

Spett. SOCIETA' AGRICOLA PIRINI s.s.

*RELAZIONE GEOLOGICA
AI FINI DI PRESENTAZIONE DI P.S.A.
INERENTE LA COSTRUZIONE DI EDIFICIO AGRICOLO
DA REALIZZARSI PRESSO VIA DELL'USO,
IN COMUNE DI SANTARCANGELO - RN -
CON INDIVIDUAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO.*

RELAZIONE



Spett. SOCIETA' AGRICOLA PIRINI s.s.

**RELAZIONE GEOLOGICA
AI FINI DI PRESENTAZIONE DI P.S.A.
INERENTE LA COSTRUZIONE DI EDIFICIO AGRICOLO
DA REALIZZARSI PRESSO VIA DELL'USO,
IN COMUNE DI SANTARCANGELO – RN –
CON INDIVIDUAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO.**

1.- PREMESSA

L'indagine è stata condotta su incarico della Spett. Società Agricola PIRINI S.S. allo scopo di accertare preventivamente litologia e caratteristiche geomeccaniche dei terreni di proprietà siti presso Via dell'Uso, in Comune di Santarcangelo –RN- (Lat. 44.052161; Long. 12.424514) e di conseguenza acquisire gli elementi necessari alla redazione del progetto.

Lo studio è stato condotto sulla base dei risultati ottenuti dall' 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 20,00 mt.

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

I risultati dei logs penetrometrici sono allegati a fine relazione.

Sono state inoltre effettuate n° 1 indagine geofisica MASW (multichannel analysis of surface waves) e n° 2 indagini sismiche HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 30 mt. di profondità (V_{S30}) e delle frequenze caratteristiche del sito.

2.- INQUADRAMENTO GENERALE DEL TERRITORIO

Il territorio comunale di Santarcangelo di Romagna ha un'estensione di 45.08 Km². 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 Moli 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 dalla 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 "neautoctono".

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 ligurici (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 7 ordini di terrazzi.

Il più esteso di tali terrazzi e' 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 10 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 della conoide del Fiume Marecchia a scopo idropotabile ed irriguo" 1977 - Rimini) hanno sostanzialmente confermato tale schema.

La geologia della zona e' 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° 4 prove penetrometriche statiche (C.P.T.), ubicate come da planimetria allegata.

L'indagine geofisica per la determinazione della velocità delle onde di taglio nei primi 10 mt. di profondità ($V_s 30$) e delle frequenze caratteristiche del sito si è avvalsa dell'esecuzione di n° 1 indagine geofisica MASW (multichannel analysis of surface waves) e n° 2 indagini sismiche HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio).

Di seguito vengono riassunte le caratteristiche delle prove penetrometriche statiche (C.P.T.):

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 vili 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. (\pm 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 T'on.), 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 20.00 mt. dal piano campagna attuale.

3.1.- Indagine geofisica

- MASW (multichannel analysis of surface waves)

Il metodo *MASW* (multichannel analysis of surface waves) è una tecnica di indagine non invasive che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_S , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diversa lunghezza d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K, & Richards, P.G., 1980) o, detto in maniera equivalente, la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che le onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine *MASW* si distingue in metodo attivo e passivo (Zywicki, D.J. 1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento di sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze comprese tra 5 Hz e 70 Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30 ÷ 50 mt., in funzione della rigidità del suolo.

Di seguito si farà riferimento al metodo *MASW* attivo che consente la classificazione sismica del suolo, perché fornisce il profilo di velocità entro i primi 30 mt. di profondità. Il metodo passivo è più usato quando si ha interesse ad avere informazioni, comunque meno precise, sugli strati più profondi.

Il metodo *MASW* consiste in tre fasi: 1)- la prima prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale; 2)- la seconda fase consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica; 3)- la terza ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_S , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_S e di compressione V_p (o, in maniera alternativa, alle velocità V_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson ν), la densità di massa ρ degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

Il modello di suolo e quindi il profilo di velocità delle onde di taglio verticali possono essere individuati con procedura manuale o con procedura automatica o con combinazione delle due.

Generalmente si assegnano il numero di strati del modello, il coefficiente di Poisson ν , la densità di massa ρ e si variano lo spessore h e la velocità V_S degli strati.

Nella procedura manuale si assegnano per tentativi, diversi valori della velocità V_s e degli spessori h , cercando di avvicinare la curva di dispersione numerica alla curva di dispersione sperimentale. Nella procedura automatica la ricerca del profilo di velocità ottimale è affidata ad un algoritmo di ricerca globale o locale che cerca di minimizzare l'errore tra la curva sperimentale e la curva numerica.

In genere quando l'errore relativo tra curva sperimentale e curva numerica è compreso tra il 5% ed il 10% si ha un soddisfacente accordo tra le due curve ed il profilo di velocità delle onde di taglio V_s e quindi il tipo di suolo sismico conseguente rappresenta una soluzione valida da un punto di vista ingegneristico.

Dopo aver determinato il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s è possibile procedere al calcolo della velocità equivalente nei primi 30 mt. di profondità V_{s30} e quindi individuare la categoria sismica del suolo.

Ovviamente si ribadisce la necessità di avere a disposizione altre informazioni complementari sulla natura e sul comportamento geotecnica del suolo, prima di procedere alla classificazione sismica del sito.

- 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 sovrice 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 (ρ_1 e ρ_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 microtremori 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 rigidezza 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:

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

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 Love.

4.- STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Come sopra ricordato, al fine di valutare l'esatta successione stratigrafica dei terreni in esame sono state eseguite n° 4 prove **penetrometriche statiche (C.P.T.)** ubicate come da planimetria allegata.

Le nozioni di carattere generale riportate precedentemente descrivono la grande variabilità litologica delle pianure alluvionali causate dai cambiamenti di corso dei fiumi, dalle loro periodiche esondazioni e dal conseguente sovrapporsi ed amalgamarsi di depositi granulometricamente molto vari.

La caratterizzazione litologica e la ricostruzione stratigrafica dei terreni presenti nell'area in esame è basata sulle indagini geognostiche effettuate i cui elaborati grafici sono allegati a fine relazione.

Da tali dati risulta che i litotipi ricorrenti nel contesto areale indicato, presentano complessivamente caratteristiche simili: si tratta in prevalenza di limi argillosi con intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore passanti in profondità (nell'ambito del lotto in oggetto), a ghiaie a notevole grado di addensamento.

I risultati hanno evidenziato una stratigrafia così schematizzabile:

I risultati hanno evidenziato una stratigrafia così schematizzabile:

- dal p.c. a - 1.20 ÷ - 1.80 mt. : Terreno vegetale limo – argilloso, alterato e/o materiale eterometrico ed eterogeneo di riporto.
- da - 1.20 ÷ - 1.80 mt. a
- 11.60 ÷ - 17.80 mt. : Alternanza di limi argillosi (in prevalenza) e limi sabbiosi a vario grado di consistenza.
- da - 11.60 ÷ - 17.80 mt. : Ghiaie eterometriche calcaree, addensate, in matrice alle profondità investigate sabbioso – limosa localmente più abbondante. Presenza di sparsi ciottoli.

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

Nei fori di sondaggio delle prove penetrometriche, completati con la posa di tubi piezometrici, non è stata rilevata la presenza di un livello freatico.

Successive verifiche, condotte a qualche giorno di distanza e dopo precipitazioni relativamente intense, hanno portato ai risultati sotto indicati (quote espresse in metri dall'attuale p.c.):

Data	CPT 1	CPT 2	CPT 3	CPT 4
24.11.2020	/	/	/	/
25.11.2020	- 8.20	- 6.40	/	/
18.12.2020	-8.00	- 6.10	/	- 6.20

5.- GEOTECNICA

5.1. Parametri geotecnici – Modello geotecnico

Le caratteristiche ed i parametri geotecnici dei diversi orizzonti litologici presenti nell'area in esame sono stati determinati in base ai risultati forniti delle prove penetrometriche statiche condotte, dalle risultanza delle prove di laboratorio sui campioni prelevati, dalle conoscenze dei terreni in esame, dalle conoscenze geotecniche su terreni analoghi e limitrofi, nonché da notizie bibliografiche sulla zona.

I metodi utilizzati per il calcolo dei parametri geotecnici 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 Ed.** Per stimare questo parametro è stata utilizzata la relazione di Sanglerat (1972).

$$Ed = \alpha * Rp$$

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 verificano 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 e di laboratorio eseguite nonché dalle conoscenze dei terreni in esame, sono stati desunti, trattandosi di alternanze granulometricamente eterogenee, i seguenti parametri geotecnici medi:

Terreno vegetale limo-argilloso, alterato, e/o materiale eterogeneo ed eterometrico di riporto. (dal p.c. a -1.20 ÷ 1.80 mt.):

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	$Xkcu = 0.28 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo edometrico	$Eed = 25.41 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo elastico	$Ei = 28.57 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo Poisson	$Mv = 0.25$
Modulo di Winkler	$W = 1.2 \text{ Kg/cm}^3$
Permeabilità	$K = 5.12 * 10^{-7} \text{ cm/sec.}$

Alternanza di limi argillosi (in prevalenza) e limi sabbiosi. (da - 1.20 ÷ 1.80 mt. a - 11.60 ÷ 17.80 mt.):

Angolo di attrito interno c.d.

Valore caratteristico	$Xk\phi = 22.0^\circ$
Coesione drenata	
Valore caratteristico	$Xkc = 0.03 \text{ Kg/cm}^2$
Peso di volume	$Y = 1.90 \text{ Kg/cm}^3$
Peso di volume immerso	$Y' = 0.90 \text{ Kg/cm}^3$
Angolo di attrito	$\phi_u = 0^\circ$
Coesione in sforzi totali	

Valore caratteristico	$X_{kcu} = 0.70 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo edometrico	$E_{ed} = 48.56 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo elastico	$E_i = 45.31 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo di Winkler	$W = 2.9 \text{ Kg/cm}^3$
Permeabilità	$K = 1.78 \cdot 10^{-7} \text{ cm/sec.}$

Ghiaie eterometriche calcaree, addensate, in matrice sabbioso – limosa localmente più abbondante. (da – 11.60 ÷ 17.80 mt. alle profondità investigate):

Angolo di attrito interno c.d.	
Valore caratteristico	$X_{k\phi} = 32^\circ$
Coesione drenata	$C' = 0.0 \text{ Kg/cm}^2$
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	$\phi_u = 0^\circ$
Modulo edometrico	$E_{ed} = 155.70 \text{ Kg/cm}^2$
Modulo Poisson	$M_v = 0.28 \text{ Kg/cm}^2$
Permeabilità	$K = 2.31 \cdot 10^{-3} \text{ cm/sec.}$

6.1.- NORME SISMICHE

6.1.1.- Il quadro normativo di riferimento

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 $V_{s,30} > 800 \text{ m/s}$ 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 6.1.1):

Tabella 6.1.1: 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	$0.25 < a_g \leq 0.35$	0.35_g
2	$0.15 < a_g \leq 0.25$	0.25_g
3	$0.05 < a_g \leq 0.15$	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 6.1.2).

Tabella 6.1.2. Classificazione della sismicità del comune e valore dell'accelerazione al suolo a_g

Zona	Classificazione sismica (Decreti fino al 1984)	Classificazione sismica OPCM 3274/2003	a_g
Santarcangelo	II	2	0.25_g

6.2.1.- 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_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T^*C necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria del sottosuolo e topografica, è quindi definito mediante l'accelerazione massima (A_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa.

Nel caso oggetto di studio si ha:

$$S = S_s * S_t = 1.420 * 1.000 = 1.420$$

$$A_{g_{max}} = A_g * S = 0.185 * 1.420 = 0.263$$

6.2.2.- 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, includendo 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. 6.2.2.1.

Tabella 6.2.2.1. – 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.

Tabella 6.2.3. – 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- 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 fine 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:

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

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. 6.2.3.1.):

Tabella 6.2.3.1. – 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	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le susposte 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.

6.2.4.- 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 e 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 in progetto, 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.

La realizzazione dei pali trivellati dovrà essere condotta con particolare cura; sarà opportuno tra l'altro provvedere alla posa dell'armatura ed al successivo getto in tempi estremamente ravvicinati, evitando nel contempo la perforazione successiva di più pali contigui.

Il getto, specie se in presenza di acqua nel foro, andrà eseguito con tubo - forma partendo dalla base del tubo stesso o ausilio di pompa idraulica.

Per valutazioni inerenti le capacità portanti e relativi cedimenti delle opere di fondazione, si rimanda alla relazione geotecnica a firma dello Strutturista.

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.

Sulla base dei risultati forniti dalle indagini geognostiche condotte, dall'esecuzione delle prove penetrometriche statiche (C.P.T.), correlabili ai valori di N_{SPT} nonché dalle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati, si sono desunti 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, del modesto incremento di carico trasmesso e l'eterogeneità dei litotipi sottostanti il piano di fondazione, che in termini di verifiche degli SLU dettati dalle nuove norme.

In prima analisi è stato valutato lo spessore d'influenza e rottura del terreno; il volume (o spessore) di terreno interessato dalla eventuale superficie di rottura è "piccolo".

Parimenti, la struttura di fondazione è sufficientemente rigida da distribuire i carichi sulle porzioni di terreno più resistenti.

Utilizziamo la media dei dati che è anche una media ponderata del ϕ nello spessore d'influenza.

In fase di calcolo è stato adottato un fattore d'influenza pari a 2 B.

Dall'elaborato riportato in allegato si ricava il ϕ di progetto = ϕ caratteristico con fattore di sicurezza parziale.

Utilizziamo il ϕ di progetto nella formula di Hansen (1970) senza inserire il fattore di sicurezza globale.

In alternativa, si fornisce un modello geologico e geotecnico allo Strutturista nel qual modello ad ogni strato vengono assegnati i parametri geotecnici medi caratteristici, competenti.

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)	30	0.054	2.452	0.267
S.L. Danno (SLD)	50	0.068	2.442	0.285
S.L. Salvaguardia Vita (SLV)	475	0.185	2.477	0.306
S.L. Prevenzione Collasso (SLC)	975	0.244	2.480	0.318

Coefficienti sismici – Determinazione

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

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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.42	1.34
Cc Coefficiente funz. Categoria	1.62	1.59	1.55	1.53
St Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00
Kh	0.016	0.020	0.063	0.091
kv	0.008	0.010	0.032	0.046
Amax (m/sec ²)	0.790	0.998	2.578	3.201
B	0.200	0.200	0.240	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.

6.2.4.1. – Opere di fondazione - Capacità portante del palo di fondazione

6.2.4.2.-Carico limite verticale

Dall' analisi della geologia e morfologia della zona, in considerazione della variazione areale tipica dei sedimenti alluvionali, dai risultati forniti delle indagini geognostiche condotte e 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 in progetto, è stata ipotizzata la realizzazione di opere fondali profonde impostate su pali di tipo trivellato debitamente armati in tutta la loro lunghezza.

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il

medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4}\phi + 10 \text{ nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \text{ nei pali trivellati}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

6.2.4.3.- Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascorrendo pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c * N_c * s_c + \gamma * L * N_q + 0.5 * \gamma * D * N_\gamma * s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo

“effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c * N_c + \gamma * L * N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica δ_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine δ_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$.

È possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (1 + I_{rr}) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ϕ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q D}{N_c L}$$

$$s'_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s'_y = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d'_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_y = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

6.2.4.4.- Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \varphi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin \varphi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \varphi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \varphi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel
$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)
$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966) $\alpha = 0.9$ per $c < 2.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.9$ per $c > 7.5 \text{ t/m}^2$

Woodward (1961) $\alpha = 0.9$ per $c < 4 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.6$ per $4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.5$ per $8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.20$ per $c > 20 \text{ t/m}^2$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

6.2.4.5.- Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

6.2.4.6.- Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Critério di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \operatorname{arctg}\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{\max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di Vesic, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di Q_{lim} .

Le correzioni di Sano e di Vesic si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

6.2.5.- CEDIMENTI

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di Davis-Poulos, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) * B * I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

6.2.5.1.- CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti.

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con \mathbf{P} la matrice delle forze nodali esterne, con \mathbf{F} quella delle forze interne e con \mathbf{A} la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni \mathbf{e} (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni \mathbf{X} (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice \mathbf{B} è dimostrato essere la trasposta della matrice \mathbf{A} .

D'altra parte, le forze interne \mathbf{F} sono legate agli spostamenti interni \mathbf{e} dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$P = AF = A SATX$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $A SAT$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X :

$$X = (A SAT)^{-1}P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $A SAT$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_S = A_S + B_S Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_S con la profondità, nella forma:

$$k_S = A_S + B_S \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_S e $B_S Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_S = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_S Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Per valutazioni inerenti le capacità portanti e relativi cedimenti delle opere di fondazione, si rimanda alla relazione geotecnica a firma dello Strutturista.

E' stata comunque formulata un'ipotesi di palo trivellato $\varnothing \geq 600 \div 800$ mm. incastrato per almeno 4 ÷ 5 diametri nel substrato formazionale pliocenico.

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.

7.- CARATTERISTICHE IDROLOGICHE

La zona in esame è posta a circa 200 metri dell'asta fluviale del Torrente Uso.

L'idrologia della zona è costituita esclusivamente da fossi d'irrigazione e di scolo. I terreni coltivati vengono irrigati con acqua prelevata dai pozzi che pescano ad una profondità di circa 20 mt. dal p.c. Lo strato superficiale degradato è sede di una falda freatica prevalentemente stagionale, collegata in maniera diretta alla piovosità della zona. Come in precedenza ricordato, durante l'esecuzione delle prove penetrometriche, si è riscontrata la presenza d'acqua alla profondità di circa - 6.00 ÷ 8.00 mt. dall'attuale piano campagna.

Le valutazioni idrologiche necessarie al dimensionamento delle opere di scolo possono essere effettuate mediante i dati pluviometrici desunti dall'Atlante Idroclimatico - ERMES Regione Emilia Romagna -, che, in relazione al periodo 1961 - 2008, fornisce i seguenti valori:

Comune	Superficie Km ^q .	Temp. Media (°C) 1961-1990	Temp. Media (°C) 1991-2015	Differenza (°C)	Precipiaz. (mm) 1961 - 1990	Precipiaz. (mm) 1991 - 2015	Differenza (mm)
BOLOGNA	141	14.0	15.1	+1.1	760	777	+17
CESENA	250	13.3	14.8	+1.5	815	765	-50
FERRARA	405	13.4	15.4	+2.0	629	662	+32
FORLI'	228	13.9	15.0	+1.2	752	787	+35
MODENA	183	13.3	14.6	+1.3	656	743	+87
PARMA	261	13.4	14.6	+1.2	821	792	-28
PIACENZA	118	12.1	13.6	+1.5	831	782	-49
RAVENNA	658	13.2	14.1	+1.0	650	706	+56
REGGIO E.	230	13	14.5	+1.5	774	730	-44
RIMINI	135	12.9	13.9	+1.0	901	808	-93

Come si evince dalla tabella sopra riportata, aumento generalizzato delle temperature e concentrazione delle piogge sono le principali tendenze rilevabili nell'intervallo temporale considerato.

Le tendenze climatiche regionali mostrano un aumento generalizzato delle temperature: confrontando il trentennio 1961 - 1990 con il periodo 1991 - 2008, esse risultano cresciute mediamente di circa un grado (1.1°), con punte fino a due gradi a Ferrara e 1,5° a Reggio Emilia, Piacenza e Cesena.

Le precipitazioni espresse come totali annui medi territoriali mostrano invece variazioni modeste nella quantità totale, calata in media del 5% circa (da 890 a 850 mm.).

Le variazioni in questo caso sono soprattutto territoriali, dato che le precipitazioni appaiono diminuite sostanzialmente in montagna e leggermente aumentate nelle pianure centro - orientali. I cambiamenti riguardano anche la distribuzione nel tempo delle piogge

con una tendenza alla diminuzione dell'ordine di 2 – 4 giorni di pioggia annuali in meno ogni decennio.

Dal sito <https://www.arpae.it/cartografia/> per la Stazione di Santarcangelo, si evince inoltre:

Stazione: **Sant'Arcangelo di Romagna**

Codice: **ER2424**

Comune: **SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RN)**

Dati climatici comunali

Comune: **SANTARCANGELO DI ROMAGNA (RIMINI)**

Temperature 61-90: **12,9 °C**

Temperature 91-15: **13,9 °C**

Precipitazioni 61-90: **901 mm**

Precipitazioni 91-15: **808 mm**

Prec. medie - Totale annuo - Periodo 1961- 1990 (mm)

Classe: **800 - 900 mm**

Prec. medie - Totale annuo - Periodo 1991- 2015 (mm)

Classe: **700 - 800 mm**

Temperatura media annua - Periodo 1991- 2015 (°C)

Classe: **13 - 14 °C**

ETP annua - Periodo 1991-2015

Classe: **950 - 1000 mm**

Si è inoltre fatto riferimento alle massime altezze di pioggia registrate nelle stazioni pluviometriche Rimini Lido e S. Marino negli anni 1935 – 1970; sono state elaborate con il sistema statistico di probabilità climatica di Gumbel.

I valori ottenuti sono stati considerati in media per ottenere il valore più probabile per l'area in oggetto.

Questo risulta pari a:

- **79 mm.** per un tempo di ritorno di **25 anni.**
- **98 mm.** per un tempo di ritorno di **100 anni.**

Il **coefficiente di deflusso** per l'area in oggetto può essere assunto pari a **0.5.**

Tale valore risulta (per adottare un valore sufficientemente cautelativo) superiore a quello ottenuto dal calcolo teorico dell' evapotraspirazione eseguito con la formula di **Turc** e con la metodologia proposta da **Thornthwaite** in base alle quali l'evapotraspirazione risulta superiore al 50 % delle precipitazioni.

Formula di Turc:

$$E_r = P / \sqrt{0.9 + P e^2 / L e^2}$$

Con:

E_r = evapotraspirazione reale annuale in mm.;

P = precipitazioni annuali pari a **815 mm.** (media dei dati pluviometrici registrati alla stazione pluviometrica di Cesena in media trentennale);

$L = 300 + 25 t + 0.05 T e^3$;

T = temperatura media annuale pari a 13.3 gradi Celsius da cui $E_r = 542$ mm. pari al 67, % delle precipitazioni.

In pratica, considerando una evapotraspirazione pari al 50 % delle precipitazioni, in considerazione della natura litologica dei terreni il rimanente 50% si può ritenere completamente coinvolto nel fenomeno di ruscellamento superficiale.

Non va altresì dimenticato il quantitativo d'acqua derivante dalla mancata infiltrazione nella porzione di aree impermeabilizzate successivamente alla realizzazione di piazzali, parcheggi, ecc....

8.- INDIVIDUAZIONE DEGLI EFFETTI DEL SITO.

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.

Già con la Legge 64/1974 era richiesto che le costruzioni in zona sismica fossero progettate e realizzate considerando l'azione sismica attesa.

Secondo la vigente classificazione sismica del territorio nazionale, di cui all'Ordinanza del Presidente del C.M. n° 3274/2003, tutti i Comuni sono classificati sismici secondo 4 classi a pericolosità sismica decrescente (classe 1: zona a pericolosità sismica elevata; classe 4: zona a pericolosità sismica minima).

Le vigenti "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2018, D.M. 17/01/2018) richiedono il calcolo dell'azione sismica per la progettazione delle costruzioni sulla base della pericolosità sismica del sito d'interesse, considerate le locali condizioni geologiche e morfologiche.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende pertanto 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.

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- 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.

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

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; – **categoria del suolo: C.**

Nelle definizioni precedenti $V_{s\ eq}$ è la velocità media di propagazione entro 30 mt. di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

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

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° 2 indagini geofisiche HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) e ° 1 indagine geofisica MASW (multichannel analysis of surface waves), 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 309 m/sec. (HVSR n° 1), mentre risulta pari a 377 m/sec. per l' HVSR n° 2 e 367 m/sec. per la MASW.

Pertanto sulla base delle risultanze dell'indagine geofisica condotta, all'area in esame è stata attribuita la categoria del suolo: C.

8.1.- Commento sul profilo delle velocità indagini HVSR

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 nell'ambito della **indagine geofisica HVSR n° 1** una frequenza massima di picco pari ad **Hz 4.16 ± 0.41** mentre per l'**indagine geofisica HVSR n° 2** è stata misurata una frequenza massima di picco pari ad **Hz 5.72 ± 0.03**.

La velocità dedotta dalle onde sismiche di taglio entro 30 mt. (considerando l'indagine geofisica HVSR n° 1, ascrivibile alla categoria di suolo inferiore), a partire dal piano campagna attuale è stimata dell'ordine di $V_{S30} = 180 \div 360$ m/sec. nell'ambito di un profilo con velocità crescente con la profondità, quindi associabile a terreni con rigidità progressivamente migliori.

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'input 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.

9.- VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

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

La costruzione in progetto si verrà a trovare su di un sub - pianeggiante, privo di problemi tettonici.

Si è quindi provveduto a verificare la possibilità di liquefazione secondo il metodo proposto da **Robertson e Wride (1997)**.

Tale metodo utilizza l'indice di comportamento per il tipo di suolo IC che viene calcolato mediante l'utilizzo della seguente formula:

$$I_c = [(3.47 - \log_{10}Q)^2 + (\log_{10}R_f + 1.22)^2]^{0.5}$$

$$Q = q_c - \sigma'_{v0} / Pa * (Pa / \sigma'_{v0})^n$$

$$R_f = fs / (q_c - \sigma'_{v0}) * 100$$

dove:

q_c = è la resistenza della punta misurata;

Pa = è la tensione di riferimento (1 atmosfera) nelle stesse unità di σ'_{v0} ;

fs = 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 IC con la formula sopra riportata.

Se $IC > 2.6$ il suolo è probabilmente di tipo argilloso e l'analisi si ferma dato che il suolo non è liquefacibile.

Se $IC = 2.6$ vuol dire che l'ipotesi assunta è errata ed IC deve essere ricalcolato nuovamente con la seguente formula:

$$Q = (q_c / Pa) * (q_c - \sigma'_{v0})^n$$

Si presume che il terreno sia granulare e si assume $n = 0.5$.

Se è ancora $IC = 2.6$ significa che l'ipotesi è giusta e il suolo è probabilmente non plastico e granulare.

Se invece $IC > 2.6$ vuol dire che l'ipotesi è di nuovo errata ed il suolo è probabilmente limoso. IC deve essere nuovamente ricalcolato ponendo $n = 0.75$.

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

$$q_{c1N} = (q_c / Pa) * (Pa / \sigma'_{v0})^n$$

dove n è lo stesso del calcolo di I_c .

La correzione alla resistenza alla punta dovuta al contenuto di materiale fine viene valutata con le:

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride classico:

$$(q_{c1N})_{cs} = Kc / q_{c1N}$$

$$Kc = - 0.403 / c^4 + 5.581 / c^3 - 21.63 / c^2 + 33.75 / c - 17.88$$

se il metodo utilizzato è il Robertson e Wride modificato:

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

$$q_{c1N} = (Kc / 1 - Kc) q_{c1N}$$

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

$$Kc = 0$$

$$Kc = 0.0267(FC-5)$$

$$Kc = 0.8$$

per $FC = 5$

per $5 < FC = 35$

per $FC > 35$

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

$$FC (\%) = 1.75 / (I_c)^{3.25} - 3.7$$

La resistenza alla liquefazione per una magnitudo pari a 7.5 (CRR7.5) si calcola nel modo seguente:

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

$$CRR = 0.833 [(q_{c1N})_{cs} / 1000] + 0.05$$

se $50 = (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$CRR = 93 [(q_{c1N})_{cs} / 1000]^2 + 0.08$$

Il rapporto di sforzo ciclico CSR si calcola a partire dal numero di colpi della prova SPT anche se oggi si preferisce valutare il potenziale di liquefazione utilizzando le prove statiche (CPT) o prove di misurazione delle onde di taglio Vs.

MSF si calcola come raccomandato dal NCEER, ovvero:

Magnitudo	NCEER (Seed R.B. et al.) (1997; 2003)
5.5	2.21
6.0	1.77
6.5	1.44
7.0	1.19
7.5	1.00
8.0	0.84
8.5	0.73

Mentre il coefficiente Rd è calcolato mediante la seguente procedura:

se $z < 9.15$ m

$$r_d = 1.0 - 0.00765 z$$

se $9.15 = z < 23$ m

$$r_d = 1.174 - 0.00267 z$$

dove z è la profondità in metri.

Si calcola Fs con la seguente espressione:

$$F_s = CRR / CSR$$

Mentre l'indice e il rischio di liquefazione con la procedura proposta da Iwasaki et alii.

Nel caso specifico, sulla base dei risultati forniti dalle prove penetrometriche statiche (C.P.T.) eseguite, non si rilevano orizzonti in cui il valore di Fs risulti inferiore a 1.30.

In particolare, i litotipi costituenti la successione stratigrafica del primo sottosuolo, sono di origine alluvionale.

Tali depositi se sottoposti ad intense e prolungate sollecitazioni cicliche (come ad esempio, in caso di sisma), possono ipoteticamente collassare e fluidificarsi; ciò avviene quando le deformazioni di taglio superano valori di soglia per cui si innesca un aumento repentino delle pressioni interstiziali.

I parametri litomeccanici che condizionano il fenomeno della liquefazione sono:

- *composizione ed uniformità granulometrica;*
- *grado di addensamento;*
- *stato di consolidazione e pensionale a cui sono sottoposti in natura i terreni;*
- *presenza di falda;*
- *spessore dei depositi potenzialmente liquefacibili.*

Nel D.M. 14.01.2008 (N.T.C.) l'approccio metodologico delle verifiche alla liquefacibilità viene descritto all'interno del paragrafo 7.11 (opere e Sistemi Geotecnici).

In dettaglio, al paragrafo 7.11.3.4.2. la norma prevede che si possa omettere la verifica nel caso si realizzino alcune condizioni di accelerazione, intensità sismica, resistenza alla penetrazione nei terreni e distribuzione granulometrica degli stessi; in tal senso la norma prevede n° 5 circostanze di riferimento e, nel caso si manifesti una di queste, la verifica a liquefazione può essere omessa.

In base al rischio di liquefacibilità si può osservare che:

- *i litotipi relativi al terzo intervallo individuato nell'ambito della presente relazione ove verranno attestate le opere fondali, possiedono un buon grado di addensamento, tale da farli ricadere al di fuori delle fasce granulometriche con possibilità di liquefazione;*
- *i litotipi ascrivibili ai primi due intervalli, sono a consistente contenuto in fini (limosi ed argillosi) e risultano ricadere al di fuori dei fusi granulometrici dei sedimenti potenzialmente suscettibili del fenomeno della liquefazione secondo quanto indicato al punto 5 del paragrafo 7.11.3.4.2. – D.M. 14.01.2008 e secondo quanto ipotizzato da vari Autori (Seed - Idris 1967; Kishida 1970; Tsuchida 1970).*

Pertanto, viste le risultanze delle indagini geognostiche ed in base alle considerazioni di cui sopra, i terreni in oggetto possono essere considerati non liquefacibili.

10.- CONCLUSIONI

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

Lo studio è stato condotto sulla base dell'esecuzione di n° 4 prove penetrometriche statiche (C.P.T.) che hanno raggiunto la profondità massima di 20.00 mt. dall'attuale p.c. La zona oggetto di studio è caratterizzata dalla presenza, al di sotto del piano di fondazione, di depositi granulometricamente compresi tra limi ed argille con

intercalazioni limo – sabbiose di limitato spessore passanti in profondità a ghiaie a notevole grado di addensamento.

Il tetto dell'orizzonte ghiaioso, nell'ambito del lotto in esame, è stato rinvenuto ad una quota di – 17.80 (C.P.T. n° 1), - 13.80 mt. (C.P.T. n° 2), - 11.60 (C.P.T. n° 3), - 14.20 (C.P.T. n° 4) dal p.c. attuale.

Per la parametrizzazione geotecnica dei terreni si è fatto riferimento sia a correlazioni con R_p e C_u derivanti dalle prove penetrometriche statiche che alle risultanze delle analisi di laboratorio sui campioni prelevati.

Per la realizzazione del fabbricato in ampliamento, si suggerisce l'impiego di **fondazioni profonde su pali** debitamente armati in tutta la loro lunghezza ed **attestati per almeno 3-4 diametri entro le ghiaie addensate** rinvenibili alle quote sopra indicate e debitamente congiunti in testa da cordolo di collegamento opportunamente armato.

La quantità, lunghezza e disposizione dei pali di fondazione sarà in funzione dei carichi di progetto e del relativo interesse tra i singoli pali.

La tipologia di fondazione proposta consente di ovviare alla variabilità areale dei depositi alluvionali, al differente grado di consistenza / addensamento degli stessi, alle particolari caratteristiche di flessibilità del sottosuolo e della struttura ed alle escursioni stagionali del livello freatico.

La realizzazione dei pali trivellati dovrà essere condotta con particolare cura; sarà opportuno tra l'altro provvedere alla posa dell'armatura ed al successivo getto in tempi estremamente ravvicinati, evitando nel contempo la perforazione successiva di più pali contigui.

Il getto, specie se in presenza di acqua nel foro, andrà eseguito con tubo - forma partendo dalla base del tubo stesso o ausilio di pompa idraulica.

Il Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. del 14.01.2003, dell'OPCM e dell' EC8, ai fini della definizione della azione sismica di progetto, sulla base del profilo stratigrafico indagato, consente di inquadrare il suolo di fondazione entro la categoria:

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine 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.

In questa sede, la velocità di V_{S30} è calcolata è stata calcolata partendo da **n° 2 indagini geofisiche HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio)** e **n° 1 indagine geofisica MASW (multichannel analysis of surface waves)**, 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 **309 m/sec. (HVSR n° 1)**, mentre risulta pari a **377 m/sec.** per l' **HVSR n° 2** e **367 m/sec.** per la MASW.

Pertanto sulla base delle risultanze dell'indagine geofisica condotta, all'area in esame è stata attribuita la **categoria del suolo: C.**

Si raccomanda inoltre di attuare una efficiente rete drenante che allontani rapidamente le acque meteoriche e reflue verso punti di minimo morfologico evitandone il ristagno e la conseguente infiltrazione verso le opere di fondazione.

In relazione alla entità / concentrazione delle piogge, considerando una evapotraspirazione pari al 50 % delle precipitazioni, in considerazione della natura litologica dei terreni il rimanente 50% si può ritenere completamente coinvolto nel fenomeno di ruscellamento superficiale.

Non va altresì dimenticato il quantitativo d'acqua derivante dalla mancata infiltrazione nella porzione di lotto edificata che da impermeabilizzazione successiva alla realizzazione di piazzali, parcheggi, ecc....

Sarà buona norma provvedere inoltre a periodiche pulizie delle aree di deflusso.

La regimazione delle acque meteoriche (impedendone ristagni e percolazioni, provvedendo al loro successivo allontanamento verso punti di minimo morfologico) integrerà l'intervento in progetto.

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.

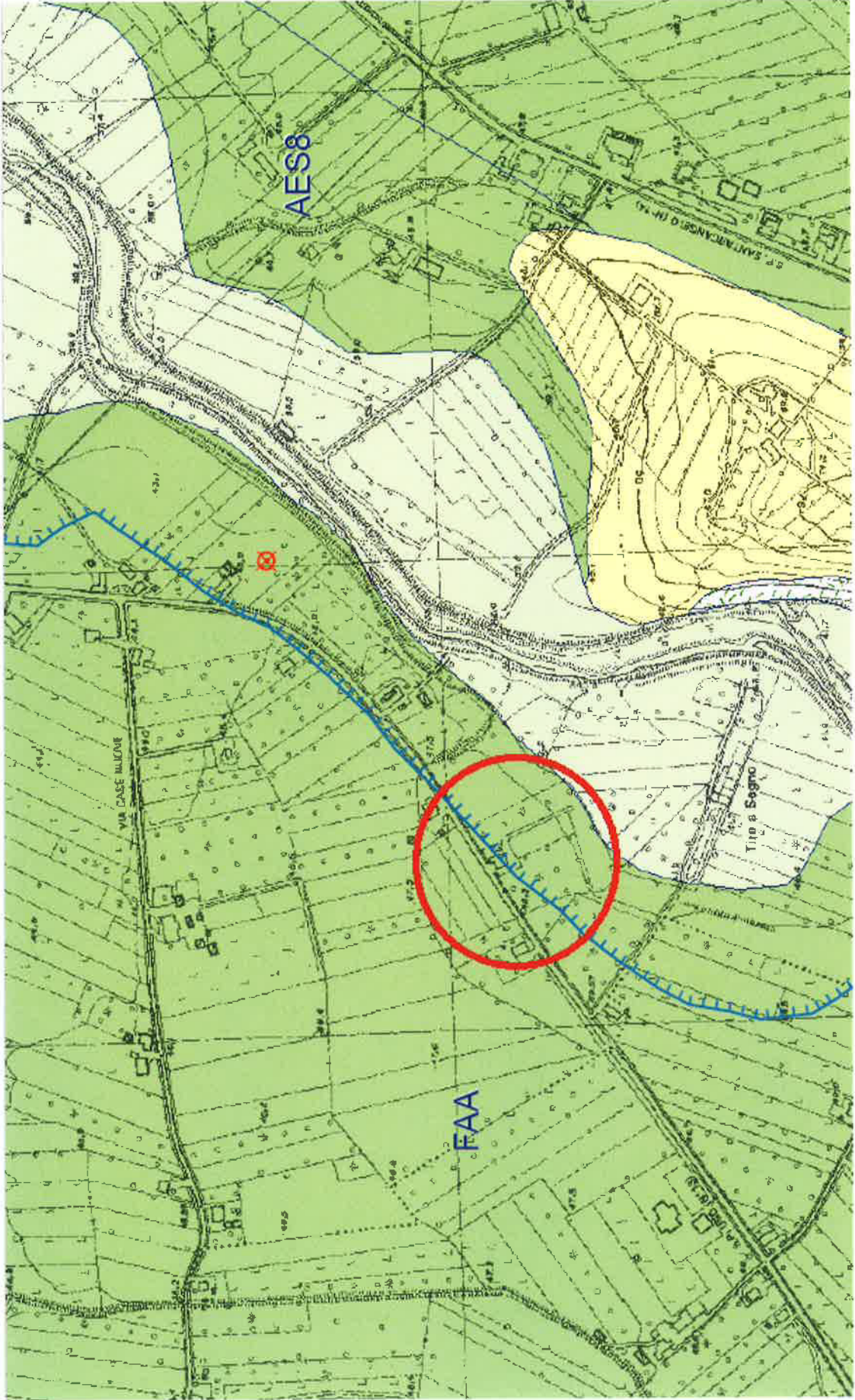
Santarcangelo di R. Gennaio 2021.



RELAZIONE GEOLOGICA AI FINI DI PRESENTAZIONE DI P.S.A. INERENTE LA COSTRUZIONE DI EDIFICIO AGRICOLO DA REALIZZARSI PRESSO VIA DELL'USO, IN COMUNE DI SANTARCANGELO – RN – CON INDIVIDUAZIONE DEGLI EFFETTI DI SITO.

ALLEGATI

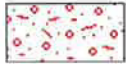
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100



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

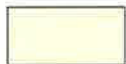
Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano



AES8 - Subsistema di Ravenna



AES8a - Unità di Modena



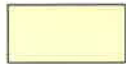
IMO - Sabbie di Imola



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 traccimazioni 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 <<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 cementate, 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.

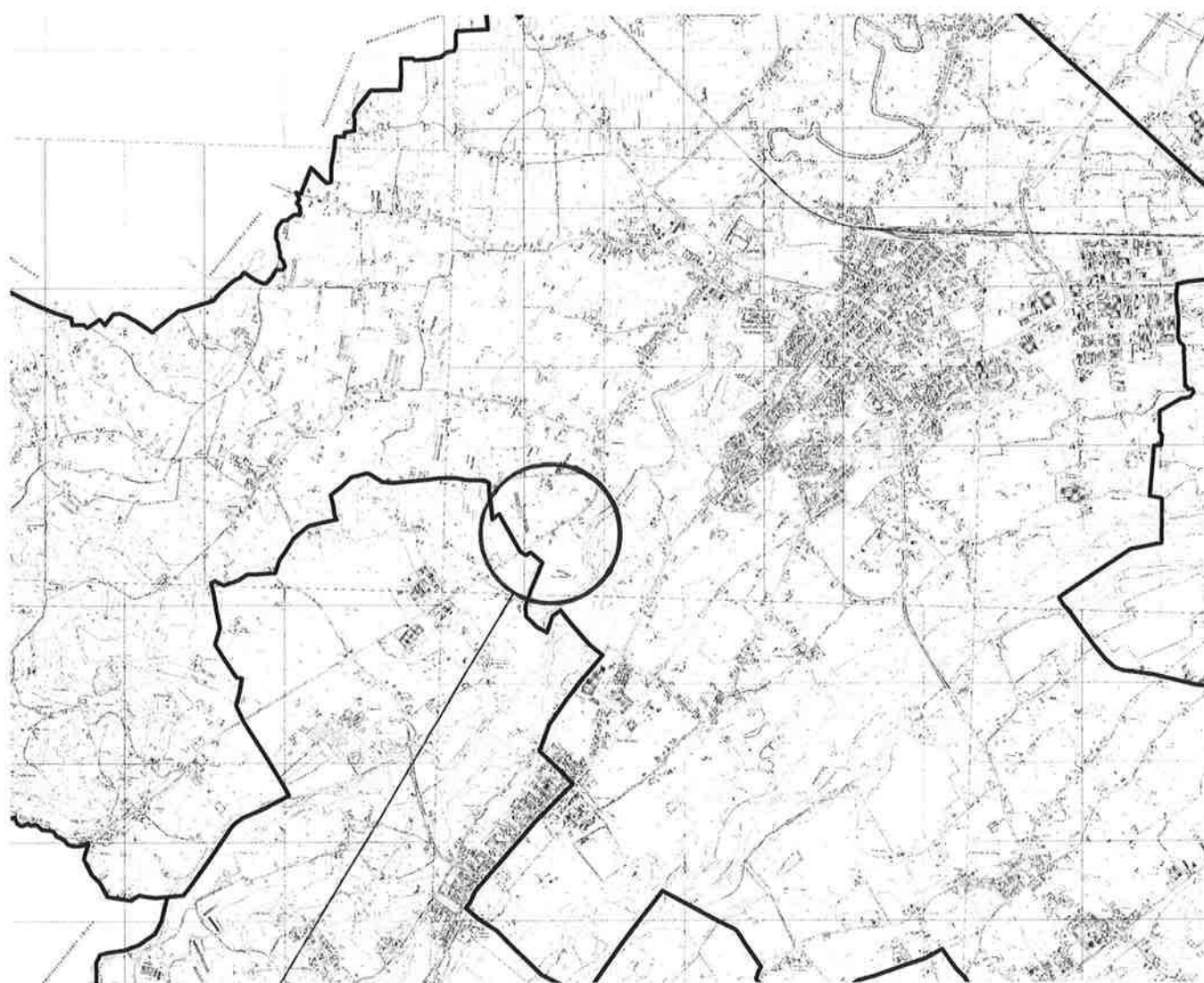
Pleistocene inf.

FAA - Argille Azzurre

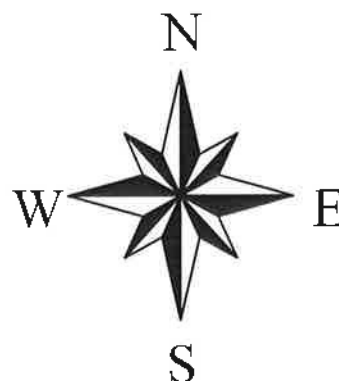
Argille di colore grigio-azzurro con rare intercalazioni di arenarie giallastre in letti da sottili a spessi, e argille marnose e siltose grigie in letti sottili e molto sottili. Sono fossillifere ricche in foraminiferi e macrofossili, spesso bioturbate, a stratificazione poco marcata. Sono talora diffusi 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 (biozona MNN16a-MNN18)

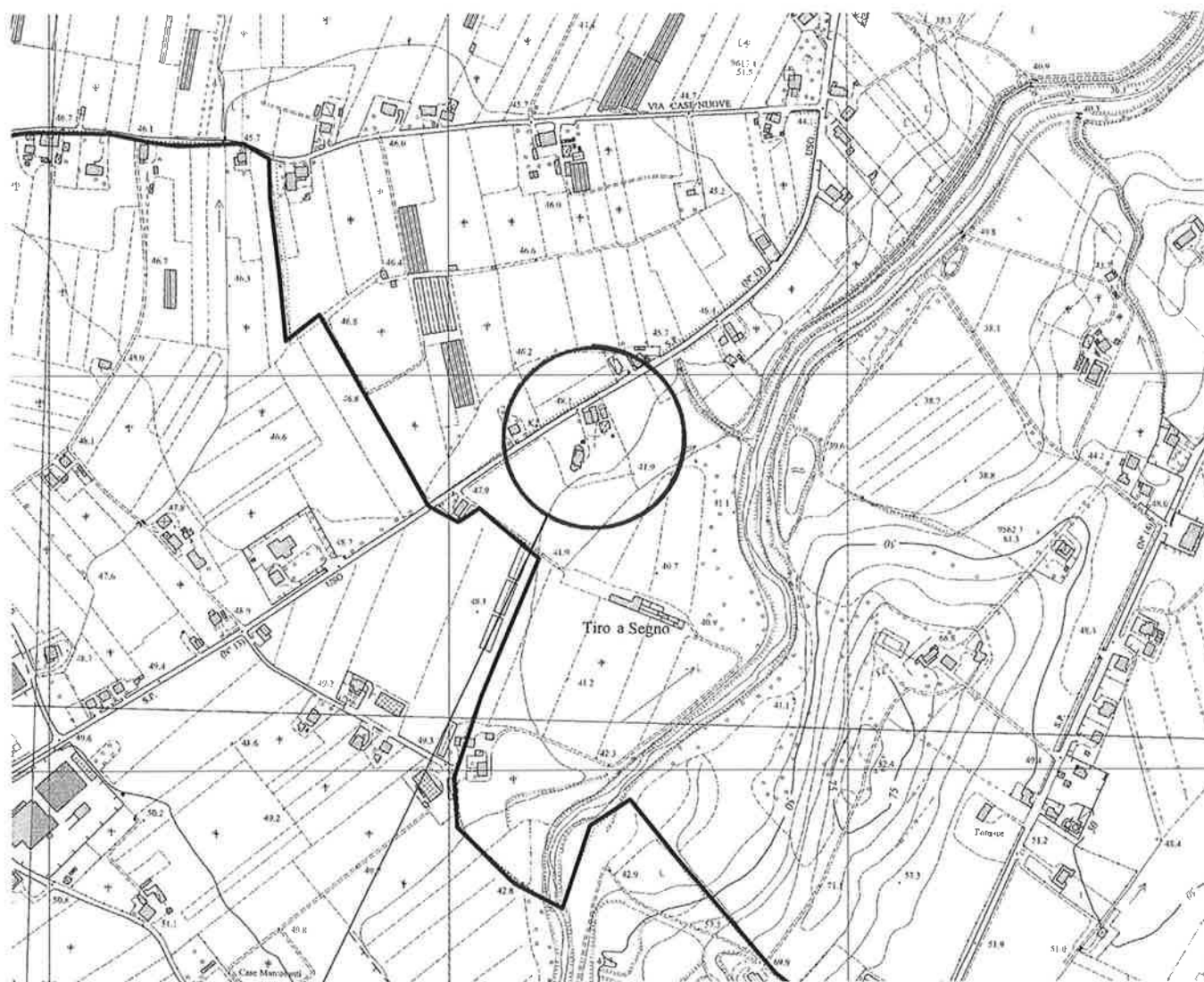
PLANIMETRIA scala 1 : 25.000



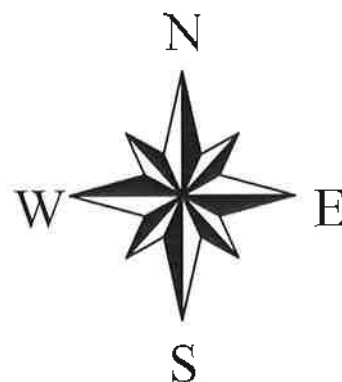
Area in esame



PLANIMETRIA scala 1 : 5.000



Area in esame



PREVISTA UBICAZIONE DEL FABBRICATO IN PROGETTO

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

- prove penetrometriche statiche con punta meccanica -



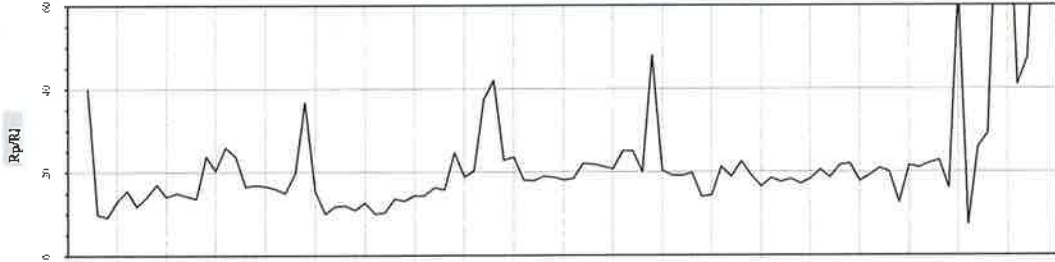
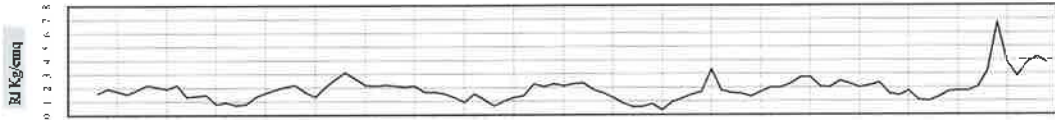
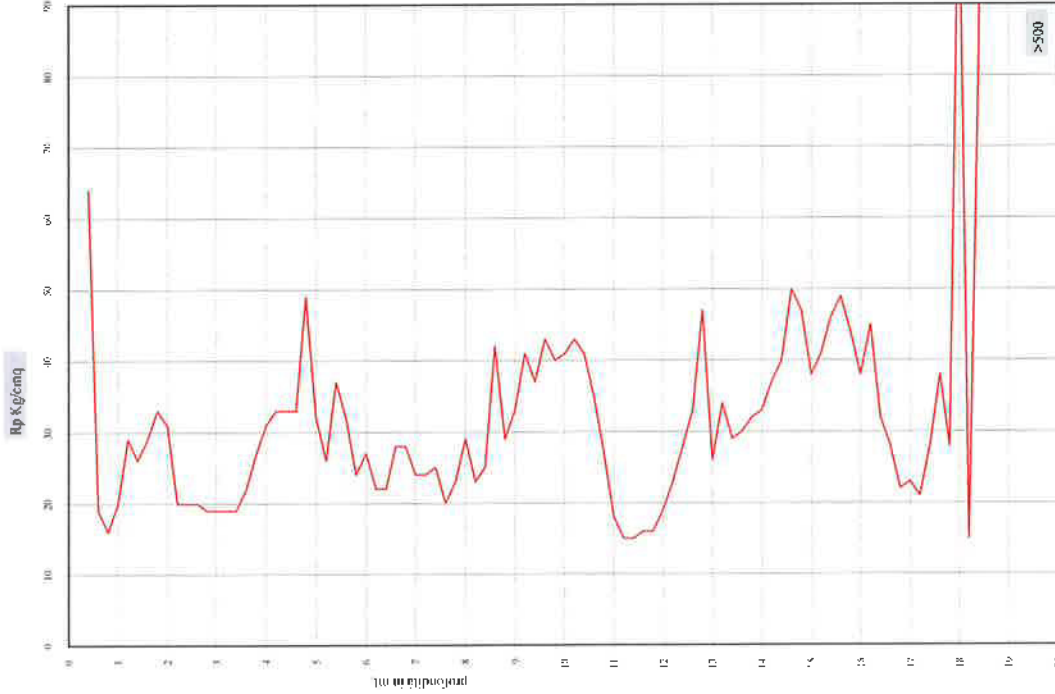
Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT1
 Cantiere: Santarcangelo di R. (RN), via Prov.le Uso 1931
 Data: Novembre 2020

Quota inizio: piano campagna
 Liv. falda: -9,00 mt. dal p.c.
 Note: piezometro 6,00 mt.



Pagnini TG 63/200



Profondità (m)	RP (kg/cm²)	RI (kg/cm²)	RP/RI	Dr (kg/cm²)	Cu (kg/cm²)
0,0	65	1,58	40,60		0,00
0,5	20	1,55	9,33		0,00
1,0	15	1,55	9,68		0,00
1,5	20	1,55	12,90		0,00
2,0	25	1,55	16,13		0,00
2,5	20	1,55	12,90		0,00
3,0	18	1,55	11,61		0,00
3,5	22	1,55	14,19		0,00
4,0	20	1,55	12,90		0,00
4,5	25	1,55	16,13		0,00
5,0	35	1,55	22,58		0,00
5,5	25	1,55	16,13		0,00
6,0	20	1,55	12,90		0,00
6,5	25	1,55	16,13		0,00
7,0	20	1,55	12,90		0,00
7,5	25	1,55	16,13		0,00
8,0	20	1,55	12,90		0,00
8,5	25	1,55	16,13		0,00
9,0	20	1,55	12,90		0,00
9,5	25	1,55	16,13		0,00
10,0	20	1,55	12,90		0,00
10,5	25	1,55	16,13		0,00
11,0	15	1,55	9,68		0,00
11,5	20	1,55	12,90		0,00
12,0	50	1,55	32,26		0,00
12,5	20	1,55	12,90		0,00
13,0	25	1,55	16,13		0,00
13,5	20	1,55	12,90		0,00
14,0	25	1,55	16,13		0,00
14,5	20	1,55	12,90		0,00
15,0	25	1,55	16,13		0,00
15,5	20	1,55	12,90		0,00
16,0	25	1,55	16,13		0,00
16,5	20	1,55	12,90		0,00
17,0	25	1,55	16,13		0,00
17,5	20	1,55	12,90		0,00
18,0	25	1,55	16,13		0,00
18,5	20	1,55	12,90		0,00
19,0	25	1,55	16,13		0,00
19,5	20	1,55	12,90		0,00
20,0	25	1,55	16,13		0,00

Profondità (m)	RP (kg/cm²)	RI (kg/cm²)	RP/RI	Dr (kg/cm²)	Cu (kg/cm²)
0,0	65	1,58	40,60		0,00
0,5	20	1,55	9,33		0,00
1,0	15	1,55	9,68		0,00
1,5	20	1,55	12,90		0,00
2,0	25	1,55	16,13		0,00
2,5	20	1,55	12,90		0,00
3,0	18	1,55	11,61		0,00
3,5	22	1,55	14,19		0,00
4,0	20	1,55	12,90		0,00
4,5	25	1,55	16,13		0,00
5,0	35	1,55	22,58		0,00
5,5	25	1,55	16,13		0,00
6,0	20	1,55	12,90		0,00
6,5	25	1,55	16,13		0,00
7,0	20	1,55	12,90		0,00
7,5	25	1,55	16,13		0,00
8,0	20	1,55	12,90		0,00
8,5	25	1,55	16,13		0,00
9,0	20	1,55	12,90		0,00
9,5	25	1,55	16,13		0,00
10,0	20	1,55	12,90		0,00
10,5	25	1,55	16,13		0,00
11,0	15	1,55	9,68		0,00
11,5	20	1,55	12,90		0,00
12,0	50	1,55	32,26		0,00
12,5	20	1,55	12,90		0,00
13,0	25	1,55	16,13		0,00
13,5	20	1,55	12,90		0,00
14,0	25	1,55	16,13		0,00
14,5	20	1,55	12,90		0,00
15,0	25	1,55	16,13		0,00
15,5	20	1,55	12,90		0,00
16,0	25	1,55	16,13		0,00
16,5	20	1,55	12,90		0,00
17,0	25	1,55	16,13		0,00
17,5	20	1,55	12,90		0,00
18,0	25	1,55	16,13		0,00
18,5	20	1,55	12,90		0,00
19,0	25	1,55	16,13		0,00
19,5	20	1,55	12,90		0,00
20,0	25	1,55	16,13		0,00

Legenda:
 AO: argilla arenaria e torroni neri; AM: argilla molto tenera;
 AT: argilla tenera; AX: argilla media; AC: argilla compatta;
 AB: argilla argilla compatto; AS: argilla sabbiosa; AT: argilla sabbiosa;
 SI: sabbia e limo; SA: sabbia; S: sabbia; SI: sabbia;
 SS: sabbia sabbia; S: sabbia; SD: sabbia duna

Classificazione orientativa dei terreni (Schmertmann - 1978)

Aggiungiamo un'altra derivata
 ed infine scivole

Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT14
 Cantiere: Santarcangelo di R. (RN), via Prov.le Uso 1931
 Data: Novembre 2020

Quota inizio: piano campagna
 Liv. falda: -6,40 mt. dal p.c.
 Note: piezometro 6,00 mt.

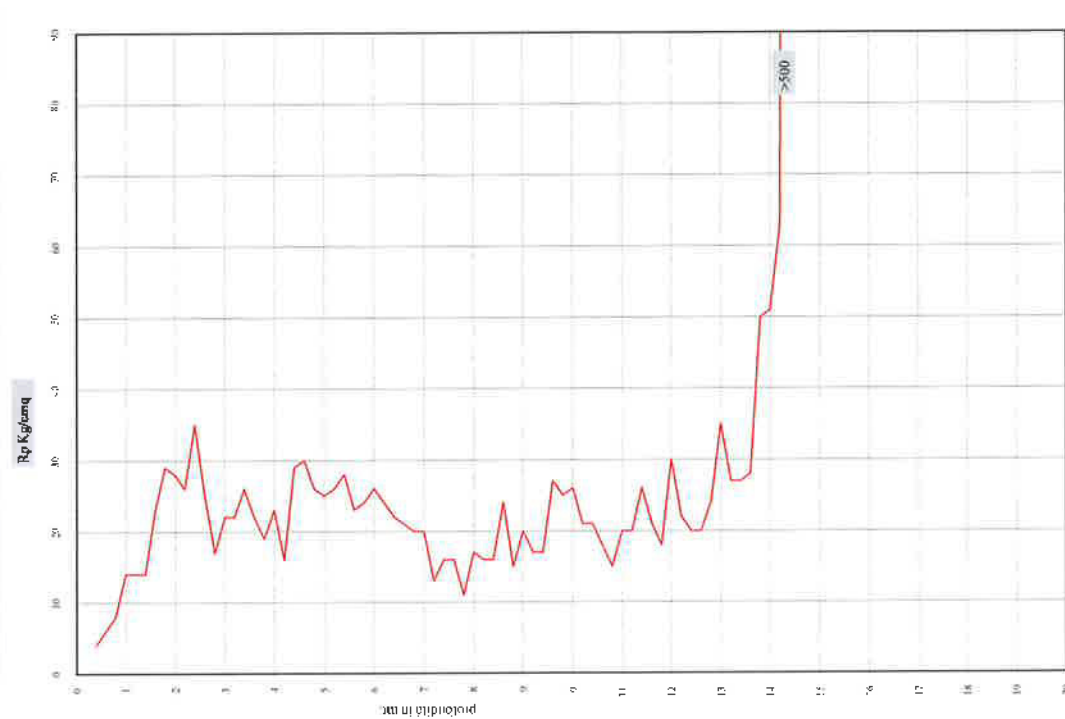
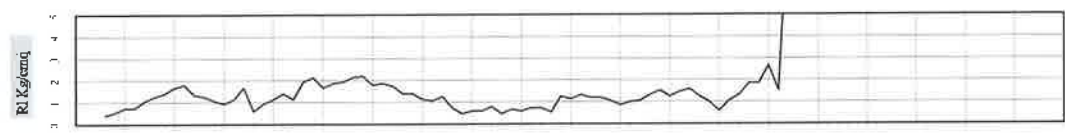
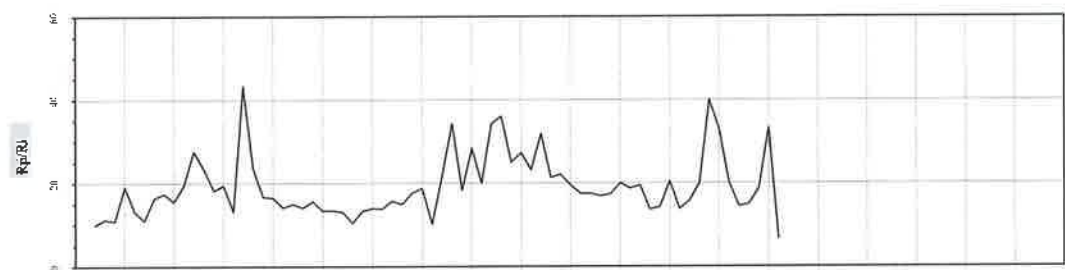
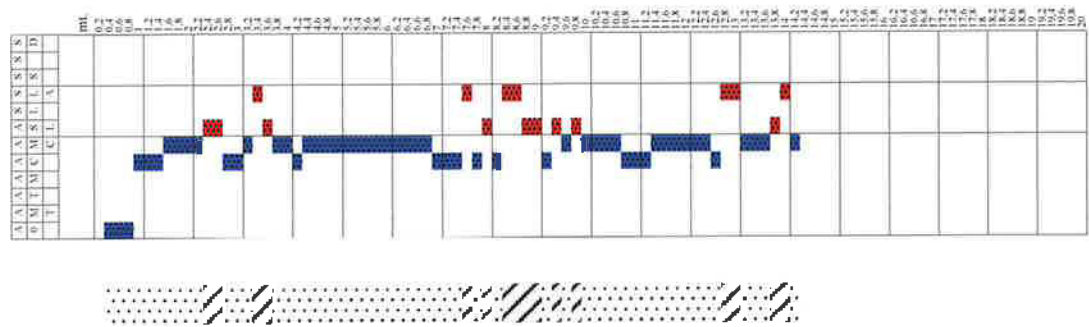


Pagani TG 63/200

Classificazione orientativa dei terreni (Schiemmann - 1978)

Angolo di attrito, ϕ , in gradi
 Tabella 2.0.0.0.0.0

Classe	RI Kg/cm ²	Rp Kg/cm ²	Ri Rp/RI	Rp Rp/RI	I °	Dr	Cu
1	0,2	11,00	0,49	0,27	11,00		
2	0,3	11,76	0,75	0,50	10,00		
3	0,5	12,52	1,01	0,75	10,00		
4	0,7	13,28	1,27	1,01	10,00		
5	1,0	14,04	1,53	1,27	10,00		
6	1,3	14,80	1,79	1,53	10,00		
7	1,6	15,56	2,05	1,79	10,00		
8	2,0	16,32	2,31	2,05	10,00		
9	2,3	17,08	2,57	2,31	10,00		
10	2,7	17,84	2,83	2,57	10,00		
11	3,0	18,60	3,09	2,83	10,00		
12	3,3	19,36	3,35	3,09	10,00		
13	3,7	20,12	3,61	3,35	10,00		
14	4,0	20,88	3,87	3,61	10,00		
15	4,3	21,64	4,13	3,87	10,00		
16	4,7	22,40	4,39	4,13	10,00		
17	5,0	23,16	4,65	4,39	10,00		
18	5,3	23,92	4,91	4,65	10,00		
19	5,7	24,68	5,17	4,91	10,00		
20	6,0	25,44	5,43	5,17	10,00		
21	6,3	26,20	5,69	5,43	10,00		
22	6,7	26,96	5,95	5,69	10,00		
23	7,0	27,72	6,21	5,95	10,00		
24	7,3	28,48	6,47	6,21	10,00		
25	7,7	29,24	6,73	6,47	10,00		
26	8,0	30,00	6,99	6,73	10,00		
27	8,3	30,76	7,25	6,99	10,00		
28	8,7	31,52	7,51	7,25	10,00		
29	9,0	32,28	7,77	7,51	10,00		
30	9,3	33,04	8,03	7,77	10,00		
31	9,7	33,80	8,29	8,03	10,00		
32	10,0	34,56	8,55	8,29	10,00		
33	10,3	35,32	8,81	8,55	10,00		
34	10,7	36,08	9,07	8,81	10,00		
35	11,0	36,84	9,33	9,07	10,00		
36	11,3	37,60	9,59	9,33	10,00		
37	11,7	38,36	9,85	9,59	10,00		
38	12,0	39,12	10,11	9,85	10,00		
39	12,3	39,88	10,37	10,11	10,00		
40	12,7	40,64	10,63	10,37	10,00		
41	13,0	41,40	10,89	10,63	10,00		
42	13,3	42,16	11,15	10,89	10,00		
43	13,7	42,92	11,41	11,15	10,00		
44	14,0	43,68	11,67	11,41	10,00		
45	14,3	44,44	11,93	11,67	10,00		
46	14,7	45,20	12,19	11,93	10,00		
47	15,0	45,96	12,45	12,19	10,00		
48	15,3	46,72	12,71	12,45	10,00		
49	15,7	47,48	12,97	12,71	10,00		
50	16,0	48,24	13,23	12,97	10,00		
51	16,3	49,00	13,49	13,23	10,00		
52	16,7	49,76	13,75	13,49	10,00		
53	17,0	50,52	14,01	13,75	10,00		
54	17,3	51,28	14,27	14,01	10,00		
55	17,7	52,04	14,53	14,27	10,00		
56	18,0	52,80	14,79	14,53	10,00		
57	18,3	53,56	15,05	14,79	10,00		
58	18,7	54,32	15,31	15,05	10,00		
59	19,0	55,08	15,57	15,31	10,00		
60	19,3	55,84	15,83	15,57	10,00		
61	19,7	56,60	16,09	15,83	10,00		
62	20,0	57,36	16,35	16,09	10,00		
63	20,3	58,12	16,61	16,35	10,00		
64	20,7	58,88	16,87	16,61	10,00		
65	21,0	59,64	17,13	16,87	10,00		
66	21,3	60,40	17,39	17,13	10,00		
67	21,7	61,16	17,65	17,39	10,00		
68	22,0	61,92	17,91	17,65	10,00		
69	22,3	62,68	18,17	17,91	10,00		
70	22,7	63,44	18,43	18,17	10,00		
71	23,0	64,20	18,69	18,43	10,00		
72	23,3	64,96	18,95	18,69	10,00		
73	23,7	65,72	19,21	18,95	10,00		
74	24,0	66,48	19,47	19,21	10,00		
75	24,3	67,24	19,73	19,47	10,00		
76	24,7	68,00	19,99	19,73	10,00		
77	25,0	68,76	20,25	19,99	10,00		
78	25,3	69,52	20,51	20,25	10,00		
79	25,7	70,28	20,77	20,51	10,00		
80	26,0	71,04	21,03	20,77	10,00		
81	26,3	71,80	21,29	21,03	10,00		
82	26,7	72,56	21,55	21,29	10,00		
83	27,0	73,32	21,81	21,55	10,00		
84	27,3	74,08	22,07	21,81	10,00		
85	27,7	74,84	22,33	22,07	10,00		
86	28,0	75,60	22,59	22,33	10,00		
87	28,3	76,36	22,85	22,59	10,00		
88	28,7	77,12	23,11	22,85	10,00		
89	29,0	77,88	23,37	23,11	10,00		
90	29,3	78,64	23,63	23,37	10,00		
91	29,7	79,40	23,89	23,63	10,00		
92	30,0	80,16	24,15	23,89	10,00		
93	30,3	80,92	24,41	24,15	10,00		
94	30,7	81,68	24,67	24,41	10,00		
95	31,0	82,44	24,93	24,67	10,00		
96	31,3	83,20	25,19	24,93	10,00		
97	31,7	83,96	25,45	25,19	10,00		
98	32,0	84,72	25,71	25,45	10,00		
99	32,3	85,48	25,97	25,71	10,00		
100	32,7	86,24	26,23	25,97	10,00		



Legend:

- AO argilla organica e terreni misti; AXI argilla molto tenera;
- A argilla tenera; A.M argilla media; AC argille compatte
- AMC argill. media compatte; AN argilla sabbiosa limosa;
- SI sabbia e limo; SLA sabbia in parte argillosa
- SS sabbia sabbia; S sabbia; SD sabbia limosa

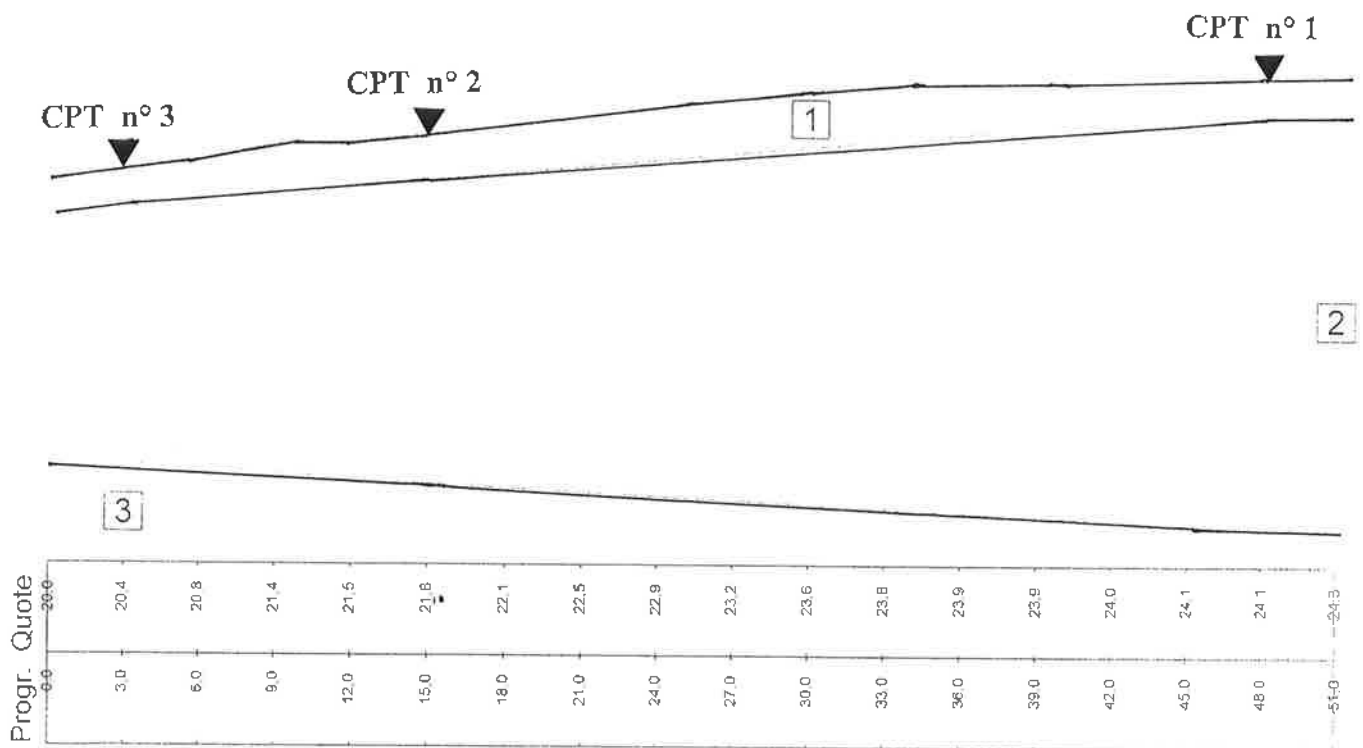
RICOSTRUZIONE PROFILO STRATIGRAFICO – Sezione A – A’-



Spett. Soc. AGRICOLA PIRINI s.s.
 Via dell' Uso - SANTARCANGELO
 Sezione A - A'
 scala 1:300

Litotipo 1:	ϕ [°] = 16	c [kN/m ²] = 0	γ [kN/m ³] = 19
Litotipo 2:	ϕ [°] = 22	c [kN/m ²] = 3	γ [kN/m ³] = 19
Litotipo 3:	ϕ [°] = 32	c [kN/m ²] = 0	γ [kN/m ³] = 19

Metodo: Sarma



ELABORATI PROVE DI LABORATORIO SUI CAMPIONI PRELEVATI



di Scaparrotti dott. Roberto
Via Coletti 82/b - 47921 Rimini
Cell. 320 0555670
mail: scaparrotti.roberto@libero.it - p.i.039 913 304 02

Cantiere: Santarcangelo di R. (RN), via Provinciale Uso

Data: Dicembre 2020

Sondaggio n.: statica I

Campione n.: 1

Prof.: 2,40+2,90 mt.

Descrizione del campione: Limo argilloso di colore grigio verde chiaro

Stato del campione: indisturbato

Caratteristiche fisico - meccaniche

caratteristiche generali		limiti di consistenza	
Contenuto in acqua	w = 28 %	Limite di liquidità	Wl = 37 %
Peso di volume umido	y = 1,92 gr/cm ³	Limite di plasticità	Wp = 19 %
Peso di volume secco	yd = 1,50 gr/cm ³	Limite di ritiro	Ws = " %
Peso specifico	Gs = 2,741 gr/cm ³	Ritiro lineare	R = " %
Indice dei vuoti	e = 0,827	Indice di plasticità	Ip = 18 %
Grado di saturazione	s = 92,77 %	Indice di consistenza	Ic = 0,50

resistenza	
Penetrometro tascabile	qu = 1,40 Kg/cm ²
Vane test	cu = 0,65 Kg/cm ²

granulometria	classificazione A.G.I.
ghiaia : " %	Limo sabbioso con argilla
sabbia : 20 %	
limo : 52 %	
argilla : 27 %	

prova di taglio in condizioni consolidate drenate C.D.	
angolo di attrito	$\phi' = 25,00^\circ$
coesione	$c' = 0,03 \text{ Kg/cm}^2$
angolo di attrito residuo	$\phi_r = 11^\circ$
coesione residua	$c_r = 0,00 \text{ Kg/cm}^2$

determinazione del coefficiente di permeabilità in cella edometrica
pressione di carico 1,00 kg/cm ² .
-7
$K = 7,32 \times 10^{-7} \text{ cm/sec}$

Lab. di Scaparrotti dott. Roberto
Geo - Via Coletti, 82/b - 47921 Rimini
Tel. Fax 0541 020342 | Cell. 320 0555670
mail: scaparrotti.roberto@libero.it | P.I. 039-913 304 02

Cantiere: Santarcangelo di R. (RN), via Provinciale Uso

Data: Dicembre 2020

Sondaggio n.: statica 2

Campione n.: 1

Prof. : 3,40+3,90 mt.

Descrizione del campione : Limo argilloso di colore grigio verde chiaro

Stato del campione: indisturbato

Caratteristiche fisico - meccaniche

caratteristiche generali			limiti di consistenza	
Contenuto in acqua	w	= 27 %	Limite di liquidità	Wl = 40 %
Peso di volume umido	y	= 1,91 gr/cm ³	Limite di plasticità	Wp = 20 %
Peso di volume secco	yd	= 1,50 gr/cm ³	Limite di ritiro	Ws = " %
Peso specifico	Gs	= 2,736 gr/cm ³	Ritiro lineare	R = " %
Indice dei vuoti	e	= 0,819	Indice di plasticità	Ip = 20 %
Grado di saturazione	s	= 90,17 %	Indice di consistenza	Ic = 0,65

resistenza		
Penetrometro tascabile	qu	= 1,80 Kg/cm ²
Vane test	cu	= 0,80 Kg/cm ²

granulometria	classificazione A.G.I.
ghiaia : " %	Limo con argilla debolmente sabbioso
sabbia : 10 %	
limo : 52 %	
argilla : 37 %	

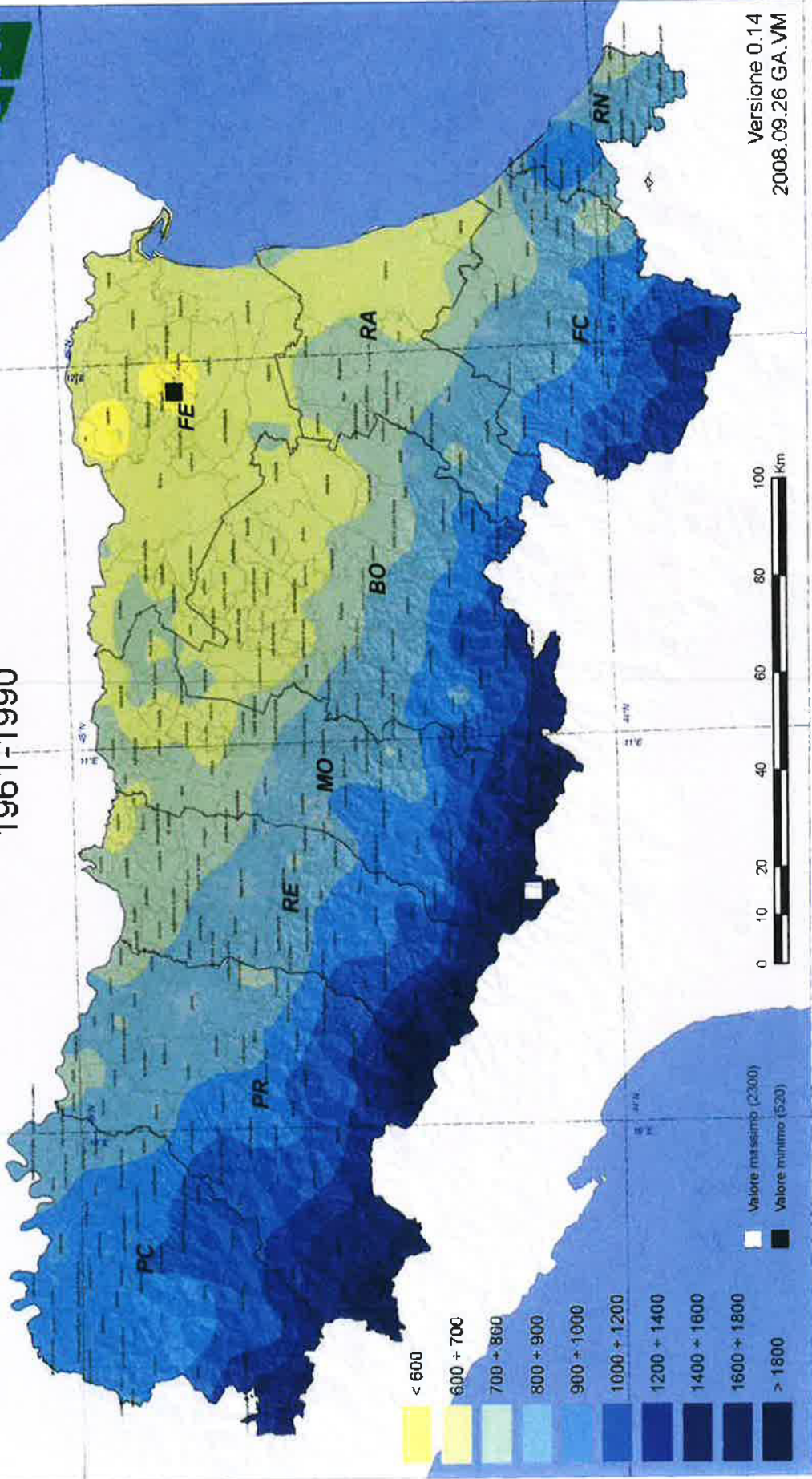
prova di taglio in condizioni consolidate drenate C.D.		
angolo di attrito	ϕ'	= 24,00°
coesione	c'	= 0,00 Kg/cm ²
angolo di attrito residuo	ϕ_r	= 12,5°
coesione residua	c _r	= 0,00 Kg/cm ²

determinazione del coefficiente di permeabilità in cella edometrica
pressione di carico 1,00 kg/cm ² .
-7
K = 1,78 x 10 ⁻⁷ cm/sec

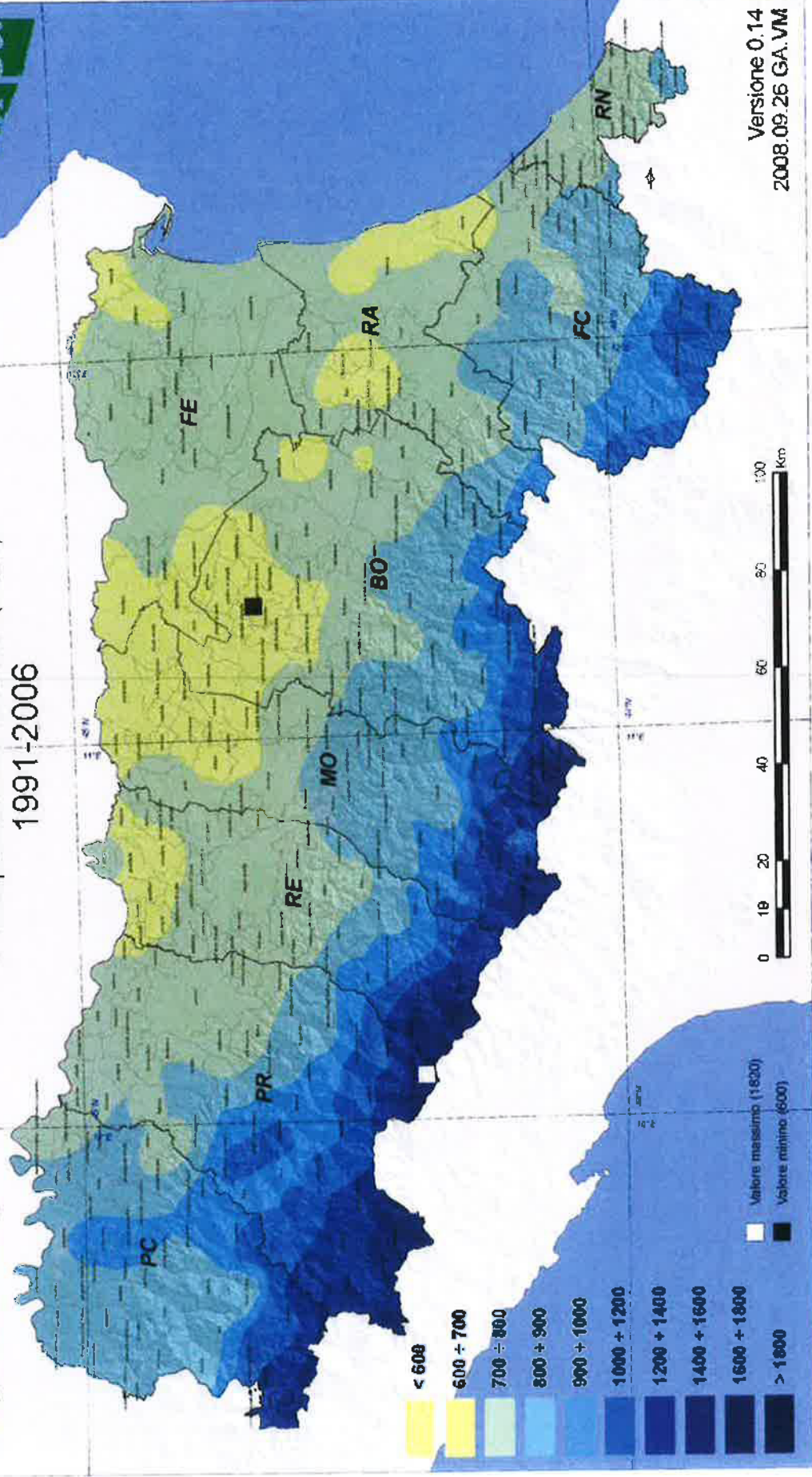
CARTE CLIMATICHE REGIONALI PRECIPITAZIONI / AFFLUSSI

(da ARPAE Emilia Romagna 2008).

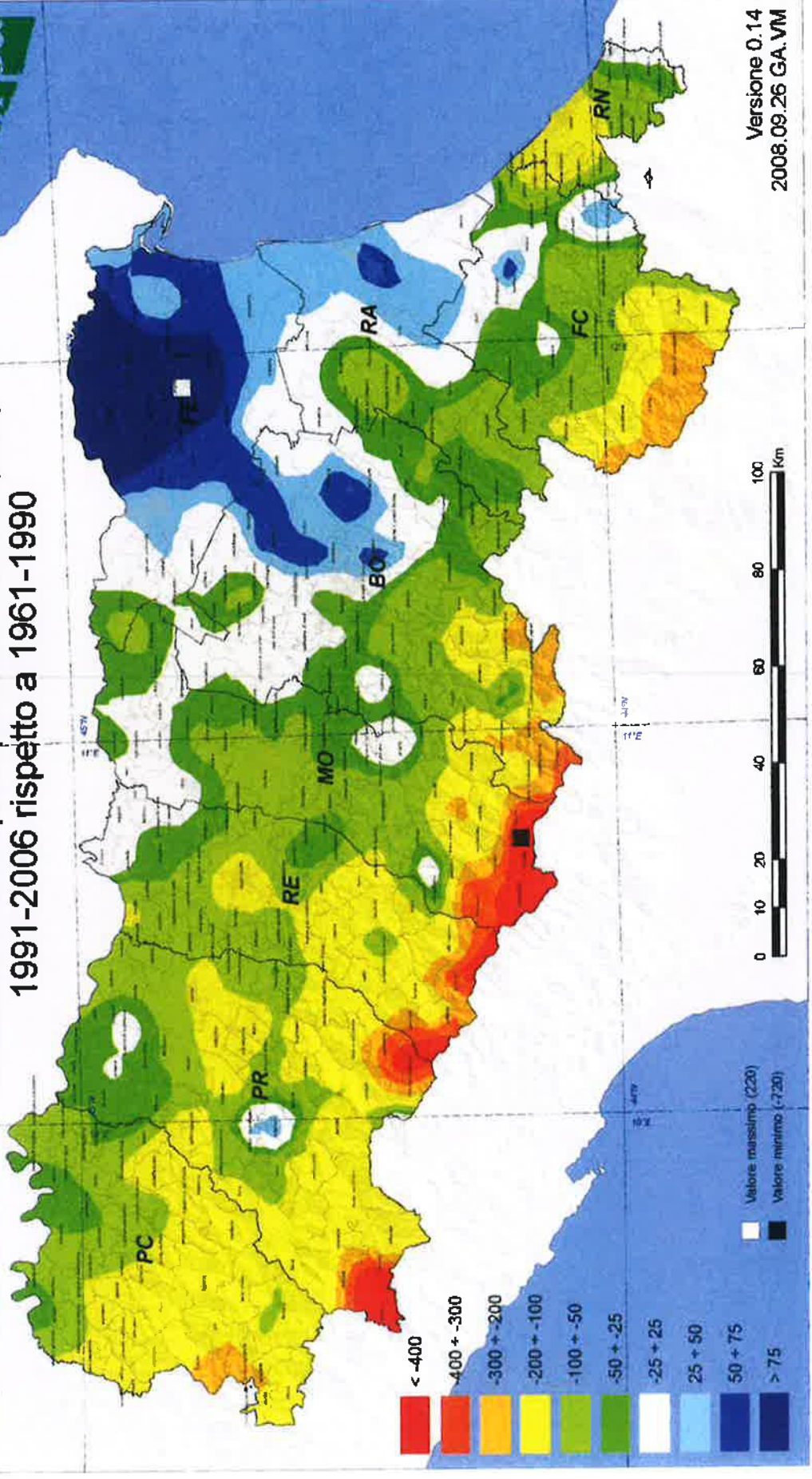
Precipitazione annua (mm) 1961-1990



Precipitazione annua (mm) 1991-2006



Variatione della precipitazione annua (mm) 1991-2006 rispetto a 1961-1990



Codice ISTAT	Nome	Provincia	Superficie (km2)	Precipitazione annua 1961-90 (mm)	Precipitazione annua 1991-06 (mm)	Differenza media precipitazione annua 1991-06 vs 1961-90 (mm)
--------------	------	-----------	------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	---

99001	BELLARIA	RN	18.0	894	770	-124
99002	CATTOLICA	RN	6.1	740	736	-4
99003	CORIANO	RN	46.8	867	781	-86
99004	GEMMANO	RN	19.2	867	792	-74
99005	MISANO	RN	22.4	780	752	-28
99006	MONDAINO	RN	16.0	835	813	-22
99007	MONTE COLOMBO	RN	11.9	865	788	-78
99009	MONTE GRIDOLFO	RN	5.6	832	809	-23
99008	MONTEFIORE CONCA	RN	22.5	839	803	-36
99010	MONTESCUDO	RN	20.0	871	792	-79
99011	MORCIANO DI ROMAGNA	RN	5.5	821	795	-26
99012	POGGIO BERNI	RN	11.8	902	795	-106
99013	RICCIONE	RN	17.5	806	741	-65
99014	RIMINI	RN	134.9	902	773	-129
99016	S.CLEMENTE	RN	20.8	838	783	-55
99017	S.GIOVANNI IN MARIGNAN	RN	19.5	772	754	-17
99015	SALUDECIO	RN	32.5	827	804	-22
99018	SANTARCANGELO	RN	45.2	924	791	-133
99019	TORRIANA	RN	22.6	830	813	-18
99020	VERUCCHIO	RN	26.8	891	803	-88



Presidenza del Consiglio dei Ministri

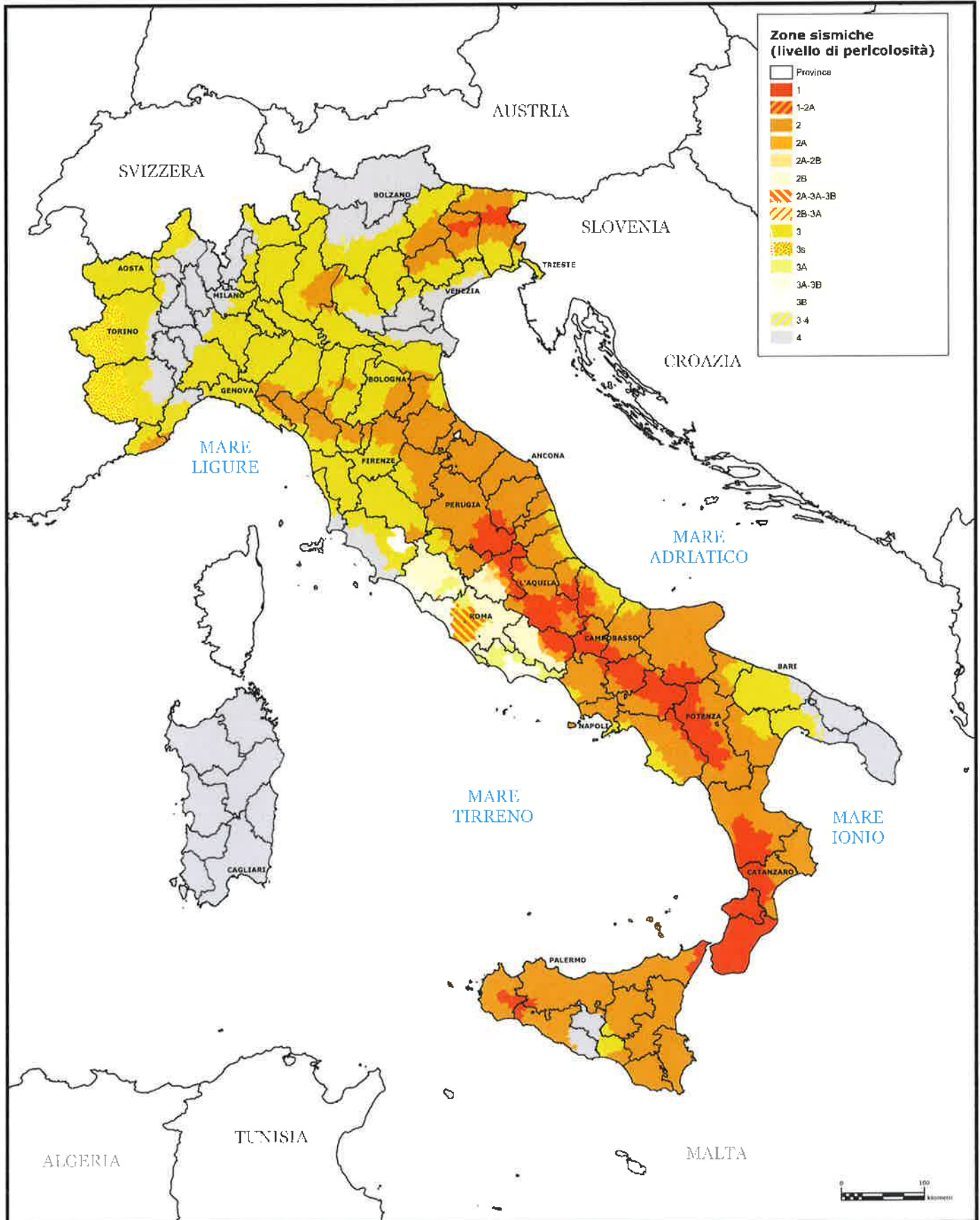
Dipartimento della protezione civile

UFFICIO III - Attività Tecnico-Scientifiche per la previsione e la prevenzione dei Rischi - Servizio Rischio Sismico

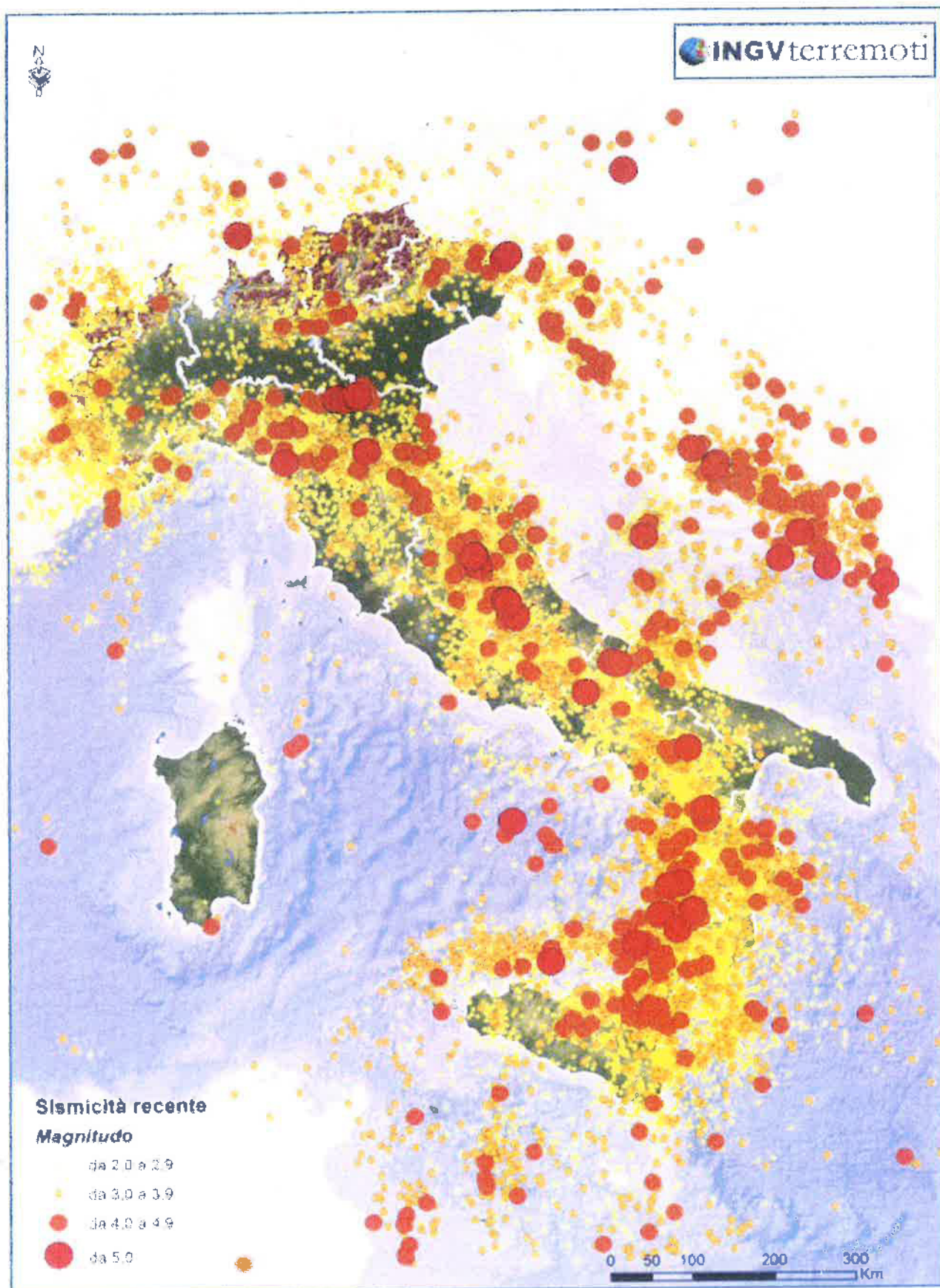
Classificazione sismica al 31 gennaio 2020

Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274 e dell'OPCM 28 aprile 2006, n. 3519

Atti di recepimento al 31 gennaio 2020. 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 23/07/18, n. 1164. Friuli Venezia Giulia: DGR 6/5/10, n. 845. Lazio: DGR 22/5/09, n. 387. Liguria: DGR 17/03/17, n. 216. Lombardia: DGR 11/7/14, n. X/2129. Marche: DGR 29/7/03, n. 1046. Molise: DGR 20/9/06, n. 194. Piemonte: DGR 15 febbraio 2019, n. 17-8404. 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. 421. 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

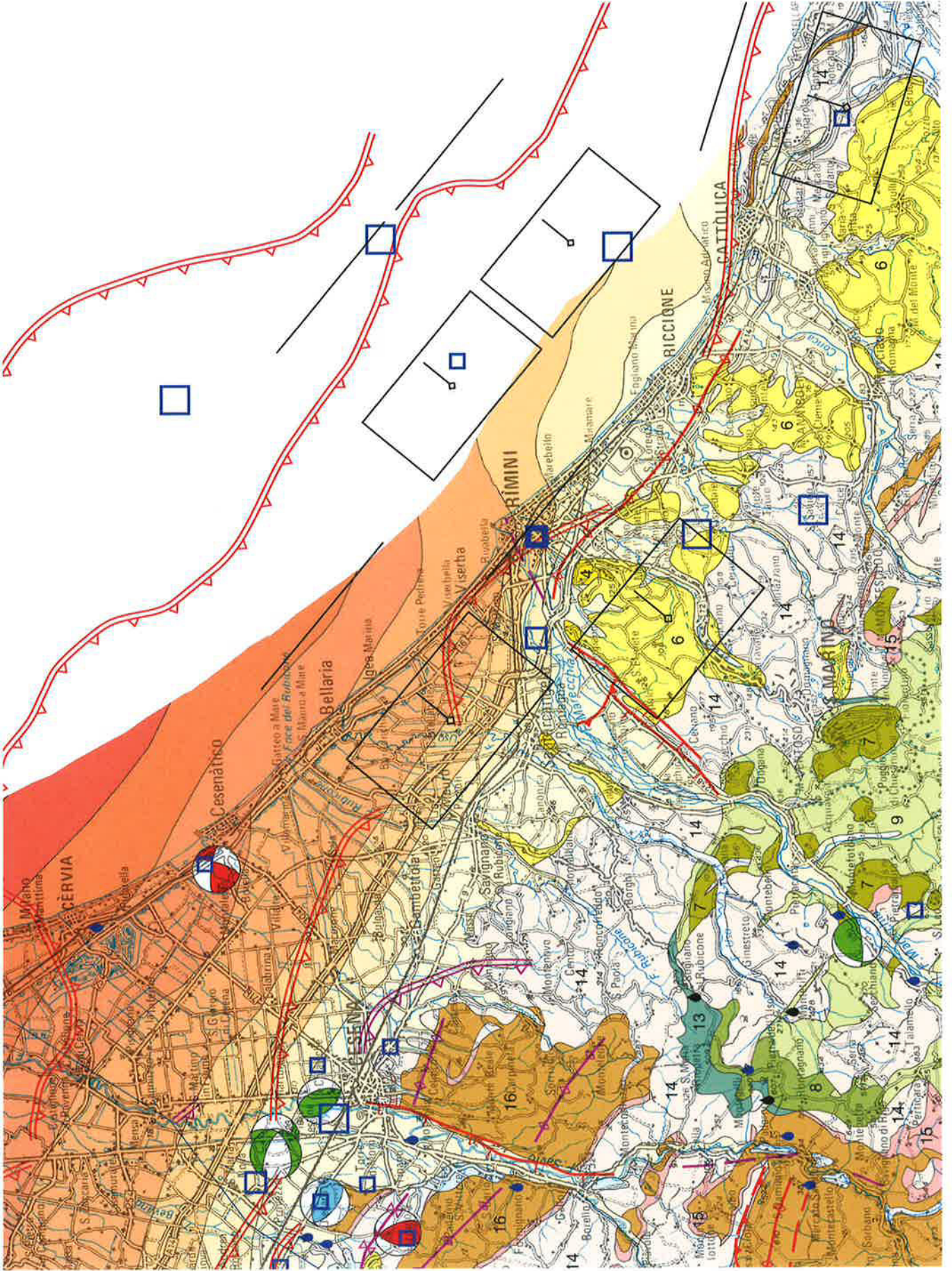


La sismicità dal 1985 al 2014. Sono mostrati i terremoti di magnitudo $M_L \geq 2.0$ registrati dalla Rete Sismica Nazionale (Dati: Iside, <http://iside.rm.ingv.it>).



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 = milioni of years

Isola base del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore ISERS; 0,45 Ma-Presente riferite al livello del mare (Islands of the base of the Emilia-Romagna Upper Synthem (ISERS, 0,45 My-Present) referred to the sea level)

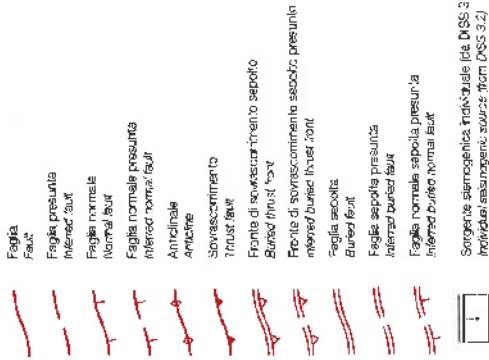
Unità geologiche affioranti

Outcropping geological Units

Depositi quaternari: de bacini intermontani e del margine padano-adriatico
Quaternary deposits: of intermontane basins and Po Plain - Adriatic margin

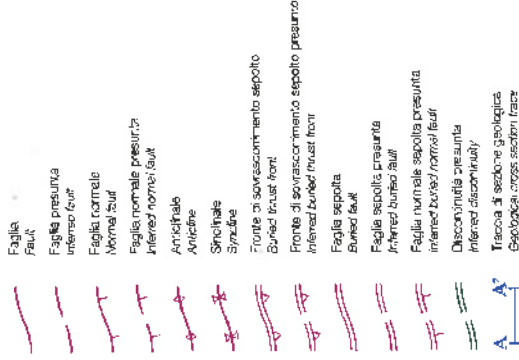
1	Depositi alluvionali olocenici Holocene alluvial deposits
2	Depositi alluvionali pleistocenici Pleistocene alluvial deposits
3	Depositi fluvo-lacustri (Villafranchiano-Pleistocene medio) Fluvial-lacustrine deposits (Villafranchian-middle Pleistocene)
4	Successione marina pleistocenica del margine padano-adriatico Pliocene-Pleistocene marine succession of the Po Plain-Adriatic margin
5	Sabbie di Imola (Pleistocene medio) Imole Sands (middle Pleistocene)
6	Sabbie gialle (Pleistocene medio) Yellow sands (middle Pleistocene)
7	Successione P. locale sup. - Pleistocene inf. Late Pliocene - Early Pleistocene succession
8	Unità all'ochione s.l. Allochthonous units
9	Successione epiligurica superiore (Burdigaliano - Messiniano inf.) Upper Epiligurian Succession (Burdigalian - Early Messinian)
10	Successione epiligurica inferiore (Lufanian - Burdigaliano) Lower Epiligurian S. succession (Lufanian - Burdigalian)
11	Unità Liguri (Giurassico - Eocene medio) Ligurian Units (Jurassic - middle Eocene)
12	Successione epiligurica (Bartonian - Langhian) Epiligurian Succession (Bartonian - Langhian)
13	Subliguri (Cretaceo - Aquitaniano) Subligurian Units (Cretaceous - Aquitanian)
14	Unità delle evaporiti Triassiche della Val Sesia Triassic evaporites of the Val Sesia
15	Melanige tettonico Tectonic melanige
16	Unità umbro-marchigiana-romagnola Umbria-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 toscana 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



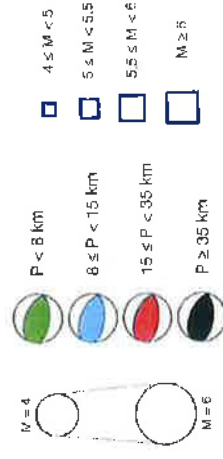
Strutture tettoniche potenzialmente attive

Potentially active tectonic structures



Mecanismi focali

Earthquake epicenters (da DSS)



Definizione del simbolo proporzionale alla magnitudo
Symbol size proportional to the magnitude

Santarcangelo di Romagna

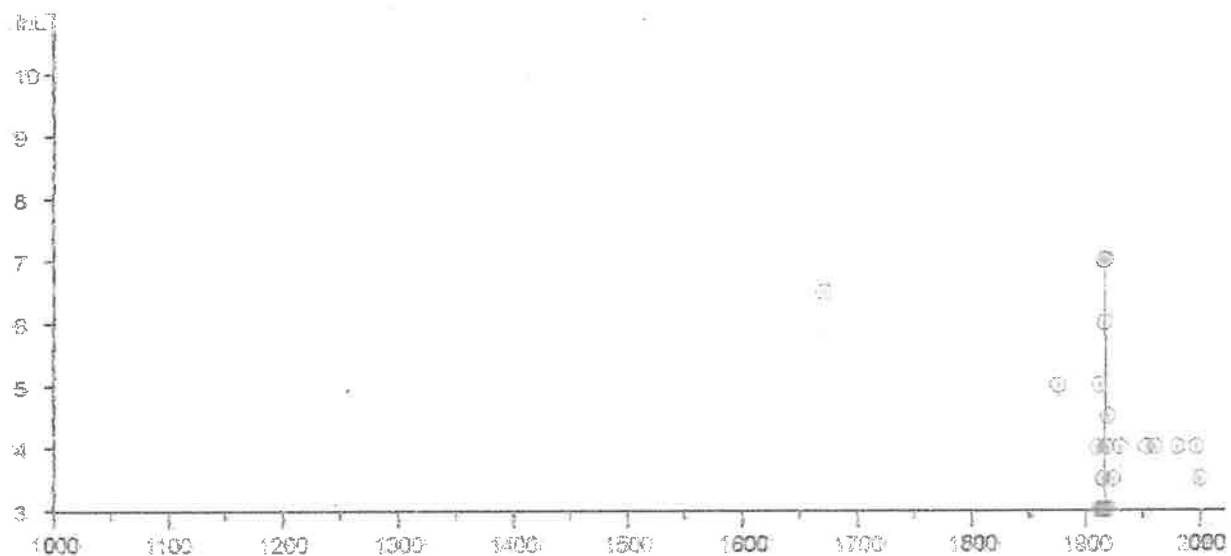
PlaceID IT_42131
 Coordinate (lat, lon) 44.063, 12.447
 Comune (ISTAT 2015) Santarcangelo di Romagna
 Provincia Rimini
 Regione Emilia-Romagna

Numero di eventi riportati 38

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	Appennino forlivese	48	5-6	4.70	

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	

Santarcangelo di Romagna (RN)



UBICAZIONE INDAGINI GEOFISICHE

- Indagini HVSR (Horizontal to vertical Spectral Ratio) -



Google Earth

POGGIO TORRIANA, Via Provinciale Uso 1931 - 1

Strumento: TRZ-0129/01-10

Inizio registrazione: 26/11/20 11:17:14 Fine registrazione: 26/11/20 11:37:14

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00".

Analizzato 98% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

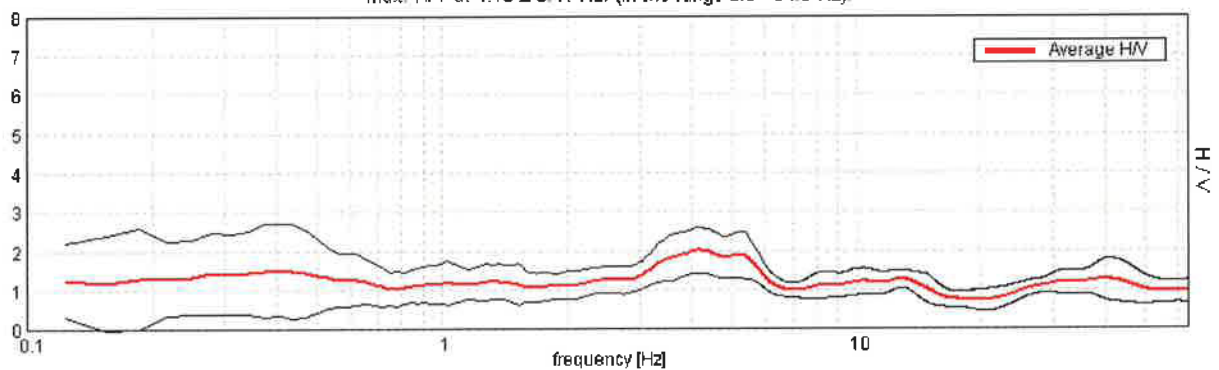
Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

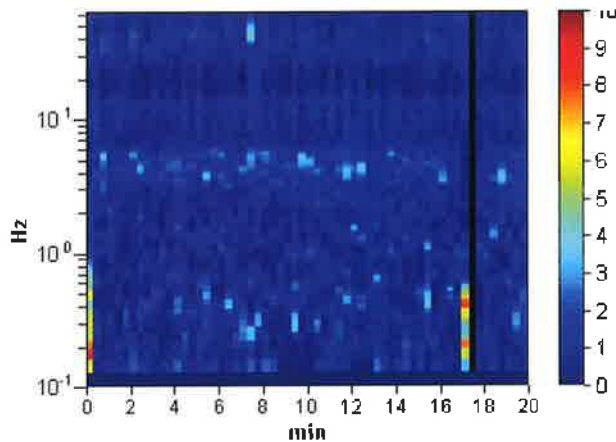
Lisciamento: 12%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

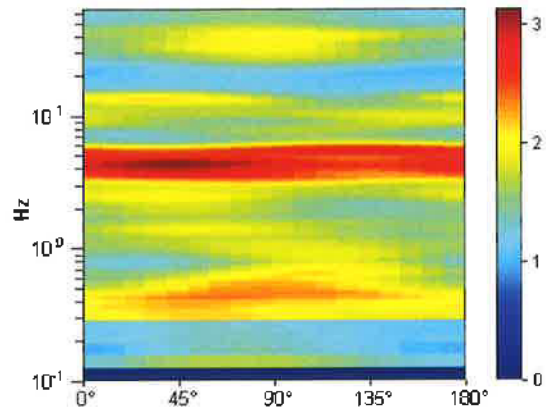
Max. HV at 4.16 ± 0.41 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



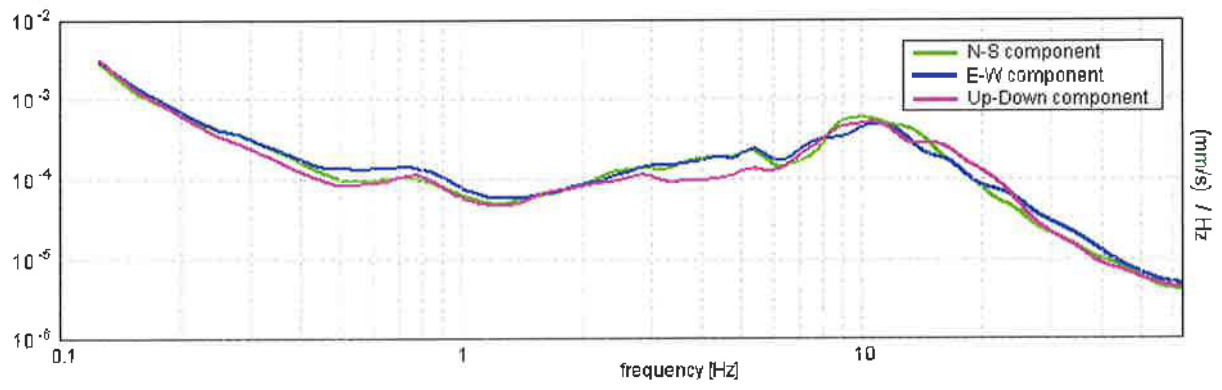
SERIE TEMPORALE HV



DIREZIONALITA' HV

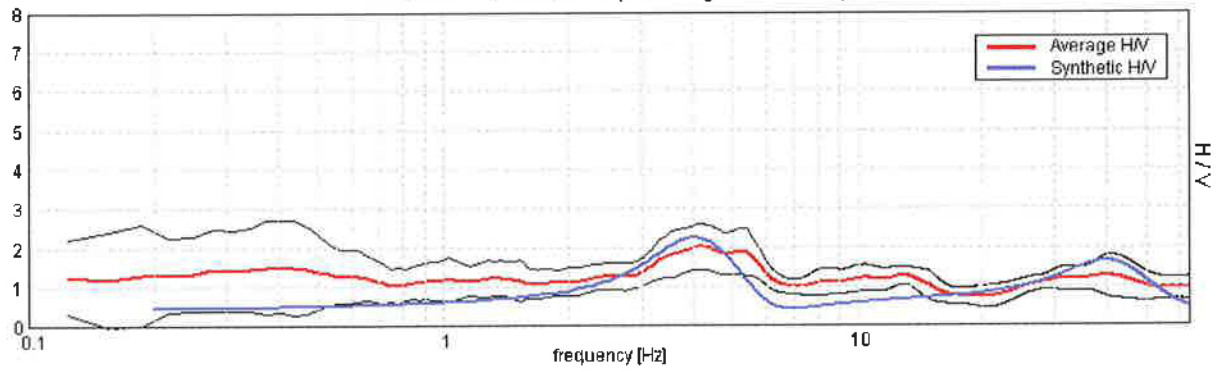


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



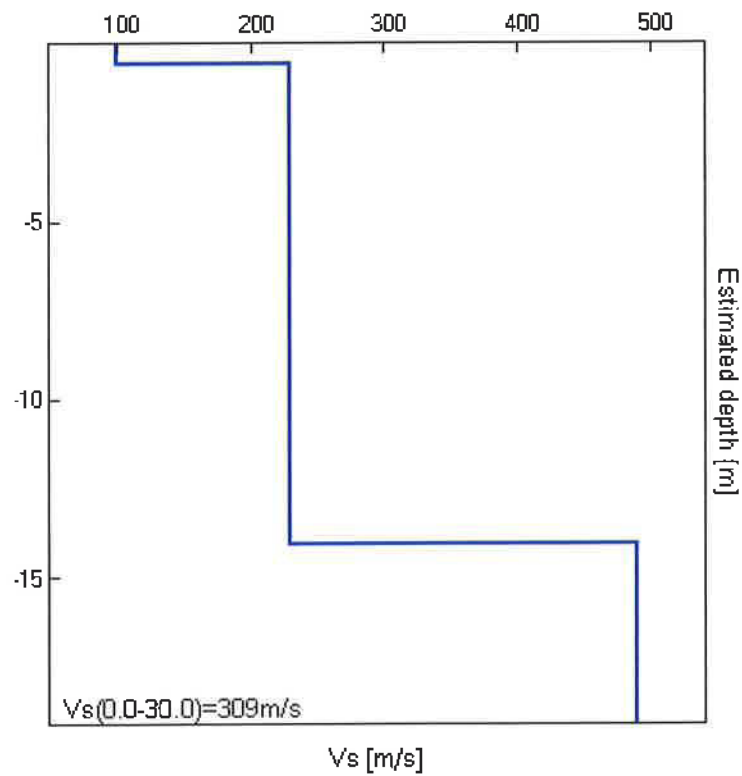
H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. H/V at 4.16 ± 0.41 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.60	0.60	100	0.25
14.10	13.50	230	0.35
inf.	inf.	490	0.35

Vs(0.0-30.0)=309m/s



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di Grilla prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 4.16 ± 0.41 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$4.16 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$4904.4 > 200$	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 $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 200	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	6.781 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.02 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.0488 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.20284 < 0.20781$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.2941 < 1.58$	OK	

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

POGGIO TORRIANA, Via Prov. Uso, 1931 - 2

Strumento: TRZ-0129/01-10

Inizio registrazione: 26/11/20 11:46:56 Fine registrazione: 26/11/20 12:06:56

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00".

Analizzato 98% tracciato (selezione manuale)

Freq. campionamento: 128 Hz

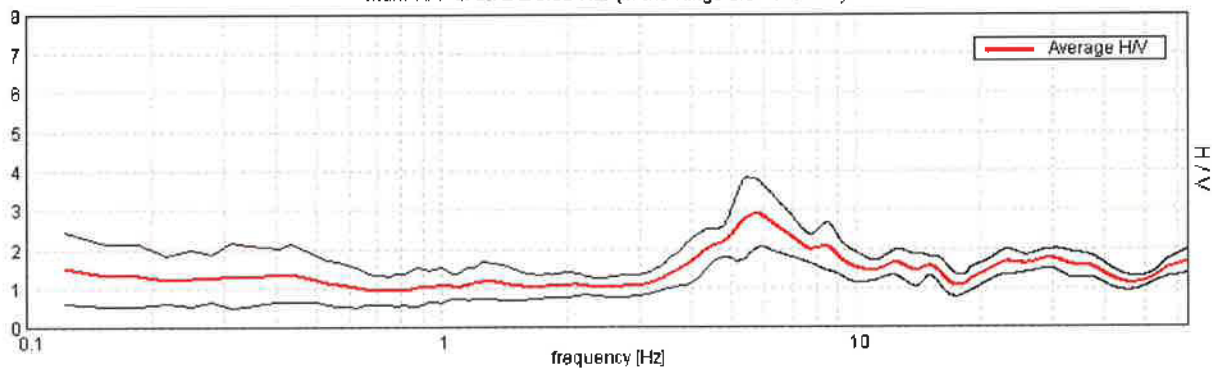
Lunghezza finestre: 20 s

Tipo di lisciamento: Triangular window

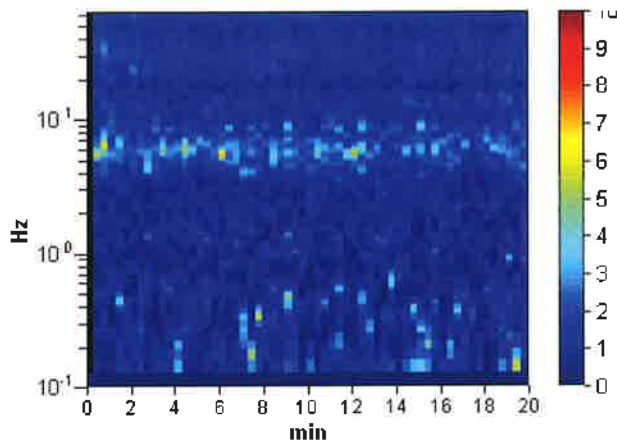
Lisciamento: 12%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

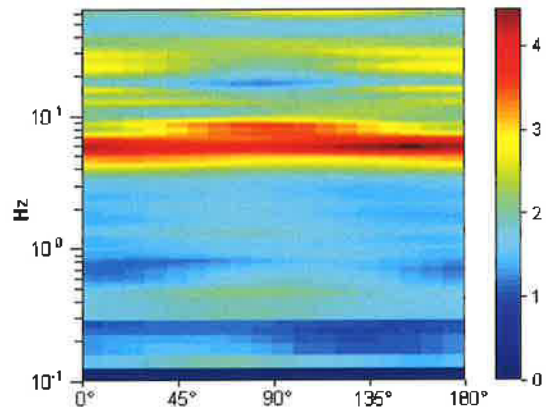
Max. H/V at 5.72 ± 0.03 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



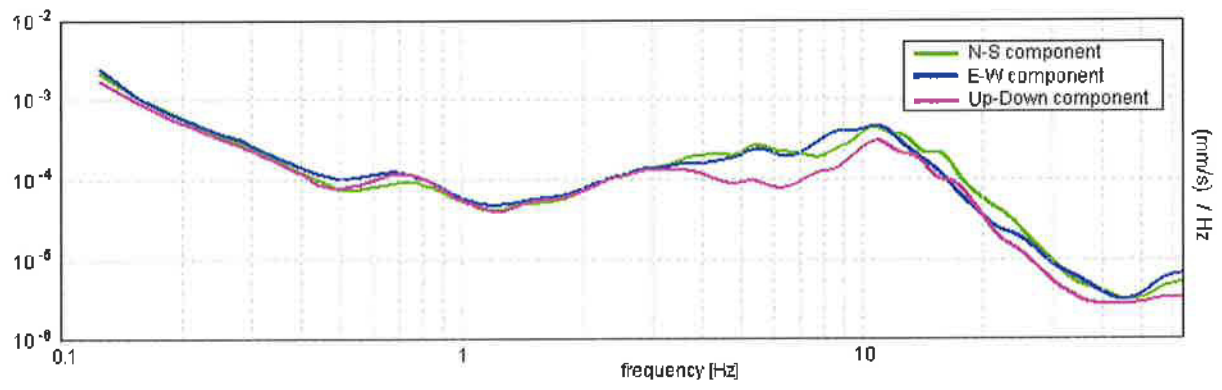
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V

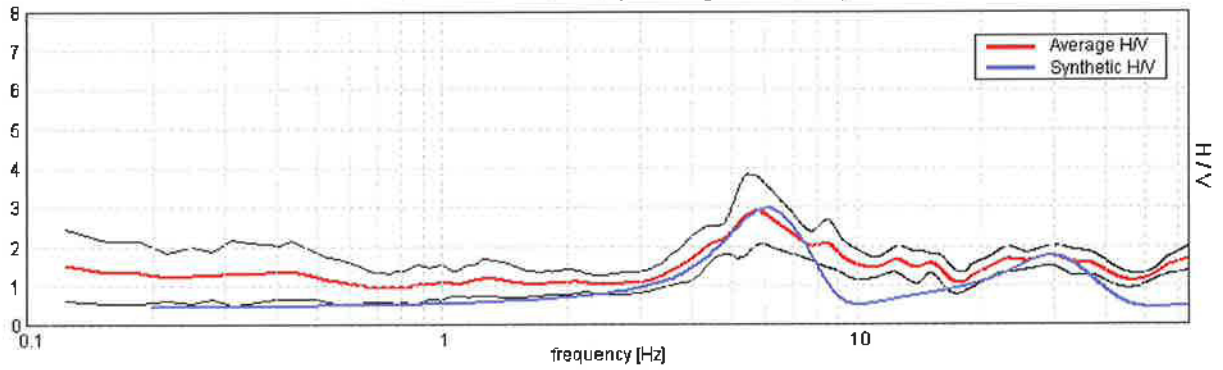


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



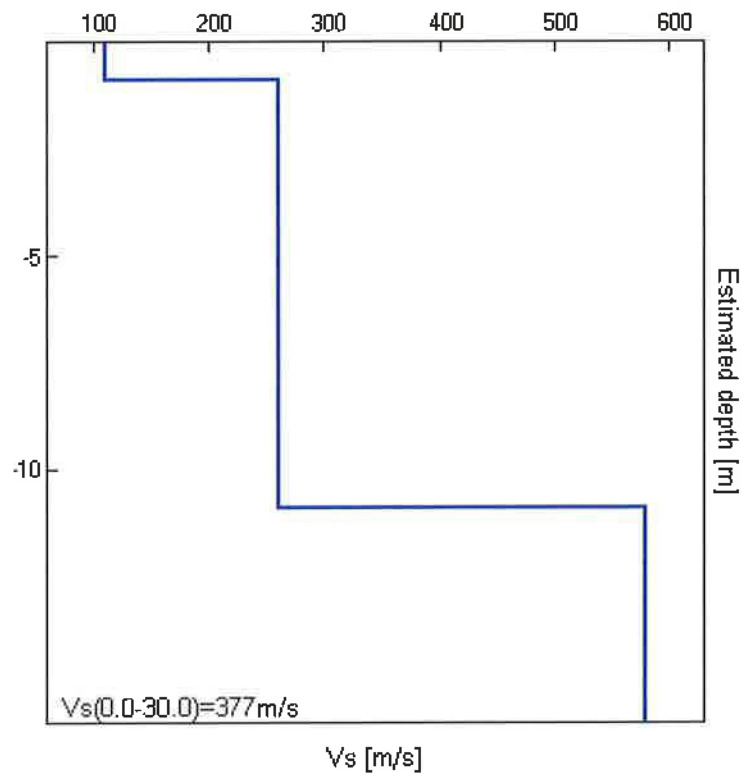
H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. H/V at 5.72 ± 0.03 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.90	0.90	110	0.25
10.90	10.00	260	0.35
inf.	inf.	580	0.35

Vs(0.0-30.0)=377m/s



[Secondo le linee guida SESAME, 2005. Si raccomanda di leggere attentamente il manuale di Grilla prima di interpretare la tabella seguente].

Picco H/V a 5.72 ± 0.03 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$5.72 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$6748.1 > 200$	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 $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 276	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

[Almeno 5 su 6 dovrebbero essere soddisfatti]

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	3.656 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	10.844 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.92 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.00262 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.015 < 0.28594$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.4421 < 1.58$	OK	

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

UBICAZIONE INDAGINI GEOFISICHE

- Indagine MASW (multichannel analysis of surface waves) -



di Scaparrotti dott. Roberto

Via Coletti 82/b - 47921 Rimini

Cell. 320 0555670

mail: scaparrotti.roberto@libero.it

p.i.039 913 304 02 c.f.: SCP RRT 60A 08H 294W

Oggetto: Indagine Geofisica M.A.S.W. (Multichannel analysis of surface)

Località: Santarcangelo di Romagna (RN), via Provinciale Uso

Data: Novembre 20202

1 INDICAZIONI GENERALI

In data 23 novembre 2020 è stata eseguita un'indagine geofisiche per la caratterizzazione dei terreni a Santarcangelo di R. (RN), via Provinciale Uso (fig.1)

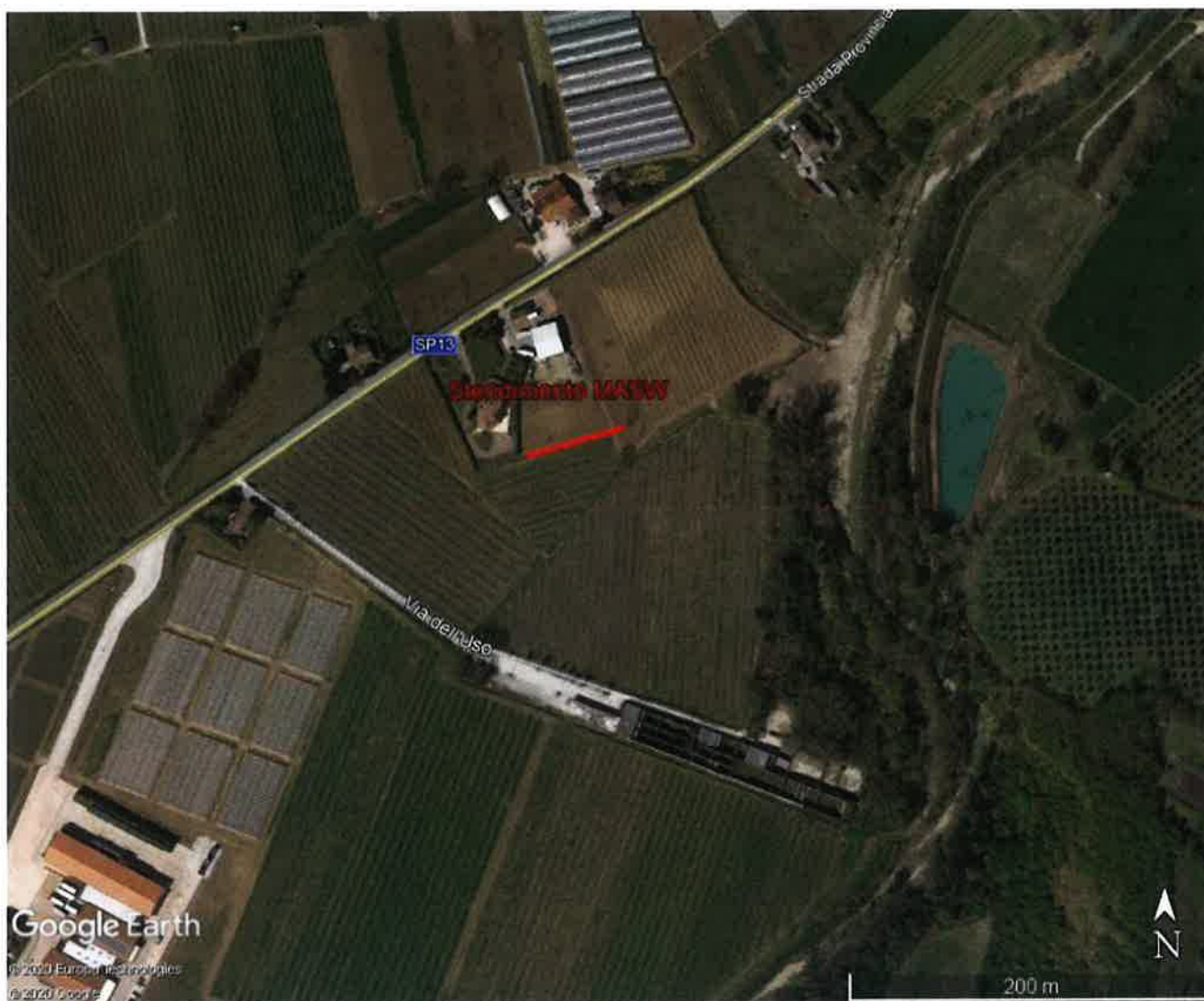


Fig.1

Per lo studio del sito in esame con finalità di classificazione sismica si sono applicate le procedure di indagine più adeguate per la progettazione in oggetto.

Allo scopo di valutare gli elementi sopra indicati, si sono realizzati in questa fase geognostica n° 1 array sismico composto da 24 ricevitori da 4.5 Hz spazati 2.5 metri per un totale di 57.50 metri mediante il quale è stato effettuato una misura di sismica attiva (MASW). (fig.2)

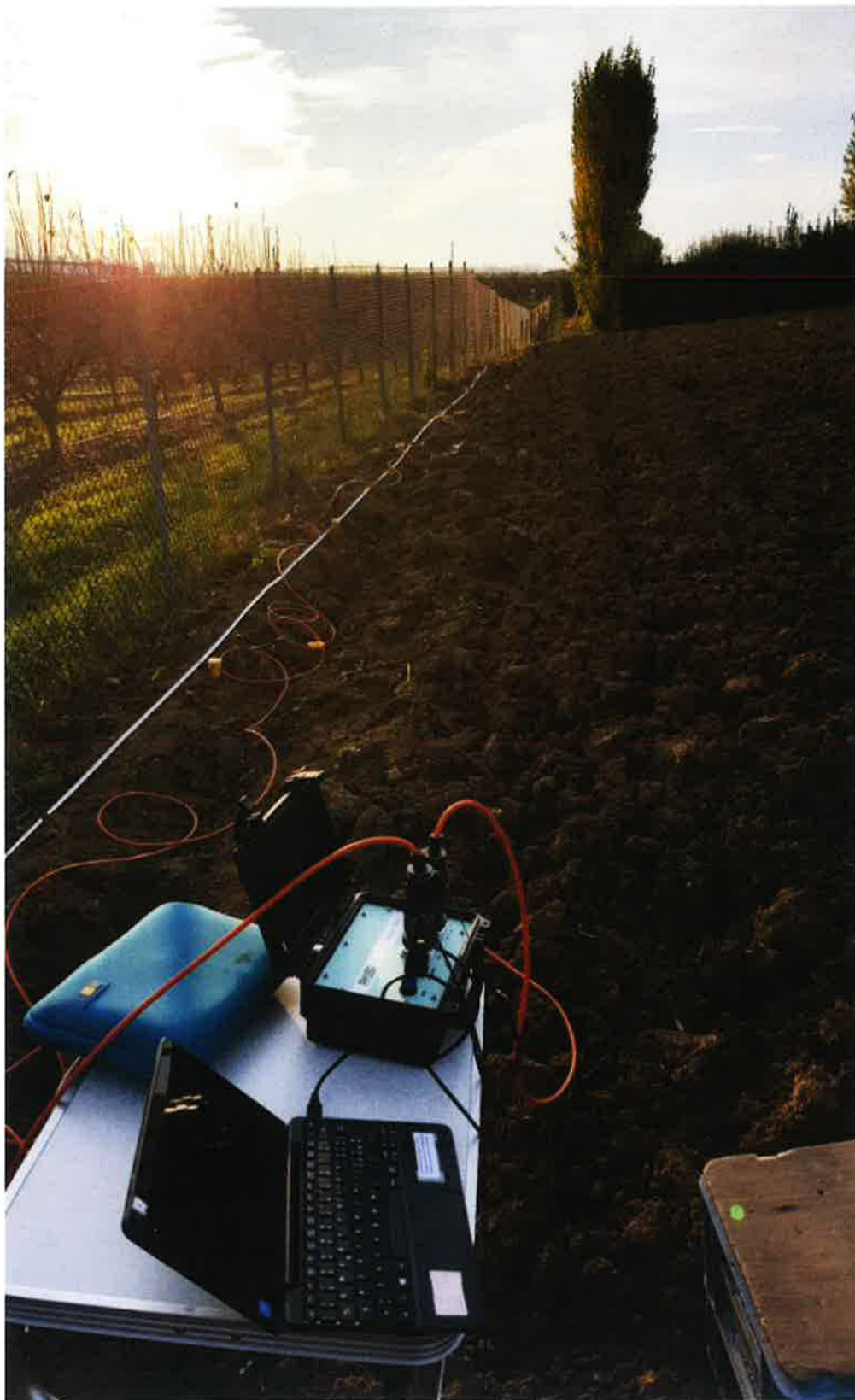


Fig2

AZIONE SISMICA

Categorie di suolo di fondazione

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s .

I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in mt.) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti.

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

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 m.

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 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 - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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 - Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

2 MULTICHANNEL ANALYSIS OF SURFACE WAVES (M.A.S.W.)

L'analisi della propagazione delle onde superficiali entro il sottosuolo con la metodologia M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves) per la determinazione della velocità delle onde di taglio (V_s) è stata effettuata mediante l'utilizzo di uno stendimento sismico di superficie composti da 24 geofoni da 4.5 Hz interdistanti 2.5 m per una lunghezza complessiva di 57.50 m; l'elaborazione, mediante software d'inversione, della prova sismica ha fornito un log di V_s posizionato al centro della sezione il quale permette di individuare eventuali variazioni verticali dei valori cinematici corrispondenti a variazioni delle caratteristiche meccaniche dei terreni indagati.

2.1 Metodologia di indagine per onde superficiali

2.1.1 Descrizione del metodo

Considerando un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, si dimostra che la velocità di propagazione delle onde di Rayleigh è indipendente dalla frequenza e che il moto indotto dalla propagazione si smorza rapidamente con la profondità, sino ad estinguersi ad una profondità circa pari ad una lunghezza d'onda [RICHART *et al.*, 1970].

Ciò vuol dire che la profondità raggiunta dipende dalla lunghezza d'onda, e che, a diverse lunghezze d'onda corrisponde la stessa velocità di fase (V_R).

In un mezzo verticalmente eterogeneo, costituito cioè da strati aventi proprietà meccaniche diverse, il comportamento delle onde superficiali è differente.

In particolare, la propagazione presenta un comportamento dispersivo (a frequenze diverse corrispondono diverse velocità di fase).

Ciò vuol dire che lunghezze d'onda diverse interessano strati diversi ai quali sono associati proprietà meccaniche differenziate: ogni lunghezza d'onda si propaga ad una velocità di fase che dipende dalle caratteristiche dello strato interessato dalla propagazione.

Quindi, nel caso di mezzo eterogeneo, le onde superficiali non hanno una singola velocità, ma una velocità di fase che è funzione della frequenza: tale fenomeno, dipendente dalla distribuzione spaziale delle proprietà sismiche del sottosuolo è noto come dispersione geometrica e la relazione che lega la frequenza alla velocità di fase prende il nome di curva di dispersione.

Alle alte frequenze, la velocità di fase coincide con la velocità delle onde di Rayleigh dello strato più superficiale, mentre, alle basse frequenze, l'effetto degli strati più profondi diventa importante, e la velocità di fase tende asintoticamente alla velocità dello strato più profondo come se questo fosse esteso infinitamente in profondità.

La curva di dispersione gioca un ruolo centrale nell'utilizzo delle onde di Rayleigh ai fini della caratterizzazione dei terreni; infatti, è funzione delle caratteristiche di rigidezza del mezzo e, posto di

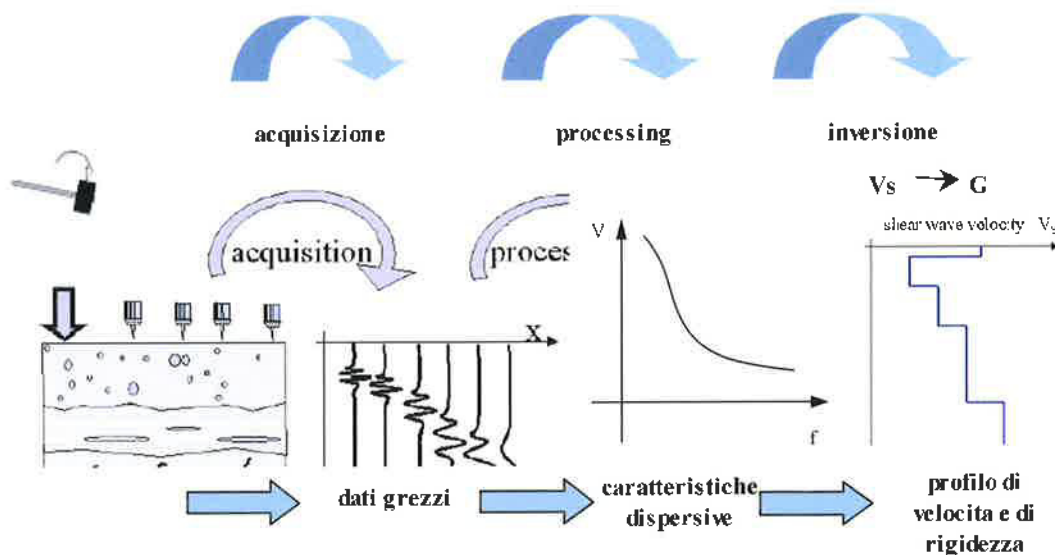
riuscire a misurarla sperimentalmente, può essere utilizzata (come si vedrà più avanti) per un processo inverso avente come obiettivo la stima delle caratteristiche di rigidità stesse.

La propagazione delle onde di Rayleigh in un mezzo verticalmente eterogeneo, è un fenomeno multimodale: data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza, possono esistere diverse lunghezze d'onda.

Di conseguenza, ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ad ognuna delle quali corrisponde un modo di propagazione, e differenti modi di vibrazione possono esibirsi simultaneamente.

Il processo di caratterizzazione basato sul metodo delle onde superficiali, schematizzato nella figura qui di seguito presentata, può essere suddiviso in tre fasi:

- 1) Acquisizione;
- 2) Processing;
- 3) Inversione.



Fasi del metodo delle onde superficiali (SWM).

I dati acquisiti, vengono sottoposti ad una fase di *processing* che consente di stimare la curva di dispersione caratteristica del sito in oggetto ovvero, la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza.

Esistono diverse tecniche di *processing* per estrarre dai sismogrammi le caratteristiche dispersive del sito.

La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale in dominio $f-k$ (frequenza-numero d'onda) [STROBBIA, 2003].

La curva di dispersione ottenuta, viene successivamente utilizzata per un processo di inversione che fornisce come risultato finale il profilo verticale della velocità delle onde di taglio nel terreno e quindi una stima della rigidità in funzione della profondità.

Quindi, le informazioni riguardanti la curva di dispersione sperimentale (associata a un mezzo le cui caratteristiche sono incognite) vengono sfruttate per affrontare il problema inverso della caratterizzazione: se le caratteristiche dispersive del sito possono essere valutate sperimentalmente, allora è possibile valutare le corrispondenti proprietà del terreno [STROBBIA, 2002].

La risoluzione del problema inverso, deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo visco-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati.

Come già sottolineato in precedenza, l'utilizzo di un modello monodimensionale è un'ipotesi che deve essere in linea di massima soddisfatta dal deposito di terreno per garantire la validità del risultato finale.

Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, ed eventualmente dalle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello.

Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione simulata).

Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura.

2.1.2 Modulità di acquisizione

Le sezione realizzata è costituita da uno stendimento sismico di superficie composti da 24 geofoni da 4.5 Hz interdistanti 2.5 m per una lunghezza complessiva di 57.50 m.

Il sismografo utilizzato è un dispositivo modulare da 24 canali Pasi Gea24; l'intervallo di campionamento è stato selezionato a 0.5 millisecc e il tempo di registrazione è stato fissato in 2 secondi.

Il sistema di energizzazione utilizzato è stato un grosso martello strumentato lasciato cadere con forza al suolo. Sono state effettuate due serie di energizzazioni esterne allo stendimento sia dal lato del ricevitore 1 sia dal lato del ricevitore 24.

L'esecuzione di più registrazioni separate invece della tradizionale procedura di *stacking* dei dati in acquisizione consente, senza un sensibile incremento dei tempi di acquisizione, di effettuare una serie di controlli statistici sulla qualità dei dati. In particolare è possibile stimare l'incertezza sui punti della curva di dispersione e verificare che l'ipotesi di monodimensionalità sia rispettata dal sito.

2.2 Elaborazione dati e stima della curva di dispersione

La fase di processing è quella che segue l'acquisizione dei dati grezzi e permette di stimare, a partire dai sismogrammi acquisiti, le caratteristiche dispersive del sito, ovvero la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza del segnale sismico (curva di dispersione sperimentale).

Il software utilizzato per l'elaborazione dei dati è stato Easy Masw

I dati vengono trasformati in dominio f_k (frequenza-numero d'onda) tramite una doppia trasformata di Fourier e la curva di dispersione è ricavata con un algoritmo di ricerca dei massimi spettrali (ai quali è associata per l'appunto la propagazione delle onde di Rayleigh).

Un confronto tra varie curve di dispersione può denotare differenze tra le stesse che possono essere imputate a varie cause quali eventuali variazioni di quota dei geofoni o, in secondo luogo, a variazioni laterali, lungo lo stendimento, delle caratteristiche meccaniche del sottosuolo.

Analizzando poi le curve di dispersione si possono altresì notare la presenza di diversi modi di vibrazione; l'energia cioè tende a propagarsi maggiormente sul modo fondamentale verso basse frequenze oppure secondo modi più elevati di vibrazione.

Lo spettro f_k può poi mettere in evidenza un intervallo di frequenze significativamente ampio; a seconda dei casi, è possibile una concentrazione di energia verso varie frequenze o, dall'altro lato, una propagazione di energia che presenta un livello simile.

Dall'analisi della curva di dispersione ottenuta, si può poi risalire alla determinazione delle caratteristiche dei terreni investigati. Mediante l'interpolazione di un certo numero di curve che si avvicinano sempre più a quella ottenuta.

Il software calcola poi il miglior modello di velocità delle onde di taglio nella zona indagata vincolando ogni singolo modello alle due curve descritte precedentemente.

Come accennato in precedenza, l'inversione è l'ultima delle tre fasi che caratterizzano il metodo delle onde superficiali e consente di ottenere, a partire da un profilo di primo tentativo e da una curva di dispersione sperimentale ricavata in sito, un modello stratigrafico finale.

3 CONCLUSIONI

Per la caratterizzazione sismica dei suoli in cui si dovranno realizzare le nuove infrastrutture si sono eseguite, in questa fase, indagini geofisiche per determinare il profilo di velocità delle onde di taglio.

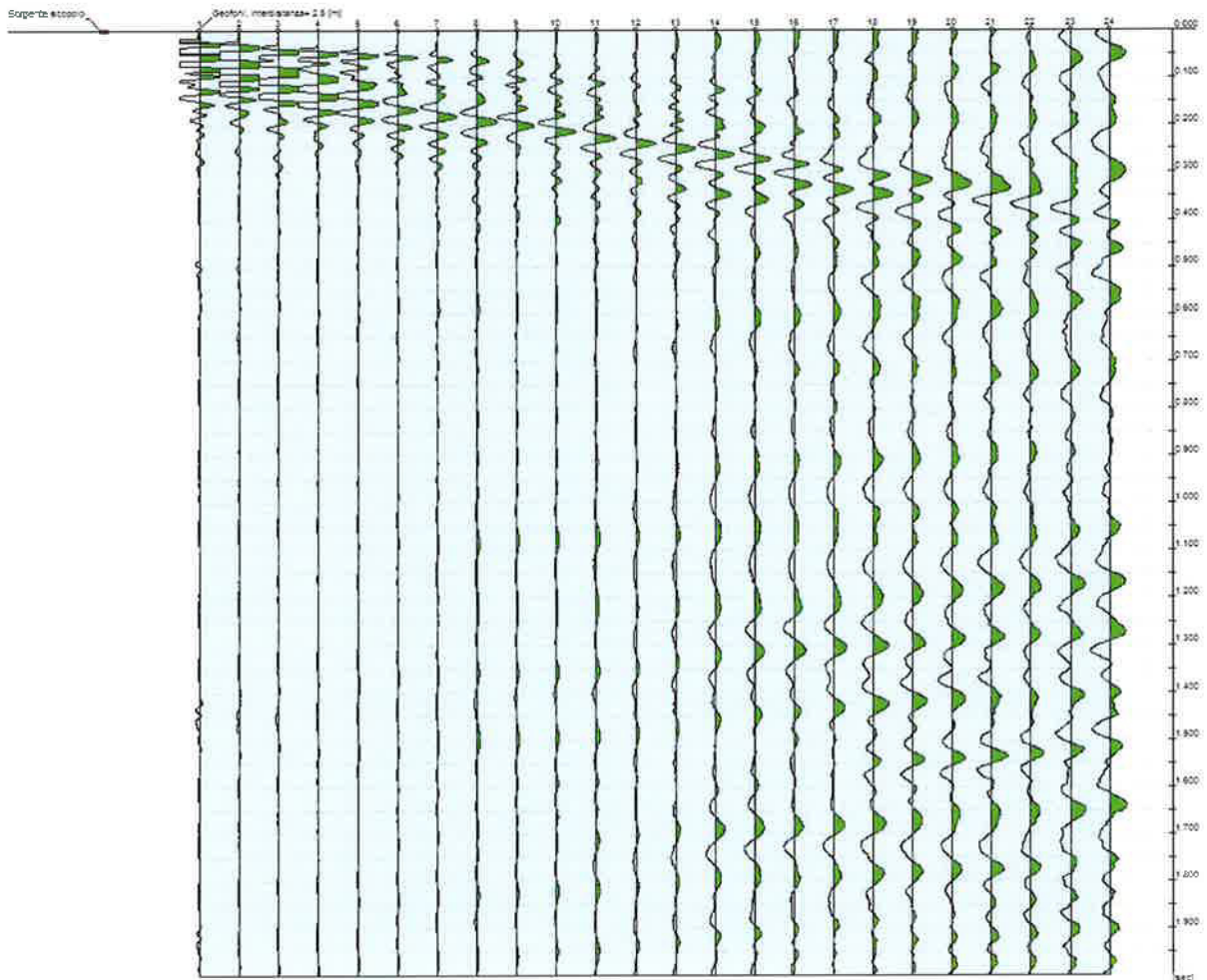
Le indagini geofisiche hanno consentito di determinare le frequenze di sito e la velocità delle onde di taglio per circa 30 metri dal piano campagna.

La caratterizzazione dei materiali in oggetto può quindi soddisfare i requisiti relativi alla entrata in vigore del nuovo decreto ministeriale.

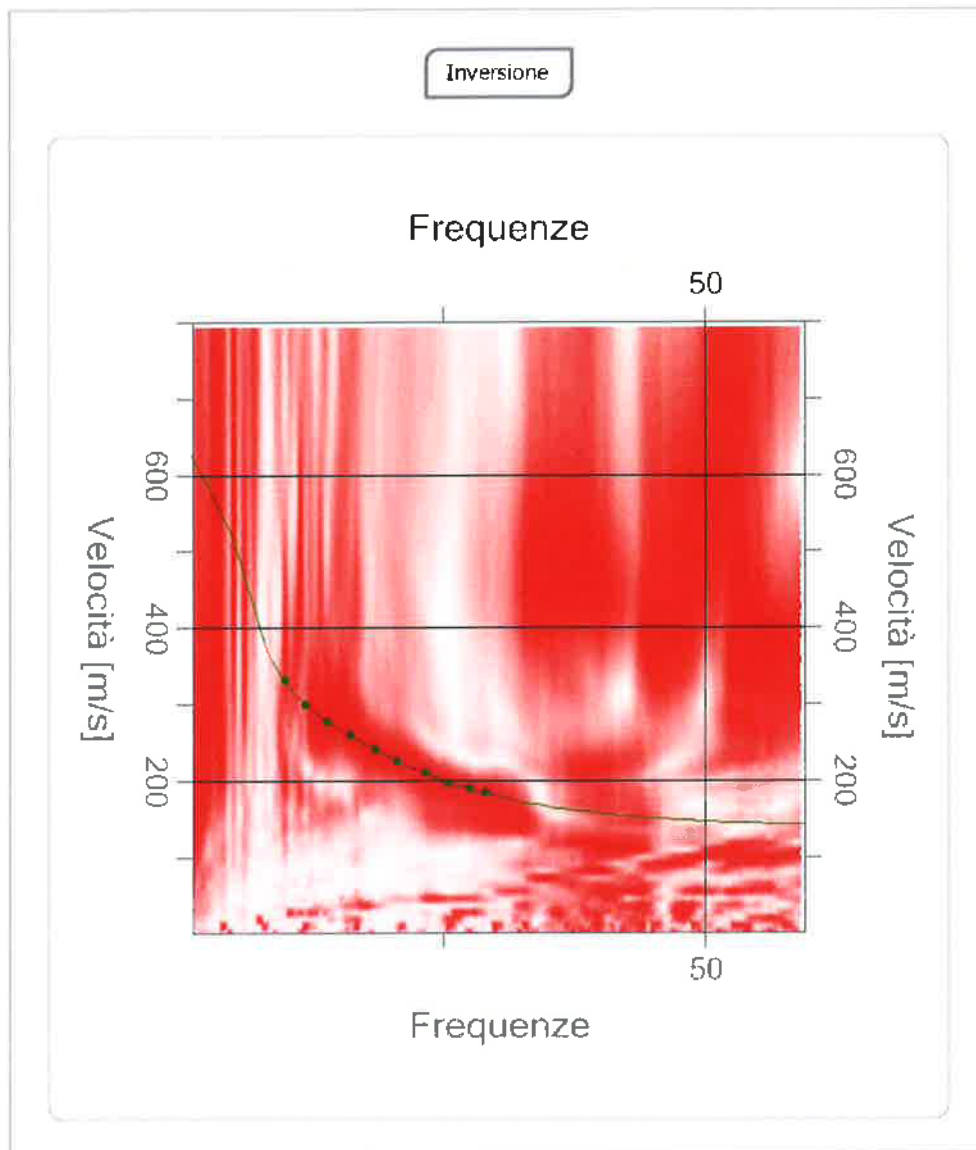
Dall'analisi dell'indagine MASW si può affermare che per i terreni indagati il valore di $V_{s_{eq}}$ è pari a 367 che corrisponde ad un terreno di tipo B secondo la classificazione sismica dei suoli a seguito dell'entrata in vigore del DM del 17 gennaio 2018

Santarcangelo di R. (RN), via Provinciale Uso

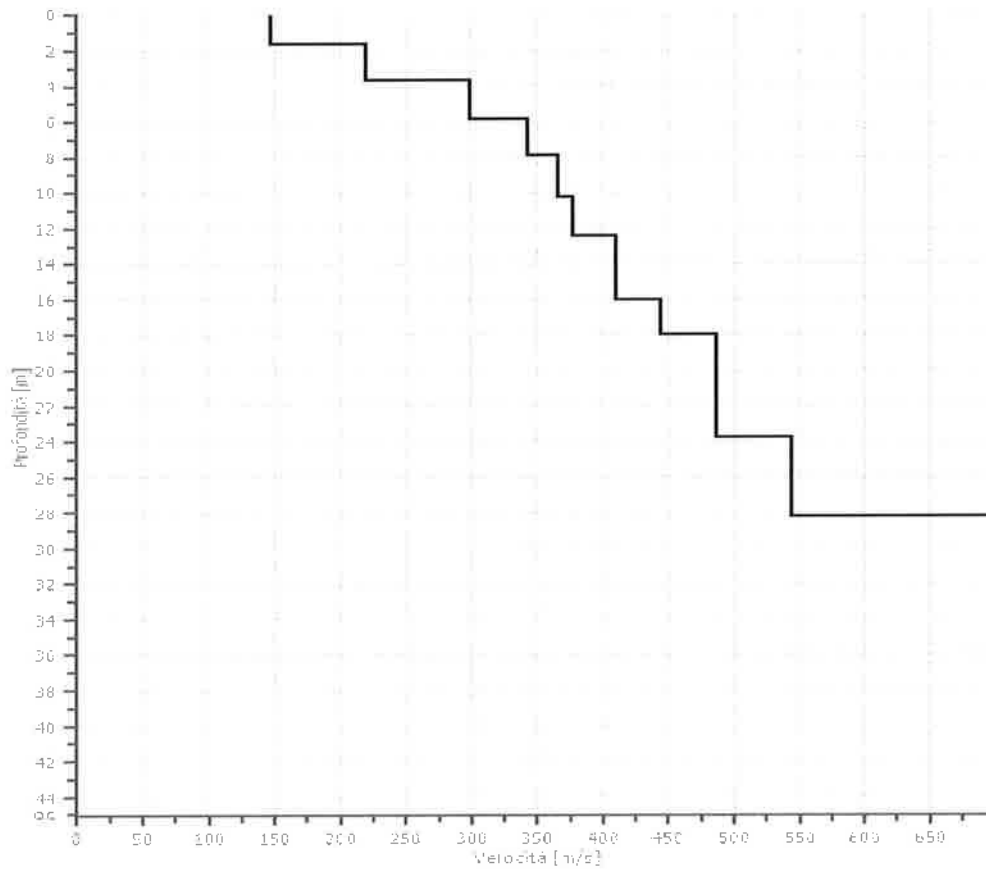
N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	2000.0
Interdistanza geofoni [m]	2.5
Periodo di campionamento [msec]	0.50



Picking della curva di dispersione



Profilo di velocità



Profondità da mt.	a mt.	Vs m/sec.
0	1.65	147
1.65	3.67	219
3.67	5.85	299
5.85	7.94	342
7.94	10.25	366
10.25	12.41	377
12.41	16.06	410
16.06	18.01	444
18.01	23.77	486
23.77	28.27	543
28.27	40	699

V_{seq} (m/sec.) 367

Categoria del suolo B