

COMUNE DI SANTARCANGELO DI R.

PROVINCIA DI RIMINI

OGGETTO: PIANO URBANISTICO ATTUATIVO SOC. ADRIAUTO SRL
VIA EMILIA OVEST PER LA REALIZZAZIONE DI MEDIO-
PICCOLA STRUTTURA DI VENDITA ALIMENTARE E ATTI-
VITA' TERZIARIE

Relazione Geologica

tavola 22

scala

data

COMMITTENTE: Soc. ADRIAUTO S.r.l. (in liquidazione)

P.Iva: 00 124 470 402

Adriauto s.r.l. in liquidazione

Il Liquidatore

Dott. Rag. *Lamberto Rossi*

PROGETTISTA: Arch. RAUL BRASCHI

Galleria la Fornace nc. 1, Santarcangelo di R.



COLLABORATORE: Geom. VINCENZI MAURO

via San Vito nc. 1546, Santarcangelo di R.



Spett. Soc. ADRIAUTO S.r.l. (in liquidazione)

***RELAZIONE GEOLOGICA
ALLEGATA AL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO,
SOCIETA' ADRIAUTO S.R.L. VIA EMILIA OVEST,
PER LA REALIZZAZIONE DI MEDIO – PICCOLA STRUTTURA DI
VENDITA ALIMENTARE E ATTIVITA' TERZIARIE,
SU AREA POSTA PRESSO VIA EMILIA,
IN COMUNE DI SANTARCANGELO - RN –
CON VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO.***

RELAZIONE



Spett. Soc. ADRIAUTO S.r.l. (in liquidazione)

**RELAZIONE GEOLOGICA
ALLEGATA AL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO,
SOCIETA' ADRIAUTO S.R.L. VIA EMILIA OVEST,
PER LA REALIZZAZIONE DI MEDIO – PICCOLA STRUTTURA DI
VENDITA ALIMENTARE E ATTIVITA' TERZIARIE,
SU AREA POSTA PRESSO VIA EMILIA,
IN COMUNE DI SANTARCANGELO - RN –
CON VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO.**

1.- PREMESSA

L'indagine e' stata condotta su incarico del Geom. MAURO VINCENZI dello Studio Tecnico Associato dei Geomm. FERRINI e VINCENZI di Santarcangelo di Romagna, allo scopo di accertare preventivamente litologia e caratteristiche geomeccaniche, geomorfologiche ed idrogeologiche dei terreni di proprietà della Spett. Soc. ADRIAUTO S.r.l., siti presso Via A. Costa, in Comune di Santarcangelo di Romagna e di conseguenza acquisire gli elementi necessari alla redazione del progetto.

Oggetto del presente studio, il Piano Attuativo catastalmente individuato al Foglio n° 10, particelle n° 177 e 280.

Stante il carattere preliminare dello studio finalizzato all'individuazione delle condizioni di pericolosità del territorio, ci si è avvalsi dell'esecuzione di n° 4 prove penetrometriche statiche (C.P.T.). eseguite mediante penetrometro PAGANI con spinta max. di 20 Tons, con ancoraggi tramite viti elicoidali e punta meccanica Begemann. Durante le prove sono stati rilevati i valori della resistenza alla punta (Rp) e della resistenza laterale (Rl) ogni 20 cm tramite display collegato alla testa di spinta.

Le prove hanno raggiunto la profondità massima di 25.00 mt.

Con l'ausilio dello stesso strumento in prossimità del foro in cui è stata precedentemente realizzata la prova penetrometrica statica CPT-M 1 è stata effettuata n° 1 prova penetrometrica statica con cono sismico (S-CPT), spinta alla profondità massima di 20,0 mt. dall'attuale piano campagna.

La ricostruzione della sequenza litologica dell'area si è poi avvalsa dei risultati forniti dall'esecuzione di n° 5 prove penetrometriche statiche spinte alla profondità massima

di 24.60 mt. dal p.c. e **n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 25.00 mt.** dal p.c. effettuati in aree vicinali nel corso di precedenti lavori commissionati a codesto Studio (periodo: Dicembre 2018; Settembre ÷ Ottobre 2010). Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati **n° 2 campioni** di terreno rappresentativi delle litologie attraversate (n° 1 per ciascuna verticale d'indagine) successivamente sottoposti ad opportune **prove di laboratorio** per la definizione delle caratteristiche fisico – meccaniche.

Inoltre, nel corso delle perforazioni, sono state effettuate **n° 4 prove SPT** (n° 2 per ogni sondaggio) per la verifica del grado di addensamento dei litotipi incoerenti.

I risultati dei logs penetrometrici e stratigrafici sono allegati a fine relazione.

Dai risultati forniti, correlabili ai valori di N_{SPT} , si sono desunti i parametri geotecnici utilizzati per la caratterizzazione dei litotipi presenti.

*A completamento del rilievo sono state rilevate **n° 2 sezioni altimetriche** riportate come da planimetria allegata.*

*Infine, sono state effettuate (Ottobre 2019) dal Dr. Geol. Lorenzo del Maschio, **n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio)** e **n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC)** per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità (V_{S30}) e delle frequenze caratteristiche del sito.*

Le considerazioni geologiche, geotecniche, idrogeologiche e geofisiche di seguito espresse saranno mirate a ricostruire le condizioni di pericolosità del territorio in funzione della prevista edificazione dell'area in accordo con quanto richiesto dalla circolare regionale 1288 dell'11.02.1983 "Indicazioni metodologiche sulle indagini geologiche da produrre a corredo dei Piani Urbanistici Comunali", dal D.M. dell'11.03.1988 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione", dal D.M. del 16.01.1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" e dal D.M. del 14.09.2005 "Norme tecniche per le costruzioni" (e s.m.i.) e dagli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica" (delibera A.L. n° 112 del 02.05.2007).

2.- INQUADRAMENTO GENERALE DEL TERRITORIO

*Il territorio comunale di Santarcangelo di Romagna ha un'estensione di **45.08 Kmq.** Si sviluppa in gran parte a Nord del corso del Fiume Marecchia (frazioni di Montalbano, Ciola Corniale, Canonica, Sant'Agata, San Vito, Centro Storico, Santa Giustina e San Michele) ed in minima parte a Sud del predetto Fiume (frazioni di San Martino dei Molini e Sant'Ermete).*

La morfologia dell'area è quella tipica delle aree prospicienti il Mare Adriatico e le pianure terrazzate.

Il territorio comunale è suddiviso da una sottile dorsale collinare Poggio Torriana – Colle Giove che separa i bacini idrografici dei due maggiori corsi d'acqua incidenti la zona: Fiume Marecchia e Torrente Uso.

2.1.- GEOLOGIA e GEOMORFOLOGIA

L'area in esame è riportata nel Foglio n° 100 - FORLI'- della Carta Geologica d'Italia ricadendo nella Tavoletta II SE, Santarcangelo di Romagna.

La geologia del territorio comunale di Santarcangelo non è particolarmente complessa. Essa comprende infatti le ultime pendici collinari di età pliocenica e le alluvioni continentali terrazzate della pianura (Pleistocene - Olocene).

Sono rappresentati quindi gli ultimi episodi di storia geologica che hanno portato alla formazione della dorsale appenninica. Tali episodi si concretizzarono verso la fine del Miocene (5 Milioni d'anni fa circa) con dei sollevamenti che fecero emergere l'ossatura della catena; su entrambi i versanti, la linea di costa era allora abbastanza vicina al limite spartiacque. Essa corrispondeva alla "linea di cerniera" tra le aree in sollevamento ed aree subsidenti e costituiva il principale elemento di riferimento tettonico e morfologico. Basti pensare che nella Regione Emilia – Romagna l'area che presenta, sia per frequenza che intensità, il maggior grado di sismicità, è quella interessata dal "Sovrascorrimento pedeappenninico" che coincide appunto con tale zona di cerniera.

La linea e conseguentemente la morfologia della costa, era rotta e frastagliata da faglie trasversali (cosiddette antiappenniniche) ancora oggi sismicamente attive (faglie trascorrenti) su cui si sono impostate le aste di erosione fluviale (torrenti appenninici primitivi).

La linea di cerniera è poi migrata verso NE negli ultimi 7 – 8 M.A.; sono così emersi, aggiungendosi all'ossatura precedente, i sedimenti che formano le fasce collinari pedeappenniniche di età sostanzialmente pliocenica e quaternaria. Ciò è dipeso dalle sedimentazione abbondante apportata dai torrenti appenninici sul margine della fossa padana, ma soprattutto dai "basculamenti" indotti da moti verticali diventati, in questo periodo, predominanti, mentre quelli orizzontali si riducevano d'importanza.

Questa attività tettonica non si è ancora esaurita, almeno nella fase avanzata dell'orogene (Pianura Padana, Adriatico) come è dimostrato dalla frequente attività sismica della regione.

I terreni affioranti nel territorio del Comune di Santarcangelo di Romagna si sono costituiti in posto (a differenza ad esempio di quelli affioranti nella vicina Val Marecchia che sono migrati in senso orizzontale) e pertanto si presentano in successione stratigrafica normale, con i sedimenti più antichi in basso ed i più recenti in alto.

Essi rappresentano il cosiddetto "neoautoctono".

Vengono individuate due "serie" di sedimenti: marini e continentali.

Nella serie marina e' rappresentato tutto il Pliocene pedeappenninico cioè tutti quei depositi sedimentari formatisi successivamente alla messa in posto dei complessi liguridi (argille caotiche con lembi "esotici") della colata gravitativa della Val Marecchia, avvenuta nel Pliocene inferiore.

I terreni più antichi sono presenti nelle frazioni collinari di Montalbano e Ciola Corniale (Pliocene medio - inferiore); litologicamente prevale la frazione sabbiosa (molasse, sabbie grossolane con intercalazione di argille sabbiose grigie) indice di depositi di mare costiero con strati orientati generalmente in direzione NNO - SSE ed immersioni molto elevate verso NE (anche superiori a 50°).

Il Pliocene superiore e' invece rappresentato da sabbie stratificate, talora cementate ed arenarie debolmente cementate; sabbie fini argillose e limi argillosi grigi.

Costituisce le ultime pendici collinari comprese tra il Fiume Marecchia ed il Fiume Uso.

Di questi litotipi prevale nettamente, per la parte su cui sorge il centro storico di Santarcangelo di Romagna, il primo (arenarie debolmente cementate, il cosiddetto "tufo") con alla base lenti di conglomerato, più o meno cementato, che marca le varie regressioni e trasgressioni marine, cui è stata soggetta la zona ed è pertanto da considerarsi legato ad un ciclo regressivo plio - pleistocenico.

I terreni alluvionali fanno parte delle alluvioni delle conoidi dei Fiumi Uso e Marecchia ascrivibili al Pliocene ed Olocene.

Di queste, la conoide di gran lunga più importante per estensione (200 Km² secondo U. Buli "Geoidrologia della conoide del Fiume Marecchia" 1935 - Bologna, e 123 Km² secondo il Consorzio di Bonifica Agro Riminese "Studi e ricerche metodologiche per il ravvenamento artificiale del conoide del Fiume Marecchia a scopo idropotabile ed irriguo" 1977 - Rimini) che per gli acquiferi contenuti, e' quella del Fiume Marecchia. Planimetricamente essa ha forma triangolare, vertici Ponte Verucchio, Bellaria e Miramare di Rimini.

Essa degrada dolcemente verso l' Adriatico con una pendenza variabile dall' 8 a meno dell' 1 per mille.

Per quanto riguarda l'alveo recente del Fiume Marecchia, a partire dagli anni '70 esso ha subito, al pari di altri fiume emiliano - romagnoli, una profonda trasformazione per effetto della canalizzazione che ha prodotto una drastica riduzione della sezione d'alveo ed una profonda incisione a valle di Ponte Verucchio (di oltre 10 metri) che ha portato in affioramento i terreni di deposito marino (peliti grigio - azzurre della successione pliocenica). La canalizzazione è stata prodotta dalle escavazioni compiute in alveo e sui terrazzi laterali del fiume, compiute negli anni '70 che hanno prodotto l'asportazione del sottile pavè ghiaioso (dello spessore di 5 - 7 metri circa) posti al tetto dei terreni di deposito marino nella zona apicale del conoide. La canalizzazione riguarda circa 7 - 8 dei 19 Km. Della lunghezza d'alveo compresa tra Ponte Verucchio e la foce.

Complessivamente i depositi marini occupano una superficie pari a 9.955 Km². (circa il 22% della superficie comunale pari a 45.08 Km².) mentre i depositi continentali

alluvionali della pianura, una superficie di 35.125 Km². Pari a circa il 78 % del territorio comunale.

Nella pianura le alluvioni si presentano nettamente terrazzate. Sono stati riconosciuti V ordini di terrazzi.

Il più esteso di tali terrazzi è il III° che si immerge sotto i terreni alluvionali ghiaiosi ed argillosi non ferrettizzati a valle di Corpolo'. All' altezza di Vergiano poi tali terreni sono a loro volta ricoperti da strati alluvionali ancor più recenti, marcatamente argillosi e da terreno vegetale che si estende per tutta la restante pianura fino al mare. La copertura alluvionale argillosa, contribuisce a rendere artesiani l' acqua contenuta in tali conglomerati.

I depositi alluvionali hanno uno spessore via via crescente man mano che dal vertice della conoide si procede verso il mare.

All' altezza del Comune di Poggio Berni lo spessore del materasso ghiaioso si aggira sui 4 mt.; più a valle, in corrispondenza di S. Martino dei Mulini aumenta fino a superare i 20 mt. di altezza: inizia allora una enorme lente permeabile estesa quasi come una fascia trasversale in seno alla conoide. Da questa lente si diramano, per successive biforcazioni, come digitazioni o suddivisioni, i vari strati ghiaiosi che, con diversa pendenza e continuità, si espandono sotto la bassa pianura.

Questo schema si deve al già ricordato U. Buli "Geoidrologia della conoide del Fiume Marecchia" 1935 - Bologna; le prospezioni sismiche compiute nell' ambito degli studi sul ravvenamento artificiale della conoide (Consorzio di Bonifica Agro Riminese "Studi e ricerche metodologiche per il ravvenamento artificiale del conoide del Fiume Marecchia a scopo idropotabile ed irriguo" 1977 - Rimini) hanno sostanzialmente confermato tale schema.

La geologia della zona è caratterizzata dalla presenza di depositi continentali pleistocenici, litologicamente costituiti da sabbie, ghiaie ed argille dei terrazzi.

3.- INDAGINI ESEGUITE

*Ai fini dello studio geo - litologico dell'area ci si è avvalsi dei risultati forniti complessivamente dall' esecuzione di **n° 5 prove penetrometriche statiche (C.P.T.) e n° 1 prova penetrometrica statica con cono sismico (S-CPT)**, ubicate come da planimetria allegata.*

*La ricostruzione areale si è poi avvalsa di **n° 5 prove penetrometriche statiche e n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 25.00 mt.** dal p.c. effettuati in aree vicinali nel corso di precedenti lavori commissionati a codesto Studio (periodo: Dicembre 2018; Settembre ÷ Ottobre 2010).*

*L'indagine geofisica per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità (V_{S30}) e delle frequenze caratteristiche del sito si è avvalsa dell' esecuzione di **n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC).***

Di seguito vengono riassunte le caratteristiche del sondaggio stratigrafico:

Il sondaggio stratigrafico è stato eseguito con sonda idraulica, cingolata, usando il sistema a rotazione con carotaggio continuo con carotiere semplice avente un diametro esterno di 101 mm.

Come fluido di circolazione è stata impiegata esclusivamente acqua.

Il metodo del carotaggio continuo è stato applicato utilizzando tutte le cautele imposte dal litotipo incontrato: a secco o con circolazione d'acqua, manovre corte, corretta pressione di spinta, adeguata velocità di perforazione, moderata portata del fluido di circolazione.

Il recupero dei terreni incontrati è percentualmente espresso sul log stratigrafico del sondaggio ed è variabile in funzione della litologia.

Le carote prelevate sono state conservate in apposite cassette catalogatrici in polistirolo, con riportate la località, il numero del sondaggio e la profondità del prelievo.

La perforazione è stata spinta fino ad una profondità massima di 25.00 mt. dal piano campagna attuale. I risultati ottenuti sono riportati nell' allegato log stratigrafico.

*Nel corso del sondaggio sono state inoltre eseguite n° 4 prove di resistenza alla penetrazione **S.P.T. (Standard Penetration Test)** - alla quota di - 11.20, - 20.60 mt- (Sond. n° 1); - 10.40 e - 21.60 mt. dall'attuale p.c. (Sond. n° 2)- utilizzando un'attrezzatura standard secondo le modalità di esecuzione indicate dalle "Raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana" del 1977 e condotte facendo riferimento alle norme ASTM 1586/68 "Penetration Test and Split - Barrel Sampling of Soil".*

Tali prove sono state eseguite in corrispondenza dei terreni e degli strati incoerenti (ghiaie, sabbie) allo scopo di determinarne il grado di addensamento.

*Si riassumono brevemente le caratteristiche tecniche della prova **SPT**:*

- *nei terreni ghiaioso - sabbioso presenti nell'area indagata è stato utilizzato il campionatore Raymond a punta chiusa, con punta conica di infissione, avente diametro esterno di 50.8 mm, lunghezza totale di 650 mm ed angolo di apertura di 60°.*
- *aste collegate al campionatore con diametro esterno di 50 mm e peso di 7.5 kg al metro lineare.*
- *testa di battuta in acciaio avvitata alle aste.*
- *massa battente o maglio di 63.5 kg.*
- *dispositivo automatico per lo sganciamento del suddetto maglio che assicura una corsa a caduta libera di 76 cm.*

Ogni determinazione di prova è stata preceduta dalla pulizia del fondo foro con verifica della coincidenza della quota di attestazione della punta con la profondità misurata dopo la pulizia del foro (tolleranza +/- 7 cm); la prova è consistita nel far penetrare il

campionatore posato al fondo foro per tre tratti successivi di 15 cm registrando ogni volta il numero dei colpi necessari (N_1 , N_2 , N_3).

Con il primo tratto detto "di avviamento" si intende superare la zona di terreno rimaneggiato in fase di perforazione.

Nel caso di un terreno molto addensato con $N_1 = 50$ ed avanzamento minore di 15 cm, l'infissione deve essere sospesa: la prova è dichiarata conclusa in base alle raccomandazioni AGI 1977 e si annota la relativa penetrazione.

Se il tratto di avviamento viene superato si conteggiano N_2 ed N_3 (da 0.15 a 0.30 e da 0.30 a 0.45) fino ad un limite complessivo di 100 colpi ($N_2 + N_3$) raggiunto il quale si sospende la prova annotando l'avanzamento ottenuto.

Pertanto il parametro caratteristico della prova, prescindendo dai casi particolari di rifiuto è rappresentato da:

$$N_{SPT} = N_2 + N_3$$

che indica il numero di colpi per 30 cm. utili di penetrazione.

Nel caso specifico le prove hanno fatto registrare i seguenti valori:

Sondaggio n°	Profondità (in mt. dal p.c.)	N° colpi	$N_2 + N_3$
1	11.20	> 50 R = 12 cm.	> 50
1	20.60	36; > 50 R = 12 cm.	> 50
2	10.40	22; > 50 R = 13 cm.	> 50
2	21.60	38; > 50 R = 14 cm.	> 50

Le prove penetrometriche statiche (C.P.T.) sono state eseguite mediante penetrometro tipo PAGANI 73-200 kN, semovente, con spinta max. di 20 Tons, con ancoraggi tramite viti elicoidali e punta meccanica Begemann.

Di seguito vengono riassunte brevemente le caratteristiche tecniche della prova statica.

La prova consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa a velocità costante nel terreno.

La penetrazione della batteria deve avvenire ad una velocità costante pari a 2 cm./sec. (± 0.5 cm./sec.), indipendentemente dalla resistenza opposta dal terreno.

Il dispositivo di spinta deve essere ancorato in modo da non muoversi rispetto al piano di lavoro durante l'infissione.

Deve essere posizionato in modo da garantire la verticalità iniziale della spinta delle aste cave (deviazione dalla verticale: 2%).

L'attrezzatura è costituita da un dispositivo idraulico di spinta (20 Ton.), che agisce alternativamente sulla batteria di aste interne alla cui estremità è collegata la punta e su quella di aste cave esterne.

La prova è quindi generalmente “discontinua” e le misure di resistenza vengono di norma eseguite ed annotate ogni 20 cm. di penetrazione.

Il penetrometro utilizzato è fornito di punta telescopica con manicotto (detta anche punta Begemann).

Il dispositivo di misura è costituito da una cella di carico con display analogico.

Sopra la punta è posto un manicotto per la misura dell'attrito laterale. Le dimensioni della punta e del manicotto sono standardizzate e precisamente:

- diametro di base del cono: 37.5 cm.;

- angolo di apertura del cono: 60°.

Il manicotto ha una superficie laterale compresa tra 150 e 200 cmq.

Le aste cave hanno il diametro esterno di 36 mm.

Sulle aste cave può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito del terreno lungo la batteria e facilitare l'infissione a parità di spinta disponibile.

L'anello allargatore, quando usato, deve essere posto almeno ad 1.0 mt. sopra la punta.

Le aste interne, a sezione piena, devono avere un diametro di 0.5 ÷ 1.0 mm. minore di quello interno delle aste cave e devono scorrere senza attriti all'interno delle aste cave;

Le estremità delle aste interne devono essere ortogonali all'asse dell'asta stessa.

Con la punta Begemann vengono rilevate ogni 20 cm.:

➤ la resistenza all'avanzamento della sola punta - **R_p** -;

➤ La resistenza alla punta più resistenza per attrito locale sul manicotto - **R_p + R_l** -;

➤ La resistenza totale all'avanzamento delle aste cave e della punta - **R_t** -.

La documentazione comprende in questo caso copia delle letture alla cella di carico delle tre grandezze sopra menzionate ed i grafici:

R_p / profondità;

R_l / profondità;

R_p+R_l / profondità.

Le prove non vengono di norma spinte oltre la profondità di 50 metri dal piano campagna.

La prova deve essere sospesa e la batteria di aste estratta se la resistenza totale, od alla punta o al manicotto è tale da non consentire un ulteriore avanzamento.

Nel caso specifico, le prove statiche hanno raggiunto la profondità massima di 25.00 mt. dal piano campagna attuale.

- HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio)

La metodologia, chiamata anche tecnica di Nakamura (1989), è stata introdotta da Nogoshi e Igarashi (1971) sulla base degli studi di Kanai e Tanaka (1961).

Questa tecnica si basa essenzialmente sul rapporto spettrale H/V di rumore ambientale (seismic noise) e permette di valutare gli effetti di sito.

La tecnica proposta da Nakamura assume che i microtremori (il cosiddetto rumore di fondo registrabile in qualunque momento posizionando un sensore sismico sul terreno) consistano principalmente di un tipo di onde superficiali, le onde di Rayleigh, che si propagano in un singolo strato sofficie su semispazio e che la presenza di questo strato sia la causa dell'amplificazione al sito.

Per l'applicazione e l'interpretazione di questa tecnica è fondamentale una buona conoscenza dell'ingegneria sismologia combinata con un background di informazioni relative alle caratteristiche geologiche, geofisiche e geotecniche del sito.

Questa tecnica presenta il vantaggio di poter essere adoperata pressoché ovunque, purché siano garantite l'assenza di forti vibrazioni indotte da attività umane nelle vicinanze del punto di misura.

Il metodo è generalmente applicato per studi di microzonazione e per valutare la risposta sismica locale.

Questa tecnologia è stata oggetto del progetto di ricerca SESAME (Site EffectS assessment using AMbient Excitations) ed a questo si rimanda per le linee guida della tecnica H/V spectral ratio.

La sismica passiva a stazione singola fornisce informazioni sui terreni d'indagine relativamente alle frequenze naturali e di risonanza.

- Basi teoriche

Le basi teoriche dell' HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) in un sistema stratificato in cui I parametric variano solo con la profondità (1-D) è abbastanza semplice.

Si consideri un sistema in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (p_1 e p_2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2).

Un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene parzialmente riflessa dall'orizzonte che separa i due strati e questa una volta riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore h del primo strato.

In altre parole la frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde P è pari a:

$$f_r = V_{P1} / (4h)$$

mentre quella relativa alle onde S è:

$$f_r = V_{S1} / (4h)$$

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati.

Questo, insieme ad una stima delle velocità, è in grado di fornire previsioni sullo spessore h degli strati.

Questa informazione è per lo più contenuta nella componente verticale del moto, ma la prassi di usare il rapporto degli spettri orizzontali e quello verticale piuttosto che il solo spettro verticale, deriva dal fatto che il rapporto fornisce una importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumori di fondo più o meno alto.

La normalizzazione, che rende più semplice l'interpretazione del segnale, è alla base della popolarità del metodo.

Si rileva inoltre come i microtromori siano solo in parte costituiti dalle onde di volume, P o S, e in misura molto maggiore da onde superficiali, in particolari da onde di Rayleigh (Lachet e Bard, 1994).

Tuttavia ci si può ricondurre a risonanza delle onde di volume poiché le onde di superficie sono prodotte da interferenza costruttiva di queste ultime e poiché la velocità delle onde di Rayleigh è molto prossima a quella delle onde S.

L'applicabilità pratica della semplice formula sopra riportata relativa alle onde S è stata già dimostrata in molti studi sia nell'ambito della prospezione geofisica sia nell'ambito ingegneristico.

Poiché la situazione illustrata è tipica delle coltri sedimentarie sovrastanti basamenti rocciosi, il metodo HVSR è parso immediatamente applicabile alla determinazione dello spessore delle coltri sedimentarie (Ibs-Von Seht e Wohleberg, 1999).

- Attrezzature e modalità

La misura prevede la registrazione, senza utilizzo di alcuno strumento di energizzazione del terreno, del microtremore sismico ambientale nel dominio del tempo, sulle tre componenti dello spazio attraverso il posizionamento di adeguati strumenti sismometrici costituiti da sensori tridimensionali.

Per queste misure è sconsigliato l'impiego di accelerometri, non sufficientemente sensibili a frequenze inferiori a 1 Hz, né accelerometri sismologici.

Essendo la stabilità una caratteristica fondamentale non sono impiegabili sismometri broadband con periodo naturale > 20 sec. In quanto richiedono lunghi tempi di stabilizzazione, come non sono raccomandabili sensori con frequenza naturale inferiore alla più bassa frequenza di interesse.

Indicativamente, la frequenza di sito è funzione diretta della vicinanza del bedrock dalla superficie topografica e dalla rigidità dei materiali.

Per l'installazione lo strumento di misura dovrà essere orientato secondo le direzioni geografiche (E ed W) e dovrà essere dotato di bolla sferica per il posizionamento mentre l'accoppiamento con la superficie dovrà essere diretto o assicurato con piedini o puntazze in terreni morbidi.

Bisognerà altresì fare attenzione alla presenza di radici, sottoservizi, vicinanza di edifici, vento, ecc.... in quanto creano disturbo nel segnale H/V inducendo una forte perturbazione a bassa frequenza.

Per uno studio di risposta del sito è consigliabile effettuare almeno tre misure per punto, possibilmente in tempi diversi durante la giornata, da cui derivare il valore di frequenza di risonanza.

La strumentazione di acquisizione presenta le seguenti specifiche:

- *Trasduttori tricomponenti (N-S, E-W, verticale) a bassa frequenza (<1-2 Hz);*
- *Amplificatori;*
- *Digitalizzatore;*
- *Frequenza di campionamento: > 50 Hz;*
- *Convertitore A/D (analogico/digitale) a 24 bit;*

- Durata di registrazione: > 10 minuti;
- Collegamento al tempo GPS per la referenziazione temporale.

- Elaborazione dati

L'elaborazione dei dati raccolti impiega un software in grado di consentire la determinazione delle frequenze di risonanza del sottosuolo mediante la tecnica dei rapporti spettrali secondo le linee guida del progetto europeo SESAME (Site EffectS assessment using AMbient Excitations, 2005).

Il processing dei dati verte sul rapporto spettrale tra il segnale del sensore verticale e quelli orizzontali operando su finestre di selezione del segnale che dovranno essere non meno di 10 per un segnale complessivo utile non inferiore a 200 – 400 secondi.

I principali passi del processing sono i seguenti:

1. FFT (incluso il tapering);
2. operatore di smoothing (Konno & Ohmachi);
3. merging dei componenti orizzontali;
4. H/V Spectral Ratio per ogni finestra utilizzata (>10);
5. valutazione della deviazione standard.

Le risultanze dell'elaborazione sono presentate mediante graficazione dei rapporti spettrali H/V delle varie componenti indicando il massimo del rapporto HVSR nel valore di f_0 – Frequenza/e di risonanza e la sue deviazione standard.

Il risultato finale della prova presenta:

- 1) i criteri di attendibilità della misura;
- 2) i criteri di validità del picco di f_0 ;
- 3) i valori di soglia delle condizioni di stabilità;
- 4) l'analisi dei criteri in particolare con verifica rispetto alle frequenze del sensore ed alla presenza di rumore di origine industriale;
- 5) l'interpretazione di f_0 e dello spettro H/V nei termini di caratteristiche del sito.

Per gli scopi e finalità dell'indagine le misure di HVSR offrono la possibilità di determinare:

- 1). Valutazione dell'omogeneità del sito rispetto alla frequenza di risonanza;
- 2). Spessori della coltre di copertura.

- Frequenze

Per quanto riguarda la mappatura delle frequenze principali di risonanza, tale elaborazione permette di valutare il grado di omogeneità sulla risposta di sito relativamente alle frequenze dei materiali.

L'analisi di queste permette di definire il campo delle frequenze significative di risonanza da utilizzare direttamente nella progettazione degli edifici.

- Spessori

L'assunzione di base è che, per un modello di suolo monodimensionale (stratificazione piana e parallela) costituito da sedimenti soffici sovrastanti il substrato, la frequenza di risonanza f_r dovuta alla propagazione di onde S incidenti perpendicolarmente la base del substrato è data dalla relazione:

$$T = \frac{4 \cdot \sum_{I=1}^n h_i}{\sum_{I=1}^n V_{S_i} \cdot h_i}$$

Dove h è lo spessore dello strato dei sedimenti e V_S dipende dalla velocità delle onde di taglio nel suo interno.

In base a tale relazione quindi, a partire da valori misurati di f_r e V_S , ricavati, è possibile stimare lo spessore della coltre sedimentaria di un bacino.

Tuttavia, non essendo sempre presente la misura di V_S come profilo sismico fino al bedrock geofisico, allora si può far riferimento alla relazione di Ibs-Von Seht e Wohleberg (1999).

Poiché l'andamento del log in V_S in terreni sedimentari è principalmente regolato dall'incremento del modulo di rigidità al crescere della pressione di confinamento e quindi della profondità, a partire da valori di V_S per la porzione più superficiale del terreno, è possibile estrapolare l'andamento delle V_S a profondità più elevate tramite l'impiego di relazioni empiriche.

A questo scopo Ibs-Von Seht e Wohleberg (1999) suggeriscono la seguente funzione:

$$V_s = V_0 (1 + Z)^a$$

dove V_0 è la velocità al tetto dello strato ed "a" un fattore che dipende dalle caratteristiche del sedimento (granulometria, coesione, ecc...).

Questa relazione, combinata con la precedente, consente infatti la stima dello spessore della coltre di sedimenti soffici:

$$Z = \frac{V_0 (1-a)^{1/(1-a)}}{4 f_r} - 1$$

Nei casi più complessi è possibile invertire le curve HVSR creando una serie di modelli teorici da confrontare con quello sperimentale fino a considerare ottimale il modello teorico più prossimo alle curve sperimentali.

Per l'inversione delle curve si può far riferimento alle procedure descritte in Arai e Tokimatsu (2004) usando il modo fondamentale delle onde di Rayleigh e Lowe.

- ESAC (indagine sismica in array 2D)

Il metodo d'indagine ESAC (Aky, 1959) si basa sul principio secondo il quale la funzione di correlazione media tra le registrazioni di un rumore isotropo effettuate su sensori verticali distribuiti nelle diverse direzioni a parità di distanza "r" da un sensore centrale, ha una funzione nota (funzione di Bessel di ordine 0). La forma di questa funzione di Bessel ad una data frequenza ed una data distanza "r" è controllata dal valore della velocità di fase.

Nelle indagini eseguite sono state utilizzate delle configurazioni geometriche 2D e spaziature variabili tra i sensori. Il risultato del metodo ESAC è una curva di dispersione effettiva che rappresenta una combinazione delle diverse curve modali valutate in base al loro specifico contenuto energetico del sito; il vantaggio, soprattutto in presenza di inversioni di velocità o di forti contrasti di impedenza sismica, è di non dover identificare i vari modi di vibrazione.

4.- STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

*Al fine di valutare l' esatta successione stratigrafica dei terreni, ci si è avvalsi dei risultati forniti complessivamente dall'esecuzione **n° 5 prove penetrometriche statiche (C.P.T.)** ubicate come da planimetria allegata.*

*La ricostruzione areale si è poi avvalsa di **n° 5 prove penetrometriche statiche e n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 25.00 mt.** dal p.c. effettuati in aree vicinali nel corso di precedenti lavori commissionati a codesto Studio (periodo: Dicembre 2018; Settembre ÷ Ottobre 2010).*

I risultati hanno evidenziato una stratigrafia così schematizzabile:

- C.P.T. n° 1.

- dal p.c. a – 1.80 mt. : Terreno vegetale limo – argilloso, alterato.

- da – 1.80 a – 9.40 mt. : Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore, sparse.

- da – 9.40 mt. alle profondità investigate : Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi consistenti, con intercalazioni limo – sabbiose, sparse.

- C.P.T. n° 2.

- dal p.c. a – 1.80 mt. : *Terreno vegetale limo – argilloso, alterato.*
- da – 1.80 a – 8.80 mt. : *Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore, sparse.*
- da – 8.80 a – 17.40 mt. : *Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi consistenti, con intercalazioni limo – sabbiose, sparse.*
- da – 17.40 mt. alle profondità investigate : *Ghiaie eterometriche e sabbie con intercalazioni limose - argillose e sabbiose, sparse.*

- C.P.T. n° 3.

- dal p.c. a – 0.80 mt. : *Terreno vegetale limo – argilloso, alterato e/o terreno di riporto.*
- da – 0.80 a – 9.00 mt. : *Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore, sparse.*
- da – 9.00 a – 21.00 mt. : *Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi consistenti, con intercalazioni limo – sabbiose, sparse.*
- da – 21.0 mt. alle profondità investigate : *Ghiaie eterometriche e sabbie con intercalazioni limose, argillose e sabbiose, sparse.*

- C.P.T. n° 4.

- dal p.c. a – 0.40 mt. : *Terreno vegetale limo – argilloso, alterato e/o terreno di riporto.*
- da – 0.40 a – 10.0 mt. : *Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore, sparse.*
- da – 10.0 a – 17.60 mt. : *Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi consistenti, con intercalazioni limo – sabbiose, sparse.*

- da – 17.6 mt. alle profondità investigate : Ghiaie eterometriche e sabbie con intercalazioni limose, argillose e sabbiose, sparse.

- C.P.T.-M 1 / S-CPT.

- dal p.c. a – 2.20 mt. : Terreno vegetale limo – argilloso, alterato e/o terreno di riporto.

- da – 2.20 a – 10.8 mt. : Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi a vario a vario grado di consistenza con intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore, sparse.

- da – 10.80 mt. alle profondità investigate : Alternanza di livelli limosi e limo – argillosi consistenti, con intercalazioni limo – sabbiose, sparse.

Per una visione di dettaglio si rimanda ai grafici penetrometrici / logs stratigrafici allegati a fine relazione.

Nei fori di sondaggio, in sede di indagine geognostica (Dicembre 2019), e' stata rinvenuta la presenza di un livello freatico alla profondità di – 1.90 ÷ 2.60 mt. dall'attuale p.c.

Tale livello e', comunque, da considerare relativo esclusivamente alla stagione attuale poiché, data la situazione topografica e la sensibile permeabilità dei terreni superficiali, nel corso dell' anno e delle varie situazioni meteorologiche si potranno avere variazioni anche rilevanti e relativamente veloci.

Come in precedenza ricordato, onde consentire una migliore ricostruzione lito - stratigrafica dell'area, sono state tracciate n° 2 sezioni piano – altimetriche ubicate come da planimetria allegata.

5.- IDROGRAFIA

Nei fori di sondaggio delle prove penetrometriche, in sede di indagine geognostica, come sopra menzionato, e' stata rinvenuta la presenza di un livello freatico alla profondità di – 1.90 ÷ 2.60 mt. dall'attuale p.c.

Tale livello e', comunque, da considerare relativo esclusivamente alla stagione attuale poiché, data la situazione topografica e la sensibile permeabilità dei terreni superficiali, nel corso dell' anno e delle varie situazioni meteorologiche si potranno avere variazioni anche rilevanti e relativamente veloci.

Per quanto riguarda l'idrografia di superficie l'area è posta a NW rispetto all'asse di deflusso del Torrente Uso.

Il reticolo idrografico superficiale risulta molto più diffuso nelle piane alluvionali del predetto corso d'acqua rispetto a quello del Fiume Marecchia, per via della minore infiltrabilità dei terreni di superficie (prevalentemente argilloso - limosi) mentre per la piana alluvionale del Marecchia (che presenta estesi affioramenti di terreni ghiaiosi e sabbiosi) è molto più localizzato.

I maggiori corsi d'acqua presenti nel conoide del fiume Uso sono il Rio Salto, affluente in sinistra dell'Uso, il Rio Campetti ed il Rio Roveto.

Per il corso d'acqua di maggior rilevanza (in prossimità dell'area d'interesse) - Torrente Uso - sono state cartografate (nell'ambito della Tav. 4 del P.S.C. vigente e riportata in stralcio -, anche le aree esondabili. Le aree esondabili dell' Uso (così come quelle del Fiume Marecchia), sono state riprese dal PAI e dal PTCP provinciale e sono riferite a tempi di ritorno di 200 anni.

6.- SCHEMA STRATIGRAFICO E SUCCESSIONE LITOLOGICA

*Come in precedenza ricordato, nella zona oggetto di indagine sono state eseguite **n° 5 prove penetrometriche statiche (C.P.T.)** ubicate come da planimetria allegata.*

*La ricostruzione areale si è poi avvalsa di **n° 5 prove penetrometriche statiche e n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 25.00 mt.** dal p.c. effettuati in aree vicinali nel corso di precedenti lavori commissionati a codesto Studio (periodo: Dicembre 2018; Settembre ÷ Ottobre 2010).*

Il modello geologico di riferimento e l'assetto stratigrafico generale derivanti dalla campagna di indagini geognostica svolta sono visualizzate nell'ambito delle sezioni stratigrafiche riportate in allegato.

*Sono stati individuati, complessivamente, **n° 3 intervalli geo – litologici**, così definiti sulla base dei rapporti stratigrafici e delle caratteristiche geomeccaniche competenti:*

*- **Litotipo 1: Livello superficiale e/o terreno di riporto.** Terreni fortemente antropizzati e/o terreni di riporto di differente natura litologica, eterogenei, a tessitura prevalente limo – argillosa con sottili venature sabbiose. Grado di addensamento / coesione, estremamente variabili. Presenza locale di inerti compattati per sottofondi stradali. Caratteristiche geomeccaniche variabili e generalmente scadenti.*

*- **Litotipo 2. Limi con argille a vario grado di consistenza.** Depositi alluvionali mediamente consistenti con caratteristiche geotecniche sufficienti – discrete ed a contenuta compressibilità. Depositi la cui genesi è riconducibile ad ambienti di piana inondabile intercalati ai livelli ghiaiosi. Presenza di livelli decimetrici discontinui a maggior contenuto sabbioso, di limi argillosi più compressibili e di limi con argilla a maggiore compattezza.*

*- **Litotipo 3. Limi con argille, consistenti.** Depositi alluvionali analoghi ai litotipi sovrastanti, consistenti, con caratteristiche geotecniche discrete ed a ridotta*

compressibilità. Depositi la cui genesi è riconducibile ad ambienti di piana inondabile intercalati ai livelli ghiaiosi. Presenza di livelli decimetrici discontinui a maggior contenuto sabbioso, di limi argillosi più compressibili e di limi con argilla a maggiore compattezza.

- **Litotipo 4. Ghiaie alluvionali.** Orizzonti da decimetrici a metrici di depositi alluvionali di conoide dei Fiumi Parecchia ed Uso, costituite da ghiaie e ghiaie sabbiose a granulometria da media a grossa, a spigoli arrotondati. Matrice limo – argillosa variabile in funzione della tipologia di facies deposizionale. Talora presenza di lenti metriche limo – argillose discontinue ed a varie altezze del litotipo. La continuità dei vari orizzonti è anch'essa variabile in funzione dell'ambiente deposizionale; di sovente limitata in quanto essi non sono correlabili se non a piccola o media scala. Il litotipo presenta caratteristiche di compattezza ed addensamento elevate, scarsa compressibilità ed è dotato generalmente di caratteristiche geomeccaniche da buone ad ottime.

7.- GEOTECNICA

7.1.- Parametri geotecnici e modello geotecnico

Le caratteristiche ed i parametri geotecnici dei diversi orizzonti litologici presenti nell'area in esame sono stati determinati in base ai risultati delle prove penetrometriche statiche eseguite, da correlazione con altre indagini geognostiche / prove di laboratorio compiute in precedenza in prossimità dell'area in esame, dalle conoscenze geotecniche su terreni analoghi e limitrofi, nonché da notizie bibliografiche sulla zona.

Il tipo litologico dominante su tutta l'area è rappresentato da quello limo - argilloso con lenti di ghiaie sabbiose, che visualizzate su ampia scala, sono organizzate come interdigitazioni e non come strati continui.

Il modello geologico è, quindi, quello di uno spessore inferiore a 100 mt. di sedimenti deposti in ambiente e dominio continentale, interdigitati in giacitura sub - orizzontale al di sopra dei depositi di origine marina (in discordanza angolare per superficie erosiva) che rappresentano il substrato e costituiscono le strutture tettoniche sepolte legate all'orogenesi appenninica. Un contatto stratigrafico di particolare interesse litologico ed idrogeologico è inoltre rappresentato dal passaggio AES-AEI (corrispondente alla base del corpo grossolano A3/A4), alla profondità di circa 80 mt dal p.c., che definisce la base del Gruppo Acquifero "A", a contatto con il sottostante sistema AEI (Gruppo Acquifero B) costituito da spessi ed interconnessi orizzonti ghiaiosi a loro volta poggianti sulla formazione geologica di base. Tali significative differenze litologiche possono riflettersi in un altrettanto significativa differenza di rigidezza e comportamento meccanico dei terreni.

Stanti le premesse, i metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici degli orizzonti litologici indagati, sono i seguenti:

- **Angolo di resistenza al taglio Φ** . Per stimare questo parametro è stata utilizzata la relazione di De Beer.

$$\Phi = 5.9 + 4.76 * (Rp/\sigma_v')$$

- **Coesione non drenata C_u** . Per stimare questo parametro è stata utilizzata la relazione di Lunne ed Eide (1976).

$$C_u = (Rp - \sigma_v) / K$$

- **Modulo Edometrico E_d** . Per stimare questo parametro è stata utilizzata la relazione di Sanglerat (1972).

$$E_d = \alpha * Rp$$

Ai livelli stratigrafici individuati sono stati attribuiti i parametri geotecnici medi.

Al fine di giungere però ad una stima ragionata e cautelativa dei parametri geotecnici, si sono determinati i loro valori caratteristici attraverso la determinazione statistica in modo che la probabilità che si verifichino i valori più sfavorevoli sia inferiore al 5% (5° percentile).

Una volta ricavati questi parametri caratteristici è possibile definire i parametri geotecnici più appropriati ai fini progettuali.

Pertanto, dall'elaborazione delle prove penetrometriche statiche condotte, da prove di laboratorio condotte su terreni similari e prossimi all'area d'indagine nonché dalle conoscenze dei terreni in esame, sono stati desunti, trattandosi di alternanze granulometricamente eterogenee, i parametri geotecnici di seguito indicati.

Ovviamente si tratta di **valori medi, che andranno necessariamente verificati e ricalcolati in sede di progettazione esecutiva** in quanto, sia per la variabilità areale tipica dei depositi alluvionali, che per le caratteristiche di progetto (che al momento si desconoscono), tali parametri saranno soggetti a variazioni talora rilevanti.

Livello superficiale e/o terreno di riporto (dal p.c. a - 0.40 ÷ 2.20 mt.) – Litotipo “1”):

Angolo di attrito interno c.d.

Valore caratteristico

$$Xk\phi = 16^\circ$$

Coesione drenata

$$C' = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Peso di volume

$$Y = 1.9 \text{ Kg/cm}^3$$

Peso di volume immerso

$$Y' = 0.9 \text{ Kg/cm}^3$$

Angolo di attrito

$$\phi_u = 0^\circ$$

Coesione in sforzi totali

Valore caratteristico

$$Xkcu = 0.30 \text{ Kg/cm}^2$$

Modulo edometrico

$$Eed = 26.38 \text{ Kg/cm}^2$$

Modulo elastico

$$Ei = 29.4 \text{ Kg/cm}^2$$

Modulo Poisson

$$Mv = 0.25$$

Modulo di Winkler

$$W = 1.3 \text{ Kg/cm}^3$$

Permeabilità

$$K = 2.88 * 10^{-7} \text{ cm/sec.}$$

**Limi con argille a vario grado di consistenza (da -0.40 ÷ 2.20 mt. a - 8.80 ÷ 10.00 mt.)
– Litotipo “2”:**

Angolo di attrito interno c.d.	
Valore caratteristico	$Xk\phi = 21.0^\circ$
Coesione drenata	
Valore caratteristico	$Xkc' = 0.086 \text{ Kg/cm}^2$
Peso di volume	$Y = 1.9 \div 2.0 \text{ Kg/cm}^3$
Peso di volume immerso	$Y' = 0.9 \div 1.0 \text{ Kg/cm}^3$
Angolo di attrito	$\phi_u = 0^\circ$
Coesione in sforzi totali	
Valore caratteristico	$Xkcu = 0.67 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo edometrico	$Eed = 44.83 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo elastico	$Ei = 47.32 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo Poisson	$Mv = 0.34$
Modulo di Winkler	$W = 3.2 \text{ Kg/cm}^3$
Permeabilità	$K = 4.28 \cdot 10^{-5} \text{ cm/sec.}$

**Limi con argille, consistenti (da -8.80 ÷ 10.00 mt. a - 17.40 ÷ 25.00 mt.) – Litotipo
“3”:**

Angolo di attrito interno c.d.	
Valore caratteristico	$Xk\phi = 21.0^\circ$
Coesione drenata	
Valore caratteristico	$Xkc' = 0.11 \text{ Kg/cm}^2$
Peso di volume	$Y = 2.0 \text{ Kg/cm}^3$
Peso di volume immerso	$Y' = 1.0 \text{ Kg/cm}^3$
Angolo di attrito	$\phi_u = 0^\circ$
Coesione in sforzi totali	
Valore caratteristico	$Xkcu = 0.88 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo edometrico	$Eed = 62.41 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo elastico	$Ei = 65.76 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo Poisson	$Mv = 0.35$
Modulo di Winkler	$W = 3.5 \text{ Kg/cm}^3$
Permeabilità	$K = 4.89 \cdot 10^{-6} \text{ cm/sec.}$

**Ghiaie alluvionali in matrice limo - sabbiosa. (da -17.40 ÷ 21.00 mt. alle profondità
investigate) – Litotipo “4”:**

Valore caratteristico	$Xk\phi = 32^\circ$
Coesione drenata	$C' = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$
Peso di volume	$Y = 1.9 \text{ Kg/cm}^3$
Peso di volume immerso	$Y' = 0.9 \text{ Kg/cm}^3$

Angolo di attrito	$\phi_u = 0^\circ$
Modulo Poisson	$M\nu = 0.37$
Modulo di Winkler	$W = 3.5 \text{ Kg/cm}^3$
Permeabilità	$K = 3.18 \cdot 10^{-3} \text{ cm/sec.}$

8.- NORME SISMICHE

8.1- Il quadro normativo di riferimento

Il panorama legislativo in materia sismica, è stato profondamente trasformato dalle ultime normative nazionali (Ordinanza PCM. n. 3274/2003, D.M. 159/2005, Ordinanza PCM. n. 3519/2006, le nuove Norme Tecniche per le costruzioni con D.M. del 14/01/2008 ed infine il recentissimo aggiornamento di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. del 20.02.2018 suppl. ord. n° 42).

Alla legislazione, si aggiunge il lavoro dell'Associazione Geotecnica Italiana, "aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica: linee guida". L'A.G.I., ha finora elaborato una edizione provvisoria del testo, pubblicata nel 2005.

L'Ordinanza PCM. n. 3274/2003, ha disposto nuovi criteri per la valutazione preliminare della risposta sismica del sottosuolo stabilendo in questo senso:

- *una nuova classificazione dei Comuni nazionali, secondo quattro diversi gradi di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima orizzontale al suolo ag, con probabilità di superamento del 10% in 50 anni;*
- *una nuova classificazione del sottosuolo, in "categorie di suolo di fondazione", basata sulla stima di alcuni parametri fondamentali (V_s , N_{spt} , c_u , profondità del bedrock). Ad ogni categoria, sono stati attribuiti i valori dei parametri dello spettro di risposta per la stima delle azioni sismiche di progetto.*

L'OPCM 3274/2003, non è mai entrata in vigore, ma le classificazioni sono state riprese nel D.M. 159/2005, nell'ultimo D.M. 14/01/2008 e successivo aggiornamento di cui al D.M. 17 gennaio 2018. La tabella sottostante, riassume la classificazione del sottosuolo, secondo le citate "categorie".

La presente relazione, coerentemente alle norme di PSC, è stata realizzata sia a fini di pianificazione urbanistica che di progettazione esecutiva di opere, in ottemperanza sia alle procedure definite nella delibera dell'Assemblea legislativa progr. N° 112 – oggetto n° 3121 del 2 maggio 2007 – "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", come aggiornata con DGR 2193/2015 che ai paragrafi 3.2.2-3.2.3. ("Valutazione dell'Azione Sismica") e 7.11.3.1 ("Risposta sismica locale") delle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. del 20.02.2018 suppl. ord. n° 42).

8.1.1.- Azione sismica di progetto

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l' elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T^*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_o e T^*C necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

In riferimento al calcolo dei coefficienti di amplificazione sismica dell'area individuata, questi sono stati effettuati secondo quanto stabilito nell'Atto di Indirizzo e Coordinamento Tecnico n° 112 del 02.05.2007, ovvero utilizzando le metodologie concordate dal servizio preposto dalla Regione Emilia Romagna.

Nello specifico per il computo dei fattori di amplificazione sono state utilizzate le tabelle dell'allegato 2 contenute nell'Atto sopra citato, facendo riferimento in particolare per il Comune di Rimini ai valori riferiti per gli Ambiti qui di seguito riportati:

Appennino e Margine Appenninico – Padano

In caso di substrato marino affiorante caratterizzato da $V_s < 800$ m/sec.

F.A. P.G.A.

V_{S30}	450	500	600	700	800
F.A.	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.1 s < T0 < 0.5 s

V_{S30}	450	500	600	700	800
F.A.	1.5	1.4	1.3	1.1	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.5 s < T0 < 1.0 s

V_{S30}	450	500	600	700	800
F.A.	1.4	1.4	1.3	1.3	1.0

Pianura Padana e Costa Adriatica

In ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da presenza di potenti orizzonti di ghiaie (anche decine di metri) e da alternanze di sabbie e peliti, con substrato poco profondo (< 100 mt. dal p.c.) – PIANURA 1

F.A. P.G.A.

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.7	1.7	1.6	1.6	1.6	1.5	1.4	1.2	1.0	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.1 s <T0< 0.5 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.9	1.9	1.8	1.8	1.7	1.6	1.5	1.3	1.1	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.5 s <T0< 1.0 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.6	2.5	2.4	2.1	1.9	1.7	1.6	1.4	1.1	1.0

In ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche decine di metri) con substrato profondo (>100 mt. dal p.c.). – PIANURA 2.

F.A. P.G.A.

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3	1.1	1.0	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.1 s <T0< 0.5 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.8	1.8	1.7	1.7	1.5	1.4	1.3	1.2	1.0	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.5 s <T0< 1.0 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.5	2.3	2.3	2.0	1.8	1.7	1.7	1.5	1.2	1.0

In ambito costiero caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da sedimenti alluvionali prevalentemente fini, sabbie costiere superficiali (con spessore fino a 10 mt.) e substrato poco profondo (25 ÷ 60 mt. dal p.c.). – COSTA 1 si devono usare le seguenti tabelle:

F.A. P.G.A.

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.7	1.7	1.7	1.7	1.6	1.6	1.4	1.2	1.0	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.1 s <T0< 0.5 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.3	2.2	2.1	2.0	1.9	1.7	1.5	1.2	1.0	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.5 s <T0< 1.0 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.5	2.4	2.2	1.9	1.7	1.6	1.5	1.3	1.1	1.0

In ambito costiero caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da potenti orizzonti di ghiaie (spessori metrici, fino a 15 mt.) intercalati in sedimenti alluvionali fini, sabbie costiere superficiali (con spessore fino a 10 mt.) e substrato poco profondo (25 ÷ 60 mt. dal p.c.). – COSTA 2 si devono usare le seguenti tabelle:

F.A. P.G.A.

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	1.5	1.2	1.0	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.1 s <T0< 0.5 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.4	2.3	2.2	2.1	2.0	1.8	1.7	1.4	1.2	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.5 s <T0< 1.0 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.4	2.3	2.1	1.8	1.5	1.4	1.3	1.1	1.0	1.0

In ambito costiero caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze, potenti anche decine di metri, di sabbie e peliti con intercalazioni di lenti ed orizzonti di ghiaie (spessori metrici, fino a circa 20 mt.), sabbie costiere superficiali (con spessore fino a 10 mt.) e substrato profondo (> 100 mt. dal p.c.). – COSTA 3 si devono usare le seguenti tabelle:

F.A. P.G.A.

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	1.5	1.3	1.1	1.0	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.1 s <T0< 0.5 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.6	1.4	1.1	1.0	1.0

F.A. Intensità Spettrale 0.5 s <T0< 1.0 s

V_{S30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.5	2.5	2.3	2.0	1.8	1.7	1.6	1.4	1.2	1.0

Nel caso oggetto di studio, il sito è quindi configurabile come substrato < 100 mt. dal p.c. per cui dalla tabella A2.1.1. – Pianura 1, in considerazione di V_{S30} : 244 m/s – Classe C, i coefficienti di amplificazione sismica (F.A.) risultano essere:

in termini di rapporto di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA₀):

$$F.A. P.G.A. = 1.70$$

in termini di rapporto di Intensità di Housner (SI/SI_0):

$$F.A. \text{ Intensità Spettrale } 0.1 \text{ s} < T_0 < 0.5 \text{ s} = 1.9$$

$$F.A. \text{ Intensità Spettrale } 0.5 \text{ s} < T_0 < 1.0 \text{ s} = 2.5$$

In base alla tabella 2 dell'allegato A 4 della norma di indirizzo regionale, Santarcangelo presenta un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al bedrock, per $T = 0$ di $a_{refg} = 0.215 \text{ g}$ parametro che deve essere utilizzato per la normalizzazione della terna accelerometrica fornita dalla regione stessa.

8.1.2- Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendò gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 8.1.2.1.

Tabella 8.1.2.1. – Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

Stati limite		Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato	
Stati limite di esercizio	SLO	81%	
	SLD	63%	
Stati limite ultimi	SLV	10%	
	SLC	5%	

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di PVR forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

8.1.3.- Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche **Categorie di sottosuolo**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Tabella 8.1.3.1. – Categorie di sottosuolo

- A- Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi** caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 metri;
- B- Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti**, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s;
- C- Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti** con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s;
- D- Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti**, con profondità del substrato superiori a 30 mt. caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s;
- E- Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D**, con profondità del substrato non superiore a 30 mt.

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso), ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 mt., la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ ottenuto ponendo $H = 30$ mt. nella precedente espressione e considerando la proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Per quanto riguarda l'approccio semplificato, la classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [m/s]$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

h_i = spessore (in metri) dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/sec.

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 8.1.3.3.):

Tabella 8.1.3.3.– *Categorie topografiche*

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

T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>
-----------	---

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

9.- GEOTECNICA

9.1.- Opere di fondazione

*Dall' analisi della geologia e morfologia della zona, in considerazione della variazione areale tipica dei sedimenti alluvionali, dai risultati forniti delle indagini geognostiche condotte, della probabile presenza di carichi concentrati che possono determinare elevati cedimenti ammissibili o della incompatibilità di fondazioni dirette con le caratteristiche geotecniche dei terreni, ai fini dell'intervento edificatorio, stante l'assenza allo stato attuale di un progetto esecutivo anche di massima, è stata ipotizzata la realizzazione di **opere fondali profonde impostate su pali di tipo trivellato debitamente armati in tutta la loro lunghezza.***

*Si fa notare che, stanti le litologie presenti ed in considerazione della presenza di acqua, **la perforazione dovrà essere effettuata con l' ausilio di opportune tecniche di sostegno del foro durante la trivellazione.***

Il sistema fondale proposto, permette di ovviare alle mediocri caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione, alle particolari caratteristiche di flessibilità del sottosuolo e della struttura ed alle escursioni stagionali del livello freatico.

Va' sottolineato altresì che la realizzazione di fondazioni profonde consentirà l' eliminazione di cedimenti differenziali dovuti alla non trascurabile disomogeneità di consolidamento degli strati più superficiali; infine il livello freatico, ed ancor più le sue periodiche fluttuazioni, non avrà alcuna influenza sugli strati immediatamente sottostanti il piano di fondazione, in quanto quest' ultimo è stato posizionato permanentemente al di sotto della superficie freatica.

Sulla base dei risultati forniti dall' esecuzione delle prove penetrometriche statiche (C.P.T.), correlabili ai valori di N_{SPT} si sono desunti / calcolati i parametri geotecnici in precedenza indicati.

La valutazione di capacità portante è stata quantificata in termini di parametri geotecnici medi stanti la rigidità della fondazione e l'eterogeneità dei litotipi sottostanti il piano di fondazione, che in termini di verifiche degli SLU dettati dalle nuove norme.

Ovviamente una verifica a livello geotecnico andrà fatta in fase di progettazione e a tal fine si renderà necessaria una opportuna integrazione alla campagna geognostica, con sondaggi e/o prove penetrometriche statiche ubicate all'estremità del manufatto

e/o eventualmente raffittite qualora si rinvenissero disomogeneità litologiche importanti. La parametrizzazione geotecnica del terreno andrà verificata a mezzo opportune analisi di laboratorio su campioni indisturbati di terreno opportunamente prelevati.

Di seguito, si definiscono i parametri relativi ad un fabbricato in classe d'uso III, vita nominale delle opere ≥ 50 anni, vita di riferimento di 75 anni e per un tempo di ritorno di 712 anni relativo allo "Stato Limite di Salvaguardia della Vita".

Tali valori sono validi esclusivamente per la porzione di terreno sottostante le fondazioni.

Stato Limite	Tr (anni)	$A_g(g)$	Fo	Tc* (s)
S.L. Operatività (SLO)	45	0.064	2.445	0.282
S.L.Danno (SLD)	75	0.082	2.486	0.284
S.L. Salvaguardia Vita (SLV)	712	0.215	2.489	0.310
S.L. Prevenzione Collasso (SLC)	1462	0.281	2.476	0.321

Coefficienti sismici – Determinazione

a)- Categoria sottosuolo: **C**;

b). Categoria topografica: **T1**.

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.38	1.28
Cc Coefficiente funz. Categoria	1.60	1.59	1.55	1.53
St Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00
Kh	0.019	0.025	0.083	0.101
kv	0.010	0.012	0.042	0.050
Amax (m/sec ²)	0.943	1.203	2.916	3.530
B	0.200	0.200	0.280	0.280

Per valutazioni delle capacità portanti e relativi cedimenti, si rimanda alla relazione geotecnica a firma dello Strutturista.

Il sistema fondale proposto, particolarmente rigido, permette di ovviare alle mediocri caratteristiche geomeccaniche dei terreni di fondazione, alle particolari caratteristiche di flessibilità del sottosuolo e della struttura ed alle escursioni stagionali del livello freatico.

10.- INDIVIDUAZIONE DEGLI EFFETTI DEL SITO.

Il panorama legislativo in materia sismica, è stato profondamente trasformato dalle ultime normative nazionali (Ordinanza PCM. n. 3274/2003, D.M. 159/2005, Ordinanza PCM. n. 3519/2006, le nuove Norme Tecniche per le costruzioni con D.M. del

14/01/2008 ed infine il recentissimo aggiornamento di cui al D.M. 17 gennaio 2018 (G.U. del 20.02.2018 suppl. ord. n° 42).

In alternativa ai metodi analitici e valutativi, soprattutto in assenza o carenza di sufficienti informazioni o approfondimenti geotecnici e geofisici, per quanto concerne i fenomeni di amplificazione sismica si può far riferimento a scenari geologici predeterminati.

A tal proposito Provincia di Rimini e Regione Emilia Romagna per evidenziare gli effetti di sito in caso di eventi sismici, hanno sottoscritto un protocollo d'intesa finalizzato all'individuazione degli scenari "tipo".

Al fine di prevenire e ridurre il rischio sismico nell'ambito della formazione di strumenti urbanistici, si farà riferimento alla "Indagine Sismica Preliminare" di cui alla delibera del Consiglio Regionale n° 2407 del 02.02.1984.

In particolare si potrà far riferimento alla scheda riepilogativa che ha redatto la Provincia di Rimini allegata alla propria nota del 05.12.2005 prot. n° 64066, nella quale si riassumono le caratteristiche fisiche del territorio che possono dare origine ad effetti di sito ed instabilità dei terreni in caso di eventi sismici.

Il **Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni"** di cui al Decreto 14.09.2005, dell'OPCM e dell' EC8, ai fini della definizione della azione sismica di progetto, definisce le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione:

- A- Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi** caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 metri;
- B- Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti**, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s;
- C- Depositì di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti** con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s;
- D- Depositì di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti**, con profondità del substrato superiori a 30 mt. caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s;
- E- Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C e D**, con profondità del substrato non superiore a 30 mt.

Pertanto, con riferimento alla nota della Provincia di Rimini, l'area in oggetto per proprie caratteristiche fisiche e geomorfologiche, può essere classificata come:

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s; – **categoria del suolo: C.**
 Nelle definizioni precedenti V_{Seq} è la velocità media di propagazione entro 30 mt. di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{Seq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{Si}}} \text{ [m/s]}$$

dove :

h_i = spessore (in metri) dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/sec.

Inoltre, ai fini dell'applicazione delle norme, il territorio nazionale è stato suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A. I valori di a_g espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

Zona	Valore di a_g
1	0.35 g
2	0.25 g
3	0.15 g
4	0.05 g

Tra i parametri geotecnici la cui conoscenza è fondamentale, vi è il modulo di taglio G_0 .

Tale parametro rappresenta la rigidità iniziale del terreno, cioè nell'istante immediatamente precedente il terremoto ed è quindi una misura della rigidità del terreno nel suo stato naturale.

Tale parametro è legato alla velocità delle onde S dalla relazione:

$$G_0 = P V_s^2$$

dove P è la densità del terreno.

La misura di G_0 può essere diretta od indiretta e può essere effettuata con prove dinamiche in sito e in laboratorio (monotoniche e cicliche).

Le prove in sito forniscono in genere risultati più affidabili per via del disturbo dei campioni, particolarmente elevato soprattutto nei terreni sabbiosi.

La misura indiretta può essere ottenuta o attraverso la misura delle onde P (con prove sismiche a riflessione o a rifrazione) oppure utilizzando correlazioni empiriche, semplici o multiple, che legano G_0 (o V_s) ad alcuni parametri geometrici (profondità del deposito o geotecnici desunti da prove in sito (numero dei colpi della prova SPT, resistenza alla punta da prove CPT, pressione di confinamento) – o da prove di laboratorio (pressione di confinamento, indice dei vuoti, indice di plasticità, grado di consolidazione).

In questa sede, la velocità di V_{S30} è calcolata è stata calcolata partendo da n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC) eseguite sul lotto in esame i cui elaborati grafici sono allegati alla presente relazione.

*Relativamente al profilo di V_s con la profondità e alla determinazione della categoria di suolo richiesta dalla normativa, mediante la ricostruzione delle V_{s30} emerge un valore di V_{S30} (modello medio) pari **244 m/sec.***

10.1.- Commento sul profilo delle velocità

*Ogni sito è caratterizzato da una propria frequenza di risonanza fondamentale che può andare da millesimi di Hz a decine di Hz, in particolare in questo caso si è misurata una frequenza massima di picco pari ad **Hz 1.0 (valore medio).***

L'intervallo di frequenze di interesse ingegneristico standard è invece compreso tra 0.5 – 10 Hz (corrispondenti alle frequenze principali di strutture approssimativamente da 30 a 1 piano). Essendo dunque l'intervallo di frequenze del sottosuolo più esteso di quello possibile per le strutture, alcune frequenze del sottosuolo possono essere trascurate ai fini della progettazione in zona sismica in quanto non comportano aggravii particolari per le strutture standard.

Poiché la coincidenza di risonanza tra suolo e struttura comporta un aggravio nell'ampiezza dell'imput sismico, la condizione ideale è che la frequenza della struttura sia inferiore rispetto a quella del sottosuolo, tuttavia quando questa condizione non può essere rispettata, è raccomandabile che la struttura venga progettata con frequenze proprie principali maggiori di almeno il 40% dei valori segnalati per il sottosuolo.

Nel caso specifico, sulla base dell'indagine geofisica condotta, si evidenzia la presenza di deboli contrasti d'impedenza ($2 < H/V < 3$) in caso di moto sismico.

*La frequenza caratteristica di risonanza del sito risulta \approx **1.0 Hz.***

Tale frequenza rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento dell'edificio in quanto consente di adottare adeguate precauzioni nell'edificare la struttura avente la stessa frequenza di vibrazione del terreno onde

evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericoloso per la stabilità dello stesso.

11.- VERIFICA A LIQUEFAZIONE

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha diffuso, nell'ambito del Progetto DISS3, le informazioni riguardanti la distribuzione spaziale e le caratteristiche sismico – tettoniche delle sorgenti sismogenetiche presenti sul territorio nazionale.

Più nel dettaglio la banca dati DISS 3.1 indica che il territorio di Rimini si colloca a Sud Ovest di due aree sismogenetiche: la ITCS 039 – "Riminese onshore" e la ITCS 030 – "Riminese onshore".

A queste aree sismogenetiche vengono attribuite le magnitudo massime di $M_W = 5.7$ per la prima e $M_W = 5.9$ per la seconda e dunque l'area è caratterizzata da terremoti storici che hanno raggiunto elevate intensità.

Pertanto l'area in oggetto entro 50 Km. risulta interessata storicamente da epicentri sismici di intensità significativa e si può considerare la pericolosità sismica generale sul valore "medio – alto".

Per quanto sopra enunciato, le verifiche della probabilità di liquefazione e dei cedimenti post sismici si dovrebbe assumere una magnitudo di riferimento riferita al suolo e quindi ottenuta dai dati di disaggregazione e non dall'intensità della sorgente sismogenetica che in questo caso è pari a $M_W = 5.9$ se non conoscendo le relazioni di attenuazione locale in funzione della distanza dell'epicentro.

La zona oggetto di studio, come in precedenza ricordato, è caratterizzata dalla presenza, di depositi granulometricamente compresi tra limi ed argille con intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore ed, in profondità, ghiaioso – sabbiose a notevole grado di addensamento.

Si e' quindi provveduto a verificare la possibilità di liquefazione secondo metodi semplificati utilizzando nel particolare quelli proposti da **Robertson e Wride (1997)** e dall'**Eurocodice 8 (ENV 1998-5)**.

Preliminarmente viene fornita un'introduzione inerente i singoli metodi focalizzando poi l'attenzione (e le verifiche) sui due summenzionati.

I metodi semplificati si basano sul rapporto che intercorre fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia al deposito, determinati questi ultimi privilegiando metodi basati su correlazioni della resistenza alla liquefazione con parametri desunti da prove in situ. La resistenza del deposito alla liquefazione viene quindi valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione:

$$(1.0)F_s = \frac{CRR}{CSR}$$

dove CRR (Cyclic Resistance Ratio) indica la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico e CSR (Cyclic Stress Ratio) la sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma. I metodi semplificati proposti differiscono fra loro soprattutto per il modo con cui viene ricavata CRR, la resistenza alla liquefazione. Il parametro maggiormente utilizzato è il numero dei colpi nella prova SPT anche se oggi, con il progredire delle conoscenze, si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs. Questi metodi sono in genere utilizzati per la progettazione di opere di media importanza.

I metodi di calcolo del potenziale di liquefazione sono:

- 1 Metodo di Seed e Idriss (1982);
- 2 Metodo di Iwasaki et al. (1978; 1984);
- 3 Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983);
- 4 Metodo di Finn (1985);
- 5 Metodo di Cortè (1985);
- 6 Metodo di Robertson e Wride modificato (1997);
- 7 Metodo di Andrus e Stokoe (1998);
- 8 Metodi basati sull'Eurocodice 8 (ENV 1998-5);
- 9 Metodo basato sull'OPCM N. 3472 (2003).

Seed e Idriss (1971b) per poter determinare gli sforzi di taglio indotti dal sisma propongono una semplice procedura basata sull'ipotesi di terreno omogeneo. Ipotizzando la propagazione verticale di onde sismiche di taglio, una colonna di terreno di altezza z (Fig. 1) si muove rigidamente in direzione orizzontale e pertanto lo sforzo di taglio massimo alla profondità z è dato da:

$$(1.1) \tau_{\max} = \frac{a_g}{g} \times \gamma z$$

dove a_g è l'accelerazione massima in superficie, g l'accelerazione di gravità e γ il peso di volume secco del terreno.

Poiché nella realtà il terreno è deformabile, lo sforzo di taglio è minore che nell'ipotesi di corpo rigido e quindi bisogna introdurre un coefficiente riduttivo r_d . Normalizzando con la pressione verticale effettiva e riferendosi ad un valore medio τ_{av} anziché ad un valore massimo τ_{\max} si ottiene:

$$(1.2) \frac{\tau_{av}}{\sigma_{vo}} = CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma_{vo}} r_d$$

espressione valida per sismi di magnitudo 7.5. Per magnitudo diverse bisogna dividere per il fattore correttivo MSF (Magnitudo Scaling Factor):

$$(1.3) CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$

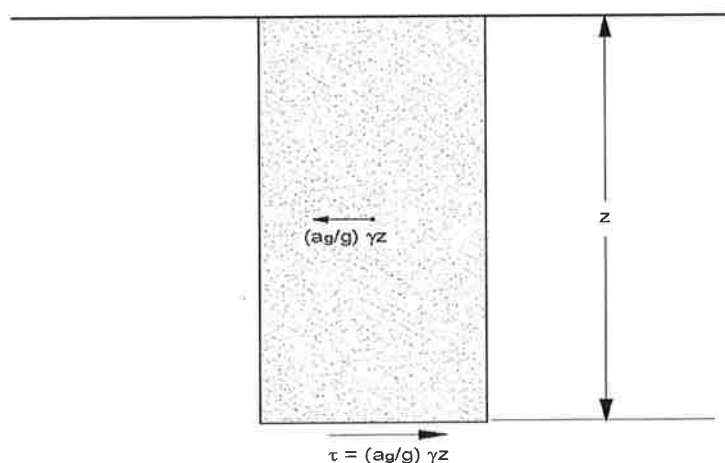


Figura 3 – Sforzo di taglio indotto dal terremoto ad una determinata quota

Il 'metodo di Seed e Idriss' (1982) è il più noto e utilizzato dei metodi semplificati e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, il numero dei colpi nella prova SPT, la densità relativa, il peso di volume. Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d viene utilizzata la formula empirica proposta da Iwasaki et al. (1978):

$$(1.4) \quad r_d = 1 - 0,015z$$

mentre per il fattore correttivo **MSF** si veda la Tabella 1 dove viene riportato il valore di questo fattore ottenuto da vari ricercatori, tra cui Seed H. B. e Idriss I. M (1982).

Tabella 1 - Magnitudo Scaling Factor

Magnitudo	Seed H. B. & Idriss I. M. (1982)	Ambraseys N. N. 1988)	NCEER (Seed R. B. et al.) (1997; 2003)
5.5	1.43	2.86	2,21
6.0	1.32	2.20	1,77
6.5	1.19	1.69	1,44
7.0	1.08	1.30	1,19
7.5	1.00	1.00	1,00
8.0	0.94	0.67	0,84
8.5	0.89	0.44	0,73

Il termine a numeratore della (1.0), cioè la resistenza alla liquefazione **CRR**, viene calcolato in funzione della magnitudo, del numero di colpi, della pressione verticale effettiva, della densità relativa.

Si ottiene un grafico (Fig. 4) ottenuto selezionando i casi di terreni in cui si è avuta liquefazione e non liquefazione durante i terremoti.

Si calcola inizialmente il numero dei colpi corretto alla quota desiderata per tenere conto della pressione litostatica mediante la seguente espressione:

$$(1.5) (N_{1,60}) = C_N N_m$$

dove N_m è il numero medio dei colpi nella prova penetrometrica standard SPT e C_N un coefficiente correttivo che si calcola mediante la seguente espressione:

$$(1.6) C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5}$$

dove σ'_{v0} è la pressione verticale effettiva, P_a la pressione atmosferica espressa nelle stesse unità di σ'_{v0} ed n un'esponente che dipende dalla densità relativa del terreno (Fig. 5).

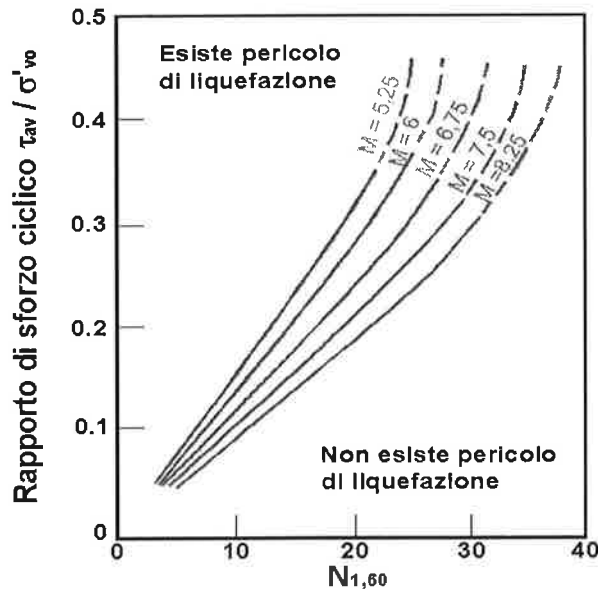


Figura 4 – Correlazione fra CSR e $N_{1,6}$

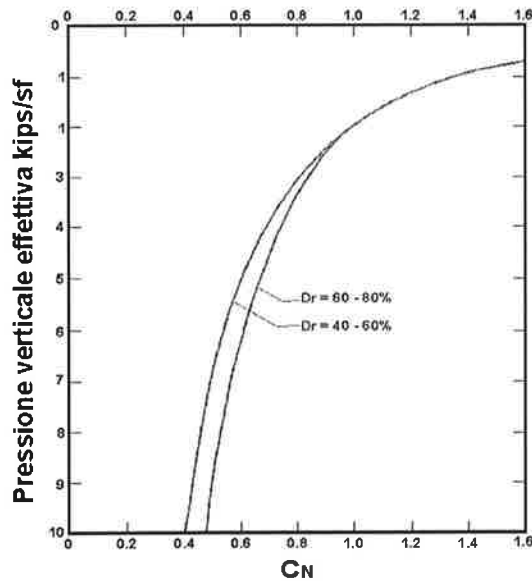


Figura 5 – Coefficiente correttivo C_N

E' stato dimostrato che per un terremoto di magnitudo pari a 7,5 CRR è:

$$(1.7) CRR \approx \frac{N_{1,60}}{90}$$

Si applica quindi la (1.0); se $F_S > 1,3$ il deposito non è liquefacibile.

Gli Autori hanno precisato che questa procedura è valida per sabbie con $D_{50} > 0,25$ mm; per sabbie limose e limi suggeriscono di correggere ulteriormente il valore di $N_{1,60}$:

$$(1.8) (N_{1,60})_{cs} = N_{1,60} + 7,5$$

Il 'metodo di Iwasaki et al.' (1978, 1984) è stato proposto basandosi sulla osservazione che la severità dei danni prodotti dalla liquefazione ai manufatti è legata al volume di terreno liquefatto all'interno del deposito.

*Il metodo si basa su due quantità: il **fattore di resistenza (F_S)** e l'**indice di liquefazione (I_L)**. F_S si ottiene mediante la (1.0) e quando $F_S \leq 1$ lo strato di terreno è liquefacibile; mentre I_L , indicativo dell'estensione che il fenomeno della liquefazione può avere nel deposito, è ottenuto dalla espressione*

$$(1.9) I_L = \int_0^{20} F W(z) dz$$

dove

$$\begin{aligned} F &= 1 - F_S && \text{per } F_S \leq 1 \\ F &= 0 && \text{per } F_S > 1 \\ W(z) &= 10 - 0,5z \end{aligned}$$

Per poter valutare la severità degli effetti viene proposta la scala della Tabella 2.

Il fattore correttivo r_d viene calcolato mediante la (1.4) e MSF come nel caso precedente.

Invece per la valutazione di CRR vengono proposte le seguenti espressioni ricavate da numerose prove di resistenza ciclica non drenata:

a) *per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$*

$$(2.0) CRR = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} + 0,225 \log_{10} \left(\frac{0,35}{D_{50}} \right)$$

b) per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$(2.1) \text{CRR} = 0,0882 \sqrt{\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 0,7}} - 0,05$$

dove D_{50} è il diametro dei granuli al 50% (in mm).

Tabella 2

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Il 'metodo di Tokimatsu e Yoshimi' (1983) per poter tener conto della magnitudo del terremoto, a differenza dei metodi precedenti, calcola il rapporto di sforzo ciclico con la seguente espressione:

$$(2.2) \text{CSR} = 0,65 \frac{a_g}{g} \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d r_n$$

dove viene introdotto un coefficiente correttivo r_n funzione della magnitudo M .

$$(2.3) r_d = 0,1(M - 1)$$

Invece la resistenza alla liquefazione viene calcolata, confrontando risultati di prove triassali cicliche con dati di prove SPT, con la seguente espressione:

$$(2.4) \text{CRR} = a C_r \left[\frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{100} + \left(\frac{16 \sqrt{N_{1,60} + \Delta N_f}}{C_s} \right)^n \right]$$

dove

$$a = 0,45$$

$$C_r = 0,57$$

$$n = 14$$

$\Delta N_f = 0$ per sabbie pulite e $\Delta N_f = 5$ per sabbie limose

$$N_{1,60} = [1,7 / (\sigma'_{vo} + 0,7)] N_m$$

C_s è una costante empirica che dipende dall'ampiezza della deformazione di taglio.

Gli Autori, ai fini progettuali, suggeriscono di adottare un valore di $F_S > 1,5$ per le sabbie medio - sciolte e $F_S > 1,3$ per le sabbie medio - dense.

Questo metodo è raccomandato nella proposta di Norme Sismiche Italiane avanzata dal CNR nel 1984.

Correlazioni della resistenza alla liquefazione con la magnitudo vengono proposte da Finn (1985) e Cortè (1985). Il primo propone un'espressione di CRR in funzione della magnitudo M e del numero dei colpi corretto $N_{1,60}$:

$$(2.5) \text{CRR} = \frac{N_{1,60}}{12,9M - 15,7}$$

Cortè invece propone di valutare CRR mediante le seguenti espressioni:

c) per terreni con $0,04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0,6$

$$(2.6) \text{CRR} = A \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,258 \log_{10} \left(\frac{D_{50}}{0,35} \right) \right\}$$

d) per terreni con $0,6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1,5$

$$(2.7) \text{CRR} = A \left\{ \left[\frac{N_m}{\sigma'_{vo} + 70} \right]^{0,5} - 0,0567 \right\}$$

Il coefficiente A assume valori che variano fra 0,50 e 0,66, a seconda della magnitudo del sisma e quindi del **numero di cicli equivalenti** che variano a loro volta fra 5 e 20.

In questi due ultimi metodi ovviamente il rapporto di sforzo ciclico è dato dalla (1.2). Il metodo di Robertson e Wride utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo I_C che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$(2.8a) I_c = \left[(3,47 - \log_{10} Q)^2 + (\log_{10} R_f + 1,22)^2 \right]^{0,5}$$

$$(2.8b) Q = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{Pa} \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

$$(2.8c) R_f = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} 100$$

dove

q_c è la resistenza alla punta misurata

Pa è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{vo}

f_s è l'attrito del manicotto

n è un'esponente che dipende dal tipo di suolo.

Inizialmente si assume $n = 1$, come per un suolo argilloso e si procede al calcolo di I_C con la (2.8a).

Se $I_C > 2,6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se $I_C \leq 2,6$, vuol dire che l'ipotesi assunta è errata e I_C deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$(2.9) Q = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0,5$.

Se è ancora $I_C \leq 2,6$, significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $I_C > 2,6$, vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata e il suolo è probabilmente limoso. I_C deve essere nuovamente ricalcolato con la (2.8a) ponendo $n = 0,75$.

Calcolato I_C , si procede con la correzione della resistenza alla punta misurata q_c mediante la seguente espressione:

$$(3.0) q_{c1N} = \frac{q_c}{P_a} \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di I_C .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata mediante la seguente procedura:

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$(3.1a) (q_{c1N})_{cs} = K_c q_{c1N}$$

$$(3.1b) K_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

$$(3.2a) (q_{c1N})_{cs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

$$(3.2b) \Delta q_{c1N} = \frac{K_c}{1 - K_c} q_{c1N}$$

dove K_c dipende dal contenuto di fine, FC (%):

$$\begin{aligned} K_c &= 0 && \text{per } FC \leq 5 \\ K_c &= 0,0267(FC - 5) && \text{per } 5 < FC \leq 35 \\ K_c &= 0,8 && \text{per } FC > 35 \end{aligned}$$

FC (%) viene calcolato mediante l'espressione seguente:

$$(3.3) FC (\%) = 1,75 (I_c)^{3,25} - 3,7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7,5 (**CRR7,5**) si calcola con le espressioni seguenti:

$$\text{se } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$(3.4) CRR = 0,833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0,05$$

$$\text{se } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$$

$$(3.5) CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08$$

Il rapporto di sforzo ciclico **CSR** si calcola con la (1.3) e **MSF** come raccomandato dal NCEER (vedi Tabella 1), mentre il coefficiente **r_d** è calcolato mediante la seguente procedura:

$$\text{se } z < 9,15 \text{ m}$$

$$(3.6a) r_d = 1,0 - 0,00765 z$$

$$\text{se } 9,15 \leq z < 23 \text{ m}$$

$$(3.6b) r_d = 1,174 - 0,00267 z$$

dove *z* è la profondità in metri

Si calcola il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono calcolati con il metodo di Iwasaki et alii.

Il 'metodo di Andrus e Stokoe' è basato su dati provenienti da prove sismiche a rifrazione (**V_s**).

La velocità delle onde di taglio viene corretta con la formula (Robertson et al., 1992):

$$(3.7) V_{s1} = V_s \left(\frac{100}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25}$$

La resistenza alla liquefazione è valutata mediante la formula di Andrus e Stokoe (1998):

$$(3.8) CRR = 0,03 \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[\frac{1}{(V_{s1})_{cs} - V_{s1}} - \frac{1}{(V_{s1})_{cs}} \right]$$

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante la seguente procedura:

$$(VSI)_{CS} = 220 \quad \text{per } FC \leq 5\%$$

$$220 < (VSI)_{CS} \leq 200 \quad \text{per } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$(VSI)_{CS} = 200 \quad \text{per } FC > 35\%$$

Il fattore di correzione della magnitudo *MSF* viene valutato come raccomandato dal NCEER (Tabella 1), il fattore di sicurezza alla liquefazione con la (1.0), mentre l'indice e il rischio di liquefazione vengono valutati con il metodo di Iwasaki et alii.

Le indicazioni della normativa europea sono contenute al punto 4.1.3 a cui si aggiungono ulteriori indicazioni che si possono trovare nell'appendice B della parte 5 dell'Eurocodice 8 (ENV 1998-5).

Secondo tale normativa si può escludere pericolo di liquefazione per i terreni sabbiosi saturi che si trovano a profondità di 15 m o quando $a_g < 0,15$ e, contemporaneamente, il terreno soddisfi almeno una delle seguenti condizioni:

- contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 10% e resistenza $N_{1,60} > 20$
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(3.9) \text{CSR} = 0,65 \frac{a_g}{g} S \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{\text{MSF}}$$

dove *S* è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 3

Categoria suolo	Spettri di Tipo 1 <i>S</i> ($M > 5,5$)	Spettri di Tipo 2 <i>S</i> ($M \leq 5,5$)
A	1,00	1,00
B	1,20	1,35
C	1,15	1,50
D	1,35	1,80
E	1,40	1,60

Il fattore di correzione della magnitudo **MSF** consigliato dalla normativa è quello di Ambraseys (Tabella 1).

Nel caso vengano utilizzati dati provenienti da prove SPT la resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente relazione di Blake, 1997:

$$(4.0) \text{CRR} = \frac{0,04844 - 0,004721 (N_{1,60})_{cs} + 0,0006136 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,00001673 [(N_{1,60})_{cs}]^3}{1 - 0,1248 (N_{1,60})_{cs} + 0,009578 [(N_{1,60})_{cs}]^2 - 0,0003285 [(N_{1,60})_{cs}]^3 + 0,000003714 [(N_{1,60})_{cs}]^4}$$

dove $(N_{1,60})_{cs}$ viene valutato con il metodo proposto da Youd e Idriss (1997) e raccomandato dal NCEER:

$$(4.1) (N_{1,60})_{cs} = \alpha + \beta N_{1,60}$$

dove $N_{1,60}$ è la normalizzazione dei valori misurati dell'indice N_m (ridotti del 25% per profondità < 3 m) nella prova SPT rispetto ad una pressione efficace di confinamento di 100 KPa ed a un valore del rapporto tra l'energia di impatto e l'energia teorica di caduta libera pari al 60%, cioè:

$$(4.2a) N_{1,60} = C_N C_E N_m$$

$$(4.2b) C_N = \left(\frac{100}{\sigma_{vo}} \right)^{0,5}$$

$$(4.2c) C_E = \frac{ER}{60}$$

dove ER è pari al (rapporto dell'energia misurato rispetto al valore teorico) $\times 100$ e dipende dal tipo di strumento utilizzato (Tabella 4)

Tabella 4

Attrezzatura	C_E
Safety Hammer	0,7 – 1,2
Donut Hammer (USA)	0,5 – 1,0
Donut Hammer (Giappone)	1,1 – 1,4
Automatico-Trip Hammer (Tipo Donut o Safety)	0,8 – 1,4

I parametri α e β , invece, dipendono dalla frazione fine FC:

$$\begin{array}{ll} \alpha = 0 & \text{per } FC \leq 5\% \\ \alpha = \exp[1,76 - (190 / FC^2)] & \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ \alpha = 5 & \text{per } FC > 35\% \end{array}$$

$$\beta = 1,0 \quad \text{per } FC \leq 5\%$$

$$\beta = [0,99 + (FC^{1,5} / 1000)] \quad \text{per } 5\% < FC \leq 35\%$$

$$\beta = 1,2 \quad \text{per } FC > 35\%$$

Se invece si possiedono dati provenienti da una prova penetrometrica statica (CPT), i valori di resistenza alla punta misurati q_c devono essere normalizzati rispetto ad una pressione efficace di confinamento pari a 100 KPa e vanno calcolati mediante la (3.0). Per poter tenere conto della eventuale presenza di fini, il software utilizza il metodo di Robertson e Wride.

Poiché, come dimostrato, è possibile assumere:

$$(4.3) \frac{(q_{c1N})_{cs}}{(N_{1,60})_{cs}} = 5$$

come proposto dall'EC8, derivato $(N_{1,60})_{cs}$ dalla (4.2a), si utilizza la (4.0) per il calcolo di CRR.

Quando invece si possiedono dati provenienti da prove sismiche di rifrazione, si calcola la velocità di propagazione normalizzata con la (3.7) e la resistenza alla liquefazione mediante la formula di Andrus e Stokoe (3.8).

Rispetto alla normativa europea, la normativa italiana (OPCM n° 3274 del 20 marzo 2003) è meno accurata e non fornisce proposte di metodologie per valutare il potenziale di liquefazione.

La normativa richiede che il controllo della possibilità di liquefazione venga effettuato quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La normativa esclude il pericolo di liquefazione se il terreno saturo si trova ad una profondità superiore a 15 m o se $a_g S < 0,15g$ e, contemporaneamente, si verifica una delle seguenti condizioni:

- h) contenuto in argilla superiore al 20%, con indice di plasticità > 10 ;
- i) contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N_{1,60} > 20$;
- j) frazione fine trascurabile e resistenza $N_{1,60} > 25$.

Come la normativa europea, quella italiana ritiene che la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in situ e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Lo sforzo ciclico di taglio CSR viene stimato con l'espressione semplificata:

$$(4.4) CSR = 0,65 S \frac{a_g}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{r_d}{MSF} \frac{1}{K_\sigma}$$

dove S è il coefficiente di profilo stratigrafico, definito come segue:

Tabella 5

Categori a suolo	S
A	1,00
B, C, E	1,25
D	1,35

Il coefficiente riduttivo r_d viene valutato secondo quanto proposto da Idriss (1999):

$$(4.5a) r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M]$$

$$(4.5b) \alpha(z) = -1,012 - 1,126 \operatorname{sen}\left[\left(\frac{z}{11,73}\right) + 5,133\right]$$

$$(4.5c) \beta(z) = 0,106 + 0,118 \operatorname{sen}\left[\left(\frac{z}{11,28}\right) + 5,142\right]$$

Il fattore di correzione della magnitudo MSF utilizzato dal programma è quello raccomandato dal NCEER (Tabella 1).

K_σ è un fattore di correzione della tensione litostatica compreso fra 1 e 1,5 (Olsen, 1984):

$$K_\sigma = 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} < 100$$

$$K_\sigma = (\sigma'_{vo}/100)^f - 1 \quad \text{per } \sigma'_{vo} \geq 100$$

dove f è un parametro funzione di $(N_{1,60})$ e σ'_{vo} .

La resistenza alla liquefazione viene calcolata mediante la seguente espressione:

$$(4.6) \text{CRR} = \frac{1}{[34 - (N_{1,60})_{cs}]} \frac{(N_{1,60})_{cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_{1,60})_{cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

dove $(N_{1,60})_{cs}$ viene calcolato mediante la (4.1), nella quale però $N_{1,60}$ è valutato nel seguente modo:

$$(4.7) N_{1,60} = C_N C_E C_R C_S C_B N_m$$

dove C_N e C_E sono calcolati mediante la (4.2b) e la (4.2c).

C_R è un fattore di correzione per la lunghezza L delle aste della prova pari a:

Tabella 6

L	C_R
≤ 3	0,75
$3 < L \leq$	0,80

4	
$4 < L \leq 6$	0,85
$6 < L \leq 10$	0,95
$L > 10$	1,00

C_S è un fattore di correzione per il tipo di campionatore:

per campionatori di tipo standard C_S è sempre uguale a 1,0

per campionatori di tipo non-standard C_S è compreso fra 1,1 e 1,3

C_B è un fattore di correzione per il diametro del foro di sondaggio ed è pari a:

Tabella 7

Diametro foro	C_B
65 – 115 mm	1,00
115 – 150 mm	1,05
150 – 200 mm	1,15

Secondo le normative europea e italiana è suscettibile di liquefazione un terreno in cui lo sforzo di taglio generato dal terremoto supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati e quindi deve essere $F_S \leq 1,25$.

La probabilità di liquefazione P_L , invece, è data dall'espressione di Juang et al. (2001):

$$(4.8) P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_S}{0,72}\right)^{3,1}}$$

11.1. - CALCOLO DELLA SUSCETTIBILITA' DI LIQUEFAZIONE

I litotipi presenti sull'area oggetto d'indagine sono stati analizzati dal punto di vista della suscettibilità a liquefazione; è stata considerata cautelativamente, una magnitudo $M_W = 6.1$ determinata dall'intensità della sorgente sismogenetica più prossima seppure sarebbe più corretto assumere una magnitudo di riferimento riferita al suolo e quindi ottenuta dai dati di disaggregazione (vedi § 11.1 – tabella 5 - $M_W = 5.13$).

Dati generali

Numero di strati = 4

Profondità della falda = 2.0 m

Magnitudo del sisma = 6.1

Accelerazione massima al suolo = 0.296

Strato Nr.	Descrizione (-)	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di volume secco (KN/mc)	Peso di volume saturo (KN/mc)	Nr. colpi medio (Nspt)	D50 dei granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza all'attrito laterale fs (KPa)	Velocità Vs (m/s)
1	Terreno vegetale	0	2.20	16	19	0	0.007	1800	120	190
2	Limo argilloso	2.20	10.0	16	21	0	0.006	2600	140	250
3	Limo argilloso	10.0	17.5	16	20	0	0.006	3500	200	250
4	Ghiaia sabbiosa	17.5	20.0	16	19	50	0.2	10000	400	450

Metodo di Robertson e Wride (1997)

Risultati

Correzione per la magnitudo (MSF) = 1.70

Strato Nr.	Descrizione (-)	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso di volume secco (KN/mc)	Peso di volume saturo (KN/mc)	Nr. colpi medio (Nspt)	D50 dei granuli (mm)	Resistenza qc (KPa)	Resistenza all'attrito laterale fs (KPa)	Velocità Vs (m/s)
1	Terreno vegetale.	0	2.2	16	19	0	0.007	1900	120	190
2	Limo argilloso	2.2	10	16	21	0	0.006	2600	140	250
3	Limo argilloso	10	17.5	16	20	0	0.006	3500	200	250
4	Ghiaia sabbiosa	17.5	20	16	19	0	0.02	10000	400	450

Verifica Nr.	Profondità (m)	Pressione totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Resistenza alla punta Q	Attrito laterale F (%)	Indice di compattamento Ic	Correzione per la pressione litostatica efficace CQ	Resistenza alla punta corretta qc1N (KPa)	Coefficiente di riduzione (rd)	Resistenza alla liquefazione e (CRR)	Sforzo di taglio normale (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Indice di liquefazione	Rischio di liquefazione
1	2.20	35.80	33.83	52.13	68.01	3.520									NL
			87	56	95	1									
2	2.40	40.00	36.07	70.95	46.87	3.313									NL
			73	87	5	4									

3	2.60	44.20	38.31	66.70	46.95	3.327	NL
			6	32	2	2	
4	2.80	48.40	40.55	62.91	47.02	3.340	NL
			47	75	93	5	
5	3.00	52.60	42.79	59.52	47.10	3.353	NL
			34	79	69	2	
6	3.20	56.80	45.03	56.47	47.18	3.365	NL
			2	54	46	4	
7	3.40	61.00	47.27	53.71	47.26	3.377	NL
			07	19	27	2	
8	3.60	65.20	49.50	51.19	47.34	3.388	NL
			94	84	1	6	
9	3.80	69.40	51.74	48.90	47.41	3.399	NL
			8	24	96	6	
10	4.00	73.60	53.98	46.79	47.49	3.410	NL
			67	67	84	3	
11	4.20	77.80	56.22	44.85	47.57	3.420	NL
			54	87	75	6	
12	4.40	82.00	58.46	43.06	47.65	3.430	NL
			4	92	69	7	
13	4.60	86.20	60.70	41.41	47.73	3.440	NL
			27	17	65	4	
14	4.80	90.40	62.94	39.87	47.81	3.449	NL
			14	2	64	9	
15	5.00	94.60	65.18	38.43	47.89	3.459	NL
			01	81	65	2	
16	5.20	98.80	67.41	37.09	47.97	3.468	NL
			87	95	7	2	
17	5.40	103.0	69.65	35.84	48.05	3.477	NL
			0	74	69	77	
18	5.60	107.2	71.89	34.67	48.13	3.485	NL
			0	61	23	86	6
19	5.80	111.4	74.13	33.56	48.21	3.494	NL
			0	47	86	99	
20	6.00	115.6	76.37	32.52	48.30	3.502	NL
			0	34	97	14	2
21	6.20	119.8	78.61	31.54	48.38	3.510	NL
			0	21	99	32	3
22	6.40	124.0	80.85	30.62	48.46	3.518	NL
			0	07	43	53	2
23	6.60	128.2	83.08	29.74	48.54	3.525	NL
			0	94	87	76	9
24	6.80	132.4	85.32	28.91	48.63	3.533	NL
			0	81	9	02	5
25	7.00	136.6	87.56	28.13	48.71	3.540	NL
			0	67	17	32	9
26	7.20	140.8	89.80	27.38	48.79	3.548	NL
			0	54	37	64	2
27	7.40	145.0	92.04	26.67	48.87	3.555	NL
			0	41	2	98	4
28	7.60	149.2	94.28	25.99	48.96	3.562	NL
			0	28	41	36	4

29	7.80	153.4	96.52	25.34	49.04	3.569	NL
		0	14	77	77	4	
30	8.00	157.6	98.76	24.73	49.13	3.576	NL
		0	01	06	2	2	
31	8.20	161.8	100.9	24.14	49.21	3.582	NL
		0	988	09	66	9	
32	8.40	166.0	103.2	23.57	49.30	3.589	NL
		0	374	67	16	5	
33	8.60	170.2	105.4	23.03	49.38	3.596	NL
		0	761	65	68		
34	8.80	174.4	107.7	22.51	49.47	3.602	NL
		0	148	87	23	4	
35	9.00	178.6	109.9	22.02	49.55	3.608	NL
		0	534	21	81	7	
36	9.20	182.8	112.1	21.54	49.64	3.614	NL
		0	921	52	42	9	
37	9.40	187.0	114.4	21.08	49.73	3.621	NL
		0	308	7	06		
38	9.60	191.2	116.6	20.64	49.81	3.627	NL
		0	695	64	73	1	
39	9.80	195.4	118.9	20.22	49.90	3.633	NL
		0	081	23	43	1	
40	10.00	199.6	121.1	19.81	49.99	3.639	NL
		0	468	4	17		
41	10.20	203.8	123.3	19.42	50.07	3.644	NL
		0	855	04	93	8	
42	10.40	208.0	125.6	19.04	50.16	3.650	NL
		0	241	09	72	5	
43	10.60	212.2	127.8	18.67	50.25	3.656	NL
		0	628	47	55	2	
44	10.80	216.4	130.1	18.32	50.34	3.661	NL
		0	015	11	4	8	
45	11.00	220.6	132.3	17.97	50.43	3.667	NL
		0	401	94	29	4	
46	11.20	224.8	134.5	17.64	50.52	3.672	NL
		0	788	91	21	8	
47	11.40	229.0	136.8	17.32	50.61	3.678	NL
		0	175	97	16	3	
48	11.60	233.2	139.0	17.02	50.70	3.683	NL
		0	562	05	14	6	
49	11.80	237.4	141.2	16.72	50.79	3.688	NL
		0	948	11	15	9	
50	12.00	241.6	143.5	16.43	50.88	3.694	NL
		0	335	1	2	2	
51	12.20	245.8	145.7	16.14	50.97	3.699	NL
		0	722	99	27	3	
52	12.40	250.0	148.0	15.87	51.06	3.704	NL
		0	108	72	38	5	
53	12.60	254.2	150.2	15.61	51.15	3.709	NL
		0	495	27	53	6	
54	12.80	258.4	152.4	15.35	51.24	3.714	NL
		0	882	59	7	6	

55	13.00	262.6	154.7	15.10	51.33	3.719	NL
		0 269		66	91	6	
56	13.20	266.8	156.9	14.86	51.43	3.724	NL
		0 655		44	15	5	
57	13.40	271.0	159.2	14.62	51.52	3.729	NL
		0 042		9	43	4	
58	13.60	275.2	161.4	14.40	51.61	3.734	NL
		0 429		01	73	3	
59	13.80	279.4	163.6	14.17	51.71	3.739	NL
		0 815		75	08	1	
60	14.00	283.6	165.9	13.96	51.80	3.743	NL
		0 202		09	45	9	
61	14.20	287.8	168.1	13.75	51.89	3.748	NL
		0 589		01	86	6	
62	14.40	292.0	170.3	13.54	51.99	3.753	NL
		0 976		48	31	3	
63	14.60	296.2	172.6	13.34	52.08	3.757	NL
		0 362		48	79	9	
64	14.80	300.4	174.8	13.15	52.18	3.762	NL
		0 749			3	5	
65	15.00	304.6	177.1	12.96	52.27	3.767	NL
		0 136			85	1	
66	15.20	308.8	179.3	12.77	52.37	3.771	NL
		0 522		49	43	6	
67	15.40	313.0	181.5	12.59	52.47	3.776	NL
		0 909		42	05	1	
68	15.60	317.2	183.8	12.41	52.56	3.780	NL
		0 296		8	7	6	
69	15.80	321.4	186.0	12.24	52.66	3.785	NL
		0 682		6	39		
70	16.00	325.6	188.3	12.07	52.76	3.789	NL
		0 069		82	12	4	
71	16.20	329.8	190.5	11.91	52.85	3.793	NL
		0 456		42	88	8	
72	16.40	334.0	192.7	11.75	52.95	3.798	NL
		0 842		41	68	1	
73	16.60	338.2	195.0	11.59	53.05	3.802	NL
		0 229		76	51	4	
74	16.80	342.4	197.2	11.44	53.15	3.806	NL
		0 616		47	38	7	
75	17.00	346.6	199.5	11.29	53.25	3.810	NL
		0 003		52	29	9	
76	17.20	350.8	201.7	11.14	53.35	3.815	NL
		0 389		91	23	2	
77	17.40	355.0	203.9	11.00	53.45	3.819	NL
		0 776		61	21	4	
78	17.60	359.0	206.0	46.79	25.93	3.19	NL
		0 163		73	09		
79	17.80	362.8	207.8	46.36	25.94	3.192	NL
		0 549		5	11	4	
80	18.00	366.6	209.6	45.94	25.95	3.194	NL
		0 936		04	14	8	

81	18.20	370.4	211.5	45.52	25.96	3.197	NL
		0	323	31	16	2	
82	18.40	374.2	213.3	45.11	25.97	3.199	NL
		0	71	3	19	6	
83	18.60	378.0	215.2	44.70	25.98	3.201	NL
		0	096	99	21	9	
84	18.80	381.8	217.0	44.31	25.99	3.204	NL
		0	483	36	24	3	
85	19.00	385.6	218.8	43.92	26.00	3.206	NL
		0	87	4	27	6	
86	19.20	389.4	220.7	43.54	26.01	3.208	NL
		0	256	09	29	9	
87	19.40	393.2	222.5	43.16	26.02	3.211	NL
		0	643	42	32	2	
88	19.60	397.0	224.4	42.79	26.03	3.213	NL
		0	03	35	35	5	
89	19.80	400.8	226.2	42.42	26.04	3.215	NL
		0	416	9	38	8	
90	20.00	404.6	228.0	42.07	26.05	3.218	NL
		0	803	03	42		

EC8 (CPT) (1998)

Input dati

Strato Nr.	Frazione limosa (%)	Frazione argillosa (%)	Indice di plasticità (%)	Tipo di suolo
1	50	30	> 10	C - Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza
2	40	20	> 10	C - Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza
3	40	20	> 10	C - Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza
4	15	10	<= 10	C - Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza

Risultati

Correzione per la magnitudo (MSF) = 2.1

Verifica Nr.	Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale efficace (KPa)	Correzione per la press. litostatica efficace (CN)	Resistenza alla punta corretta qc1 (bar)	Coefficiente riduttivo (rd)	Resistenza alla liquefazione (CRR)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza (Fs)	Suscettibilità di liquefazione	Probabilità di liquefazione (%)

1	2.20	35.80	33.8387	1.70	161.50	0.9832	0.4205	0.1116	3.77	NL	0.5868
2	2.40	40.00	36.0773	1.6649	216.437	0.9816	6.0561	0.1169	51.79	NL	0.0002
3	2.60	44.20	38.316	1.6155	210.015	0.9801	2.4188	0.1217	19.88	NL	0.0034
4	2.80	48.40	40.5547	1.5703	204.139	0.9786	1.5624	0.1259	12.41	NL	0.0147
5	3.00	52.60	42.7934	1.5287	198.731	0.9771	1.1788	0.1296	9.09	NL	0.0385
6	3.20	56.80	45.032	1.4902	193.726	0.9755	0.9606	0.133	7.22	NL	0.0787
7	3.40	61.00	47.2707	1.4545	189.085	0.974	0.8196	0.1361	6.02	NL	0.1382
8	3.60	65.20	49.5094	1.4212	184.756	0.9725	0.7206	0.1389	5.19	NL	0.2187
9	3.80	69.40	51.748	1.3901	180.713	0.9709	0.6471	0.1414	4.57	NL	0.324
10	4.00	73.60	53.9867	1.361	176.93	0.9694	0.5901	0.1438	4.10	NL	0.453
11	4.20	77.80	56.2254	1.3336	173.368	0.9679	0.5441	0.1459	3.73	NL	0.6064
12	4.40	82.00	58.464	1.3078	170.014	0.9663	0.5059	0.1479	3.42	NL	0.7921
13	4.60	86.20	60.7027	1.2835	166.855	0.9648	0.4732	0.1498	3.16	NL	1.0099
14	4.80	90.40	62.9414	1.2605	163.865	0.9633	0.4438	0.1515	2.93	NL	1.2731
15	5.00	94.60	65.1801	1.2386	161.018	0.9618	0.4156	0.1531	2.72	NL	1.598
16	5.20	98.80	67.4187	1.2179	158.327	0.9602	0.3854	0.1546	2.49	NL	2.0909
17	5.40	103.00	69.6574	1.1982	155.766	0.9587	0.3423	0.1559	2.20	NL	3.0396
18	5.60	107.20	71.8961	1.1794	153.322	0.9572	0.1988	0.1572	1.26	NL	14.9974
19	5.80	111.40	74.1347	1.1614	150.982	0.9556	0.5935	0.1585	3.75	NL	0.5965
20	6.00	115.60	76.3734	1.1443	148.759	0.9541	0.4394	0.1596	2.75	NL	1.5454
21	6.20	119.80	78.6121	1.1279	146.627	0.9526	0.4011	0.1607	2.50	NL	2.0656
22	6.40	124.00	80.8507	1.1121	144.573	0.951	0.3797	0.1617	2.35	NL	2.4915
23	6.60	128.20	83.0894	1.0971	142.623	0.9495	0.3645	0.1627	2.24	NL	2.8792
24	6.80	132.40	85.3281	1.0826	140.738	0.948	0.3524	0.1636	2.15	NL	3.2568
25	7.00	136.60	87.5667	1.0686	138.918	0.9465	0.3421	0.1645	2.08	NL	3.5961
26	7.20	140.80	89.8054	1.0552	137.176	0.9449	0.3332	0.1653	2.02	NL	3.9242

27	7.40	145.00	92.0441	1.0423	135.499	0.9434	0.3254	0.1661	1.96	NL	4.2922
28	7.60	149.20	94.2828	1.0299	133.887	0.9419	0.3183	0.1669	1.91	NL	4.6336
29	7.80	153.40	96.5214	1.0179	132.327	0.9403	0.3118	0.1676	1.86	NL	5.0109
30	8.00	157.60	98.7601	1.0063	130.819	0.9388	0.3058	0.1683	1.82	NL	5.3416
31	8.20	161.80	100.998	0.995	129.35	0.9373	0.3003	0.169	1.78	NL	5.7008
32	8.40	166.00	103.237	0.9842	127.946	0.9357	0.2952	0.1696	1.74	NL	6.0916
33	8.60	170.20	105.476	0.9737	126.581	0.9342	0.2904	0.1702	1.71	NL	6.4074
34	8.80	174.40	107.714	0.9635	125.255	0.9327	0.2859	0.1708	1.67	NL	6.8618
35	9.00	178.60	109.953	0.9537	123.981	0.9312	0.2817	0.1713	1.64	NL	7.2298
36	9.20	182.80	112.192	0.9441	122.733	1.1494	0.2777	0.1718	1.62	NL	7.4891
37	9.40	187.00	114.430	0.9348	121.524	1.1489	0.2739	0.1723	1.59	NL	7.9005
38	9.60	191.20	116.669	0.9258	120.354	1.1484	0.2704	0.1728	1.56	NL	8.341
39	9.80	195.40	118.908	0.9171	119.223	1.1478	0.267	0.1733	1.54	NL	8.652
40	10.00	199.60	121.146	0.9085	118.105	1.1473	0.2637	0.1738	1.52	NL	8.9777
41	10.20	203.60	123.185	0.901	157.675	1.1468	0.3766	0.1743	2.16	NL	3.2118
42	10.40	207.60	125.224	0.8936	156.38	1.1462	0.3554	0.1748	2.03	NL	3.8669
43	10.60	211.60	127.262	0.8864	155.12	1.1457	0.3245	0.1754	1.85	NL	5.091
44	10.80	215.60	129.301	0.8794	153.895	1.1452	0.2638	0.1759	1.50	NL	9.3189
45	11.00	219.60	131.340	0.8726	152.705	1.1446	-0.0005	0.1763	0.00	L	100.00
46	11.20	223.60	133.378	0.8659	151.532	1.1441	0.8062	0.1768	4.56	NL	0.3262
47	11.40	227.60	135.417	0.8593	150.377	1.1436	0.515	0.1773	2.91	NL	1.3001
48	11.60	231.60	137.456	0.8529	149.257	1.143	0.4545	0.1777	2.56	NL	1.922
49	11.80	235.60	139.494	0.8467	148.172	1.1425	0.4258	0.1781	2.39	NL	2.3675
50	12.00	239.60	141.533	0.8406	147.105	1.142	0.4076	0.1785	2.28	NL	2.7297
51	12.20	243.60	143.572	0.8346	146.055	1.1414	0.3943	0.1789	2.20	NL	3.0396
52	12.40	247.60	145.610	0.8287	145.022	1.1409	0.3837	0.1793	2.14	NL	3.3027

53	12.60	251.60	147.649 5	0.823	144.025	1.1404	0.375	0.1797	2.09	NL	3.5449
54	12.80	255.60	149.688 2	0.8173	143.027 5	1.1398	0.3674	0.1801	2.04	NL	3.8107
55	13.00	259.60	151.726 9	0.8118	142.065	1.1393	0.3607	0.1804	2.00	NL	4.0422
56	13.20	263.60	153.765 5	0.8064	141.12	1.1388	0.3547	0.1808	1.96	NL	4.2922
57	13.40	267.60	155.804 2	0.8011	140.192 5	1.1382	0.3492	0.1811	1.93	NL	4.493
58	13.60	271.60	157.842 9	0.796	139.30	1.1377	0.3442	0.1815	1.90	NL	4.7061
59	13.80	275.60	159.881 5	0.7909	138.407 5	1.1372	0.3394	0.1818	1.87	NL	4.9324
60	14.00	279.60	161.920 2	0.7859	137.532 5	1.1366	0.335	0.1821	1.84	NL	5.1728
61	14.20	283.60	163.958 9	0.781	136.675	1.1361	0.3308	0.1824	1.81	NL	5.4286
62	14.40	287.60	165.997 6	0.7762	135.835	1.1356	0.3269	0.1827	1.79	NL	5.6082
63	14.60	291.60	168.036 2	0.7714	134.995	1.135	0.3231	0.183	1.77	NL	5.7954
64	14.80	295.60	170.074 9	0.7668	134.19	1.1345	0.3196	0.1833	1.74	NL	6.0916
65	15.00	299.60	172.113 6	0.7622	133.385	1.134	0.3162	0.1836	1.72	NL	6.2999

Pertanto, sulla base delle verifiche effettuate, si può affermare che l'area in esame non presenta alcun rischio circa la possibilità del verificarsi del fenomeno della liquefazione.

12.- CONCLUSIONI

L'indagine svolta ha evidenziato la presenza nell'area del fabbricato in progetto, di terreni a modeste caratteristiche geomeccaniche.

*Stante il carattere preliminare dello studio, finalizzato all'individuazione delle condizioni di pericolosità del territorio, ci si è avvalsi dell'esecuzione di **n° 4 prove penetrometriche statiche (C.P.T.)**, ubicate come da planimetria allegata.*

Le prove hanno raggiunto la profondità massima di 25.00 mt.

*Con l'ausilio dello stesso strumento in prossimità del foro in cui è stata precedentemente realizzata la prova penetrometrica statica **CPT-M 1** è stata effettuata **n° 1 prova penetrometrica statica con cono sismico (S-CPT)**, spinta alla profondità massima di 20.0 mt. dall'attuale piano campagna.*

*La ricostruzione della sequenza litologica dell'area si è poi avvalsa dei risultati forniti dall'esecuzione di **n° 5 prove penetrometriche statiche** spinte alla profondità massima di 24.60 mt. dal p.c. e **n° 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità di 25.00 mt.** dal p.c. effettuati in aree vicinali nel corso di precedenti lavori*

commissionati a codesto Studio (periodo: Dicembre 2018; Settembre ÷ Ottobre 2010). Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati **n° 2 campioni** di terreno rappresentativi delle litologie attraversate (n° 1 per ciascuna verticale d'indagine) successivamente sottoposti ad opportune **prove di laboratorio** per la definizione delle caratteristiche fisico – meccaniche.

Nei fori di sondaggio delle prove penetrometriche, completati con la posa di tubi piezometrici, **e' stata rinvenuta la presenza di un livello freatico alla profondità di – 1.90 ÷ 2.60 mt. dall'attuale p.c.**

Tale livello e', comunque, da considerare relativo esclusivamente alla stagione attuale **nel corso dell' anno e delle varie situazioni meteorologiche si potranno avere variazioni anche rilevanti e relativamente veloci** poiché, data la situazione topografica e la sensibile permeabilità dei terreni superficiali,.

Nel corso del presente lavoro sono state inoltre effettuate dal Dr. Geol. Lorenzo del Maschio, **n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC)** per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità (V_{S30}) e delle frequenze caratteristiche del sito.

Le risultanze dell'indagine geognostica hanno permesso una ricostruzione stratigrafica dell'area e consentito di formulare un modello geotecnico della stessa.

Per la parametrizzazione geotecnica dei terreni si è fatto riferimento sia alle correlazioni con R_p e C_u dalle prove penetrometriche statiche condotte e con i valori di N_{SPT} nell'ambito delle prove effettuate in foro di sondaggio.

In questa prima fase di indagine sono state schematizzate variazioni verticali nella natura del sottosuolo ed è stato costruito un modello di risposta geomeccanico formulato a grande scala che, data la sua genericità, andrà verificato in fase di esecuzione del singolo edificio.

Infatti i risultati ottenuti rispecchiano valori puramente indicativi che andranno necessariamente ricalcolati adeguandoli all'effettivo dimensionamento strutturale delle opere in progetto.

Poiché in questa sede ci si è limitati a fornire un parere circa l'edificabilità del comparto, dall' analisi della geologia e morfologia della zona, in considerazione della variazione areale tipica dei sedimenti alluvionali, dai risultati forniti delle indagini geognostiche condotte, della probabile presenza di carichi concentrati che possono determinare elevati cedimenti ammissibili o della incompatibilità di fondazioni dirette con le caratteristiche geotecniche dei terreni, ai fini dell'intervento edificatorio, stante l'assenza allo stato attuale di un progetto esecutivo anche di massima, è stata ipotizzata la realizzazione di **opere fondali profonde impostate su pali di tipo trivellato debitamente armati in tutta la loro lunghezza.**

Si fa notare che, stanti le litologie presenti ed in considerazione della presenza di acqua, la perforazione dovrà essere effettuata con l' ausilio di opportune tecniche di sostegno del foro durante la trivellazione.

Resta inteso che una verifica a livello geotecnico andrà fatta in fase di progettazione ed a tal fine si renderà necessaria una opportuna integrazione alla campagna geognostica, con sondaggi e/o prove penetrometriche statiche ubicate all'estremità del manufatto e/o eventualmente raffittite qualora si rinvenissero disomogeneità

litologiche importanti. La parametrizzazione geotecnica del terreno andrà verificata a mezzo opportune analisi di laboratorio su campioni indisturbati di terreno opportunamente prelevati.

Come ricordato in precedenza, sull'area in esame sono state condotte n° 1 prova HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e n° 1 indagine sismica in array 2D (ESAC) eseguite sul lotto in esame i cui elaborati grafici sono allegati alla presente relazione.

Relativamente al profilo di V_s con la profondità e alla determinazione della categoria di suolo richiesta dalla normativa, mediante la ricostruzione delle V_{s30} , emerge un valore di V_{s30} (modello medio) pari **244 m/sec.**

Allo stato attuale la normativa di riferimento in materia sismica risulta essere il D.M. 17 gennaio 2018 recante "norme tecniche per le costruzioni", entrata in vigore a partire dal 22 marzo 2018.

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, sulla base del profilo stratigrafico indagato, l'area in oggetto, per proprie caratteristiche fisiche e geomorfologiche, può essere classificata come:

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 e 360 m/s; – **categoria del suolo: C.**

La riclassificazione sismica del territorio nazionale (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274/2003) ha previsto che tutto il territorio nazionale sia classificato come sismico, con diversi gradi di pericolosità.

La nuova classificazione e le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni hanno portato all'emanazione di indirizzi per la mitigazione del rischio sismico, già richiesti dalla Legge 741/1981 e L.R. n° 35/1984, nonché dalla L.R. sull'uso e governo del territorio (L.R. 20/2000).

Pertanto, presa visione della normativa sopra esposta ed in particolare dell' art. 16 della L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio" e visionata la delibera dell'Assemblea Legislativa n° 112 del 02.05.2007 pubblicata sul B.U.R.E.R. n° 64/2007, di cui all'allegato A, punto 4 "Analisi della risposta sismica locale e microzonazione sismica del territorio" ove al paragrafo 4.2. "Terzo livello di approfondimento – analisi approfondita" sono indicate le aree soggette a verifica ove s'intenda localizzare ambiti di riqualificazione e nuovi insediamenti, valutate le condizioni morfologiche, idrogeologiche e litologiche dell'area in esame **non** essendo la stessa classificabile tra:

- aree soggette a liquefazione e densificazione;
 - aree instabili e potenzialmente instabili;
 - aree in cui le coperture hanno uno spessore fortemente variabile, come ad esempio nelle aree pedemontane e di fondovalle a ridosso dei versanti,
- si può ritenere l'area summenzionata **non compresa** entro quelle suscettibili di ulteriore approfondimento d'indagine.

Pertanto, sulla base delle verifiche e considerazioni sopra esposte si può affermare che l'intervento in progetto non inciderà sul quadro generale di stabilità e situazione idrogeologica della zona per cui si esprime parere positivo di fattibilità.

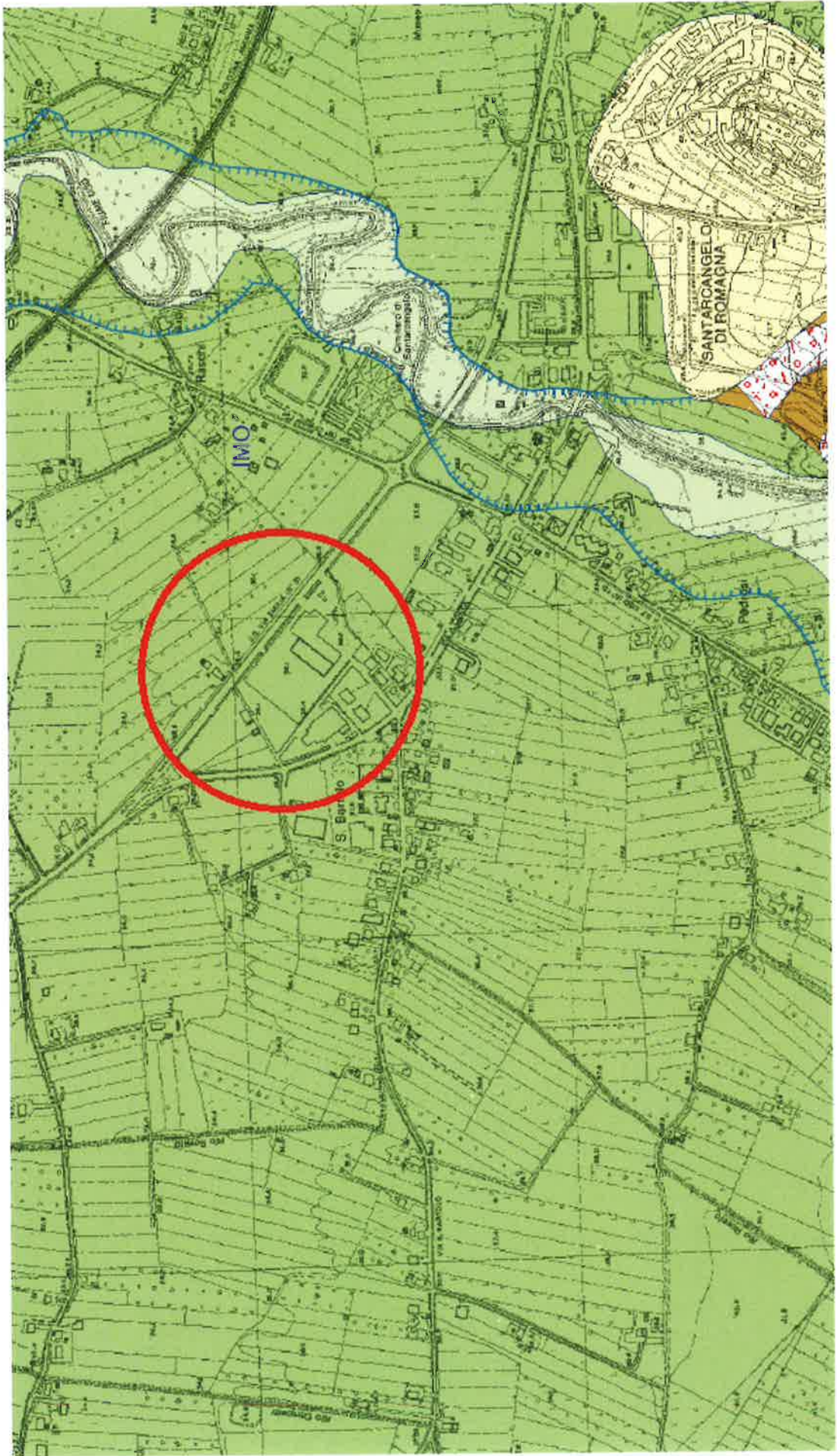
Infine, per qualsiasi problema geologico in cantiere durante le fasi di scavo o per l'eventuale ritrovamento di condizioni geologiche e geotecniche difformi da quelle prospettate con l'esecuzione delle prove penetrometriche, si consiglia la presenza di un Geologo in cantiere.

Santarcangelo di R., Dicembre 2019.



***RELAZIONE GEOLOGICA ALLEGATA AL PIANO URBANISTICO ATTUATIVO,
SOCIETA' ADRIAUTO S.R.L. VIA EMILIA OVEST, PER LA REALIZZAZIONE
DI MEDIO – PICCOLA STRUTTURA DI VENDITA ALIMENTARE E ATTIVITA'
TERZIARIE, SU AREA POSTA PRESSO VIA EMILIA, IN COMUNE DI
SANTARCANGELO - RN – CON VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO.***

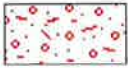
ALLEGATI



SEZIONE 256100 - SANTARCANGELO DI ROMAGNA

DESCRIZIONE DELLE UNITA' GEOLOGICHE PRESENTI IN CARTA
(solo quelle rappresentate in forma poligonale)

Depositi quaternari continentali



a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento



a3 - Deposito di versante s.l.



b1 - Deposito alluvionale in evoluzione

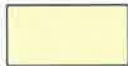
Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano



AES8 - Subsistema di Ravenna



AES8a - Unità di Modena



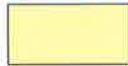
IMO - Sabbie di Imola



SVG - Arenarie ed argille di Savignano



SVGa - Arenarie ed argille di Savignano - litofacies sabbiosa della Grotta Rossa



FAA - Argille Azzurre

In Provincia di Forlì-Cesena

Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano

AES8 - Subsistema di Ravenna

Ghiaie da molto grossolane a fini con matrice sabbiosa, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi, limi e limi sabbiosi, rispettivamente depositi di conoide ghiaiosa, intravallivi terrazzati e di interconoide. Argille, limi ed alternanze limoso-sabbiose di traccimazione fluviale (piana inondabile, argine, e traccimazioni indifferenziate). Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico. A tetto suoli, variabili da non calcarei a calcarei, a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente meno di 150 cm, e a luoghi parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. nel sottosuolo della pianura: depositi argillosi e limosi grigi e grigio scuri, arricchiti in sostanza organica, di piana inondabile non drenata, palude e laguna passanti, verso l'alto, a limi-sabbiosi, limi ed argille bruni e giallastri di piana alluvion Il contatto di base è discontinuo, spesso erosivo e discordante, sugli altri subsistemi e sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità circa 28 metri.

Pleistocene sup. - Olocene

AES8a - Unità di Modena

Ghiaie prevalenti e sabbie, ricoperte da una coltre limoso argillosa discontinua, talora organizzate in corpi a geometrie lenticolari, nastriformi, tabulari e cuneiformi. Depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, deltizi, litorali, di conoide e, localmente, di piana inondabile. Limite superiore coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro. Il profilo di alterazione è di esiguo spessore (meno di 100 cm). Può ricoprire resti archeologici di età romana del VI secolo d.C. Limite inferiore inconforme, marcato da una superficie di erosione fluviale lateralmente correlata a un suolo da decarbonatato a parzialmente carbonatato contenente resti archeologici di età dal Neolitico al Romano. Lo spessore massimo dell'unità è generica

Olocene

IMO - Sabbie di Imola

Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei. Stratificazione incrociata ad alto e basso angolo, piano-parallela e con strutture tipo hummocky. Sono presenti rare intercalazioni, centimetriche e decimetriche, di peliti, talora fortemente bioturbate, con locali laminazioni ondulate tipo ripples da onda. Nella parte alta, sono localmente presenti intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa (IMOa) con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure. Limite inferiore discordante su SVG e SVGa. Limite superiore erosivo discordante con AEI (in aree limitrofe) e AES. Depositi di ambiente litorale. Potenza massima affiorante circa 60 metri, superiore ai 150 m nel sottosuolo.

Pleistocene medio (0,8-0,65 MA).

SVG - Arenarie ed argille di Savignano

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. Depositi di piattaforma. Limite inferiore graduale su FAA per aumento della frazione pelitica. Potenza massima affiorante circa 200 metri.

Pleistocene inf.

In Provincia di Rimini

Depositi quaternari continentali

a1b - Deposito di frana attiva per scivolamento

Deposito originato dal movimento verso la base del versante di una massa di terra o roccia, che avviene in gran parte lungo una superficie di rottura o entro una fascia, relativamente sottile, di intensa deformazione di taglio.

a3 - Deposito di versante s.l.

Deposito costituito da litotipi eterogenei ed eterometrici più o meno caotici. Frequentemente l'accumulo si presenta con una tessitura costituita da clasti di dimensioni variabili immersi e sostenuti da una matrice pelitica e/o sabbiosa (che può essere alterata per ossidazione e pedogenesi), a luoghi stratificato e/o cementato. La genesi può essere dubitativamente gravitativa, da ruscellamento superficiale e/o da soliflusso.

b1 - Deposito alluvionale in evoluzione

Ghiaie, talora embriciate, sabbie e limi argillosi di origine fluviale, attualmente soggetti a variazioni dovute alla dinamica fluviale; detrito generalmente incoerente e caotico, costituito da clasti eterometrici ed eterogenei, talora arrotondati, in matrice sabbiosa, allo sbocco di impluvi e valli secondarie. Sono talora fissati da vegetazione (b1a).

Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano

AES8 - Subsistema di Ravenna

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Corrisponde nelle aree intravallive ai depositi terrazzati più bassi. Rientrano in questa unità anche le alluvioni attualmente in evoluzione in alveo e quelle del primo terrazzo, talora fissate da arbusti. Limite superiore coincidente con il piano topografico, dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno, al tetto, colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7.

Pleistocene sup. - Olocene

AES8a - Unità di Modena

Depositi alluvionali eterometrici dati da ciottoli, sabbie e limi. Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro al tetto. Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive.

Olocene

IMO - Sabbie di Imola

Arenarie e sabbie da medie a finissime, generalmente poco cementate, in strati spessi e molto spessi, mal definiti, frequentemente amalgamati fra loro, con livelli di ghiaia contenente abbondanti ciottoli silicei. Stratificazione incrociata ad alto e basso angolo, piano-parallela e con strutture tipo hummocky. Sono presenti rare intercalazioni, centimetriche e decimetriche, di peliti, talora fortemente bioturbate, con locali laminazioni ondulate tipo ripples da onda. Nella parte alta, sono localmente presenti intercalazioni conglomeratiche a matrice sabbiosa (IMOA) con ciottoli derivanti da unità liguridi e dalla successione epiligure. Depositi di ambiente litorale. Limite inferiore discordante su SVG e SVGa. Limite superiore erosivo discordante con AES. Potenza massima affiorante circa 60m, superiore ai 150m nel sottosuolo.

Pleistocene medio (0,8-0,65 MA)

SVG - Arenarie ed argille di Savignano

Alternanza di strati sottili e molto sottili, raramente medi, di argille grigie chiare, beige all'alterazione, e arenarie fini e finissime, poco cementate, talora lenticolari, A/P da $\ll 1$ crescente verso l'alto e lateralmente. Depositi di piattaforma. Limite inferiore graduale su FAA per aumento della frazione pelitica. Limite superiore graduale, parzialmente eteropico, con SVGa e discordante con IMO. Potenza massima affiorante circa 200m.

Pleistocene inf.

SVGa - Arenarie ed argille di Savignano - litofacies sabbiosa della Grotta Rossa

Arenarie medie e fini, mal cernite, in strati spessi e molto spessi frequentemente amalgamati, con tritume conchigliare associato a laminazione ondulata. Sono presenti intercalazioni metriche e decimetriche di peliti grigio-azzurre contenenti faune marino-marginali. Limite inferiore graduale rapido, parzialmente eteropico, con SVG. Limite superiore discordante con IMO. Potenza estremamente variabile, fino ad una massimo di circa 100 metri.

Pleistocene inf.

FAA - Argille Azzurre

Argille di colore grigio-azzurro con rare intercalazioni di arenarie giallastre in letti da sottili a spessi, e argille marnose e siltose grigie in letti sottili e molto sottili. Sono fossilifere ricche in foraminiferi e macrofossili, spesso bioturbate, a stratificazione poco marcata. Sono talora diffusi slumps con olistoliti di gesso derivati da unità evaporitiche. Limite inferiore netto, probabilmente discontinuo, su FAA2; paraconcordante su FCO. Limite superiore graduale, per aumento della frazione sabbiosa, con SVG. Depositi di scarpata e base scarpata. Potenza complessiva affiorante di circa 700 m.

Piacenziano - Gelasiano (biozone MNN16a-MNN18)



GEOCOOP RIMINI

Soc. Coop. a Responsabilità Limitata

SOCIETA' DI GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE
Via Repubblica, 76 - 47943 Milano Adolfo (RN)

elaborazione cartografica



Geologica

Tecnologie per il territorio

Piazza Mastri 25
47922 Santarcangelo di R. (RN)
Tel. - Fax 0541/880375
www.geologica.it - info@geologica.it

Comune di Santarcangelo di Romagna
Provincia di Rimini

Oggetto:

P.S.C.
Piano Strutturale Comunale 2008

Indagine Geologica

Titolo:

Carta dell'idrografia superficiale

Tipa:

C.T. Provincia Rimini

Elaborato n°:

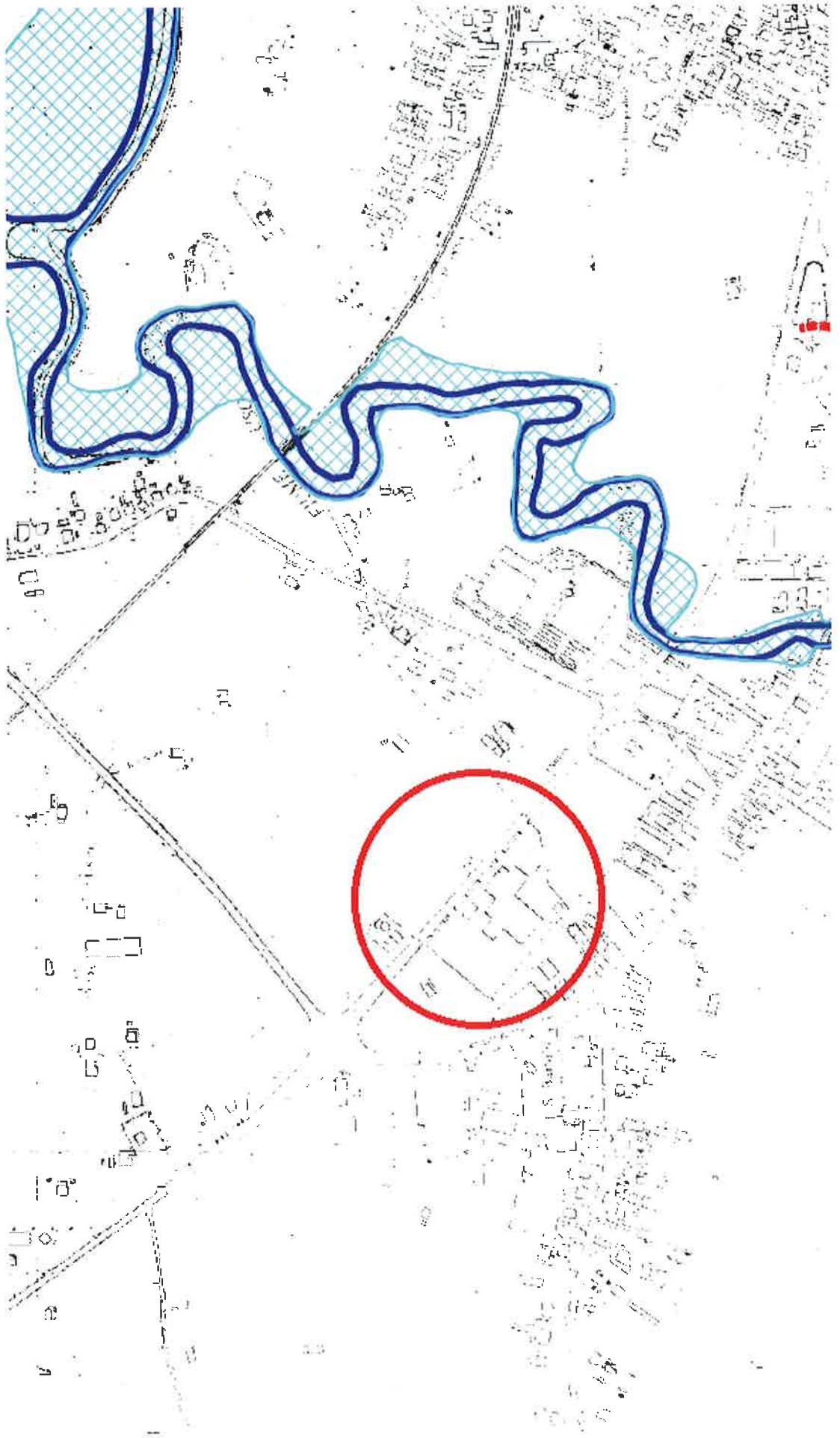
4

Scala:

1:10000

Data:

Febbraio 2008



Legenda

 Alveo attuale, corsi d'acqua principali


 Corsi d'acqua secondari

 Aree esondabili

 Laghi

 Invasi e bacini di ritenuta secondari

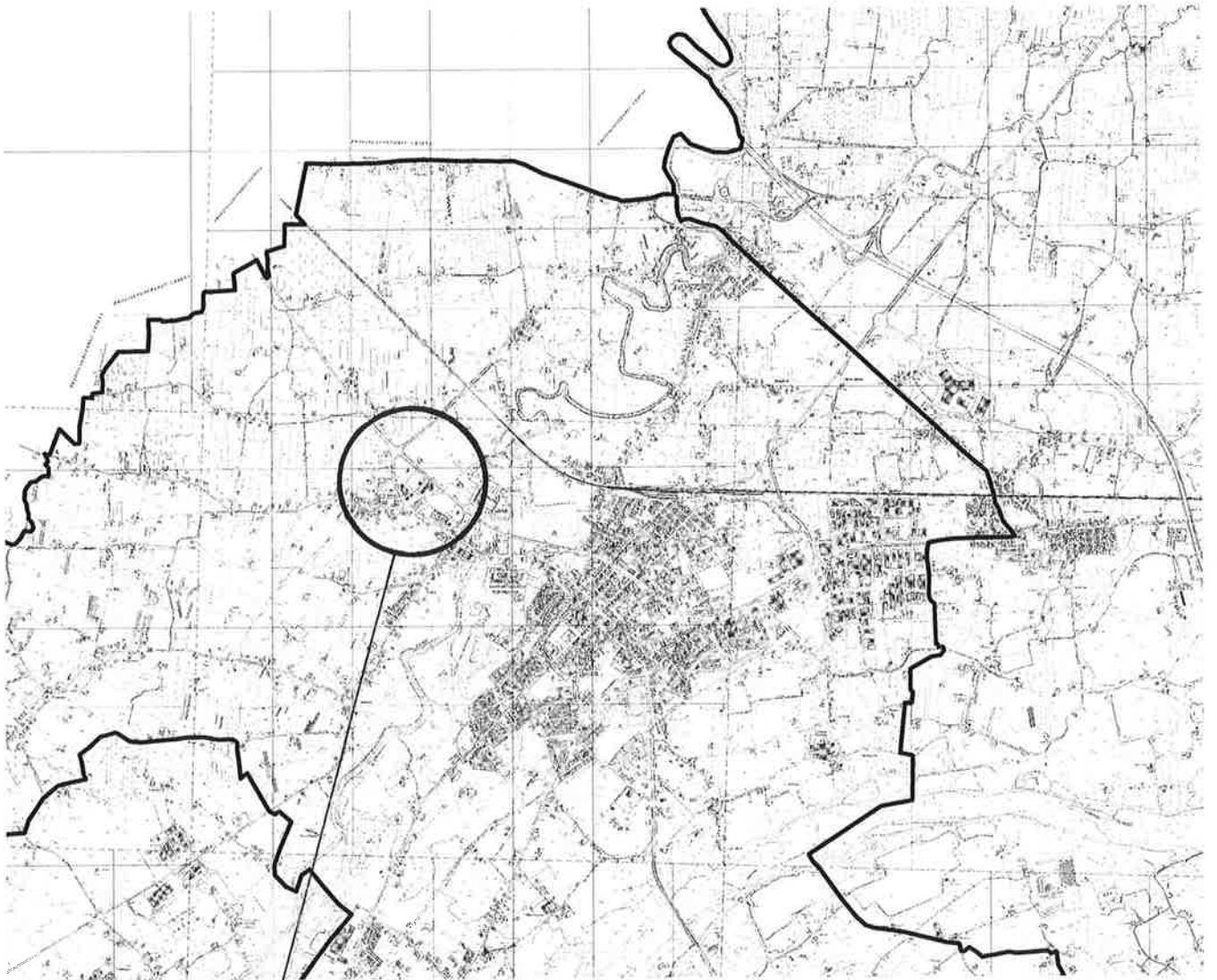
 Crinali - Spartiacque principali

 Ambiti di tutela pozzi e prelievi idrici
1-galleria drenante Fiume Marecchia
2-pozzo Bomaccino 1
3-pozzo Bomaccino 2

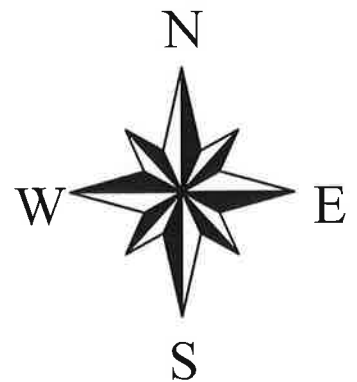
 Area morfologicamente depressa

 Confine comunale

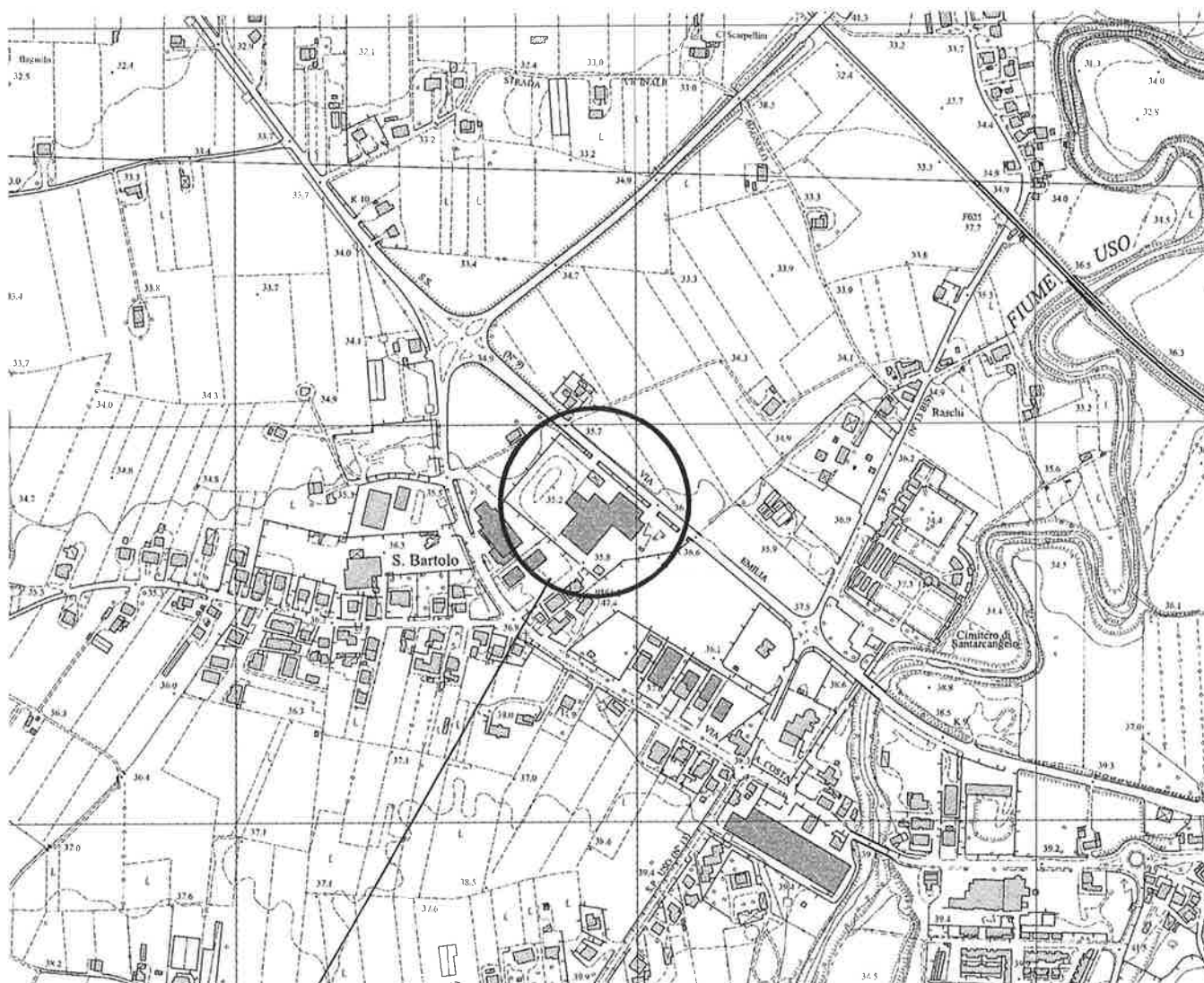
PLANIMETRIA scala 1 : 25.000



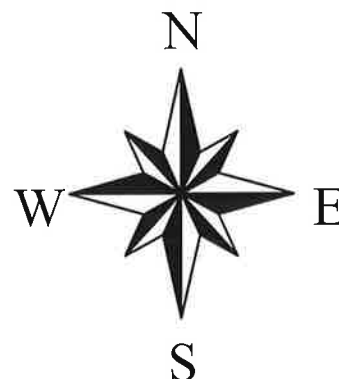
Area in esame

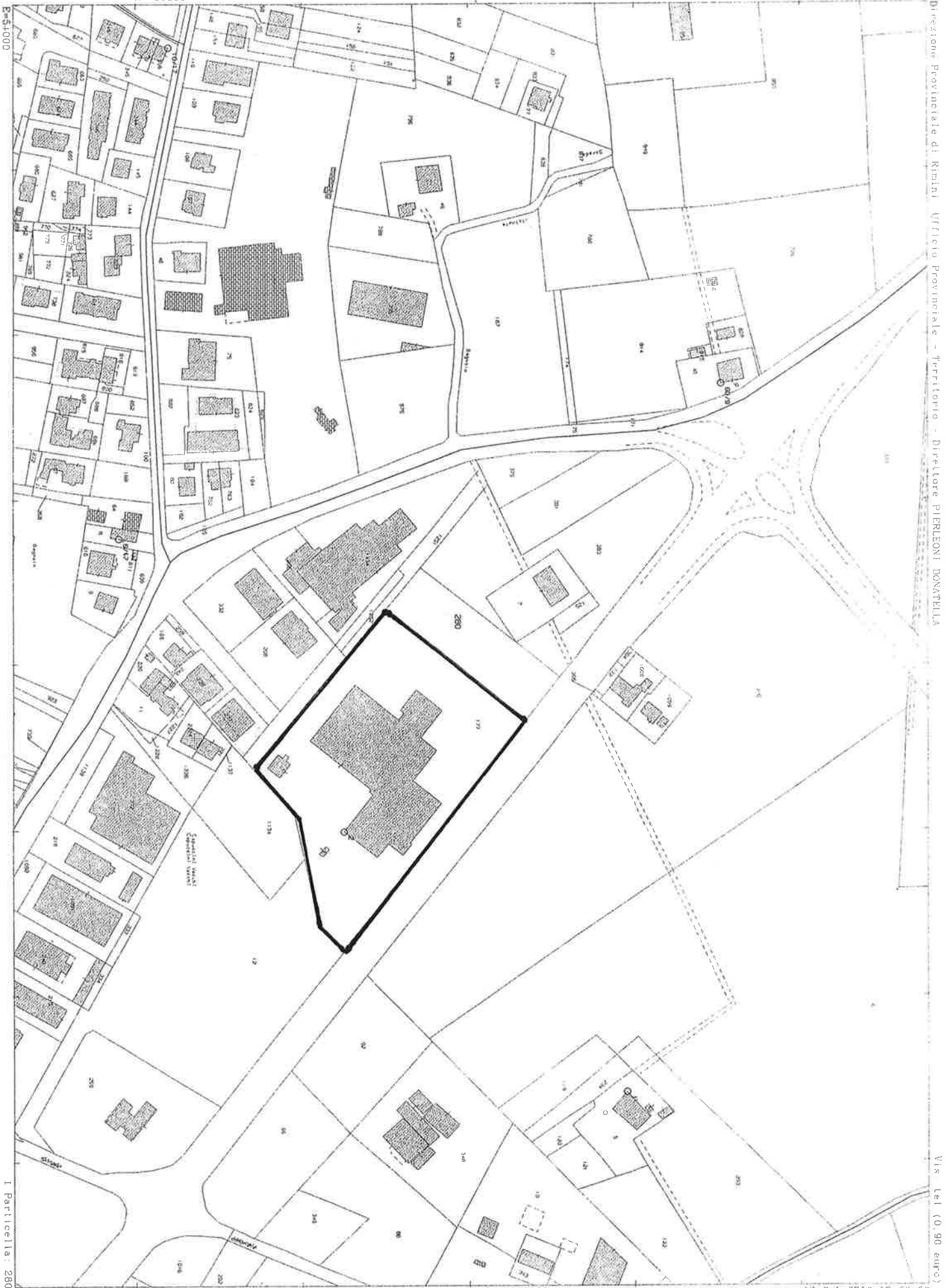


PLANIMETRIA scala 1 : 5.000



Area in esame





UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



Committente: **Spett. Soc. ADRIAUTO S.r.l. (in liquidazione)**

Cantiere: **Via Emilia Ovest**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

1

Riferimento:

Data

Dic. 2019

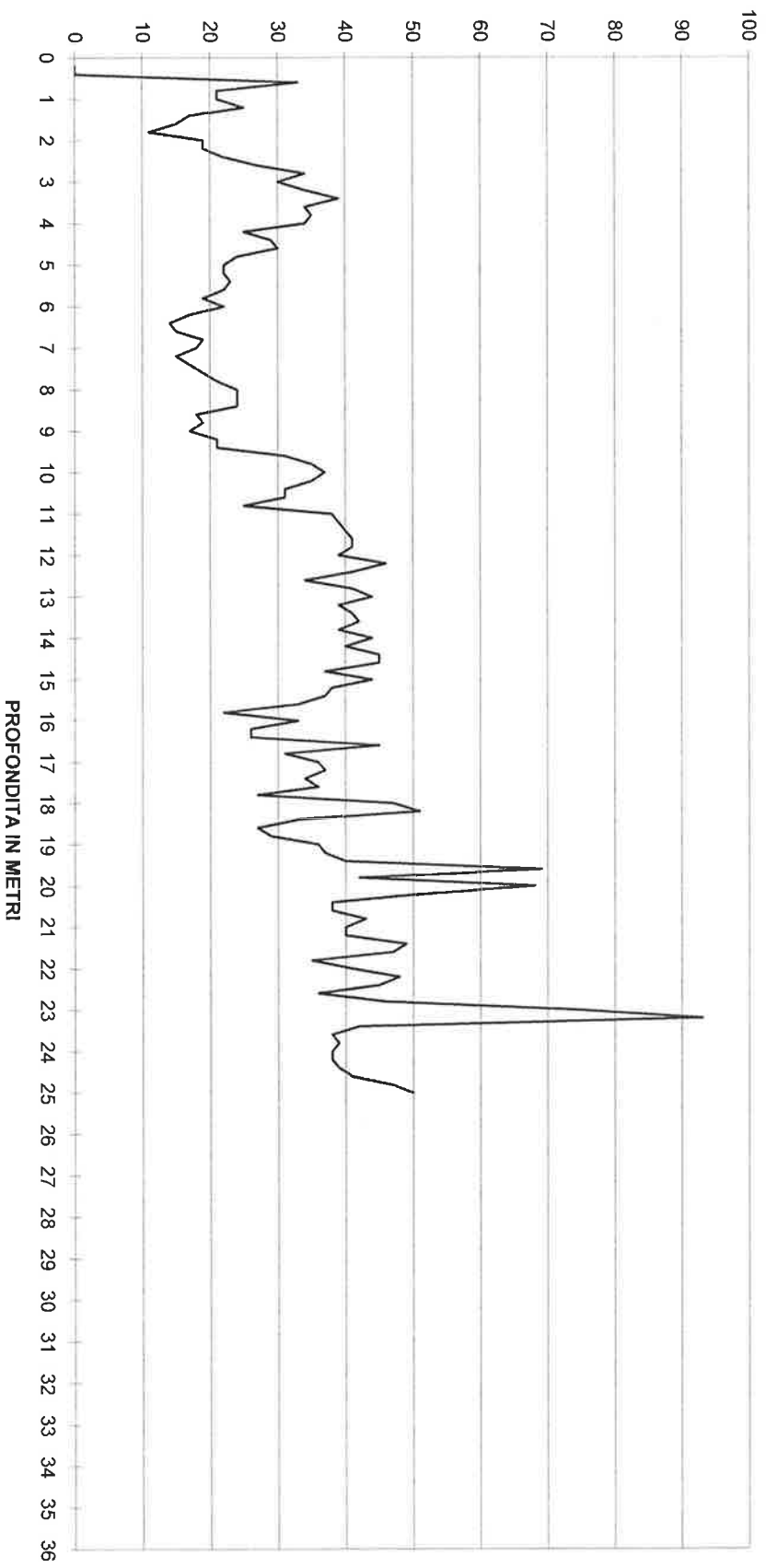
PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
				20	33		50	81			
				20	40		32	76			
	32	79		30	54		26	49			
	20	61		34	64		28	65			
1,0	20	37	10,0	36	66	19,0	35	68	28,0		
	24	43		34	63		36	78			
	16	41		30	52		39	77			
	14	29		30	54		68	114			
	10	25		24	45		41	103			
2,0	18	33	11,0	37	63	20,0	67	97	29,0		
	18	41		38	58		50	97			
	21	49		39	72		37	89			
	26	58		40	71		37	67			
	33	69		40	67		42	71			
3,0	29	70	12,0	38	66	21,0	39	74	30,0		
	33	72		45	75		39	69			
	38	75		40	72		48	82			
	33	78		33	64		46	86			
	34	83		40	70		34	68			
4,0	33	71	13,0	43	76	22,0	40	70	31,0		
	24	61		38	70		47	83			
	28	54		40	71		44	86			
	29	54		41	76		35	70			
	23	51		38	75		45	82			
5,0	21	44	14,0	43	78	23,0	73	97	32,0		
	21	43		39	69		92	106			
	22	45		44	80		41	70			
	21	43		44	83		37	71			
	18	39		36	71		38	79			
6,0	21	43	15,0	43	81	24,0	37	78	33,0		
	16	37		37	68		37	75			
	13	30		36	88		38	72			
	14	31		32	47		40	78			
	18	36		21	33		46	83			
7,0	17	35	16,0	32	47	25,0	49	91	34,0		
	14	23		25	41						
	16	27		25	42						
	18	36		44	53						
	20	38		30	56						
8,0	23	43	17,0	35	68	26,0			35,0		
	23	44		36	67						
	23	46		33	68						
	17	34		35	70						
	18	32		26	46						
9,0	16	34	18,0	46	64	27,0			36,0		

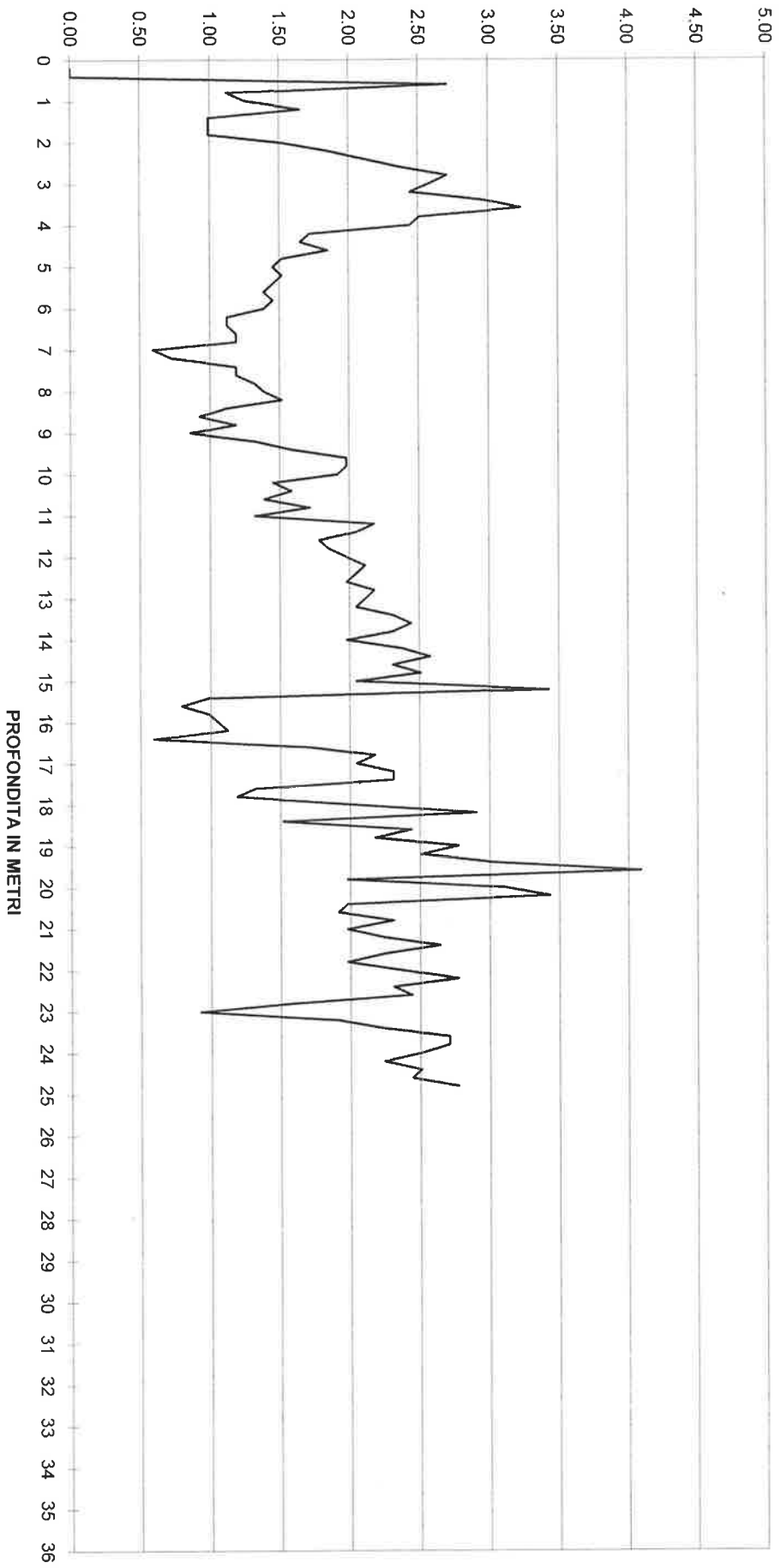
H2O =

MISURA RP (kg/cmq)



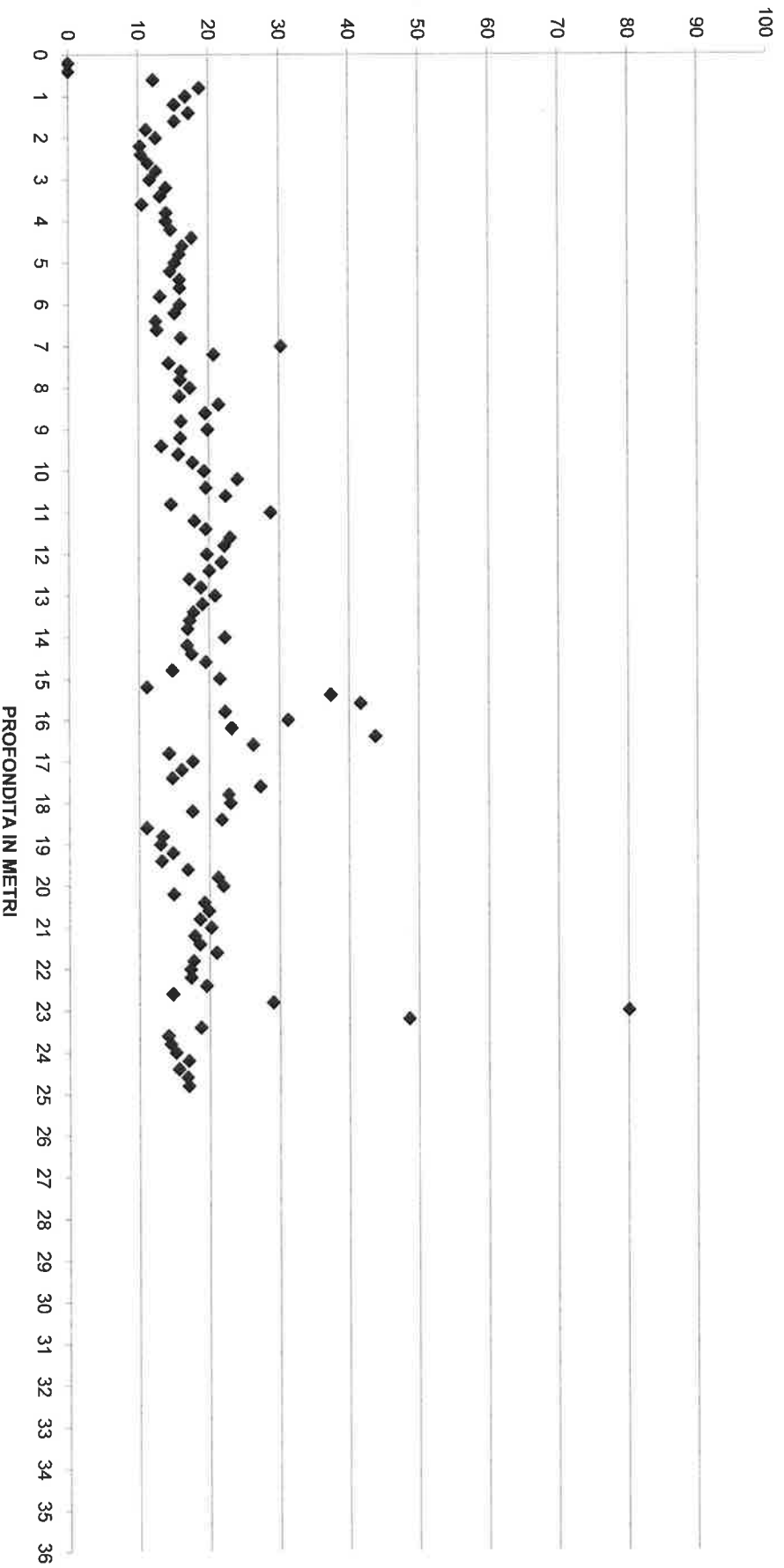
PROFONDITA IN METRI

MISURA RL (kg/cm²)



PROFONDITA IN METRI

MISURA BEGEMANN (RP/RL)



Committente: **Spett. Soc. ADRIAUTO S.r.l. (in liquidazione)**

Cantiere: **Via Emilia Ovest**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

2

Riferimento:

Data

Dic. 2019

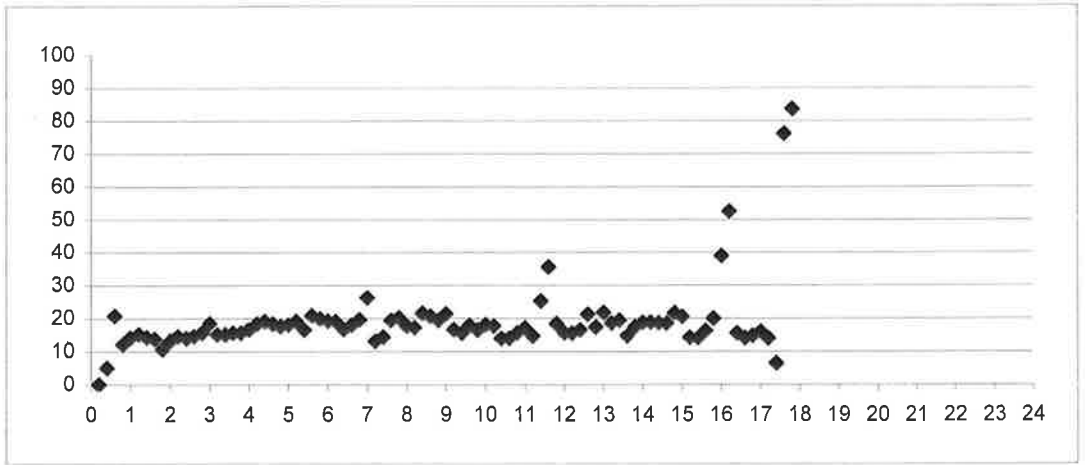
PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

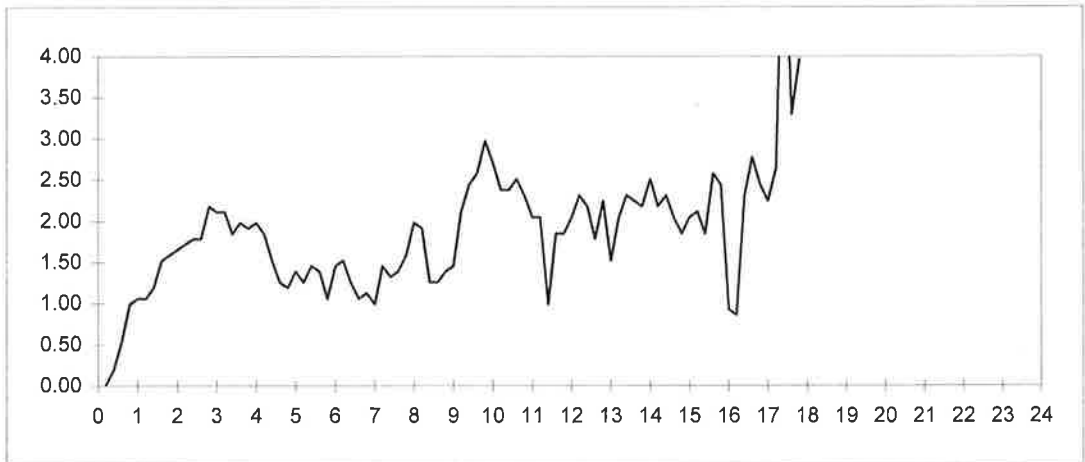
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		28	50		35	66			
	0	0		20	43		35	70			
	10	13		18	37		37	70			
	11	19		21	37		38	65			
1,0	14	29	7,0	25	42	13,0	32	66	19,0		
	15	31		18	33		37	60			
	16	32		18	40		44	75			
	20	38		26	46		32	67			
	16	39		31	52		37	71			
2,0	21	45	8,0	34	58	14,0	46	79	20,0		
	24	49		32	62		40	78			
	24	50		26	55		42	75			
	25	52		25	44		37	72			
	33	60		26	45		39	70			
3,0	38	71	9,0	30	51	15,0	41	69	21,0		
	31	63		34	56		29	60			
	27	59		37	69		25	57			
	30	58		45	82		41	69			
	29	59		48	87		48	87			
4,0	32	61	10,0	48	93	16,0	35	72	22,0		
	33	63		41	82		44	58			
	28	56		32	68		35	48			
	22	45		34	70		38	73			
	20	39		35	73		35	77			
5,0	24	42	11,0	34	69	17,0	35	72	23,0		
	23	44		29	60		36	70			
	23	42		24	55		38	78			
	28	50		65	80		250	341			
	20	41		33	61		330	380			
6,0	27	43	12,0	31	59	18,0	370	430	24,0		

H2O =

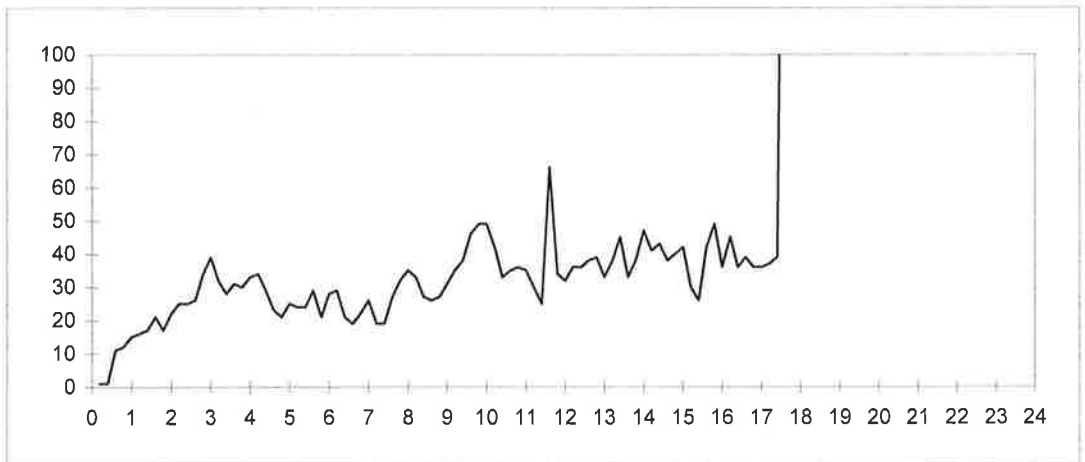
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



MISURA RP (Kg/cmq)



Committente: **Spett. Soc. ADRIAUTO S.r.l. (in liquidazione)**

Cantiere: **Via Emilia Ovest**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

3

Riferimento:

Data

Dic. 2019

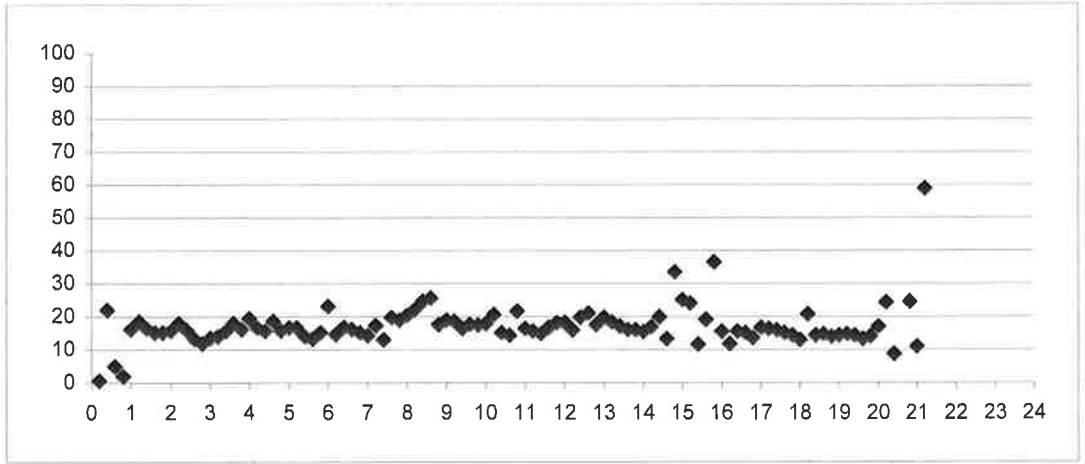
PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

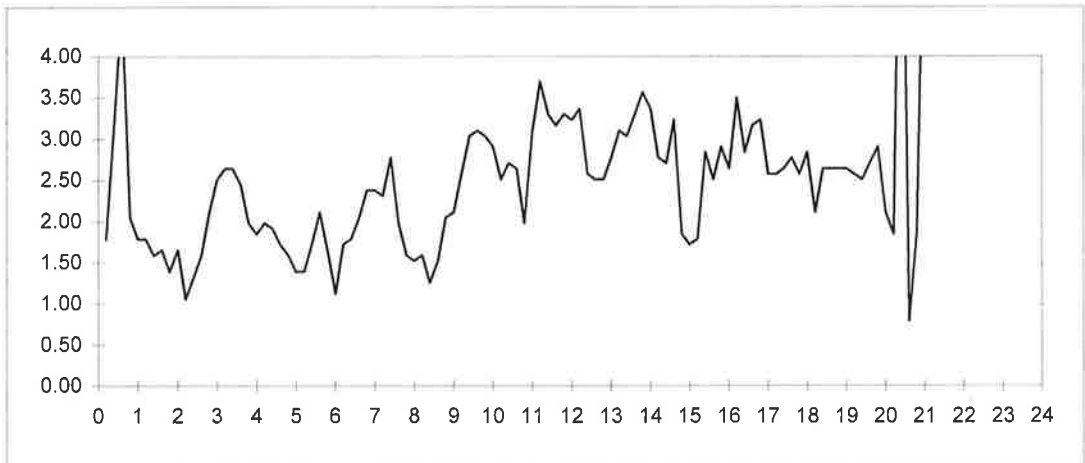
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		24	41		53	102		43	86
	69	96		29	55		50	101		37	69
	22	70		32	59		52	91		38	78
	3	73		35	66		43	81		36	76
1,0	28	59	7,0	33	69	13,0	54	92	19,0	37	77
	32	59		39	75		56	98		37	77
	25	52		35	70		51	98		35	74
	24	48		38	80		52	98		35	73
	20	45		29	59		56	106		40	81
2,0	25	46	8,0	30	54	14,0	51	105	20,0	35	79
	18	43		34	57		46	97		44	76
	20	36		30	54		53	95		68	96
	20	40		38	57		42	83		240	360
	24	48		35	58		61	110		44	56
3,0	33	65	9,0	39	70	15,0	42	70	21,0	68	96
	36	74		47	79		42	68		380	475
	40	80		49	88		32	59		352	450
	43	83		54	100		47	90			
	31	68		52	99		105	143			
4,0	35	65	10,0	51	97	16,0	40	84	22,0		
	32	60		51	95		40	80			
	29	59		40	78		43	96			
	31	60		37	78		47	90			
	24	50		42	82		43	91			
5,0	22	46	11,0	50	80	17,0	42	91	23,0		
	22	43		57	104		41	80			
	23	44		48	104		41	80			
	27	53		52	102		41	81			
	24	56		59	107		36	78			
6,0	25	50	12,0	58	108	18,0	36	75	24,0		

H2O =

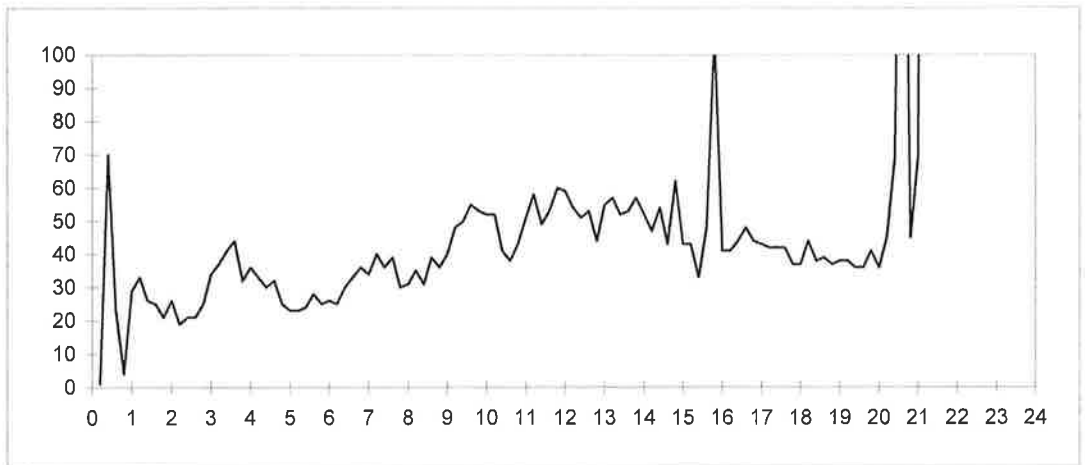
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



MISURA RP (Kg/cmq)



Committente: **Spett. Soc. ADRIAUTO S.r.l. (in liquidazione)**

Cantiere: **Via Emilia Ovest**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

4

Riferimento:

Data

Dic. 2019

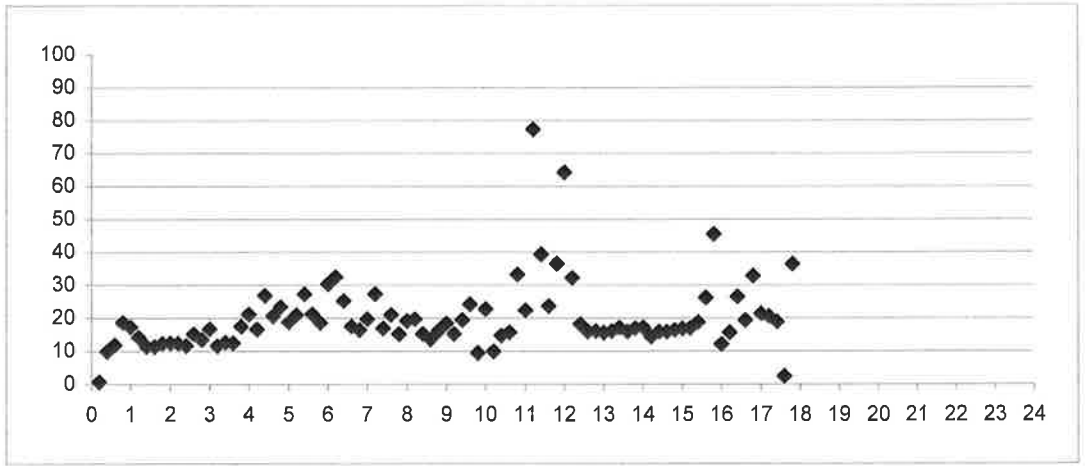
PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

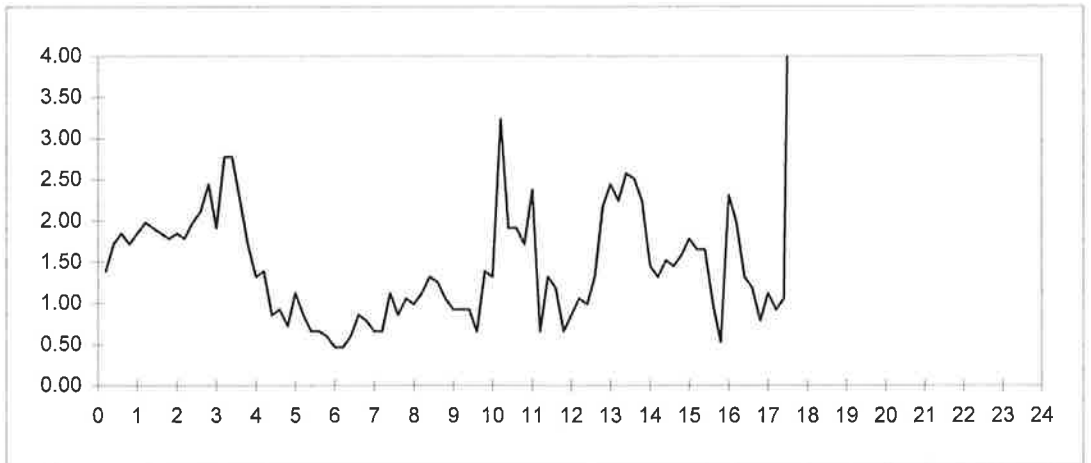
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		14	21		33	46			
	16	37		14	21		17	33			
	21	47		14	23		20	35			
	31	59		12	25		34	54			
1,0	31	57	7,0	12	24	13,0	37	70	19,0		
	27	55		17	27		35	72			
	21	51		18	28		43	77			
	20	49		17	34		39	78			
	21	49		15	28		37	75			
2,0	22	49	8,0	18	34	14,0	24	58	20,0		
	21	49		21	36		18	40			
	22	49		19	36		23	43			
	31	61		16	36		22	45			
	32	64		16	35		25	47			
3,0	31	68	9,0	16	32	15,0	29	53	21,0		
	31	60		13	27		27	54			
	34	76		17	31		30	55			
	27	69		15	29		25	50			
	29	63		12	22		23	38			
4,0	27	53	10,0	29	50	16,0	27	35	22,0		
	22	42		31	51		30	65			
	22	43		27	76		34	64			
	18	31		29	58		22	42			
	16	30		56	85		25	43			
5,0	20	31	11,0	52	78	17,0	23	35	23,0		
	17	34		50	86		18	35			
	17	30		51	61		19	33			
	13	23		27	47		18	34			
	10	20		23	41		300	420			
6,0	13	22	12,0	54	64	18,0	355	480	24,0		

H2O =

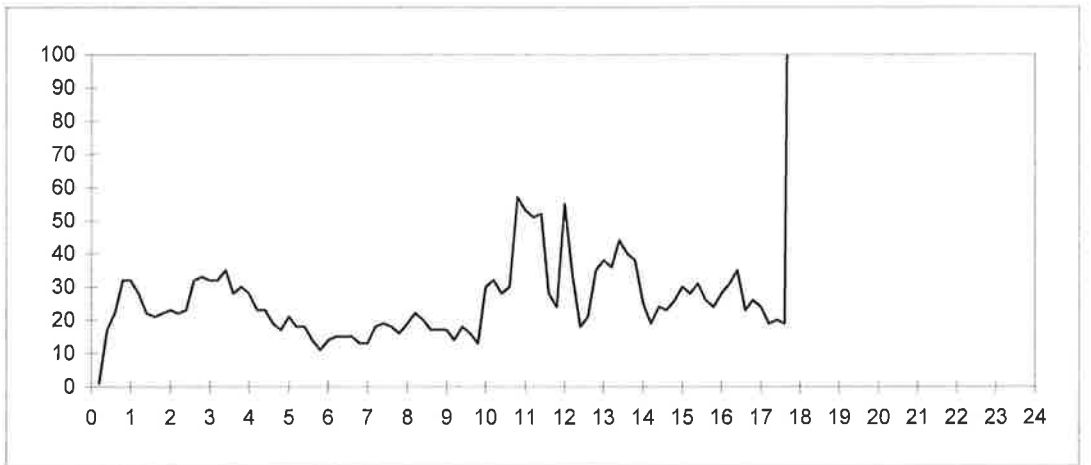
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



MISURA RP (Kg/cmq)



Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT 1
 Cantiere: Santarcangelo (RN) - Adriaauto
 Data: Ottobre 2019

Intergeo s.r.l. - Servizi Geologici - info@intergeosm.com

Quota inizio: piano campagna
 Liv. falda: chiuso
 Note:

Classificazione orientativa dei terreni (Schmertmann - 1978)

Verifica alla liquefazione
 magnitudo di 6 g
 accelerazione massima al suolo 0,25 g
 (Sesl et al, 1983)

Angolo di attrito interno, densità
 relativa e coesione

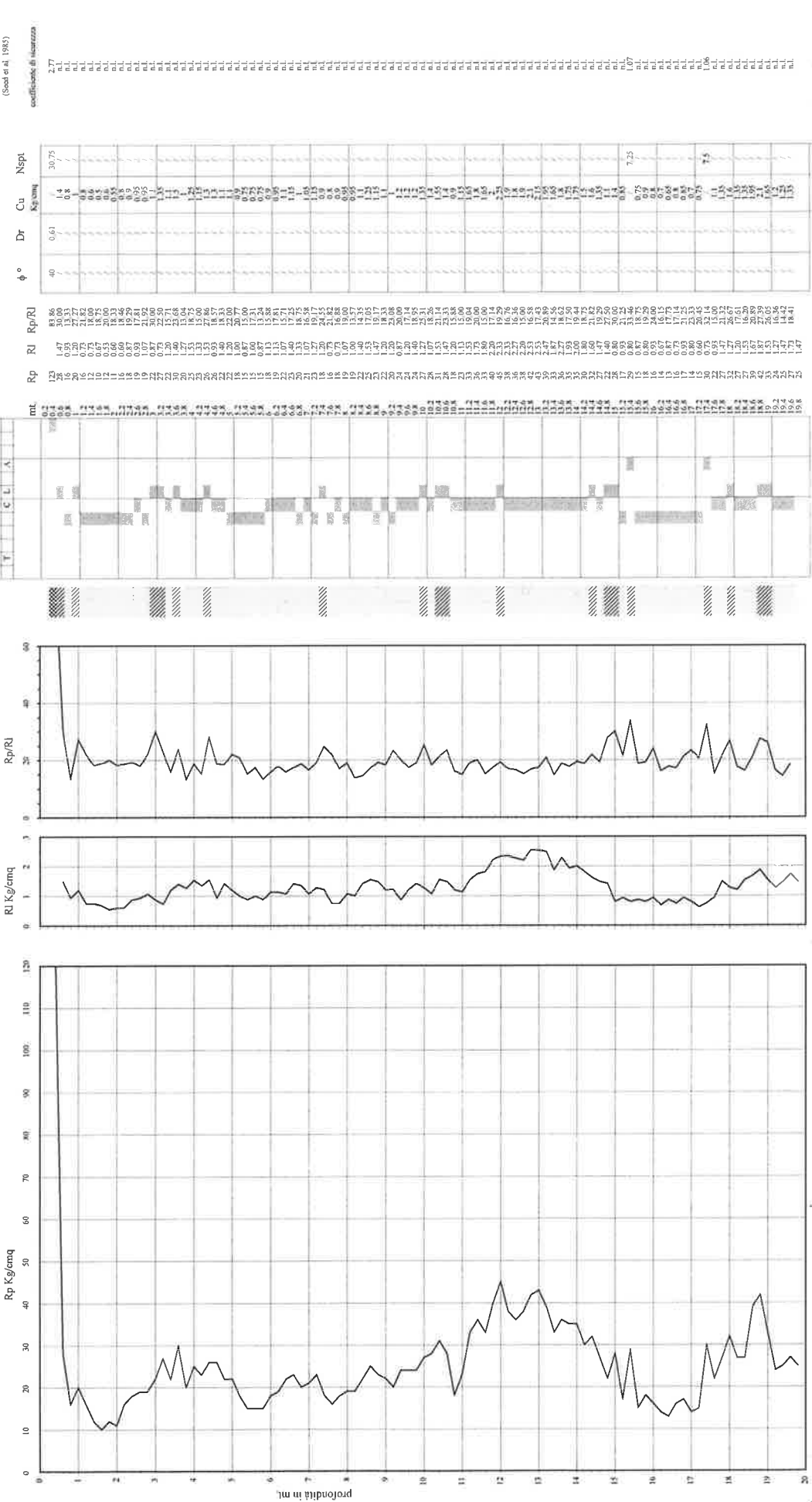
Verifica alla liquefazione
 magnitudo di 6 g
 accelerazione massima al suolo 0,25 g
 (Sesl et al, 1983)

Angolo di attrito interno, densità
 relativa e coesione

Verifica alla liquefazione
 magnitudo di 6 g
 accelerazione massima al suolo 0,25 g
 (Sesl et al, 1983)

Angolo di attrito interno, densità
 relativa e coesione

Verifica alla liquefazione
 magnitudo di 6 g
 accelerazione massima al suolo 0,25 g
 (Sesl et al, 1983)



Legenda:
 argilla
 sabbia limoso argillosa
 sabbia
 SS sabbia sciolta; S sabbia; SD sabbia densa

AO argilla organica e terreno misti; AMT argilla molto tenera;
 AT argilla tenera; AM argilla media; AC argilla compatta
 AMC argilla molto compatta; ASL argilla sabbiosa limosa;
 SL sabbia e limo; SLA sabbia limoso argillosa
 SS sabbia sciolta; S sabbia; SD sabbia densa

Cu media (Kg/cmq) 15.107; Nsp media n. conf. 1

n.l. non liquefificabile

Caratteristiche strumento penetrometro aliaico: semoviente, 200kN spinta
 Punta meccanica tipo Begemann - nanitoon litante superficie 150 cmq



INTERGEO s.r.l. - **Servizi Geologici**

Strada Acquasalata, 9 47899 Serravalle - RSM

Codice Operatore Economico - SM21197

Tel. 333 2208376

www.intergeosm.com - mail: info@intergeosm.com

Località:

Santarcangelo (RN) – Adriaauto

Oggetto:

Relazione di indagine geofisica eseguita con “Cono Sismico”

Data:

Ottobre 2019

PREMESSA

Il giorno 10/10/2019 a Santarcangelo (RN) – Adriauto è stata eseguita un'indagine geofisica al fine di determinare, in una prima fase la velocità delle onde di taglio (V_s) e delle onde di compressione (V_p) per ogni metro di terreno.

L'indagine è stata effettuata utilizzando un cono sismico nelle vicinanze del foro effettuato con la prova penetrometrica statica CPT-M 1.

La prova sismica è stata effettuata utilizzando un cono sismico, composto da una punta di acciaio cementato, all'interno del quale sono posizionati i 3 ricevitori idonei a registrare le vibrazioni prodotte dall'impulso generato in superficie.

Con la determinazione delle onde di taglio (V_s) e delle onde di compressione (V_p) e la loro elaborazione, vengono ricavati i moduli e i parametri che caratterizzano il terreno.

1. Normativa Sismica

Con la determinazione delle onde di taglio V_s e utilizzando l'apposita formula sotto indicata, si ottiene un valore denominato $V_{s,eq}$ che permette di caratterizzare il terreno indagato ed inserirlo in una delle seguenti categorie di sottosuolo (Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 del 17/01/2018):

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Anmassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per $V_{s,eq}$ si indica la velocità media di propagazione delle onde V_s (onde di taglio) calcolata con:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

h_i : spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$: velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N : numero di strati;

H : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

2. Prova penetrometrica con cono sismico

L'esecuzione dell'indagine geofisica è avvenuta nelle vicinanze del foro in cui è stata precedentemente effettuata la prova penetrometrica statica CPT-M 1.

Il cono sismico viene spinto nel terreno e, ad ogni metro, vengono effettuate due energizzazioni per registrare i tempi d'arrivo delle onde P ed S.

Il cono sismico (fig.1) è realizzato in acciaio cementato; al suo interno sono posizionati tre geofoni orientati secondo gli assi $x - y - z$ al fine di ricevere le onde di taglio (S) e onde di compressione (P).



fig.1

Il cono viene collegato, attraverso un cavo elettrico, con l'unità di acquisizione (fig.2) posta in superficie, le cui caratteristiche tecniche sono le seguenti:



Sismografo PASI 16S24P; Ambiente Operativo Windows Xp; Numero canali 24; Display a colori LCD touch screen; Supporto di memorizzazione Hard-Disk 80Gb; Temperatura di funzionamento 0°-55° C; Umidità 5%-90%;

fig.2

In adiacenza al foro è stata posizionata la sorgente energizzante; essa è costituita da un maglio di 8 kg che colpendo un blocco di legno verticalmente e trasversalmente, genera onde di compressione (P) e onde di taglio (S).

Dall'elaborazione dei tempi d'arrivo delle onde alle varie profondità, si ricavano i valori delle velocità di propagazione delle onde sismiche (V_p e V_s) del sottosuolo indagato (allegati 1 e 2).

Successivamente da tali valori vengono determinati i seguenti parametri del terreno (allegati 1 e 2).

- Coefficiente di Poisson ν
- Peso di Volume γ_{din} ton/mc
- Modulo di Elasticità dinamico E_{din} kg/cmq
- Modulo di taglio dinamico G_{din} kg/cmq
- Modulo di Compressibilità dinamico K_{din} Kg/cmq

che sono stati ricavati dalle seguenti formule:

$$\text{Coefficiente di Poisson} \quad \nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2 \cdot (V_p^2 - V_s^2)}$$

$$\text{Peso di Volume} \quad \gamma_{din} = 0,51 \cdot V_p^{0,19} \quad \text{ton/mc.}$$

$$\text{Densità Geofisica} \quad \delta_{din} = \frac{\gamma}{g} \quad \text{m/sec.}$$

$$\text{Modulo di Elasticità dinamico} \quad E_{din} = V_p^2 \cdot \delta_{din} \cdot \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad \text{kg/cmq.}$$

$$\text{Modulo di Taglio dinamico} \quad G_{din} = \delta_{din} \cdot V_s^2 \quad \text{kg/cmq.}$$

$$\text{Modulo di Compressibilità dinamico} \quad K_{din} = \frac{E_{din}}{3 \cdot (1-2\nu)} \quad \text{kg/cmq.}$$

3. Conclusioni

Dai valori dei tempi d'arrivo delle onde acquisite nell'indagine geofisica, sono state poi calcolate le velocità delle onde P e onde S.

Allegati:

Allegati 1 e 2: grafici e tabulati delle velocità delle onde P, onde S e vari parametri elastici dinamici.

Cantiere: Santarcangelo (RN)-Adriaauto

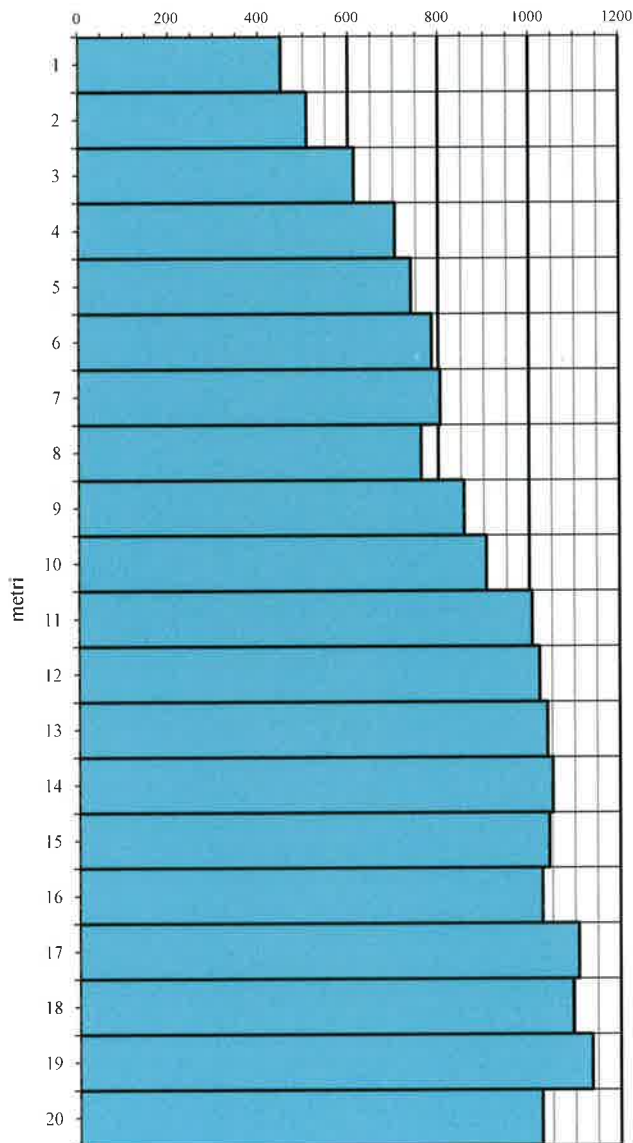
Data: 10/10/2019

Sismocono n.: 1

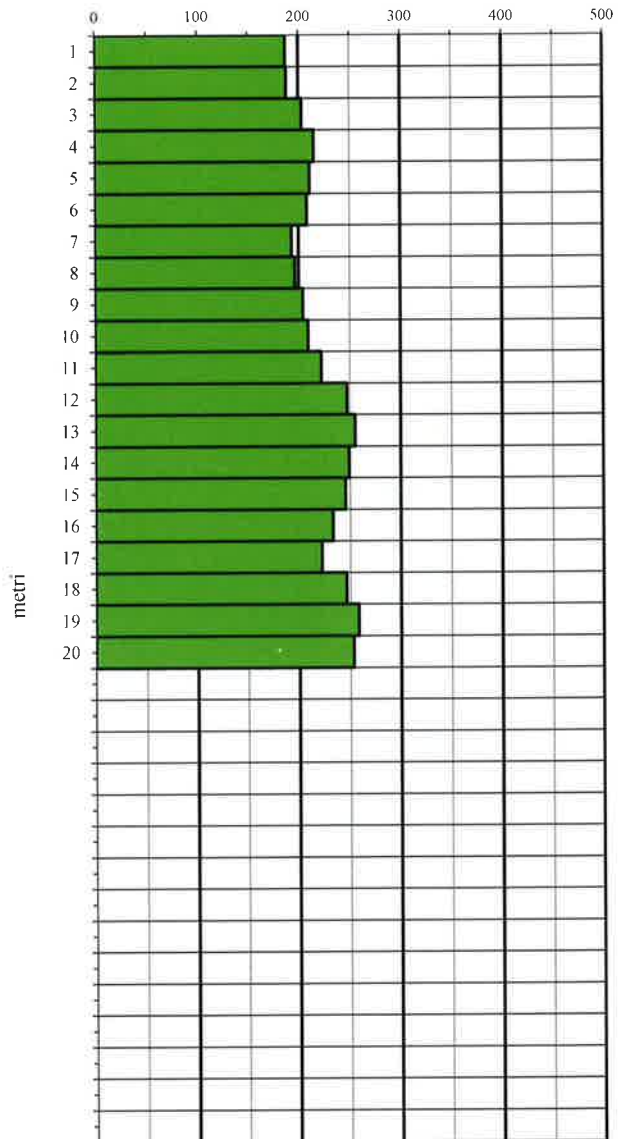
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici

www.intergeosm.com - mail: info@intergeosm.com

Velocità onde P (m/sec.) - onde di compressione



Velocità onde S (m/sec.) - onde di taglio



$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} h_i / V_i}$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (m/s) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30m superiori.

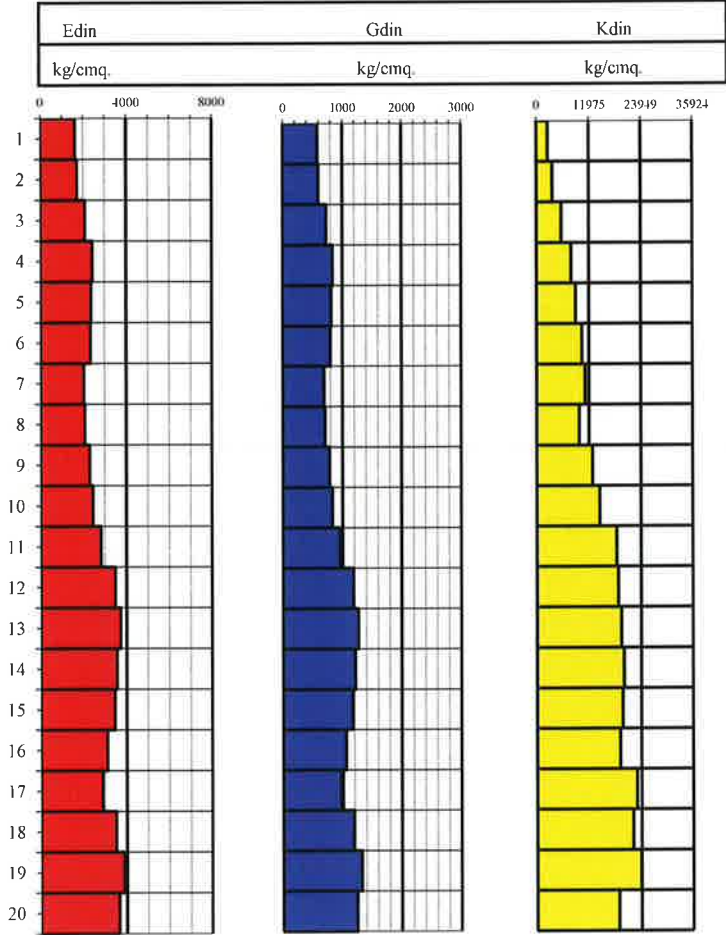
$V_{S20} = 220$ m/sec.

Cantiere: Santarcangelo (RN)-Adriaauto
Data: 10/10/2019
Sismocono n.: 1

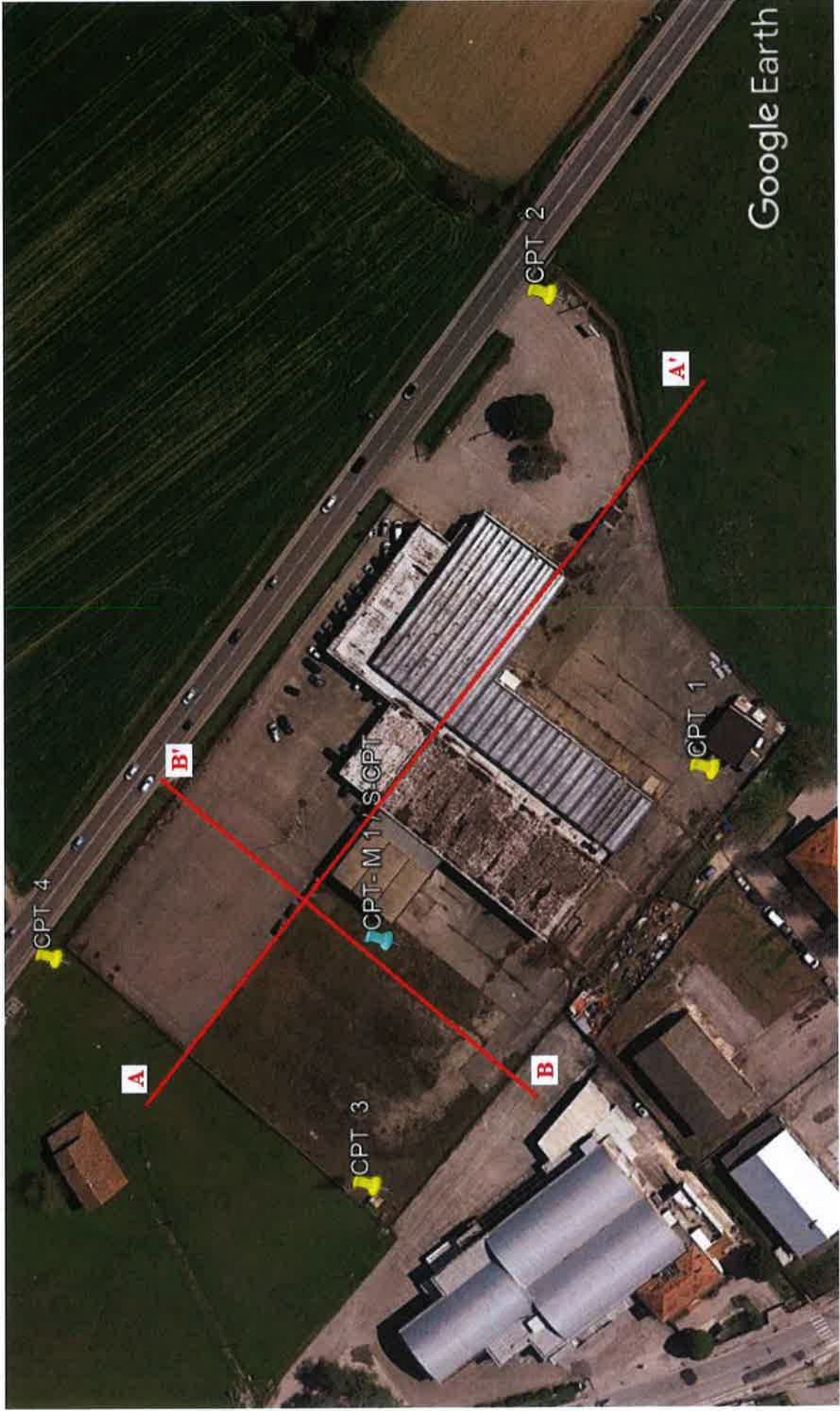
INTERGEO s.r.l. - Servizi Geologici
 www.intergeosm.com - mail: info@intergeosm.com

prof.	Vp	Vs	v	γ	Edin	Gdin	Kdin
mt.	m/sec.	m/sec.		T/mc.	kg/cmq.	kg/cmq.	kg/cmq.

1	451	187	0.40	1.63	1623	581	2606
2	508	188	0.42	1.67	1707	601	3586
3	613	203	0.44	1.73	2089	726	5652
4	704	215	0.45	1.77	2422	836	7850
5	739	211	0.46	1.79	2366	813	8886
6	785	208	0.46	1.81	2336	799	10314
7	804	193	0.47	1.82	2031	691	11070
8	761	196	0.46	1.80	2066	705	9691
9	857	204	0.47	1.84	2297	781	12748
10	905	209	0.47	1.86	2439	829	14433
11	1006	222	0.47	1.90	2813	954	18318
12	1022	247	0.47	1.90	3480	1184	18699
13	1039	255	0.47	1.91	3718	1266	19336
14	1051	249	0.47	1.91	3559	1210	19947
15	1043	245	0.47	1.91	3441	1170	19643
16	1027	233	0.47	1.90	3108	1055	19090
17	1108	222	0.48	1.93	2874	972	22908
18	1095	246	0.47	1.93	3508	1190	21999
19	1137	258	0.47	1.94	3885	1319	23855
20	1026	253	0.47	1.90	3650	1244	18795



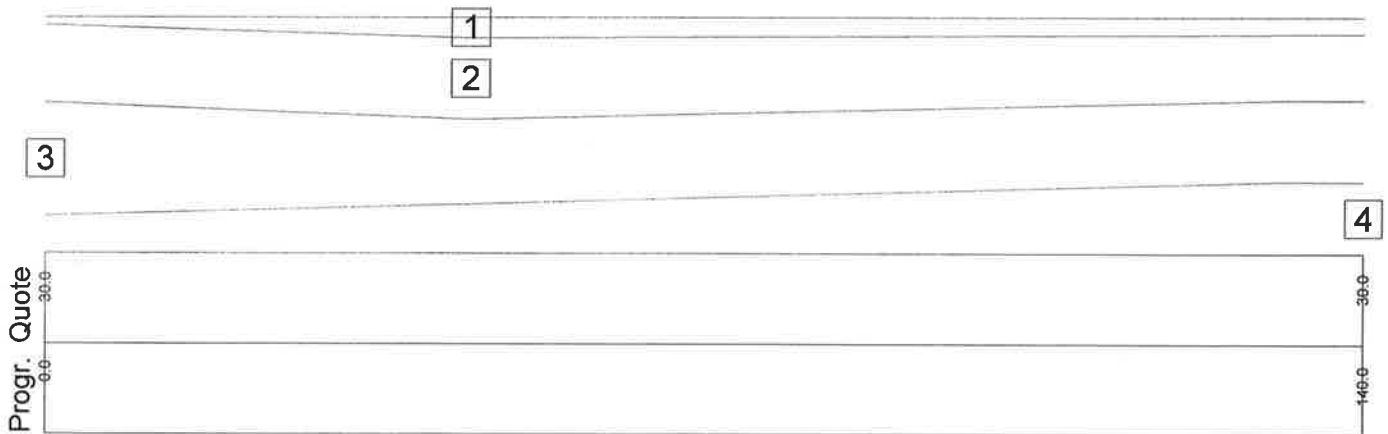
TRACCIA DELLE SEZIONI RILEVATE



Google Earth

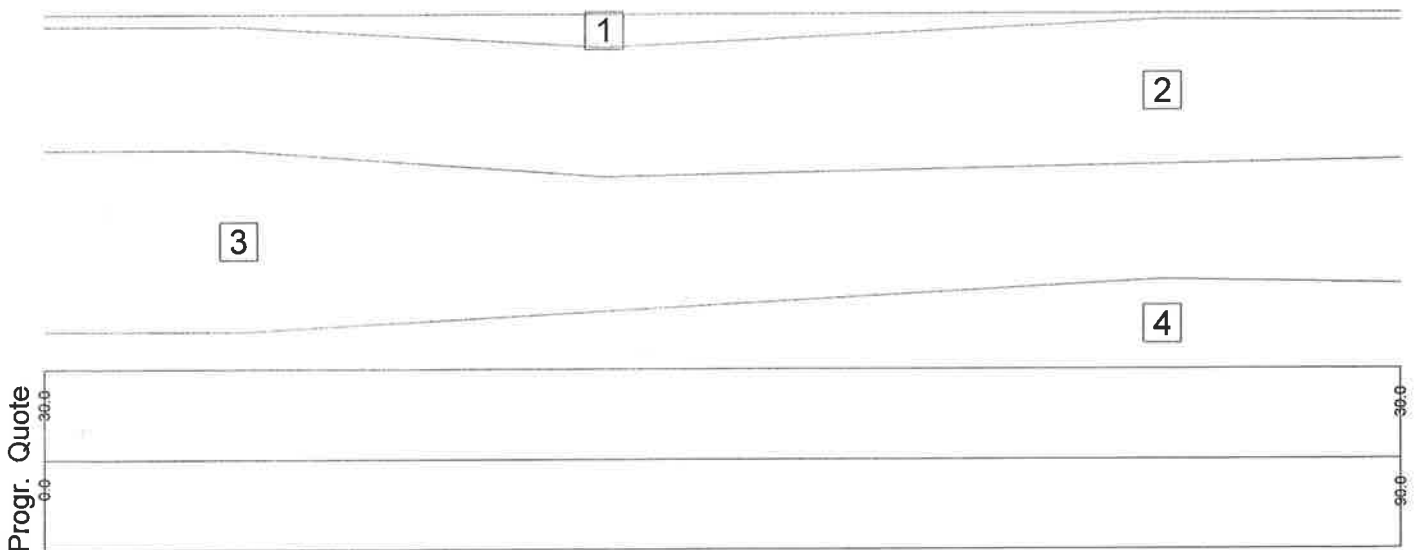
Spett. ADRIAUTO S.r.l.
Via Emilia Ovest - SANTARCANGELO
Sezione A - A'.
scala 1:800

Litotipo 1:	ϕ [°] = 16	c [kN/m ²] = 0	γ [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	ϕ [°] = 21	c [kN/m ²] = 8.6	γ [kN/m ³] = 19
Litotipo 3:	ϕ [°] = 21	c [kN/m ²] = 11	γ [kN/m ³] = 20
Litotipo 4:	ϕ [°] = 32	c [kN/m ²] = 0	γ [kN/m ³] = 19



Spett. ADRIAUTO S.r.l.
Via Emilia Ovest - SANTARCANGELO
Sezione B - B'.
scala 1:500

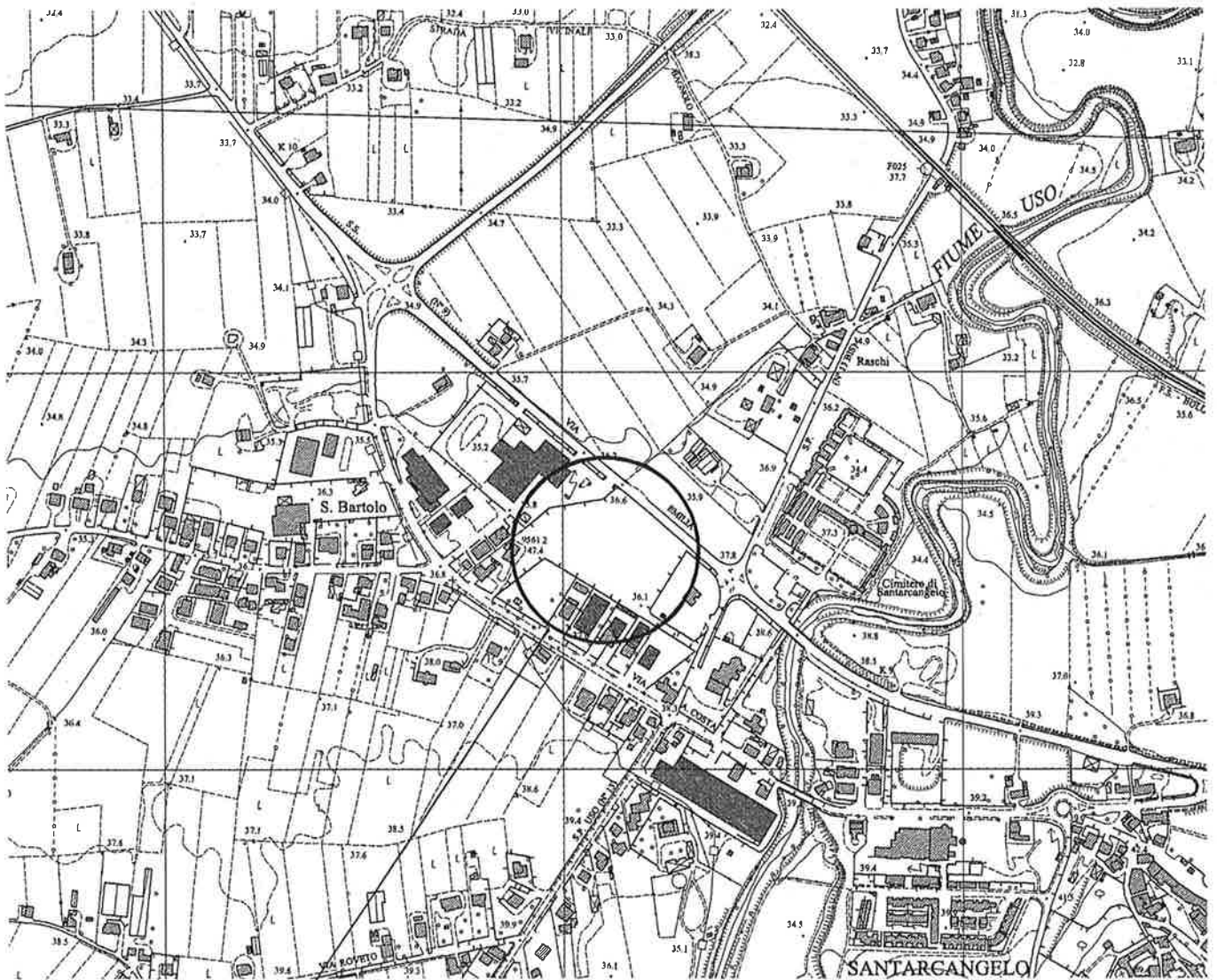
Litotipo 1:	ϕ [°] = 16	c [kN/m ²] = 0	γ [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	ϕ [°] = 21	c [kN/m ²] = 8.6	γ [kN/m ³] = 19
Litotipo 3:	ϕ [°] = 21	c [kN/m ²] = 11	γ [kN/m ³] = 20
Litotipo 4:	ϕ [°] = 32	c [kN/m ²] = 0	γ [kN/m ³] = 19



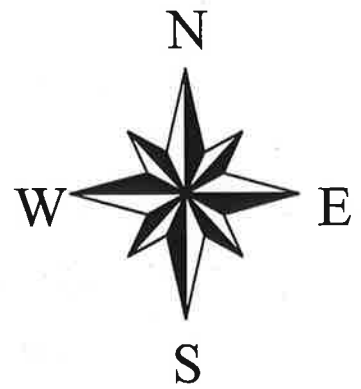
INDAGINI GEOGNOSTICHE
- prove penetrometriche statiche meccaniche –

(da Dr. Geol. F. Battistini – periodo: Dicembre 2018).

PLANIMETRIA scala 1 : 5.000

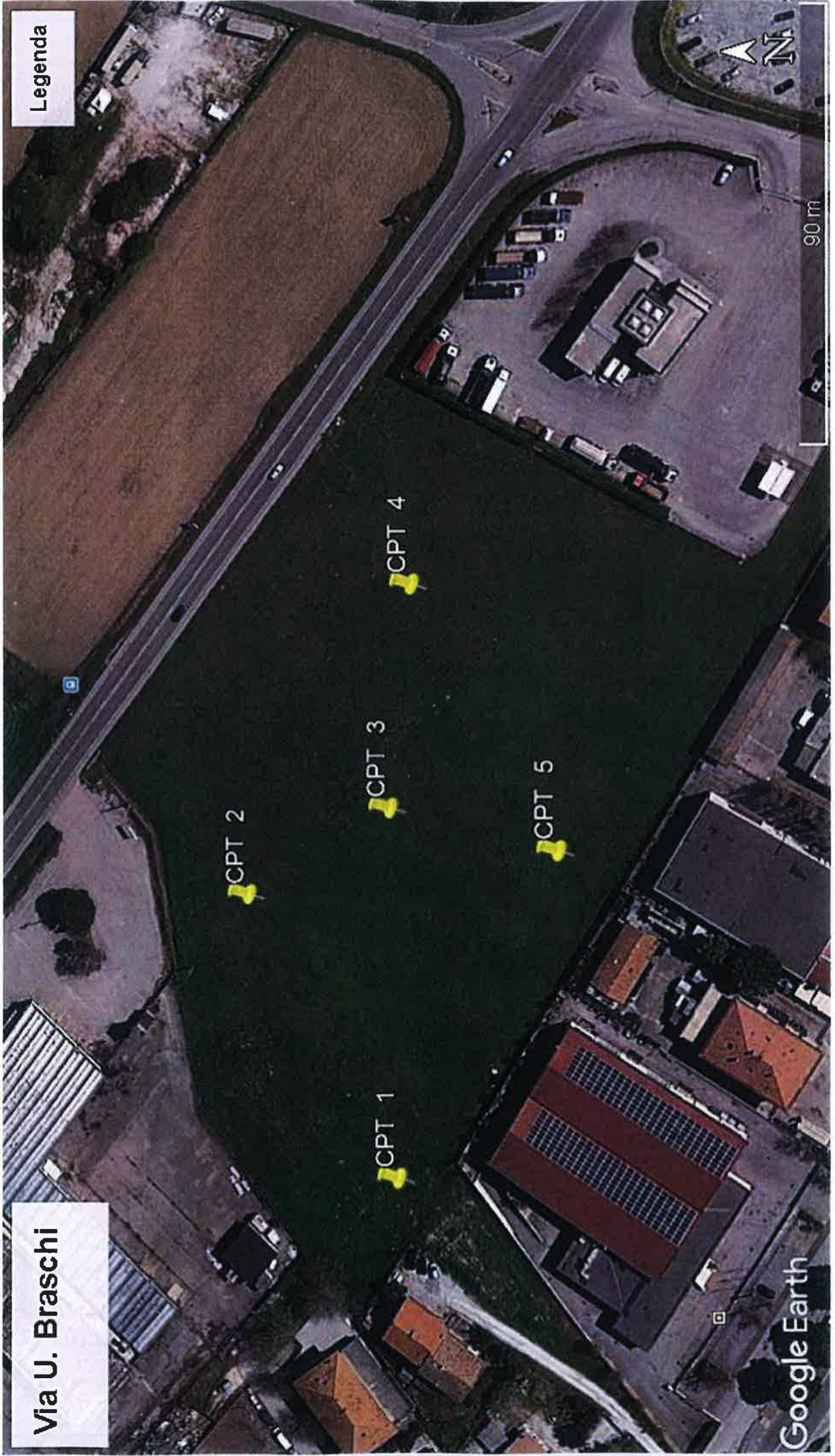


Area in esame



Via U. Braschi

Legenda



Google Earth

90 m

N

Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

1

Riferimento:

Data

Dic. 2018

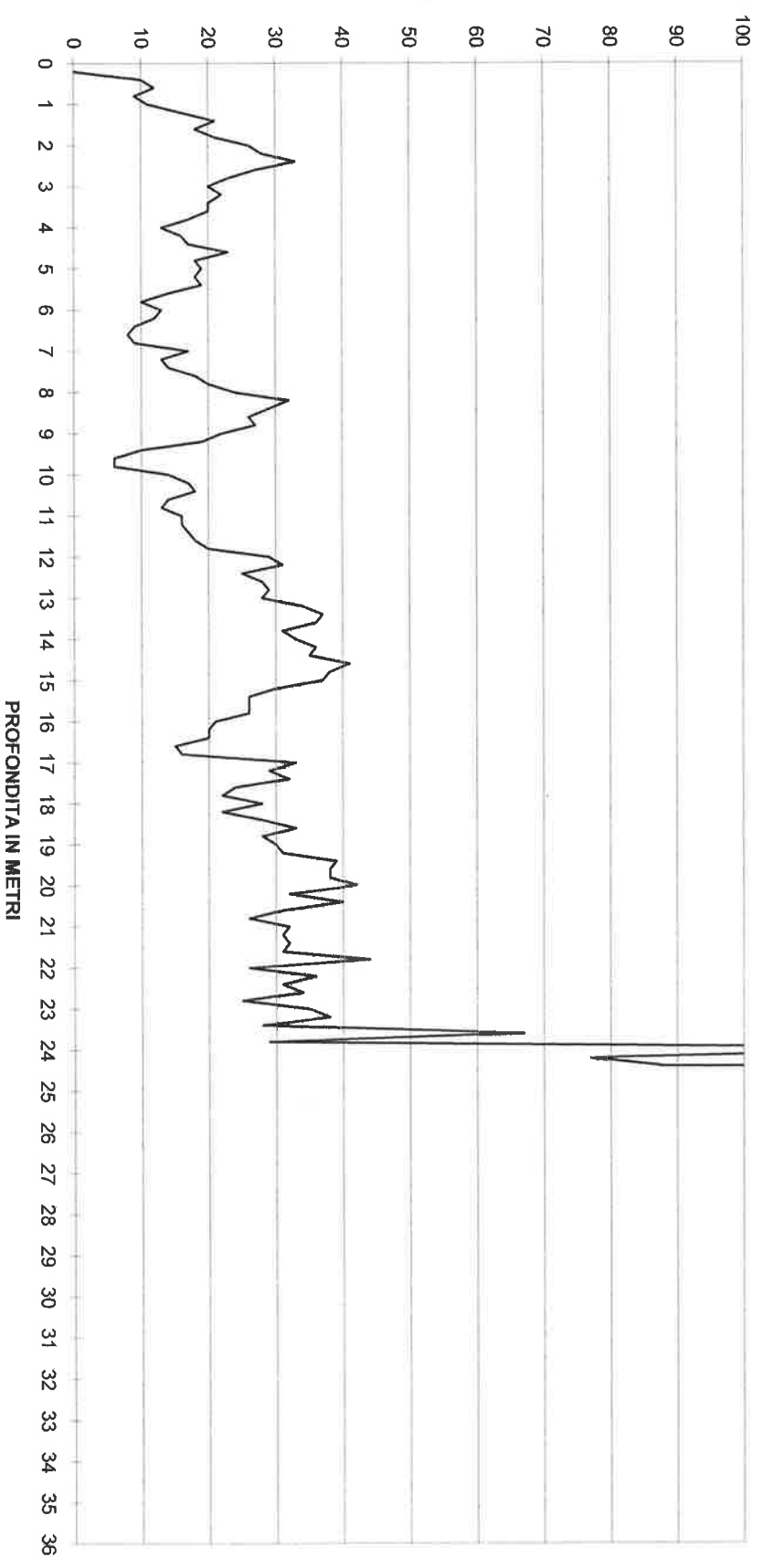
PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

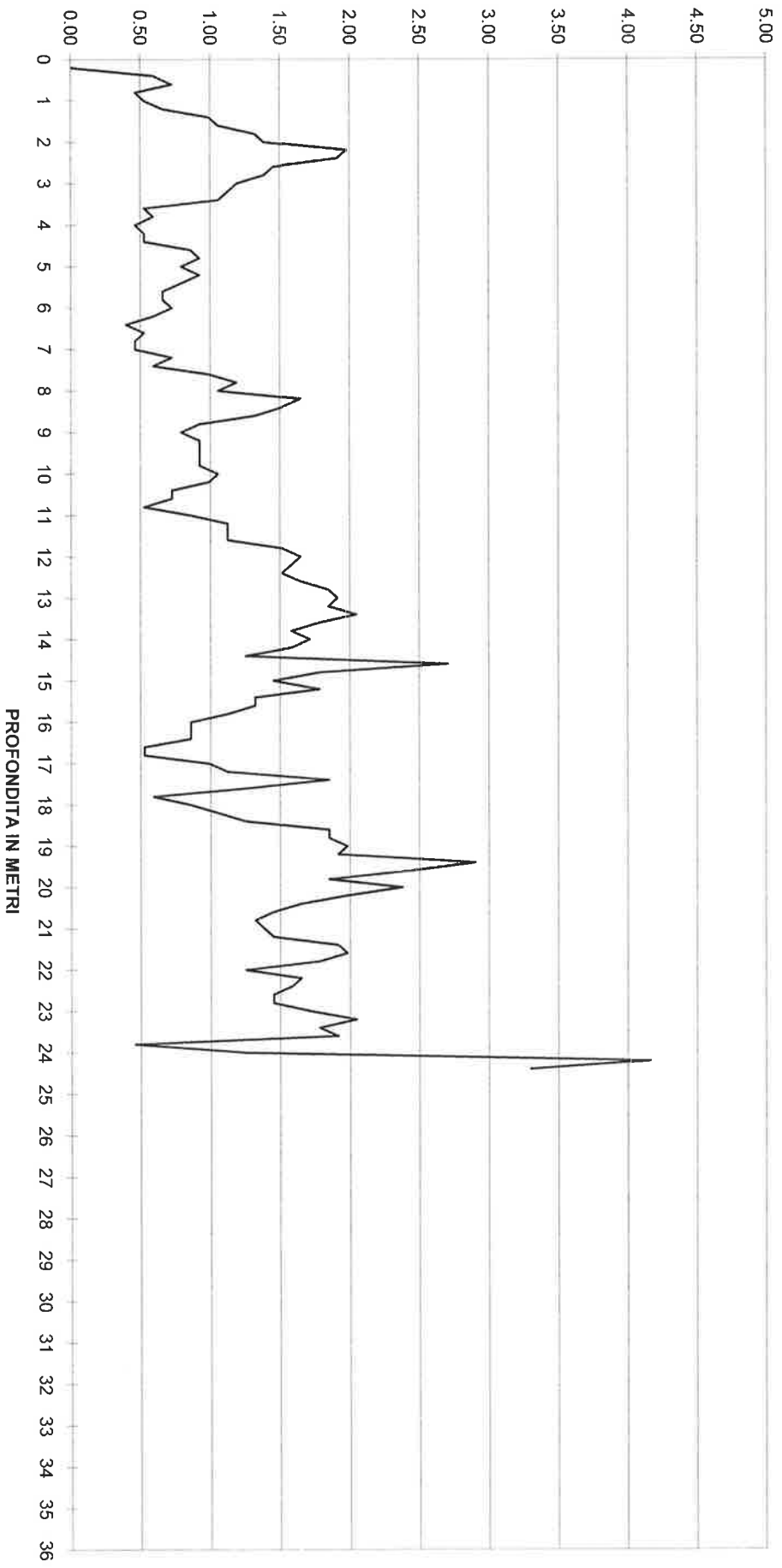
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
				18	30		21	34			
	9	14		9	23		27	43			
	11	20		5	19		32	51			
	8	19		5	19		27	55			
1,0	10	17	10.0	13	27	19.0	29	57	28.0		
	15	23		16	32		30	60			
	20	30		17	32		38	67			
	17	32		13	24		37	81			
	20	36		12	23		37	74			
2.0	25	45	11.0	15	23	20.0	41	69	29.0		
	27	48		15	28		31	67			
	32	62		16	33		39	69			
	26	55		17	34		30	55			
	22	44		19	36		25	47			
3.0	19	40	12.0	28	51	21.0	31	51	30.0		
	21	39		30	55		30	51			
	19	36		24	48		31	53			
	19	35		27	50		30	59			
	16	24		28	53		43	73			
4.0	12	21	13.0	27	55	22.0	25	52	31.0		
	15	22		33	62		35	54			
	16	24		36	64		30	55			
	22	30		35	66		33	57			
	17	30		30	57		24	46			
5.0	18	32	14.0	32	56	23.0	34	56	32.0		
	17	29		35	61		37	63			
	18	32		34	58		27	58			
	13	25		40	59		66	93			
	9	19		37	78		28	57			
6.0	12	22	15.0	36	63	24.0	138	145	33.0		
	11	22		29	51		76	95			
	8	17		25	52		87	150			
	7	13		25	45		260	310			
	8	16		25	45						
7.0	16	23	16.0	20	37	25.0			34.0		
	12	19		19	32						
	13	24		19	32						
	17	26		14	27						
	19	34		15	23						
8.0	23	41	17.0	32	40	26.0			35.0		
	31	47		28	43						
	28	53		31	48						
	25	48		23	51						
	26	46		21	40						
9.0	21	35	18.0	27	36	27.0			36.0		

H2O = _____

MISURA RP (Kg/cmq)

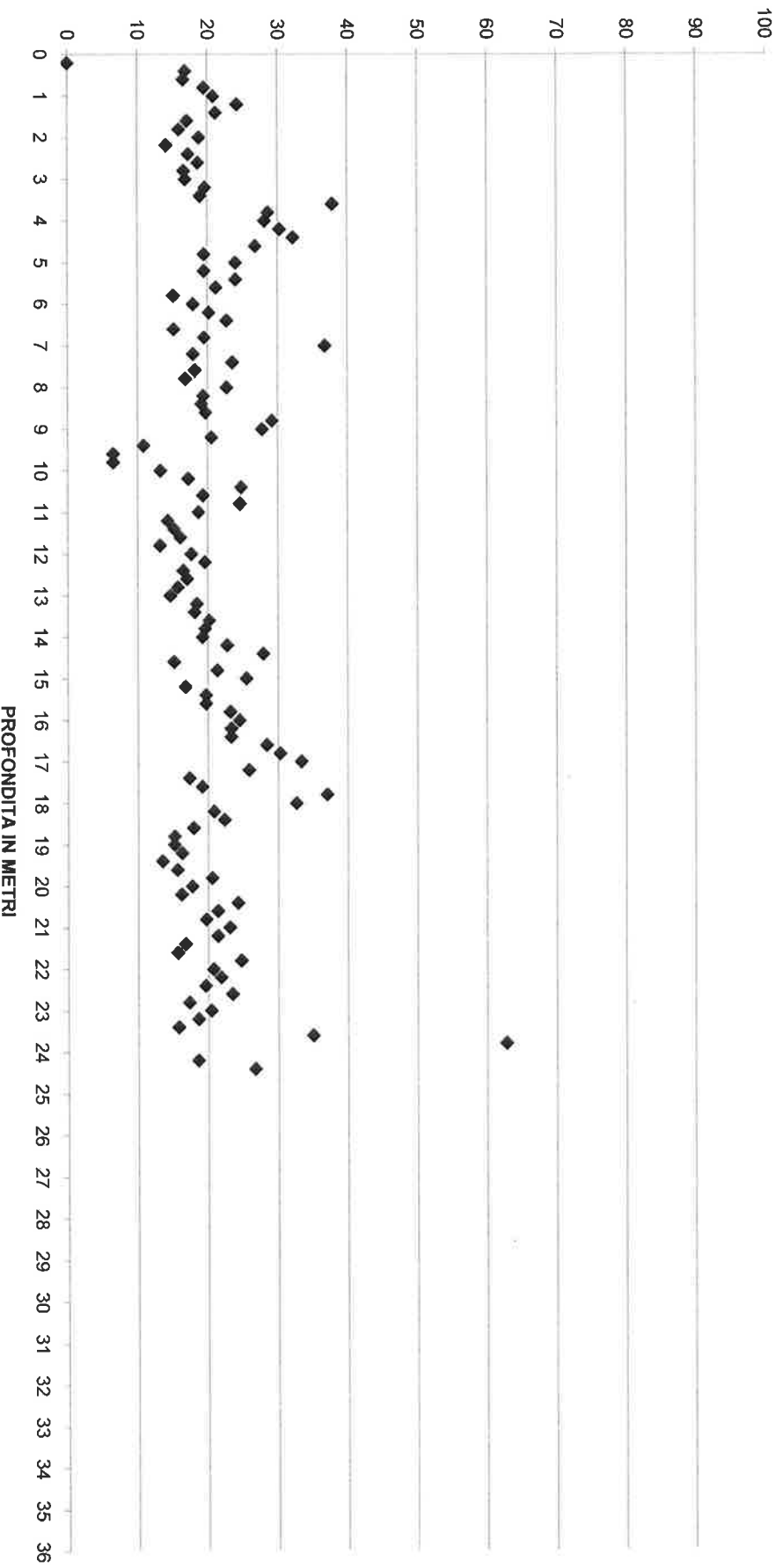


MISURA RL (Kg/cmq)



PROFONDITA IN METRI

MISURA BEGEMANN (RP/RL)



PROFONDITA IN METRI

Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

2

Riferimento:

Data

Dic. 2018

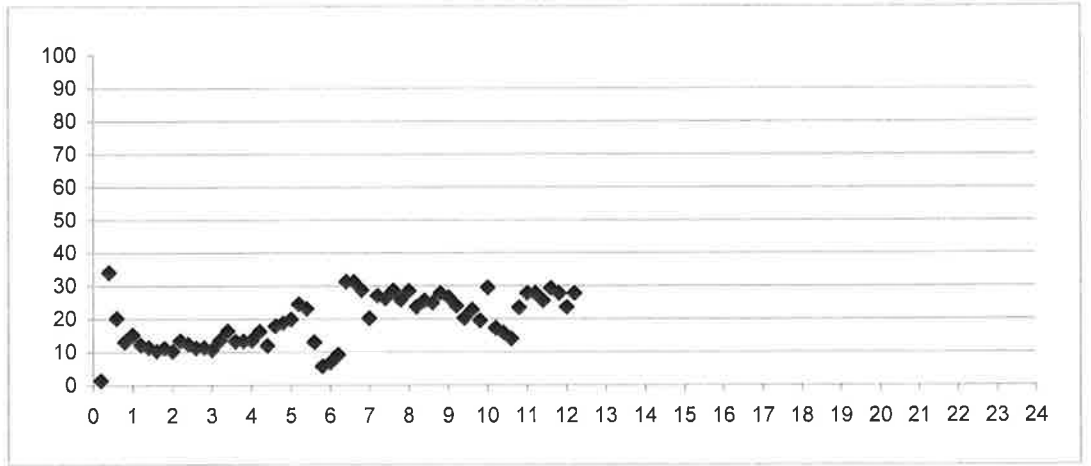
PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

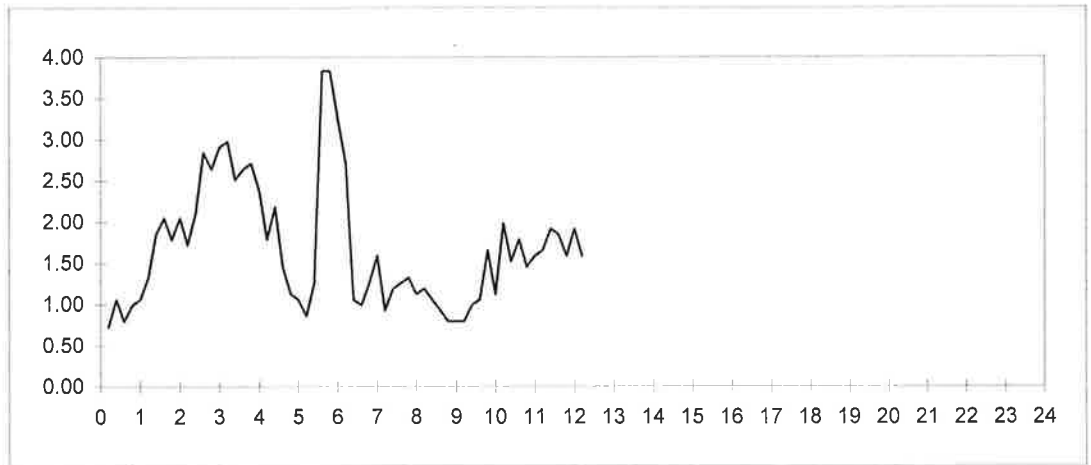
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		24	73		43	72			
	35	46		32	73		40	64			
	15	31		30	46						
	12	24		35	50						
1,0	15	30	7,0	31	50	13,0			19,0		
	15	31		24	48						
	20	40		30	44						
	20	48		35	53						
	19	50		33	52						
2,0	20	47	8,0	31	51	14,0			20,0		
	22	53		27	44						
	25	51		26	44						
	31	63		22	38						
	29	72		21	35						
3,0	30	70	9,0	20	32	15,0			21,0		
	39	83		18	30						
	40	85		19	31						
	34	72		23	38						
	35	75		31	47						
4,0	31	72	10,0	32	57	16,0			22,0		
	28	64		33	50						
	25	52		23	53						
	25	58		24	47						
	20	42		33	60						
5,0	20	37	11,0	43	65	17,0			23,0		
	20	36		45	69						
	28	41		48	73						
	49	68		53	82						
	21	79		43	71						
6,0	21	79	12,0	44	68	18,0			24,0		

H₂O =

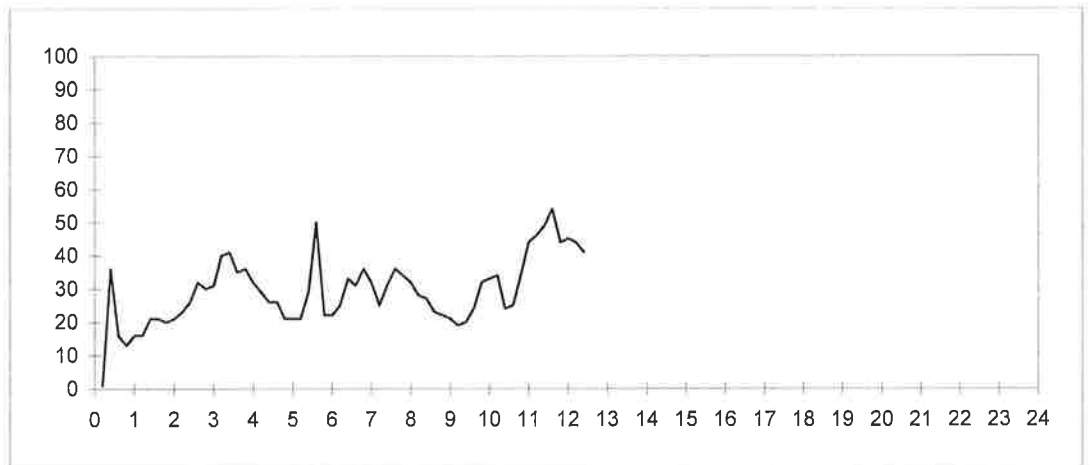
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



MISURA RP (Kg/cmq)



Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

3

Riferimento:

Data

Dic. 2018

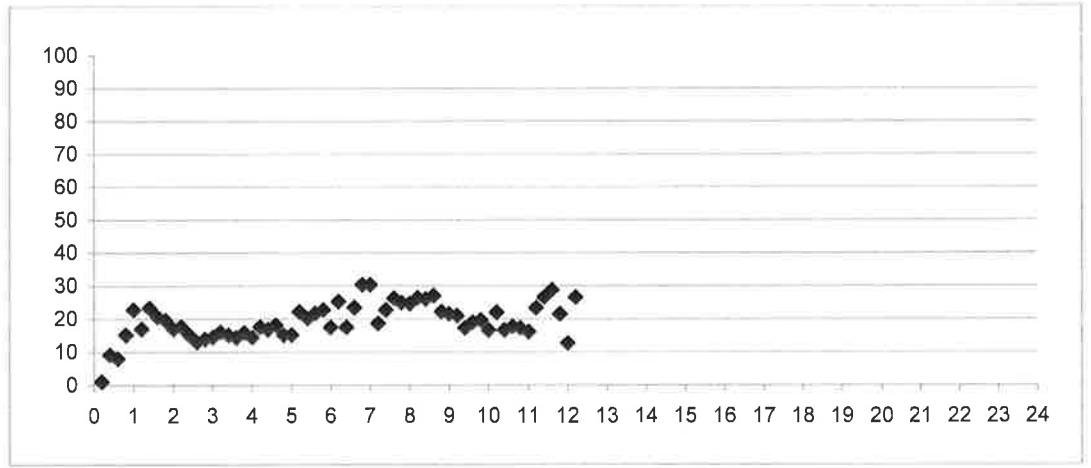
PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

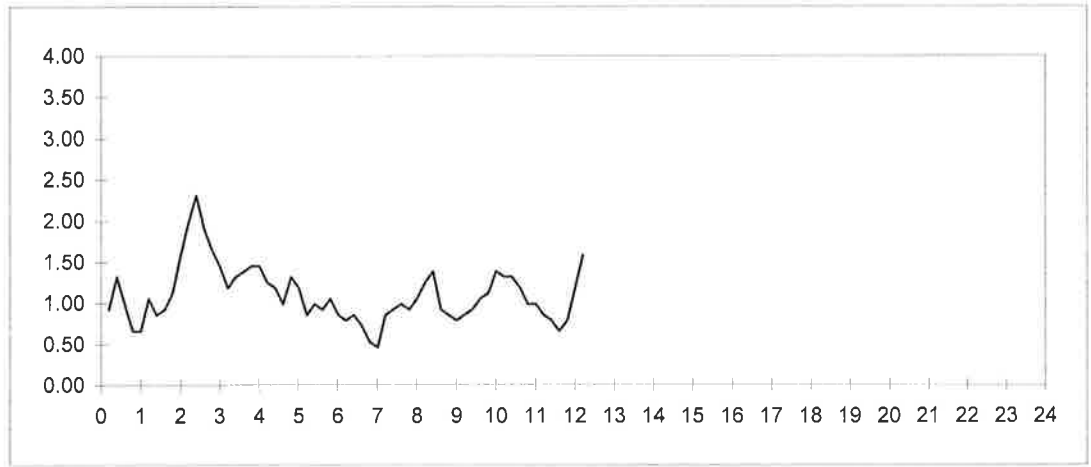
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		19	32		41	59			
	11	25		14	26		21	45			
	7	27		16	29						
	9	24		15	26						
1,0	14	24	7,0	13	21	13,0			19,0		
	17	27		15	22						
	19	35		20	33						
	18	31		25	39						
	21	35		22	37						
2,0	26	43	8,0	25	39	14,0			20,0		
	34	58		32	48						
	34	64		35	54						
	24	59		24	45						
	22	51		18	32						
3,0	20	45	9,0	16	29	15,0			21,0		
	18	40		17	29						
	19	37		15	28						
	19	39		19	33						
	22	43		21	37						
4,0	20	42	10,0	22	39	16,0			22,0		
	21	43		28	49						
	19	38		21	41						
	17	35		20	40						
	19	34		16	34						
5,0	17	37	11,0	15	30	17,0			23,0		
	18	36		19	34						
	19	32		20	33						
	19	34		18	30						
	23	37		16	26						
6,0	14	30	12,0	14	26	18,0			24,0		

H2O =

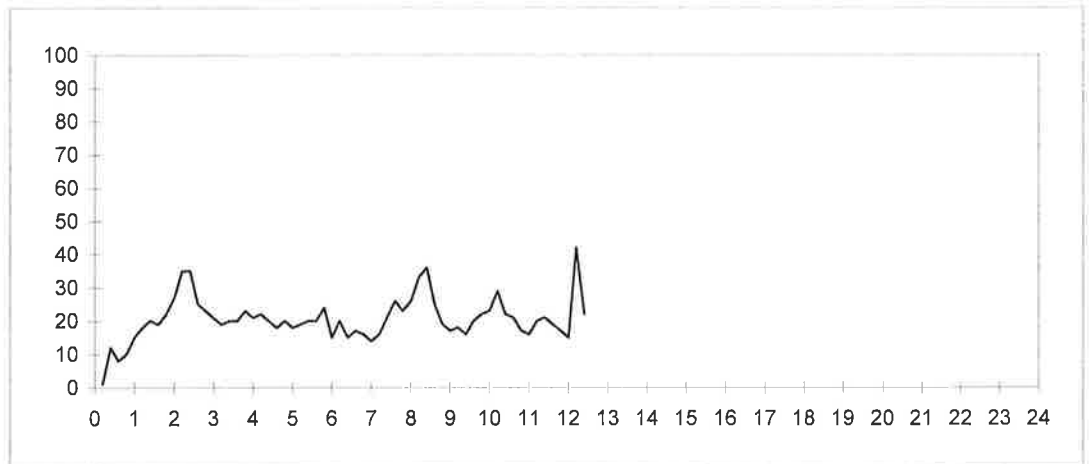
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



MISURA RP (Kg/cmq)



Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

4

Riferimento:

Data

Dic. 2018

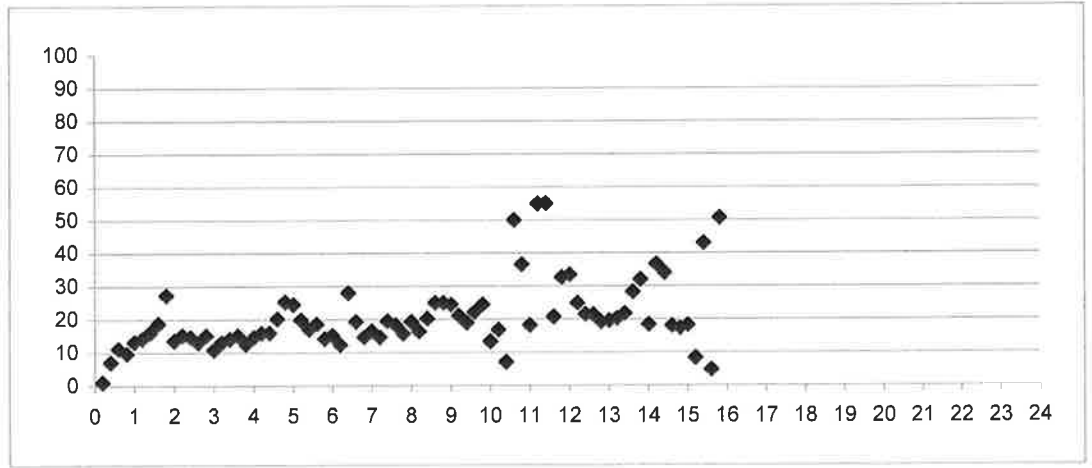
PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

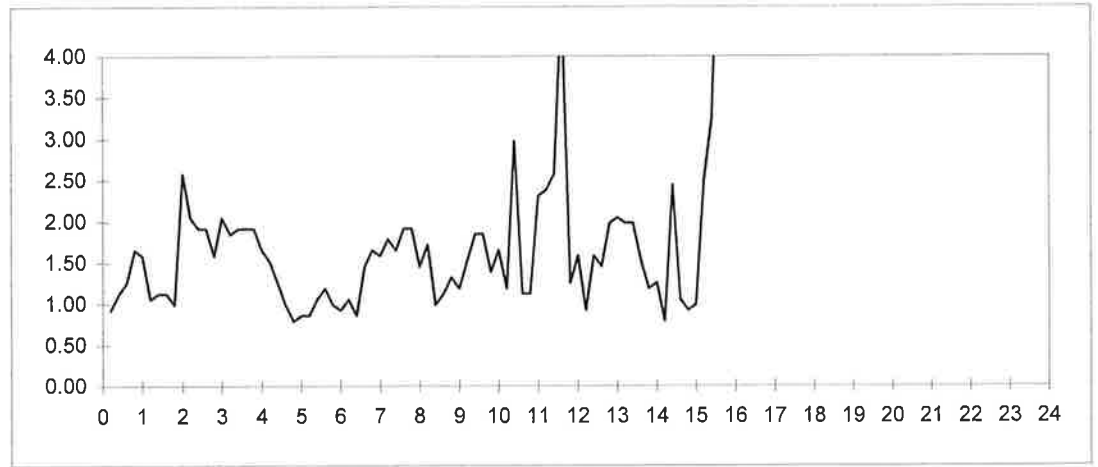
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		12	26		22	46			
	7	21		23	39		33	47			
	13	30		27	40		30	54			
	15	34		23	45		37	59			
1,0	20	45	7,0	25	50	13,0	39	69	19,0		
	14	38		25	49		39	70			
	17	33		31	58		42	72			
	20	37		34	59		42	72			
	26	43		29	58		37	60			
2,0	34	49	8,0	27	56	14,0	22	40	20,0		
	30	69		27	49		28	47			
	27	58		19	45		82	94			
	24	53		27	42		18	55			
	23	52		32	49		15	31			
3,0	21	45	9,0	28	48	15,0	17	31	21,0		
	23	54		31	49		20	35			
	26	54		34	57		138	176			
	28	57		40	68		27	76			
	23	52		33	61		300	390			
4,0	23	52	10,0	21	42	16,0	330	420	22,0		
	23	48		19	44						
	19	42		20	38						
	19	38		55	100						
	19	34		40	57						
5,0	20	32	11,0	41	58	17,0			23,0		
	16	29		129	164						
	17	30		140	176						
	21	37		96	135						
	13	31		40	111						
6,0	13	28	12,0	52	71	18,0			24,0		

H2O =

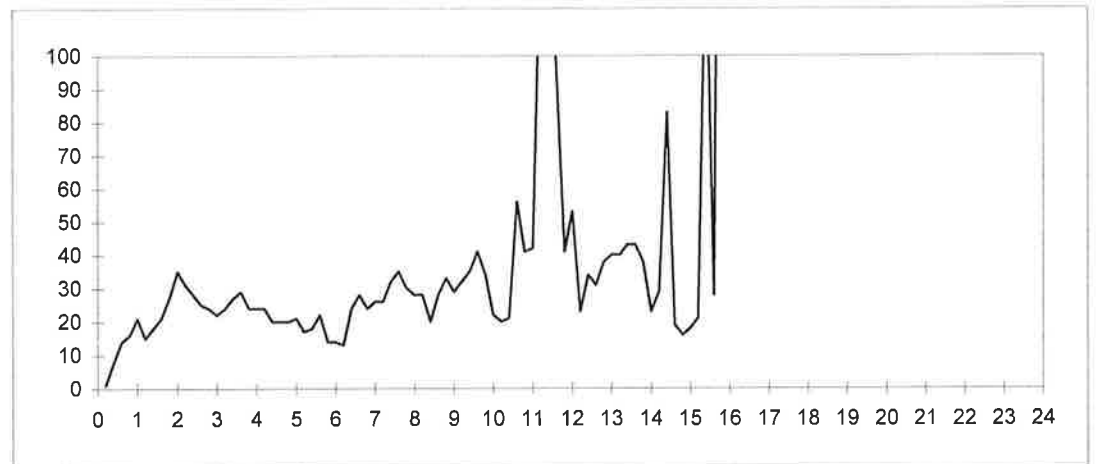
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



MISURA RP (Kg/cmq)



Committente: **Spett. ITALPACK S.r.l.**

Cantiere: **Via A. Costa n° 106**

Località: **SANTARCANGELO**

Prova C.P.T. n°

5

Riferimento:

Data

Dic. 2018

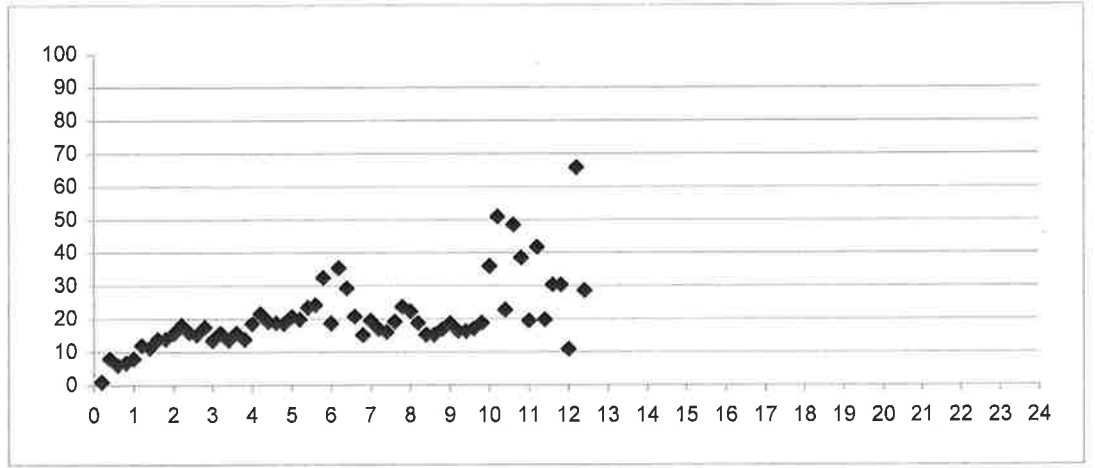
PROVA PENETROMETRICA STATICA

Note:

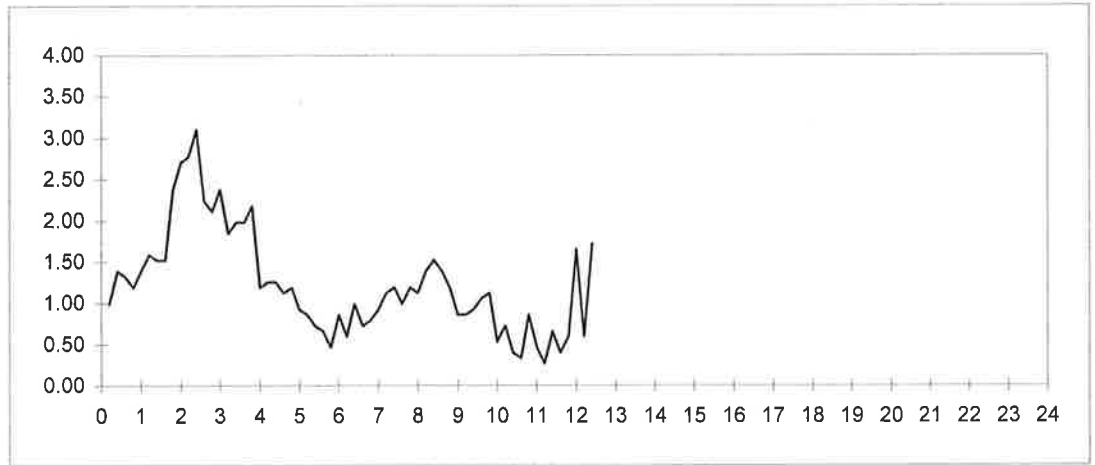
	Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl		Rp	Rl
	0	0		20	33		38	63			
	10	25		28	37		48	57			
	7	28		14	29		20	46			
	7	27		11	22						
1,0	10	28	7,0	17	29	13,0			19,0		
	18	39		18	32						
	16	40		18	35						
	20	43		18	36						
	32	55		27	42						
2,0	41	77	8,0	24	42	14,0			20,0		
	49	90		25	42						
	48	90		22	43						
	33	80		20	43						
	36	70		19	40						
3,0	31	63	9,0	15	33	15,0			21,0		
	28	64		13	26						
	26	54		14	27						
	30	60		17	31						
	29	59		20	36						
4,0	21	54	10,0	18	35	16,0			22,0		
	26	44		36	44						
	23	42		8	19						
	20	39		15	21						
	21	38		32	37						
5,0	18	36	11,0	8	21	17,0			23,0		
	16	30		10	17						
	16	29		12	16						
	15	26		11	21						
	14	24		17	23						
6,0	15	22	12,0	17	26	18,0			24,0		

H2O =

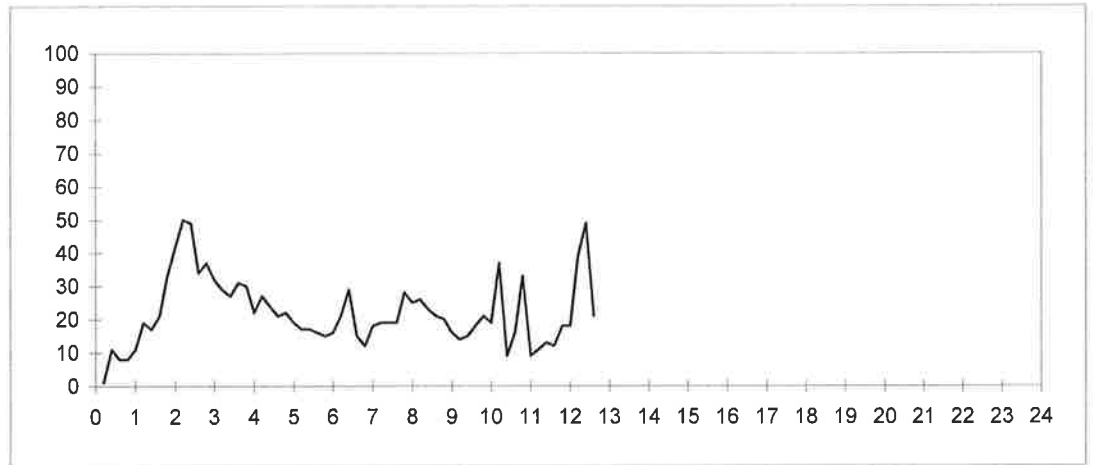
MISURA BEGEMAN (RP/RL)



MISURA RL (Kg/cmq)



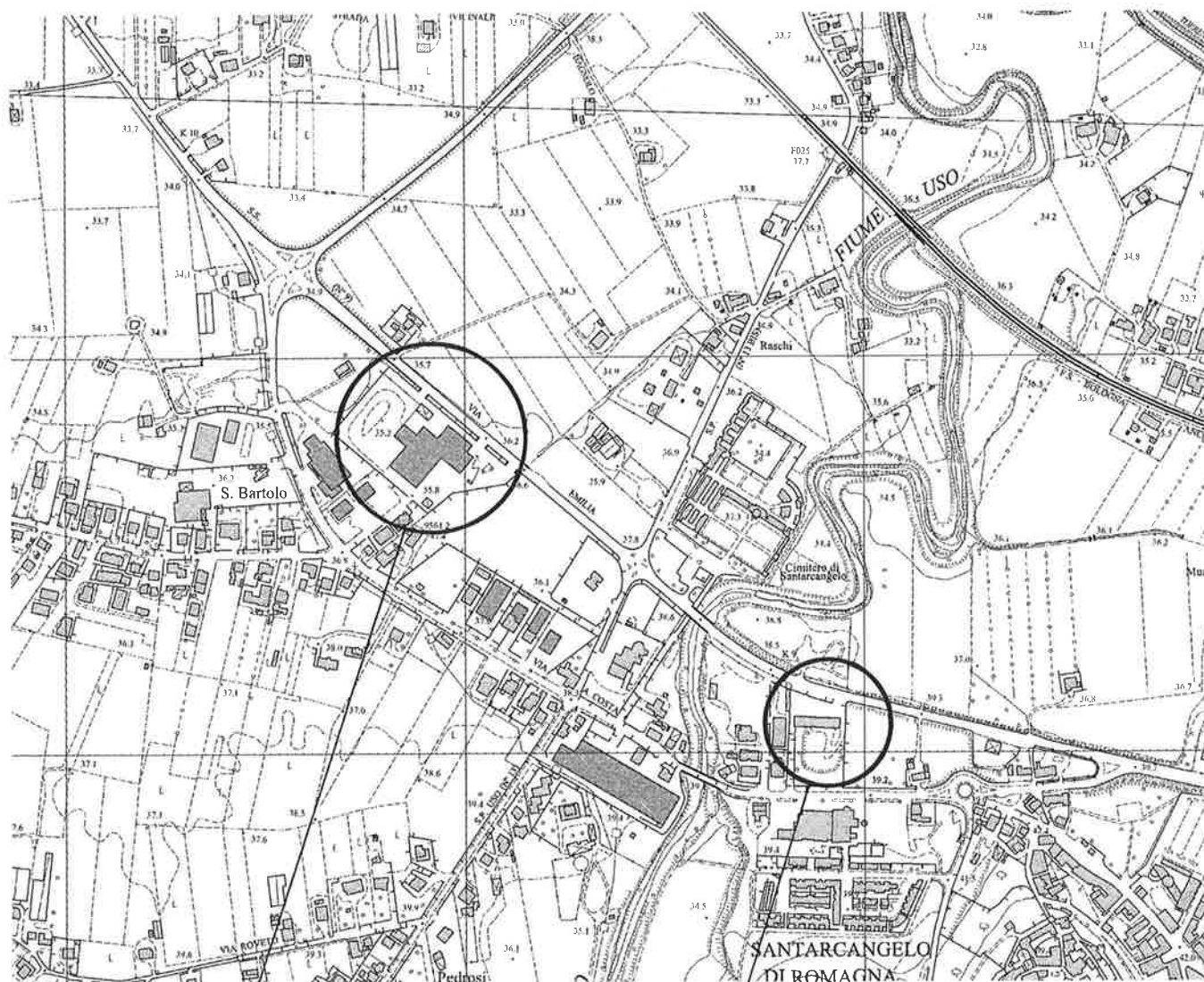
MISURA RP (Kg/cmq)



UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- sondaggi stratigrafici; prove di laboratorio –

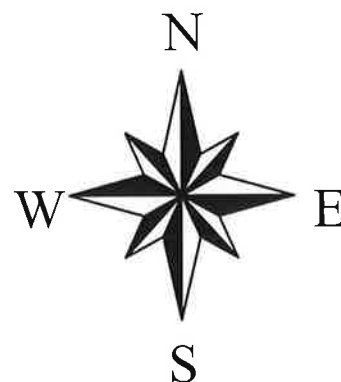
(da Dr. Geol. F. Battistini – periodo: Settembre ÷ Ottobre 2010).

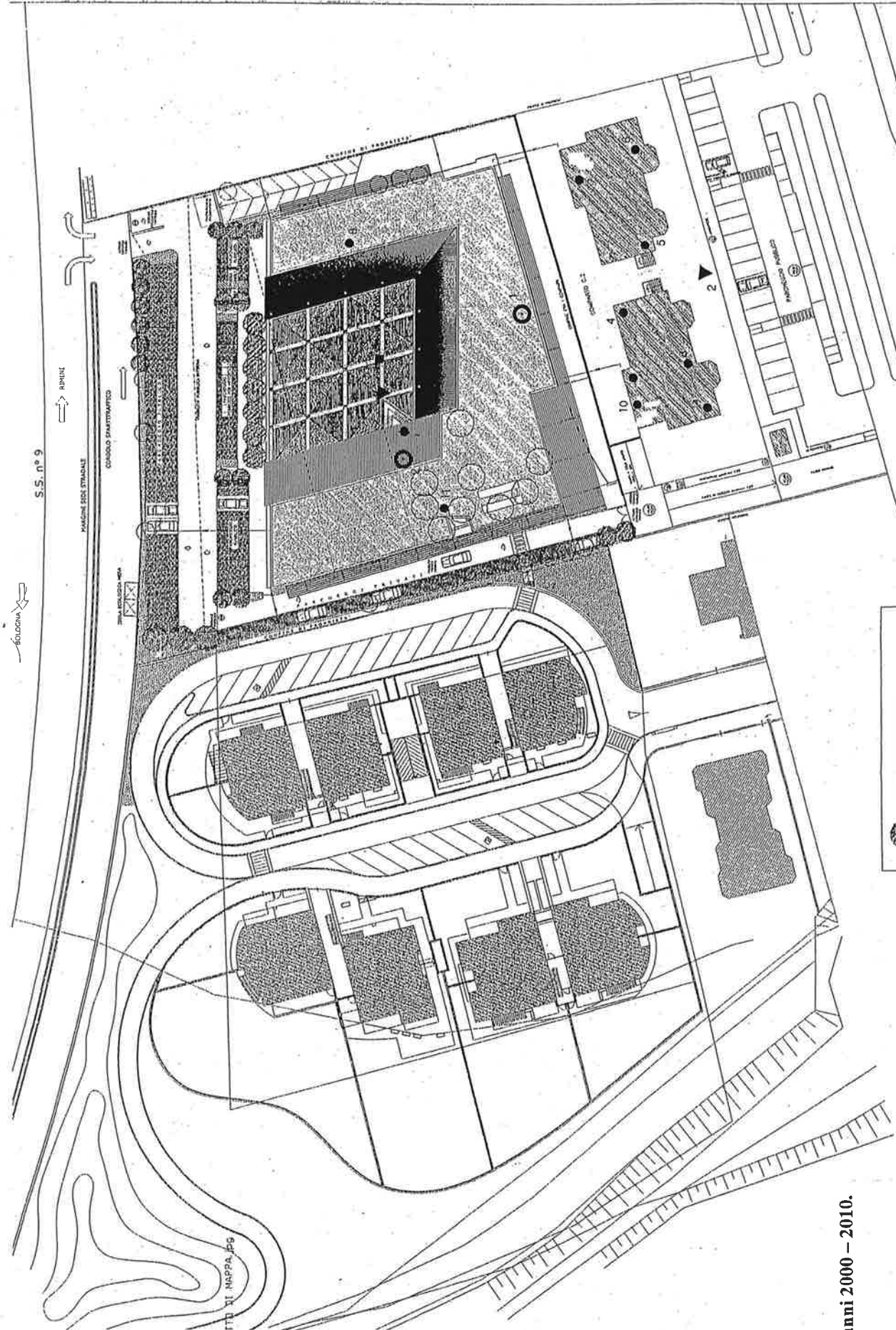
PLANIMETRIA scala 1 : 5.000



Area in esame

Sondaggi stratigrafici (Settembre - Ottobre 2010)





VIA A. COSTA

S.S. n° 9

PIANTE DA METTERE A DIMICRA:
 - QUADRATO 10
 - QUADRATO 10A
 - QUADRATO 10B
 - QUADRATO 10C
 - QUADRATO 10D
 - QUADRATO 10E
 - QUADRATO 10F
 - QUADRATO 10G
 - QUADRATO 10H
 - QUADRATO 10I
 - QUADRATO 10J
 - QUADRATO 10K
 - QUADRATO 10L
 - QUADRATO 10M
 - QUADRATO 10N
 - QUADRATO 10O
 - QUADRATO 10P
 - QUADRATO 10Q
 - QUADRATO 10R
 - QUADRATO 10S
 - QUADRATO 10T
 - QUADRATO 10U
 - QUADRATO 10V
 - QUADRATO 10W
 - QUADRATO 10X
 - QUADRATO 10Y
 - QUADRATO 10Z

Campagna geognostica anni 2000 - 2010.

- ▼ = Prova penetrometrica statica;
- = Prova penetrometrica dinamica pesante;
- = Prova penetrometrica dinamica leggera;

Committente SOC. TILIA srl

Data inizio 23/09/2010

Cantiere Via Emilia

Data Fine 23/09/2010

Località SANTARCANGELO DI R.

Rif. 10406



SOND.

Metodo di perforazione Rotazione ad aste a c.c.
Diametro 101

SONDA SE 750

Geologo di cantiere

FOGLIO

1

Attrezzo di perforazione Scala 1:100	CAMPIONI IND.	Campioni SPT	Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Carotaggio	Scala 1:100 Pocket penetrometer	Vane test	N Spt
1			0.90	0.90		GHIAIA e GHIAIETTO in matrice sabbiosa grigia medio-grossolana		1 2.7 -1.0		
2			1.40	0.50		LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO da grigio a nocciola ocraceo. Consistente		2.3 -1.0		
3			1.60	0.20		Orizzonte SABBIOSO-LIMOSO nocciola		2.1 -0.8		
4			2.30	0.70		ALTERNANZA di livelli limosi argillosi (in prevalenza) e sabbiosi nocciola-ocracei con striature torbose sparse bruno-nerastre millimetriche, consistente		2 2.0 -0.7		
5			3.70	1.40		LIMO ARGILLOSO nocciola-ocraceo con striature torbose bruno-nerastre mm. Consistent		0.9 -1.3		
6			4.40	0.70		ALTERNANZA di livelli mm di LIMO SABBIOSO e SABBIA FINE LIMOSA nocciola-ocracea		2.3 -0.8		
7			4.60	0.20		Intervallo LIMO ARGILLOSO nocciola, consistente		2.5 -1.1		
8			5.20	0.60		LIMO ARGILLOSO SABBIOSO nocciola con rari calcinelli, mm, bianco-grigiastri		3.1 -1.4		
9			7.10	1.90		LIMO ARGILLOSO nocciola con rari intervalli limo sabbiosi cm, consistente		3.0 -1.2		
10			8.40	1.30		ALTERNANZA di livelli SABBIOSI (in prevalenza) e LIMOSI nocciola-ocracei		3.0 -1.2		
11			8.80	0.40		LIMO ARGILLOSO da bruno-nocciola a nocciola, consistente		4 3.1 -0.8		
12			9.00	0.20		Intervallo LIMOSO-SABBIOSO nocciola		2.3 -0.4		
13			9.50	0.50		LIMO ARGILLOSO da nocciola a bruno-nocciola, talora debolmente sabbioso (tratto iniziale). Da consistente a molto consistente		1.6 -0.9		
14			10.60	1.10		ALTERNANZA di LIMO SABBIOSO e SABBIA FINE LIMOSA nocciola-ocracea, consistente		2.1 -0.8		
15			12.30	1.70		GHIAIA MEDIO-FINE in matrice limo-sabbiosa nocciola-ocracea. Addensata		2.3 -1.0		
16			13.20	0.90		ALTERNANZA di livelli limosi, argillosi e sabbiosi da nocciola-ocracei a nocciola-grigiastri, consistente		2.2 -0.9		
17			13.40	0.20		Intervallo sabbioso-limoso		2.4 -1.1		
18			15.60	2.20		LIMO ARGILLOSO da grigio nocciola a grigiastro scuro, plastico. Consistente		2.0 -0.5		
19			17.30	1.70		LIMO ARGILLOSO grigio verdastro con rari inclusi carbonatici mm		0.9 -0.3		
20			18.30	1.00		LIMO ARGILLOSO grigio-nocciola con variegazioni nocciola e sparsi veli limo-sabbiosi. Da consistente a molto consistente		1.4 -1.0		
21			18.60	0.30		LIMO ARGILLOSO NOCCIOLA GRIGIASTRO consistente, passante a limo argilloso debolmente sabbioso al crescere della profondita'		1.6 -1.0		
22			18.60	1.70		ALTERNANZA DI LIMO SABBIOSO nocciola grigiastro e sabbia fine limosa, con intercalazioni da cm a dm di limo argilloso nocciola-grigiastro		2.5 -1.2		
23								2.5 -1.3		
24								3.2 -1.1		
25								3.5 -1.1		
26								3.7 -0.9		
27								2.1 -1.0		
28								2.9 -1.8		
29								3.6 -0.8		
30								1.8 -0.6		
31								1.7 -0.5		
32								0.9 -0.4		
33								1.4 -0.6		

20403080

R=12

CAROTIERE SEMPLICE

7.40
S1
8.00

Committente SOC. TILIA srl

Data Inizio 23/09/2010

Cantiere Via Emilia

Data Fine 23/09/2010

Località SANTARCANGELO DI R.

Rif. 10406



SOND.
1

Metodo di perforazione Rotazione ad aste a c.c.
Diámetro 101

SONDA SE 750
Geologo di cantiere

FOGLIO
2

Attrezzo di perforazione	Scala 1:100	Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Carotaggio	CAMPIONI IND.	Pocket penetrometer	Vane test	Scala 1:100	Quota SPT	N Spt	Tubo aperto	
CAROTIERE SEMPLICE	20.30	1.70			ALTERNANZA DI LIMO SABBIOSO nocciola grigiastro e sabbia fine limosa, con intercalazioni da cm a dm di lio argilloso nocciola-grigiastro	20406080		1.0	0.4					
	21		1.90		GHIAIA MEDIO-FINE a spigoli arrotondati in matrice sabbioso limosa nocciola grigiastra. Ad-densata						20.60 SPT2 20.87	R=12 ³⁶		
	22								2.4	1.2				
	22.20								4.1	1.2				
	23								3.6	1.6				
	24		2.80						5.3	2.2				
	25						LIMO ARGILLOSO nocciola ocrea con diffusi inclusi carbonatici da mm a cm . Molto consistente		4.0	1.5				
	25.00								5.2	1.7				
	26								3.6	1.8				
	27													
28														
29														
30												25.00		

- ELABORATO da Dr. Geol. G. Venturini *[Signature]*
- CONTROLLATO da Dr. Geol. G. Venturini *[Signature]*

- APPROVATO da Dr. Geol. G. Venturini *[Signature]*
in data 24/09/2010.

Committente SOC. TILIA srl

Data inizio 23/09/2010

Cantiere Via Emilia

Data Fine 23/09/2010

Località SANTARCANGELO DI R.

Rif. 10406



SOND.
2

Metodo di perforazione Rotazione ad aste a c.c.
Diametro 101


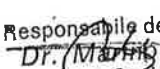
SONDA SE 750
Geologo di cantiere


FOGLIO
2

Attrezzo di perforazione Scala 1:100	Profondita'	Potenza	Stratigrafia	Descrizione	Carotaggio	CAMPIONI IND.	Pocket penetrometer	Vane test	Scala 1:100	Quota SPT	N Spt	Tubo aperto			
CAROTIERE SEMPLICE	21	20.90	1.10	SABBIA FINE-MEDIA, LIMOSA, talora intercalata da livelli cm di limo argilloso. Da nocciola a ocraceo-grigiastra	20406080		1.0								
		21.30	0.40					1.3	0.4	21					
	22		1.40	ALTERNANZA di livelli cm di LIMO ARGILLOSO e SABBIOSO nocciola grigiastro. Da mediamente consistente a consistente							22	21.60	R=14 ³⁸		
		22.70									23	21.89			
	23		1.70	GHIAIA eterogenea ed eterometrica inmatrice limo sabbiosa nocciola-grigiastra											
	24		0.60	LIMO ARGILLOSO nocciola-grigiastro con sparsi inclusi carbonatici bianco-grigiastri, mm. Il tenore in grigio aumenta con la profondità. Da consistente a molto consistente.						3.8	1.1				
		24.40								2.5	1.1				
	25	25.00		LIMO ARGILLOSO grigio, compatto, plastico. Molto consistente						3.3	1.4	24			
										2.8	1.3				
										4.7	2.4	25			
							3.6	1.7							
	26								26						
	27								27						
	28								28						
	29								29						
	30								30						

- ELABORATO da Dr. Geol. G. Venturini
- CONTROLLATO da Dr. Geol. G. Venturini

- APPROVATO da Dr. Geol. G. Venturini
in data 24/09/2010.

Committente	Dr. F. BATTISTINI		GEOEMME 2	
Lavoro	SANTARCANGELO		SERVIZI GEOLOGICI E GEOTECNICI CONSOLIDAMENTI	
Data	12.10.2010		RIMINI	
Rif.	10406			
Sond n. 1	Camp n. 1	da m. 7.40	a m. 8.00	
SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE				
DESCRIZIONE: LIMO ARGILLOSO DEBOLMENTE SABBIOSO NOCCIOLA-OCRACEO CON STRIATURE TORBOSE MILLIMETRICHE SPASRE E RARI INCLUSI CARBONATICI BIANCO- GRIGI MILLIMETRICI. CONSISTENTE.				
CARATTERISTICHE GENERALI		LIMITI DI CONSISTENZA		
GRANULOMETRIA		RESISTENZA		
		Pocket Penetrom.	qu =1.0 - 1.2	Kg/cmq
		Vane Test	Cu =0.45 - 0.55	Kg/cmq
TAGLIO C.D.				
angolo di attrito	$\varphi' =$	26.2	Coesione	$C' =$ 0.11 Kg/cmq
angolo di attrito residuo	$\varphi_r =$		Coesione residua	$C_r =$ Kg/cmq
OSSERVAZIONI:				
Responsabile del Laboratorio Dr.  Mularoni Geologo				

Committente	Dr. F. BATTISTINI		GEOEMME 2
Lavoro	SANTARCANGELO		SERVIZI GEOLOGICI E GEOTECNICI CONSOLIDAMENTI
Data	12.10.2010		RIMINI
Rif.	10406		

Sond n. **2** Camp n. **1** da m. **14.9** a m. **15.4**

SOMMARIO DELLE CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE

DESCRIZIONE:

LIMO ARGILLOSO A GRIGIO-AZZURRO A GRIGIO-NOCCIOLA NEL TRATTO TERMINALE DELL'INTERVALLO CONSIDERATO. MOLTO CONSISTENTE.

CARATTERISTICHE GENERALI	LIMITI DI CONSISTENZA
GRANULOMETRIA	RESISTENZA
	Pocket Penetrom. $qu \approx 2.7 - 3.4$ Kg/cm ^q Vane. Test $Cu \approx 1.2 - 1.5$ Kg/cm ^q

EDOMETRIA

Modulo edometrico	Eed = 110.74	Kg/cm ^q	per $\sigma =$	4 Kg/cm ^q
Coefficiente di consolidazione	Cv = 2.91E-4	cm ^q /sec	per $\sigma =$	4 Kg/cm ^q
Coefficiente di compressibilita' edom.	Mv = 9.03E-3	cm ^q /Kg	per $\sigma =$	4 Kg/cm ^q
Coefficiente di permeabilita'	Ked = 2.63E-9	cm/sec	per $\sigma =$	4 Kg/cm ^q

OSSERVAZIONI:

Responsabile del Laboratorio
Dr. Marino Mularoni
 Geologo

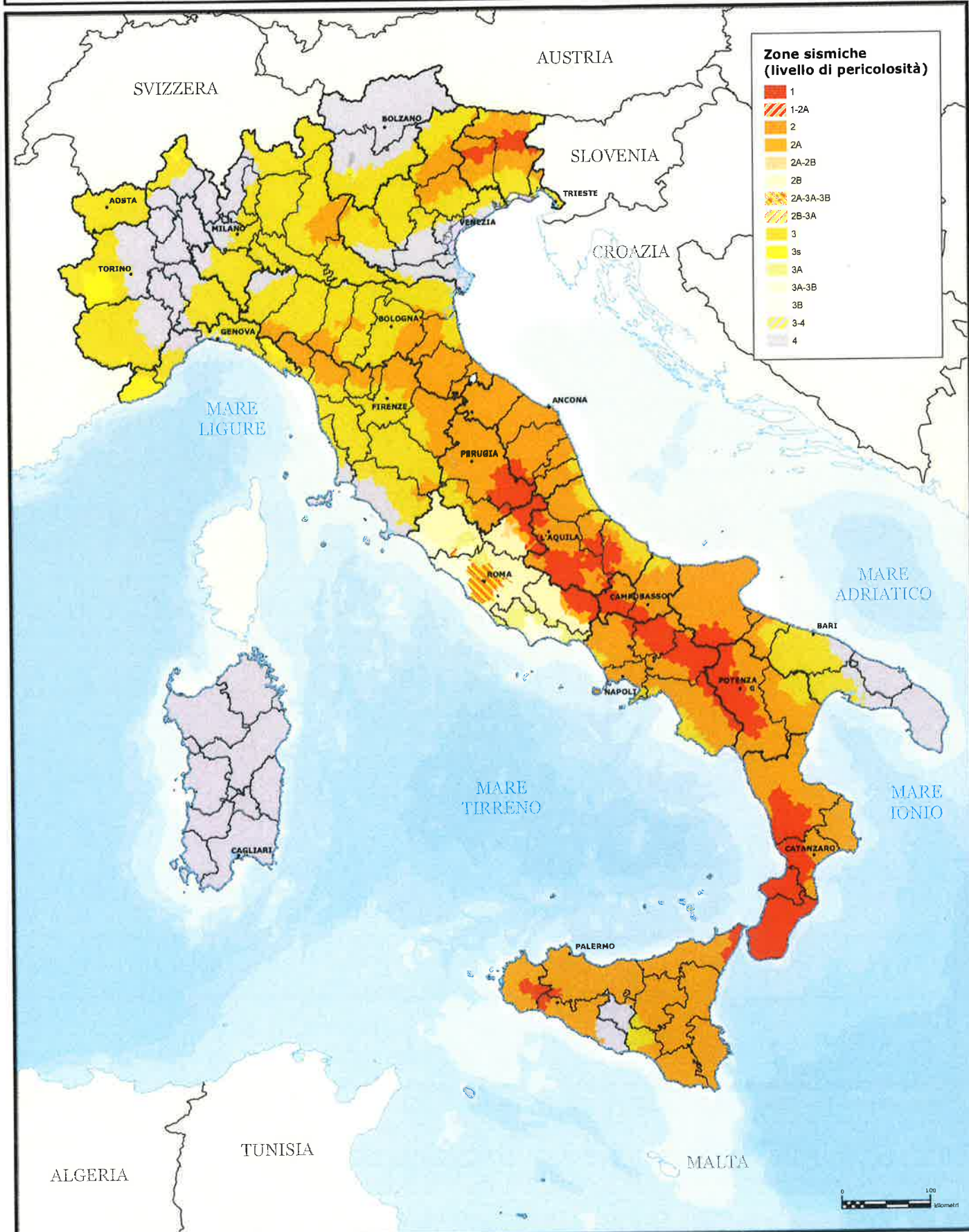


Presidenza del Consiglio dei Ministri
Dipartimento della protezione civile
Ufficio rischio sismico e vulcanico

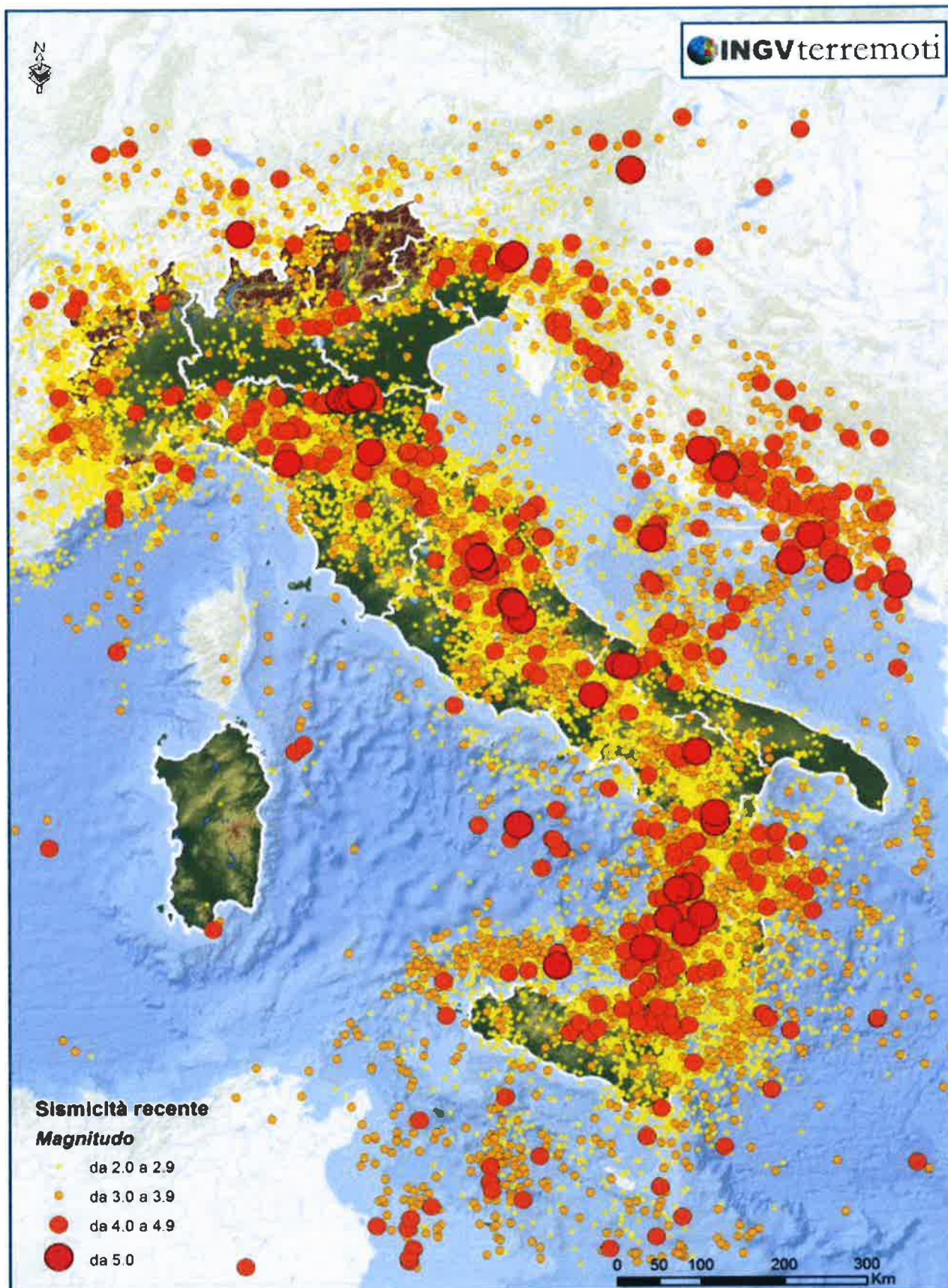
Classificazione sismica al 2015

Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'Ordinanza PCM 20 marzo 2003, n. 3274.

Atti di recepimento al 1° giugno 2014. Abruzzo: DGR 29/3/03, n. 438. Basilicata: DCR 19/11/03, n. 731. Calabria: DGR 10/2/04, n. 47. Campania: DGR 7/11/02, n. 5447. Emilia Romagna: DGR 21/7/03, n. 1435. Friuli Venezia Giulia: DGR 6/5/10, n. 845. Lazio: DGR 22/5/09, n. 387. Liguria: DGR 19/11/10, n. 1362. Lombardia: DGR 11/7/14, n. X/2129. Marche: DGR 29/7/03, n. 1046. Molise: DGR 2/8/06, n. 1171. Piemonte: DGR 12/12/11, n. 4-3084. Puglia: DGR 2/3/04, n. 153. Sardegna: DGR 30/3/04, n. 15/31. Sicilia: DGR 19/12/03, n. 408. Toscana: DGR 26/5/14, n. 878. Trentino Alto Adige: Bolzano, DGP 6/11/06, n. 4047; Trento, DGP 27/12/12, n. 2919. Umbria: DGR 18/9/12, n. 1111. Veneto: DCR 3/12/03, n. 67. Valle d'Aosta: DGR 4/10/13 n. 1603

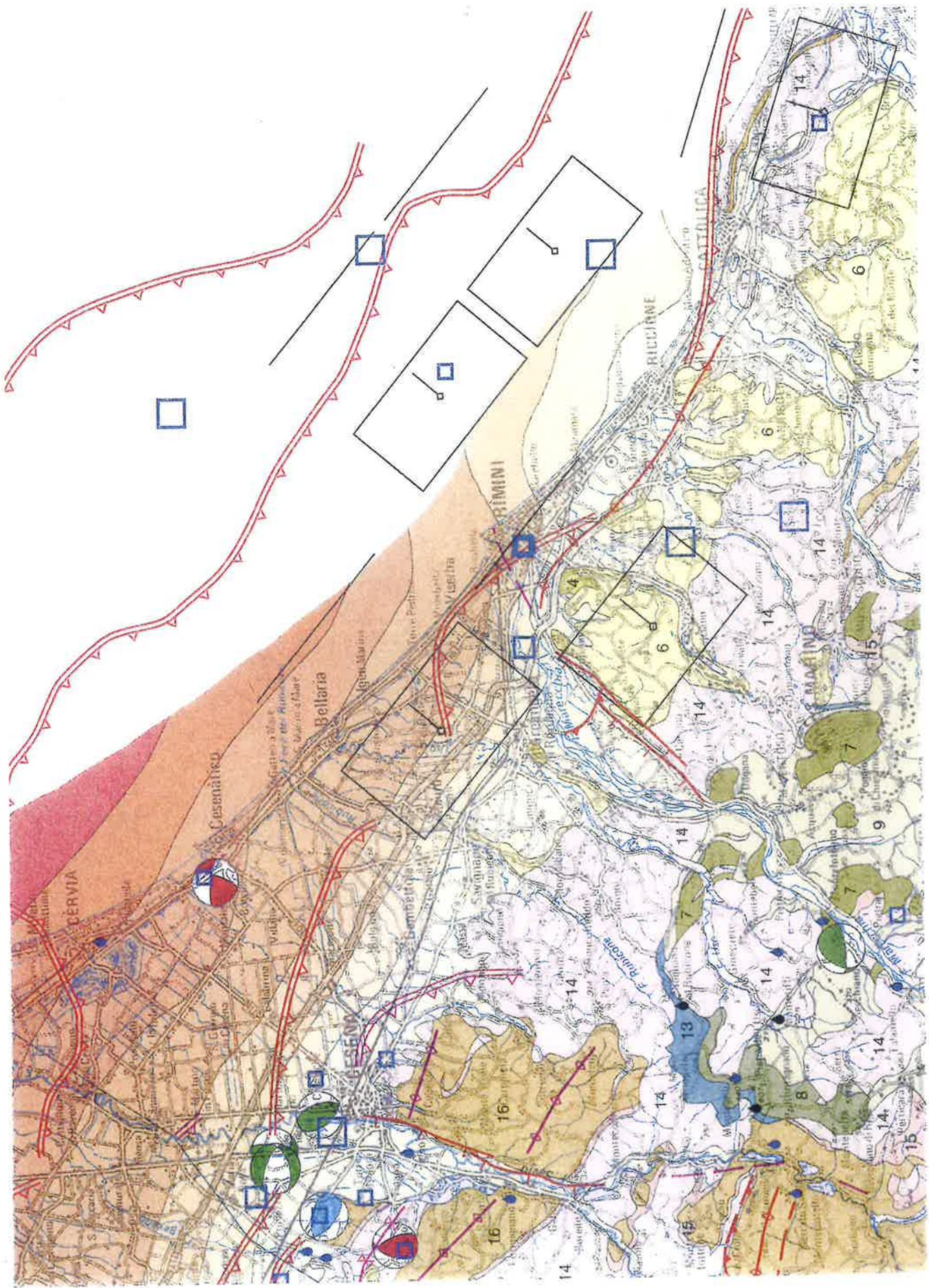


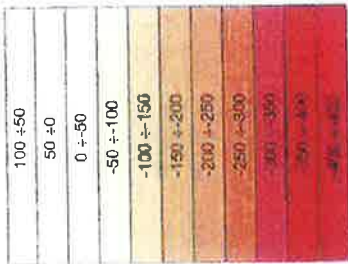
La sismicità dal 1985 al 2014. Sono mostrati i terremoti di magnitudo $ML \geq 2.0$ registrati dalla Rete Sismica Nazionale (Dati: Iside, <http://iside.rm.ingv.it>).



CARTA SISMOTETTONICA della Regione Emilia Romagna e Aree Limitrofe

**- redatta dal Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna
nel 2016 e pubblicata nel 2017 (Particolare) -.**





Ma = milioni di anni
My = millions of years

Isobate della base del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (SERS); 0.45 Ma-Presente riferite al livello del mare
Isobate of the base of the Emilia-Romagna Upper Synthem (SERS); 0.45 My-Present referred to the sea level

Unità geologiche affioranti Outcropping geological units

Depositi quaternari dei bacini intermontani e dei margini padano-adriatico.
Quaternary deposits of intermontane basins and Po Plain - Adriatic margin

- 1 Depositi alluvionali olocenici
Holocene alluvial deposits
- 2 Depositi alluvionali pleistocenici
Pleistocene alluvial deposits
- 3 Depositi fluvio-lacustri (Villafranchiano-Pleistocene medio)
Fluvio-lacustrine deposits (Villafranchian-middle Pleistocene)
- 4 Successione marina piro-pleistocenica del margine padano-adriatico
Pliocene-Pleistocene marine succession of the Po Plain-Adriatic margin
- 5 Sabbie di Imola (Pleistocene medio)
Imola Sands (middle Pleistocene)
- 6 Sabbie gialle (Pleistocene medio)
Yellow sands (middle Pleistocene)
- 7 Successione Pliocene sup. - Pleistocene inf.
Late Pliocene - Early Pleistocene succession
- 8 Unità alloctone s.l.
Allochthonous units
- 9 Successione epiligurica superiore (Burdigaliano - Messiniano inf.)
Upper Epiligurian Succession (Burdigalian - Early Messinian)
- 10 Successione epiligurica inferiore (Luteziano - Burdigaliano)
Lower Epiligurian Succession (Lutezian - Burdigalian)
- 11 Unità Liguridi (Giurassico - Eocene medio)
Ligurian Units (Jurassic - middle Eocene)
- 12 Successione episubligurica (Bartonian - Langhiano)
Episubligurian Succession (Bartonian - Langhian)
- 13 Subliguridi (Cretaceo - Aquitaniense)
Subligurian Units (Cretaceous - Aquitanian)
- 14 Unità delle evaporiti triassiche della Val Secchia
Val Secchia Triassic evaporites
- 15 Mélange tettonico
Tectonic mélange
- 16 Unità umbro-marchigiano-romagnolo
Umbro-Marche and Romagna Units
- 17 Successione Messiniano sup. - Pliocene inf.
Late Messinian - Early Pliocene succession
- 18 Evaporiti messiniane
Messinian evaporites
- 19 Depositi di avanzata miocenica
Miocene foredeep deposits
- 20 Unità toscane
Tuscan Units
- 21 Depositi di avanzata oligo-miocenica e Scaglia Toscana
Oligocene-Miocene foredeep deposits and Tuscan Scaglia
- 22 Successione carbonatica mesozoica
Mesozoic carbonatic succession
- 23 Basamento cristallino e copertura metamorfica
Crystalline basement and metamorphic units

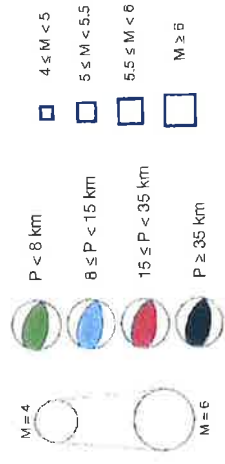
Active tectonic structures

-
- Faglia Fault
 - Faglia presunta Inferred fault
 - Faglia normale Normal fault
 - Faglia normale presunta Inferred normal fault
 - Anticlinale Anticline
 - Sovrascossamento Thrust fault
 - Fronte di sovrascossamento sepolto Buried thrust front
 - Fronte di sovrascossamento sepolto presunto Inferred buried thrust front
 - Faglia sepolta Buried fault
 - Faglia sepolta presunta Inferred buried fault
 - Faglia normale sepolta presunta Inferred buried normal fault
- Sorgente stratigrafica individuale (da DISS 3.2)
Individual stratigraphic source (from DISS 3.2)

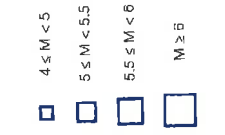
Strutture tettoniche potenzialmente attive Potentially active tectonic structures

-
- Faglia Fault
 - Faglia presunta Inferred fault
 - Faglia normale Normal fault
 - Faglia normale presunta Inferred normal fault
 - Anticlinale Anticline
 - Sinclinale Syncline
 - Fronte di sovrascossamento sepolto Buried thrust front
 - Fronte di sovrascossamento sepolto presunto Inferred buried thrust front
 - Faglia sepolta Buried fault
 - Faglia sepolta presunta Inferred buried fault
 - Faglia normale sepolta presunta Inferred buried normal fault
 - Discontinuità presunta Inferred discontinuity
 - Traccia di sezione geologica Geological cross section trace

Meccanismi focali Earthquake focal solutions

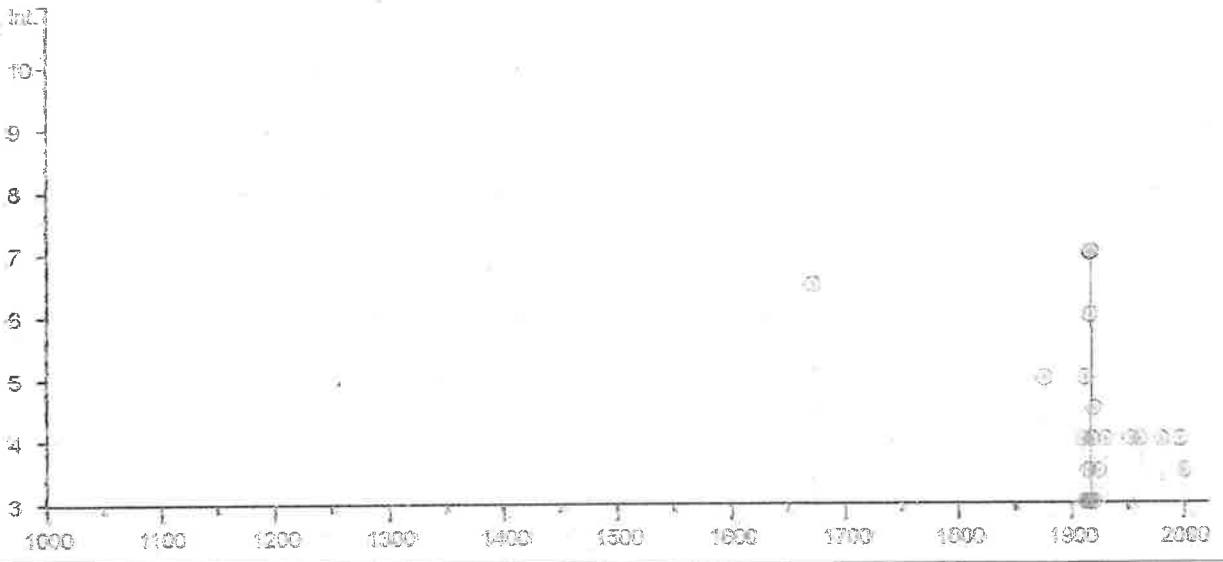


Epicentri dei terremoti (da CPT11a) Earthquake epicenters (from CPT11a)



Effetti		In occasione del terremoto del			
Int.	Anno Me Gi Ho Mi Se	Area epicentrale	NMDP	Io Mw	
	07 11 0				
4	☞ 1961 05 08 22 45 5	Forlivese	40	5 4.37	
NF	☞ 1969 08 09 09 20 5	Appennino tosco-romagnolo	33	5 4.20	
NF	☞ 1970 09 26 16 42 2	Cesenate	18	4-5 3.93	
4	☞ 1980 11 23 18 34 5	Irpinia-Basilicata	1394	10 6.81	
NF	☞ 1983 11 09 16 29 5	Parmense	850	6-7 5.04	
NF	☞ 1986 12 06 17 07 1	Ferrarese	604	6 4.43	
NF	☞ 1993 11 07 23 21 1	Cesenate	36	4-5 3.95	
NF	☞ 1993 11 09 13 46 2	Cesenate	28	4-5 3.93	
NF	☞ 1997 09 26 00 33 1	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8 5.66	
4	☞ 1997 09 26 09 40 2	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9 5.97	
NF	☞ 1999 01 25 22 45 5	Appennino forlivese	97	5 4.36	
NF	☞ 2000 05 06 22 07 0	Faentino	85	5 4.08	
NF	☞ 2000 05 08 12 29 5	Faentino	126	5 4.67	
NF	☞ 2000 05 10 16 52 1	Faentino	151	5-6 4.82	
3-4	☞ 2000 08 01 02 34 3	Montefeltro	84	5-6 4.27	
NF	☞ 2001 11 26 00 56 5	Casentino	211	5-6 4.63	
NF	☞ 2002 11 02 10 57 4	Ferrarese	79	4 4.21	
NF	☞ 2003 12 07 10 20 3	Forlivese	165	5 4.18	
NF	☞ 2006 10 21 07 04 1	Anconetano	287	5 4.21	

Sant'angelo di Romagna (RN)



STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA
Dott. Geol. LORENZO DEL MASCHIO

Via Camogli 59 - 41125 Modena
Tel 347/4128277 - Fax 059/394816
e-mail delmaschio.l@alice.it
PEC delmaschio.l@epap.sicurezzapostale.it

COMUNE DI SANTARCANGELO
PROVINCIA DI RIMINI

OGGETTO:

**RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA
PER IL PUA ADRIAUTO SRL VIA EMILIA OVEST PER LA REALIZZAZIONE DI
MEDIO-PICCOLA STRUTTURA DI VENDITA ALIMENTARE E ATTIVITA'
TERZIARIE IN COMUNE DI SANTARCANGELO DI ROMAGNA**

LOCALITÀ:

Santarcangelo di Romagna - Via Emilia Ovest

COMMITTENTE

ADRIAUTO Srl

OTTOBRE 2019



INDICE GENERALE

1. PREMESSA	1
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELL'AREA	1
a. Riferimenti cartografici	1
b. Copertura aerofotogrammetrica	1
c. Riferimenti catastali	1
3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO	3
a. Sismicità delle aree di interesse	3
b. Sismicità storica delle aree di intervento	4
c. Individuazione della pericolosità sismica del sito	7
4. INDAGINI REALIZZATE	12
5. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	13
a. Indagini geofisiche	13
a1. I dati ottenuti	13
a2. Interpretazione delle indagini	13

1. PREMESSA

Su incarico del Dott. Geol. Franco Battistini, è stato redatto lo studio per la realizzazione di struttura di vendita alimentare e attività terziarie in comune di Santarcangelo di Romagna. L'indagine è stata effettuata mediante indagini sismiche.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO - AMMINISTRATIVO

L'area di intervento è ubicata in Santarcangelo di Romagna, Via Emilia ovest
I principali riferimenti sono:

a. Riferimenti cartografici (fig. 2.1 - 2.2)

C.T.R.: Tavola 256SO (1:25.000);
Sezione 256100 (1:10.000);
Elemento 256103 (1:5000).

b. Copertura aereofotogrammetrica

- Foto aeree RER 1954
- Foto aeree RER 1973-1978
- Ortofoto digitali AIMA 1996
- Ortofoto digitali Terraitaly 2000
- Ortofoto digitali QB 2003
- Ortofoto AGEA-RER 2008
- Ortofoto AGEA-RER 2011



Figura 2.1: Localizzazione area di indagine su C.T.R. a scala 1:25.000.

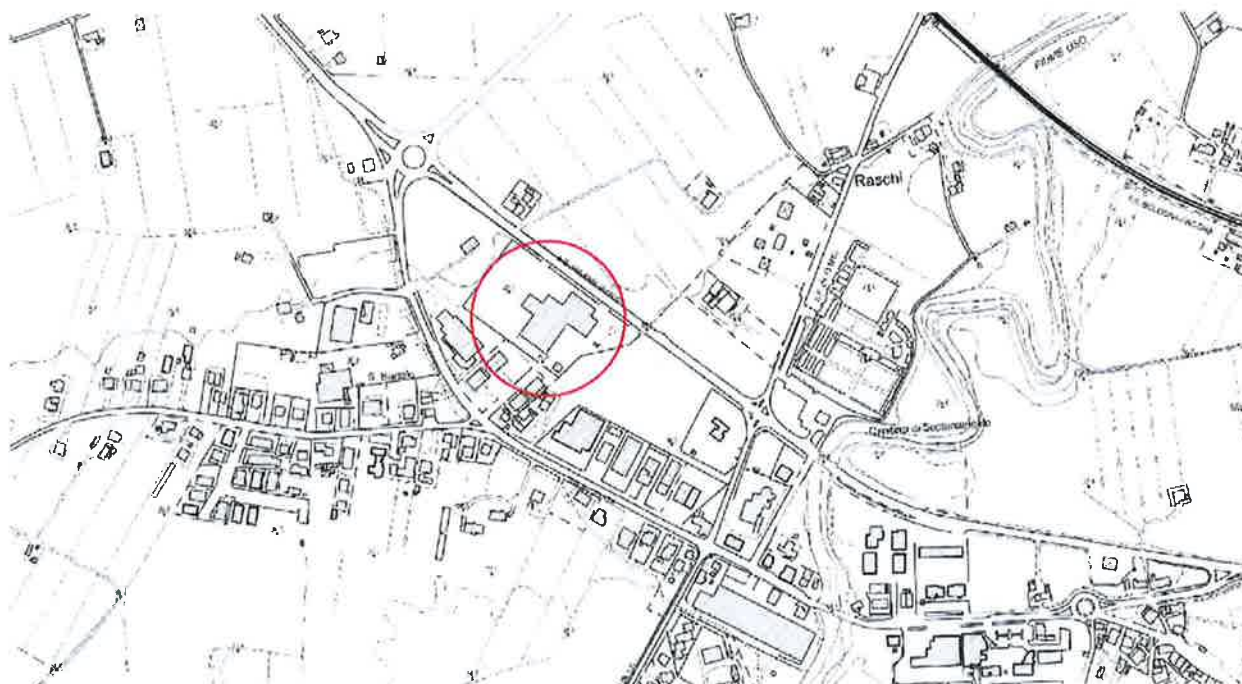


Figura 2.2: Localizzazione area di indagine su C.T.R. a scala 1:5.000.

3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO

Allo stato attuale la normativa di riferimento in materia sismica risulta essere il D.M. 17 gennaio 2018 recante “norme tecniche per le costruzioni”, entrata in vigore a partire dal 22 marzo 2018.

La classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna introdotta ai sensi del punto 3 dell’Allegato 1 dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 maggio 2003, prevede che il territorio nazionale sia suddiviso in quattro zone sismiche, caratterizzate da quattro diversi valori di accelerazione (a_g).

Nell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006 “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formulazione degli elenchi delle medesime zone” all’allegato 1.A” sono individuate quattro zone sismiche orizzontale massima convenzionale su suolo di tipo A, ai quali ancorare lo spettro di risposta elastico.

Ciascuna zona è individuata mediante valori di accelerazione massima al suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s,30} > 800$ m/s secondo lo schema seguente. I valori di accelerazione delle quattro zone sismiche sono maggiormente specificati rispetto all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 secondo la schema di seguito proposto (tabella 3.1):

Tabella 3.1: Valori di accelerazione al suolo a_g

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g) – OPCM 3519	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g) – OPCM 3472
1	$0.25 < a_g \leq 0.35 g$	$0.35 g$
2	$0.15 < a_g \leq 0.25 g$	$0.25 g$
3	$0.05 < a_g \leq 0.15 g$	$0.15 g$
4	$\leq 0.05 g$	$0.05 g$

Di seguito si riportano le classificazioni della sismicità dei comuni interessati dagli interventi in base alle vecchie normative e ovviamente anche in base alla nuova e vigente classificazione proposta dall’OPCM 3274/2003 e s.m.i (tabella 3.2).

Tabella 3.2: Classificazione della sismicità del comune e valore dell’accelerazione al suolo a_g

Comune	Classificazione sismica (Decreti fino al 1984)	Classificazione sismica OPCM 3274/2003	a_g
Santarcangelo	II	2	$0.25 g$

b. Sismicità storica delle aree di intervento

In Pianura Padana la superficie di base del Sistema Emiliano Romagnolo (0.45 Ma) è la più recente superficie di discordanza angolare in scala regionale.

Lo studio in dettaglio delle strutture sepolte della Pianura Padana è possibile soprattutto grazie all'interpretazione di profili sismici.

I terreni più recenti che registrano diffuse deformazioni alla mesoscala sono le Sabbie di Imola e il Sistema Emiliano-Romagnolo inferiore (SERI) di età compresa tra 0.8 e 0.45 Ma; risulta dunque evidente, anche da osservazioni di campagna, che gran parte del margine appenninico-padano e del sottosuolo padano-adriatico sono stati interessati da deformazioni più recenti di 0.45 Ma.

Nell'area di studio la SERS è indicata a una profondità massima compresa tra i 0 ed i 50 m. Dall'analisi delle prove eseguite con sismica passiva risulta che fino alla profondità di circa 60 m si registrano aumenti graduali delle velocità di propagazione delle onde sismiche fino 500 m/s. La profondità di circa 60-70 m da p.c. può essere considerata come la quota del bedrock sismico.

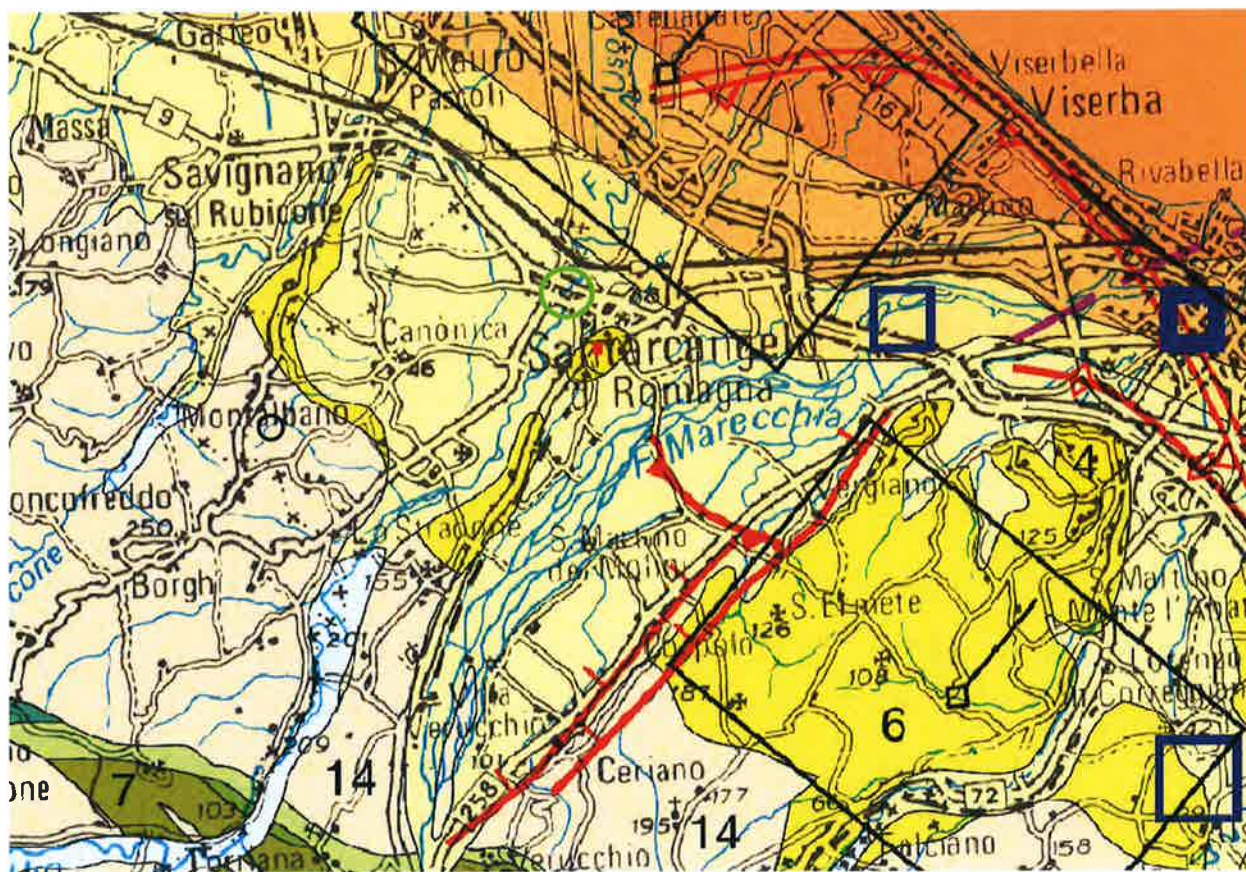


Figura 3.1: Carta Sismotettonica redatta dalla Regione Emilia Romagna (2016).

Nella tabella 3.3 sono riportati i dati storici del comune di Santarcangelo di Romagna, definiti nel Gruppo di lavoro CPTI (2015) Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani, versione 2015 (CPTI15), INGV, Bologna con aggiornamento DBMI15 (dicembre 2015) reperibile all'indirizzo web <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
6-7	1672	04	14	15	45		Riminense	92	8	5.59
5	1875	03	17	23	51		Costa romagnola	144	8	5.74
NF	1904	11	17	05	02		Pistoiese	204	7	5.10
4	1909	01	13	00	45		Emilia Romagna orientale	867	6-7	5.36
3	1911	02	19	07	18	3	Forlivese	181	7	5.26
3	1911	03	20	15	47		Forlivese	25	6	5.09
5	1911	03	26	13	51		Riminense	9	5	5.04
3	1914	10	27	09	22		Lucchesia	660	7	5.63
3-4	1915	01	13	06	52	4	Marsica	1041	11	7.08
7	1916	05	17	12	50		Riminense	132	8	5.82
6	1916	06	16	01	27		Riminense	17	6	4.82
7	1916	08	16	07	06	1	Riminense	257	8	5.82
3	1917	04	26	09	35	5	Alta Valtiberina	134	9-10	5.99
4	1918	11	10	15	12	2	Appennino forlivese	187	9	5.96
4-5	1919	06	29	15	06	1	Mugello	565	10	6.38
3	1920	09	07	05	55	4	Garfagnana	750	10	6.53
3-4	1924	01	02	08	55	1	Senigallia	76	7-8	5.48
4	1930	10	30	07	13		Senigallia	268	8	5.83
4	1953	12	14	07	11	0	Appennino forlivese	48	5-6	4.70
4	1961	05	08	22	45	5	Forlivese	40	5	4.37
NF	1969	08	09	09	20	5	Appennino tosco-romagnolo	33	5	4.20
NF	1970	09	26	16	42	2	Cesenate	18	4-5	3.93
4	1980	11	23	18	34	5	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
NF	1983	11	09	16	29	5	Parmense	850	6-7	5.04
NF	1986	12	06	17	07	1	Ferrarese	604	6	4.43
NF	1993	11	07	23	21	1	Cesenate	36	4-5	3.95
NF	1993	11	09	13	46	2	Cesenate	28	4-5	3.93

NF	1997 09 26 00 33 1	Appennino umbro-marchigiano	760	7-8	5.66
4	1997 09 26 09 40 2	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	5.97
NF	1999 01 25 22 45 5	Appennino forlivese	97	5	4.36
NF	2000 05 06 22 07 0	Faentino	85	5	4.08
NF	2000 05 08 12 29 5	Faentino	126	5	4.67
NF	2000 05 10 16 52 1	Faentino	151	5-6	4.82
3-4	2000 08 01 02 34 3	Montefeltro	84	5-6	4.27
NF	2001 11 26 00 56 5	Casentino	211	5-6	4.63
NF	2002 11 02 10 57 4	Ferrarese	79	4	4.21
NF	2003 12 07 10 20 3	Forlivese	165	5	4.18
NF	2006 10 21 07 04 1	Anconetano	287	5	4.21

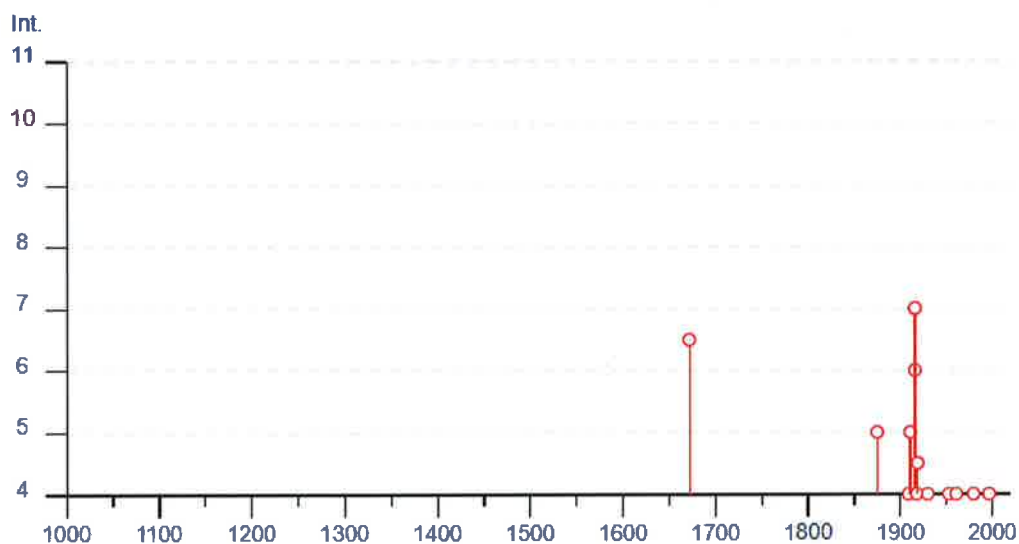


Tabella 3.3: Storia sismica del comune di Santarcangelo di Romagna (Rn).

c. Individuazione della pericolosità sismica del sito

Di seguito si riportano i dati salienti per la definizione della pericolosità sismica del sito che sono stati inseriti nel foglio di calcolo "Spetti NTC v. 1.03" scaricabile dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (<http://www.infrastrutture.gov.it/consuplp/>).

FASE 1 - Individuazione della pericolosità del sito

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 12.43413 LATITUDINE: 44.071115

Ricerca per comune

REGIONE: Emilia-Romagna PROVINCIA: Rimini COMUNE: Rimini

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
● Sito esterno al reticolo
● Interpolazione su 3 nodi
● Interpolazione corretta

Intervallazione:
media ponderata

1 le
per
che
le
ere
elle
i, la

FASE 2 - Scelta della strategia di progettazione

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N

50

info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U

1.5

info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R

75

info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (T_R [anni])	Strategia sisma (T_R [anni])
SLO	45	45
SLD	75	75
SLV	712	712
SLC	1462	1462

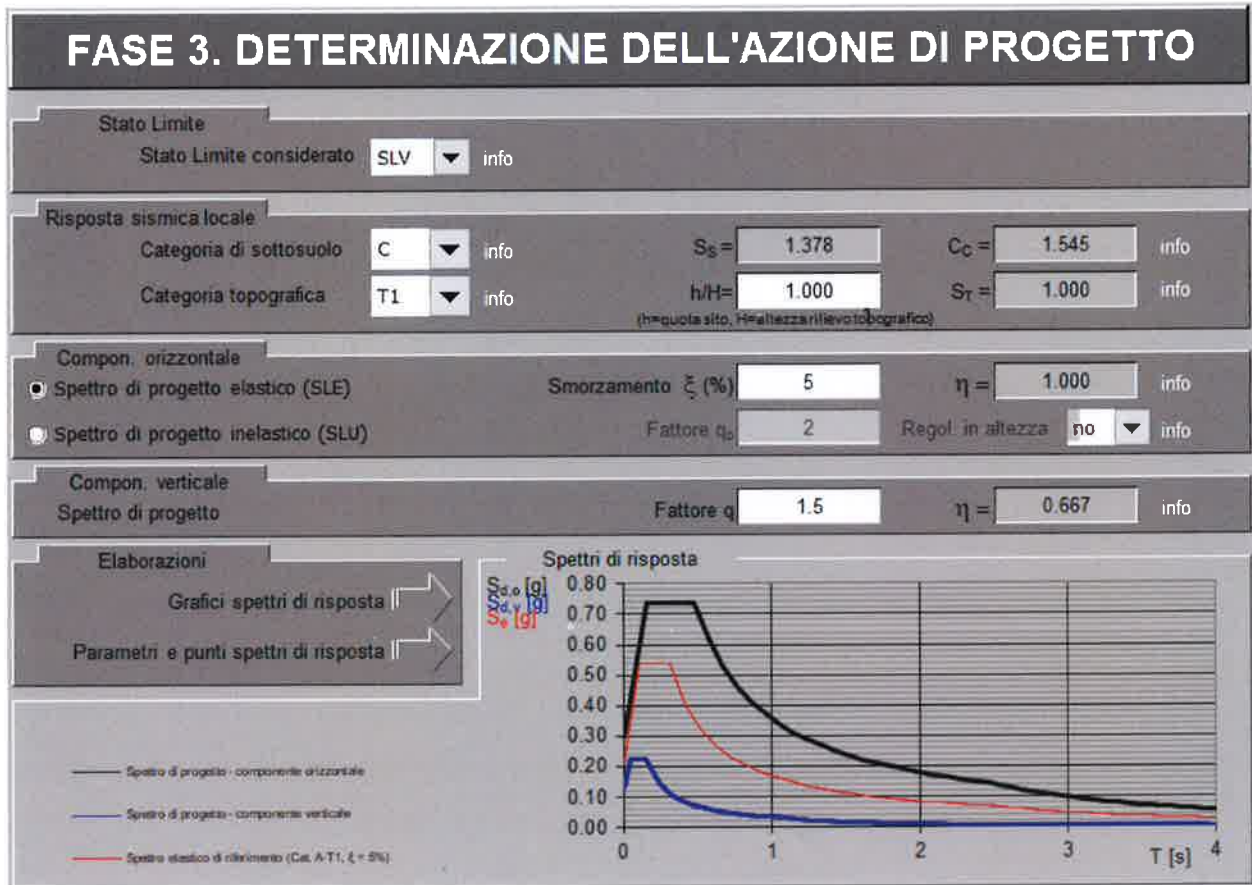
LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie -.-.-■-.-.- Strategia sisma

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0.064	2.445	0.282
SLD	75	0.082	2.486	0.284
SLV	712	0.215	2.489	0.310
SLC	1462	0.281	2.476	0.321

Tabella 3.4: Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite.

FASE 3 – Determinazione dell'azione di progetto



Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Fondazioni

Sito in esame.

latitudine: 44,071115
longitudine: 12,43413
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 18743	Lat: 44,0796	Lon: 12,3767	Distanza: 4682,371
Sito 2	ID: 18744	Lat: 44,0803	Lon: 12,4463	Distanza: 1408,200
Sito 3	ID: 18966	Lat: 44,0303	Lon: 12,4472	Distanza: 4660,681
Sito 4	ID: 18965	Lat: 44,0296	Lon: 12,3776	Distanza: 6453,728

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: 0,053 g
Fo: 2,450
Tc*: 0,268 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,067 g
Fo: 2,444
Tc*: 0,285 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,185 g
Fo: 2,484
Tc*: 0,303 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr:	975	[anni]
ag:	0,243	g
Fo:	2,493	
Tc*:	0,316	[s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss:	1,500
Cc:	1,620
St:	1,000
Kh:	0,016
Kv:	0,008
Amax:	0,782
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,500
Cc:	1,590
St:	1,000
Kh:	0,020
Kv:	0,010
Amax:	0,991
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,420
Cc:	1,560
St:	1,000
Kh:	0,063
Kv:	0,032
Amax:	2,577
Beta:	0,240

SLC:

Ss:	1,340
Cc:	1,540
St:	1,000
Kh:	0,091
Kv:	0,046
Amax:	3,187
Beta:	0,280

4. INDAGINI REALIZZATE

Al fine di determinare le caratteristiche sismiche dei terreni di fondazione si è provveduto a reperire tutte le informazioni provenienti da indagini sismiche (ESAC e HV) eseguite nell'area di intervento (figura 4.1):

- n. 1 indagine sismica passiva di microtremori (HV);
- n. 1 indagine sismica passiva in array 2D (ESAC);

Le indagini sismiche sono state eseguite dal Dott. Geol. Lorenzo Del Maschio.

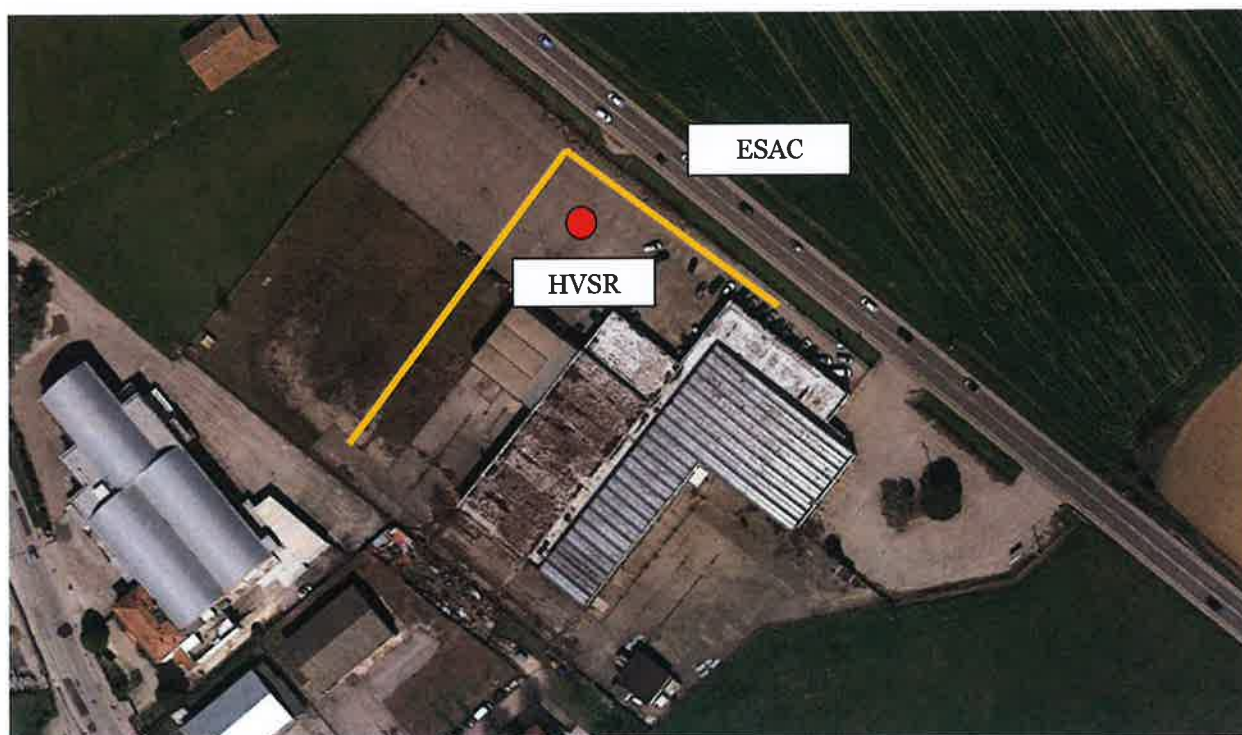


Figura 4.1: Ubicazione delle indagini sismiche.

5. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

a. Indagini geofisiche

a1. I dati ottenuti

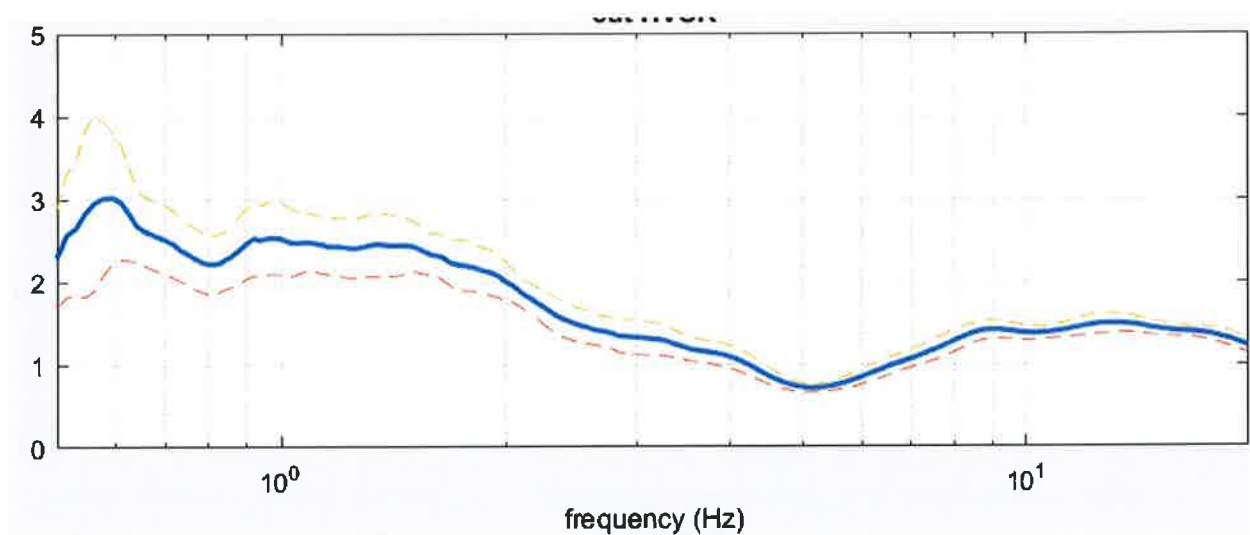
L'indagine geofisica è stata eseguita mediante sismica di superficie passiva ad antenna ESAC e a stazione singola (HVSr) sia per la definizione del picco di risonanza dei terreni di fondazione (f_0) sia per la determinazione della categoria di suolo richiesta dalla normativa, mediante la ricostruzione delle V_{SEq} .

a2. Interpretazione delle indagini geofisiche

La campagna di prospezione geofisica è stata eseguita nell'ottobre 2019. Tale indagine ha consistito nelle acquisizioni di microtremori a stazione singola di tipo HVSR e nella definizione del profilo di V_s mediante analisi di tipo ESAC. I dati ottenuti dalla curva HVSR forniscono utili indicazioni soprattutto per quanto riguarda le frequenze di risonanza e sui fattori di amplificazione sismica dei suoli durante un terremoto mentre attraverso la tecnica ESAC è stato possibile definire l'andamento delle V_s con la profondità e quindi la definizione delle V_{SEq} ai fini della classificazione sismica dei suoli di fondazione come previsto dal D.M. 17 gennaio 2018.

Dall'analisi dei risultati delle indagini geofisiche specifiche si è riscontrato che il terreno di fondazione su cui andrà realizzato l'intervento in esame, appartiene alla categoria di sottosuolo "C", ai sensi del D.M. 17/01/18.

Relativamente alle frequenze caratteristiche di sito, dal diagramma delle curve H/V, abbiamo un picco stratigrafico con le seguenti caratteristiche:

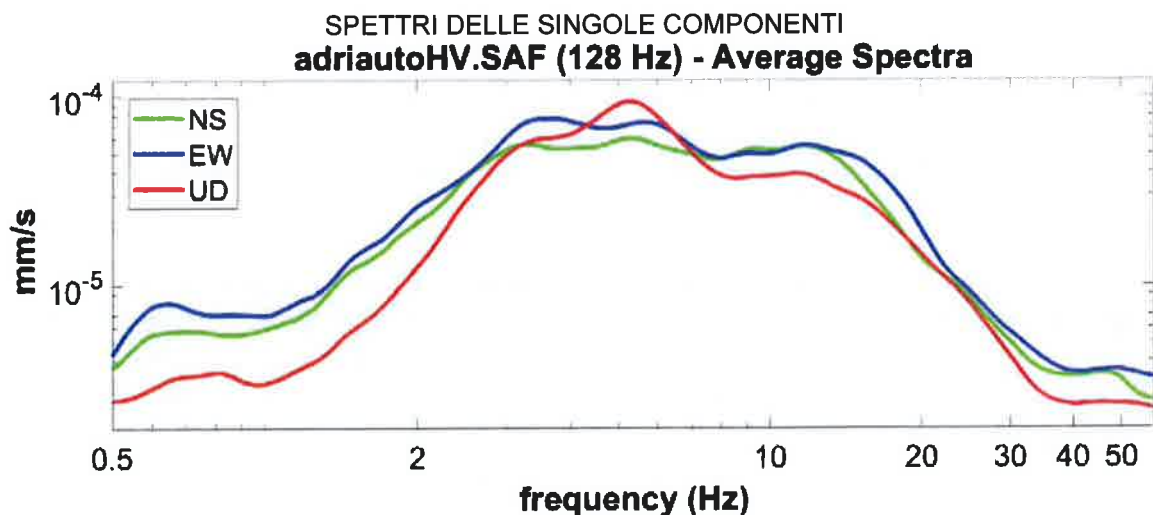
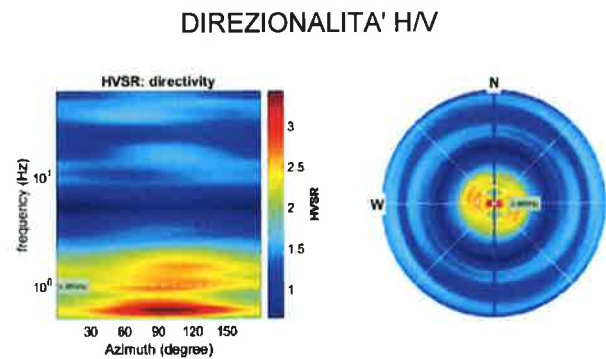
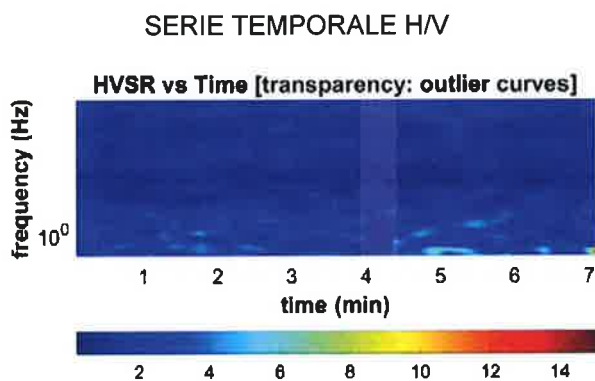
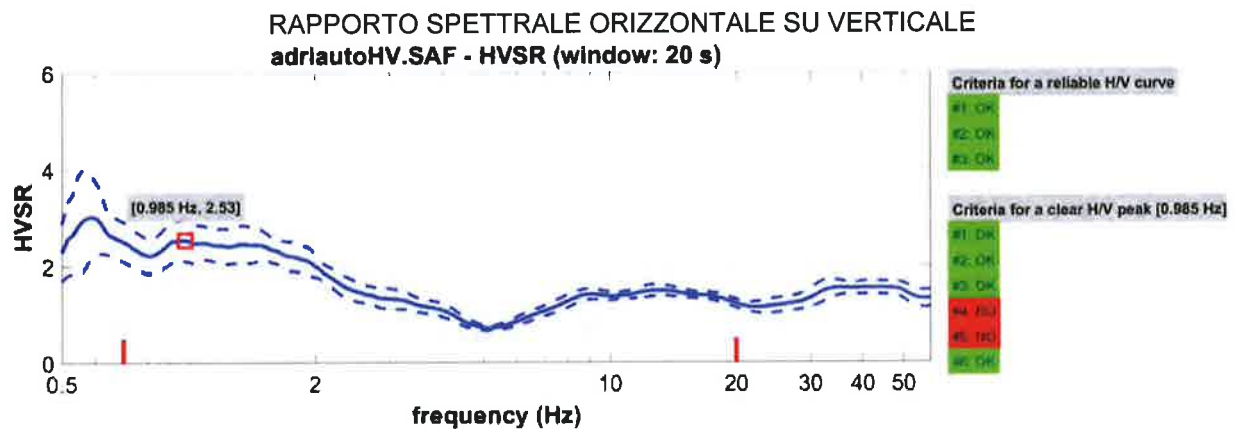


Le acquisizioni HVSR, risultano in parte convalidate dalle linee guida SESAME 2005.

Si riportano di seguito i report delle indagini sismiche a stazione singola (HVSr) e ad antenna sismica passiva (ESAC):

SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RN), Via Emilia Ovest - HVSR

Strumento: Gemini2 - PASI Srl
 Inizio registrazione: 11/10/19 Fine registrazione: 11/10/19
 Nomi canali: NORTH-SOUTH; EAST-WEST; UP-DOWN
 Durata registrazione: 0h25'00". Analizzato 0h10'6" tracciato (selezione manuale)
 Freq. campionamento: 200 Hz
 Lunghezza finestre: 20 s
 Tipo di lisciamento: Triangular window
 Lisciamento: 10%



Secondo le linee guida SESAME, 2005.

0.5-30.0Hz frequency range Peak frequency (Hz): 1.0 (±0.3) Peak HVSR value: 2.5 (±0.4)

Criteri per una curva H/V affidabile [Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]			
$f_0 > 10 / L_w$	1.0 > 0.5	OK	
$n_c(f_0) > 200$	847 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$		OK	
Criteri per un picco H/V chiaro [Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]			
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	0.3 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	3.3 Hz	OK	
$A_0 > 2$	2.5 > 2	OK	
$f_{\text{picco}} [A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$			NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	0.326 < 0.148		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	1.114 < 2	OK	

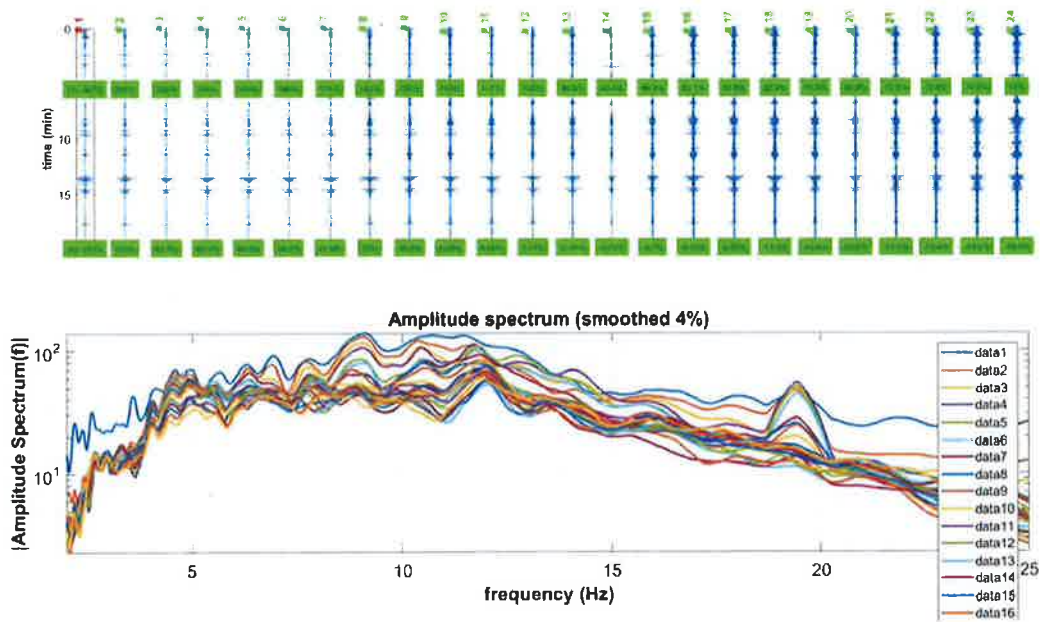
L_w n_w $n_c = L_w n_w f_0$ f f_0 σ_f $\varepsilon(f_0)$ A_0 $A_{H/V}(f)$ f^- f^+ $\sigma_A(f)$ $\sigma_{\log H/V}(f)$ $\theta(f_0)$	lunghezza della finestra numero di finestre usate nell'analisi numero di cicli significativi frequenza attuale frequenza del picco H/V deviazione standard della frequenza del picco H/V valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$ ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0 ampiezza della curva H/V alla frequenza f frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$ frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$ deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$ valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$
--	---

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$					
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

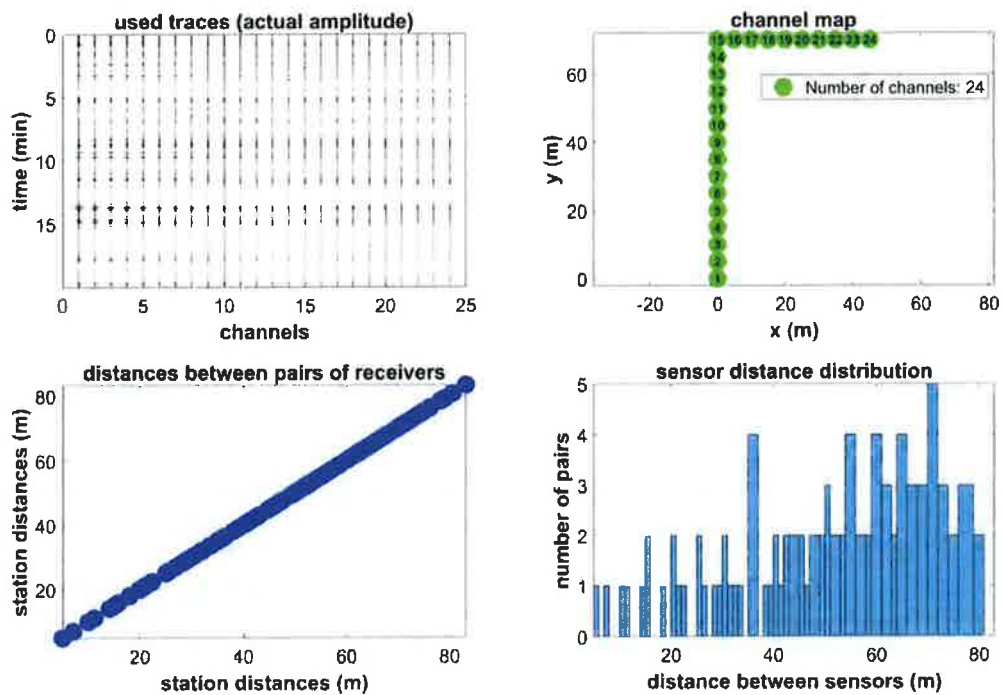
**SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RN), Via Emilia Ovest - ESAC
 (Analisi Rayleigh)**

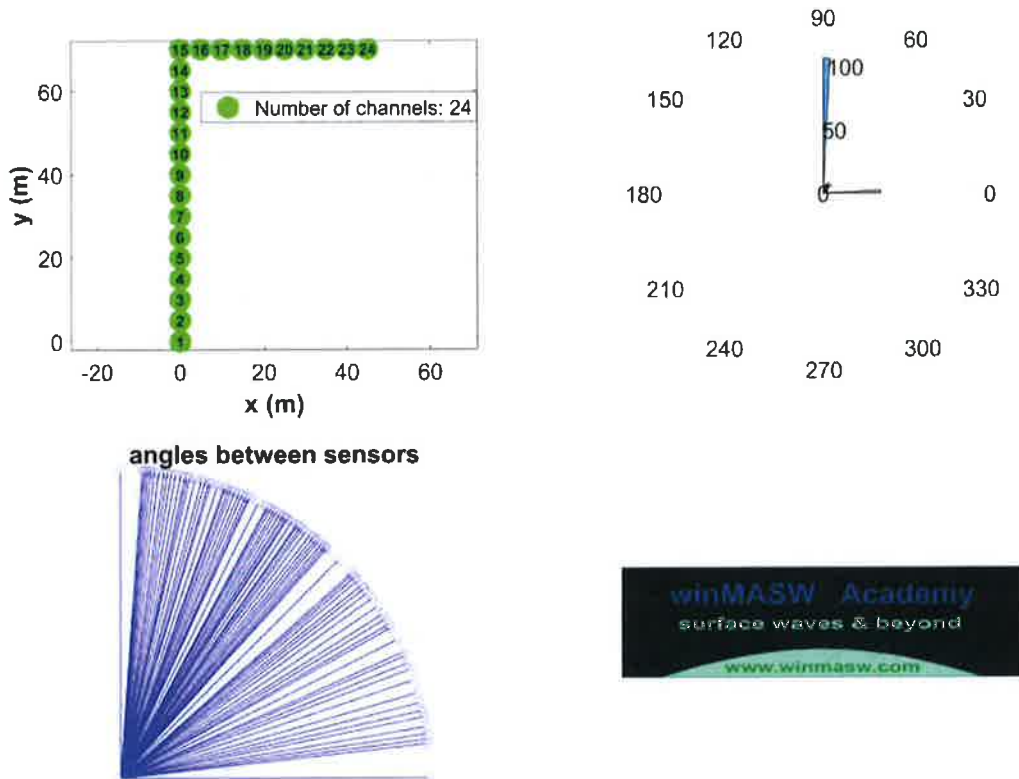
Analisi onde Rayleigh (Config. spaziale ad array bidimensionale e frequenza di campionamento a 200 Hz)

Analisi della dispersione delle onde di Rayleigh (velocità di fase) secondo la tecnica passiva ESAC, grazie alla quale è possibile delineare la curva di dispersione delle onde di Rayleigh.

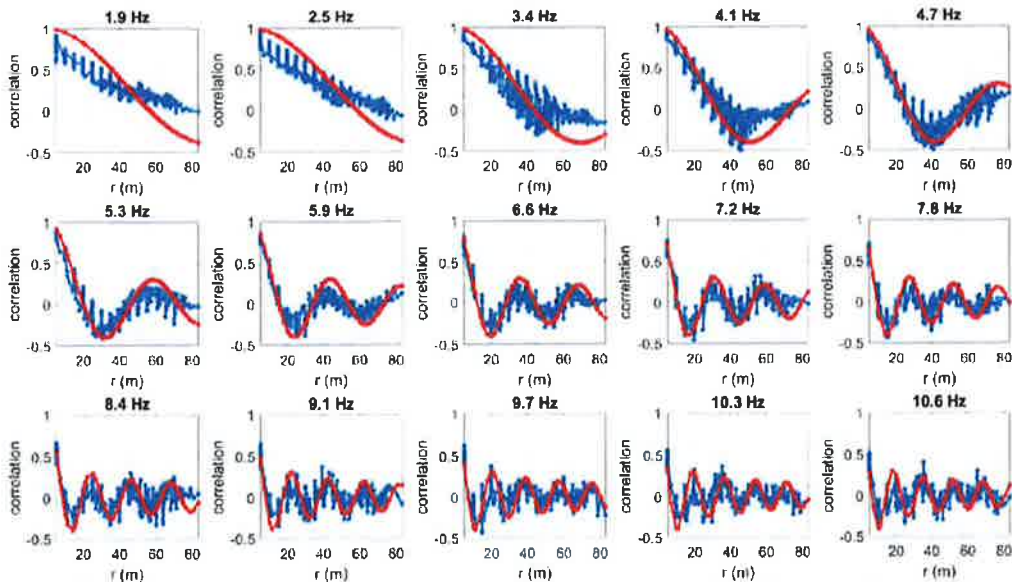


Controllo preliminare della qualità dei dati acquisiti.

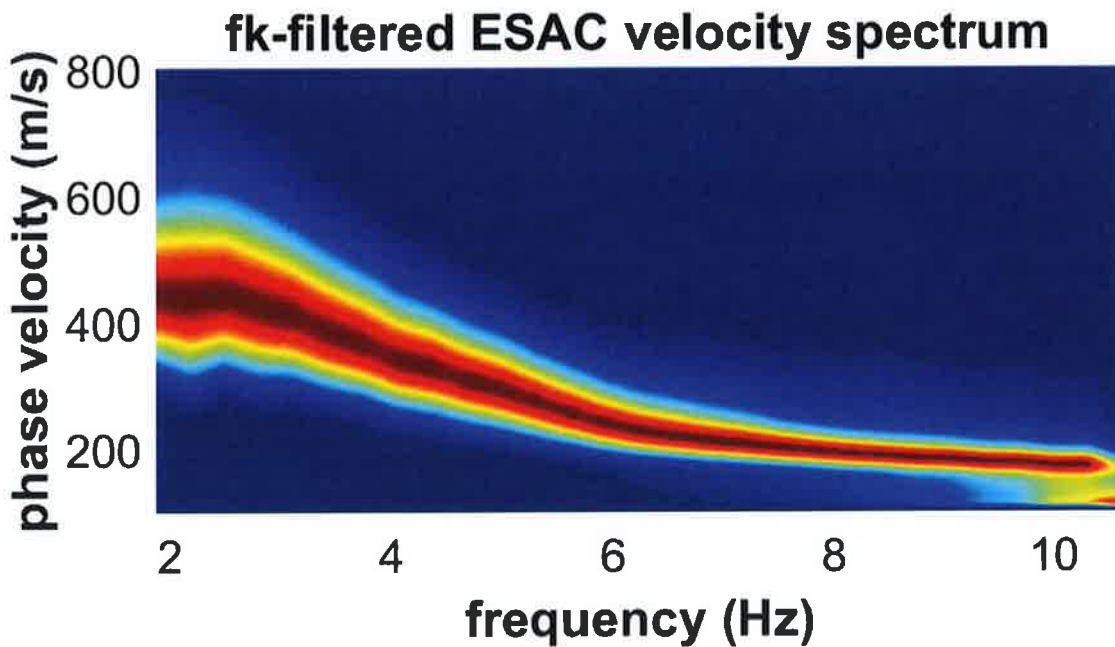
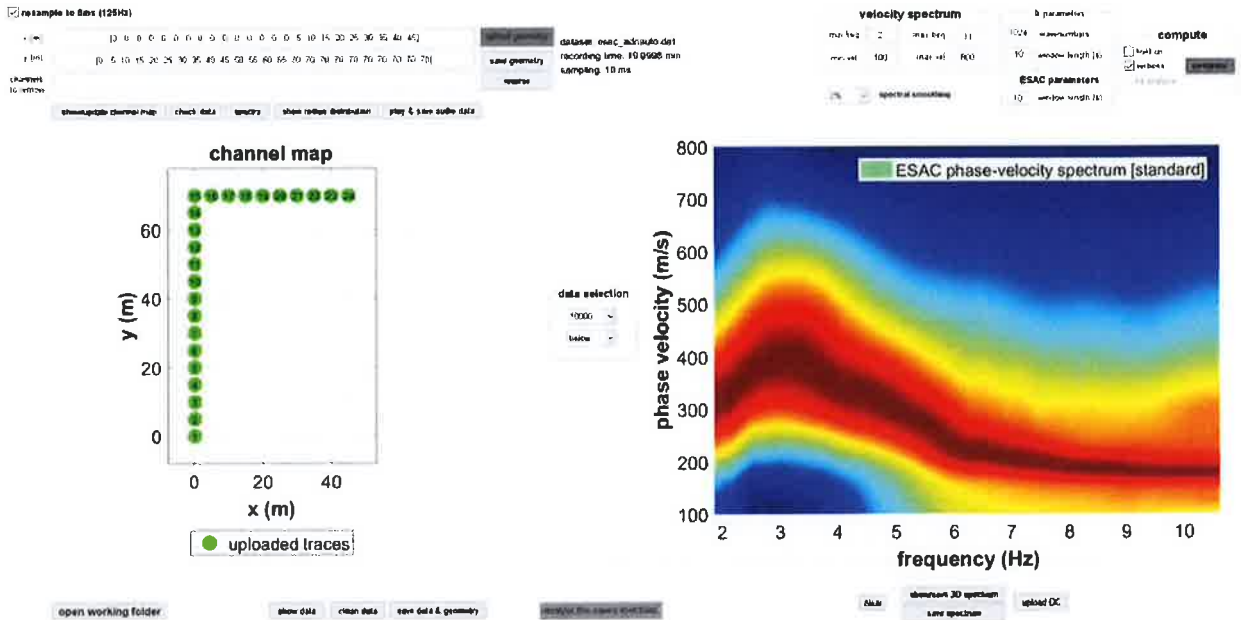




Da sinistra a destra: dati passivi multicanale (geofoni verticali HG da 4.5Hz), geometria dell'acquisizione e distribuzione della spaziatura dei canali utilizzati.



Coefficienti di correlazione tra le coppie di canali utilizzati per l'analisi ESAC per 15 frequenze (indicate) prese a campione.



Risultato finale riassuntivo dell'analisi ESAC: i colori riportano lo spettro di velocità con evidenziata la curva di dispersione effettiva filtrata.

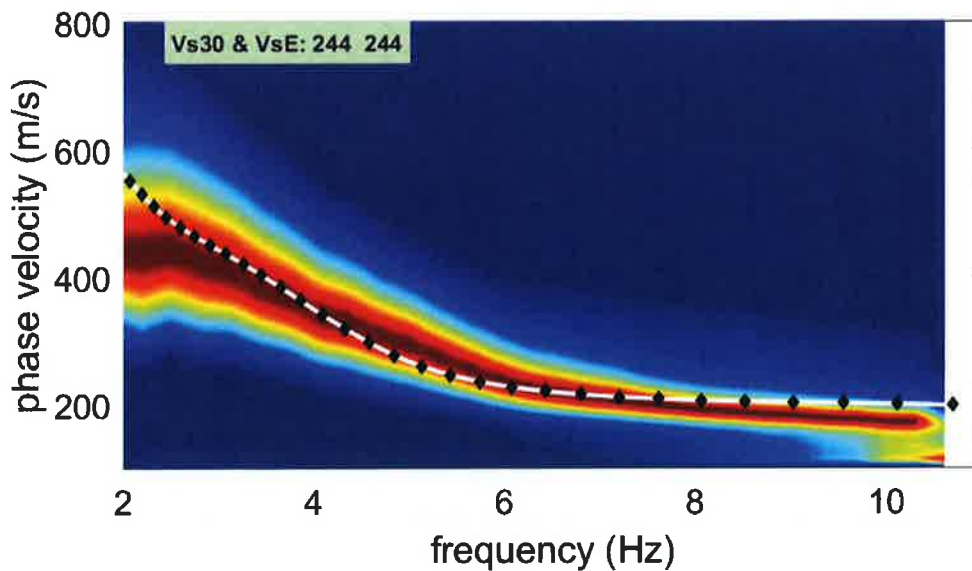
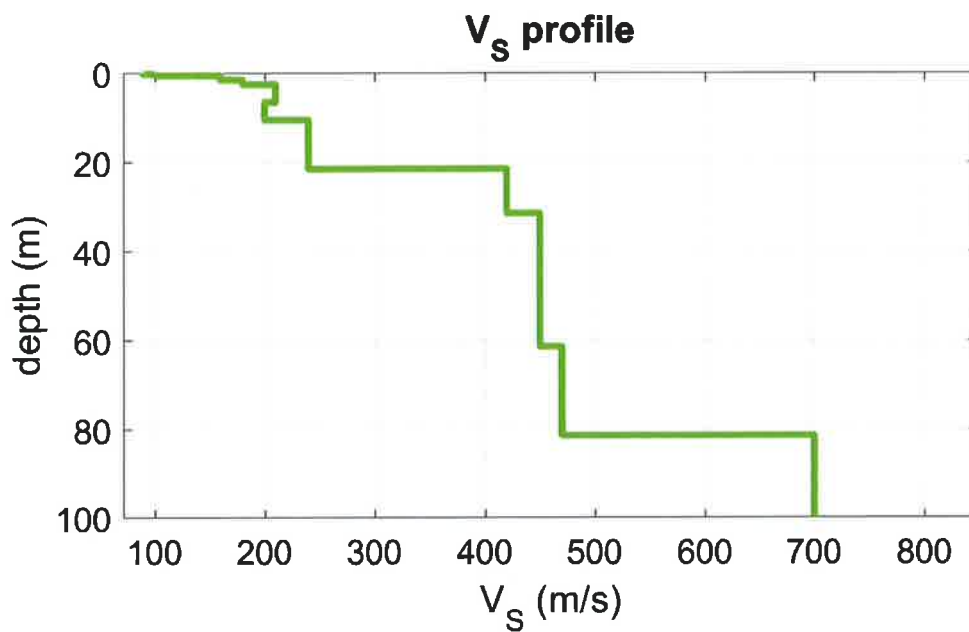
SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RN), Via Emilia Ovest (ESAC + HVSR)

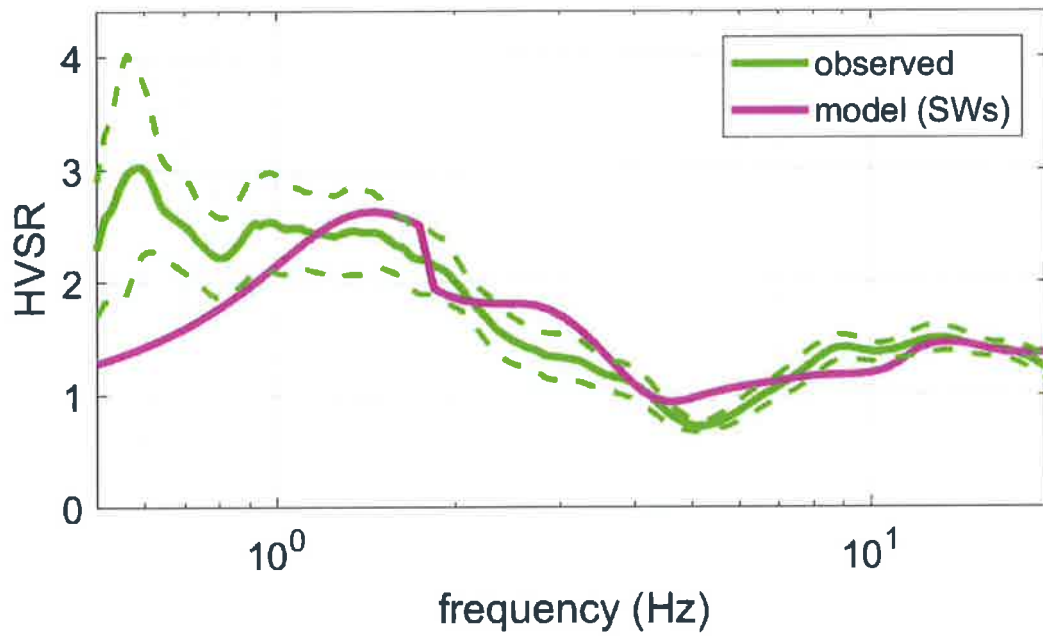
Sul sito di indagine sono state eseguite 1 acquisizioni HVSR ed 1 acquisizione ESAC.

L'analisi consiste nell'inversione congiunta (riportati i dati pertinenti al "minimum distance model") dei dati derivanti dalle singole indagini e dalla prova HVSR e dalla curva di dispersione effettiva derivante dall'analisi ESAC.

Relativamente al profilo di V_s con la profondità, abbiamo che:

- ESAC + HV





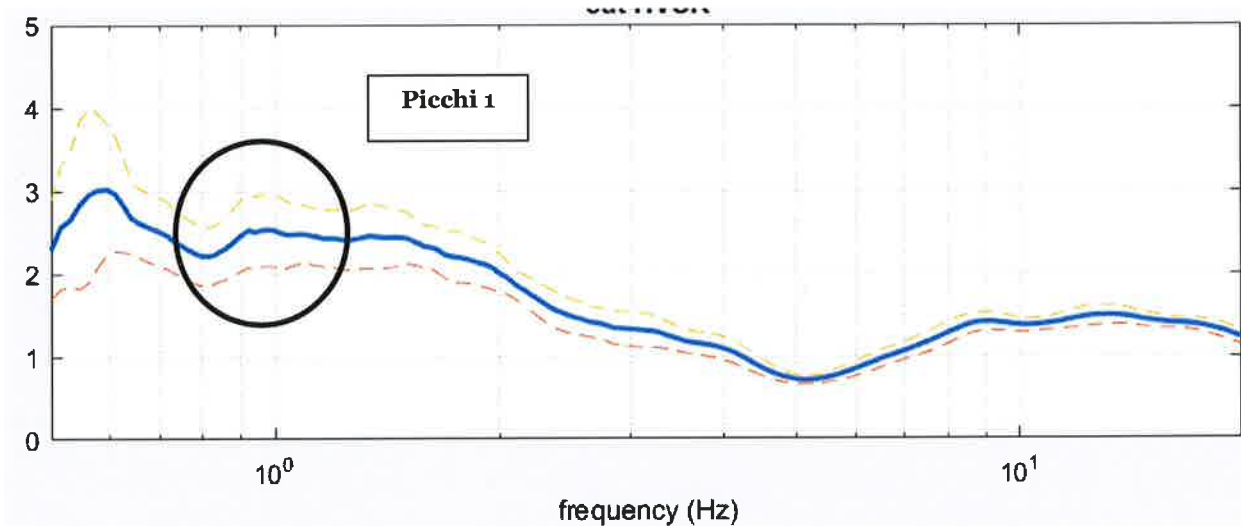
Mean model

Vs (m/s): 90, 100, 160, 180, 210, 200, 240, 420, 450, 470, 700, 800

Thickness (m): 0.3, 0.3, 1.0, 1.0, 4.0, 4.0, 11.0, 10.0, 30.0, 20.0, 40.0

VsEq /Vs30 (m/s): 244

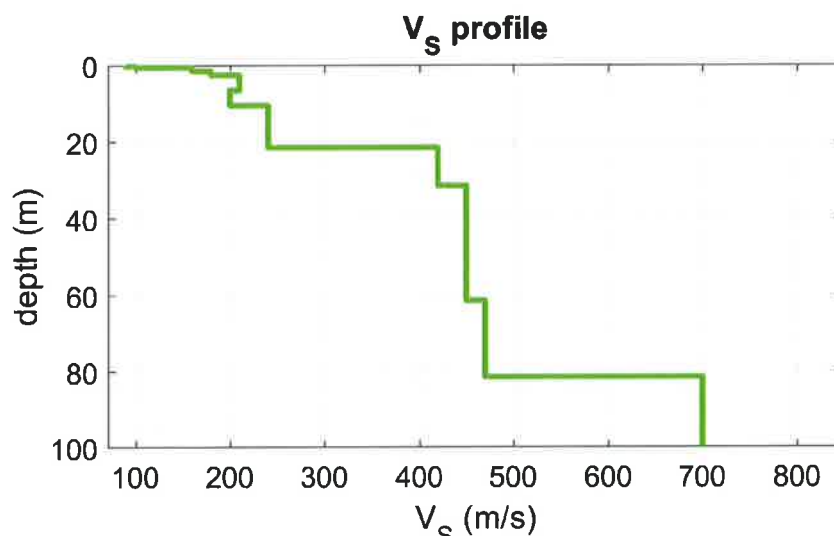
Sul sito di studio, sono state eseguite, 1 acquisizioni HV, 1 acquisizione ESAC ed 1 acquisizione MASW. Relativamente alle **frequenze caratteristiche di sito**, dal diagramma del confronto delle curve H/V, di seguito riportato, abbiamo:



Picchi Stratigrafici	Rapporto H/V (valori medi)	Frequenza(Hz) Caratteristica (valori medi)
1	~ 2.5	~ 1.0

Il rapporto H/V evidenzia contrasti di impedenza deboli ($2 < H/V < 3$) in caso di moto sismico. Relativamente al profilo di V_s con la profondità e alla determinazione della categoria di suolo richiesta dalla normativa, **mediante la ricostruzione delle V_{s30}** , abbiamo che:

- ESAC + HV



V_{sEq} / V_{s30} (m/s): 244 (categoria di sottosuolo "C")