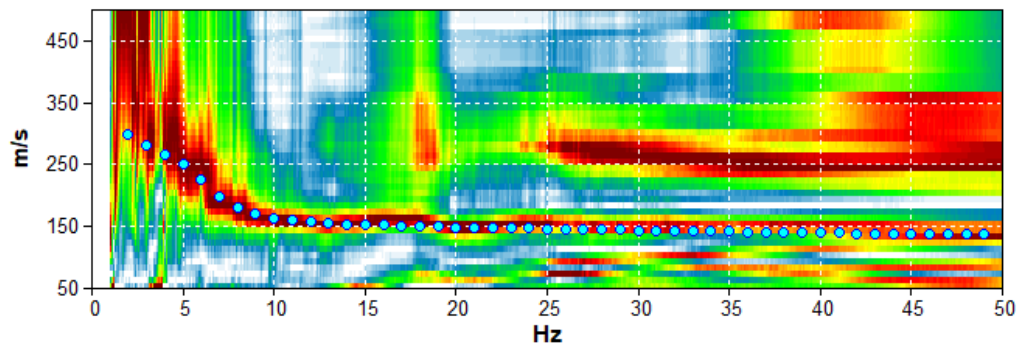
Il valore delle Vs30 calcolato è pari a 228 m/s.

## Risultati Prova 2

### Prova HVSR



Anche in questo spettro, non si osservano picchi rilevanti e quindi conferma una stratigrafia simile alla precedente con velocità delle onde S di 230 m/s.





### Condizioni topografiche

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<b>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></b>
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
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 $i > 30^\circ$

### ELEMENTI DI PROGETTAZIONE ANTISISMICA

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:

	Descrizione del profilo stratigrafico	$V_{s30}$ (m/s)	NSPT	$C_u$ (kPa)
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> Caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m	> 800	-	-
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> Con spessori superiori a 30 m, 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 $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa nei terreni a grana fina)	360 – 800	> 50	> 250
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 180 e 360 m/s (oppure resistenza penetrometrica $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fina)	180 – 360	15 – 50	70 – 250
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ inferiori a 180 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa, o coesione non drenata $c_u < 70$ kPa nei terreni a grana fina)	< 180	< 15	< 70
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore ai 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento con $V_{s30} > 800$ m/s			
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s	< 100	-	10 – 20

	(10 < c <sub>u</sub> < 20 kPa) che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.			
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti			

Dai risultati della prova penetrometrica e del tromografo, il terreno di studio ricade all'interno della **classe C**.

### *VERIFICA SULLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE*

La liquefazione delle sabbie è un processo che può avvenire durante un evento sismico: essa nasce dall'incremento della pressione dell'acqua interstiziale (  $u$  ) durante sollecitazioni di tipo ciclico.

Se tale aumento è tale da eguagliare la pressione litostatica totale (  $\sigma$  ), si ha l'annullamento della resistenza al taglio (  $\tau$  ), secondo la seguente relazione:

$$\tau = (\sigma - u) \tan \varphi$$

Da studi statistici si è verificato che il fuso granulometrico a rischio possiede un  $D_{50}$  compreso tra 0,25 e 0,45 mm.

Come già descritto nei paragrafi precedenti, la stratigrafia del sottosuolo presenta irregolarmente strati sabbiosi immersi in falda, che potrebbero quindi essere liquefacibili, ma occorre anche tenere in considerazione la profondità in cui si trovano tali strati e lo spessore degli stessi.

Poiché la liquefazione si verifica in condizioni in cui le sabbie presentano una composizione granulometrica piuttosto uniforme, si escludono dalla verifica i casi in cui si presentano livelli sabbiosi di spessore uguale o inferiore ai 60 cm, che rappresentano intercalazioni all'interno di strati coesivi.

Sono inoltre esclusi i depositi presenti ad una profondità superiore a 15 m, in quanto il carico litostatico è talmente elevato da non poter essere raggiunto dalla pressione neutra.

Per la verifica si considerano i risultati di due prove in cui sono stati rintracciati strati sabbiosi immersi in falda: la prova n.7 e la prova n.17.

Per valutare il pericolo di liquefazione è stato adottato il metodo di Robertson e Wride (1998), 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

$$CSR = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0'}} r_d$$

dove  $a_{max}$  è l'accelerazione massima orizzontale di progetto

$g$  è la forza di gravità ( $980,7 \text{ cm/s}^2$ )

$\sigma_{v0}$  e  $\sigma_{v0}'$  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):

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

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 :

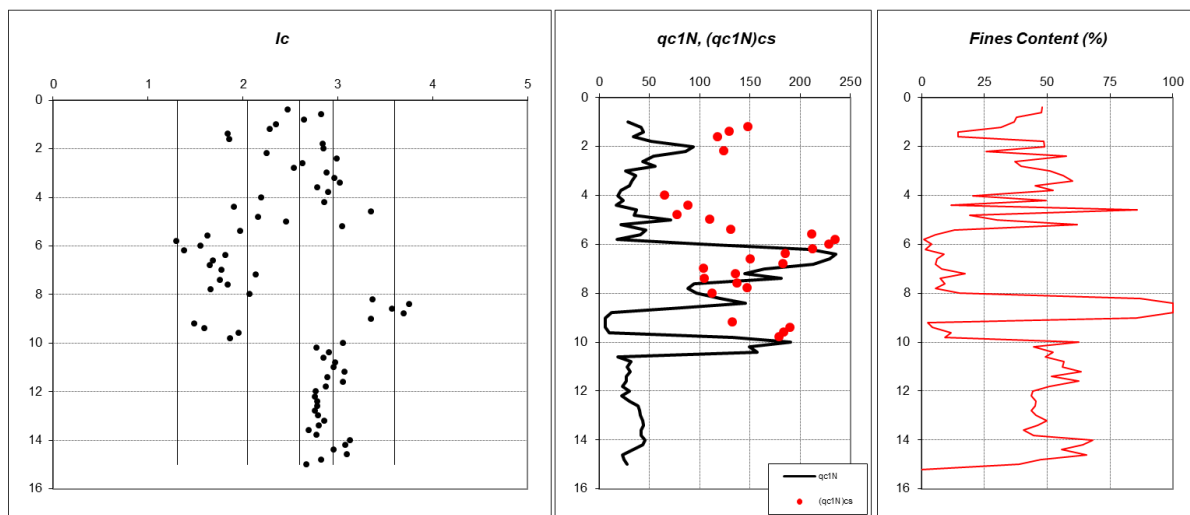
$$S \times a_g = 1,42 \times 0,186 = 0,223g$$

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

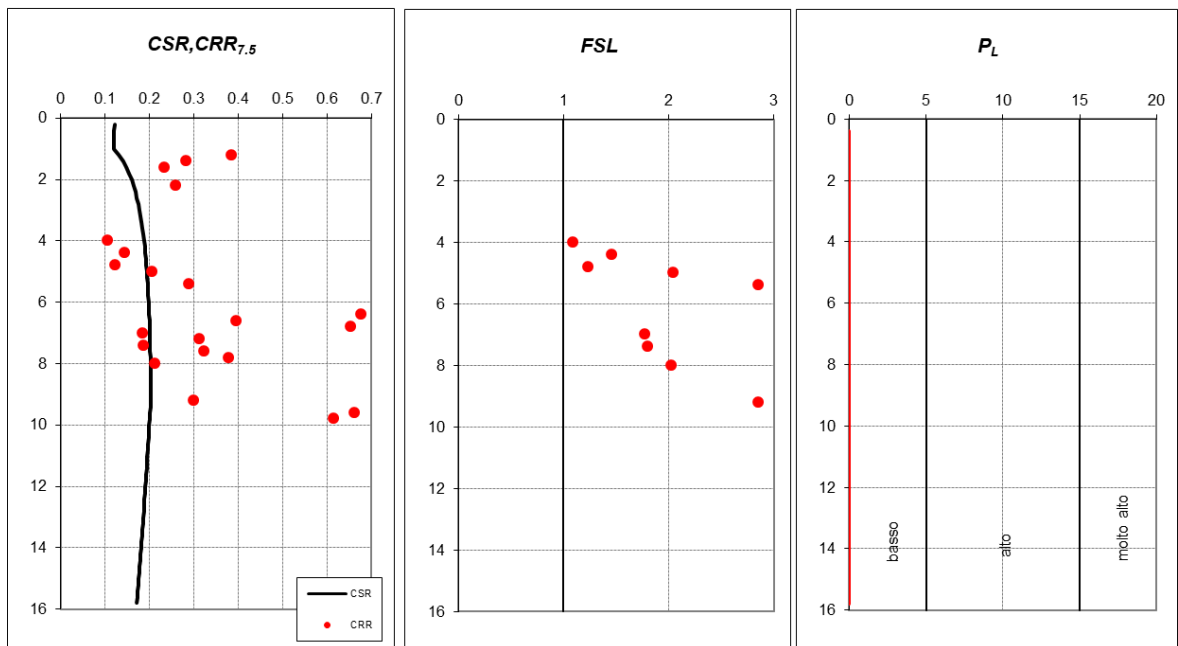
In seguito si calcola il valore di resistenza alla punta normalizzata  $q_{c1N}$  e corretta per il contenuto di fini  $(q_{c1N})_{cs}$  ed infine il contenuto di frazione fine (%).

#### Prova n.7

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

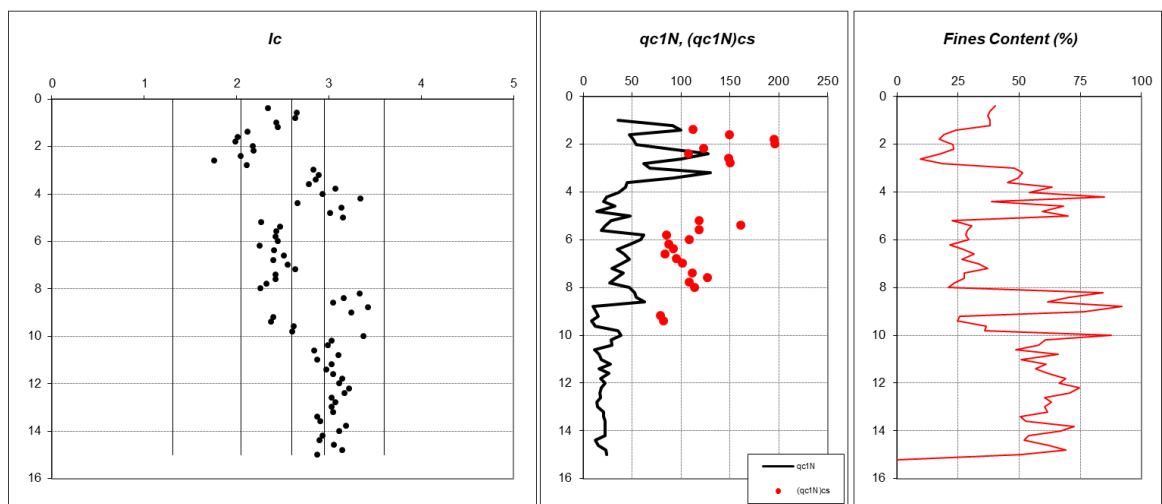


Qui di seguito sono poi illustrati il confronto tra i valori di  $CRR$  e  $CSR$ , il fattore di sicurezza  $FSL$ , corretto per una magnitudo realistica per l'area di studio (6,1) ed il valore di  $P_L$ , indice del potenziale di liquefazione.

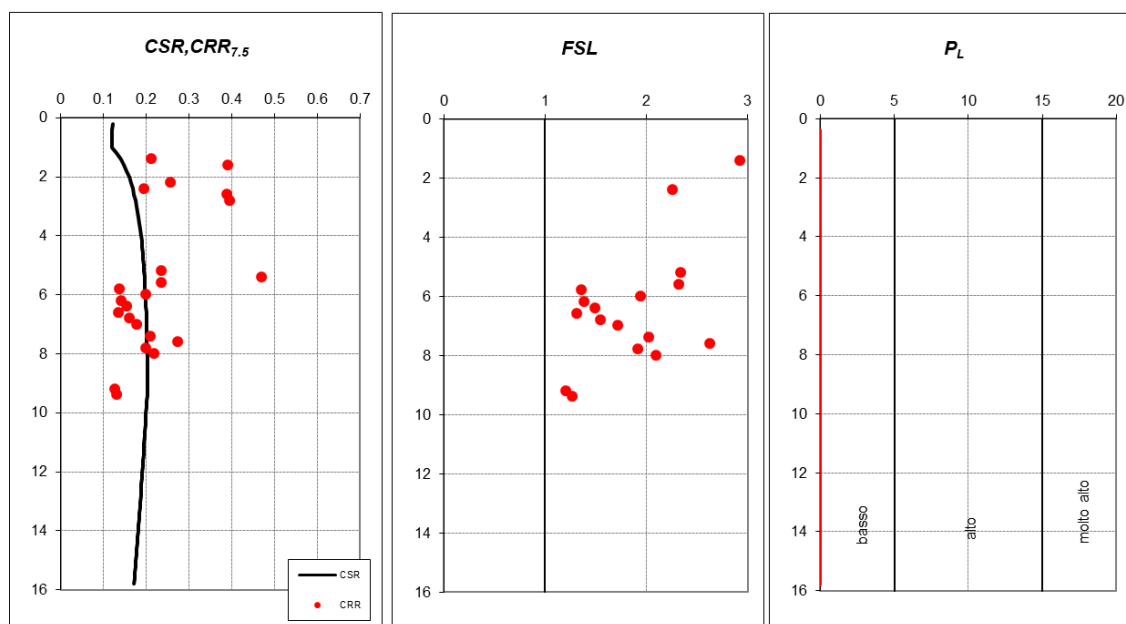


Come è evidente nessuno strato presenta un fattore di sicurezza inferiori a 1, il che si traduce in un valore di  $P_L$  pari a 0 ad indicare come il rischio di liquefazione sia nullo.

#### Prova n.17



da cui:



Anche in questo caso il potenziale di liquefazione è nullo.

## MICROZONAZIONE SISMICA

Da quanto si può desumere dai paragrafi precedenti l'area 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 microzonizzazione sismica e dell'analisi della risposta sismica locale.

## RISULTATI SONDAGGI A CAROTAGGIO

Lungo il tracciato sono stati eseguiti n.4 sondaggi a carotaggio con sonda CMV mk 900 D1.

Le carote sono state ricoverate in casse in PVC e fotografate.

La seguente tabella mostra i dati più significativi dei sondaggi mentre nell'ALLEGATO PROVE e SONDAGGI sono riportati i moduli di perforazione.

SONDAGGIO	PROFONDITA'	CAMPIONI
-----------	-------------	----------



n.	m	INDISTURBATI
1	30.0	8
2	30.0	4
3	20.0	2
4	20.0	2

### *RISULTATI PROVE DI LABORATORIO GEOTECNICO*

Nei sondaggi sono stati prelevati n.12 campioni indisturbati di terreno sui quali sono poi state eseguite le seguenti prove:

- 12 caratteristiche naturali
- 5 prove di compressione ad espansione laterale libera
- 6 prove di taglio consolidate e drenate
- 6 prove edometriche

Nella seguente tabella sono riportati i dati più significativi, mentre nell'ALLEGATO PROVE e SONDAGGI sono riportati i report di ogni singola prova.

Campione			Proprietà indice			Granulometria				Limiti di Att.		E.L.L.		Taglio CD		Edometro ( $\sigma = 1,0 \text{ kg/cm}^2$ )		
Sond.	Camp.	Profondità	w	$\gamma$	$\gamma_d$	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	$w_L$	$I_p$	$c_u$	$\varepsilon$	$\varphi'$	$c'$	E	$c_v$	K
n°	n°	m	%	t/m <sup>3</sup>	t/m <sup>3</sup>	%	%	%	%	%	%	kg/cm <sup>2</sup>	%	°	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /s	cm/s
1	1	2,00-2,50	23,5	2,01	1,63	2	32	46	20	31	13	0,31	6,2			39	5,69E-04	1,46E-08
1	2	4,00-4,50	22,4	2,01	1,65		63	26	11	21	N.P.			33	0,0			
1	3	6,00-6,50	30,4	1,88	1,44		1	63	36	47	27	0,40	7,7			30	3,77E-04	1,26E-08
1	4	9,00-9,50	24,2	1,95	1,57		85	13	2	N.D.	N.P.			37	0,0			
1	5	12,00-12,50	20,2	2,05	1,71		7	53	40	45	24	1,34	3,2			92	3,04E-04	3,31E-09
1	6	15,00-15,50	22,4	1,95	1,59		2	44	54	58	37			21	0,15			
1	7	17,50-18,00	24,6	1,90	1,52		8	47	45	52	32			23	0,08			
2	1	4,50-5,00	29,5	1,92	1,48		54	33	13	25	N.P.			32,5	0,0			
2	2	10,00-10,50	25,6	2,01	1,60		14	56	30	40	22	0,68	9,8			54	2,01E-04	3,73E-09
2	3	14,50-15,00	20,6	2,02	1,67		7	63	30	40	19	1,08	12,0	27,0	0,17			
3	1	5,00-5,50	30,6	1,91	1,46		3	57	40	52	27					32	1,96E-04	6,12E-09
4	1	5,50-6,00	26,0	1,97	1,56		13	43	44	57	32					32	1,16E-04	3,63E-09

### *RISULTATO PROVE DI LABORATORIO CHIMICO*

Sono stati prelevati n.6 campioni di terreno superficiali.

Tali analisi sono state condotte per la verifica della compatibilità chimico - fisica con il sito di destinazione dei terreni da scavo in base al D.Lgs. 152/06.

I campioni di terreno sono stati prelevati nello strato superficiale sino a 60 cm di profondità in quanto il terreno sottostante è quello naturale e quindi si escludono inquinamenti se non provenienti dallo strato superiore.

I punti di prelievo sono stati distribuiti nei punti in cui si è presupposto un intervento antropico. Sono stati prelevati campioni di terreno agricolo di circa 1.000 gr che sono stati collocati all'interno di vasi di vetro con coperchio ermetico e consegnati alla ditta L.A.V. s.r.l. di Rimini in data 15/03/2018.

Il sito ha attualmente una destinazione prevalentemente agricola e quindi sono stati ricercati i seguenti parametri e si sono ottenuti i seguenti risultati:

	CAMP.1	CAMP.2	CAMP.3	CAMP.4	CAMP.5	CAMP.6	
SCHELETRO >2 mm	<1	<1	<1	<1	<1	<1	%
FRAZIONE <2 mm	100	100	100	100	100	100	%
RESIDUO SECCO 105°	79.7	79.6	82.5	77.9	82.9	77.9	mg/kg in s.s.
ICROCARBURI C>12	<5	<5	<5	<5	<5	<5	mg/kg in s.s.
AMIANTO	-	<100	<100	-	-	-	
ARSENICO	5.9	4.6	5.0	5.7	5.9	5.3	mg/kg in s.s.
CADMIO	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	mg/kg in s.s.
COBALTO	16.9	14.4	12.5	15.3	13.3	14.2	mg/kg in s.s.
CROMO	86.9	66.5	71.0	80.9	73.7	86.8	mg/kg in s.s.
CROMO IV	<0.10	<0.10	<0.10	<0.10	<0.10	<0.10	mg/kg in s.s.
MERCURIO	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	mg/kg in s.s.
NICHEL	62.1	50.4	50.8	58.8	52.1	54.6	mg/kg in s.s.
PIOMBO	29.0	21.0	22.0	27.0	24	26.0	mg/kg in s.s.
RAME	41.0	33.0	36.0	32.0	41	30.0	mg/kg in s.s.
ZINCO	102.1	75.4	91.6	98.6	82.6	85.8	

La legge 152 fornisce una tabella di riferimento della Concentrazione Soglia di Contaminazione (CSC) per due tipi di siti: colonna A e colonna B con gli elementi da noi ricercati.

Qui di seguito si riporta la succitata tabella 1:

		<i>A</i>	<i>B</i>
		<i>Siti ad uso Verde pubblico, privato e residenziale (mg kg-1 espressi come ss)</i>	<i>Siti ad uso Commerciale e Industriale (mg kg-1 espressi come ss)</i>
	<i>Composti inorganici</i>		
2	Arsenico	20	50
4	Cadmio	2	15
5	Cobalto	20	250
6	Cromo totale	150	800
7	Cromo VI	2	15
8	Mercurio	1	5
9	Nichel	120	500
10	Piombo	100	1000
11	Rame	120	600
	<i>Aromatici</i>		
19	Benzene	0.1	2
20	Etilbenzene	0.5	50
21	Stirene	0.5	50
22	Toluene	0.5	50
23	Xilene	0.5	50
24	Sommatoria organici aromatici (da 20 a 23)	1	100
96	Amianto	1000 (*)	1000 (*)
16	Zinco	150	1500

Si nota che nessun campione ha superato i limiti di soglia e quindi il terreno può essere utilizzato al di fuori del cantiere anche per usi di verde pubblico, e privato e residenziale.

## *PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT E CPTU*

### **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.

### **PROVE CPTU**

La prova penetrometrica statica CPTU (di tipo elettrico con pietra porosa) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione della punta e del manicotto laterale mediante trasduttori ogni centimetro.

Sopra la punta è presente una pietra porosa che consente la misura della pressione interstiziale dei pori del terreno.

Le dimensioni della punta sono standardizzate ASTM D3441-86 :

- 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  $A_m = 150 \text{ cm}^2$
- Passo letture 1 cm
- Costante di trasformazione  $C_t = 10$

## 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.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in  $\text{Kg/cm}^2$ ) 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:

- $A_p = \text{l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann")} = 10 \text{ cm}^2$

- $A_m$  = area del manicotto di frizione =  $150 \text{ cm}^2$
- $C_t$  = costante di trasformazione = 10

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:

- $Q_c \text{ (RP)} = (LP \times C_t) / 10 \text{ cm}^2$  **Resistenza alla punta**
- $Q_l \text{ (RL) ( fs)} = [(LT - LP) \times C_t] / 150 \text{ cm}^2$  **Resistenza laterale**
- $Q_c \text{ (RP)} = \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } C_t / \text{Superficie Punta } A_p$
- $Q_l \text{ (RL) ( fs)} = \text{Lettura laterale } LT - \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } C_t / A_m \text{ area del manicotto di frizione}$

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)

L’utilizzo della stratigrafia dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.



## 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  $f_s$  media, il peso di volume naturale medio, il comportamento geotecnico (coesivo, incoerente o coesivo-incoerente), ed applica una texture.

## 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.

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

**MODULO DI REAZIONE  $K_o$**  (Kulhawy Maine, 1990).

**CORRELAZIONE NSPT** Meardi – Meigh 1972

## 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) .

## PROVA ... Nr.1

Committente: amministrazione provinciale forli-cesena  
Strumento utilizzato: PAGANI 200 kN (CPTU)  
Prova eseguita in data: 13/03/2018  
Profondità prova: 20.00 mt  
Località: gatteo

### STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm <sup>2</sup> )	Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0.80	C	1.1	593.7	48.1	151.8	>9	1.9	2.0	--	--	--	230.72
2	1.10	C	3.9	2056.4	110.0	324.0	>9	2.1	2.2	--	--	--	295.35
3	1.70	I	--	--	73.0	144.1	2.1	1.8	2.1	40.4	33.5	29.2	262.21
4	2.20	I	--	--	50.5	115.0	<0.5	1.8	2.1	19.8	30.3	20.2	240.46
5	4.80	C	0.4	221.4	33.4	87.9	3.6	1.8	1.8	--	--	--	193.10
6	7.00	I	--	--	70.5	141.0	<0.5	1.8	2.1	5.0	28.7	28.2	260.07
7	9.20	I	--	--	61.6	97.5	<0.5	1.8	2.1	5.0	28.7	15.4	225.61
8	14.20	C	1.0	521.7	48.1	151.8	3.1	1.9	2.0	--	--	--	230.72
9	20.00	I	--	--	78.5	150.6	<0.5	1.8	2.1	5.0	28.7	31.4	266.72

## PROVA ... Nr.2

Committente: amministrazione provinciale forli-cesena  
Strumento utilizzato: PAGANI 200 kN (CPTU)  
Prova eseguita in data: 13/03/2018  
Profondità prova: 20.00 mt  
Località: gatteo

### STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm <sup>2</sup> )	Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	1.00	C	1.1	559.3	48.4	146.5	>9	1.9	2.0	--	--	--	228.06
2	2.00	C	1.4	751.7	41.2	176.2	>9	2.0	2.1	--	--	--	242.21
3	3.10	C	0.6	332.5	42.0	109.4	8.3	1.8	1.9	--	--	--	207.36
4	5.20	I	--	--	45.6	81.1	<0.5	1.8	2.1	5.0	28.7	11.4	210.21
5	6.20	I	--	--	64.0	132.9	<0.5	1.9	2.2	5.0	28.7	25.6	254.23
6	9.60	I	--	--	58.4	94.3	<0.5	1.8	2.1	5.0	28.7	14.6	222.79
7	15.80	C	1.1	579.0	46.5	161.5	3.2	1.9	2.0	--	--	--	235.43
8	17.50	I	--	--	70.0	140.4	<0.5	1.8	2.1	5.0	28.7	28.0	259.64
9	20.00	C	1.3	698.0	43.6	184.1	2.3	2.0	2.0	--	--	--	245.67

## PROVA ... Nr.3

Committente: amministrazione provinciale forli-cesena

Strumento utilizzato: PAGANI 200 kN (CPTU)

Prova eseguita in data: 13/03/2018

Profondità prova: 20.00 mt

Località: gatteo

### STIMA PARAMETRI GEOTECNICI MEDI

Nr:	Numero progressivo strato	OCR:	Grado di sovraconsolidazione
Prof:	Profondità strato (m)	Puv:	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Tipo:	C: Coesivo. I: Incoerente. Cl: Coesivo-Incoerente	PuvS:	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Cu:	Coesione non drenata (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dr:	Densità relativa (%)
Eu:	Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fi:	Angolo di resistenza al taglio (°)
Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey:	Modulo di Young (Kg/cm <sup>2</sup> )
G:	Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm <sup>2</sup> )	Vs:	Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0.50												
2	1.70	I	--	--	86.5	159.8	1.4	1.8	2.1	53.5	35.5	34.6	272.88
3	2.80	C	0.5	279.0	37.8	98.2	8.0	1.8	1.9	--	--	--	200.23
4	4.80	I	--	--	64.0	99.8	<0.5	1.8	2.1	5.0	28.7	16.0	227.64
5	7.00	I	--	--	91.2	225.5	<0.5	1.9	2.2	32.5	32.0	60.8	311.53
6	9.20	I	--	--	61.6	97.5	<0.5	1.8	2.1	5.0	28.7	15.4	225.61
7	14.20	C	1.1	593.6	46.3	162.1	3.7	1.9	2.0	--	--	--	235.70
8	18.10	I	--	--	95.7	232.3	<0.5	1.8	2.1	9.9	28.7	63.8	315.08
9	20.00	I	--	--	58.0	125.2	<0.5	1.8	2.1	5.0	28.7	23.2	248.41

## *CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI*

A solo scopo indicativo si fornisce il carico limite di una fondazione nastriforme ipotizzata a profondità di 2.0 m.

### 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 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**

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

$s_q = 1 + \tan \phi'$  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:

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

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

$\beta$  = 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:

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

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

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,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

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

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

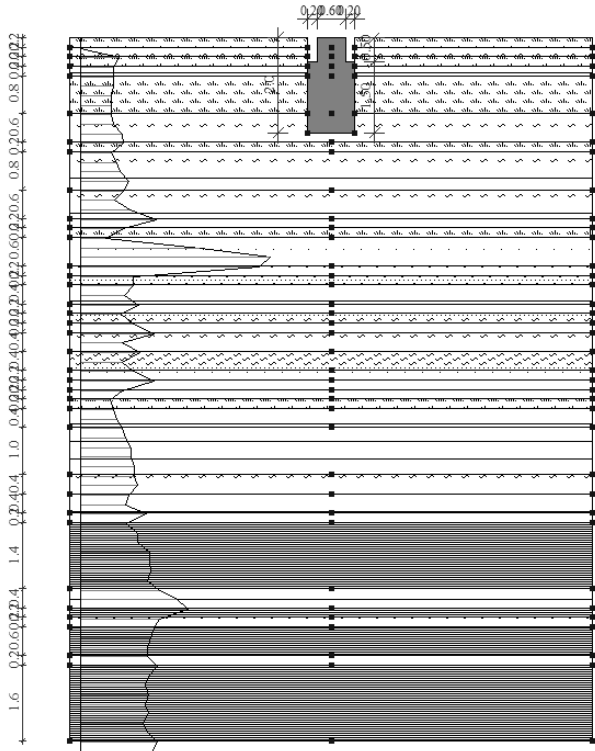
è la “design ground acceleration on type A ground”.

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

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

*VERIFICA DEL CARICO LIMITE*

E' stato calcolato il carico limite di una spalla del cavalca ferrovia considerando una fondazione nastriforme di lunghezza 10 metri e larghezza 1 metro e con un carico laterale dovuto alla presenza del rilevato. L'approccio utilizzato è il 2 e la prova penetrometrica utilizzata è la 2.



**DATI GENERALI**

Normativa  
Larghezza fondazione

NTC 2018  
1.0 m

Lunghezza fondazione 10.0 m  
 Profondità piano di posa 2.0 m  
 Altezza di incastro 1.0 m

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]
0.2	10.33	11.12	0.0	0.0	0.5884	0.0	64.6
0.2	18.65	19.43	0.0	0.0	91.405	0.0	4695.73
0.2	18.37	19.15	0.0	0.0	77.1293	0.0	4469.86
0.2	18.36	19.14	0.0	0.0	76.8631	0.0	4469.86
0.8	18.25	19.04	0.0	0.0	71.9948	0.0	4367.6
0.6	18.63	19.42	0.0	0.0	90.6765	0.0	4708.58
0.2	18.2	18.99	0.0	0.0	69.9705	0.0	4349.0
0.8	18.73	19.52	0.0	0.0	96.2733	0.0	4744.53
0.6	19.12	19.9	31.56	0.0	121.7496	3510.78	4515.85
0.2	17.65	20.59	30.27	0.0	0.0	2863.54	7158.85
0.2	17.87	18.65	0.0	0.0	56.9486	0.0	3965.25
0.6	18.63	21.57	36.77	0.0	0.0	10865.77	8149.33
0.2	19.09	19.87	30.71	0.0	119.494	3471.55	4543.69
0.2	19.09	19.88	30.63	0.0	120.0684	3491.17	4529.99
0.4	19.04	19.83	30.33	0.0	116.3769	3393.1	4594.07
0.2	18.65	19.43	0.0	0.0	91.6712	0.0	4732.98
0.2	19.09	19.87	30.24	0.0	119.564	3491.17	4529.99
0.2	18.63	21.57	31.89	0.0	0.0	4903.33	12258.31
0.4	19.0	19.79	29.78	0.0	113.6451	3334.26	4627.21
0.4	18.9	19.68	29.3	0.0	106.3881	3138.13	4708.93
0.2	18.63	21.57	31.48	0.0	0.0	4922.94	12307.35
0.2	17.65	20.59	28.7	0.0	0.0	2765.48	6913.69
0.2	18.07	18.86	0.0	0.0	64.6398	0.0	4290.57
0.2	18.24	19.03	0.0	0.0	71.5255	0.0	4469.86
0.4	18.55	19.33	0.0	0.0	86.0463	0.0	4702.38
1.0	19.0	19.79	28.96	0.0	113.6241	3373.49	4605.56
0.4	19.07	19.85	0.0	0.0	118.0861	0.0	4515.85
0.4	19.16	19.94	29.08	0.0	124.8246	3706.91	4350.09
0.2	18.81	19.59	0.0	0.0	100.8054	0.0	4733.19
1.4	19.47	20.25	0.0	0.0	150.6862	0.0	4452.15
0.4	20.19	20.98	31.55	0.0	234.0988	6805.82	6805.71
0.2	19.75	20.53	0.0	0.0	178.537	0.0	5256.28
0.2	19.61	20.4	29.68	0.0	164.3875	4864.1	4864.02
0.6	19.49	20.27	0.0	0.0	152.1992	0.0	4530.6
0.2	19.68	20.47	29.68	0.0	171.5323	5079.85	5079.76
1.6	19.46	20.24	0.0	0.0	149.8876	0.0	4491.37

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	158.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	S.L.E.	158.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze



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

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

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	474.61 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	206.35 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	158.2 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

#### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 18984.31 kN/m<sup>3</sup>

#### A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.02
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	474.61 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	206.35 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

## CONCLUSIONI

L'intervento oggetto di questa relazione consiste nella realizzazione di una nuova strada di collegamento tra la strada statale n.9 e il casello autostradale A14 "Valle del Rubicone".

La strada sarà realizzata a piano campagna ad eccezione del cavalca ferrovia.

L'area morfologicamente appartiene alla piana pedecollinare costituita da depositi alluvionali in prevalenza pelitici.

La falda è presente a profondità comprese tra 1.5 e 3.0 metri.

Dal punto di vista sismico il terreno appartiene alla classe C.

Nella presente relazione si è considerato l'approccio 2 descritto nelle NTA 2018 per il calcolo del carico limite del cavalca ferrovia.

I valori ricavati di Portanza del terreno sono:

- Carico limite 474.61 kN/m<sup>2</sup>
- Resistenza di progetto 206.35 kN/m<sup>2</sup>

Questi risultati geotecnici riferiti al comportamento del terreno sotto carico, hanno lo scopo di valutarne l'idoneità alla esecuzione dell'opera, ma rimangono indicativi e dovranno essere verificati dal progettista.

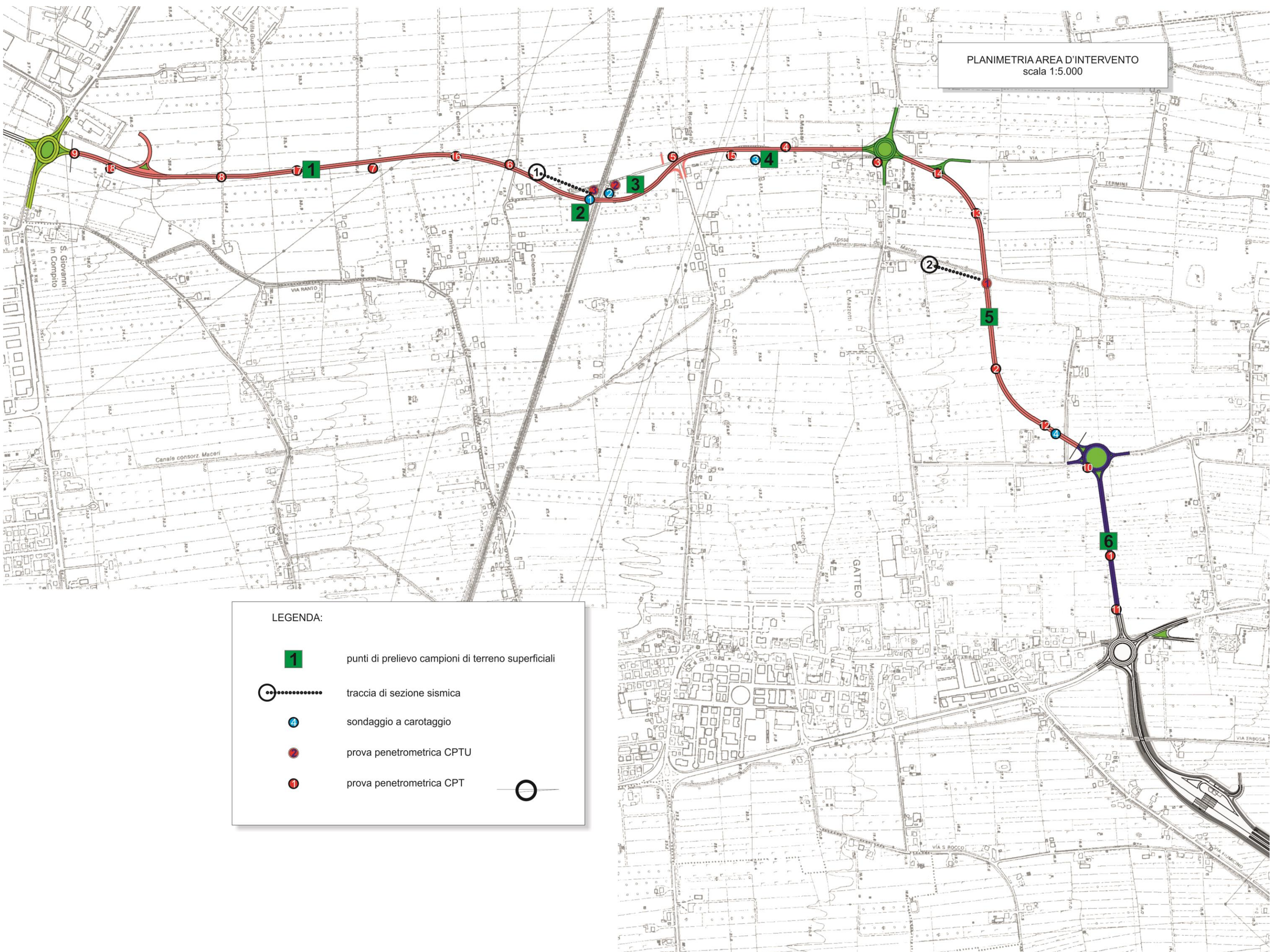
Da quanto sopra accertato, l'intervento è realizzabile, occorre però attenersi ai seguenti consigli operativi:

1. Il pacchetto stradale dovrà essere impostato a profondità idonea, evitando in ogni caso il terreno vegetale e di riporto;
2. La conferma dei calcoli geotecnici di carico limite devono essere verificati anche alla luce di scavi che ricavino la dimensione geometrica della fondazione delle sponde e dei plinti del cavalca ferrovia;
3. effettuare gli scavi e i getti fondali in periodi stagionali favorevoli;
4. allontanare velocemente il terreno di risulta.

Qualora durante gli scavi fondali emergessero situazioni anomale non previste dal presente studio quali, terreno di riporto o falda a profondità diversa da quella rilevata, si prega di avvisare il sottoscritto il quale dopo sopralluogo deciderà sugli eventuali interventi da eseguire.






Casadio Mario






PLANIMETRIA AREA D'INTERVENTO  
scala 1:5.000

LEGENDA:

	punti di prelievo campioni di terreno superficiali
	traccia di sezione sismica
	sondaggio a carotaggio
	prova penetrometrica CPTU
	prova penetrometrica CPT





CARTA GEOLOGICA  
scala 1:10.000

