



GEOPROGET

Committente: **ZENITH COSTRUZIONI S.r.l. ed altri**

Comune: **RIMINI**

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOFISICA DI MICROZONAZIONE SISMICA PER IL  
PIANO URBANISTICO DI INIZIATIVA PRIVATA SCHEDA 8/15 IN VIA FILIPPO RE  
- COMUNE DI RIMINI**

Riccione, maggio 2008  
Rif. 1607



## INDICE RELAZIONE GEOLOGICA

1. PREMESSA.....	pag. 3
2. INQUADRAMENTO GENERALE.....	pag. 4
3. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOLOGICO.....	pag. 4
4. GEOLOGIA LOCALE E CONDIZIONI PALEOAMBIENTALI.....	pag. 5
5. CONOIDE DEL FIUME MARECCHIA.....	pag. 5
6. ANALISI GEOLOGICA DELL'AREA OGGETTO DI PIANO URBANISTICO.....	pag. 6
6.1. Aspetti geografici e geomorfologici.....	pag. 6
6.2. Aspetti geografici e geomorfologici.....	pag. 7
6.3. Aspetti idrografici e idrogeologici.....	pag. 8
6.3.1. Valutazioni idrologiche per opere di regimazione.....	pag. 9
7. TUTELA ASSETTI IDROGEOLOGICI.....	pag. 9
8. ANALISI GEOLOGICO TECNICA - INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	pag. 10
8.1. Penetrometrie statiche (C.P.T.).....	pag. 10
8.2. Prove di laboratorio.....	pag. 10
8.2.1. Analisi granulometrica e limiti di atterberg.....	pag. 10
8.3. Stratigrafia e litologia.....	pag. 11
9. EDIFICABILITA' DELL'AREA E CENNI SULLE FONDAZIONI.....	pag. 11
9.1. Considerazioni generali.....	pag. 11
9.2. Problematiche legate all'edificazione nell'area di intervento.....	pag. 12
9.3. Caratteristiche dei terreni superficiali come sottofondo per sovrastrutture stradali.....	pag. 13
10. DEFINIZIONE DEL RISCHIO SISMICO.....	pag. 13
10.1. Coefficiente sismico di fondazione ( $\epsilon$ ).....	pag. 13
10.2. Azione sismica – individuazione effetti di sito.....	pag. 14
10.3. Potenziale di liquefazione dei terreni.....	pag. 16
11. VALUTAZIONI DI MICROZONAZIONE SISMICA.....	pag. 16
11.1. Premesse normative.....	pag. 16
11.2. Verifiche e valutazioni di microzonazione sismica.....	pag. 17

## INDICE RELAZIONE GEOFISICA

12. PREMESSA.....	pag. 19
13. INDICAZIONI SUI LIVELLI DI ANALISI.....	pag. 20
14. REFRACTION MICROTREMOR (RE.MI.)- Modalità operative.....	pag. 21
14.1. Generalità.....	pag. 21

14.2. Sorgente di energia.....	pag. 23
14.3. Apparato di ricezione.....	pag. 23
14.4. Operazioni di campagna.....	pag. 23
14.5. Acquisizione dati.....	pag. 24
14.6. Elaborazioni dati – Elaborazione sismogrammi e traduzione tracce sismiche.....	pag. 24
14.7. Definizione della geometria della ricerca.....	pag. 24
14.8. Definizione dei parametri di calcolo.....	pag. 25
14.9. Picking.....	pag. 25
14.10. Analisi delle risultanze delle velocità.....	pag. 26
15. MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) - Modalita' operative.....	pag. 26
15.1. Generalità.....	pag. 26
15.2. Modalità di Processing.....	pag. 28
15.3. Elaborazioni dati e stima della curva di dispersione.....	pag. 28
16. RISPOSTA SISMICA LOCALE (HVSr tecnica Nakamura) – Modalita' operative.....	pag. 29
16.1. Generalità.....	pag. 29
16.2. Basi teoriche.....	pag. 29
16.3. Attrezzature e modalità esecutive.....	pag. 30
16.4. Elaborazioni dati.....	pag. 31
16.5. Frequenze.....	pag. 31
16.6. Spessori.....	pag. 31
17. ELABORATI CARTOGRAFICI.....	pag. 32
18. VALUTAZIONE DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA.....	pag. 32
19. CONCLUSIONI.....	pag. 34

## ALLEGATI NEL TESTO

- ALLEGATO N. 1 - Inquadramento geografico-corografia
- ALLEGATO N. 2 - Carta geologica
- ALLEGATO N. 3 - Planimetria con ubicazione penetrometrie e sezioni
- ALLEGATO N. 4 - Profili penetrometrici
- ALLEGATO N. 5 - Prove di laboratorio
- ALLEGATO N. 6 - Dati pluviometrici
- ALLEGATO N. 7 - Valutazione della suscettibilità alla liquefazione
- ALLEGATO N. 8 - Sezione litologico - meccanica
- ALLEGATO N. 9 - Elaborati della indagine geofisica

# RELAZIONE GEOLOGICA

## 1 PREMESSA

Per conto della società [redacted] e [redacted] si redige una relazione geologica per Piano Urbanistico Attuativo di Iniziativa Privata - Scheda 8/15 su area sita in via Filippo Re nel territorio comunale di Rimini (RN).

L'area di studio è compresa nel Foglio alla scala 1.25.000 256 S.E. (Rimini) nonché nell'Elemento 112 (Rimini) del Foglio 256 (RIMINI) della Carta Tecnica Regione Emilia Romagna (allegato n. 1).

L'Indagine Geologica eseguita in ottemperanza al punto "h" del D.M. 11 Mar. 1988, supplemento ordinario alla G.U. n. 127 del 1 Giu. 1988, ed in base alle "Indicazioni metodologiche sulle indagini geologiche da produrre a corredo dei piani urbanistici comunali" - Prot. N. 1288 del 11/02/1983 della Giunta Regionale Emilia - Romagna (Dipartimento Ambiente - Territorio - Trasporti), è stata articolata nelle seguenti fasi:

- rilevamento geolitologico, geomorfologico e delle condizioni idrogeologiche;
- esecuzione di n. 8 sondaggi penetrometrici statici C.P.T.;
- esecuzione di prove di laboratorio sui campioni prelevati dalle penetrometrie;
- definizione delle caratteristiche geolitologiche e geomeccaniche dell'area di intervento in relazione alla sua edificabilità e alle strutture fondali proponibili;
- valutazione degli elementi di pericolosità geologica;

La relazione include anche uno studio geofisico limitato all'area "G2.2 super standard" nella eventualità in cui vengano realizzate in essa opere di rilevante interesse pubblico. A questo proposito la Regione Emilia-Romagna pone come obiettivo per gli atti di pianificazione urbanistica la riduzione del rischio sismico, così come specificato nell'art. 2, comma 4, dell'allegato alla L.R. 20/2000. Pertanto con Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07 la Regione Emilia-Romagna ha approvato il seguente documento: "Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 - Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", seguita successivamente da una nota esplicativa redatta dai Servizi della Regione Emilia-Romagna con prot. n. 2007.0166430 del 22/06/07.

- studio per la microzonazione sismica includente:
  - stendimento sismico di superficie per rilevamento sezioni con sistema "MASW" con 24 geofoni per fornire il log sismico delle onde di taglio posizionate al centro della sezione ai fini della definizione della Vs30;
  - acquisizione del rumore ambientale (tecnica Re.Mi) sullo stendimento sismico della prova MASW per fornire il log sismico delle onde di taglio posizionate al centro della sezione ai fini della definizione della Vs30;
  - sismica passiva per la misura del noise ambientale con simometro (tromino) e sensori tridirezionali da 2 Hz ai fini della definizione delle frequenze di risonanza del sito.

Tale studio è finalizzato unicamente alla valutazione da parte dell'Ufficio Difesa del Suolo della Provincia di Rimini, ai sensi dell'art. 37 della L.R. 31/02 e s.m. (modificato dall'art. 14 della L.R. 10/03), della compatibilità dello strumento urbanistico attuativo con gli elementi di pericolosità locale. A tal fine si dichiara di aver preso visione della pianificazione territoriale sovra ordinata esistente e delle eventuali prescrizioni di carattere geologico.

Pertanto, partendo dalle analisi effettuate, procede ad una serie di considerazioni atte a individuare, in prima battuta, i criteri di intervento più idonei da adottare.



## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

Il bordo appenninico esterno e la attuale fascia costiera sono il prodotto del sistema ad embrici e accavallamenti che regola il sollevamento e lo sviluppo della catena appenninica. Secondo le ricerche dell'AGIP (Pieri e Groppi, 1981; *Subsurface Geological Structure of the Po Plane*. Publ. 414 P.F. Geodinamica. CNR, 23 p.) la Pianura Padana meridionale costituisce una stretta fascia allungata parallelamente ai rilievi del bordo appenninico. La presenza di strutture tettoniche sepolte drappeggiate ed annegate da tali depositi, storicamente ipotizzata, è stata accertata attraverso la realizzazione di "sezioni sismiche".

Lungo il bordo appenninico esterno e la fascia di pianura antistante gli elementi strutturali accatastati vengono a formare un prisma di accrezione che per la complessa interferenza tra l'attività tettonica e quella sedimentaria assume i caratteri di una pronunciata fossa tettonica denominata "Avanfossa appenninico - adriatica" (Ori G.G., Roveri e Vannoni, 1986; "Plio - Pleistocene Sedimentation in the Appenninic - Adriatic Foredeep Adriatic Sea". In: P.A. Allen, P. Homewood and G. Williams eds., *Foreland Basins*, International Association of Sedimentologists Special Publication, 8; 1986).

L'intrecciarsi di complessi meccanismi sedimentari e tettonici hanno dato luogo alla formazione di bacini alla fronte e sulla parte retrostante degli accavallamenti traslando con essi all'interno della Avanfossa. Il risultato finale è quello di un consistente impilamento di sedimenti caratteristici della successione sedimentaria plio - pleistocenica della zona di studio.

## 3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOLOGICO

Il territorio comunale di Rimini ricade sulle ultime propaggini meridionali della pianura padana che tende a restringersi fino ad annullarsi in corrispondenza del promontorio di Gabicce.

La morfologia dell'area è caratterizzata dalla presenza di una pianura costiera parallela alla linea di costa larga circa 600-900 mt, che viene interrotta verso monte da un gradino morfologico che si eleva per un'altezza anche di 6-7 mt. Si tratta di una paleofalesia costiera formatasi a seguito di una trasgressione marina di notevole entità avvenuta circa 17.000 anni fa. Il gradino morfologico è interrotto nella sua continuità laterale dalle incisioni dei corsi d'acqua e dalle modifiche antropiche a seguito dell'urbanizzazione dell'area costiera. Dalle quote di pianura, comprese tra 10,0 e 20,0 mt s.l.m., si accede agli alvei attraverso scarpate alluvionali, alcune alte anche diversi mt, incise dai corsi d'acqua nel corso delle divagazioni operate nel tempo sul territorio.

Dal punto di vista geologico il territorio comunale occupa il margine padano-adriatico della catena appenninica caratterizzato da depositi sedimentari di origine marina.

Il margine collinare risulta delimitato a SE dalla coltre della Val Marecchia, dove due grandi colate gravitative si estendono trasversalmente fino alla pianura: la prima della fine del Tortoniano presenta numerosi ed ingenti esotici derivanti dai complessi "tosco-emiliani"; la seconda originatasi per smembramento della prima dopo il sollevamento del Paleoappennino interno nel Pliocene inferiore, segue la regressione deposizionale (depositi marini per lo più di fase regressiva dello spessore in Val Marecchia anche di 1700 mt) della successione pliocenica deposta sull'alloctono. Segue il ciclo appenninico medio-superiore marino anch'esso con fase regressiva dominante e spessori anch'essi notevoli. Nel Pleistocene inferiore si succede l'ultimo ciclo marino sul cui tetto poggiano i depositi continentali - litorali del Pleistocene inferiore-medio dagli spessori variabili da 50 a 1200 mt.

Nel territorio riminese le colline sono da riferirsi ai terreni del Pliocene Pedepennino (del Pliocene medio - superiore) dalla facies o argillosa o prettamente sabbiosa. Sulle formazioni plioceniche poggiano i depositi argillosi e sabbiosi del Pleistocene sui quali sono stati depositi dai corsi d'acqua, nel corso delle loro divagazioni, sedimenti limosi, sabbiosi e ghiaiosi di origine alluvionale. Verso mare questi sono interrotti dal gradino morfologico della paleofalesia a valle della quale sono presenti depositi sabbiosi di origine marina.

I depositi Plio - pleistocenici sono stati incisi e modellati dalla rete idrografica: gli abbassamenti e gli innalzamenti del livello marino unitamente al fenomeno della subsidenza, ha consentito l'accumulo di spessori di alluvioni e la formazioni di terrazzi fluviali fino al quarto ordine.

## **4 GEOLOGIA LOCALE E CONDIZIONI PALEOAMBIANTALI**

Il territorio riminese è caratterizzato per la parte di pianura da terreni di origine alluvionale e di deposito marino.

I depositi sabbiosi di litorale sono riconducibili all'ultima glaciazione (Wurmiana di circa 70.000 ani fa) che innalzò il livello marino 100 mt al di sopra del livello attuale. La linea di costa si trovava tra Pescara e Zara nord dalla quale si sviluppava un'ampia pianura alluvionale nella quale i corsi d'acqua che la solcavano erano affluenti del Po. Le conoidi create dai fiumi sono costituite da elevati spessori ed attualmente le loro terminazioni si trovano in mare a distanze notevoli dall'attuale linea di costa.

Con l'alternarsi di fasi di glaciazioni e di seguenti miglioramenti climatici (scioglimento dei ghiacci) il livello del mare subì abbassamenti ed innalzamenti determinando conseguenti regressioni e trasgressioni delle acque sulla terra emersa. Durante un una trasgressione marina di notevole entità, avvenuta circa 17.000 anni fa (trasgressione flandriana), le acque si estesero sulla piana fluvio-palustre raggiungendo il livello massimo alcuni metri al di sopra di quello attuale circa 6.000 anni fa. Con la trasgressione vennero erosi i depositi della pianura alluvionale e si formò la scarpata tra l'alta pianura e il mare sottostante, nel quale iniziarono a depositarsi i sedimenti più fini rimaneggiati dalle correnti marini. Alla trasgressione seguì una lenta e progressiva regressione fino al raggiungimento dell'attuale linea di costa.

## **5 CONOIDE DEL FIUME MARECCHIA**

Il conoide del Fiume Marecchia ha dal punto di vista morfologico il suo apice alla stretta del Ponte Verucchio e per base il tratto compreso tra il porto - canale di Rimini e lo sbocco a mare dello Scolo Pedrera Grande (limite Nord del Comune di Rimini).

Rispetto ai conoidi limitrofi, dell'Uso e dell'Ausa, il conoide del Marecchia si differenzia per la più grande estensione e per il maggior accumulo di materiale alluvionale. Esso si estende per circa 130 Km<sup>2</sup> e il materasso alluvionale supera i 300 mt di spessore in corrispondenza della costa. Tale maggiore spessore è dovuto essenzialmente a cause di ordine tettonico cioè alla formazione durante il sollevamento della dorsale appenninica di sistemi di faglie trasversali (sistema Fiume Rubicone - Fiume Marecchia).

Tali eventi hanno determinato da un lato il formarsi di un bacino notevolmente affossato e caratterizzato da ingenti apporti sedimentari, dall'altro l'avanzata dei Complessi Liguridi (Colata della Val Marecchia) sino in prossimità del margine adriatico.

Il 40% circa del conoide risulta oggi sommerso dalle acque, per cui la porzione effettivamente emersa si aggira sui 77 Km<sup>2</sup>. Tale fatto è da mettere in relazione con le oscillazioni del livello marino verificatesi dall'ultima glaciazione (wurmiana) sino ad oggi; tali vicissitudini ed i relativi caratteri sedimentari sono testimoniati dai lembi dei terrazzi antichi presenti sui fianchi della valle anche a quote elevate. Il conoide marecchiese si può suddividere, dal punto di vista geomorfologico, in maniera schematica, in un conoide "antico" (Pleistocenico o pre-pleistocenico) nettamente terrazzato ed un conoide "recente" (Olocenico) caratterizzato da ampie divagazioni dell'alveo ed in cui è difficile ricostruire il limite dei terrazzi.

Il conoide antico si estende da Ponte Verucchio sino alla Strada Traversante Marecchia in corrispondenza della quale ha termine, in destra idrografica, il terrazzo del III° ordine. I terrazzi più antichi sono presenti in destra idrografica del fiume, tra cui quello di II° ordine che da Villa Verucchio scende, elevato di 20 - 30 mt rispetto al terrazzo sottostante, sino oltre la Strada Traversante Marecchia. Il conoide recente si spinge poi sino a mare o meglio oltre l'attuale linea di costa, dove si rinvencono i massimi spessori di sedimenti e forme morfologiche di depositi terrazzati meno nette e spesso non facilmente distinguibili dai depositi sedimentari di piana alluvionale.

Dall'analisi geomorfologica delle strutture di paleoalveo si evidenziano le divagazioni compiute dal fiume nel periodo di storia geologica nel periodo a noi prossimo (Olocene, 10.000 anni fa). A tal proposito si può sinteticamente dire che le tracce più antiche si rinvencono in destra idrografica; il Marecchia avrebbe poi deviato verso nord, probabilmente in occasione del periodo di "optimum post-glaciale culminato circa 5.000 anni fa, prima ricordato, per poi ritornare verso la sua destra in epoca romana. Ben documentato è poi il tracciato alto-medievale di Santa Giustina - Santa Martino in Riparotta: tale episodio è da mettere in relazione con il secondo periodo di ottimo climatico alto-medievale verificatosi fra gli anni 800 e 1200.

Il corpo idrogeologico del conoide del Fiume Marecchia in realtà è costituito da molteplici lenti e letti a varia granulometria che definiscono una distribuzione degli acquiferi varia. La diffusione dei materiali fini e quelli grossolani, costituiti da ghiaie e sabbie, consentono una notevole permeabilità sia verticale che orizzontale con conseguente comunicazione tra i livelli più superficiali della falda acquifera e valorizzazione delle portate in emunzione. La falda acquifera assumerà perciò caratteri di spiccata freaticità per i primi 20 mt di profondità dal p.c. e semiartesianità fino a circa 50 mt di profondità dal p.c. a causa dei primi consistenti letti di materiali a granulometria fine con una certa impermeabilità e continuità.

L'alternanza poi di livelli a diversa permeabilità determina condizioni di artesianità a varie profondità in relazione con le tre falde acquifere profonde, che appaiono non comunicanti per la discontinuità dei vari corpi idrogeologici grossolani che le inglobano, essendo questi immersi in una matrice fine che li avvolge quasi sempre completamente preservandoli anche dal punto di vista batteriologico e parzialmente dal punto di vista chimico.

## **6 ANALISI GEOLOGICA DELL'AREA OGGETTO DI PIANO URBANISTICO**

### **6.1 Aspetti geografici e geomorfologici**

L'area in studio è sita in corrispondenza della porzione centro - occidentale del nucleo urbanizzato di Rimini, circa 900 mt di distanza a sud ovest dei bastioni occidentali della antica cinta muraria del centro storico e in adiacenza a via di Mezzo. Essa dista circa 500 mt dalla Strada Statale Adriatica ed è collocata tra gli estremi altimetrici di 7.0 e 8.0 mt dal piano di campagna.

L'aspetto morfologico dell'area è quello pianeggiante tipico delle pianure alluvionali, originato dalla sovrapposizione di depositi fluviali, conseguenza del trasporto e del deposito di sedimenti da parte del Fiume Marecchia e del Torrente Ausa. La piana alluvionale così generata si raccorda, attraverso pendenze lievi, alla fascia costiera, costituita da depositi in prevalenza marini o di transizione.

In particolare l'area di interesse è posta sull'ampia piana (terrazzo alluvionale del IV° ordine) che rappresenta la parte distale meridionale della conoide alluvionale del Fiume Marecchia al limite con la conoide del Torrente Ausa (Zaghini M. e Toni G., 1988 - Idrogeologia e Geotecnica del conoide del Fiume Marecchia) e alla quota altimetrica media di 6.0 mt s.l.m..

Data la morfologia pianeggiante non si rinviene alcuna evidenza di fenomeni gravitativi.

## **6.2 Aspetti geologici e stratigrafici**

Dal punto di vista geologico l'area di indagine ricade nel territorio di affioramento della formazione quaternaria denominata "a4" della Carta Geologica d'Italia (alluvioni e depositi di copertura del terrazzo di fondovalle).

I depositi alluvionali sono costituiti in loco, nel primo sottosuolo, da alternanze verticali ed orizzontali di limi argillosi e argille limose e, talora, da livelli limosi a maggiore contenuto sabbioso che rappresentano il prodotto della sedimentazione in piana inondabile del corso d'acqua suindicato; più in profondità (circa 15.0 / 20.0 mt dal p.c.) tali terreni si trovano alternati a ghiaie e sabbie permeabili depositate in ambienti di argine fluviale e di paleoalveo.

La carta Geologica della Regione Emilia Romagna qui rappresentata in stralcio (vedi allegato n. 2), inquadra entrambe le aree nel Subsistema di Ravenna (AES8; *Pleistocene superiore - Olocene*); che è quello sommitale del Sistema Emiliano - Romagnolo Superiore composto da depositi alluvionali, e marini litorali. In particolare la successione stratigrafica è la seguente:

### SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE (AES)

Comprende depositi alluvionali, deltizi, litorali e marini. Nel sottosuolo della pianura è costituito da una successione di cicli trasgressivo-regressivi formati da argille, limi, sabbie e ghiaie di ambiente alluvionale e, limitatamente al settore costiero, da sabbie litorali.

In affioramento e nel sottosuolo prossimale alla catena il limite inferiore è erosivo e discordante sui depositi marini. Sintema parzialmente suddiviso in subsistemi (AES8, AES7 ed AES6) limitati, in affioramento, dalle principali scarpate di terrazzo fluviale e paleosuoli e, nel sottosuolo della pianura, da bruschi contatti fra depositi trasgressivi marino-marginali e palustri su depositi di conoide e di piana alluvionale. I depositi fini di tracimazione fluviale dei terrazzi del margine appenninico non sono differenziati in subsistemi. Nel sottosuolo presso lo sbocco vallivo del Fiume Marecchia i depositi grossolani di conoide si amalgamano fra loro ed i singoli subsistemi non sono più separabili. Nel sottosuolo della pianura alluvionale sono presenti 2 cicli deposizionali inferiori che non hanno corrispettivi in affioramento e perciò non sono stati formalizzati. Spessore massimo circa 200 mt (sottosuolo della pianura). Età: Pleistocene medio-Olocene.

#### Subsistema di Ravenna (AES8)

*Deposit* fluviali intravallivi e di piana alluvionale, di piana di sabbia litorale e, nel settore a mare, di prodelta e transizione alla piattaforma. Nella valle del Fiume Marecchia i depositi fluviali sono organizzati in 3 ordini di terrazzo con inclinazione media di 5-6 per mille. 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 (10YR, 2,5Y), spessore dell'orizzonte decarbonatato da 0,3 ad 1 m e contengono reperti archeologici di età dal Neolitico al Romano. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore coincidente, in affioramento, con una superficie di erosione fluviale o con il contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo al tetto di AES7. Subsistema contenente un'unità di rango gerarchico inferiore (AES8a) che, dove presente, ne costituisce il tetto stratigrafico. Spessore massimo di 20-25 metri.

*Pleistocene superiore - Olocene.*

Unità di Modena (AES8a)

Ghiaie, sabbie, limi ed argille di canale fluviale, argine e piana inondabile; sabbie e ghiaie di cordone litorale e di barra di foce; argille e limi di prodelta e di transizione alla piattaforma.

Limite superiore sempre affiorante e coincidente con il piano topografico dato da un suolo calcareo di colore bruno olivastro e bruno grigiastro (2,5Y) al tetto, privo di reperti archeologici romani, o più antichi, non rimaneggiati e caratterizzato da una buona preservazione delle forme deposizionali originarie (es. argini e bacini interfluviali). Limite inferiore dato da una superficie di erosione fluviale nelle aree intravallive e dal contatto delle tracimazioni fluviali sul suolo non calcareo (o scarsamente calcareo) di epoca romana (o più antica) nelle aree di pianura. Include, concettualmente, i depositi fluviali in evoluzione b1 che però, in accordo con la tradizione della cartografia geologica preesistente, sono stati cartografati separatamente. Spessore massimo 3-4 metri.

Età: post-romana (IV-VI sec. d.C.-Attuale; datazione archeologica). Olocene

**6.3 Idrografia e idrogeologia**

Gli elementi idrografici principali sono il deviatore del Fiume Marecchia il cui alveo è posto 1.300 mt a nord ovest e il Torrente Ausa che scorre circa 900 mt di distanza ad est.

La rete idrografica di superficie è costituita da una serie di fossi, di scoli e piccoli corsi d'acqua con bacino idrografico in genere modesto e per lo più tombinati che si riversano nei fiumi suddetti o direttamente in mare. In particolare circa 450 mt ad est vi è la confluenza del Fosso Padulli nel canale deviatore del Torrente Ausa.

Nell'area urbanizzata l'originario reticolo idrografico riveste una importanza ormai trascurabile rispetto alla regimazione antropica delle acque superficiali.

Dal punto di vista idrogeologico la zona oggetto di indagine ricade nel territorio freatico di influenza del Fiume Marecchia e del Torrente Ausa (Zaghini M., 1993; Quaderno del circondario di Rimini n.4).

I terreni superficiali di natura limo - argillosa possiedono un alto potere di ritenzione e scarse qualità drenanti: modeste permeabilità e porosità efficace. La permeabilità superficiale si viene a ridurre ulteriormente se si considera che il suolo dell'area urbana è quasi completamente coperto da pavimentazioni stradali e dalle molteplici opere edili (civili abitazioni, fabbricati e manufatti pubblici e privati). Nella tabella seguente si fornisce un quadro esemplificativo dei valori del coefficiente di permeabilità K in funzione delle principali litologie di terreno riscontrate.

LIT.	Descrizione litologie	K (cm/sec) Coefficiente di permeabilità
V	<b>Livello superficiale</b> Materiali di varia natura con prevalenza sabbie di limi e argille con resti vegetali e organici; caratteristiche di permeabilità molto variabili	
L	<b>Limi con argilla e sabbia mediamente consistenti</b> Di origine alluvionale con presenza talora frequente di sottili livelli sabbiosi; poco permeabili	$10^{-4} - 10^{-6}$
C	<b>Limi con argilla da poco a med. consistenti</b> Di origine alluvionale con presenza talora frequente di sottili livelli sabbiosi; da poco permeabili a impermeabili	$10^{-3} - 10^{-5}$
G	<b>Ghiaie e sabbie limo argillose</b> Di ambiente alluvionale in zona di rotta d'argine - paleoalveo dotati di permeabilità media	$10^{-1} - 10^{-3}$

Nei sedimenti a "granulometria fine" la estrema eterogeneità areale dei litotipi fa sì che l'acquifero, presente negli orizzonti più permeabili, sia soggetto a consistenti variazioni stagionali del livello freatico, che possono divenire notevoli nel caso in cui periodi aridi si alternino ad altri di intensa e prolungata piovosità.

All'epoca in cui è stata effettuata la campagna geognostica (maggio 2008) si è riscontrata la presenza di acqua a profondità comprese tra di -2.0 e -2.30 mt dal piano di campagna.

In sintesi da questi dati nonché in base alla raccolta di testimonianze storiche e alla conoscenza idrogeologica locale derivata da una serie di indagini effettuate sul territorio limitrofo si può ragionevolmente ipotizzare un innalzamento dell'acqua fino a ml -1.0 dal piano campagna in caso di precipitazioni intense e prolungate. Non si escludono, comunque, ulteriori innalzamenti della frangia capillare e presenza di umidità nei pressi della superficie.

Tuttavia occorre considerare come tale dato possieda un certo margine di incertezza trattandosi di valutazioni non suffragabili direttamente visto anche il breve periodo a disposizione per l'indagine.

### 6.3.1 Valutazioni idrologiche per opere di regimazione

Per il progetto delle fognature e di opere di scolo delle acque bianche supplementari alla rete fognaria esistente si possono utilizzare i dati di seguito riportati.

Conoscendo i dati delle precipitazioni massime, minime e medie e della piovosità massima con durata da una a ventiquattro ore (Stazioni idrografiche site in Provincia di Rimini) si sono ipotizzate le precipitazioni massime (elaborazione statistica di Gumbel a cura del Consorzio di Bonifica) con tempi di ritorno da decennali a monosecolari.

Altezze di pioggia in mm stimate per diversi tempi di ritorno

	1 Ora	3 Ore	6 Ore	12 Ore	24 Ore
Tr=100	64,23	89,25	99,48	115,72	143,44
Tr=50	57,64	80,22	89,76	105,00	129,96
Tr=25	51,00	71,13	79,95	94,21	116,37
Tr=10	42,06	58,87	66,74	79,66	98,06

Ulteriori valutazioni potranno essere effettuate in base ai dati pluviometrici che si riferiscono alla Stazione di Rimini per il periodo 1934 - 1998, riportati in allegato n. 6.

## 7 TUTELA ASSETTI IDROGEOLOGICI

Il Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale non evidenzia alcuna zona esondabile (art. 17 "Rischio idraulico" delle Norme Tecniche di Attuazione) e di fatto segnala come assente il problema dell'esondabilità da parte del Fiume Marecchia e del Torrente Ausa che sono gli unici corsi d'acqua importanti presenti nell'area.

Ciò è confermato dallo studio della Autorità Interregionale di Bacino Marecchia - Conca (Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico; legge n. 365 dell'11 dicembre 2000, adottato con delibera del 30/03/2004) dove (Esondabilità attuale e rischio attuale) per il Fiume Marecchia sia le fasce di piena ipotizzate con tempo di ritorno bisecolare che quelle cinquecentennali non raggiungono in alcun modo l'area sopra specificata.

Per quanto concerne la vulnerabilità acquiferi superficiali si fa riferimento a quanto espresso nel P.T.C.P. approvato con Delibera di Giunta Regionale n. 656 del 11/05/99. In particolare essa non ricade all'interno degli art. 16 ("vulnerabilità Idrogeologica"; Tavola T.P.3 SISTEMA AMBIENTALE - tutela geologica, idraulica e idrogeologica) ai commi 2 e 3 che include sia "aree a bassa - media vulnerabilità degli acquiferi" che a "alta vulnerabilità".

Anche dalla Integrazione al Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico a cura della Autorità Interregionale di Bacino Marecchia - Conca (tavola 2-2-3; integrazione alla legge n. 365 dell'11 dicembre 2000, adottata il 15/12/2004) emerge come la zona in oggetto non rientri all'interno delle fasce di pertinenza dei corsi d'acqua ad "alta vulnerabilità idrologica" del Fiume Marecchia.

## 8 INDAGINI GEOGNOSTICHE

### 8.1 Prove penetrometriche statiche (C.P.T.)

La campagna geognostica è stata eseguita mediante l'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche che hanno fornito una valutazione estensiva delle caratteristiche fisico - meccaniche dei terreni dell' area in studio.

Le prove eseguite con l'ausilio di penetrometro statico tipo "PAGANI" da 20 tons si spingono fino al profondità comprese tra -17.0 e -19.0 ml dal piano campagna rilevando, in maniera continua, i valori di resistenza di punta "Rp" e resistenza di attrito laterale locale "RI" (vedi allegato 4).

Le caratteristiche dello strumento utilizzato i grafici e le tabelle analitiche delle penetrometrie sono riportati in allegato n. 4. L'ubicazione dei sondaggi penetrometrici è riportata in allegato n. 3.

Oltre ad una caratterizzazione litologica della successione stratigrafica le penetrometrie statiche in terreni incoerenti permettono di ricavare i valori di angolo di attrito interno "Fi" e di densità relativa "Dr"; inoltre in terreni coesivi esse forniscono, attraverso le esperienze pratiche di Begemann, i dati di resistenza del terreno in termini di tensioni totali (vedi allegato n. 4).

### 8.2 Prove di laboratorio

Nell'area oggetto di P.U. di iniziativa privata in adiacenza alla penetrometria statica n. 3 è stato prelevato un campione di terreno indisturbato alle profondità 3.0 mt dal piano di campagna che, inviato in laboratorio per una caratterizzazione, ha fornito le risultanze riportate nei certificati in allegato n. 5.

Le prove di laboratorio unitamente alla campagna geognostica hanno consentito di definire il quadro stratigrafico dell'area in esame e le caratteristiche meccaniche dei terreni come indicato successivamente nel paragrafo 8.3.

#### **8.2.1 Analisi granulometriche e "Limiti di Atterbergh"**

L'analisi granulometrica sui campioni è stata effettuata mediante decantazione (aerometria) in quanto trattasi di terreno a dominante frazione granulometrica limo-sabbiosa. Lo scopo è quello di fornire alcune descrizioni del terreno finalizzate ad una sua caratterizzazione.

Il risultato è quello riportato in allegato n. 5 dove unitamente al grafico della curva granulometrica (in ordinate % cumulativa e in ascisse diametro equivalente) vengono fornite le classificazioni A.G.I. e CNR-UNI 10006.

Il terreno analizzato presenta una frazione argillosa del 53 % ed una frazione limosa di 47%; la frazione sabbiosa irrilevante (1%). Si tratta di **"Argille con limo"**.

I limiti di Atterbergh (o limiti di consistenza) permettono di completare la classificazione dei terreni coerenti (vedi allegato 5).

Il contenuto di acqua nel campione al passaggio tra i vari stati fisici (stato liquido e stato plastico) si differenzia in base alla natura litologica e ne descrive il comportamento in base alla sua consistenza.

### 8.3 Stratigrafia e litologia

La indagine geognostica effettuata nell'area oggetto di piano particolareggiato mostra una sostanziale omogeneità litologica e geomeccanica nel sottosuolo indagato. Tuttavia considerata la discontinuità fisica tra le tre zone che compongono l'area si propone in questa sede di distinguere le successioni stratigrafiche delle singole zone.

Le prove in sito hanno permesso di definire il quadro stratigrafico dell'area in esame e raggruppare i terreni costituenti il primo sottosuolo, sinteticamente, una serie di litotipi distinti, in prima approssimazione, anche in base alle caratteristiche geotecniche.

In dettaglio la campagna geognostica ha portato ad individuare e raggruppare i terreni costituenti il primo sottosuolo, sinteticamente, in n. 4 litotipi. Per l'identificazione dei tipi litologici ci si è avvalsi delle metodologie di Begemann (1965) e di Schmertmann (1978) basate sul rapporto dei parametri  $R_p$  e  $R_l$ . Sulla base delle esperienze empiriche di G. Sanglerat e di altri Autori si sono ricavate, dalla resistenza alla penetrazione delle prove penetrometriche, in prima approssimazione le caratteristiche geomeccaniche dei terreni oggetto di analisi.

La sezione schematica A - A', riportata in allegato n. 8 all'interno delle verifiche di stabilità, e realizzata con la correlazione dei dati penetrometrici, permette di visualizzare l'andamento degli orizzonti nel sottosuolo distinti in base alle caratteristiche litologico - meccaniche.

#### N O T A

Le quote di seguito riportate si riferiscono al piano campagna nel punto in cui ciascuna penetrometria è stata effettuata.

LIT.	Profondità Da mt a mt	Descrizione
V	0.00 - 1.00/1.20	<b>Livello superficiale</b> Terreni limo - argillosi di accumulo alluvionale (Alluvium), in sup. terreno vegetale e/o di riporto; caratt. meccaniche variabili e generalmente scadenti.
L	Da 1.00/ 1.20 a 7.80 /8.0 e da 13.80/ 14.60 a 17.80/ 18.40	<b>Limi argillosi med consistenti</b> di origine alluvionale, mediamente consistenti, con caratteristiche geotecniche sufficienti - discrete e a contenuta compressibilità; depositi attribuibili a sedimentazione in piana inondabile del Fiume Marecchia. Presenza di occasionale di limitati livelletti a maggiore contenuto sabbioso.
C	Da 7.80/ 8.0 a 13.80/ 14.60	<b>Limi argillosi da poco a mediamente consistenti</b> di natura alluvionale, con caratt. geotecniche variabili (da scarse a sufficienti) e compressibilità variabile (da media a contenuta); presenza talora frequente di sottili livelli a maggiore contenuto sabbioso.
G	Da 17.0/18.40 a termine penetrom.	<b>Ghiaie limo - argillose</b> di origine alluvionale, dense e scarsamente compressibili, buone - ottime caratt. geotecniche; si tratta di probabili strutture di paleoalveo del Fiume Marecchia.

## 9 EDIFICABILITA' DELL'AREA E CRITERI COSTRUTTIVI

### 9.1 Considerazioni generali

Da quanto emerso dal rilevamento geologico e geomorfologico generale e dalla campagna geognostica condotta, si ritiene non sussistano problemi di edificabilità nell'area. Neppure sussiste pericolo di esondabilità né da parte del Fiume Marecchia né del Torrente Ausa e del relativo deviatore. La stessa risulta infatti attraversata da fossi di modeste dimensioni, allo stato attuale tombinati, che costituiscono buoni collettori per la rete fognaria convogliando le acque superficiali.



Per lo smaltimento delle acque di pioggia all'interno dell'area è prevista la realizzazione di un'ideale rete fognaria in grado di integrarsi con quella urbana già esistente.

La presenza nel primo sottosuolo (al di sotto di -1.0 mt dal piano di campagna) di terreni con caratteristiche geomeccaniche sufficienti vicino alla superficie fa sì che si possano adottare in tutti i casi fondazioni dirette. Il piano di posa delle fondazioni dovrà essere collocato sempre al di sotto della parte più scadente del livello superficiale ad una profondità minima di ml - 1.20 / -1.50 dal piano campagna originario.

Anche per la realizzazione di eventuali vasche di laminazione il contesto geologico e geomorfologico è lo stesso dei fabbricati, con possibilità quindi di adottare fondazioni dirette attestate al di sotto del livello superficiale (minimo di -1.2 -1.5 mt dal piano di campagna). Pertanto anche per il suddetto manufatto, da quanto emerso dall'indagine geognostica e in base all'assetto geomorfologico generale, si ritiene non sussistano problemi costruttivi.

Nel progetto degli apparati fondazionali occorrerà tener conto della presenza di terreni superficiali piuttosto sensibili a variazioni di umidità e dotati pertanto di variabili caratteristiche geomeccaniche (ritiri e rigonfiamenti fisiologici). Ciò consiglierebbe l'adozione di apparati fondali diretti continui di tipo nastriforme o a trave rovescia. Nel caso in cui si prevedano piani interrati si potranno adottare le medesime tipologie fondali con solette di collegamento dimensionate tenendo conto di eventuali sottospinte idrostatiche.

La scelta delle tipologie fondazionali con relativo calcolo della capacità portante, dei piani di posa delle fondazioni e degli approcci metodologici corretti sarà effettuata in sede di progettazione esecutiva e in base alle problematiche che si presenteranno sul sito di edificazione.

In ogni caso la scelta distributiva della tipologia delle opere fondali sia per i fabbricati che per le eventuali opere di contenimento del terreno è, come già sottolineato in precedenza, indicativa e dovrà essere oggetto di verifica in sede di progettazione esecutiva. Di conseguenza la portanza delle fondazioni sarà funzione delle scelte tipologiche strutturali di progetto: altezza del piano interrato, carico trasmesso ai pilastri.

## **9.2 Problematiche legate all'edificazione nell'area di intervento**

Per lo smaltimento delle acque di pioggia all'interno dell'area edificata andrà creata una ideale rete fognaria in grado di integrarsi con quella urbana già esistente. Un diffuso inerbimento ed una messa a dimora di piante sulle superfici non edificate forniranno una protezione al suolo da eventuali fenomeni di erosione e degradazione superficiale.

Per gli sbancamenti necessari alla realizzazione dei piani interrati l'autosostentamento del fronte di scavo, in situazione a breve termine, per situazioni con dislivelli di scavo contenuto, la stabilità verrebbe garantita mantenendo angoli di scarpa di 50°-60° solo in assenza di circolazioni idriche o di incipiente stato di fessurazione del terreno.

L'autosostentamento o la opportunità di dover ricorrere ad opere di sostegno provvisorie sarà funzione sia della presenza di situazioni critiche (strade o manufatti vicini) sia dei tempi ragionevolmente prevedibili con scavo aperto. In ogni caso esso potrà essere verificato con una serie di piccoli scavi pilota preliminari allo scavo generalizzato.

Le opere di scavo per la costruzione di eventuali piani interrati potranno interferire con la falda idrica che in zona risale, talvolta, nei pressi della superficie. La presenza di acqua a fondo scavo dipenderà dal periodo in cui verrà effettuato l'intervento edificativo. In caso affermativo occorrerà predisporre un sistema a pompe sommerse o a drenaggi (es well point o pompe in funzione della portata di afflusso) per provvedere all'eventuale aggettamento.

Inoltre per i motivi riportati nel paragrafo 3.3 si consiglia di predisporre un idoneo sistema di impermeabilizzazione degli scantinati.

### 9.3 Caratteristiche dei terreni superficiali come sottofondo per sovrastrutture stradali

Il piano urbanistico di iniziativa privata prevede la edificazione di una serie di unità edilizie a schiera di una strada di collegamento tra via Boninsegni e via Filippo Re nonché di un numero cospicuo di parcheggi pubblici e privati. Dalle prove in situ effettuate risulta come i terreni del primo sottosuolo siano di natura prevalente limo - argillosa e quindi non possiedano buone caratteristiche come terreno di sottofondo. Ciò è confermato anche dalle analisi di laboratorio (vedi allegato n. 7).

I moduli di compressibilità del terreno sono in ogni caso insufficienti e il giudizio come sottofondo è, in prima approssimazione, scarso. Pertanto si consiglia una asportazione e sostituzione con terreno idoneo di uno spessore compreso tra 40 e 60 cm, per poi procedere al rifacimento dello strato di sottofondo a partire da un piano di imposta costipato, con mezzi meccanici idonei, al 95% della densità max. AASHO modificato.

Per il dimensionamento della sovrastruttura stradale si potranno adottare metodi quali prove C.B.R. in sito per la verifica della compattezza e analisi di laboratorio per l'utilizzazione di miscele idonee alle necessità locali. In particolare si consiglia un utilizzo di materiali granulari e inerti costipati alla max densità proctor onde inibire la risalita capillare che è consistente soprattutto in terreni argillosi.

## 10 DEFINIZIONE DEL RISCHIO SISMICO

### 10.1 Coefficiente sismico di fondazione "ε"

La Legge 28 febbraio 2008, n. 31 - Conversione in legge del D.L. 248/2007 cosiddetto "Millaprorghe" con riferimento in particolare all'art. 20 che riguarda il periodo di proroga all'applicazione delle nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008 approvate con DM 14.01.2008 ha esteso la possibilità di adottare nella progettazione strutturale la normativa tecnica precedente; ciò fino al 30 giugno 2009.

In base a quanto sopra è possibile continuare a riferirsi al D.M. 16 Gennaio 1996 (paragrafo C.6.1.1.) che fornisce i dettami per il calcolo di azioni sismiche orizzontali nei confronti di manufatti con strutture intelaiate. La definizione di "ε" (coefficiente di fondazione) viene introdotta nella relazione dove la forza orizzontale  $F_i$  attiva ad una quota generica si ottiene con:

$$F_i = K_{hi} \times W_i \quad \text{con:} \quad K_{hi} = C \cdot R \cdot \varepsilon \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot I$$

dove  $K_{hi}$  è un coefficiente legato alle azioni sismiche orizzontali.

Il Coefficiente di intensità sismica "C" è legato al grado di sismicità "S" con la relazione  $C = S - 2 / 100$ . Secondo la normativa vigente il territorio comunale di Rimini è considerato sismico di II categoria con  $S = 9$ .

Il "coefficiente di fondazione" dipende dalla situazione geologica locale ed è governato da variabili di tipo morfotettonico, idrogeologico e litostratigrafico.

Dall'esame delle caratteristiche geomorfologiche del sito non si rilevano situazioni amplificanti l'effetto del sisma in quanto il terreno è pianeggiante e privo di lineazioni o disturbi di tipo tettonico o microtettonico. Dal punto di vista geomeccanico i terreni di fondazione possiedono sufficienti caratteristiche ed una compressibilità contenuta. Lo spessore del materasso alluvionale è in loco di molto superiore a 20 mt (superiore a 50-60 mt) come si evince dalla Carta della Profondità del "Limite Basale" dell'acquifero denominato "A" (Alluvioni del Pleistocene medio - superiore) allegata alla Relazione Tecnica sulle "Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia Romagna" (Regione Emilia Romagna, Eni - Agip, 1998; G. Di Dio., S.E.L.C.A., Firenze).

Sulla base di tali valutazioni si potrà assumere un coefficiente sismico di fondazione  $\varepsilon = 1.0$ .

## 10.2 Azione sismica – individuazione effetti di sito

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

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

Al fine di prevenire e ridurre il rischio sismico nell'ambito della formazione di strumenti urbanistici, si farà riferimento alla "Indagine Sismica Preliminare" di cui alla Delibera di Consiglio Regionale n. 2407 del 02/02/84. In particolare ci si potrà far riferimento alla scheda riepilogativa che ha redatto la Provincia di Rimini allegata alla propria nota del 05/12/05 prot. n. 64066, nella quale si riassumono le caratteristiche fisiche del territorio che possono dare origine ad effetti di sito e instabilità dei terreni in caso di eventi sismici.

Il Decreto 14 gennaio 2008, l'OPCM 3274/2003 e l'Euro Codice 8, ai fini della definizione della azione sismica di progetto introduce le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione al paragrafo 3.1 dell'OPCM riprese successivamente dal Decreto 14 gennaio 2008) da utilizzare all'interno delle espressioni di calcolo dello "spettro di risposta elastico" per la progettazione di fabbricati (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B - Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50, o coesione non drenata  $c_u > 250$  kPa).

C - Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < \text{NSPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa).

D - Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di Vs30 < 180 m/s ( $\text{NSPT} < 15$ ,  $c_u < 70$  kPa).

E - Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di Vs30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con Vs30 > 800 m/s.

In aggiunta a queste categorie, per le quali nel punto 3.2 della succitata normativa vengono definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $\text{PI} > 40$ ) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di Vs30 < 100 m/s ( $10 < c_u < 20$  kPa).

S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

La scheda riepilogativa che prende in considerazione le caratteristiche del territorio che potenzialmente possono determinare effetti di sito e/o instabilità dei terreni in Emilia - Romagna, con riferimento alle categorie dei suolo di fondazione contenute nel 14 gennaio 2008, viene qui di seguito riportata:

- Depositi che possono determinare amplificazione (spessore > 5m):

- a) Detriti di versante (frane, detriti di falda, detriti eluvio-colluviali, depositi morenici, deposito da geliflusso, ...); categorie di suolo: B, C, D
- b) Detriti di conoide alluvionale; categorie di suolo: B, C, E
- c) Depositi alluvionali terrazzati e di fondovalle; categorie di suolo: C, E

- d) Accumuli detritici in zona pedemontana (falde di detrito e coni di deiezione); categorie di suolo: B, C
- e) Depositi fluvio - lacustri; categorie di suolo: D, E, S<sub>1</sub>
- f) Riporti antropici poco addensati; categorie di suolo: C, D, S<sub>2</sub>
- g) Substrato affiorante alterato o intensamente fratturato (per uno spessore  $\geq 5$ m); categorie di suolo: B, C
- h) Litotipi del substrato con  $V_s < 800$  m/sec (\*); categorie di suolo: B, C

Elementi morfologici che possono determinare amplificazione (cfr. EC8):

- a) Scarpata subverticale (acclività  $> 45^\circ$ ) con altezza  $\geq 10$ m
- b) Cresta rocciosa, cocuzzolo, dorsale allungata con altezza  $\geq 30$ m e versanti con acclività  $\geq 30^\circ$
- c) Versanti con acclività  $> 15^\circ$
- d) Cavità sepolte

- Zona di contatto laterale tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse

- Depositi granulari fini sciolti, nei primi 20 m dal p.c., con profondità media stagionale della falda acquifera superiore a 15 m dal p.c. (fattori predisponenti al rischio di liquefazione e densificazione); categorie di suolo: S<sub>2</sub>

- Zone instabili e potenzialmente instabili:

- ❖ zone instabili: zone direttamente interessate da fenomeni franosi attivi (con evidenze di movimenti in atto o recenti)
- ❖ zone potenzialmente instabili: zone in cui sono possibili riattivazioni (frane quiescenti) o attivazioni di movimenti franosi (tutti gli accumuli detritici incoerenti, indipendentemente dalla genesi, i pendii costituiti da terreni prevalentemente argillosi e/o intensamente fratturati (\*\*)) con acclività  $> 15^\circ$ , versante con giacitura degli strati a franapoggio con inclinazione minore o uguale a quella del pendio)

(\*) es.: argille marnose oligo-mioceniche epiliguri, argille e argille marnose tardo messiniane e plio-pleistoceniche, sabbie poco cementate plio-pleistoceniche, ...

(\*\*) spaziatura della fratturazione  $< 20$  cm

- Depositi (spessore  $\geq 5$ m) di terreni granulari sciolti o poco addensati o di terreni coesivi poco consistenti, caratterizzati da valori  $N_{SPT} < 15$  o  $C_u < 70$  kpa o  $V_{s_{30}} < 180$  m/sec; categorie di suolo: D, S<sub>1</sub>

In base a quanto sopra gli elementi per formulare una classificazione e, più in generale, per individuare eventuali effetti di sito sono i seguenti:

- Da informazioni bibliografiche emerge come in loco la copertura alluvionale al di sopra dei terreni di origine marina del Substrato pliocenico (bed rock) sia superiore a 50-60 mt.
- Le penetrometrie mostrano la presenza di terreni coesivi dominanti la successione stratigrafica (litotipi L e C) fino a 17-18 mt dal piano di campagna. I valori di coesione non drenata "Cu" desunti indirettamente dalle penetrometrie con media ponderata sugli avanzamenti unitari (vedi tabella nei profili penetrometrici in allegato n. 4) sono sempre maggiori di 0.7 Kg/cm<sup>2</sup> (70 Kpa  $< C_u < 250$  Kpa).
- Per i livelli ghiaiosi (litotipo G) di chiusura della successione. Una correlazione indiretta tra la resistenza statica alla penetrazione e quella dello Standard Penetration Test (vedi allegato n. 4) mostra valori di  $15 < N.S.P.T < 50$ .
- Pur disponendo di parametri geotecnici fino alla profondità di 18-19 mt, in base alla conoscenza stratigrafica locale si suppone che la successione, al di sotto di tale profondità, presenti le medesime caratteristiche litologiche e geotecniche di quelle rilevate a termine penetrometrie.

Pertanto sulla scorta delle indagini condotte l'area oggetto di Piano Particolareggiato, per le proprie caratteristiche fisiche, può essere classificata, con riferimento alla nota della Provincia di Rimini, come: **"c) - Depositi alluvionali terrazzati e di fondovalle; categorie di suolo: C, D, E"**.

### **10.3 Potenziale di liquefazione dei terreni**

I litotipi costituenti la successione stratigrafica del primo sottosuolo sono di origine sedimentaria (alluvionale). I parametri litomeccanici che condizionano il fenomeno della liquefazione sono: composizione e uniformità granulometrica, grado di addensamento, stato di consolidazione e tensionale a cui sono sottoposti in natura i terreni, presenza di falda, spessore dei depositi potenzialmente liquefacibili. Tali depositi, infatti, se sottoposti ad intense e prolungate sollecitazioni cicliche (come in caso di sisma) possono ipoteticamente collassare e fluidificarsi; ciò accade quando le deformazioni di taglio superano valori di soglia per cui si innesca un aumento repentino delle pressioni interstiziali.

In base ad una loro possibile potenziale liquefacibilità si possono fare le seguenti considerazioni:

- Nei litotipi V, C e L la presenza di materiale argilloso in percentuale mediamente superiore al 20 % fa ricadere tali terreni al di fuori del fuso granulometrico dei sedimenti suscettibili al fenomeno ipotizzato da vari autori (Seed-Idriss 1967, Kishida 1970, Tsuchida, 1970) In questo caso anche secondo la vigente normativa regionale la verifica di calcolo potrebbe essere omessa.
- I sottili livelli sabbiosi presenti nei litotipi C e L possiedono uno spessore ed una continuità laterale molto limitati.
- I depositi grossolani ghiaiosi e sabbiosi (lit. G) presenti a termine penetrometrie possiedono un grado di compattezza e una abbondanza in matrice argillosa tali da escluderne una potenziale liquefacibilità. In ogni caso nella verifica di calcolo effettuata attraverso le metodologie di Seed e Idriss (1982 - 1985; in Crespellani T., Nardi R. e Simoncini C., 1988) riportata in allegato n. 4 all'interno dei diagrammi penetrometrici, si sono ottenuti valori di resistenza alla liquefazione di molto superiori al limite di sicurezza ( $F_s = 1.3$ ).

Viste le risultanze, in base anche alle suddette considerazioni, i terreni in oggetto possono essere considerati come non liquefacibili.

## **11 VALUTAZIONI DI MICROZONAZIONE SISMICA**

### **11.1 Premesse normative**

Con obiettivo di riduzione del rischio sismico, così come specificato nell'art. 2, comma 4, dell'allegato alla L.R. 20/2000, la Regione Emilia-Romagna con Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07 ha approvato il seguente documento: *"Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 - Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio"*, in merito a *"Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica"*, seguita successivamente da una nota esplicativa redatta dai Servizi della Regione Emilia-Romagna con prot. n. 2007.0166430 del 22/06/07. Nello specifico, la normativa di cui sopra stabilisce che, lo strumento urbanistico potrà essere approvato solo successivamente alla valutazione sull'eventuale necessità di eseguire approfondimenti tecnici che la rendano conforme all'atto di indirizzo di cui sopra ed alla successiva nota regionale.

In sostanza occorre valutare se il piano urbanistico in oggetto debba contenere le analisi tecniche e gli approfondimenti di cui al terzo livello dell'allegato "A", punto 4.2, della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07, ricadendo nelle situazioni qui di seguito elencate:

- aree soggette a liquefazione e densificazione (punto "a");
- aree instabili e potenzialmente instabili (punto "b");
- aree in cui le coperture hanno spessori fortemente variabili, come ad esempio nelle aree pedemontane e di fondovalle a ridosso dei versanti (punto "c");
- aree in cui è prevista la realizzazione di opere di rilevante interesse pubblico (punto "d").

## **11.2 Verifiche e valutazioni di microzonazione sismica**

Per la verifica in oggetto se si è in presenza di aree soggette a liquefazione e densificazione, come da punto a) dell'allegato "A", punto 4.2, della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07, si procederà nei seguenti modi:

- verifica cartografica con la Tavola del PTCP 2007 della Provincia di Rimini denominata "*S.A. 11 - SISTEMA AMBIENTALE - Rischio sismico e carta delle zone suscettibili degli effetti locali*" ed in particolare con il *punto 6: aree suscettibili di liquefazione*;
- valutazione della presenza di caratteri predisposti alla liquefazione sull'occorrenza di tale fenomeno, con riferimento al punto 4.1.2, ultimo comma dell'allegato "A", della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07, che a sua volta rimanda tale valutazione alla figura 1 dell'Allegato A3 della medesima Delibera.

A riguardo del punto 1) la verifica ha dato esito negativo e pertanto si rileva che l'area non presenta una suscettibilità alla liquefazione.

Per le valutazioni di cui al punto 2) è stata sovrapposte la curva granulometrica di un campione di terreno rappresentativo, prelevato durante l'esecuzione di sondaggi penetrometrici statici (CPT) e la cui ubicazione è riportata in allegato 3, con le fasce granulometriche di riferimento di cui alla figura 1 dell'Allegato A3 della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07.

La curva granulometrica, i cui verbali di analisi del laboratorio sono riportati in allegato 7, indicano come i terreni interessati dal P.U. siano di natura prettamente argillo - limosa. Dalla sovrapposizione (vedi allegato n. 7) della curva granulometrica con le fasce granulometriche di cui alla figura 1) dell'Allegato A3 della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07, per terreni a granulometria estesa ( $U_c =$  non determinabile e comunque  $> 3.5$ ), si evidenzia la curva non rientra all'interno del campo di "*possibilità di liquefazione*".

**Pertanto anche in questo caso si può asserire che l'area oggetto di Piano Urbanistico non presenta alcun rischio circa la possibilità di verificarsi del fenomeno di liquefazione.**

Per le aree instabili e potenzialmente instabili di cui al punto b) dell'allegato "A", punto 4.2, della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07, le valutazioni e verifiche si sono articolate come segue:

- aree instabili: aree direttamente interessate da fenomeni franosi attivi;
- aree potenzialmente instabili: aree in cui sono possibili riattivazioni (frane quiescenti) o attivazioni di movimenti franosi (tutti gli accumuli detritici incoerenti indipendenti dalla genesi, con acclività  $> 15^\circ$ , pendii costituiti da terreni prevalentemente argillosi e/o intensamente fratturati con acclività  $> 15^\circ$ , versanti con giacitura degli strati a franapoggio con inclinazione minore o uguale a quella del pendio, aree prossime a zone instabili che possono essere coinvolte dalla riattivazione del movimento franoso, scarpate subverticali, accumuli detritici incoerenti prossimi all'orlo di scarpate).

A seguito di quanto sopra le valutazioni e verifiche sono state articolate come segue:

1. esame della condizione geologica, geomorfologia e litostratigrafica del territorio attraverso rilevamento diretto di superficie;
2. confronto con le Tavole "*S.A. 9 - SISTEMA AMBIENTALE - Carta del dissesto*", "*S.A. 10 - RISCHIO SISMICO - Carta delle zone suscettibili di effetti di sito*", "*S.A. 11 - RISCHIO SISMICO - Carta delle zone suscettibili degli effetti locali*" del PTCP 2007 adottato della Provincia di Rimini ai fini della verifica della condizione di instabilità e potenziale instabilità gravitativi delle aree oggetto di Variante, e con la Cartografia Regionale CTR 1:5.000 ai fini della valutazione dell'acclività dei versanti, così come specificato in Allegato A2.2 della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07;

3. Verifica delle condizioni stratigrafiche di giacitura degli strati dalla Cartografia Geologica e dei Suoli della Regione Emilia - Romagna redatta dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli della medesima Regione.

Al termine delle analisi effettuate secondo lo schema sopra indicato, emerge quanto segue:

- Il sito è subpianeggiante e pertanto gli effetti topografici di amplificazione sismica possono essere trascurati;
- la zona oggetto di P.U. non risulta direttamente interessata da fenomeni franosi;
- la zona, infine, non risulta essere potenzialmente instabile in quanto non si prevedono riattivazioni di frane quiescenti o attivazioni di movimenti franosi (pendio con acclività inferiore a 15°, versanti con giacitura degli strati a traversopoggio, non coinvolgimento di aree prossime a zone instabili, assenza di scarpate subverticali e accumuli detritici incoerenti).

**Pertanto l'area oggetto di P.U. non presenta alcun rischio né di instabilità gravitativa, né di potenziale instabilità gravitativa e di effetti di sito a seguito della topografia.**

Nel merito del punto c) dell'allegato "A", punto 4.2, della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07, nel formulare le dovute valutazioni si terrà conto di:

- 1) esame della condizione geologica e geomorfologia delle singole aree direttamente in sito e più in generale della conoscenza geologica del territorio;
- 2) verifica delle condizioni litostratigrafiche locali direttamente attraverso la campagna geognostica eseguita e indirettamente mediante l'utilizzo della banca dati geologici reperibile presso il Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna;
- 3) confronto con la Tavola "S.A. 10 - RISCHIO SISMICO - Carta delle zone suscettibili di effetti di sito", e con la Tavola "S.A. 11 - RISCHIO SISMICO - Carta delle zone suscettibili degli effetti locali" del PTCP 2007 della Provincia di Rimini.

**A conclusione delle valutazioni sopra esperite si può affermare che l'area oggetto di P.U. non presenta caratteristiche geologiche in alcun modo riconducibili alla situazione di "aree in cui le coperture hanno spessori fortemente variabili, come ad esempio nelle aree pedemontane e di fondovalle a ridosso dei versanti".**

Per quanto concerne il punto d) dell'allegato "A", punto 4.2, della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07 ed alla successiva nota esplicativa redatta dai Servizi della Regione Emilia-Romagna con prot. n. 2007.0166430 del 22/06/07, si rileva che all'interno del P.U. vi è un'area (G2.2 superstandard) che prevede la edificazione di opere pubbliche che possono essere ritenute "di rilevante interesse pubblico" e quindi presentare le caratteristiche evidenziate nell'art. 21 del R. R. n. 33/86, così come è stato poi sostituito dall'art. 8 del R.R. n. 19 del 05/04/95, e precisamente si tratta di opere di importanza primaria per la direzione e per l'esecuzione di interventi di protezione civile (comma 2, punto a) e presentano un particolare rischio per le loro caratteristiche d'uso (comma 2, punto b).

**Pertanto in ottemperanza alla normativa regionale di riferimento è necessario eseguire una "Analisi approfondita - terzo livello di approfondimento" per cui si rimanda alla relazione geofisica che segue.**

## RELAZIONE GEOFISICA

### INDAGINI GEOFISICHE INTEGRATE:

- **REFRACTION MICROTREMOR (RE.MI.)**
- **PROVE MASW**
- **RISPOSTA SISMICA LOCALE (HVSr)**

## 12 PREMESSA

Per lo studio del sito in esame con finalità di microzonazione si sono applicate le procedure definite nella delibera dell'Assemblea legislativa progr. N° 112 – oggetto n° 3121 del 2 maggio 2007 – “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica”.

Una valutazione della risposta sismica locale nel caso specifico può passare da una analisi semplificata del secondo livello di approfondimento in ottemperanza al punto 4.1 della Delibera suddetta. Tale tipo di analisi è ritenuta sufficiente per gli interventi sul territorio urbanizzato e per gli ambiti di urbanizzazione nelle aree pianeggianti in cui il deposito ha spessore costante.

Allo scopo si sono eseguite indagini geofisiche integrate in al fine di caratterizzare il profilo del sottosuolo. In accordo con la Committenza, si sono perciò realizzati in questa fase geognostica n° 1 allineamenti di geofoni verticali della lunghezza di 115 m costituiti da n° 24 stazioni riceventi (da 4.5 Hz) interspaziate di 5 m utilizzate per effettuare analisi del rumore di fondo tramite misure di Refraction Microtremors (Re.Mi.) e per, con parametri di acquisizione diversi, misure MASW.”

Queste nuove metodologia mutuata da studi sismologici consentono di ottenere lungo l'allineamento sismico la distribuzione media nel sottosuolo delle velocità delle onde di taglio S. Agli estremi e nel punto centrale dello stendimento sono state effettuate altresì tre prove sismiche passive (HVSr) conosciute come “Tecnica Nakamura

Sinteticamente la metodica qui espressa prevede tre livelli di approfondimento con grado di dettaglio in ordine crescente. I primi due sono fondamentalmente sempre cogenti con le opportune differenze in funzione della zona sismica di appartenenza (come indicato nell'atto di indirizzo) mentre il terzo livello è obbligatorio in fase di progettazione sia quando con il 2° livello si dimostra l'inadeguatezza della normativa sismica nazionale per gli scenari di pericolosità sismica locale caratterizzati da elevati effetti di amplificazione sia per scenari di pericolosità sismica locale determinati da instabilità, cedimenti, liquefazione o contatti stratigrafici e/o tettonici tra litotipo con caratteristiche fisico-meccaniche particolarmente differenziate.

Il 3° livello è inoltre obbligatorio qualora l'opera in progetto prevede affollamenti significativi, industrie con attività sensibili per l'ambiente ed opere pubbliche e/o private la cui interruzione o difetto possa provocare situazioni di emergenza o sospensione di servizi essenziali.

La procedura messa a punto dalla normativa fa riferimento ad una sismicità di base caratterizzata da un periodo di ritorno di 475 anni (probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) e può essere implementata considerando altri periodi di ritorno.

Rientra tra le normative considerate in questo lavoro, e finalizzata alle nuove costruzioni, la recente “NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI” (D.M. del 14 gennaio 2008) a tutt'oggi ancora in fase di definizione.



## 13 INDICAZIONI SUI LIVELLI DI ANALISI

Il **1° livello** consiste in un approccio di tipo qualitativo e costituisce lo studio propedeutico ai successivi livelli di analisi e trova le sue fondamenta nell'osservazione diretta degli effetti prodotti dai terremoti.

Il metodo di natura empirica permette di localizzare quelle zone dove gli effetti prodotti dall'azione sismica sono prevedibili con sufficiente attendibilità sulla base di osservazioni geologiche e sulla raccolta di dati e indagini ivi realizzate.

Queste sono, oltre alla cartografia topografica e geologica, anche le risultanze di indagini geognostiche, di laboratorio e geofisiche già svolte e saranno utili alla definizione delle condizioni locali.

Il **2° livello** permette la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi e l'individuazione, nell'ambito degli scenari qualitativi suscettibili di amplificazione, di aree in cui la normativa nazionale risulta sufficiente o insufficiente a tenere in considerazione gli effetti sismici.

Tali analisi richiedono, rispetto alle precedenti, la disponibilità di una documentazione più specifica e di maggiore dettaglio per la caratterizzazione geologico-tecnica e geomorfologica dell'area oggetto di studio; è necessario inoltre caratterizzare il sottosuolo attraverso prove geotecniche (perforazioni, trincee esplorative e prelievo di campionamenti rappresentativi e indisturbati) e indagini geofisiche.

Per le analisi di 2° livello si distinguono 3 tipi di approccio geofisico:

- **metodi basati sulla distinzione delle velocità delle onde di taglio** (relazioni empiriche che permettono di quantificare l'amplificazione generata da un deposito in funzione delle sue proprietà geofisiche), in cui vengono proposte diverse relazioni tra le quali quella di Shima (1978), quella di Midorikawa (1987), quella di Joyner and Fumal (1984) e quella di Borchardt et alii (1991);
- **metodi basati sulla classificazione dei depositi** (determinazione degli spessori, della successione degli strati e del relativo stato di addensamento o di consistenza);
- **metodi basati sulla misura dei microtrempi** (utilizzo dei metodi di Konai and Tanaka, 1961 e di Nakamura, 1989).

Il **3° livello** permette la caratterizzazione quantitativa degli effetti di amplificazione sismica attesi.

Tali analisi richiedono, rispetto alle precedenti, una caratterizzazione più approfondita ed accurata dell'area in esame, ottenuta per mezzo di specifiche indagini geologiche e geotecniche in sito ed in laboratorio. La differenza sostanziale con i precedenti livelli di approfondimento consiste nella diretta definizione dei parametri meccanici dei terreni. Il metodo permette la valutazione degli effetti di sito per una determinata area, indipendentemente dalla geometria superficiale e profonda presente.

Per quanto riguarda la definizione del sito in esame in termini di velocità delle onde di taglio, i valori ottenuti possono essere messi in diretta relazione con la struttura stessa del sottosuolo in corrispondenza dell'opera da realizzarsi.

A seguito dell'entrata in vigore del decreto ministeriale suindicato occorre caratterizzare e classificare i terreni locali, specialmente in relazione a particolari ed importanti opere d'arte, qualora esse ricadano in zone a rischio sismico.

Nel particolare, l'oggetto della norma qui di seguito riportata, disciplina la progettazione e la costruzione di opere d'arte soggette ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento su opere esistenti soggette al medesimo tipo di azioni sismiche.

Al capitolo "**Categorie di suolo di fondazione**" si fa espresso riferimento ad indagini sismiche allo scopo di classificare il suolo di fondazione sulla base del valore di  $V_{s30}$  cioè del valore medio della velocità delle onde di taglio fino a 30 metri di profondità e comunque fino alla profondità significativa.

Riportiamo di seguito il paragrafo 5 d'interesse del Decreto riferito ai ponti (analogo paragrafo è quello al cap. 3 riferito agli edifici).

### AZIONE SISMICA

#### Categorie di suolo di fondazione

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 - *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B - *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$ , o coesione non drenata  $c_u > 250$  kPa).

C - *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa).

D - *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 180$  m/s ( $N_{SPT} < 15$ ,  $c_u < 70$  kPa).

E - *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di  $V_{S30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con  $V_{S30} > 800$  m/s.

S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 100$  m/s ( $10 < c_u < 20$  kPa)

S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

Nelle definizioni precedenti  $V_{S30}$  è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

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

dove  $h_i$  e  $V_i$  indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $< 10^{-6}$ ) dello strato  $i$ -esimo, per un totale di  $N$  strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di  $V_{S30}$ , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di  $N_{SPT}$ .

## 14 REFRACTION MICROTREMOR (RE.MI.) – Modalità operative

### 14.1 Generalità

La tecnica di Refraction Microtremor (Re.Mi.) prevede la misura, per qualche decina di secondi, del rumore di sito ricevuto da vari punti di ricezione (geofoni) disposti su uno o più allineamenti lungo la superficie topografica.

La tecnica di analisi del sottosuolo mediante l'uso dei microtremori prende origine dagli studi e dalle sperimentazioni condotte da J.Louie presso la Nevada University.

Tale metodologia consente, mediante particolari algoritmi di acquisizione ed elaborazione, di "estrarre" dal sismogramma tra i vari tipi di onde (onde di pressione, di taglio, suono, rumore incoerente, ecc.) quelle a carattere dispersivo relative alle onde primarie di Rayleigh.

Il calcolo della velocità di propagazione delle onde di Rayleigh (circa uguale ai 9/10 delle onde trasversali  $s$ ) ottenuto tramite analisi del rapporto tra alcune frequenze del segnale registrato e l'inverso della velocità di fase per le stesse frequenze di rumore di fondo fornisce un profilo verticale medio delle  $V_s$  relative al volume di sottosuolo sotteso dallo stendimento realizzato in superficie.

La conoscenza del parametro geosismico  $V_s$  è spesso di importanza fondamentale qualora si necessiti di valutare al meglio la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo in quanto consente di rilevare in sintesi le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni, poiché i valori di  $V_s$  sono proporzionali al grado di compattezza dei mezzi percorsi e, a differenza delle onde di pressione  $p$ , non sono influenzati dalle condizioni di saturazione dei sedimenti.

Il Decreto Ministeriale del 14 settembre 2005 (vedasi estratto alle pagine introduttive della relazione), il quale ha introdotto in Italia la nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica adeguandosi agli standard europeo e statunitense, oltre a novità relative alle metodologie di calcolo ingegneristico, ha introdotto per la classificazione dei suoli in funzione dell'azione sismica di progetto la determinazione del parametro  $V_{s30}$  il quale rappresenta la velocità media di propagazione delle onde S entro 30 m di profondità (al di sotto del piano di fondazione).

La determinazione delle  $V_s$  può avvenire tramite diverse modalità; o in maniera puntiforme a seconda che si disponga di sondaggi geomeccanici adeguatamente attrezzati per prove sismiche in foro (down hole, cross hole) o di attrezzature per prove penetrometriche statiche (cono sismico) o, in maniera più estensiva, mediante allineamenti di sensori disposti sulla superficie topografica (sismica a rifrazione, prove Re.Mi, prove S.A.S.W., prove M.A.S.W.).

In particolare, con la metodologia Refraction Microtremor (Re.Mi.), a differenza delle suddette altre tecniche sismiche nelle quali viene creato (in vari modi) l'impulso da registrare e che soprattutto necessitano di condizioni di acquisizione sostanzialmente in quiete per non alterare in maniera significativa il segnale ricevuto dai sensori, si può operare anche in condizioni di forte rumore ambientale poiché la caratteristica delle prove Re.Mi. sta proprio nel fatto che è il rumore stesso che rappresenta la fonte di segnale utile per ottenere le informazioni richieste circa la struttura del sottosuolo e quindi l'operatività è sempre garantita soprattutto in ambienti difficili per i metodi geofisici in generale quali quelli urbani dove esistono spesso forti componenti di traffico veicolare o antropico.

La particolarità dell'analisi Re.Mi. è anche quella di consentire, in funzione comunque sempre della maggiore o minore spaziatura dei sensori di acquisizione, la suddivisione del sottosuolo in corrispondenza dell'allineamento di geofoni in superficie in dettagliati tratti analitici verticali, permettendo così di distinguere e differenziare anche intorni minimi (metrici) con caratteristiche differenziate per variazioni di consistenza, alterazione, petrografia, granulometria o addensamento, nei quali cioè i valori di  $V_s$  subiscono una seppur ridotta modifica anche in senso negativo col procedere della profondità d'investigazione (tratti noti come inversioni di velocità del parametro sismico dell'onda di taglio e molto importanti ai fini ingegneristici per le peculiarità negative che possono generare in termini di caratteristiche geotecniche).

Quindi, la tecnica Refraction Microtremor (Re.Mi.), mediante la definizione particolareggiata, anche in ambienti "ostili", di livelli o orizzonti significativi di discontinuità fisica può validamente contribuire alla segnalazione riguardo lo stato di resistenza del terreno consentendo altresì una generale correlazione tra parametri geofisici ed elementi litostratigrafico-geomeccanici qualora si possa disporre in sito di indagini dirette, sempre comunque auspicabili se non altro per tarature più appropriate e migliori definizioni per l'identificazione dei livelli rilevati dalla tecnica sismica.

Anche se, occorre precisare, le correlazioni geofisico-geomeccaniche possono spesso essere influenzate dal grado di effettiva omogeneità dello spessore litostratigrafico rilevato nel settore puntiforme definito dal sondaggio meccanico per cui può accadere che i valori di velocità delle onde di taglio rilevati in settori adiacenti la perforazione possano subire, per importanti effetti di anisotropia laterale, incrementi o diminuzioni in funzione di locali fenomeni di cementazione o di disaddensamento al tetto e/o al letto dello strato geologico lateralmente al punto di perforazione stesso e non rilevati in quest'ultimo per cui non necessariamente si deve riscontrare una netta coincidenza tra livelli di discontinuità fisica (delimitati da variazioni di  $V_s$ ) e delimitazioni geologiche (definite da variazioni granulometrico-petrografiche).

Per l'insieme delle osservazioni sopra esposte e alla luce delle nuove normative in materia di progettazione antisismica e classificazione dei suoli in funzione dell'azione sismica di progetto con determinazione del parametro  $V_{s30}$ , la tecnica di analisi secondo la metodologia Refraction Microtremor (Re.Mi.) può rispondere validamente ad esigenze di sintesi analitica e geognostica secondo convenienti criteri di praticità.

#### **14.2 Sorgente di energia**

La fonte del segnale è stata rappresentata dal rumore di fondo presente nel sito in esame la cui acquisizione avviene per qualche decina di secondi a canali di ricezione "tutti aperti" senza cioè l'utilizzo di alcun filtro da parte del sismografo; la durata dell'acquisizione dipende sostanzialmente dal fatto che il "tremore sismico" ricevuto dai vari punti di ricezione (geofoni) disposti sull'allineamento lungo la superficie topografica deve poter contenere tutte le possibili frequenze del sito e lungo qualsiasi direzione.

Nel caso comunque si verifichi la presenza di sorgenti di rumore caratterizzate da una direzione preferenziale di propagazione non in linea con la direzione dello stendimento di misura, si effettuano più acquisizioni prevedendo almeno due stendimenti in direzione tra loro ortogonale per non creare una possibile sovrastima della velocità di propagazione delle  $V_s$ .

#### **14.3 Apparato di ricezione**

Per l'analisi dei microtremori e per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, sono stati utilizzati geofoni a bassa frequenza di risonanza (4.5 Hz) con asse strumentale verticale, posizionati sul terreno con allineamento (array) lineare ad intervalli di 5 metri in funzione del dettaglio richiesto, collegati tra loro da cavo elettrico e tramite questo al sismografo; il dispositivo di trigger per l'inizio della registrazione è di tipo manuale e viene applicato dall'operatore direttamente sul sismografo.

Per la spaziatura geofonica si è utilizzato, in accordo con la Committenza, una sorta di compromesso in funzione sia del dettaglio richiesto (metrico) sia della profondità di investigazione del sito (30 m); infatti, la spaziatura geofonica rappresenta una sorta di filtro in frequenza per il segnale che arriva da tutte le direzioni ed è quindi implicito che maggiore è la spaziatura, pur con minor dettaglio relativo, minore è la frequenza del segnale utile campionabile ma, come conseguenza, maggiore è anche la profondità stessa di investigazione.

#### **14.4 Operazioni di campagna**

Le operazioni di campagna sono analoghe a quelle che, preliminarmente, si effettuano in rilievi di sismica a rifrazione.

E' stato innanzitutto eseguito il posizionamento dei geofoni sul terreno collegandoli tramite morsetti bipolari al cavo elettrico e questo ultimo al sismografo e verificando accoppiamento e verticalità dei sensori stessi, disponendoli secondo una prestabilita distanza che è funzione del target di ricerca e compatibile con l'area disponibile di stendimento.

Sono quindi stati impostati i parametri di acquisizione del sismografo in funzione anche della gestione dei file di elaborazione soprattutto come dimensione e definizione dei dati; l'intervallo di campionamento (sample rate) è stato ogni 2 ms e il tempo di registrazione (record length) di 30 s, ripetendo le misure almeno una decina di volte per poter disporre di una più completa media di dati e ricercando temporalmente le maggiori variazioni in frequenza del rumore di fondo prodotto nel sito in esame (le metodiche analitiche del sistema rendono infatti possibile e, anzi opportuno, operare in ambienti fortemente "disturbati" da rumore urbano e industriale).

Nel caso in esame non si sono riscontrate presenze di sorgenti fisse di rumore per cui non è stato necessario ruotare di 90° l'intero stendimento per acquisire frequenze diverse per far sì che l'analisi complessiva del segnale mitigasse l'effetto della unidirezionalità della sorgente ed evitare quindi di incorrere nella sottostima della velocità di fase durante la fase elaborativa di picking.

### **14.5 Acquisizione dati**

I tremori sismici del sito in esame ricevuti dai geofoni posizionati sulla superficie topografica sono stati acquisiti utilizzando apparecchiature elettroniche EG&G Geometrics Geode a 24 canali di registrazione simultanea, tramite le quali, dopo conversione analogico/digitale, sono stati registrati nel supporto magnetico (computer) di cui è dotato il registratore di campagna.

L'uso di un sismografo digitale con elevata dinamica consente di dimezzare la frequenza utile campionabile rispetto a quella nominale dei geofoni impiegati. Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25-30 Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle Vs relativamente alle prime decine di metri di profondità dal piano campagna.

### **14.6 Elaborazione dei dati – elaborazione sismogrammi e traduzione tracce sismiche**

La prima operazione che è stata eseguita in sede, una volta terminata la fase di acquisizione dati in campagna, è stata quella di tradurre i file di dati di ciascuna acquisizione temporalmente differenziata.

Questa fase di preprocessing permette di convertire il formato con cui i dati sismici sono registrati dal sismografo EG&G GEOMETRICS GEODE in quello (SEG Y) del programma elaborativo SeisOpt<sup>®</sup> ReMi<sup>™</sup> (Version 3.0) prodotto dalla Optim L.L.C. (Reno, Nevada, USA) del quale la Progeo S.r.l. ha la licenza d'uso del software commerciale.

Viene anche eseguito un preprocessing semiautomatizzato che filtra ed equalizza le tracce di ciascun canale di ricezione.

### **14.7 Definizione della geometria della ricerca**

La prima procedura di elaborazione sulla base della metodologia Refraction Microtremor (Re.Mi.) consiste nella verifica della geometria dell'allineamento; se la linea in esame non varia orizzontalmente più del 5% della sua direzione e se non cambia la sua elevazione più del 5% della lunghezza totale della linea si può utilizzare una procedura standard semplificata mentre al contrario vanno impostati i parametri geometrici esatti in opportuno file di dati.

Tali valori vengono in seguito plottati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello diretto.

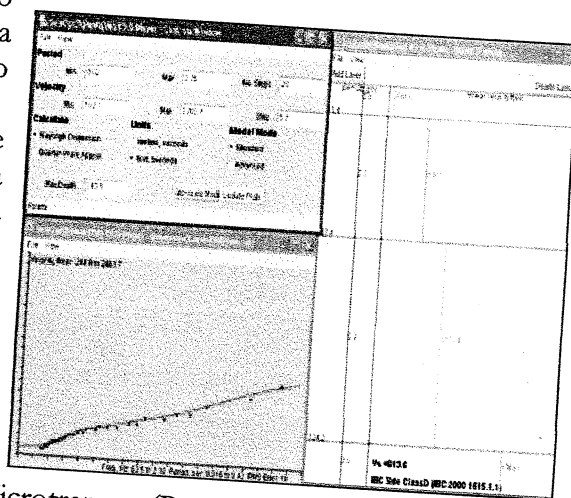
### 14.10 Analisi delle risultanze delle velocità

I dati selezionati dall'immagine p-f vengono plottati su un diagramma nel quale compare anche una curva di dispersione calcolata a partire da un modello di Vs che è modificabile dall'interprete.

Variando il numero di strati, la loro velocità e la densità del materiale, la curva di dispersione calcolata viene adattata fino a farla aderire il più possibile a quella sperimentale ottenuta con il picking (un esempio è riportato qui di fianco).

In sostanza, si tratta di una modellazione diretta, monodimensionale, che può accettare inversioni di velocità con la profondità nella quale è molto importante l'abilità e l'esperienza di interpretazione del geofisico.

L'elaborazione mediante tecnica Refraction Microtremor (Re.Mi.) è comunque in grado, specialmente se ben supportata da un'adeguata e corretta interpretazione dei dati, di differenziare con dettaglio (anche mediante inversione dei parametri con la profondità) le variazioni nel grado di consistenza (= variazioni dei parametri cinematici delle onde di taglio) del terreno; inoltre, con tale tecnica innovativa, si sopperisce alla possibile e diffusa presenza di fonti di rumore ambientale nel sito in esame che altrimenti potrebbero inficiare, come per altre tecniche sismiche, la ricerca stessa dei risultati.



## 15 MASW (Multichannel Analysis Of Surface Waves) - Modalità operative

### 15.1 Generalità

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 associate 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 rigidità 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 multi-modale: 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 in figura 2, può essere suddiviso in tre fasi:

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

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  $fk$  (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 delle 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.

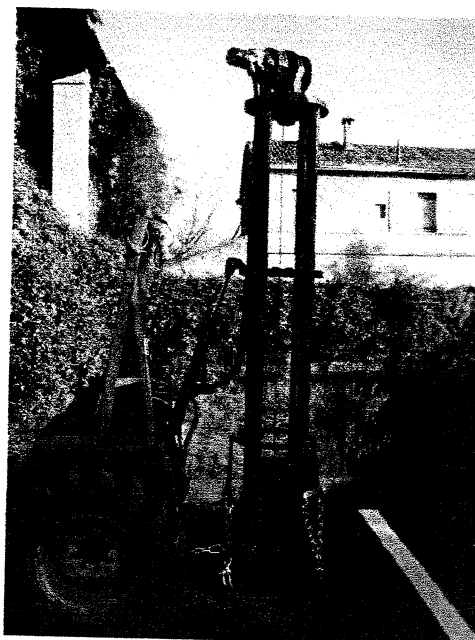
## 15.2 Modalità di processing

E' stata realizzata una sezione disposta come illustrato in figura 1; di lunghezza pari a 115 metri costituita da 24 geofoni da 4.5 Hz spazati 5 metri l'uno dall'altro. La tabella 1 sono riportati i dati relativi alla geometria di acquisizione.

Il sismografo utilizzato è un dispositivo modulare GEODE (Geometrics) costituito da un modulo a 24 canali controllati tramite laptop, per un totale di 24 canali disponibili. L'intervallo di campionamento è selezionabile tra  $20 \mu s$  e  $16 ms$ . La durata dell'acquisizione è funzione della frequenza di campionamento con il limite di 64000 campioni per canale; la dinamica del convertitore analogico digitale è di 24 bit.

Uno dei sistemi di energizzazione impiegati per generare le onde superficiali è presentato nell'immagine a lato.

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.



## 15.3 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).

I dati vengono trasformati in dominio  $fk$  (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 (a quali è associata per l'appunto la propagazione delle onde di Rayleigh).

Per ogni frequenza  $f$ , il picco spettrale è associato infatti ad un determinato valore del numero d'onda  $k$ , per cui, in base alla teoria delle onde, è possibile ricavare la velocità di fase delle onde di Rayleigh attraverso la relazione:

$$V_R(f) = \frac{2 \cdot \pi \cdot f}{k}$$

Un primo confronto tra le curve di dispersione ottenute per la sezione denota alcune differenze tra le stesse che possono essere imputate a variazioni laterali, lungo lo stendimento, delle caratteristiche meccaniche del sottosuolo. Analizzando la curva di dispersione relativa al primo shot, si può notare la presenza di diversi modi di vibrazione. L'energia tende a propagarsi maggiormente sul modo fondamentale alle basse frequenze, fino a circa 20 Hz; oltre tale frequenza l'energia tende a propagarsi maggiormente secondo modi più elevati di vibrazione. La stessa cosa succede per il secondo shot, con la differenza che l'energia in questo caso, per frequenze basse, tende a propagarsi maggiormente sul primo modo fino a frequenze maggiori (circa 40 Hz).



Lo spettro  $f_k$  mette in evidenza una concentrazione di energia intorno alle frequenze tra i 10 e i 30 Hz circa e, soprattutto per la seconda energizzazione, l'energia si propaga principalmente attraverso due modi di vibrazione che presentano un livello di energia simile tra loro. Nonostante gran parte dell'energia sia concentrata nel range evidenziato, è comunque possibile individuare tratti della curva di dispersione in un intervallo di frequenze significativamente più ampio.

Dall'analisi della curva di dispersione ottenuta, si nota come la curva apparente, relativa ai massimi assoluti ed evidenziata in figura con valori cromatici più chiari (tendenti al rosso) sembra seguire in modo regolare l'andamento del primo modo fino a frequenze di circa 25 Hz. Tali tratti di curva indicano coerentemente una crescita della velocità delle onde di Rayleigh al diminuire della frequenza (e dunque all'aumentare della profondità). In particolare, la frequenza di taglio dei modi superiori sembra indicare che, dopo uno strato di materiale relativamente lento fino a circa 15 m, vi sia una serie di strati a caratteristiche meccaniche maggiori che presentano velocità fino a circa 350 m/s (velocità Onde di Rayleigh).

## 16 RISPOSTA SISMICA LOCALE (HVSR tecnica Nakamura) – Modalità operative

### 16.1 Generalità

La metodologia, anche chiamata tecnica di Nakamura (1989), è stata introdotta da Nogoshi e Igarashi (1971) sulla base degli studi di Kanai e Tanaka del 1961. Questa tecnica si basa essenzialmente sul rapporto spettrale H/V di rumore ambientale (seismic noise) e permette di valutare gli effetti locali 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 sovrastante 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 sismologica combinata con un background di informazioni relative alla geologia, geofisica 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 **A**mbient **E**xitations) ed a questo si rimanda per le linee guida della tecnica H/V spectral ratio (<http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr/index.htm>). La sismica passiva a stazione singola fornisce informazioni sui terreni di indagine relativamente alle frequenze naturali e di risonanza.

### 16.2 Basi teoriche

Le basi teoriche dell'HVSR in un sistema stratificato in cui i parametri 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 ( $\rho_1$  e  $\rho_2$ ) 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 ( $\lambda$ ) 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 della 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 un'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 rumore 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 da onde di volume, P o S, e in misura molto maggiore da onde superficiali, in particolare 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 dell'onda di Rayleigh è molto prossima a quella delle onde S. L'applicabilità pratica della semplice formula [2] è stata già dimostrata in molti studi sia nell'ambito delle prospezioni geofisiche che 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).

### **16.3 Attrezzature e modalità esecutive**

La misura prevede la registrazione, senza utilizzo di alcun 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 della rigidità dei materiali.

Per l'installazione lo strumento sarà da orientare secondo le direzioni geografiche (E e 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.

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

Per uno studio di risposta di 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:

1. Trasduttori tricomponenti (N-S, E-W, verticale) a bassa frequenza ( $< 1-2$  Hz);
2. Amplificatori;
3. Digitalizzatore;
4. Frequenza di campionamento:  $> 50$  Hz;
5. Convertitore A/D (analogico digitale) a 24 bit.
6. Durata registrazione:  $> 10$  minuti.
7. Collegamento al tempo GPS per la referenziazione temporale.

## 16.4 Elaborazione dati

L'elaborazione dei dati raccolti impiega un software (**Geopsy**) 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. Media degli spettri H/V
6. 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 sua deviazione standard.

Il certificato finale della prova presenta:

(<http://www.geo.uib.no/seismo/REPORTS/SESAME/USER-GUIDELINES/SESAME-HV-User-Guidelines.doc>):

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. Analisi dei criteri in particolare con verifica rispetto alla frequenza del sensore ed alla presenza di rumore di origine industriale;
5. Interpretazione di  $f_0$  e dello spettro H/V nei termini di caratteristiche del sito.

## 16.5 Frequenze

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

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

## 16.6 Spessori

L'assunzione di base è che, per un modello di sottosuolo 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:

$$f_r = V_s / 4Z$$

dove Z è lo spessore dello strato di sedimenti e  $V_s$  dipende dalla velocità delle onde di taglio al suo interno.

In base a tale relazione, quindi, a partire da valori misurati di  $f_c$  e  $V_s$  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 Ibs-von Seht e Wohlenberg (1999).

Poiché l'andamento del log in  $V_s$  in terreni sedimentari è principalmente regolato dall'incremento del modulo di rigidità al crescere della pressione di confinamento e quindi della profondità, a partire dai 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.

Nel sito in esame sono state realizzate n° 3 misure HVSr su stazione singola allo scopo di valutare la frequenza del sito;

## **17 ELABORATI CARTOGRAFICI**

Al termine della presente relazione tecnica in allegato n. 9 sono riportati gli elaborati cartografici (Planimetria e log) delle risultanze ottenute dalla prospezione geofisica così suddivisi:

- elaborato cartografico planimetrico della ubicazione delle singole prove in scala 1:1000 (Fig 1);
- elaborato cartografico della prova refraction microtremor (Re.Mi.) sulla sezione 1 che presenta l'immagine p-f del modello di dispersione, la curva di dispersione e il log delle onde di taglio (Fig 2);
- elaborato cartografico della prova MASW sulla sezione 1 che presenta l'immagine dello spettro FK, la curva di dispersione e il log onde di taglio (Fig 3);
- elaborato cartografico del certificato di prova di Risposta sismica locale (Nakamura) relativa alla posizione di G1 (coincidente con l'inizio dello stendimento Re.Mi e MASW) (Fig 4);
- elaborato cartografico del certificato di prova di Risposta sismica locale (Nakamura) relativa alla posizione di G12 (coincidente con il centro dello stendimento Re.Mi e MASW) (Fig 5);
- elaborato cartografico del certificato di prova di Risposta sismica locale (Nakamura) relativa alla posizione di G24 (coincidente con la fine dello stendimento Re.Mi e MASW) (Fig 6);

## **18 VALUTAZIONE DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE SISMICA**

La valutazione dei fattori di amplificazione sismica è stata effettuata come da allegato "A2" della Delibera di Assemblea Legislativa n.112 del 02/05/07. Per calcolare i fattori di amplificazione sismica (F.A.) richiesti dall'analisi semplificata si sono utilizzati i coefficienti sismici e i valori delle  $V_{s30}$  determinati come dai capitoli precedenti rispetto ad un suolo di riferimento.

Questi fattori sono espressi sia in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGAo) sia come rapporto di Intensità di Housner (SI/Sio) per prefissati intervalli di periodo, dove PGAo e Sio sono rispettivamente l'accelerazione massima orizzontale e l'Intensità di Housner al suolo di riferimento definito per ogni Comune, e PGA e SI sono le corrispondenti grandezze di accelerazione massima orizzontale e Intensità di Housner calcolate alla superficie dei siti esaminati.

Nel caso specifico si è ritenuto di utilizzare la condizione litostratigrafica espressa in "PIANURA 1", in quanto meglio si approssima alla situazione geologica riscontrata in sito (vedi tabella seguente).

**TABELLA "PIANURA 1"**

"ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da potenti orizzonti di ghiaie (anche decine di metri) e da alternanze di sabbie e peliti, con substrato poco profondo (< 100 mt da p.c.)" si devono usare le seguenti tabelle:

**F.A. P.G.A.**

$V_{S_{30}}$	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1,7	1,7	1,6	1,6	1,6	1,5	1,4	1,2	1,0	1,0

**F.A. INTENSITA' SPETTRALE -  $0,1s < T_0 < 0,5s$**

$V_{S_{30}}$	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1,9	1,9	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5	1,3	1,1	1,0

**F.A. INTENSITA' SPETTRALE -  $0,5s < T_0 < 1,0s$**

$V_{S_{30}}$	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2,6	2,5	2,4	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,1	1,0

Pertanto considerando che il calcolo delle  $V_{S_{30}}$ , da -2,0 mt a -32,0 mt di profondità con i diversi metodi di indagine ha fornito i seguenti valori:

- **MASW:  $V_{S_{30}} = 232$  m/sec**
- **RE.MI:  $V_{S_{30}} = 239$  m/sec**

il valore di F.A. viene ricavato approssimando ambedue le misurazioni di  $V_{S_{30}}$  al valore in tabella più vicino e di conseguenza a  $V_{S_{30}} = 250$  m/sec.

In definitiva si ha:

- **F.A. di P.G.A. = 1.7**
- **F.A. dell'Intensità Spettrale di Housner per periodi di frequenza di  $0.1 \text{ sec} < T_0 < 0.5 \text{ sec} = 1.9$**
- **F.A. dell'Intensità Spettrale di Housner per periodi di frequenza di  $0.5 \text{ sec} < T_0 < 1.0 \text{ sec} = 2.5$**

## 19 CONCLUSIONI

Per il "Piano urbanistico di iniziativa privata" di via Filippo Re a Rimini, a seguito dell'entrata in vigore della nuova normativa antisismica si sono eseguite indagini geofisiche per valutare la geometria del sottosuolo, entro una profondità di trentadue metri dal piano campagna.

Le indagini geofisiche (vedi elaborati in allegato n. 9) sono consistite nella realizzazione, su un allineamento di geofoni della lunghezza di 115 metri, di analisi del rumore di fondo tramite misure di Refraction Microtremors (RE.MI.) e di misure MASW (Multichannel Analysis Surface Waves) che hanno consentito di ottenere una distribuzione media nel sottosuolo delle velocità delle onde di taglio S.

Agli estremi e nel punto centrale dello stendimento sono state effettuate altresì tre prove sismiche passive HVSR (Horizontal Vertical Spectral Ratio) conosciute come "Tecnica Nakamura" che ha consentito di determinare la frequenza di sito.

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

Dall'analisi delle indagini RE.MI. (vedi figura n. 2) si può affermare che il sottosuolo dei primi trenta metri presenta un modello a tre strati ovvero un primo strato che ha uno spessore di circa 8 metri con velocità delle onde di taglio pari a 156 m/sec, un secondo che si spinge fino a 16 metri dal piano campagna con velocità delle onde pari a 209 m/sec ed un terzo che si spinge fino ad oltre 30 metri che presenta una velocità delle onde di taglio pari a 355 m/sec. Da ciò ne risulta che il valore delle  $V_{s30}$  è pari a **232 m/sec** che corrisponde ad un **terreno di tipo C**.

Dall'analisi delle indagini MASW (vedi figura n. 3) si può affermare come il sottosuolo dei primi trenta metri presenti un modello a due strati ovvero un primo strato che ha uno spessore di 15 metri a cui corrisponde una velocità delle onde di taglio pari a 192 m/sec ed un secondo strato che si spinge fin oltre i trenta metri con velocità delle onde pari a 320 m/sec. Da ciò ne risulta che il valore delle  $V_{s30}$  è pari a **239 m/sec** che corrisponde anch'essa ad un **terreno di tipo C**.

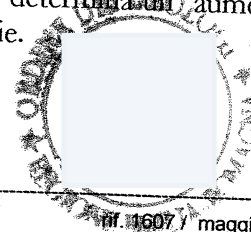
Come risulta dai certificati relative alle prove HVSR di Fig 4, 5 e 6 illustrati in allegato n. 9 si è evidenziato nel sito in esame una sola frequenza di sito. La frequenza in oggetto è pari a circa **3.22 Hz** per il punto G1 a **3.56 Hz** per il punto G12 e di **3.36 Hz** per il punto G24. I tre valori del tutto simili fra loro portano ad un valore medio pari a **3.38 Hz**.

E' da notare che le prove mostrano una attendibilità della misura della frequenza di risonanza (i primi tre check del certificato sono validi) mentre i criteri di chiarezza del picco HVSR non sempre sono definiti questo ad indicare che l'inversione della misura del rumore sismico porta ad un sistema geofisico multistrato e non ad una sola interfaccia.

È da notare altresì che con i soli valori di frequenze del sito suindicate non è possibile determinare lo spessore della coltre sedimentaria anche se semplificata ad un'unica unità che poggia su un substrato rigido (bedrock geofisico). Per poter applicare la relazione semplificata riportata al paragrafo 16.6 è perciò necessario conoscere anche il valore esatto delle onde di taglio in modo da determinare la profondità dell'eventuale bedrock geofisico (che non necessariamente coincide con un livello litologico preciso).

Andando ad applicare alla formula semplificata del paragrafo 16.6 la media dei tre valori di frequenza di sito (3.22 hz, 3.56 hz, 3.36 hz) pari a 3.38 Hz e il valore delle onde di taglio medie dei primi strati (187 m/sec) si ottiene la profondità di un orizzonte geofisico pari a circa 14 metri dal piano campagna, che coincide molto bene con i due log sia delle indagini MASW che delle indagini RE.MI. Tale profondità, tuttavia, non coincide con il passaggio tra i limi argillosi e le ghiaie ma con il passaggio tra il litotipo "C" (compressibile) ed "L" (più compatto) che determina un aumento delle velocità fino a raggiungere il valore massimo tipico delle sottostanti ghiaie.

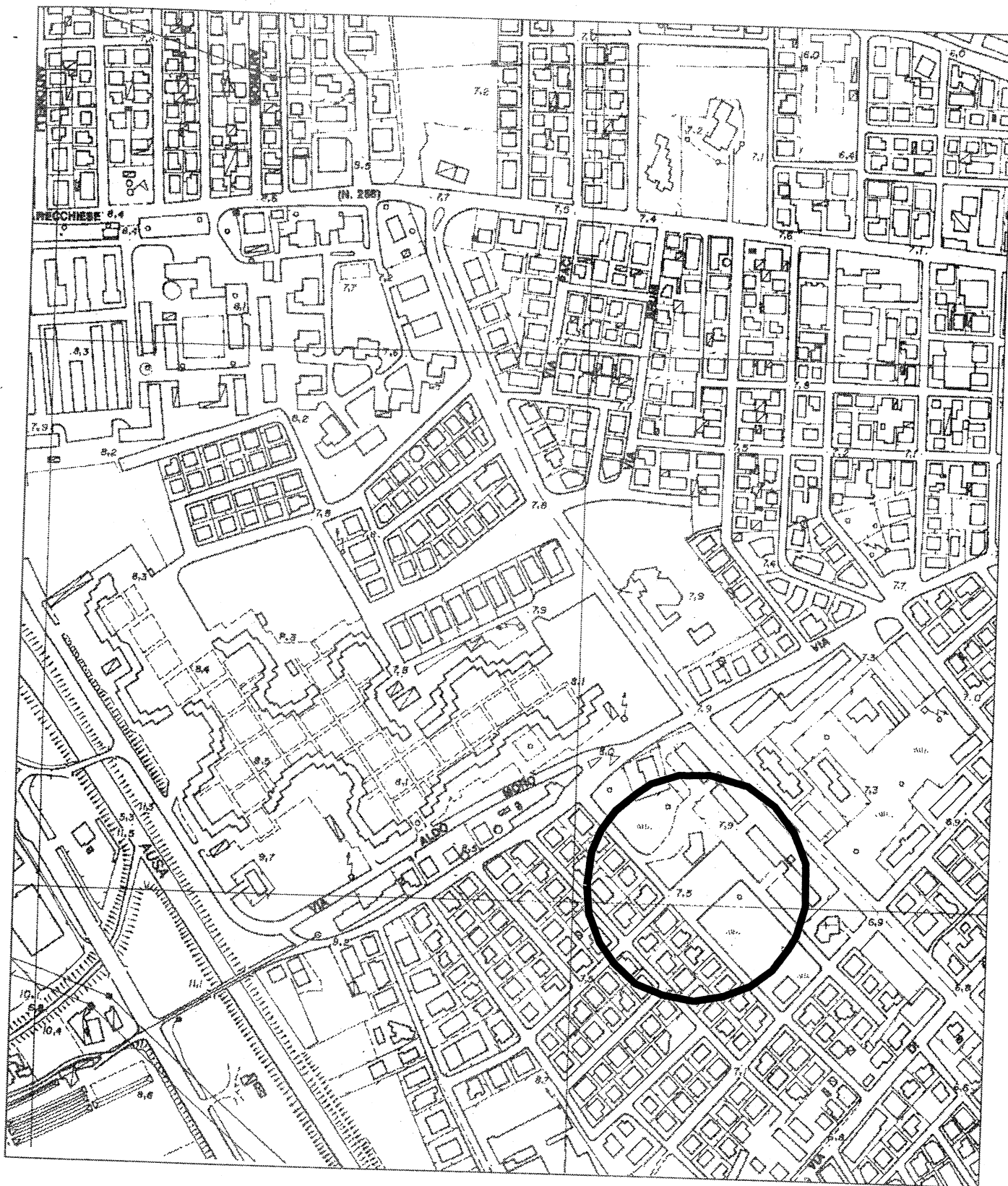
**Riccione, maggio 2008**



**ALLEGATI**

Allegato n. 1

# COROGRAFIA



C.T.R. SCALA 1: 5.000

FOGLIO 256 RIMINI - ELEMENTO 112 RIMINI

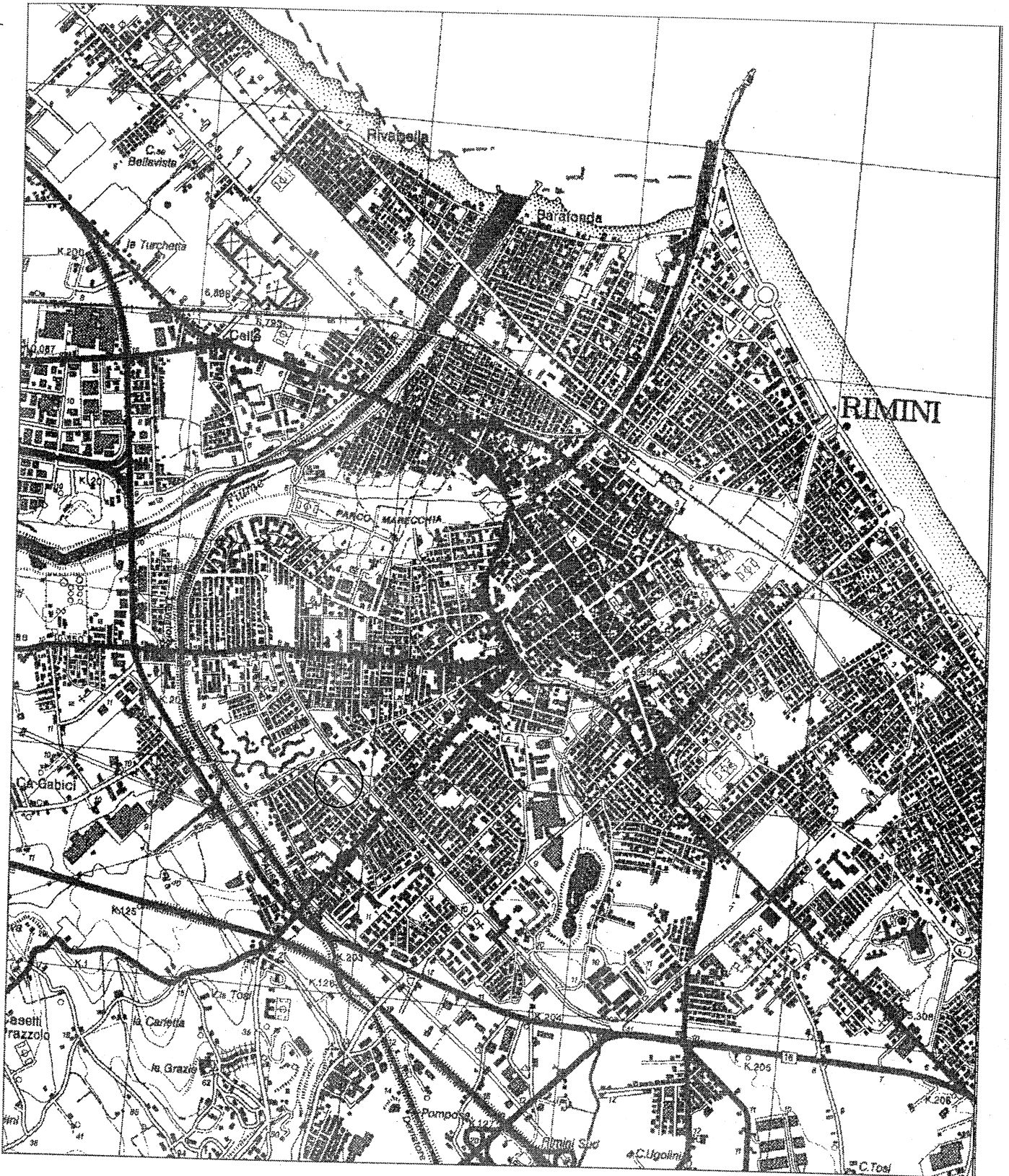


Aree di studio



Allegato n. 1

# C O R O G R A F I A



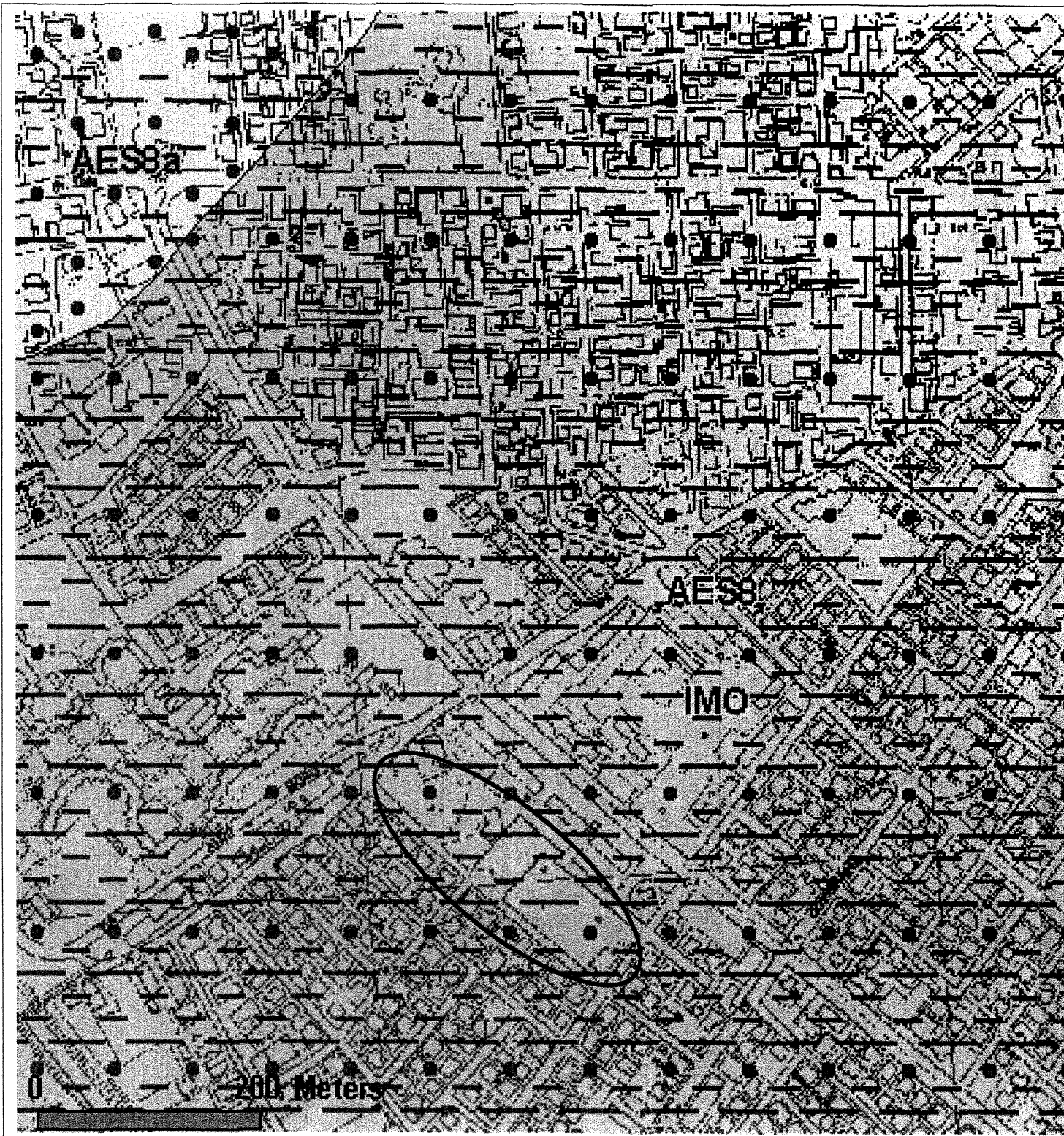
C.T.R. SCALA 1: 25.000

FOLGIO 256 SE



Area di studio

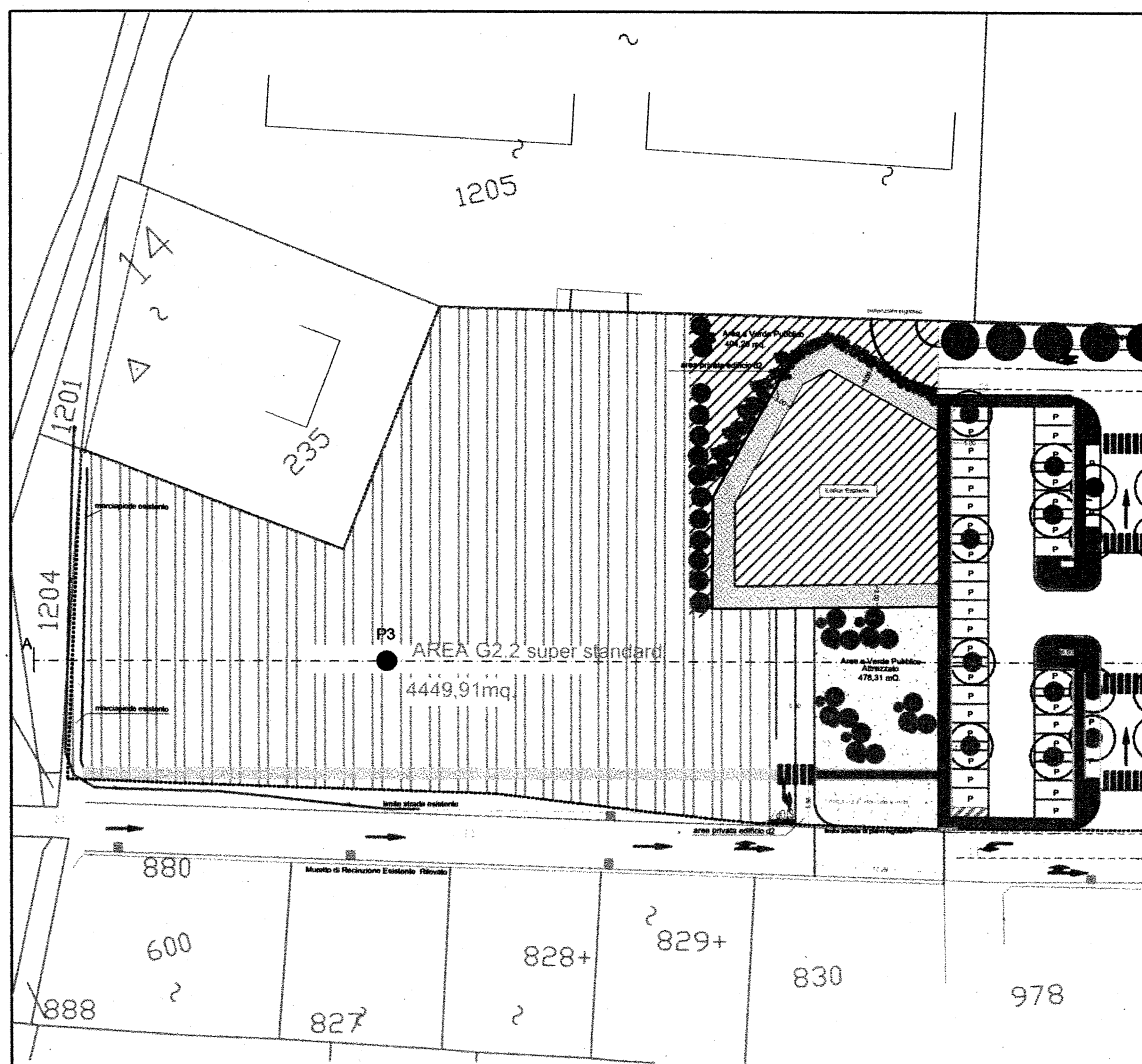
ALLEGATO N. 2 - CARTA GEOLOGICA Scala 1:5000



# UBICAZIONE PROVE IN SITO E SEZIONE GEOLITOLOGICA

ALLEGATO 3

SCALA 1.

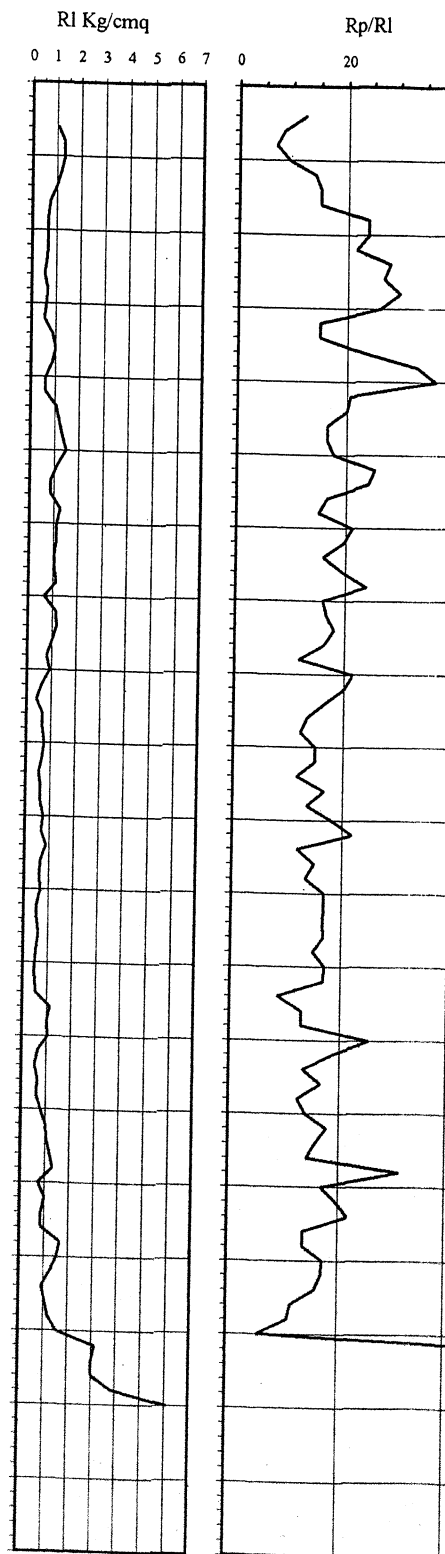
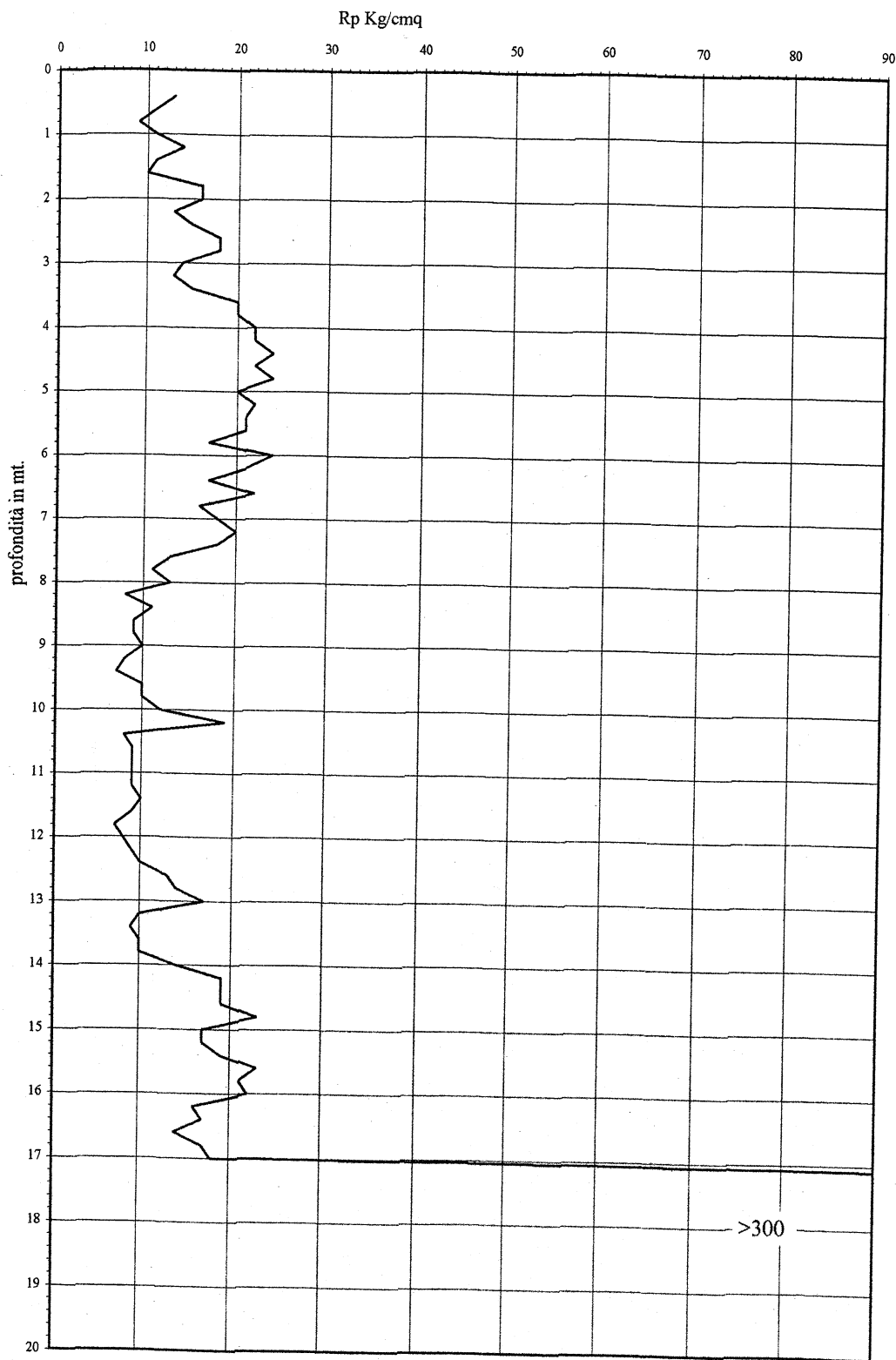


# Allegato n. 4

## Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT1  
Cantiere: Rimini - Piazzale Tosi  
Data: Maggio 2008

Quota inizio: piano campagna  
Liv.falda: -2,20 mt.  
Note:

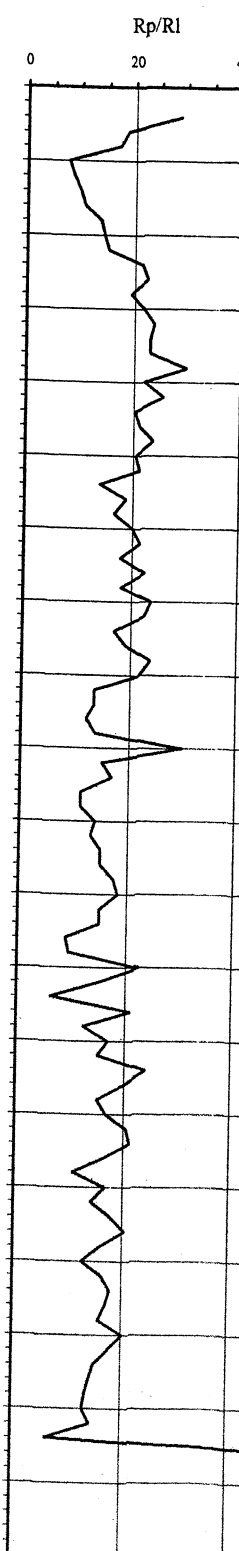
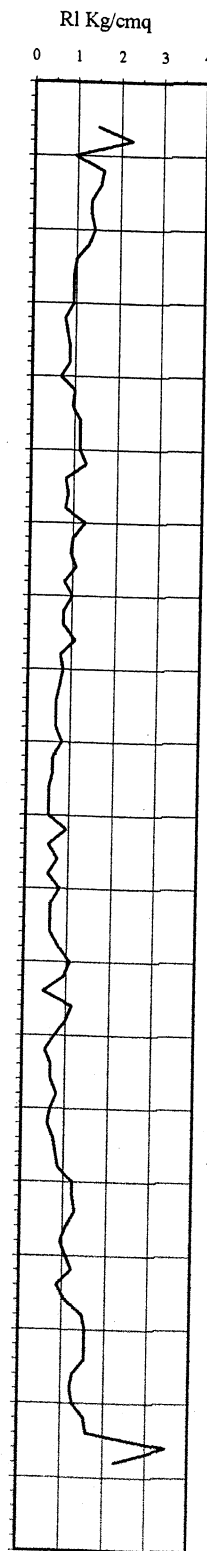
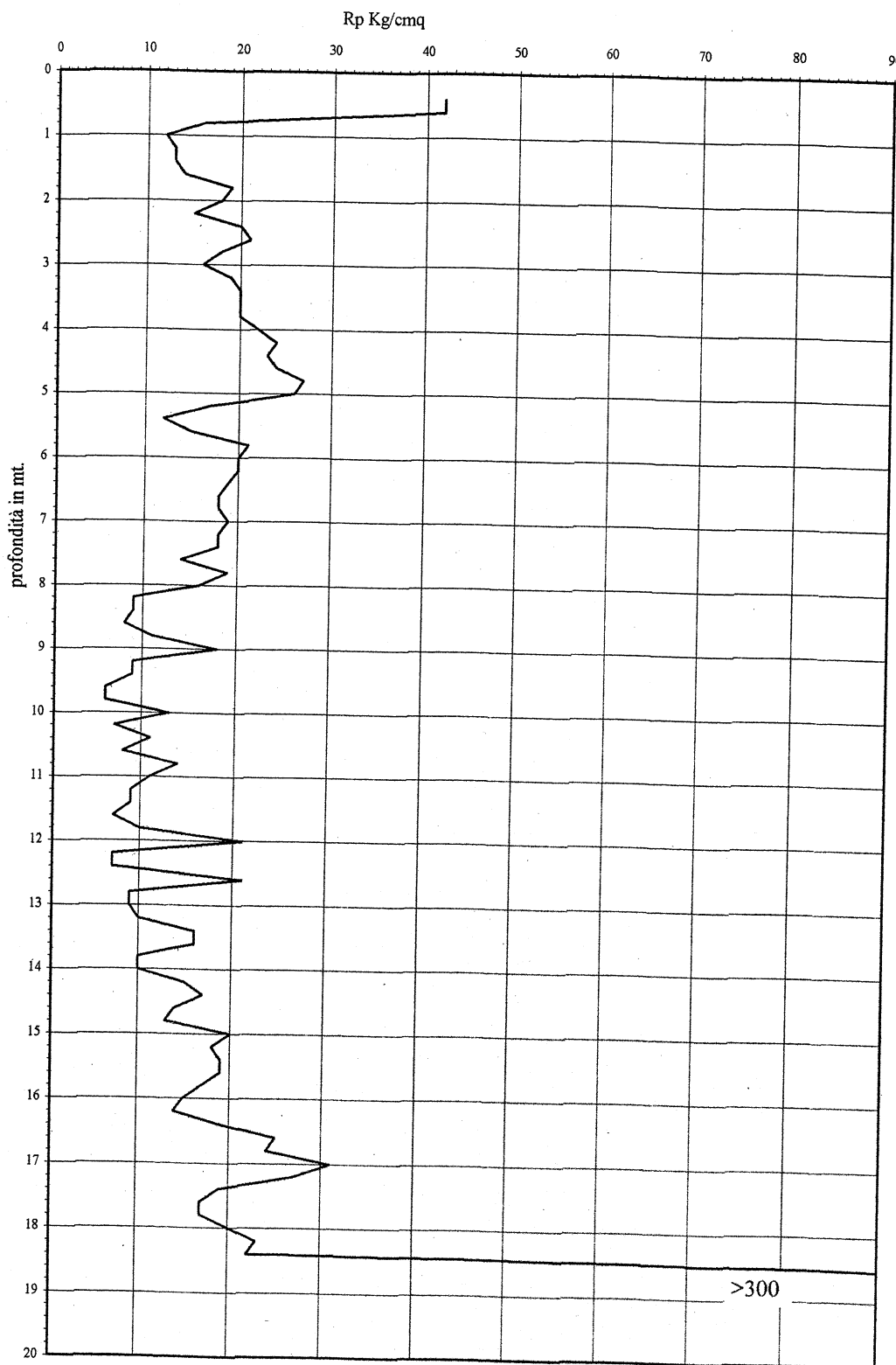


Caratteristiche strumento: penetrometro statico semovente, 200kN spinta  
Punta meccanica tipo Begemann - manicotto laterale superficie 150 cmq

# Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT2  
Cantiere: Rimini - Piazzale Tosi  
Data: Maggio 2008

Quota inizio: piano campagna  
Liv.falda: -2,30 mt.  
Note:



Caratteristiche strumento: penetrometro statico semovente, 200kN spinta  
Punta meccanica tipo Begemann - manicotto laterale superficie 150  $\text{cm}^2$



# Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT3

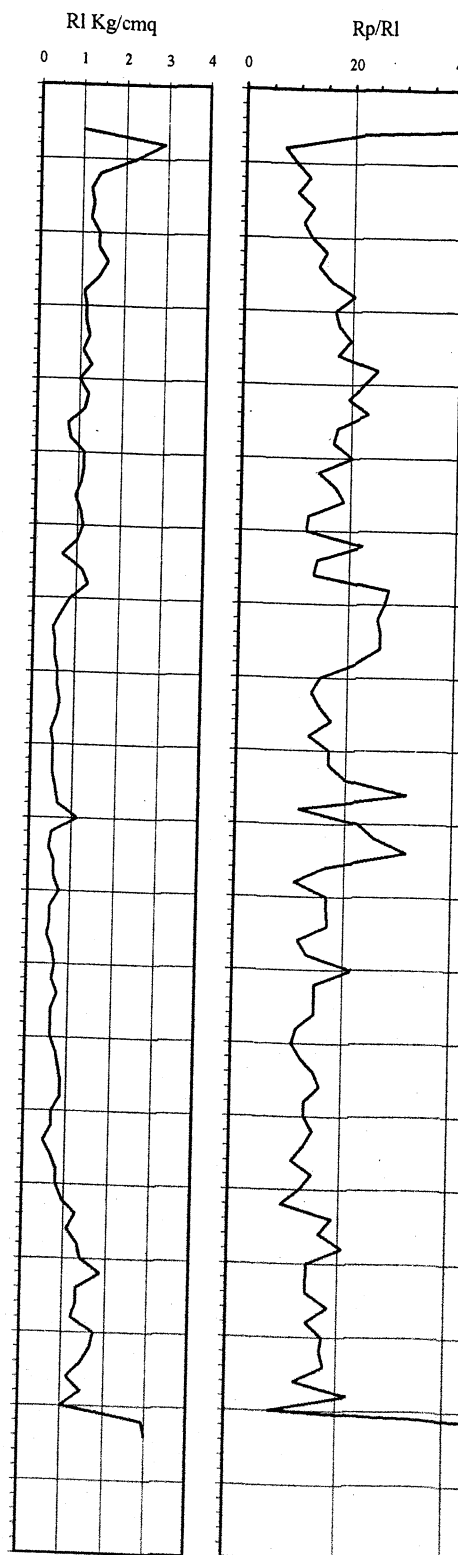
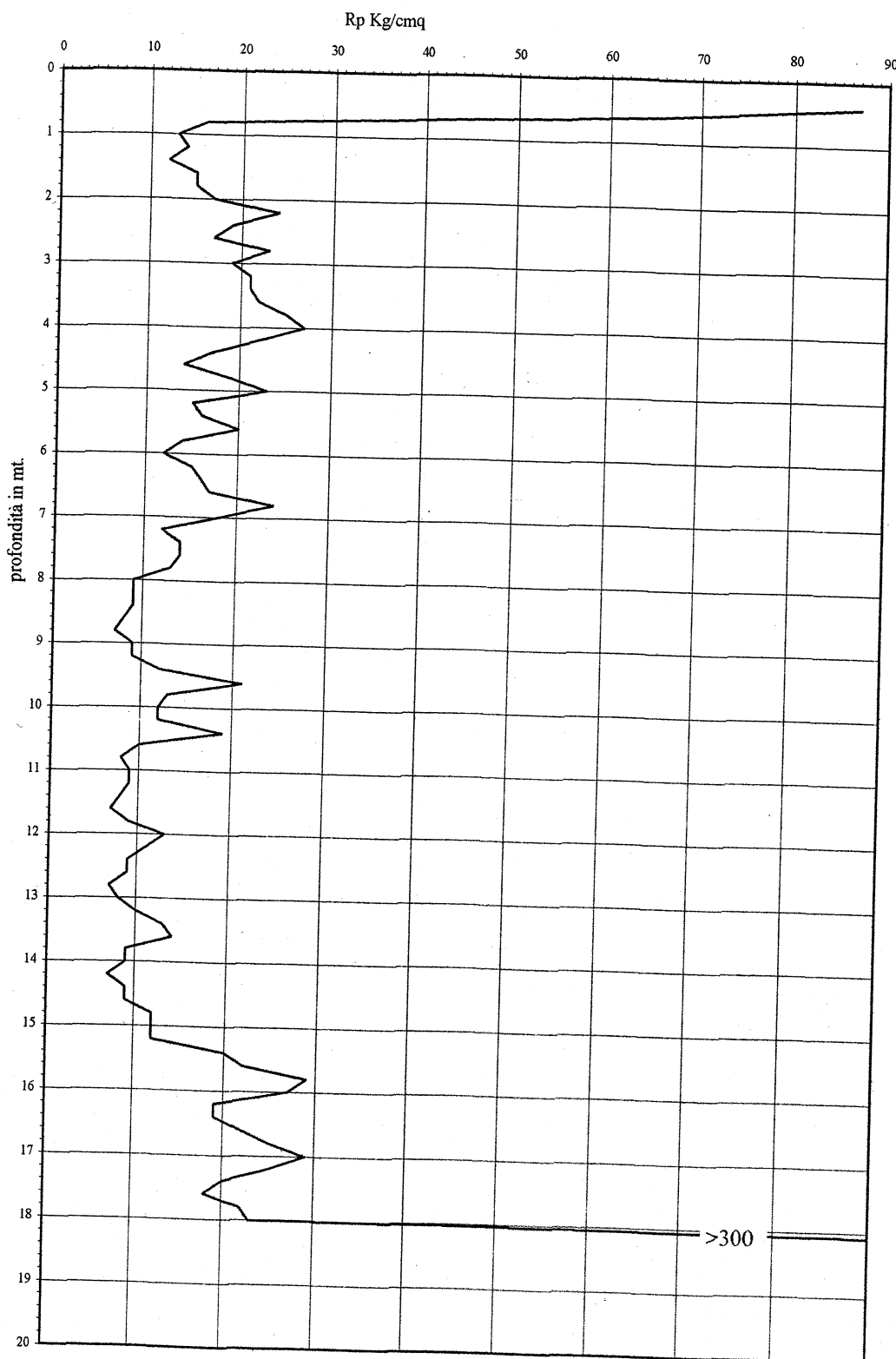
Cantiere: Rimini - Piazzale Tosi

Data: Maggio 2008

Quota inizio: piano campagna

Liv.falda: -2,00 mt.

Note:



Caratteristiche strumento: penetrometro statico semovente, 200kN spinta  
Punta meccanica tipo Begemann - manicotto laterale superficie 150 cm<sup>2</sup>

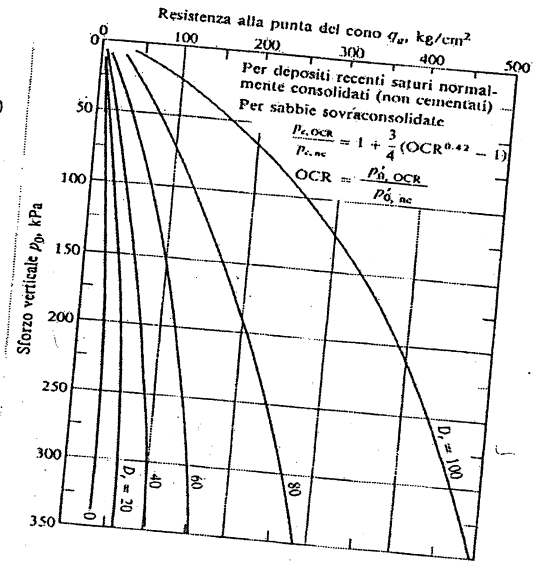
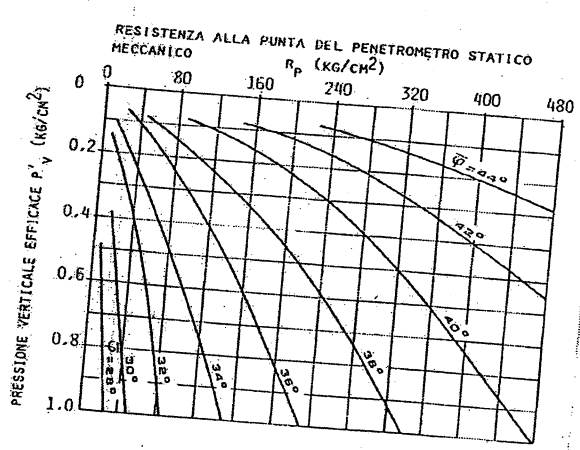
**NOTA: determinazione dei parametri geotecnici con penetrometrie statiche (C.P.T.)**

Dall'interpretazione dei profili penetrometrici, attraverso la correlazione con prove penetrometriche statiche, si sono ricavate le caratteristiche geomeccaniche dei terreni attraversati con il metodo illustrato di seguito. La rapidità di infissione (velocità costante di 2 cm/sec) della punta nella prova penetrometrica statica C.P.T. riproduce una rottura del terreno con rifluimento in condizioni non drenate. I parametri di resistenza si esprimono in termini di sforzi totali; per questo motivo in terreni coesivi saturi, dove la resistenza al taglio dipende strettamente dalla coesione non drenata "Cu", vale la relazione:

$$C_u = R_p - \sigma_v / N_c$$

- con:  $C_u$  = coesione non drenata
- $R_p$  = resistenza specifica di punta in Kg/cm<sup>2</sup>
- $\sigma_v$  = pressione verticale efficace degli strati sovrastanti
- $N_c$  = fattore adimensionale che cresce da argille a limi per terreni molli compreso tra 12 (argille sovraconsolidate) e 20 (argille normalconsolidate).

Per terre sabbiose incoerenti si possono utilizzare i parametri di resistenza del terreno (angolo di attrito interno "φ" e densità relativa "Dr") determinati attraverso l'utilizzo di diagrammi sperimentali di vari autori (Trofimenkov, 1974: Penetration testing in USSR; State of the art report, proc. of Eur. Symp. On Penetration Testing, Stockholm, vol. 1 147 - 154. Shmertmann, 1978; Villet e Mitchell, 1981 tratto da "Fondazioni Progetto e Analisi", J. Bowles, 1991)



Il modulo edometrico "Ed" è il reciproco del coefficiente di Compressibilità (mv) determinato con prova edometrica confinata e può essere determinato indirettamente anche attraverso una prova penetrometrica statica (C.P.T.).

$$E_d = \alpha * R_p$$

- con:  $\alpha$  = 1.5 - 3.0 per sabbie (Mitchel e Gardner, 1975)
- $\alpha$  = 2.0 - 10.0 per terreni argillosi (Sanglerat, 1972), coefficiente in diminuzione al crescere di  $R_p$

Per la determinazione del modulo di compressione Md secondo la normativa svizzera si può utilizzare la seguente relazione (tratta da A. Cestari, 1990 "Prove geotecniche in sito")

$$M_d = [E_d (1 - 2 \nu)] / [0.785 (1 - \nu^2)]$$

- con:  $E_d$  = modulo edometrico
- $\nu$  = coefficiente di Poisson (compreso tra 0.3 e 0.4)



## Allegato n. 5

Cantiere: Rimini - Piazzale Tosi

Data: Maggio 2008

Statica n.: 3

Campione n.: 1

Profondità mt.: 2,90÷3,40

Descrizione del campione : Limo argilloso di colore grigio verde con variegazioni di colore grigio cenere e giallo ocra

Stato del campione: indisturbato

### Caratteristiche fisico - meccaniche

caratteristiche generali		limiti di consistenza	
Contenuto in acqua	w = 29 %	Limite di liquidità	Wl = 64 %
Peso di volume umido	y = 1,94 gr/cmc	Limite di plasticità	Wp = 27 %
Peso di volume secco	yd = 1,50 gr/cmc	Limite di ritiro	Ws = " %
Peso specifico	Gs = 2,742 gr/cmc	Ritiro l.	R = " %
Indice dei vuoti	e = 0,823	Indice di plasticità	Ip = 37 %
Grado di saturazione	s = 96,58 %	Indice di consistenza	Ic = 0,95

resistenza	
Penetrometro tascabile	qu = 2,00 Kg/cmq
Vane test	cu = 1,25 Kg/cmq

granulometria	classificazione A.G.I.
ghiaia : " % sabbia : 1 % limo : 46 % argilla : 53 %	argilla con limo





Cantiere: Rimini - Piazzale Tosi

Data: Maggio 2008

Statica n.: 3

Campione n.: 1

Profondità mt.: 2,90÷3,40

### Analisi granulometrica

Metodo della prova: per setacciatura e sedimentazione

Stato del campione: indisturbato

Peso secco netto: 46,82 gr.

setacci A.S.T.M. n.	luce netta mm.	passante %
30	0,600	100,00
50	0,300	99,31
100	0,150	98,36
200	0,075	93,74

Descrizione  
(Classificazione A.G.I.)

argilla con limo

Ghiaia  
%

Sabbia  
%

Limo  
%

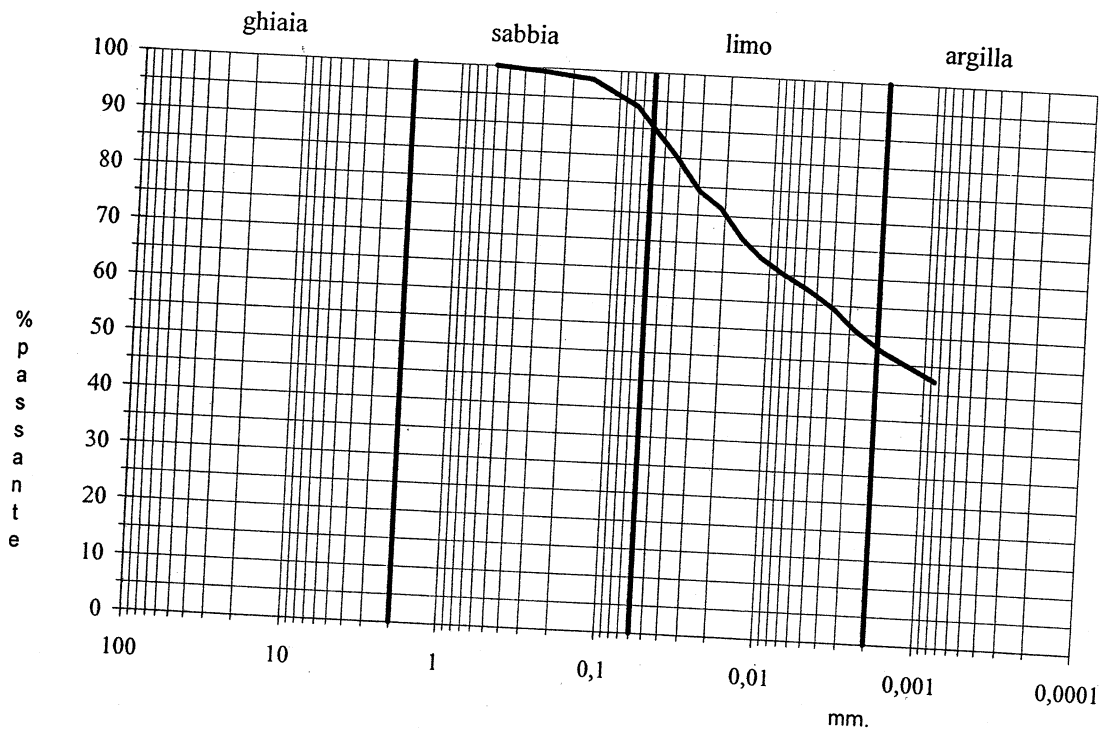
Argilla  
%

"

1

46

53



# Allegato n. 6

## DATI PLUVIOMETRICI

Anno	Durata						
	10 min	15 min	20 min	25 min	30 min	40 min	45 min
1934							
1935							
1936			10,2				
1937		13,8			16,5		
1938		11,0					
1939			16,6				
1940	12,0					23,6	
1941							
1942					20,0		
1943					23,0		
1944					15,0		
1945							
1946							
1947					20,0		
1948							
1949					26,0		
1950					34,8		
1951					32,4		
1952				14,0	19,6		
1953	10,0		17,4	14,2			52,2
1954			16,0				
1955			12,0				
1956							32,0
1957		14,2	21,4				
1958							
1959			20,6				
1960			11,0				
1961		11,4	14,0		28,0		
1962			20,4		63,0		
1963			15,2	16,6			
1964		10,2	20,4			25,0	
1965		17,4			18,0		
1966		12,0	11,6				
1967		12,8	14,0				
1968			19,0				
1969							26,0
1970				12,8			
1971							
1972							
1973							48,2
1974	13,5				20,2		
1975		12,4					
1976						26,4	
1977					38,0		
1978					13,0		
1979					45,0		
1980			12,0		16,8		

Dati di pioggia del  
Servizio Idrografico  
-Stazione di Rimini-

1981					
1982			15,0		24,8
1983					
1984					11,0
1985					16,4
1986					16,0
1987					25,8
1988					13,0
1989					12,0
1990					29,0
1991		7,2			9,6
1992		9,8			15,0
1993		12,8			15,2
1994		9,2			10,4
1995		8,6			11,6
1996		8,8			14,2
1997		12,2			15,0
1998		10,4			20,2
		10,6			

dati di pioggia forniti dal Servizio Idrografico per la stazione di Rimini

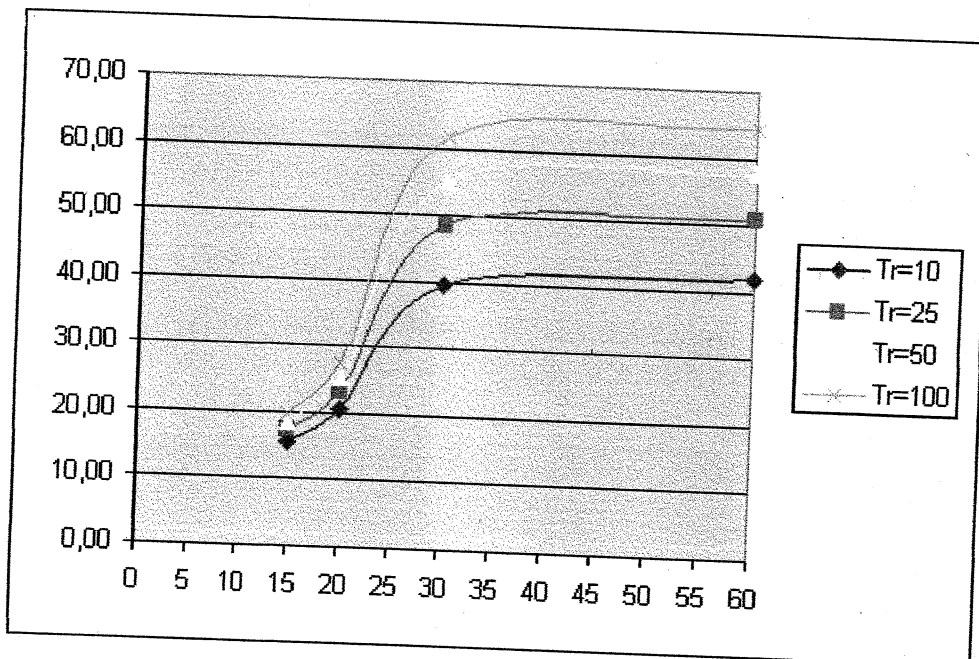
Analisi statistica dei dati di pioggia eseguita tramite il metodo di Gumbel (precipitazioni di durata inferiore a 1 ora).

Equazione curva delle precipitazioni:  $H = a \cdot t^n$

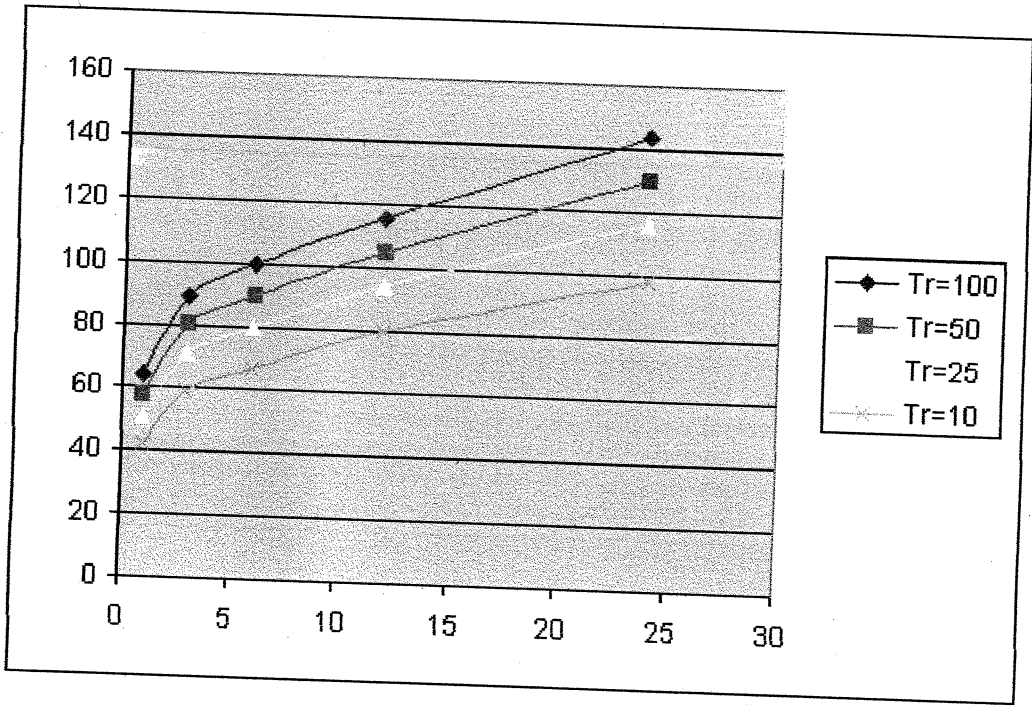
H = altezza precipitazione (in mm)

t = tempo durata precipitazione (in ore)

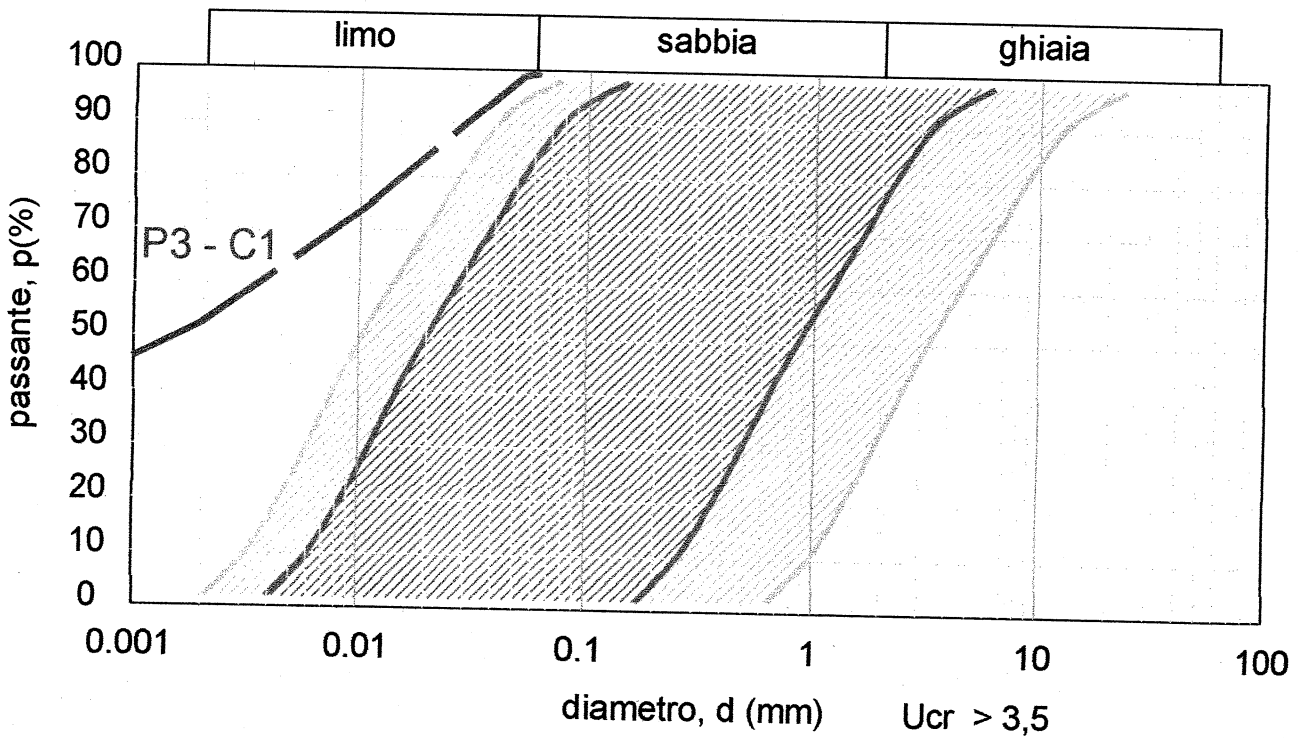
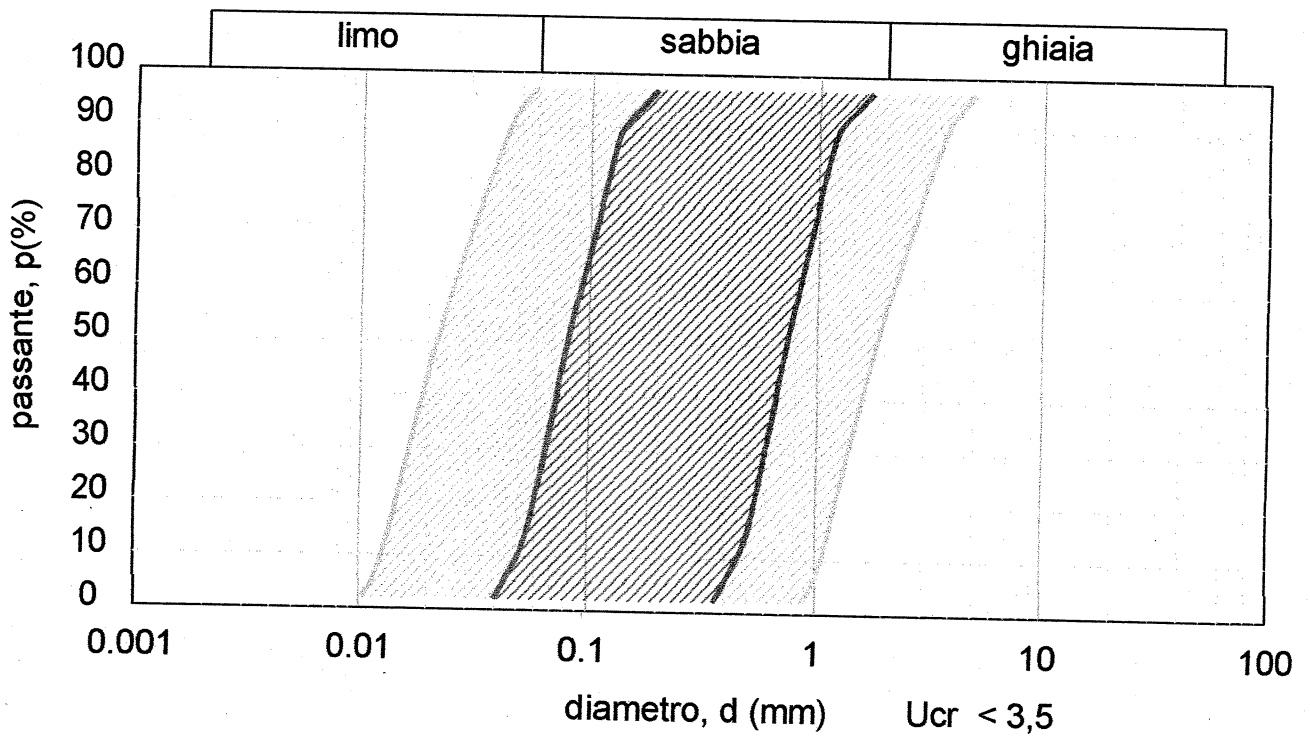
	15	20	30	60
	15 min	20 min	30 min	60 min
Tr=100	19,54	27,29	61,74	64,22514
Tr=50	18,37	25,28	55,15	57,63954
Tr=25	17,19	23,25	48,52	51,00496
Tr=10	15,60	20,52	39,59	42,06174





	ORE				
	1	3	6	12	24
Tr=100	64,23	89,25	99,48	115,72	143,44
Tr=50	57,64	80,22	89,76	105,00	129,96
Tr=25	51,00	71,13	79,95	94,21	116,37
Tr=10	42,06	58,87	66,74	79,66	98,06



# ALLEGATO N. 7



 Possibilità di liquefazione

 Elevata capacità di liquefazione



**GEOPROGET**

Studio di Geologia  
 via Ceccarini, 171 - Riccione 47838  
 tel. 0541/606464

**SEZIONE GEOLITOLOGICA  
 A - A'**

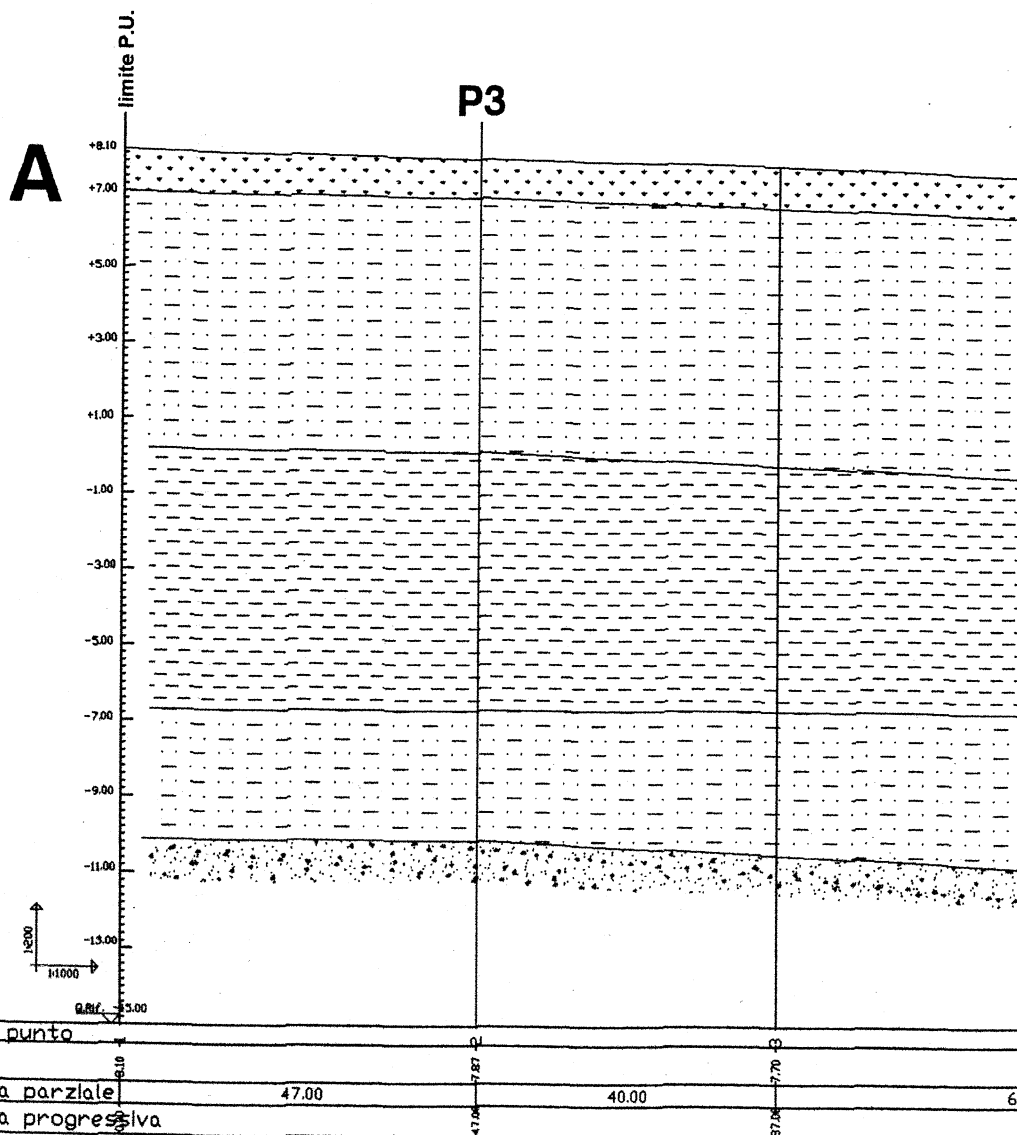
**ALL. 8**

maggio 2008

Rif. 1607

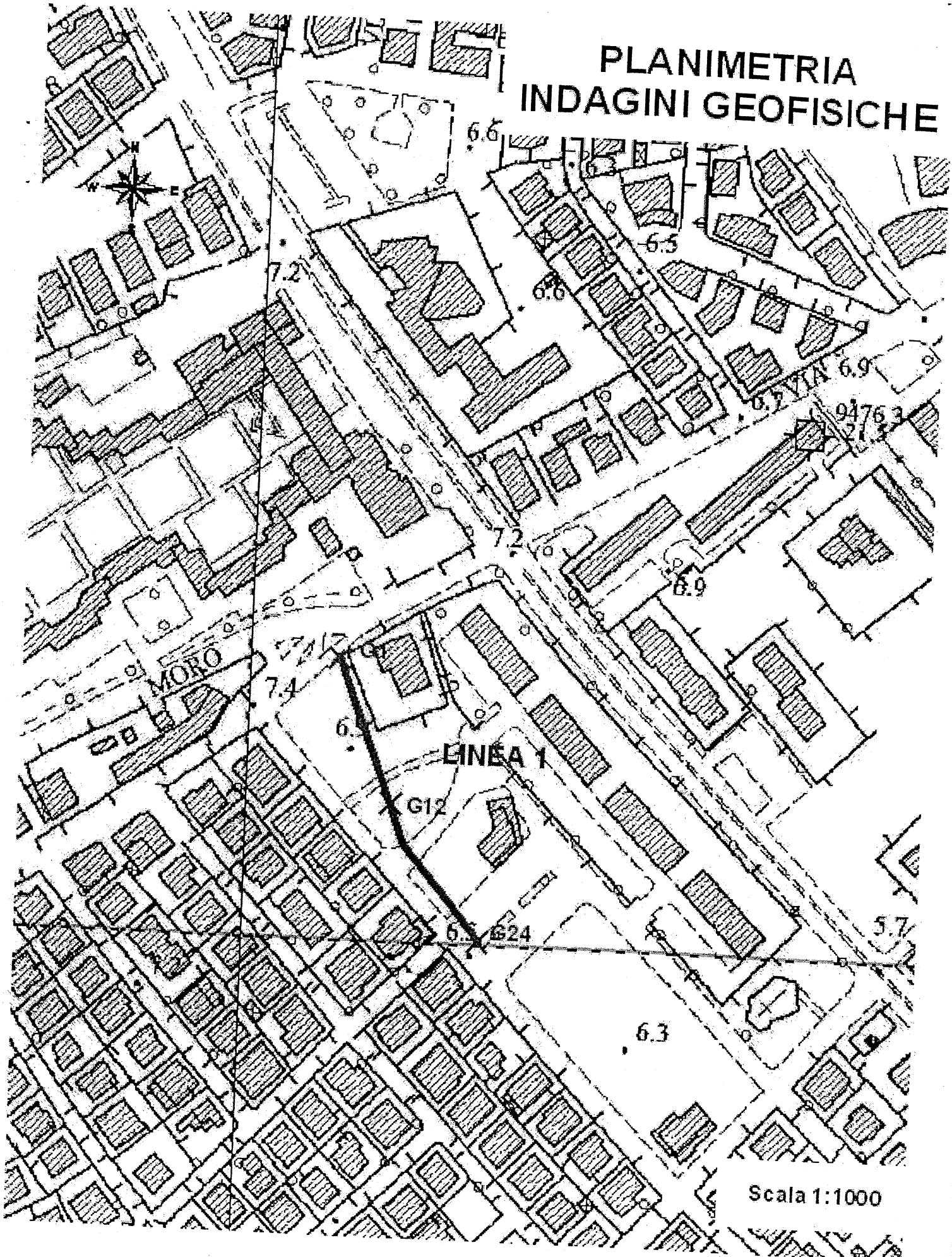
scala orizz 1:1000

Scala vert. 1:200



**ALLEGATO N.9 - Elaborati relazione geofisica**

# PLANIMETRIA INDAGINI GEOFISICHE



Scala 1:1000

Fig 1

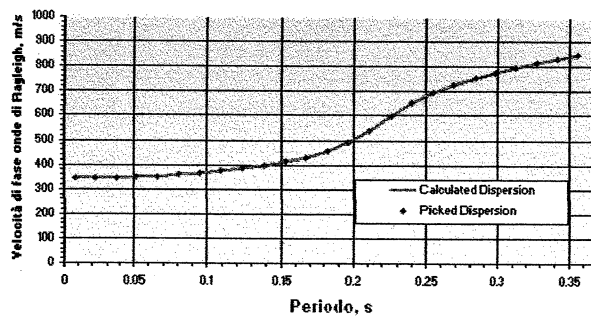


# - RE.MI. -

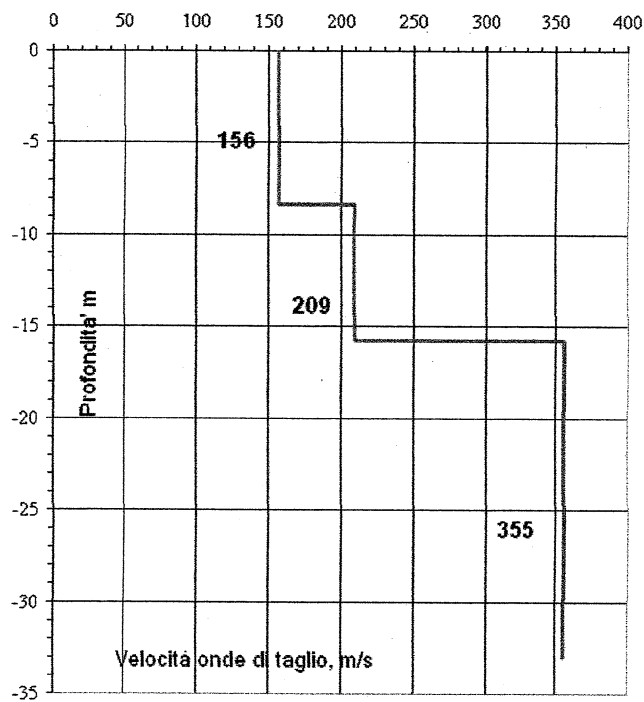
p-f Immagine con modello di dispersione



Curva di dispersione



MODELLO DI VELOCITA' ONDE DI TAGLIO



Classificazione sismica dei suoli (P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003)

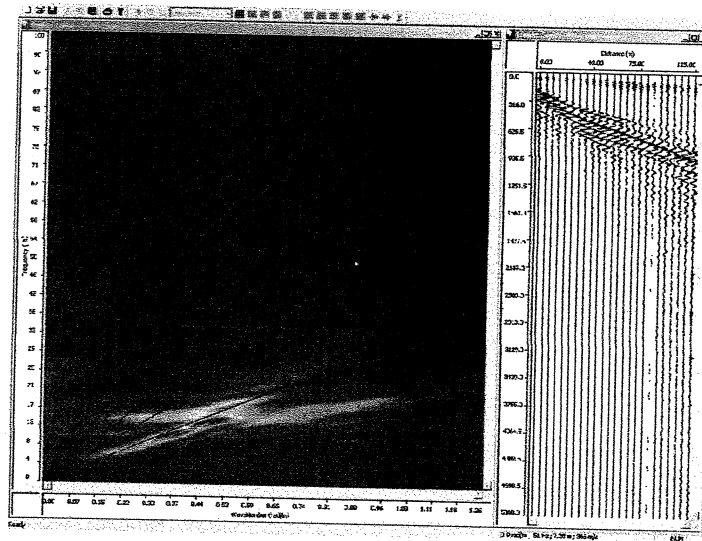
$V_{s30} = 232$  m/s

Cat. Suolo C

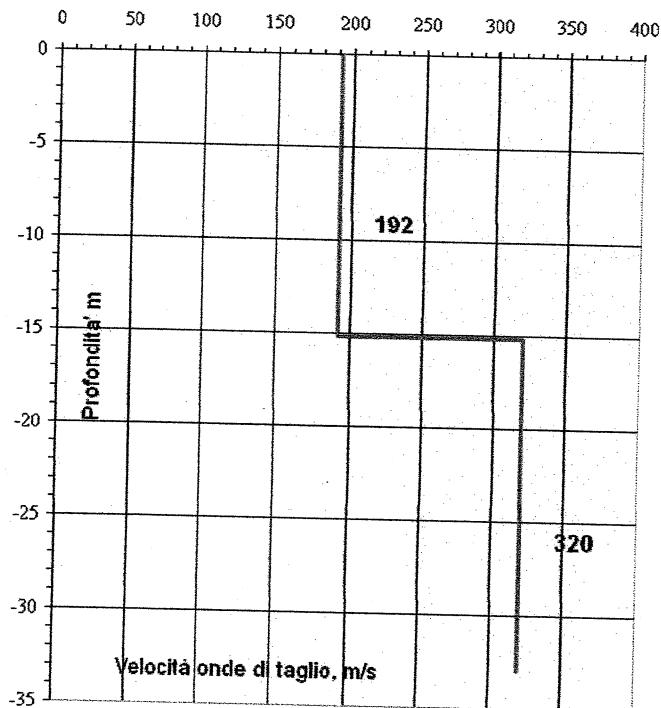
Fig. 2

# - MASW -

## Spettro FK



## MODELLO DI VELOCITA' ONDE DI TAGLIO



Classificazione sismica dei suoli (P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003)

$V_{s30} = 239$  m/s

Cat. Suolo C

Fig. 3

# COMMITTENTE

CODICE LAVORO 690/2008

N° PROVA g1

LOCALITA' Rimini  
DATA 24 Aprile 2008

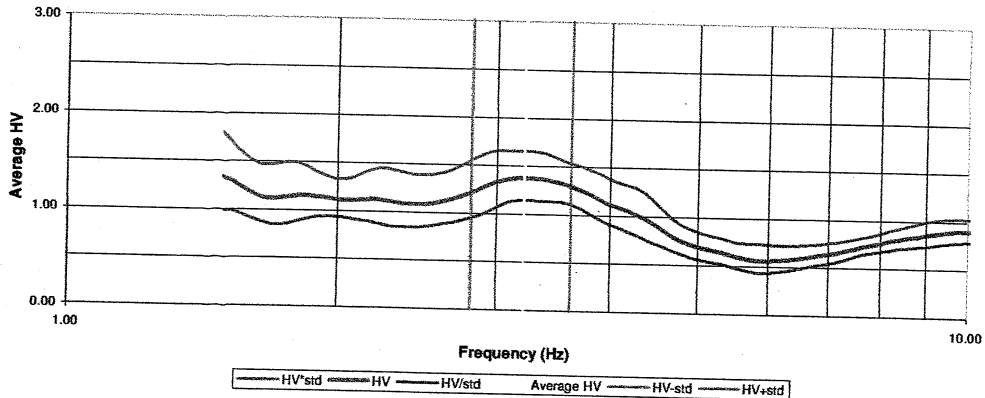
Start recording	9.05.00
End recording	9.35.00
Trace length	30 min
Sampling frequency	200 Hz

## PROCESSING DATA

Windows length (sec)	20
Overlap	5%
Smoothing windows	Konno & Ohmachi
Costante	40
Taper	0.50%
Low Pass	15 Hz
Numero di finestre	49

Max HVSR 3.22 ± 0.4 Hz.

## HVSR SPECTRAL RATIO



Legend: HV+std, HV, HV-std, Average HV, HV-std, HV+std

### Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]

f0	3.22		
Lw	20		
nw	71		
f0 > 10 / Lw	3.22 > 10/20	<input checked="" type="checkbox"/>	
nc (f0) > 200	4572.4 > 200	<input checked="" type="checkbox"/>	
σA(f) < 2 for 0.5 f0 < f < 2 f0 if f0 > 0.5 Hz	Exceeded 0 out of 100 times	<input checked="" type="checkbox"/>	

### Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f in [f0/4, f0]   AH/V(f) < A0/2	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
Exists f' in [4f0, 10]   AH/V(f') < A0/2	5.02 Hz	<input checked="" type="checkbox"/>	
A0 > 2	1.37 > 2		<input checked="" type="checkbox"/>
fpeak [AH/V(f) ± σA(f)] = f0 ± 5%	0.0116499999999999 <	<input checked="" type="checkbox"/>	
σA(f0) < ε(f0)	0.40337 < 0.161		<input checked="" type="checkbox"/>
σA(f0) < θ(f0)	0.254495 < 1.58	<input checked="" type="checkbox"/>	

Lw	Window length
nW	Number of windows used in the analysis
nc = Lw nW f0	Number of significant cycles
f	Current frequency
f0	H/V peak frequency
σf	Standard deviation of H/V peak frequency
ε(f0)	Threshold value for the stability condition of <math>\sigma_A(f_0)</math>
A0	H/V peak amplitude at frequency f0
AH/V(f)	H/V curve amplitude at frequency f
f'	Frequency between f0/4 and f0 for which AH/V(f') < A0/2
f''	Frequency between f0 and 4f0 for which AH/V(f'') < A0/2
σA(f)	Standard deviation of AH/V(f), σA(f) is the factor by which the mean AH/V(f) curve should be multiplier or divided
dlog AH/V(f)	Standard deviation of log AH/V(f) curve
θ(f0)	Threshold value for the stability condition σA(f) < θ(f0)

### Threshold value for σA and σA(f0)

Freq. Range [Hz]	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
ε(f0) (Hz)	0.25 f0	0.20 f0	0.15 f0	0.10 f0	0.05 f0
θ(f0) for σA(f0)	3.00	2.50	2.00	1.78	1.58
Log θ(f0) for σlog AH/V(f0)	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

In accordo con SESAME Guidelines 2005

Fig. 4

# COMMITTENTE

CODICE LAVORO 690/2008

N° PROVA g12

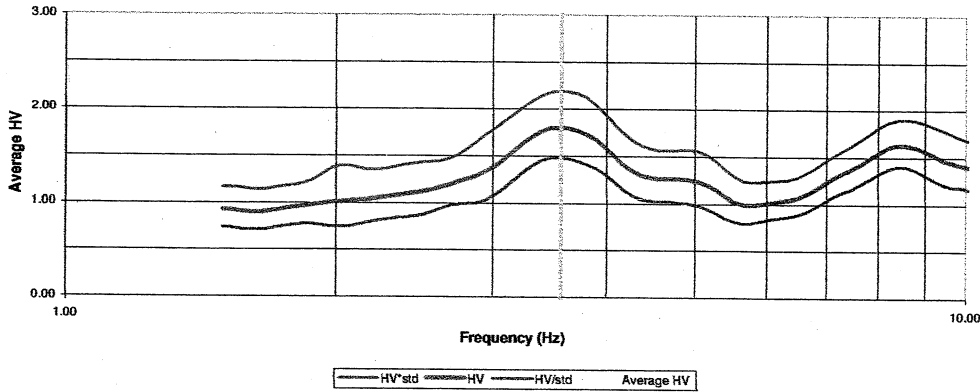
LOCALITA' Rimini  
DATA 24 Aprile 2008

Start recording	9.55.00
End recording	10.25.00
Trace lenght	30 min
Sampling frequency	200 Hz

PROCESSING DATA	
Windows lenght (sec)	20
Overlap	5%
Smoothing windows	Konno & Ohmachi
Costante	40
Taper	0.50%
Low Pass	15 Hz
Numero di finestre	59

Max HVSR 3.56 ± 0.47 Hz.

## HVSR SPECTRAL RATIO



Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]			
f0	3.56		
Lw	20		
nw	71		
f0 > 10 / Lw	3.56 > 10/20	<input checked="" type="checkbox"/>	
nc (f0) > 200	5055.2 > 200	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 2$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 3$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz	100 times		

Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f in [f0/4, f0]   AH/V(f) < A0/2	1.64 Hz	<input checked="" type="checkbox"/>	
Exists f' in [4f0, f0]   AH/V(f') < A0/2	13.66 Hz	<input checked="" type="checkbox"/>	
A0 > 2	1.8 > 2		<input checked="" type="checkbox"/>
fpeak [AH/V(f) ± $\sigma A(f)$ ] = f0 ± 5%	-0.0132699999999999 <	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma f < \epsilon(f_0)$	0.47278 < 0.178		<input checked="" type="checkbox"/>
$\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$	0.35372 < 1.58	<input checked="" type="checkbox"/>	

Lw	Window lenght
nW	Number of windows used in the analysis
nc = Lw nW f0	Number of significant cycles
f	Current frequency
f0	H/V peak frequency
$\sigma f$	Standard deviation of H/V peak frequency
$\epsilon(f_0)$	Threshold value for the stability condition of $\sigma f < \epsilon(f_0)$
A0	H/V peak amplitude at frequency f0
AH/V(f)	H/V curve amplitude at frequency f
f'	Frequency between f0/4 and f0 for which AH/V(f') < A0/2
f''	Frequency between f0 and 4f0 for which AH/V(f'') < A0/2
$\sigma A(f)$	Standard deviation of AH/V(f), $\sigma A(f)$ is the factor by which the mean AH/V(f) curve should be multiplier or divided
$\sigma \log AH/V(f)$	Standard deviation of log AH/V(f) curve
$\theta(f_0)$	Threshold value for the stability condition $\sigma A(f) < \theta(f_0)$

Freq. Range [Hz]	Threshold value for $\sigma f$ and $\sigma A(f_0)$				
	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\epsilon(f_0)$ (Hz)	0.25 f0	0.20 f0	0.15 f0	0.10 f0	0.05 f0
$\theta(f_0)$ for $\sigma A(f_0)$	3.00	2.50	2.00	1.78	1.58
Log $\theta(f_0)$ for $\sigma \log AH/V(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

In accordo con SESAME Guidelines 2005

Fig. 5

# COMMITTENTE

CODICE LAVORO 690/2008

N° PROVA g24

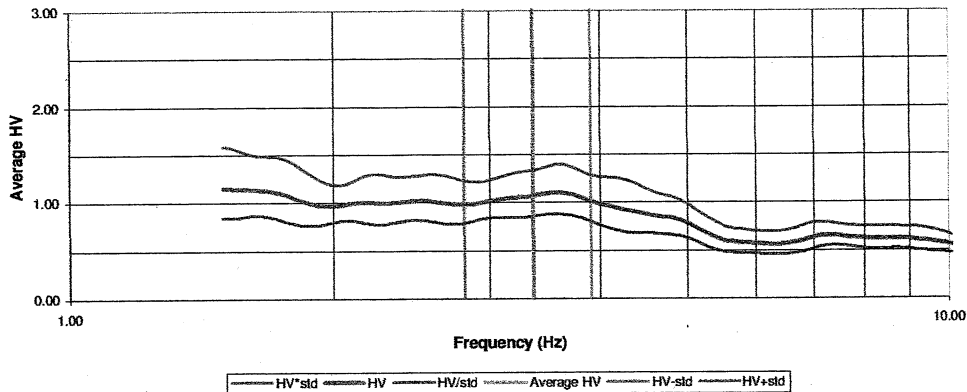
LOCALITA' Rimini  
DATA 24 Aprile 2008

Start recording	10.55.00
End recording	11.25.00
Trace lenght	30 min
Sampling frequency	200 Hz

PROCESSING DATA	
Windows lenght (sec)	20
Overlap	5%
Smoothing windows	Konno & Ohmachi
Costante	40
Taper	0.50%
Low Pass	15 Hz
Numero di finestre	45

Max HVSR 3.36 ± 0.54 Hz.

## HVSR SPECTRAL RATIO



Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]			
f0	3.36		
Lw	20		
nw	71		
f0 > 10 / Lw	3.36 > 10/20	<input checked="" type="checkbox"/>	
nc (f0) > 200	4771.2 > 200	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 2$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of 100 times	<input checked="" type="checkbox"/>	
$\sigma A(f) < 3$ for $0.5 f_0 < f < 2 f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz			

Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f in [f0/4, f0]   AH/V(f) < A0/2	0 Hz		<input checked="" type="checkbox"/>
Exists f* in [4f0, f0]   AH/V(f*) < A0/2	10.1 Hz	<input checked="" type="checkbox"/>	
A0 > 2	1.1 > 2		<input checked="" type="checkbox"/>
fpeak [AH/V(f) ± $\sigma A(f)$ ] = f0 ± 5%	0.18673 < 0.05		<input checked="" type="checkbox"/>
$\sigma f < \epsilon(f_0)$	0.5474 < 0.168		<input checked="" type="checkbox"/>
$\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$	0.2577775 < 1.58	<input checked="" type="checkbox"/>	

Lw	Window lenght
nw	Number of windows used in the analysis
nc = Lw nw f0	Number of significant cycles
f	Current frequency
f0	H/V peak frequency
$\sigma f$	Standard deviation of H/V peak frequency
$\epsilon(f_0)$	Threshold value for the stability condition of $\sigma f < \epsilon(f_0)$
A0	H/V peak amplitude at frequency f0
AH/V(f)	H/V curve amplitude at frequency f
f*	Frequency between f0/4 and f0 for which AH/V(f*) < A0/2
f*	Frequency between f0 and 4f0 for which AH/V(f*) < A0/2
$\sigma A(f)$	Standard deviation of AH/V(f), $\sigma A(f)$ is the factor by which the mean AH/V(f) curve should be multiplier or divided
$\sigma \log AH/V(f)$	Standard deviation of log AH/V(f) curve
$\theta(f_0)$	Threshold value for the stability condition $\sigma A(f) < \theta(f_0)$

Freq. Range [Hz]	Threshold value for $\sigma f$ and $\sigma A(f_0)$				
	< 0.2	0.2 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	> 2.0
$\epsilon(f_0)$ (Hz)	0.25 f0	0.20 f0	0.15 f0	0.10 f0	0.05 f0
$\theta(f_0)$ for $\sigma A(f_0)$	3.00	2.50	2.00	1.78	1.58
Log U(f0) for $\sigma \log AH/V(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

In accordo con SESAME Guidelines 2005

Fig. 6