



PIANI PARTICOLAREGGIATI

ALLEGATO A ALLA DELIB. DI CC N. 100 DEL 14 LUG. 2009

## STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA

**Dott. PIER PAOLO PAZZAGLIA**

Via Sonnino, 5 • 47900 • Rimini ☎ 0541/780557  
Part. I.V.A. 00 789 100 401 • Cod. Fisc. PZZ PPL 36R20 H294E

## COMUNE DI RIMINI PROVINCIA DI RIMINI

**Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata  
Comparto 13.25 B - Bellariva di Rimini  
Via Vico – Via Carli**

**Indagini integrative d'approfondimento  
con particolare riguardo alla zonazione sismica  
ai sensi della delibera**

**Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna  
n°112 Maggio 2007**

Febbraio 2009

## RELAZIONE

<b>COMUNE DI RIMINI</b>	
NUMERO PROT.: <u>23865</u>	
DATA	<b>20 FEB. 2009</b> ENTRATA
U.O.: .....	MATR.: ..... MOT.: .....
CLASSIFICA: .....	
PRATICA N.: .....	



## INDICE

1) PREMESSA	Pag.	1
2) MORFOLOGIA E GEOLOGIA	Pag.	3
2.1 Morfologia dei luoghi e geologia	Pag.	3
2.2 Inquadramento generale geologico-strutturale	Pag.	3
3) IDROGEOLOGIA	Pag.	6
3.1 Falda freatica superficiale	Pag.	6
3.2 Interazioni tra moto della falda e strutture interrato	Pag.	6
3.3 Criteri operativi per la protezione delle falde	Pag.	8
4) INDAGINI DI RIFERIMENTO	Pag.	10
4.1 Generalità	Pag.	10
4.2 Prove penetrometriche statiche (CPT)	Pag.	11
4.2.1 Correlazioni per la determinazione dei parametri geotecnici	Pag.	11
4.3 Indagine sismica diretta con "cono sismico"	Pag.	12
4.4 Campionatura del terreno	Pag.	12
5) STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	Pag.	13
6) SISMICA	Pag.	14
6.1 Riferimento normativo	Pag.	14
6.2 Analisi del rischi sismico: prima fase	Pag.	16
6.2.1 Cenni sulla sismicità storica	Pag.	16
6.2.2 Classificazione sismica	Pag.	16
6.2.3 Fattori territoriali d'amplificazione del rischio sismico	Pag.	18
6.2.3.1 Verifica del potenziale di liquefazione del terreno	Pag.	20
6.2.3.2 Stabilità	Pag.	23
6.2.3.3 Caratteristiche della copertura	Pag.	23
6.3 Analisi del rischi sismico: seconda fase (terzo livello d'approfondimento)	Pag.	24
6.3.1 Definizione del profilo stratigrafico del suolo di fondazione	Pag.	24
6.3.2 Indice del potenziale di liquefazione	Pag.	26
6.3.3 Calcolo dei coefficienti d'amplificazione sismica	Pag.	27
6.3.4 Spettro di risposta sismica locale	Pag.	28
7) CONCLUSIONI	Pag.	29
7.1 Sintesi su morfologia, geologia e idrogeologia	Pag.	29
7.2 Sintesi sulla zonazione sismica	Pag.	29

### ALLEGATI

- Estratto carta geologica
- Planimetria con ubicazione prove in sito
- N°2 diagrammi prove penetrometriche e relative colonne stratigrafiche
- N°2 granulometrie campioni
- Grafici spettri di risposta sismica locale

### APPENDICE

- Relazione sismica e relativi allegati eseguita dalla Ditta INTERGEO

# PROVINCIA DI RIMINI

## COMUNE DI RIMINI

### **Piano Particolareggiato di Iniziativa Privata Comparto 13.25 B - Bellariva di Rimini Via Vico – Via Carli**

**Indagini integrative d'approfondimento  
con particolare riguardo alla zonazione sismica  
ai sensi della delibera  
Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna  
n°112 Maggio 2007**

#### **1) PREMESSA**

Le considerazioni che seguono sono da intendersi parte integrante della pregressa relazione Geologico-Tecnica, redatta dal Dott. Geol. Nazzareno Bertuccioli nel Gennaio 2006, relativa alla stessa area.

Il tutto al fine di ottemperare alla richiesta d'approfondimento, formulata dal Comune di Rimini, Direzione Pianificazione e Gestione, Ufficio Gestione Urbanistica (Prot. n. 22618 del 10/02/2009).

Nello specifico sono richiesti approfondimenti di carattere sismico ai sensi della delibera n°112 dell'Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna del 2 Maggio 2007: "Approvazione dell'atto d'indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 *Disciplina generale sulla tutela ed uso del territorio*, in merito ad *Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica*".

Lo studio eseguito ha permesso di:

- interpretare la successione stratigrafica dei primi 30.0 ml. di sottosuolo, attraverso l'esecuzione di nuove indagini in sito e prove di laboratorio;
- inquadrare l'area dal punto di vista sismico generale e analizzare la risposta sismica locale.

## 2) MORFOLOGIA E GEOLOGIA

### 2.1 Morfologia dei luoghi e geologia

L'area oggetto di studio, posta in corrispondenza della propaggine meridionale della conoide del fiume Marecchia, é localizzata in un contesto geomorfologico di pianura alluvionale, ad una distanza di poche centinaia di metri dalla costa e ad una quota altimetrica media di +2.0/3.0 ml. sul livello del mare.

I terreni sedimentari che costituiscono il sottosuolo si sono depositati nel Quaternario, in un contesto paleogeografico deltizio corrispondente ad un ambiente di transizione tra quello continentale (argille e argille-limose) e quello marino (sabbie costiere).

I litotipi suddetti sono identificati rispettivamente con le sigle **AES8** (Subsistema di Ravenna) e **AES8a** (Unità di Modena) nella carta geologica allegata.

Dal punto di vista stratigrafico sono riconducibili al *Pleistocene superiore-Olocene* e appartengono alla *Successione neogenico-quadernaria del margine appenninico padano*.

### 2.2 Inquadramento generale geologico-strutturale

Come accennato l'assetto geologico-strutturale in cui ricade il comparto é quello tipico del cosiddetto "margine appenninico": la catena appenninica "morfologica" termina con la pianura, ma quella strutturale "geologica" continua la sua evoluzione anche sotto i depositi alluvionali del Quaternario, variamente dislocata da un complesso sistema di linee tettoniche (faglie, sovrascorrimenti...).

La struttura del sottosuolo della Pianura Padana, definita con un certo dettaglio solo recentemente grazie ai dati ottenuti con le ricerche petrolifere eseguite dall'AGIP e pubblicate nei lavori di Pieri e Groppi (1981), Dondi e Alii (1982), Dondi (1985), mostra l'immagine di una catena montuosa in evoluzione, coperta dai depositi alluvionali.

In questo quadro, il territorio del Comune di Rimini occupa la parte meridionale più esterna della catena sepolta, corrispondente alle cosiddette "Pieghe Adriatiche".

L'attività tettonica di questa porzione strutturale è iniziata probabilmente già prima del Pliocene (5 milioni d'anni fa) ed è proseguita per quasi tutto il Pliocene superiore, accavallando unità geologiche più antiche (mioceniche ed anche mesozoiche) su termini più giovani (Pliocene inferiore e medio).

L'unità costituita dalle "Pieghe adriatiche" prosegue verso NW spingendosi oltre Ferrara e Copparo e prendendo il nome di "Archi e Pieghe Ferraresi", tettonicamente attive fin quasi all'attualità (Pleistocene).

La figura sottostante consente di inquadrare la struttura dell'Appennino sepolto in un contesto più ampio e comprensibile.

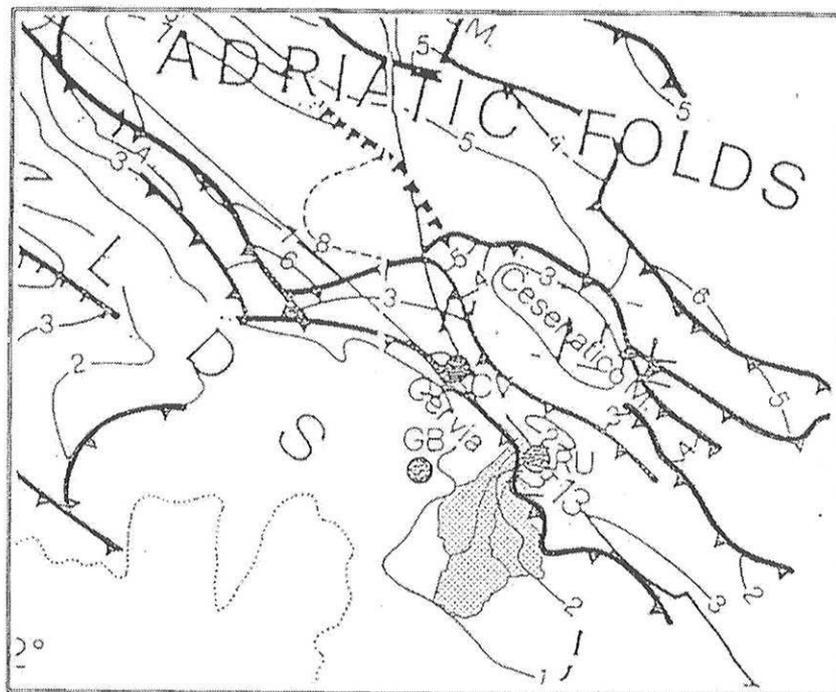


Fig. 2- Andamento delle pieghe sepolte, e spessore in chilometri dei sedimenti pliocenici e pleistocenici (tratta da M. Pieri e G. Groppi, 1981)

L'andamento ad archi e pieghe del "fronte sepolto dell'Appennino", di messa in posto sempre più recente man mano che ci si porta sulle aree più esterne è, con ogni probabilità, da correlarsi al movimento di rotazione dell'Appennino in senso antiorario ed è responsabile della tettonica attuale con la conseguente attività sismica, ben lontana dall'essersi esaurita.

### **3) IDROGEOLOGIA**

#### **3.1 Falda freatica superficiale**

La conoscenza della geometria che caratterizza l'andamento della falda più superficiale è indispensabile nei processi decisionali associati alla progettazione urbana e territoriale.

In fase di progettazione di massima consente di conoscere a priori l'ordine di grandezza di un parametro fisico che condiziona le modalità costruttive di eventuali vani interrati e rappresenta un'importante informazione per giungere alla valutazione degli effetti sismici locali (ad esempio il potenziale di liquefazione).

Le misurazioni freaticometriche effettuate hanno permesso di accertare la presenza d'acqua di falda non confinata ad una profondità di circa -0.5/1.0 ml. dall'attuale piano campagna.

L'attuale quota freatica non è da intendersi in senso assoluto, poichè può subire oscillazioni stagionali connesse all'intensità e alla frequenza degli eventi meteorici.

Il livello misurato, comunque, può ritenersi prossimo a quello massimo caratteristico della zona.

#### **3.2 Interazioni tra moto della falda e strutture interrate**

In merito all'interazione tra eventuali piani interrati e falda freatica superficiale si analizzano gli aspetti connessi all'effetto barriera prodotto dalle strutture interrate sul moto di falda e alla sottospinta idrostatica (spinta di Archimede).

Nell'area di interesse si delinea quanto segue:

- La falda freatica presente è parte infinitesima di un corpo idrico avente una notevole estensione areale (dell'ordine di km<sup>2</sup>) in movimento verso mare (vettori di flusso in direzione N-E).

- Il movimento dell'acqua di falda, all'interno di un determinato terreno, non è libero come in un canale o in un fiume, ma è estremamente lento: la velocità dei corpi idrici che saturano un terreno va da un massimo di  $K = 10^2/10^1$  per ghiaie pulite a  $K = 10^{-8}/10^{-9}$  cm/sec per le argille omogenee inalterate (P. COLOMBO Elementi di Geotecnica; Zanichelli; pag. 28).

Sulla base di queste premesse si può quantificare il valore dell'innalzamento freatico a monte di un ipotetico interrato che produca un "effetto barriera" mediante l'espressione che fornisce l'altezza cinetica nell'equazione di Bernoulli, valida per un fluido che si muove in regime di flusso stazionario (assunzione del tutto lecita per le basse velocità considerate):

$$h_c = v^2/2g$$

in cui:

$$v = K = 10 \text{ cm/sec} \quad (\text{coefficiente di permeabilità per ghiaia pulita})$$

$$g = 980 \text{ cm/sec}^2 \quad (\text{accelerazione di gravità})$$

Sviluppando i calcoli si ottiene:

$$h_c = v^2/2g = 10^2 (\text{cm/sec}) \times 2.0 \times 980 (\text{cm/sec}^2) = 0,05 \text{ cm}$$

Come si può notare il valore è trascurabile ai fini pratici; bisogna inoltre considerare che, essendo il terreno in oggetto costituito da argille prevalenti con limo, le velocità di falda realmente disponibili sono sicuramente inferiori a quella impiegata per il calcolo (corrispondente a ghiaie pulite) con conseguente stima in eccesso di  $h_c$ .

Sulla base di quanto esposto, pertanto, si puntualizza che:

- La realizzazione di eventuali piani interrati (anche se caratterizzati da estensioni importanti) è da considerarsi una perturbazione praticamente trascurabile, se paragonata alla vastità areale della superficie freatica complessiva.
- Nel caso del moto di falda, trattandosi di un movimento lentissimo, avviene che i filetti idrici avranno tutto il tempo di aggirare eventuali piani interrati, fluendo liberamente da sotto e lungo i fianchi di questi, senza dare luogo a perturbazioni del livello freatico nelle vicinanze.

In base a quanto sopra si ritiene che la realizzazione di eventuali piani interrati non determinerà alterazioni negative sostanziali al deflusso idrico sotterraneo verso mare.

Da ultimo si ricorda che, in fase di progettazione di eventuali fondazioni a platea sotto il piano di falda, bisognerà tener conto della sottospinta idrostatica corrispondente alla quota freaticometrica temporanea di massimo ravvenamento, individuata a 0.5 /1.0 ml. dal p.c. esistente.

### **3.3 Criteri operativi per la protezione delle falde**

Nell'ottica di preservare quanto più possibile la qualità della falda freatica superficiale, vuoi per prevenire l'inquinamento della sottostante falda confinata, vuoi per garantire un corretto rapporto con l'ambiente naturale, occorrerà adottare i seguenti accorgimenti in sede progettuale:

- Realizzare eventuali interrati utilizzando una struttura scatolare impermeabilizzata in c.a. Come già detto la fondazione dello scatolare, dovrà essere dimensionata nei confronti della sottospinta idrostatica massima prevedibile.
- Le eventuali porzioni interrate dovranno consentire la raccolta delle acque (e dei fluidi eventualmente dispersi all'interno di queste) mediante condutture e/o canalette coperte da griglie, ricavate direttamente nell'eventuale platea di fondazione impermeabilizzata; i pozzetti di raccolta dovranno essere anch'essi adeguatamente impermeabilizzati.
- I tratti di fognatura in allontanamento dai fabbricati, nell'ipotesi che si verifichino perdite, dovranno essere realizzati impiegando tecniche idonee ad evitare dispersione in falda. Le pendenze d'esercizio dovranno garantire un facile e veloce scorrimento delle acque nere per condurle rapidamente a distanza dalle strutture di fondazione (zona a maggior rischio d'inquinamento).

L'adozione delle suddette procedure per l'urbanizzazione prevista, permetterà di preservare le attuali caratteristiche dell'acqua di falda presente nel terreno.

#### **4) INDAGINI DI RIFERIMENTO**

##### **4.1 Generalità**

Allo scopo di ricostruire la successione stratigrafica e ricavare le caratteristiche del terreno, si è fatto riferimento alle seguenti indagini:

**Indagini allegate alla Relazione Geologico-Tecnica per il Progetto di Piano Particolareggiato (Gennaio 2006) redatta dal Dott. Nazzareno Bertuccioli**

- n° 9 sondaggi penetrometrici dinamici pesanti (DPSH) spinti fino ad una profondità massima di -12.0 ml. dal p.c.
- n° 4 sondaggi penetrometrici statici (C.P.T.) spinti fino ad una profondità variabile da un minimo di -15.0 ml. ad un massimo di -20.0 ml. dal p.c.

**Indagini integrative d'approfondimento (Febbraio 2009) fatte eseguire ex-novo dal sottoscritto e allegate alla presente**

- n° 2 sondaggi penetrometrici statici (C.P.T.) spinti fino ad una profondità di -30.0 ml. dal p.c.
- n° 1 sondaggio con “cono sismico” per la misurazione diretta della velocità delle onde di taglio nei primi 30 m. di sottosuolo.
- Analisi di laboratorio su n°2 campioni rappresentativi .

I recenti approfondimenti hanno permesso di acquisire informazioni stratigrafiche fino ad una profondità di 30 ml. dal piano campagna esistente, così come prescritto dalla vigente normativa sismica.

#### 4.2 Prove penetrometriche statiche (CPT)

La prova statica CPT (Cone Penetration Test) consiste essenzialmente nella misura della resistenza meccanica alla penetrazione di una punta conica (con sovrastante manicotto per misura della resistenza laterale) di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa a velocità costante nel terreno.

Lo sforzo necessario ad ottenere l'infissione è applicato per mezzo di un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste cave alla cui estremità inferiore è collegata la punta.

Per l'esecuzione delle penetrometrie statiche si è utilizzato un penetrometro auto-ancorante "Pagani", avente 20 ton. di spinta massima.

Tale strumento, mediante centralina a lettura digitale, ha fornito i seguenti parametri ogni 20 cm di profondità (vedi diagrammi allegati):

$$\begin{aligned} R_p &= \text{resistenza statica alla punta (kg/cm}^2\text{)} \\ R_l &= \text{resistenza per attrito laterale sul manicotto (kg/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

La determinazione litologica del terreno attraversato, è stata ottenuta mediante la teoria di *Schmertmann*, facendo riferimento ai valori del rapporto  $R_p/R_l$ .

##### 4.2.1 Correlazioni per la determinazione dei parametri geotecnici

Fissato un determinato valore di  $R_p$  (Resistenza statica alla punta) si possono ricavare i principali parametri geomeccanici del terreno attraverso alcune relazioni semiempiriche.

Per i terreni argillosi, coesivi, dotati d'angolo d'attrito interno assai modesto, si potrà prescindere totalmente da quest'ultimo e considerare la *coesione non drenata* quale unico parametro di resistenza:

$$c_u = R_p/20 \quad \text{Coesione non drenata}$$

Per ghiaie, sabbie e sabbie limose è sufficiente stimare il valore dell'angolo d'attrito  $\varphi'=f(R_p)$  con una delle molteplici correlazioni disponibili in letteratura, essendo quest'ultimo l'unica caratteristica di resistenza (la coesione di questi terreni può essere considerata nulla).

I parametri di compressibilità possono essere ricavati, sia per terreni sabbiosi, sia per quelli argillosi, mediante le relazioni seguenti:

$$m_v = 1/(\alpha \cdot R_p) \quad \text{Coefficiente di compressibilità volumetrica con } \alpha = f(R_p)$$

$$E_d = 1/m_v \quad \text{Modulo edometrico}$$

#### 4.3 Indagine sismica diretta con “cono sismico”

Per ciò che concerne l'indagine sismica diretta sul terreno di fondazione si rimanda alla relazione specifica riportata in allegato, redatta a cura della Ditta INTERGEO.

#### 4.4 Campionatura del terreno

Nell'ambito del comparto studiato sono stati prelevati n°2 campioni di terreno in corrispondenza dell'orizzonte sabbioso superficiale in aderenza alla penetrometria CPT 1.

- campione n°1    prof. -2.0 ml.
- campione n°2    prof. -3.6 ml.

Sul materiale campionato sono state eseguite le opportune indagini granulometriche per setacciatura. Le curve cumulative ottenute sono riportate in allegato.

## 5) STRATIGRAFIA E CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

In base all'interpretazione dei profili penetrometrici disponibili per l'area e dalle analisi di laboratorio sui campioni di terreno, si è ricostruito il seguente schema stratigrafico di dettaglio:

### Dal p.c. a -0.5/1.0 ml.

Sabbia sciolta superficiale.

### Da -0.5/1.0 ml. a -6.0/6.5 ml.

Sabbie e sabbie limoso-argillose, generalmente addensate, con livelli di ghiaietto/ghiaia, specie alla base (passaggio netto alle argille sottostanti).

• Resistenza di punta	$R_p$	>	50	$\text{kg/cm}^2$
• Coesione drenata	$c'$	=	0.20	$\text{kg/cm}^2$
• Angolo d'attrito drenato	$\varphi'$	=	$32^\circ$	
• Peso di volume naturale	$\gamma$	=	1.8	$\text{t/m}^3$
• Peso di volume immerso	$\gamma'$	=	1.0	$\text{t/m}^3$

### Da -6.0/6.5 ml. a -12.0/22.0 ml.

Argille e argille limose, da mediamente consistenti a consistenti.

• Resistenza di punta	$R_p$	=	10/15	$\text{kg/cm}^2$
• Coesione non drenata	$c_u$	=	0.5/0.8	$\text{kg/cm}^2$
• Angolo d'attrito non dren.	$\varphi_u$	=	0	
• Peso di volume naturale	$\gamma$	=	1.8	$\text{t/m}^3$
• Peso di volume immerso	$\gamma'$	=	1.0	$\text{t/m}^3$

### Da -12.0/22.0 ml. a -30.0 ml.

Argille molto consistenti.

• Resistenza di punta	$R_p$	=	30/40	$\text{kg/cm}^2$
• Coesione non drenata	$c_u$	=	1.5/2.0	$\text{kg/cm}^2$
• Angolo d'attrito c.u.	$\varphi_u$	=	$0^\circ$	
• Peso di volume naturale	$\gamma$	=	1.9	$\text{t/m}^3$
• Peso di volume immerso	$\gamma'$	=	1.0	$\text{t/m}^3$

## 6) SISMICA

### 6.1 Riferimento normativo

L'atto d'indirizzo citato in premessa recita testualmente che *“gli studi di risposta sismica locale e microzonazione sismica devono essere condotti a diversi livelli d'approfondimento, secondo le finalità e le applicazioni nonché degli scenari di pericolosità locale.”*

In linea generale si distinguono due fasi d'analisi con diversi livelli d'approfondimento:

La **prima fase** definisce gli scenari di pericolosità sismica locale; in sostanza, nell'ambito della zona d'interesse, si tratta d'identificare le aree soggette ad effetti locali (amplificazione sismica, instabilità dei versanti, liquefazione del terreno,...). L'individuazione delle suddette aree si basa su osservazioni di tipo geologico e geomorfologico, integrate con le informazioni “storiche” sugli effetti indotti da terremoti pregressi.

La **seconda fase** ha come obiettivo la microzonazione sismica del territorio studiato. Secondo gli scenari individuati nel corso della prima fase, la seconda fase deve essere strutturata secondo due diversi livelli d'approfondimento:

a) **Analisi semplificata** (secondo livello di approfondimento): possibile esclusivamente nelle aree pianeggianti e sub-pianeggianti, incluse le zone di fondovalle appenniniche, con stratificazione orizzontale e sub orizzontale, e su versanti stabili con acclività  $\leq 15^\circ$  in cui il deposito ha spessore costante.

Per questo tipo di analisi ci si può basare su prove in sito di tipo standard oltre che sulle osservazioni geologiche e geomorfologiche (con eventuali approfondimenti) già emerse nel corso della prima fase.

b) **Analisi approfondita** (terzo livello d'approfondimento) da eseguirsi mediante prove sismiche dirette tipo "down hole" in foro di sondaggio o "cono sismico"; viene richiesta nei seguenti casi (Paragrafo 4.2 della delibera):

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

Nei capitoli che seguono si dimostra che il comparto in oggetto non rientra nei primi tre punti, quelli cioè di specifico interesse geologico-ambientale.

Nonostante ciò, lo studio sismico dell'area in questione è stato approntato attraverso un terzo livello d'approfondimento in quanto, oltre a fabbricati uso civile abitazione, è prevista la realizzazione di un'opera di rilevante interesse pubblico (Nuova Sede di Quartiere).

## 6.2 Analisi del rischio sismico: prima fase

### 6.2.1 Cenni sulla sismicità storica

I dati storici sui terremoti delle province di Rimini risalgono all'ultimo millennio (catalogo NT4.1.1, a cura di Camassi e Stucchi, 1996; ultimo aggiornamento Marzo 1998).

Nel suddetto periodo il territorio del Comune di Rimini è risultato più volte zona epicentrale di terremoti (vedi tabella).

Anno	Epicentro	Intensità
17.7.1786	Rimini	8.0
1916	Riminense	7.5
17.5.1916	Riminense	8.5

Dati estrapolati dall'elenco riportato in A. Marcellini, R. Daminelli, L. Franceschina e M. Pagani (1999): *Valutazione della pericolosità sismica della provincia di Forlì- Cesena*; Rapporto CNR-IRRS; Regione Emilia Romagna

Sulla base dei dati storici, pertanto, per l'area in oggetto è ipotizzabile un massimo di sismicità pari all'ottavo/nono grado della Scala Mercalli-Cancani-Sieberg. In termini di Magnitudo si potrà adottare il valore  $M = 6$ .

### 6.2.2 Classificazione sismica

Ai sensi della vigente Classificazione Sismica Nazionale (ordinanza PCM 3274/2003 e successive modifiche e integrazioni), il territorio comunale di Rimini è classificato "Zona 2".

Per il suddetto comune il valore tipico di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo ( $a_{refg}$ ), cioè per  $T = 0$ , espressa in funzione dell'accelerazione di gravità ( $g$ ) risulta  $a_{refg} = 0.183g$  (Tab. 2, ALL. 4 atto d'indirizzo per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna).

Come accennato in precedenza i terremoti di questa regione sono una diretta espressione dell'attuale dinamica riconducibile a strutture tettoniche sepolte in evoluzione, ubicate a notevoli profondità (pieghe, faglie, sovrascorrimenti).

Le suddette dislocazioni interessano essenzialmente i terreni mio-pliocenici d'origine marina (Bedrock), sottostanti i sedimenti quaternari della pianura.

Sulla base di criteri tettonici, nel territorio nazionale sono state identificate 87 aree tettonicamente omogenee (Scandone et Al., 1990).

In seguito sono state selezionate le aree (zone sorgenti ZS) in grado di fornire singolarmente un valore di PGA al sito superiore a 15 gals. Il territorio di Rimini rientra nella Zona Sorgente 48 (Vedi Figura sottostante).

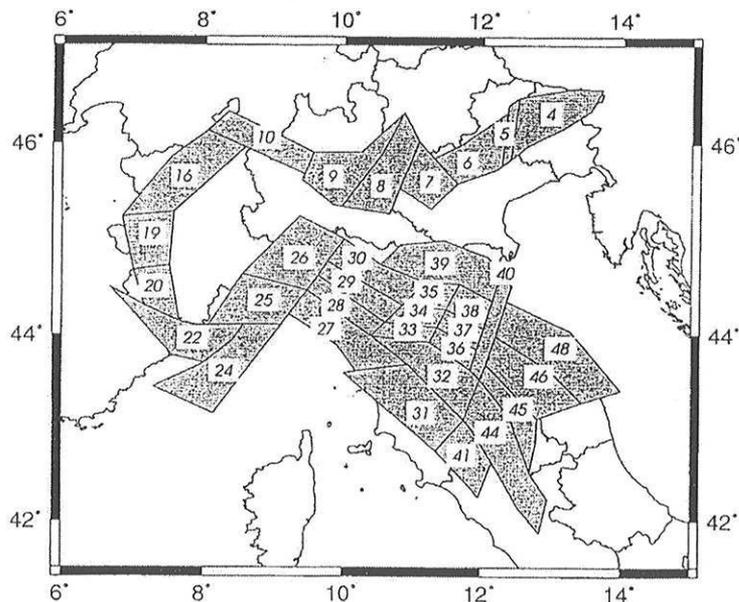


Figura 2.1: Zone Sorgenti selezionate al fine del calcolo della PS della Regione Emilia Romagna (Scandone et al., 1990).

### **6.2.3 Fattori territoriali d'amplificazione del rischio sismico**

Si fornisce l'elenco riepilogativo delle caratteristiche del territorio che potenzialmente possono determinare effetti di sito e/o instabilità dei terreni in caso di evento sismico, secondo quanto prevede l'atto di indirizzo del 2 Maggio 2007 (Allegato A1); il tutto è riferito alle "categorie del suolo di fondazione" definite nel T.U. "Norme tecniche per le Costruzioni" già citato in precedenza (Per la specifica sulle categorie vedasi al Cap. 3.1 della presente):

#### **1) Terreni che possono determinare amplificazione (spessore $\geq 5$ m)**

- 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, S1.
- f) Riporti antropici poco addensati; categorie di suolo: C, D, S2.
- g) Substrato affiorante alterato o intensamente fratturato (per uno spessore  $\geq 5$  m.); categorie di suolo: B, C.

#### **2) Elementi morfologici che possono determinare amplificazione**

- 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.

**3) Zona di contatto laterale tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse.**

**4) Depositi granulari fini sciolti, nei primi 20 ml. dal p.c., con profondità media stagionale della falda acquifera superiore a 15 ml. dal p.c. (fattori predisponenti al rischio liquefazione e densificazione); categorie di suolo; S2.**

**5) Zone instabili e potenzialmente instabili:**

- a) Zone instabili: zone direttamente interessate da fenomeni franosi attivi (con evidenze di movimenti in atto o recenti)
- b) 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).

**6) 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  $V_{s30} < 180$  m/sec**

Premesso quanto sopra e con preciso riferimento al punto 4.2, Allegato A, dell'atto d'indirizzo e, si precisa quanto riportato in seguito.

### **6.2.3.1 Verifica del potenziale di liquefazione del terreno**

Per escludere la presenza del fattore d'amplificazione connesso alla liquefazione sono state effettuate opportune verifiche come di seguito esposto.

Con il termine "liquefazione" s'intende la perdita di resistenza dei terreni saturi sotto sollecitazioni statiche o dinamiche, in conseguenza delle quali il terreno raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di una massa viscosa.

Sulla base di un'estesa osservazione delle caratteristiche dei depositi che sono stati sede di fenomeni di liquefazione, vari autori hanno ricavato delle relazioni tra parametri geotecnici e parametri sismici che, o in forma d'equazioni o di carte, permettono di confrontare un profilo ottenuto elaborando i dati penetrometrici con un analogo profilo di valori che nel sito in esame sono da ritenersi critici per la sismicità.

E' noto che i terreni suscettibili di liquefazione sono quelli in cui la resistenza alla deformazione è mobilizzata per attrito fra le particelle, in particolare i terreni incoerenti saturi prevalentemente costituiti da sabbie sciolte fini.

I parametri che condizionano il fenomeno della liquefazione sono: composizione e uniformità granulometrica, grado d'addensamento, stato tensionale e di consolidazione cui sono sottoposti i terreni, presenza di falda.

Sulla base di queste premesse, nel caso specifico, la determinazione del potenziale di liquefazione è stata effettuata per i soli strati sabbiosi e sabbioso-limosi, escludendo a priori gli orizzonti coesivi, sicuramente "non liquefacibili" a prescindere da qualsiasi verifica numerica.

La metodologia impiegata (Seed & Idriss, 1970), si basa sul confronto tra gli stati tensionali indotti dalle onde sismiche e quelli che produrrebbero livelli di deformazione critica.

Lo stato di sollecitazione e l'entità degli sforzi di taglio indotti localmente da un sisma possono essere quantificati con la seguente formula:

$$(T/N')_{\max} = 0.65(a/g)(1 - 0.015 Z)(N/N')$$

$(T/N')_{\max}$  = rapporto di sforzo ciclico indotto dal sisma

$a_{\max}/g$  = acceleraz. max. al suolo/acceleraz. di gravità  
( $a_{\max} = a_{\text{refg}} \times \text{FA PGA}$ )

$Z$  = profondità in metri del punto considerato

$N$  =  $(\gamma Z)$  tensione verticale totale (Kg/cmq)  
agente alla profondità  $Z$

$N'$  =  $(\gamma Z' + \gamma Z'')$  tensione verticale efficace (Kg/cmq)  
agente alla profondità  $Z = Z' + Z''$

Il valore  $(T/N')_{\max}$  deve essere rapportato al valore  $(T/N')_{\text{lim}}$  rappresentante lo sforzo ciclico limite oltre il quale si ha liquefazione.

La determinazione di  $(T/N')_{\text{lim}}$  avviene attraverso la seguente formula:

$$(T/N')_{\text{lim}} = 0.26[0.16\sqrt{Na} + (0.21\sqrt{Na})^{14}]$$

in cui:

$Na$  =  $[1.7/(N' + 0.7)]N_{(\text{S.P.T.})} + \Delta Nf$

$N'$  = tensione verticale efficace

$N_{(S.P.T.)}$                       N° di colpi della prova penetrometrica standard desunto per correlazione con la resistenza di punta  $R_p$

$\Delta N_f = 0$     per  $CF < 0.1 \%$

$\Delta N_f = 4 + 0.1 \times (CF)$                       per  $CF > 0.1 \%$   
Con  $CF =$  contenuto in fini (passante al vaglio 200 ASTM)

Il rapporto tra sforzo ciclico limite e sforzo ciclico massimo fornisce una quantificazione numerica del potenziale di liquefazione di un terreno:

$$R = (T/N')_{\text{lim}} / (T/N')_{\text{max}}$$

Se  $R < 1.0$                       Il terreno è da considerarsi liquefacibile.

Se  $R = 1.0$                       Il terreno è in una condizione al limite della liquefacibilità (liquefazione potenziale)

Se  $R > 1.0$                       Il terreno non è liquefacibile

I calcoli effettuati (vedi ultima colonna di valori a destra dei diagrammi penetrometrici allegati alla presente relazione) conducono sempre ad un rapporto  $R > 1.0$ , dimostrando che il sottosuolo dell'area può essere considerato "non liquefacibile" con buon margine di sicurezza.

### **6.2.3.2 Stabilità**

Trattandosi di zona a morfologia pianeggiante (piana alluvionale/costiera), risulta che:

- L'area non è direttamente interessata da fenomeni franosi attivi.
- L'area non è caratterizzata da pendii con acclività  $> 15^\circ$ ;
- L'area non presenta una stratificazione a franapoggio.
- L'area non è prossima a scarpate subverticali, né ad accumuli detritici incoerenti prossimi all'orlo di scarpate.

### **6.2.3.3 Caratteristiche della copertura**

L'area non è caratterizzata da una coltre alterata di copertura avente spessore fortemente variabile, come evidenziato dalle indagini eseguite.

### 6.3 Analisi del rischio sismico: seconda fase (terzo livello d'approfondimento)

#### 6.3.1 Definizione del profilo stratigrafico del suolo di fondazione

Il T.U. “Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 Settembre 2005 dell’OPCM e dell’EC8, ai fini dell’azione sismica di progetto, definisce le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione; dette categorie sono distinte in funzione della velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio nei primi trenta metri di terreno ( $V_{s30}$ ), della resistenza penetrometrica standard ( $N_{SPT}$ ) e della coesione non drenata ( $c_u$ ):

- A. **Formazioni litoidi o suolo omogenei molto rigidi** caratterizzati da valori  $V_{s30}$  superiori a 800 m/sec, comprendenti eventuali strati d’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/sec e 800 m/sec (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/sec ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  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/sec ( $N_{SPT} < 15$ ,  $c_u < 70$  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/sec.

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

- S1** Depositi costituiti da, o che includono, uno strato di almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ( $IP > 40$ ) e contenuto d'acqua, caratterizzati da  $V_{s30} < 100$  m/sec ( $10 < c_u < 20$  kPa).
- S2** Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Una definizione rigorosa della velocità delle onde di taglio nei primi trenta metri di sottosuolo ( $V_{s30}$ ) prevede indagini sismiche specifiche da cui ricavare:

$$V_{s30} = [30 / \sum (h_i / V_{si})]$$

$H_i$  = spessore (in metri) dello strato i-esimo (fino alla profondità di 30 m)

$V_{si}$  = velocità onde di taglio (m/sec) nello strato i-esimo (fino alla prof. di 30 m)

In base all'indagine diretta con cono sismico (vedi relazione allegata Ditta INTERGEO) si può affermare che il sottosuolo dell'area rientra essenzialmente nella categoria:

**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/sec ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa).

### 6.3.2 Indice del potenziale di liquefazione

L'indice del potenziale di liquefazione ( $I_L$ ) è un valore numerico (definito nel campo 0-100) che rappresenta quantitativamente la severità del rischio di liquefazione.

L'espressione per la determinazione di ( $I_L$ ), introdotta da Iwasaky et al (1978), è la seguente:

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

in cui  $z$  è la profondità dal piano campagna in metri e  $W(z) = 10-0.5z$   
Ad una data quota  $z$  il fattore  $F(z)$  assume i seguenti valori in funzione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione ( $R$ ) alla quota considerata:

$$F(z) = 1-R \quad \text{se } R \leq 1$$
$$F(z) = 0 \quad \text{se } R > 1$$

Nel caso specifico, poiché il coefficiente di sicurezza  $R$  lungo le verticali esplorate (vedi diagrammi penetrometrici allegati) assume sempre valori maggiori all'unità ( $R > 1$ ) ne deriva che l'Indice del Potenziale di Liquefazione  $I_L = 0$ , indipendentemente dalla quota considerata.

In base alla tabella che segue, pertanto, il rischio alla liquefazione della zona studiata è da considerarsi “molto basso”.

Valore di $I_L$	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L < 5$	Basso
$5 < I_L < 15$	Alto
$I_L > 15$	Molto alto

### 6.3.3 Calcolo dei coefficienti d'amplificazione sismica

Per calcolare i fattori d'amplificazione si deve fare riferimento alle apposite tabelle riportate nell'atto di indirizzo del 2 Maggio 2007 (Allegato A2.1.2).

Tra le molteplici tipologie di sito distinte nel suddetto, il comparto ricade in ambito di profilo topografico tipo COSTA 3 e cioè: alternanze, potenti anche decine di metri, di sabbie e peliti con intercalazioni di lenti e orizzonti di ghiaie (spessori metrici, fino a circa 20 m), sabbie costiere superficiali (con spessore fino a 10 m) e substrato profondo (>100 m dal p.c.).

Le tabelle cui fare riferimento, pertanto, sono le seguenti:

#### F.A. PGA

$V_{s30}$	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.8	1.8	1.8	1.84	1.7	1.5	1.3	1.1	1.0	1.0

#### F.A. INTENSITA' SPETTRALE $-0.1s < T_0 < 0.5s$

$V_{s30}$	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.2	2.1	2.0	1.9	1.8	1.6	1.4	1.1	1.0	1.0

#### F.A. INTENSITA' SPETTRALE $-0.5s < T_0 < 1.0s$

$V_{s30}$	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	2.5	2.5	2.3	2.0	1.8	1.7	1.6	1.4	1.2	1.0

Nel caso specifico l'indagine suddetta ha fornito un valore di  $V_{s30} = 230$  m/sec arrotondato cautelativamente per difetto  $V_{s30} = 200$  m/sec per poter entrare nella tabella.

In conclusione risulta:

F.A. P.G.A.	1.8
F.A. INTENSITA' SPETTRALE $-0.1s < T_0 < 0.5s$	2.2
F.A. INTENSITA' SPETTRALE $-0.5s < T_0 < 1.0s$	2.5

#### 6.3.4 Spettro di risposta sismica locale

Il calcolo della risposta sismica locale, nelle analisi di terzo livello, deve essere eseguito sulla base di segnali di riferimento assegnati al comune in cui ricade l'area di studio.

Tali segnali sono rappresentativi dello scuotimento atteso su un suolo di riferimento, quest'ultimo inteso come la superficie al di sotto della quale si può assumere una propagazione delle onde di taglio ( $V_s$ ) superiore o uguale a 800 m/sec.

Per la determinazione grafica degli spettri di risposta relativi al Comune di Rimini, corrispondenti a vari tempi di ritorno, è stato utilizzato un foglio di calcolo denominato SPETTRI-NCT (ver. 1.0.1) reperibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. ([www.cslp.it](http://www.cslp.it)).

Il programma fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle azioni sismiche di progetto per un generico sito del territorio nazionale (vedi in allegato).

## 7) CONCLUSIONI

### 7.1 Sintesi su morfologia, geologia e idrogeologia

- Il sito ricade in corrispondenza di terreni alluvionali di natura argilloso-limosa corrispondenti nella *Successione neogenico-quadernaria del margine appenninico padano*. La morfologia è pianeggiante.
- Le misurazioni freatiche effettuate hanno evidenziato una quota freatica di massimo ravvenamento ad una profondità di circa -0.5/1.0 ml. dall'attuale piano campagna.

### 7.2 Sintesi sulla zonazione sismica

- In base al Paragrafo 4.2 punto "d" della delibera regionale, lo studio sismico Comparto 13.25 B, sito in Bellariva di Rimini, è stato approntato attraverso un terzo livello d'approfondimento in quanto è prevista la realizzazione di un'opera di rilevante interesse pubblico (Nuova Sede di Quartiere). L'area non rientra nei restanti casi previsti nel suddetto paragrafo (punti "a", "b" e "c").
- Sulla base dei dati storici, per la zona di Rimini, è ipotizzabile un massimo di sismicità compreso tra il 6° e l'8° grado della Scala Mercalli-Cancani-Sieberg. In termini di Magnitudo risulta M=6.
- Ai sensi della vigente Classificazione Sismica Nazionale (ordinanza PCM 3274/2003 e successive modifiche e integrazioni), il territorio comunale è classificato "Zona 2".

- Il sottosuolo dell'area rientra nella "Categoria C" dell'elenco di suoli di fondazione riportato nel T.U. "Norme Tecniche per le costruzioni" D.M. 14 Settembre 2005 dell'OPCM.
- L'Indice del Potenziale di Liquefazione è  $I_L = 0$ , pertanto il rischio alla liquefazione della zona studiata è da considerarsi "molto basso".
- Il comparto in oggetto ricade in ambito stratigrafico di COSTA 3; sulla base dell'indagine sismica diretta eseguita (cono sismico), si potrà fare riferimento ad un valore di velocità delle onde di taglio  $V_{s30} = 230$  m/sec e quindi, arrotondando per difetto, si ricavano i seguenti **coefficienti d'amplificazione sismica**:

F.A. P.G.A.	1.8
F.A. INTENSITA' SPETTRALE $-0.1s < T_0 < 0.5s$	2.2
F.A. INTENSITA' SPETTRALE $-0.5s < T_0 < 1.0s$	2.5

- Per le verifiche in condizione sismica si è fatto riferimento ad un valore di accelerazione al suolo di picco  $a_{maxs} = a_{refg} \times FA_{PGA}$  e quindi  $a_{maxs} = 0,183$  (per il Comune di Rimini)  $\times 1,8 = 0,33$ .
- Per ciò che concerne gli spettri di risposta rappresentativi delle azioni sismiche di progetto per la zona considerata si rimanda al grafico allegato.

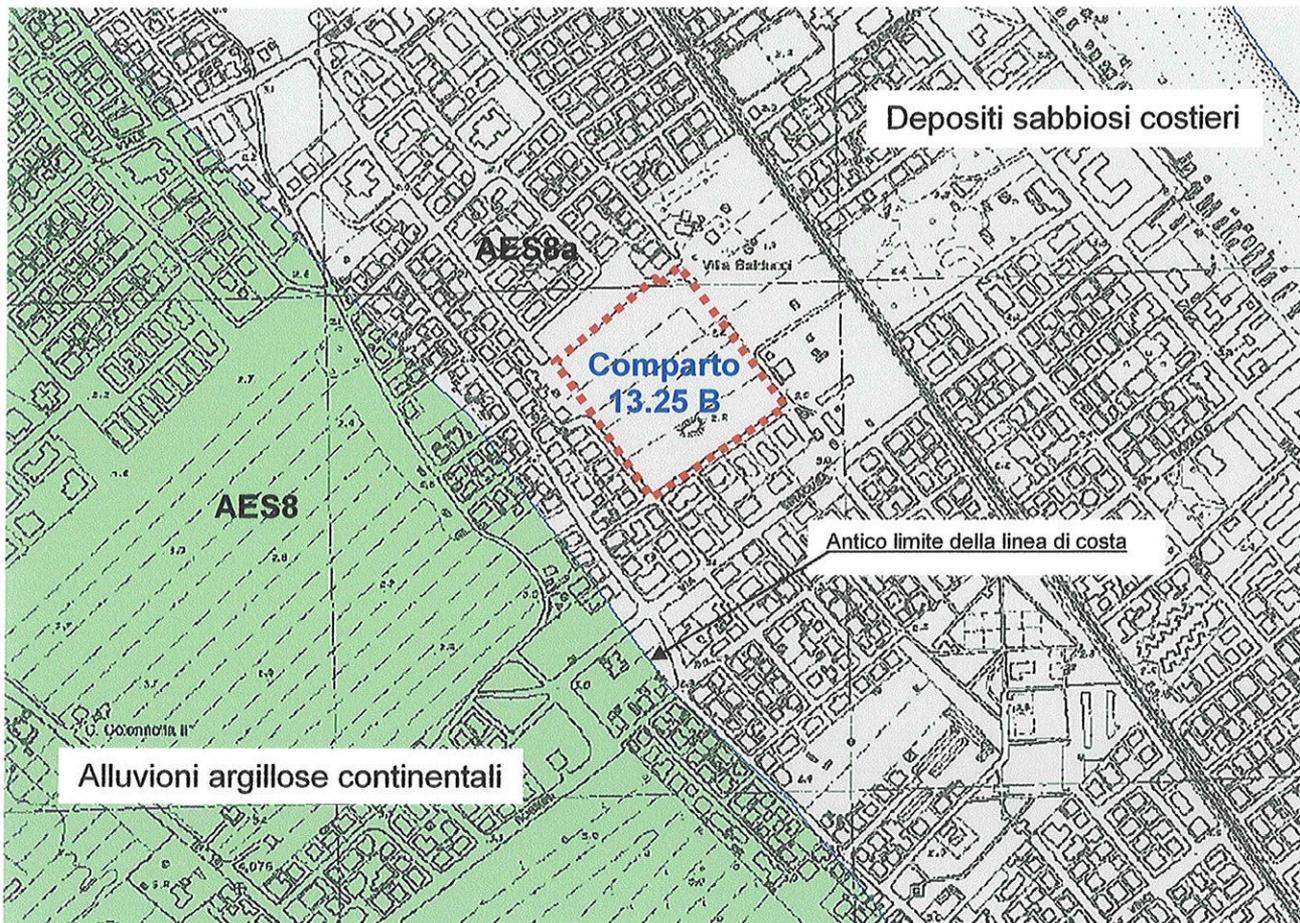
In conclusione, sulla base del complesso degli elementi acquisiti e limitatamente agli aspetti di specifica competenza del sottoscritto, si esprime favorevole giudizio di fattibilità nei confronti dell'intervento urbanistico previsto.



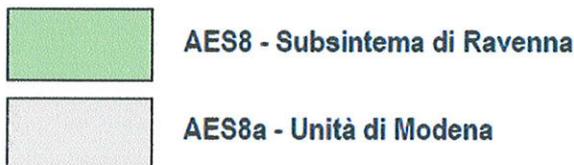
**ALLEGATI**



## ESTRATTO CARTA GEOLOGICA REGIONE EMILIA ROMAGNA



### Successione neogenico - quaternaria del margine appenninico padano



#### **AES8 - Subsintema di Ravenna**

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

*Pleistocene sup. - Olocene*

#### **AES8a - Unità di Modena**

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

*Olocene*

PARCHEGGI PUBBLICI

MARCIAPIEDI DA REALIZZARE

PERCORSI FILTRANTI NEL VERDE

VERDE PUBBLICO

VERDE PRIVATO

81 POSTI AUTO DA CEDERE  
AL COMUNE

ALBERATURE VARIE ESSENZE

PERIMETRO EDIFICABILE



AREA LIBERA DA FABBRICATI



# AREA INTERVENTO

# UBICAZIONE PROVE

Ogni Blocco residenziale costituisce una unit  minima d'intervento, ed ognuno comprende una propria unit  bordiera. (L. 10/10/1977)

2 Piani  
6,00mt

4 Piani  
13,00mt

4 Piani  
13,00mt

4 Piani  
13,00mt

4 Piani  
13,00mt

3 Piani  
12,00mt

1 Piano  
3,00mt

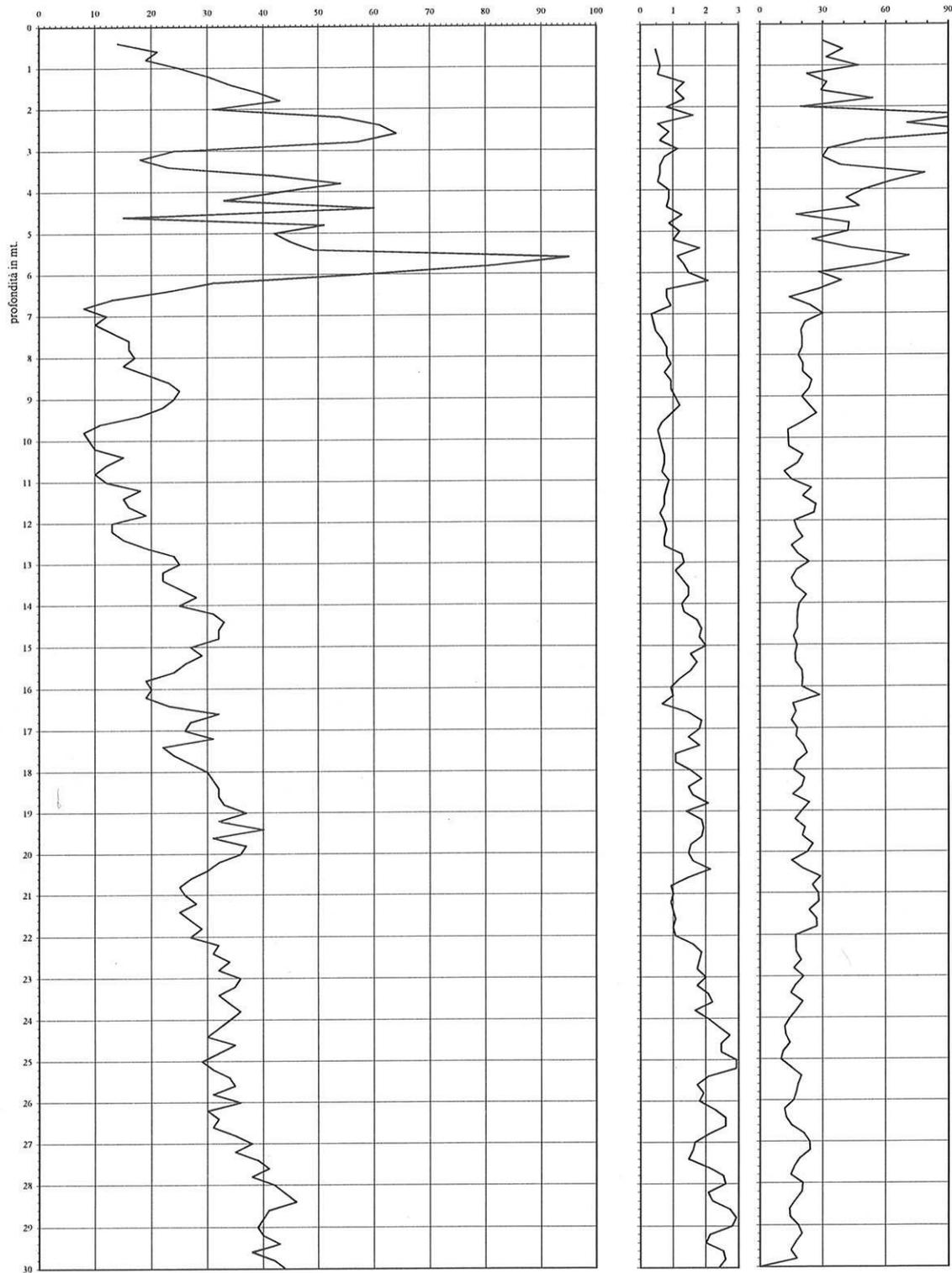
2 Piani  
7,00mt

2 Piani  
7,00mt

# Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT1  
Cantiere: Rimini - via Gian Battista Vico  
Data: Febbraio 2009

Quota inizio: piano campagna  
Liv.falda: -0,30 mt.  
Note:



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

Classificazione orientativa dei terreni (Schmertmann - 1978)

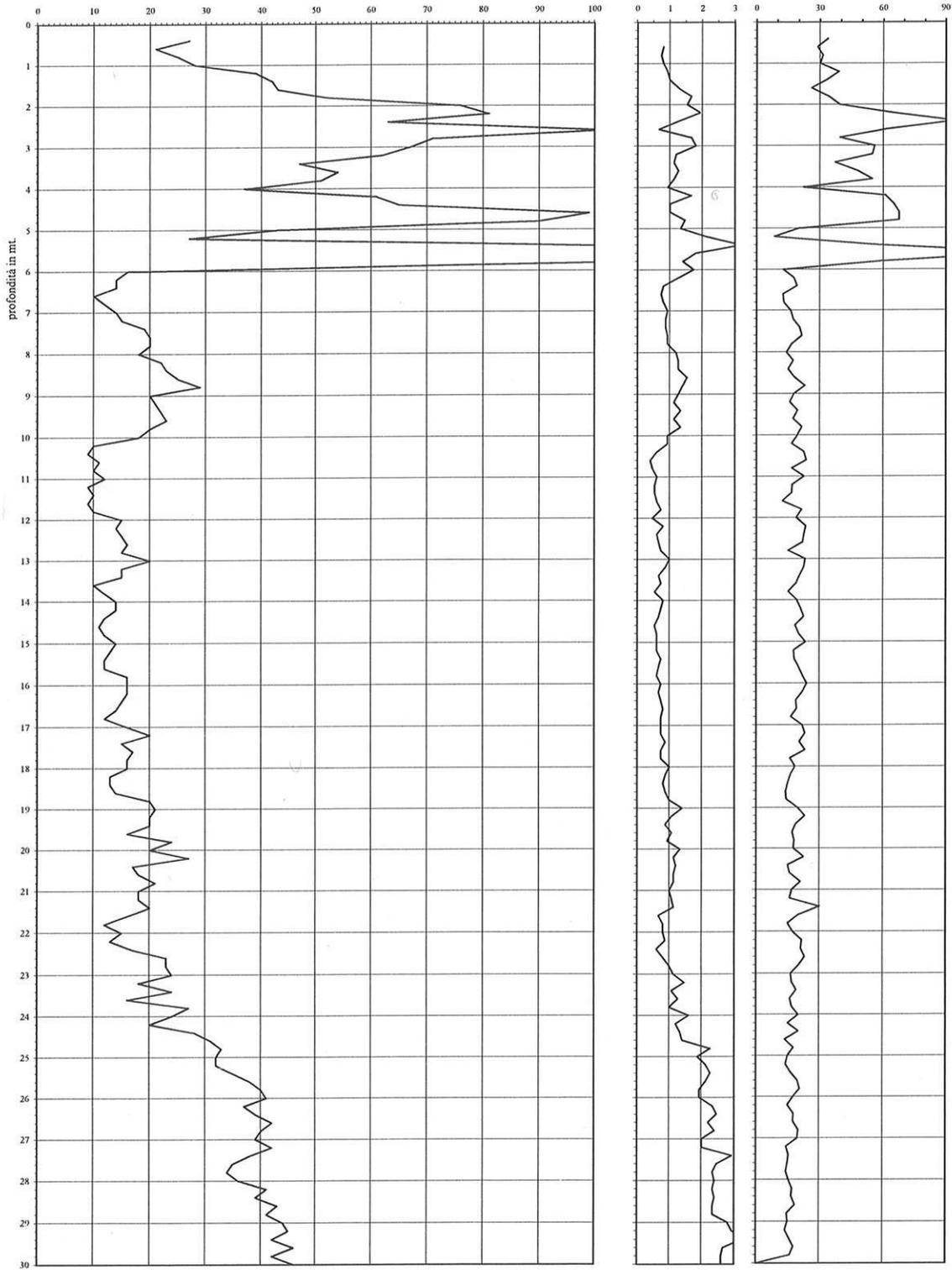
Prova n.: CPT1  
 Cantiere: Rimini - via Gian Battista Vico  
 Data: Febbraio 2009

A 0	A T	A M	A C	A M	A L	S L	S L	S S	S S	S D	mt.	Rp	RI	Rp/RI	Angolo d'attrito interno, densità relativa e coesione			Verifica alla liquefazione magnitudo di 6 g accelerazione massima al suolo 0,33g				
															$\phi^\circ$	Dr	Cu	Nspt	coefficienti di sicurezza			
												Kg/cmq										
											0,2	14	30,00								n1	
											0,4	20	47	39,38								n1,02
											0,6	19	53	31,67								n1,1
											0,8	25	60	46,88								n1,14
											1,2	30	65	22,50								n1
											1,4	34	133	31,88								n1,48
											1,6	39	107	29,25								n1
											1,8	43	33	53,75								n1,12
											2,2	31	80	19,38								n1
											2,4	54	1,60	101,25								n1,55
											2,6	61	0,53	70,38								n1,0
											2,8	64	0,87	106,67								n1,04
											3,2	57	0,69	50,29								n1,72
											3,4	24	1,13	32,73								n1,11
											3,6	18	0,73	30,00								n1
											3,8	42	0,60	38,38								n1,08
											4,0	54	0,53	78,75								n1,05
											4,2	41	0,87	62,31								n1,40
											4,4	33	0,87	41,25								n1,31
											4,6	60	0,80	47,57								n1,160
											4,8	15	1,27	17,31								n1
											5,0	51	0,57	42,50								n1,10
											5,2	45	1,00	25,00								n1,10
											5,4	49	1,80	43,24								n1,10
											5,6	95	1,13	71,25								n1,10
											5,8	81	1,35	55,25								n1,10
											6,0	58	1,47	28,06								n1,10
											6,2	31	1,07	38,75								n1,10
											6,4	73	0,80	28,75								n1,10
											6,6	13	0,80	13,93								n1,10
											6,8	8	0,93	24,00								n1,10
											7,0	12	0,33	30,00								n1,10
											7,2	10	0,40	21,13								n1,10
											7,4	13	0,47	19,50								n1,10
											7,6	16	0,67	20,00								n1,10
											7,8	16	0,80	20,00								n1,10
											8,2	17	0,93	18,21								n1,10
											8,4	19	0,73	20,36								n1,10
											8,6	21	0,73	23,44								n1,10
											8,8	23	0,93	23,44								n1,10
											9,2	22	1,07	20,00								n1,10
											9,4	18	0,93	27,00								n1,10
											9,6	11	0,67	30,63								n1,10
											9,8	8	0,53	13,33								n1,10
											10	9	0,60	15,00								n1,10
											10,2	10	0,67	13,64								n1,10
											10,4	12	0,73	18,00								n1,10
											10,6	10	0,67	11,54								n1,10
											10,8	12	0,87	15,00								n1,10
											11,0	12	0,87	15,00								n1,10
											11,2	18	0,80	24,55								n1,10
											11,4	18	0,73	24,55								n1,10
											11,6	16	0,73	26,67								n1,10
											11,8	19	0,60	25,91								n1,10
											12,0	13	0,73	16,25								n1,10
											12,2	13	0,80	17,73								n1,10
											12,4	15	0,73	20,35								n1,10
											12,6	19	0,73	15,00								n1,10
											12,8	11	0,27	18,00								n1,10
											13	23	1,33	23,44								n1,10
											13,4	22	1,07	17,73								n1,10
											13,6	22	1,27	15,00								n1,10
											13,8	28	1,47	17,05								n1,10
											14	25	1,27	18,75								n1,10
											14,2	31	1,33	17,68								n1,10
											14,4	33	1,73	17,68								n1,10
											14,6	32	1,87	17,78								n1,10
											14,8	32	1,80	16,00								n1,10
											15,0	27	2,00	17,61								n1,10
											15,2	29	1,53	16,13								n1,10
											15,4	26	1,73	16,96								n1,10
											15,6	29	1,53	16,00								n1,10
											15,8	19	1,20	20,36								n1,10
											16	20	0,93	20,00								n1,10
											16,2	19	1,00	28,50								n1,10
											16,4	23	0,67	15,68								n1,10
											16,6	17	1,17	17,14								n1,10
											16,8	27	1,87	15,00								n1,10
											17	33	1,80	17,73								n1,10
											17,2	31	1,47	17,22								n1,10
											17,4	22	1,80	17,77								n1,10
											17,6	24	1,07	22,50								n1,10
											17,8	27	1,07	17,61								n1,10
											18	30	1,53	16,07								n1,10
											18,2	31	1,87	21,14								n1,10
											18,4	31	1,47	20,00								n1,10
											18,6	32	1,69	15,48								n1,10
											18,8	33	2,07	15,57								n1,10
											19	37	1,40	19,82								n1,10
											19,2	32	1,87	16,53								n1,10
											19,4	40	1,93	41,43								n1,10
											19,6	31	1,87	20,22								n1,10
											19,8	37	1,53	21,23								n1,10
											20	36	1,47	22,50								n1,10
											20,2	32	1,60	15,00								n1,10
											20,4	30	2,13	20,45								n1,10
											20,6	27	1,47	28,93								n1,10
											20,8	25	0,93	25,00								n1,10
											21	26	1,00	27,86								n

# Prova Penetrometrica Statica

Prova n.: CPT2  
Cantiere: Rimini - via Gian Battista Vico  
Data: Febbraio 2009

Quota inizio: piano campagna  
Liv. falda: -0,30 mt.  
Note:



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





**INTERGEO** S.r.l. - Servizi Geologici  
Via Rancaglia, 37 47899 Serravalle - RSM  
tel. 320 2447949 / 333 2208376 www.intergeosm.com  
Cod. Op. Ec. SM21197

Cantiere: Rimini - Bellariva, via Giambattista Vico

Data: Febbraio 2009

Sondaggio n. : statica n.1

Campione n. : 1

Profondità mt.: 2,00

## Analisi granulometrica

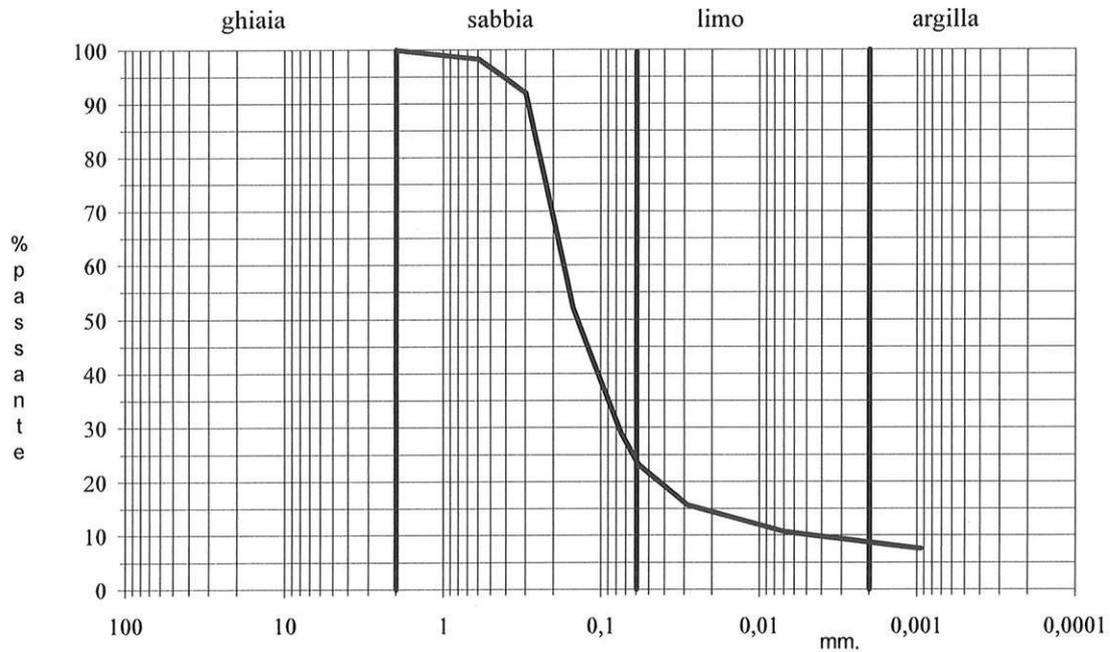
Metodo della prova: per setacciatura e sedimentazione

Stato del campione: disturbato

Peso secco netto: 213,54/46,51 gr.

setacci A.S.T.M. n.	luce netta mm.	passante %
10	2,000	100,00
30	0,600	98,33
50	0,300	91,95
100	0,150	52,12
200	0,075	28,95

Descrizione (Classificazione A.G.I.)	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %
sabbia debolmente limosa e argillosa	"	76	15	9





**INTERGEO** s.r.l. - Servizi Geologici  
Via Rancaglia, 37 47899 Serravalle - RSM  
tel. 320 2447949 / 333 2208376 www.intergeosm.com  
Cod. Op. Ec. SM21197

Cantiere: Rimini - Bellariva, via Giambattista Vico

Data: Febbraio 2009

Sondaggio n. : statica n.1

Campione n. : 2

Profondità mt.: 3,60

## Analisi granulometrica

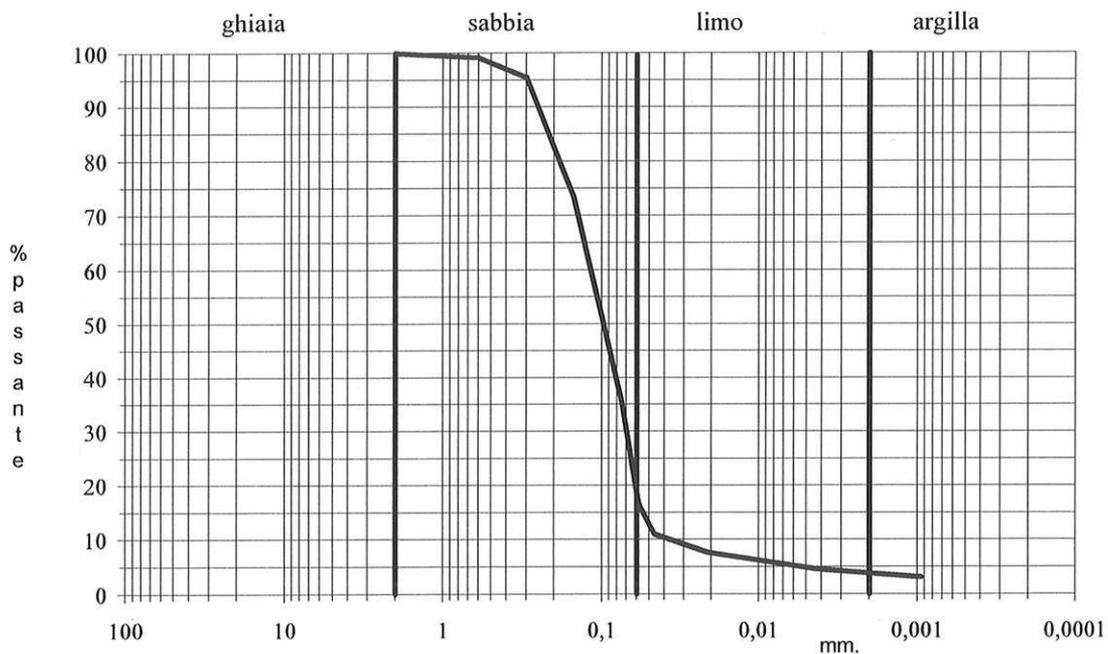
Metodo della prova: per setacciatura e sedimentazione

Stato del campione: disturbato

Peso secco netto: 227,73/46,32gr.

setacci A.S.T.M. n.	luce netta mm.	passante %
10	2,000	100,00
30	0,600	99,15
50	0,300	95,49
100	0,150	73,34
200	0,075	35,47

Descrizione (Classificazione A.G.I.)	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %
sabbia debolmente limosa	"	80	16	4



# FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
12,5566

LATITUDINE  
44,0693

Ricerca per comune

REGIONE  
Emilia-Romagna

PROVINCIA  
Rimini

COMUNE  
Rimini

Elaborazioni grafiche

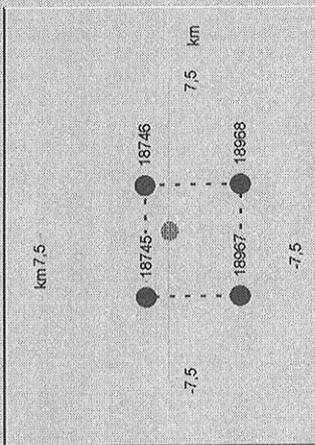
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

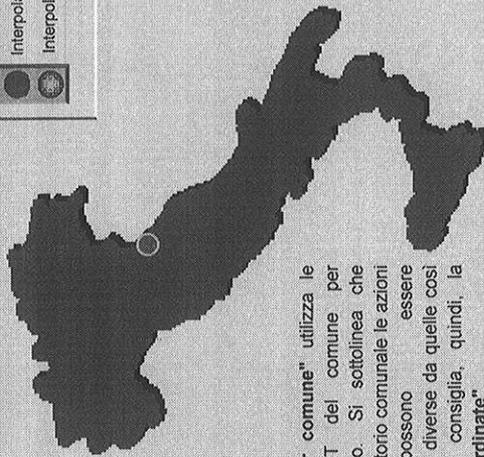
Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

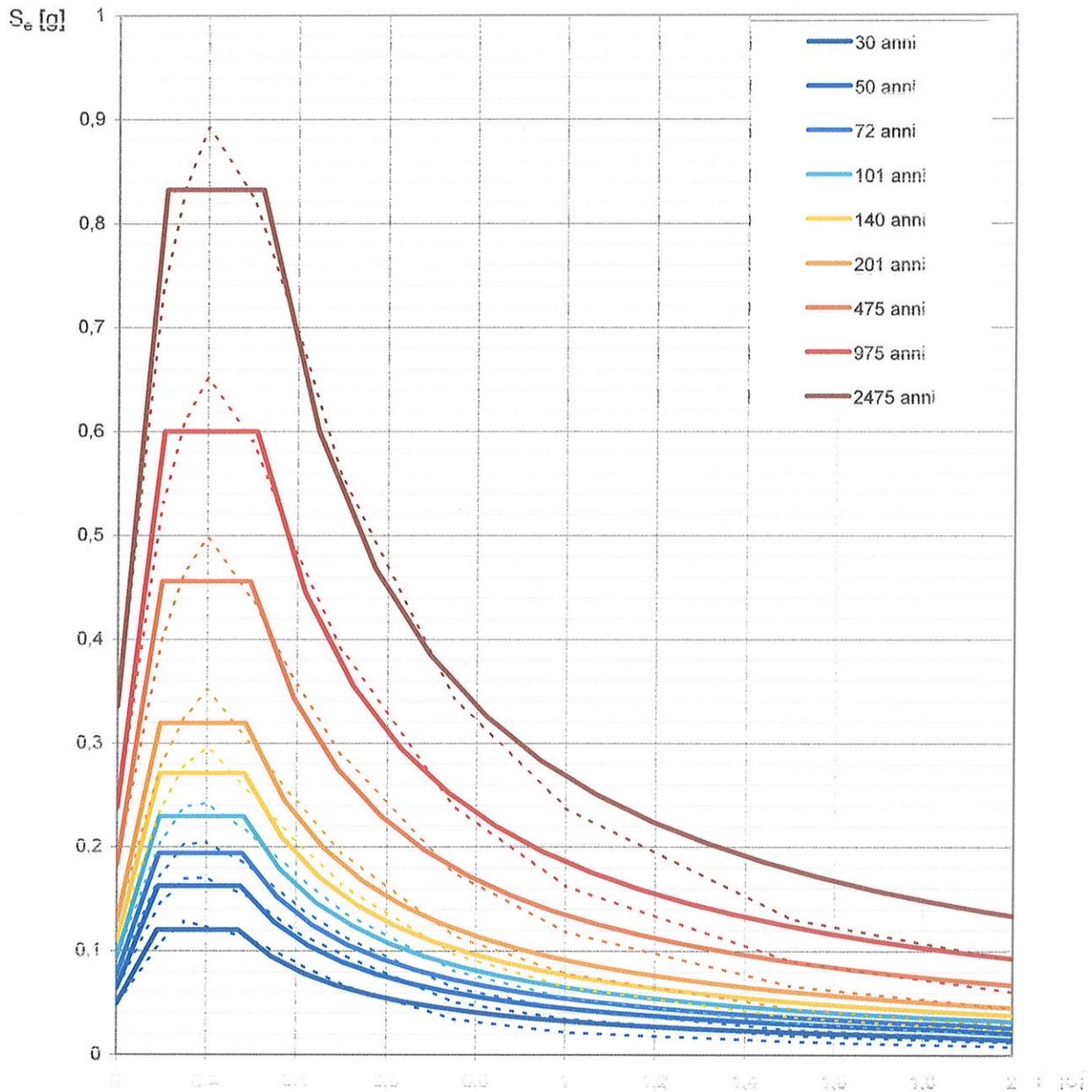
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

## Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno $T_p$ di riferimento

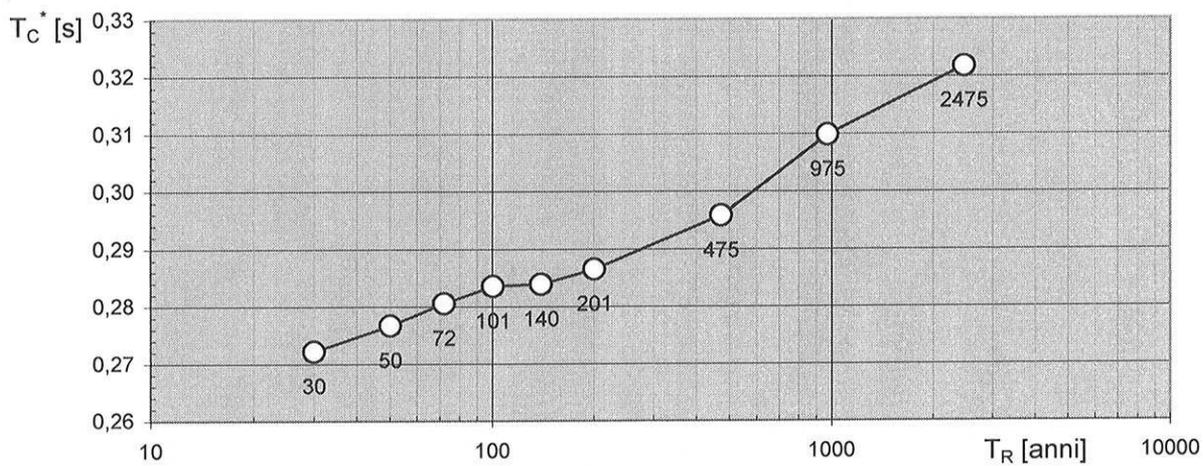
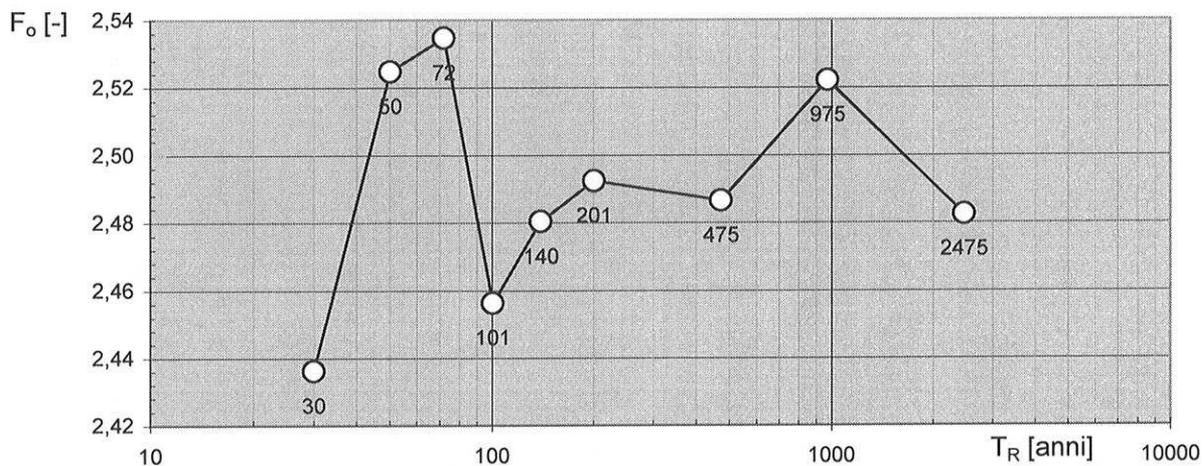
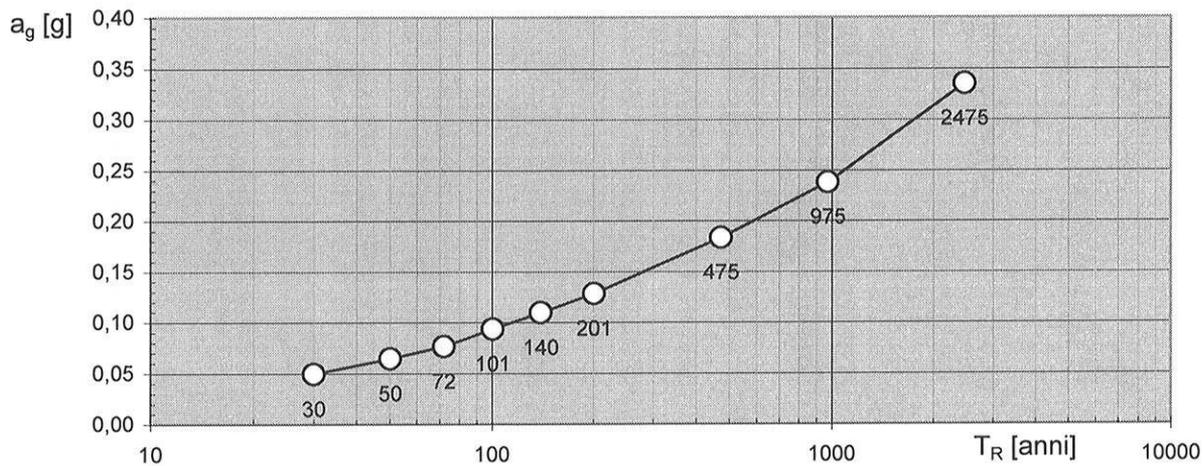


### NOTA.

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1 INGV da cui sono derivati.

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$ : variabilità col periodo di ritorno  $T_R$**



La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  di riferimento**

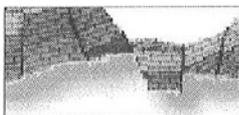
---

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
30	0,049	2,436	0,272
50	0,064	2,525	0,277
72	0,076	2,535	0,281
101	0,093	2,456	0,284
140	0,109	2,480	0,284
201	0,128	2,492	0,286
475	0,183	2,487	0,296
975	0,238	2,522	0,310
2475	0,335	2,482	0,322

---

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

# **APPENDICE**



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

Via Rancaglia, 37 47899 Serravalle - RSM

Codice Operatore Economico - SM21197

Tel. 320 2447949 - 333 2208376

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

Località:

Rimini – via Giambattista Vico

Oggetto:

Relazione di indagine geofisica eseguita con cono sismico

Data:

Febbraio 2009



## **1. Premessa**

Il giorno 13/02/2009 è stata eseguita, a Rimini via Giambattista Vico, un'indagine geofisica al fine di determinare la velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) e delle onde di compressione ( $V_p$ ).

L'indagine è stata compiuta utilizzando un cono sismico all'interno del foro della prova penetrometrica statica S1 spinta fino alla profondità di 30 mt. dal piano campagna.

Il cono sismico è composto da una punta di acciaio cementato all'interno del quale sono posizionati tre geofono ricevitori idonei a determinare la velocità delle onde i compressione e di taglio.

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

## 2. Normativa Antisismica

In base alla determinazione delle onde di taglio  $V_s$  i terreni indagati ricadono in una delle seguenti categorie:

- 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 mt.
- B – Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessore di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 380 m/s e 800 m/s (ovvero con  $N_{spt} > 50$  o  $c_u > 250$  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 m/s e 360 m/s (ovvero con  $15 < N_{spt} < 50$  o  $70 < c_u < 250$  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 (ovvero con  $N_{spt} < 15$  o  $c_u < 70$  kpa).
- E – Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionati, caratterizzati da valori di  $V_{S30}$  simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5m. e 20 m., giacenti su un substrato di materiale più rigido con  $V_{S30} > 800$  m/s.
- S1 – Depositi costituiti da o che includono, uno strato spesso almeno di 10m. di argille/limi di bassa consistenza con elevato indice di plasticità ( $PI > 40$ ) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di  $V_{S30} < 100$  m/s (ovvero con  $10 < c_u < 20$  kpa).

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

Per  $V_{S30}$  si indica la velocità media di propagazione delle onde Vs (onde di taglio) calcolata con:

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

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

I terreni indagati verranno classificati in base ai valori di  $V_{S30}$ , se non disponibili si utilizzeranno altri parametri geotecnici (Nspt Standard Penetration Test e  $c_u$  coesione non drenata).

### 3. Prova penetrometrica con cono sismico

L'esecuzione dell'indagine geofisica è avvenuta all'interno del foro in cui è stata precedentemente effettuata la prova penetrometrica statica S1, la cui ubicazione è stata indicata dal committente.

La punta sismica viene calata all'interno del foro e ad ogni metro viene effettuata una misurazione.

La punta sismica è realizzata in acciaio cementato, al suo interno sono posizionati tre geofoni orientati secondo gli assi x – y – z al fine di ricevere sia le onde di tipo S che le onde di tipo P.

La sonda sismica è collegata, attraverso un cavo, all'unità di acquisizione in superficie.

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

Successivamente i dati di campagna acquisiti dal sismografo sono stati interpretati con il software Win\_Downhole.

Dall'elaborazione dei dati ottenuti, si ricavano i valori delle velocità di propagazione delle onde sismiche ( $V_p$  e  $V_s$ ) del sottosuolo indagato (allegati 1 e 2).

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

Coefficiente di Poisson	$\nu$
Peso di Volume	$\gamma_{din}$ ton/mc
Modulo di Elasticità dinamico	$E_{din}$ kg/cmq
Modulo di taglio dinamico	$G_{din}$ kg/cmq
Modulo di Compressibilità dinamico	$K_{din}$ Kg/cmq

ricavati utilizzando le seguenti formule:

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

Peso di Volume

$$\gamma_{\text{din}} = 0,51 \cdot Vp^{0,19} \quad \text{ton/mc}$$

Densità Geofisica

$$\delta_{\text{din}} = \frac{\gamma}{g} \quad \text{m/sec.} \quad g = \text{accelerazione di gravità}$$

Modulo di Elasticità dinamico

$$E_{\text{din}} = Vp^2 \cdot \delta_{\text{din}} \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad \text{kg/cmq}$$

Modulo di Taglio dinamico

$$G_{\text{din}} = \delta_{\text{din}} \cdot Vs^2 \quad \text{kg/cmq}$$

Modulo di Compressibilità dinamico

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

## **4. Conclusioni**

Nel sito indagato è stata eseguita una indagine geofisica seguendo la nuova normativa sismica.

Tale indagine è stata effettuata mediante una prova con cono sismico eseguita nel foro della prova statica n.1 e spinta fino alla profondità di 30 mt. dal p.c.

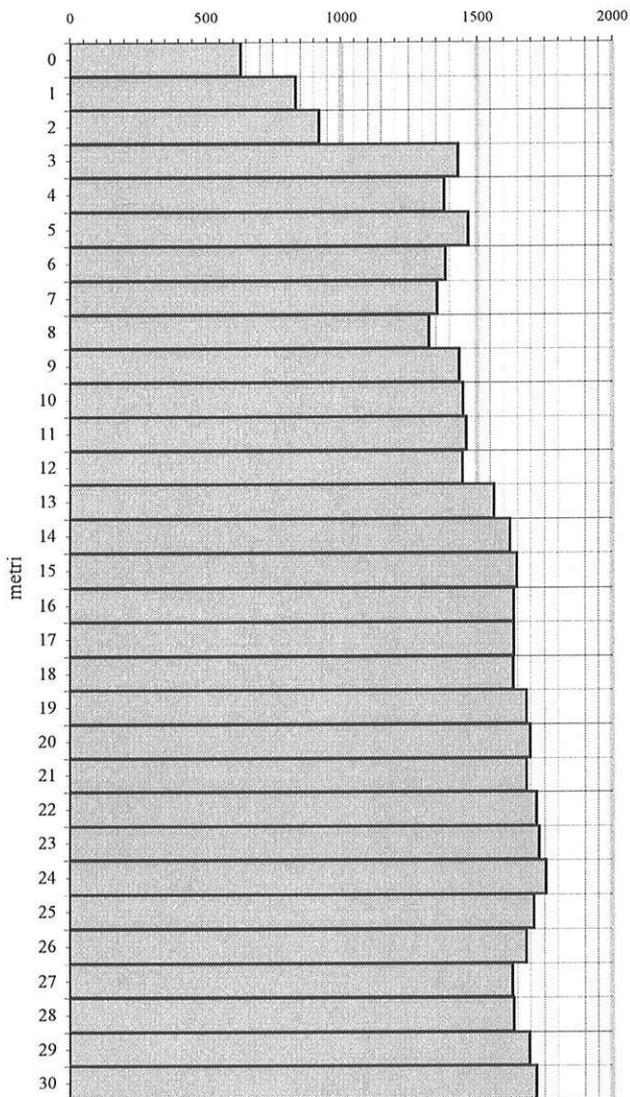
Dai risultati delle indagini geofisiche sono stati determinati i valori delle onde P e onde S e si può affermare che i terreni indagati appartengono alla categoria C essendo il valore Vs30 uguale a 230 m/sec., velocità calcolata nello spessore tra 0 e 30mt. dal p.c.

### **ALLEGATI :**

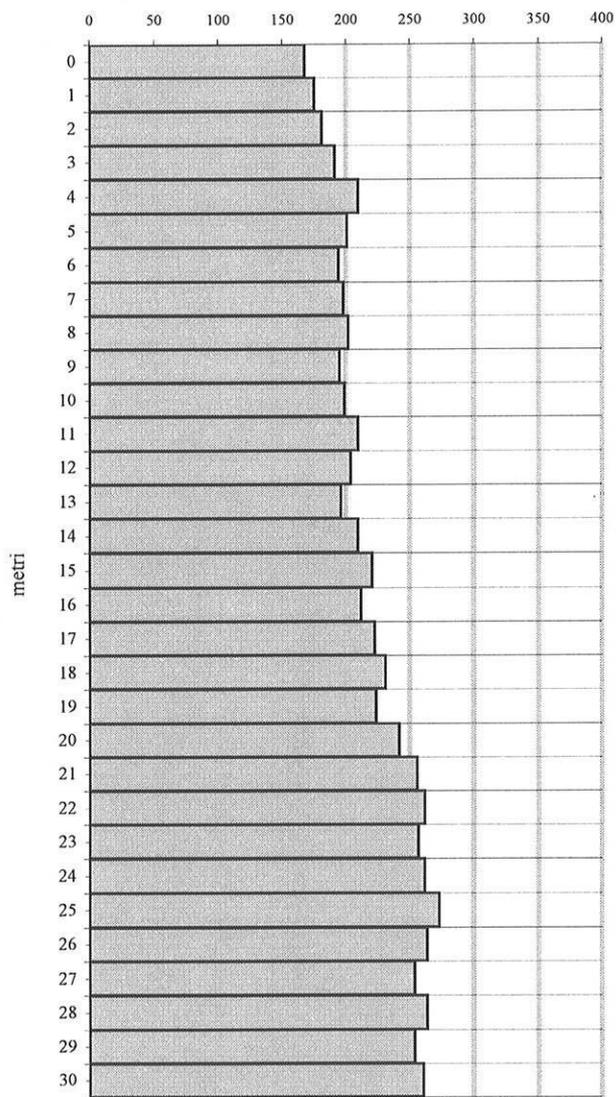
Allegati 1 e 2 : grafici e tabulati delle velocità delle onde P, onde S e vari parametri elastici dinamici.

Committente: Pazzaglia dott.Paolo  
 Cantiere: Rimini - Bellariva, via Giambattista Vico  
 Data: 13/02/2009  
 Sismocono n.: 1

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



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



$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} t_i / V_i}$$

**Vs 30 = 230 m/sec.**

**Categoria Suolo = C**

Committente: Pazzaglia dott.Paolo  
 Cantiere: Rimini - Bellariva, via Giambattista Vico  
 Data: 13/02/2009  
 Sismocono n.: 1

