

# PIANO PARTICOLAREGGIATO DI INIZIATIVA PRIVATA

## Via Ugo Bassi, Via Fucini e Piazza A.da Brescia

### RIMINI

ALLEGATO A  
ALLA DELIB. DI G.C. 13 DIC. 2007.  
N. 141 DEL 13

#### PROGETTO PRELIMINARE

RELAZIONE GEOLOGICA

U.O. 29  
CANTONE DI RIMINI  
Sportello Unico  
PROT. N. 130088  
DATA 16 LUG. 2007  
ENTRATA  
U.O.: \_\_\_\_\_ MATR.: \_\_\_\_\_ MOT.: \_\_\_\_\_  
CLASSIFICA: \_\_\_\_\_  
PRATICA N.: \_\_\_\_\_

Enti

**Progettisti e Collaboratori:**

Settore Architettura: Dott. Arch. G. Pirazzini  
Dott. Arch. M. Fabbri  
Dott. Arch. M. Paolini  
Settore Imp. Elettrici: Dott. Ing. L. Mamprin  
Per. Ind. N. Nadiani  
Dott. Ing. G. Urbinati  
Settore Imp. Meccanici: Dott. Ing. R. Ricci  
Per. Ind. C. Fabbri  
Dott. Ing. A. Versari  
Settore Ambiente: Dott. Geol. D. Tonini  
Settore Geologia: Dott. Geol. C. Falasca

**MULAZZANI ITALINO S.p.A.**  
Molazzani Italo  
Via Carrante 20 - 47040 Montegradolfo  
47837 MONTEGRADOLFO (RN)  
Partita IVA 02120430406  
Cod. Fisc. 80087150589

Controllo Qualità Progetto  
M. Galante

Coordinamento Informatico  
Per. Ind. G. Giovanardi

Responsabile Coordinamento Generale di Progetto

Responsabile Progetto Geologia  
Dott. Geol. Claudia Falasca

3			
2			
1			
0	23/12/03	Emissione	Falasca
Rev.	Data	Descrizione/Motivazione	Elaborato



**STUDIO T.I.**  
SOCIETA' DI ENGINEERING  
STUDI E RICERCHE - PROGETTI  
DIREZIONE LAVORI - CONSULENZE



STUDIO T.I. s.c.ar.l. SEDE LEGALE: V.le G. Pascoli 174 - 47900 Rimini (ITALY) - Tel. 39 541384000 - Fax 39 541382292  
Web Site: www.studioti.com - E-Mail: segreteria@studioti.com  
Sede Secondaria: Via Tuscolana 336 - 00181 Roma - Tel e Fax 39 0678049535

Elaborato: **PP - G - RX**

N. Repertorio: **2003-0073**



**STUDIO T.I.**  
SOCIETA' D'INGEGNERIA

Studi - Ricerche - Progetti  
Direzione Lavori - Consulenze

SINCERT



Conforme alla Norma  
UNI EN ISO 9001:2000  
Certificato da CERMET  
n. 118/12/1996

## RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA



## INDICE

1.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	4
1.1	STABILITA' E SISMICITA' .....	6
1.2	INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO .....	7
2.	CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI .....	9
2.1	PARAMETRI GEOTECNICI .....	11
2.2	OPERE DI DRENAGGIO .....	13
3.	VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE .....	14
4.	CALCOLO DEL MODULO DI SOTTOFONDO .....	17
5.	CARICHI AMMISSIBILI .....	19
6.	COEFFICIENTE DI FONDAZIONE .....	22
7.	INDICAZIONI SUI CRITERI COSTRUTTIVI .....	23
8.	CAMPAGNA GEOGNOSTICA .....	25
9.	CONCLUSIONI .....	27



## PREMESSA

La presente relazione geologica – geotecnica viene redatta su incarico della Committenza ed ha lo scopo di definire le caratteristiche dei terreni costituenti il lotto oggetto del Programma Particolareggiato di Iniziativa Privata riguardante l'area compresa tra Via Ugo Bassi, Via Fucini e piazza A. da Brescia, in Rimini.

Il presente studio definirà inoltre, con l'opportuno grado di dettaglio proprio di una fase preliminare, l'inquadramento geologico e geomorfologico generale dell'area stessa e le condizioni geologico-tecniche progettuali indicative per le future fasi di realizzazione.

Lo studio di indagine geologica e l'analisi dei dati sono stati eseguiti in ottemperanza ai dettati della normativa di riferimento in materia :

- D.M. n.47 dell' 11/03/1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce..etc..” supplemento G.U. n.127;
- Circ. LL.PP. 24/09/88 N° 30483;
- D.M. 16/01/96 ;
- P.C.M. ordinanza del n. 3274 del 20/03/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- D.G.R Emilia – Romagna n.1435 del 21/07/03 “prime disposizioni di attuazione dell'ordinanza del PCM n. 3274 del 20/03/2003.

L'intervento riguarderà aree inedificate all'interno di un contesto completamente urbanizzato, caratterizzato da edifici con volumi di varia altezza.

L'intervento urbanistico si comporrà di tre edifici a quattro piani, in adiacenza lato monte a Via delle Officine, ed un'area a verde attrezzato nei pressi di Via Fucini. Un'altra area a verde sarà realizzata presso piazza A. da Brescia



## 1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area indagata ed oggetto del presente studio è compresa nella sezione della Carta Tecnica Regionale foglio 256 - numero 256112 "Rimini" nella scala 1:5.000.

Nello stralcio planimetrico allegato si riporta l'ubicazione dell'area di intervento.

Tutte le aree oggetto di intervento sono comprese in una zona attualmente con utilizzo di tipo prevalentemente residenziale e completamente antropizzata.

La morfologia dell'area è complessivamente pianeggiante, non si rinvengono forme morfometriche particolari a causa della completa urbanizzazione.

Il quadro geologico generale è caratterizzato da terreni di età pleistocenica.

Si tratta principalmente di terreni depositati in piana alluvionale dalla dinamiche fluviali del Marecchia. A questi si interdigitano e sovrappongono, con frequenti variazioni latero-verticali, i terreni di deposizione marina, successivamente rielaborati.

L'elemento più peculiare dell'area in studio è infatti il confine deposizionale della zona di contatto tra i terreni della piana alluvionale antica fluviale del Marecchia, in eteropia di facies con i terreni di deposizione francamente marina.

Le litologie presenti sono ascrivibili ai depositi fluviali terrazzati del quarto ordine e risultano composti da alternanze di argille limose e limi sabbiosi.

Sono inoltre rinvenuti livelli e concentrazioni di sabbie limose di deposizione fluviale rielaborata, talora di discreto spessore, intercalate casualmente tra loro ed in eteropia laterale, verso la zona a mare, con terreni di deposizione marina costiera rielaborati.

Le variazioni litologiche, all'interno dei terreni appena descritti, sono frequenti sia in senso laterale che verticale in funzione delle modalità deposizionali e di rielaborazione dei sedimenti. L'azione di rielaborazione successiva ha avuto come agenti sia il corso



d'acqua con le sue dinamiche di trasporto deposito e successiva erosione sia gli agenti deposizionali della zona costiera.

Nell'area di interesse sono stati realizzati, per una precedente campagna di indagini geognostiche in sito, quattro sondaggi penetrometrici statici, spinti fino a profondità significative di 12 m.

L'ubicazione dei sondaggi stessi è rappresentata nella planimetria allegata.

I risultati di questa campagna, unitamente a quelli derivati da indagini analoghe eseguite in zone limitrofe ed ai dati bibliografici, ha permesso di ricostruire la successione litostratigrafica locale e le caratteristiche geotecniche di massima dei terreni.

L'insieme dei dati e del presente studio geologico sono stati analizzati allo scopo di definire:

- la successione litostratigrafica locale;
- le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti;
- il livello statico della falda durante la fase di indagine;
- le condizioni di eventuali terreni granulari in condizione sismica;
- i criteri costruttivi indicativi.

A queste indicazioni verranno aggiunte le raccomandazioni per le indagini da realizzarsi nella campagna geognostica.



## 1.1 STABILITA' E SISMICITA'

Nell'ambito della riclassificazione sismica del territorio nazionale la Presidenza del Consiglio dei Ministri ha emanato nell'ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 i "Primi elementi in materia di criteri generali per la riclassificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

Nell'ambito della riclassificazione nazionale del territorio il Comune di Rimini rientra fra le zone considerate come sismiche : Zona Sismica categoria II.

Le diverse classi sono contrassegnate dai valori del parametro di accelerazione orizzontale massima  $A_g$ . Per le zone di categoria 2 tale valore è di  $A_g = 0.25$  g.

Successivamente a tale ordinanza è stata emanata dalla Giunta Regionale Emilia Romagna l'ordinanza del 21/07/03, contenente le considerazioni relative agli aspetti di riclassificazione sismica. In attesa che tali normative diventino attuative puntualmente al territorio investigato, si ritiene considerare cautelativamente il territorio provinciale in Zona Sismica categoria II.

Sino all'avvenuta predisposizione del documento a livello nazionale si riconosce infatti agli enti regionali la possibilità di utilizzare come riferimento la zonazione del P.C.M. 3274 del 20/03/2003 con una tolleranza ampliata fino ad un livello di zona.

L'area tuttavia non presenta caratteri tettonici particolari.

Non sono presenti dislocazioni, né si individuano lineamenti o fratture di superficie, dato anche il notevole spessore della copertura alluvionale, che lascino pensare a particolari problematiche tettoniche.

Nelle successive fasi progettuali si raccomanda di definire gli aspetti relativi alla stabilità sismica secondo le prescrizioni specifiche in materia vigenti.



## 1.2 INQUADRAMENTO STRATIGRAFICO

Come visto nel paragrafo precedente, la peculiarità morfologica dell'area in oggetto è la presenza della zona di contatto tra i depositi della piana alluvionale del fiume Marecchia, in eteropia con i terreni di deposizione marina.

Il contatto è chiaramente non ascrivibile, sia per i dati e le indagini al momento disponibili, sia per la natura stessa del confine, ad un limite formazionale netto.

Esso è piuttosto compreso in una fascia transizionale stratigraficamente caratterizzata da interdigitazioni latero-verticali tra i terreni, organizzati nella classica architettura stratigrafica di facies eteropiche.

I terreni presenti a monte del contatto litostratigrafico sono di età pleistocenica e interpretabili come depositi fluviali del quarto ordine.

Nella cartografia geologica allegata sono simbolizzati con AL.

I depositi di questa formazione appaiono tendenzialmente coesivi e composti, in particolare, da alternanze di argille limose e limi argillosi, con livelli e lenti a variabile percentuale di sabbia limosa e limi sabbiosi.

Tali litologie sono di deposizione francamente fluviale, e variamente intercalati tra loro ed in eteropia laterale, verso la zona a mare, con terreni di deposizione marina costiera.

Questi ultimi consistono in terreni sabbiosi più o meno densi con lenti sabbioso-limose e limi-sabbiosi, simbolizzati con AS nella carta geologica.

Sono frequenti variazioni litologiche latero-verticali, geneticamente legate alle diverse modalità deposizionali e di successiva rielaborazione dei sedimenti da parte del corso d'acqua e delle dinamiche di ambiente costiero.



Sulla base di quanto ricavato dai quattro sondaggi penetrometrici statici eseguiti, si è ricostruita la seguente successione litostratigrafica locale:

da p.c. a 1.0 mt: Copertura superficiale alterata con materiale di riporto e detritico (macerie, suolo vegetale etc..)

da 1.0 mt a 5.0-6.0 mt: Sabbie e sabbie limose con livelletti limo-argillosi e limo-sabbiosi passanti lateralmente a limi sabbioso-argillosi.

da 5.0-6.0 mt a 8.0 mt: Argilla limosa con livelli limo-sabbiosi.

da 8.0 mt a fine foro: Argilla limo-sabbiosa con livelli di sabbia fine limo-argillosa.

La falda idrica superficiale, il cui livello al momento delle prove penetrometriche in situ, è stato riscontrato a profondità di 1.20 - 1.70 mt. dal piano campagna, rispettivamente nella prova penetrometriche 3 e 4, in allegato alla presente relazione.

La falda ha la possibilità in condizioni critiche di innalzarsi fino a quote prossime al piano campagna attuale.

Si può supporre, dato il tipo di terreno granulare permeabile superficiale, che il livello dinamico di falda presenti escursioni minime con variazione di qualche decina di centimetri fino al livello massimo.



## 2. CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE DEI TERRENI

Le prove penetrometriche in situ che vengono descritte ed interpretata furono eseguite per una precedente campagna del Luglio 1996.

Le indagini hanno fornito risultati indicativi dal punto di vista interpretativo, e sono stati successivamente utilizzati per confronto diretto tra materiale bibliografico e verifiche tecniche.

È stata effettuata un'analisi interpretativa dei sondaggi in modo da ricavare e fornire i parametri geotecnici per ogni strato attraversato.

La parametrizzazione geomeccanica dei terreni è stata ricavata per misura diretta delle caratteristiche, e confrontate con analisi di laboratorio su terreni similari.

Le litologie caratterizzanti il substrato dell'area studiata sono ottimali per le indagini eseguite con penetrometro statico, che fornisce una lettura praticamente continua in verticale dei terreni e una buona risoluzione per terreni a debole resistenza (si vedano le intercalazioni o i livelli lenticolari di limi e argille).

La precedente campagna geognostica fu eseguita mediante penetrometro statico semovente con spinta a 10 tonnellate.

In base alle prove statiche, significative per le litologie presenti nell'area, si sono ottenuti i seguenti valori medi della Resistenza di Punta alle varie quote.

### **Sondaggio 1**

<u>Profondità mt.</u>	<u>Rp media kg/cmq</u>
1.0 – 2.5	14-26
2.5 – 5.0	13-26
5.0 – 6.5	15-26
6.5 – 8.5	19-28
8.5 – 12.0	25-33



### Sondaggio 2

<u>Profondità mt.</u>	<u>Rp media kg/cmq</u>
1.0 – 3.0	10-22
3.0 – 6.0	14-19
6.0 - 7.0	11-22
7.0 - 10.0	13-29
10.0 – 12.0	21-44

### Sondaggio 3

<u>Profondità mt.</u>	<u>Rp media kg/cmq</u>
1.0 – 2.5	21-62
2.5 – 5.0	90-330
5.0 – 8.0	15-45
8.0 - 11.0	18-31
11.0 – 12.0	16-29

### Sondaggio 4

<u>Profondità mt.</u>	<u>Rp media kg/cmq</u>
1.0 – 2.0	82-95
2.0 – 5.5	95-320
5.5 – 8.5	13-26
8.5 - 10.0	22-28
10.0 – 12.0	29-35



## 2.1 PARAMETRI GEOTECNICI

La diversa natura dei litotipi, in contatto entro una fascia di confine formazionale, determina ovviamente diverse caratteristiche geomeccaniche.

I valori medi della resistenza alla punta alle varie quote dal piano campagna sono stati estrapolati ed interpretati al fine di ottenere i valori di coesione non drenata **Cu**.

La parametrizzazione dei valori geomeccanici è stata ricavata mediante il rapporto tra il valore di resistenza alla punta  $R_p$  sottratto del carico litostatico alla quota di profondità investigata dalla batteria di aste del penetrometro.

La coesione non drenata è stata calcolata mediante la formula :

$$Cu = \frac{Qc - \sigma vo}{Nc}$$

- Con :
- Cu coesione non drenata
  - Qc resistenza alla punta
  - $\sigma vo$  carico litostatico verticale alla profondità in cui si misura Qc
  - Nc fattore funzione dell'angolo di apertura del cono e dell'indice di rigidità del terreno, variante tra 10-15 per argille normalconsolidate , da 15-20 per argille sovraconsolidate.

Nel nostro caso è stato considerato un valore di Nc cautelativo, compreso in un range tra 15-20. Inoltre è stato valutato, seppur a livello indicativo, il valore di massima del modulo di compressione edometrica **Ed**.



Tale modulo è stato valutato come il risultato del rapporto tra il valore della resistenza alla punta ed un coefficiente numerico  $\alpha$  (ricavato da relazioni empiriche) variabile tra :

- 1.5 – 2.0 per terreni sabbiosi- limosi granulari
- 3.0 – 4.0 per terreni argillosi parzialmente sovraconsolidati

I risultati ottenuti permettono l'attribuzione ai terreni indagati dei seguenti parametri geotecnici (ottenuti anche dal confronto di precedenti lavori ed indagini geognostiche nella stessa area) :

---

**- SABBIE E LIMI ARGILLO-SABBIOSI**

- Peso di volume naturale  $\gamma = 1.95$  ton/mc
- Peso di volume immerso  $\gamma' = 0.95$  ton/mc
- Angolo di attrito  $\varphi' = 28-32$  gradi
- Modulo di compr. edometrica  $E_{ed} = 100-150$  kg/cmq

---

**- LIMI ARGILLOSO-SABBIOSI**

- Peso di volume naturale  $\gamma = 1.90$  ton/mc
- Peso di volume immerso  $\gamma' = 0.90$  ton/mc
- Angolo di attrito  $\varphi' = 23-25$  gradi
- Coesione  $c = 0.0$  kg/cmq
- Coesione non drenata  $c_u = 0.5-0.8$  kg/cmq
- Modulo di compr. edometrica  $E_{ed} = 50-70$  kg/cmq



#### - ARGILLE LIMOSE

---

- Peso di volume naturale	$\gamma = 1.90$	ton/mc
- Peso di volume immerso	$\gamma' = 0.90$	ton/mc
- Angolo di attrito	$\varphi' = 19-21$	gradi
- Coesione efficace	$c' = 0.0-0.1$	kg/cmq
- Coesione non drenata	$c_u = 0.7-1.0$	kg/cmq
- Modulo di compr. edometrica	$E_{ed} = 35-60$	kg/cmq

## 2.2 OPERE DI DRENAGGIO

La presenza del pelo libero della falda freatica ad una quota di circa 1.50-2.00 mt da piano campagna, con possibilità in particolari occasioni di innalzamento temporaneo fino al piano campagna, può rivelarsi un elemento critico.

A tal fine si raccomanda la realizzazione di una rete di drenaggio per l'abbattimento della falda stessa a quote prossime o inferiori al piano fondazionale.

Ciò comporterà un miglioramento delle condizioni di sollecitazione della struttura (soprattutto nel caso vengano realizzate strutture interrato) e contemporaneamente la variazione in positivo delle caratteristiche geotecnico-geomeccaniche dei terreni fondazionali ed al contorno, evitando contestualmente problemi legati a sovratensioni interstiziali ed infiltrazioni nelle strutture in c.a.

Per l'abbattimento della falda al di sotto del piano fondazionale possono essere realizzati drenaggi suborizzontali posti in corrispondenza dei giunti tra le diverse strutture.

La venuta idrica dovrà essere captata allo sbocco del drenaggio e opportunamente raccolta ed allontanata fino alla rete fognaria e/o collettore stradale.



### 3. VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

L'area in esame non lascia presupporre condizioni di instabilità a breve fino a lungo termine, essendo la morfologia completamente pianeggiante.

La zona studiata è inoltre caratterizzata dalla presenza in superficie di una formazione sabbiosa argillo-limosa di origine marina rielaborata dall'azione litorale e fluviale mediamente addensata per uno spessore di almeno 5.0 - 6.0 mt.

In condizioni sismiche si produce una accentuazione della accelerazione al suolo che può dar luogo a fenomeni di instabilità indotta.

Come noto i terreni granulari sciolti immersi in falda possono dar luogo, in caso di sollecitazioni dinamiche cicliche, a pericolosi fenomeni di liquefazione a seguito di anomali aumenti della pressione interstiziale.

I fattori che influenzano la liquefazione sono infatti:

- la falda idrica presente a quote molto prossime al p.c.;
- il numero dei cicli e la magnitudo del terremoto;
- la densità relativa della sabbia, con valori di  $D_r < 70\%$ ;
- la granulometria del terreno incoerente, con caratteristiche:

$0,074 \text{ mm} < D_{50} < 2.0 \text{ mm}$  (Kishida)

$0,20 \text{ mm} < D_{60} < 2,0 \text{ mm}$  (Ohsaki)

con

$D_{50} - D_{60}$  = diametri dei vagli per i quali il 50 e 60 % in peso del terreno risulta passante.

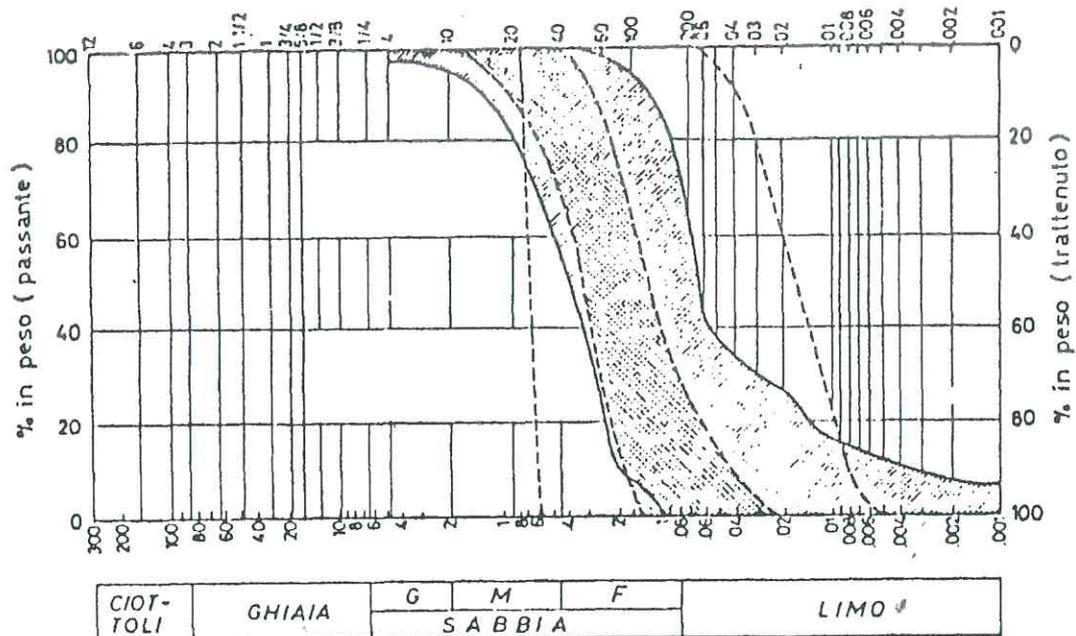


Fig. 1 Campo dei diametri delle particelle dei terreni saturi suscettibili di liquefazione secondo alcuni autori.

Seed e Idriss 1967 zona a quadretti, Kishide 1970 zona a righe oblique, Lee e Fitton 1968 zona in bianco compresa tra le righe a tratteggio.

Sebbene si rimandi alle successive fase progettuali quando si potrà disporre di idonei parametri per la verifica sensu strictu della possibilità di liquefazione di strati saturi incoerenti, in questa fase preliminare si possono fare le seguenti considerazioni di massima sul sito di indagine:

1. Fino alle profondità di circa 5.00 - 6.00 mt dal piano campagna, ossia lo strato sabbioso e limoso superficiale, ed in base alle caratteristiche dimensionali, i terreni investigati hanno curve granulometriche rientranti nei fusi e nei diametri di liquefazione.

Nelle successive fasi progettuali, alla luce dei valori ottenuti dalla campagna geognostica che verrà realizzata, si raccomanda di eseguire le opportune verifiche alla liquefazione.



2. Da 5.00 - 6.00 mt. circa fino a fine foro si ritrovano litologie con caratteristiche simili a quelle presenti e descritte al punto 1.; si riscontra però una maggiore presenza di materiali fini (diametro inferiore a 0,074 mm e contenuto superiore al 10%). Anche per questo secondo strato si raccomandano, una volta noti dati di maggior dettaglio e realizzata la campagna geognostica, una verifica che permetta di escludere la liquefacibilità dello strato considerato.

Ad ogni modo sotto la presumibile base di fondazione si ritrovano strati addensati e presumibilmente stabili.

Tale considerazione è rafforzata dall'esperienza pratica : infatti, per terreni sottoposti a stress sismico ciclico, modesti livelli liquefacibili di spessore fino a 0.30 - 0.60 mt. all'interno di strati più addensati, non intervengono modifiche severe e/o particolari alla stabilità delle particelle granulari e la suscettibilità alla liquefazione di strati saturi non inducono abbassamenti dei valori di stabilità di terreni a struttura particellare.



#### 4. CALCOLO DEL MODULO DI SOTTOFONDO

Il calcolo del coefficiente di sottofondo statico, o di Winkler, è stato condotto adottando considerazioni semplificative considerando la formula.

$$K_t = \frac{K_0}{B} \sqrt[12]{\frac{E_t B^4}{J_0 E_0}} \frac{E_t}{1 - \eta^2}$$

dove:

- $E_t$  = modulo di elasticità ricavato da prove di laboratorio su terreni esaminati con caratteristiche simili a quelli in studio,
- $K_0$  = modulo di sottofondo ricavato da prova su piastra quadrata standard 30x30
- $E_0$  = modulo elasticità del calcestruzzo
- $J_0$  = momento di inerzia della fondazione
- $\eta$  = rapporto (o modulo) di Poisson
- $B$  = larghezza della fondazione

Il valore del modulo di elasticità  $E_t$  risulta dalla formula:

$$E_t = \frac{R_p}{\varepsilon} \frac{2a}{2a} (1 - \eta^2) K_0$$

100

con:

- $2a$  = diametro della punta del penetrometro
- $R_p$  = resistenza alla punta del penetrometro
- $\varepsilon$  = valore della deformazione considerata al passaggio stato elastico-plastico

Il modulo di sottofondazione può pertanto essere ricavato in funzione dei parametri forniti dalle prove penetrometriche eseguite ed in funzione del tipo di struttura fondazionale ipotizzata.



Il calcolo effettuato si riferisce a strutture fondazionali standard considerando:

$$\begin{aligned} E_0 &= 250.000 \text{ kg/cm}^2 \\ J_0 &= 4.56 - 6.65 \times 10^6 \text{ cm}^4 \\ \eta &= 0.35 \\ B &= 1.00 \text{ mt} \end{aligned}$$

Se la platea è ipotizzata ad una quota d'imposta -4.00 mt da piano campagna.

$$K_t = 2.54 \text{ kg/cm}^2$$



## 5. CARICHI AMMISSIBILI

Il progetto prevede la realizzazione di tre edifici a quattro piani e lo scavo sull'area.

Il piano interrato avrà una quota di calpestio a -2.40 mt, poiché è presumibile uno sbancamento si sono considerate fondazioni realizzate mediante platea, eventualmente supportata da soletta portante nervata ipoteticamente impostata a quota -4.00.

Il calcolo dei carichi ammissibili è stato eseguito adottando quanto proposto dal Terzaghi per fondazioni superficiali e carichi centrati e verticali, opportunamente modificata con i coefficienti correttivi:

$$Q_a = \frac{i_c (c N_c + \gamma D N_q) + i_\gamma (0.5 \gamma B N_\gamma)}{F}$$

dove:

- $Q_a$  = carico ammissibile unitario
- $B$  = larghezza fondazione
- $D$  = incastro
- $c$  = parametro geotecnico
- $i_c, i_\gamma$  = coefficienti correttivi in funzione dell'inclinazione del carico sulla verticale
- $N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito interno secondo Meyerhof)
- $F$  = coefficiente di sicurezza

L' ipotesi di calcolo è stata sviluppata considerando la quota di imposta fondazionale con il *piano di incastro di 4.00 mt.*

Lo strato di interesse per la definizione del cuneo di rottura (1,5 B) è compreso tra -4.00 mt e -5.50 mt.



In condizioni di lungo termine con coesione tendente a 0 si ha:

$$Q_a = 2.15 \text{ kg/cmq}$$

Con coesione non drenata ridotta del 15% in conseguenza della diminuzione di resistenza al taglio dei terreni coesivi soggetti a stress sismico ciclico:

$$Q_a = 1.52 \text{ kg/cmq}$$

Valore che non tiene conto del taglio e dei momenti indotti sulla fondazione dal sisma e che producono inclinazione dei carichi di eccentricità sulla fondazione.

Inoltre l'esecuzione dello sbanco dovuto alla realizzazione delle strutture interrato genererà una controspinta localizzata dovuta all'asportazione del terreno pari a:

$$\kappa = \gamma h = 0.76 \text{ kg/cmq} \quad \text{fondazione cantinato}$$

dove:

- $\kappa$  =valore della controspinta
- $\gamma$  =peso di volume del terreno
- $h$  =altezza dello sbancamento

che contribuisce allo sgravio dei carichi sul terreno di imposta delle fondazioni e da considerare nel dimensionamento al taglio delle strutture a raccordo con il restante corpo fabbricato.



Inoltre considerando il livello della falda freatica mediamente ad una profondità di circa 2.00 mt dal p.c. attuale si genera una controspinta idrostatica verso l'alto pari a:

$$\kappa_w = \gamma_w h_w = \mathbf{0.18 \text{ kg/cmq}} \quad \text{fondazione interrato}$$

dove:

- $\kappa_w$  = valore della controspinta idrostatica
- $\gamma_w$  = peso di volume immerso
- $h_w$  = distanza tra fondo scavo e pelo libero della falda

questo valore può variare in funzione dell'oscillazione stagionale della falda freatica assumendo nel periodo invernale-primaverile valori prossimi al p.c.



## 6. COEFFICIENTE DI FONDAZIONE

In attesa che diventino attuative le nuove riclassificazioni sismiche regionali o che vengano recepite le zonazioni illustrate nella normativa sismica nazionale (entrambe citate nei paragrafi precedenti) e considerata inoltre la mancanza di dati di dettaglio e/o estesi a profondità significative il coefficiente di fondazione viene definito in ottemperanza al D.M. 16/01/96.

Vengono inoltre fornite valutazioni di massima sugli spessori di sedime, come richiesto dal decreto stesso.

La mancanza di indagini geognostiche profonde impone, per la determinazione del coefficiente di fondazione, una analisi bibliografica per la determinazione dei litotipi che caratterizzano i depositi alluvionali per almeno i primi venti metri.

Secondo studi più o meno recenti (U. Buli, G. Toni, M. Zaghini) i depositi marini e/o continentali, che costituiscono la estesa e complessa geometria della conoide del torrente Marecchia, raggiungono nei pressi dell'area di studio una profondità di alcune centinaia di metri circa.

Nei pressi dell'area in studio è stato possibile reperire una colonna stratigrafica relativa ad un pozzo A.M.I.R. dismesso. Si ritiene che tale colonna stratigrafica sia rappresentativa anche della zona di interesse.

In allegato si riporta la stratigrafia e l'ubicazione dell'area.

Per i primi 95 m. la successione stratigrafica risulta costituita da alternanze di depositi prettamente marini e depositi continentali confermando quanto sopra riportato.

Secondo il D.M. 16 Gennaio 1996, pertanto, essendo lo spessore del deposito alluvionale maggiore di 20 m. si può assumere un  $\epsilon = 1$ .



## 7. INDICAZIONI SUI CRITERI COSTRUTTIVI

Nelle successive fasi progettuali, si dovrà considerare nel calcolo delle strutture la controspinta idrostatica dovuta alla falda idrica superficiale che ha la possibilità, per periodi limitati, di raggiungere quote prossime al piano campagna.

Si consiglia pertanto il ricorso ad un sistema di abbattimento della falda idrica superficiale e l'isolamento delle strutture fondazionali ad evitare possibili infiltrazioni.

L'area oggetto di intervento è caratterizzata dal confine formazionale, ascrivibile ad un confine in eteropia di facies, tra depositi fluvio-alluvionali e marini.

Il contatto separa infatti depositi alluvionali variamente anastomizzati tra loro e, a valle della paleofalesia, depositi litoranei Olocenici, costituiti da sabbie, più o meno addensate a granulometria medio-fine.

Una importante considerazione viene dalla diversa origine deposizionale, confermata dall'interpretazione sedimentologico-stratigrafica dei litotipi (si veda a proposito la sezione stratigrafica allegata), che determina un differente comportamento geomeccanico dei litotipi.

Allo stato attuale della progettazione, una valutazione sulle ripercussioni che la distribuzione dei carichi teorici ha sul diverso cedimento di depositi litologicamente diversi non può non essere che di massima non essendo nota l'entità degli effettivi carichi strutturali.

Sarà onere del progettista valutare la tipologia fondazionale più idonea, in relazione ai risultati ottenuti dall'approfondimento delle indagini.



In fase esecutiva quindi dovrà essere puntualmente verificato il posizionamento di sedime di ogni opera prevista in progetto.

Dovrà inoltre essere attentamente verificato il cedimento assoluto e differenziale relativo, in quanto la presenza di interdigitazioni e variazioni latero-verticali comporterà un diverso comportamento geomeccanico dei terreni.

Sulla base dei dati al momento disponibili e derivati unicamente da indagini precedenti nell'area in studio, la natura dei terreni e le loro caratteristiche geotecniche rendono consigliabili fondazioni profonde su pali. Possono altresì essere considerate fondazioni realizzate mediante platea, eventualmente supportata da soletta portante nervata.

In considerazione di possibile disomogeneità strutturale, e dei relativi carichi, si consiglia vivamente il ricorso a giunti posizionati nei punti di collegamento tra le suddette strutture.

In corrispondenza di tali punti si dovrà prevedere un idoneo sovradimensionamento delle strutture fondazionali in quanto la presenza di due fondazioni affiancate provoca la sovrapposizione dei singoli "bulbi di pressione applicata" e pertanto un incremento di carico, dato dalla sommatoria dei due carichi sulla medesima porzione di terreno.

In fase esecutiva dovranno comunque essere verificate le condizioni progettuali con riferimento alle specifiche tecniche.



## 8. CAMPAGNA GEOGNOSTICA

Nelle successive fasi progettuali andrà realizzata una campagna geognostica puntuale al fine di caratterizzare in modo geotecnico completo i terreni e definirne le proprietà geomeccaniche.

L'ubicazione dei sondaggi e delle prove penetrometriche statiche da realizzarsi è visualizzabile nell'allegata planimetria, con opportuno distinguo tra sondaggi profondi e prove penetrometriche statiche.

Tutte le indagini raccomandate andranno spinte fino a profondità di 15 metri sotto il piano di fondazione.

La campagna geognostica dovrà prevedere specifiche e mirate prove di laboratorio, che concorreranno insieme alle indagini sopra menzionate a definire:

- la natura litologica del sottosuolo;
- il sistema idrogeologico presente;
- la definizione della categoria di suolo come prescritto dalla normativa sismica;
- i parametri geomeccanici dei terreni interessati dal progetto;
- la necessità o meno di opportune verifiche al pericolo di liquefazione dei terreni sottofalda;
- il carico portante ammissibile in funzione della litologia superficiale e profonda;
- considerazioni sui cedimenti indotti;
- la profondità d'imposta e la tipologia fondazionale più opportuna;
- il coefficiente di sottofondo;
- le modalità operative consigliate per i criteri costruttivi.



I dati derivanti dalle indagini previste dalla campagna geognostica da realizzarsi saranno elaborate ed interpretate per la parametrizzazione geotecnica più completa ed esposti in una relazione che sarà parte integrante delle successive fasi progettuali.

I sondaggi dovranno essere eseguiti a rotazione con carotaggio continuo, distribuiti con ubicazione riportata in allegato, e saranno approfonditi per almeno 15 metri sotto il piano di fondazione.

Potrà essere usato il carotiere semplice con diametro esterno 101 mm; andranno prelevati - mediante campionatori a pareti sottili - campioni indisturbati di terreno da sottoporre a successive prove di laboratorio. Sulle carote appena estratte dovranno essere effettuate, dove possibile, misure con pocket- penetrometer e di vane-test tascabili.

Inoltre, andrà rilevato nei punti foro la superficie di falda freatica mediante piezometri.

Le prove penetrometriche statiche andranno spinte fino a profondità significative inferiori di almeno 15 metri dal piano fondale. Viene raccomandato un penetrometro statico da 10 tonnellate, con lettura dei valori di resistenza alla punta  $R_p$  e laterale  $R_l$  da effettuarsi ogni 20 cm.

Alle prove in situ sopra consigliate andranno affiancate opportuna prove di laboratorio su campioni di terreno. Questi dovranno essere non rimaneggiati ed estratti con le raccomandazioni tecniche presenti nella relativa bibliografia tecnica.

Già in questa fase di progetto preliminare si consigliano prove in laboratorio sulle caratteristiche dei terreni quali :

- contenuto d'acqua
- limiti di consistenza (limite liquido, limite plastico ...)
- granulometria (con particolare riferimento per le terre incoerenti )
- prove edometriche
- prove di taglio diretto



## 9. CONCLUSIONI

- ◆ L'area interessata dall' intervento presenta morfologia totalmente pianeggiante, quindi stabile; dai sondaggi eseguiti si è riscontrato una stratigrafia costituita da terreni sabbiosi e limo-argillosi fino a circa 5.00-6.00 mt da p.c.; successivamente si trovano argille limose con intercalazione di limi argillosi.
- ◆ Come opere di fondazione si potranno adottare fondazioni su platea nervata opportunamente raccordate tra loro e alla struttura oppure fondazioni profonde su pali (consigliate); queste opere andranno impostate a profondità ipotizzata di almeno 4.00-5.00 mt. dal p.c. attuale.
- ◆ Eventuali asimmetrie del carico applicato dai diversi corpi di fabbrica, ed i relativi cedimenti, può generare cedimenti differenziali cospicui. Pertanto andrà prevista in fase progettuale ed esecutiva la realizzazione di giunti tecnici tra i corpi di fabbrica aventi differente forma ed incidenza ad evitare possibili tensioni nella struttura derivanti da cedimenti differenziali indotti.
- ◆ Dovranno inoltre essere realizzate adeguate opere di impermeabilizzazione, supportate da drenaggi per l'abbattimento della falda superficiale.
- ◆ Il valore del coefficiente di sottofondo  $K_t$  risulta pari a 2.2 - 2.3 kg\cmc, variabile in funzione del tipo di struttura e della tipologia fondazionale adottata.
- ◆ Il valore del modulo di fondazione  $\epsilon$  è stato definito in ottemperanza del D.M 16/01/96, con valutazione dello spessore di sedimento. Tale modulo può essere considerato di valore pari a 1, essendo lo spessore del deposito alluvionale maggiore di 20 metri.



- ◆ In fase esecutiva dovrà essere puntualmente verificato il posizionamento di sedime di ogni opera prevista in progetto. Dovrà inoltre essere attentamente verificato il cedimento assoluto e differenziale relativo, in quanto la presenza di interdigitazioni e variazioni latero-verticali, entro una zona di contatto tra facies eteropiche, comporterà un diverso comportamento geomeccanico dei terreni.

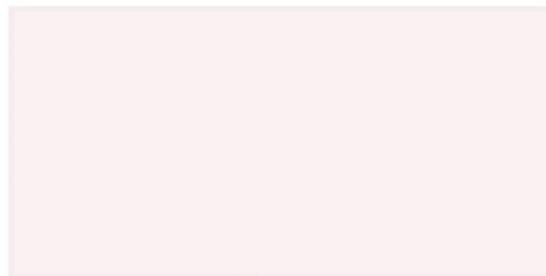
Alla presente relazione si allega:

1. planimetria dell'area di interesse
2. cartografia geologica dell'area di intervento, con l'individuazione del contatto formazionale tra i terreni alluvionali con i depositi di ambiente marino costiero. Il confine è ascrivibile ad un confine in eteropia di facies.
3. La distribuzione delle prove statiche eseguite in una precedente campagna
4. L'ubicazione planimetriche delle indagini da realizzarsi nella campagna geognostica
5. L'ubicazione a grande scala di un pozzo profondo e la sua stratigrafia
6. Le sezioni verticali delle quattro prove penetrometriche eseguite con relativi valori di resistenza alla punta.

Rimini , Dicembre 2003

Per Studio T.I.

Dott.Geol.Claudia Falasca



4 882 500



AS

Sabbie del litorale (Olocene-recente).

Sabbie ben cernite a granulometria medio-fine emerse dopo l'ultima regressione marina. Sono presenti a valle della paleofalesia fino al mare



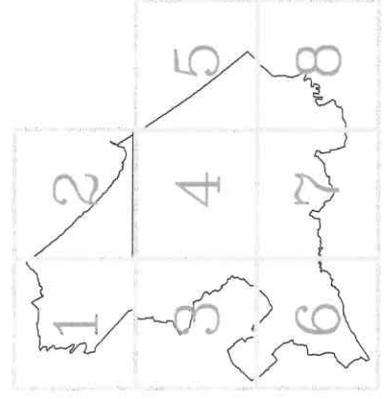
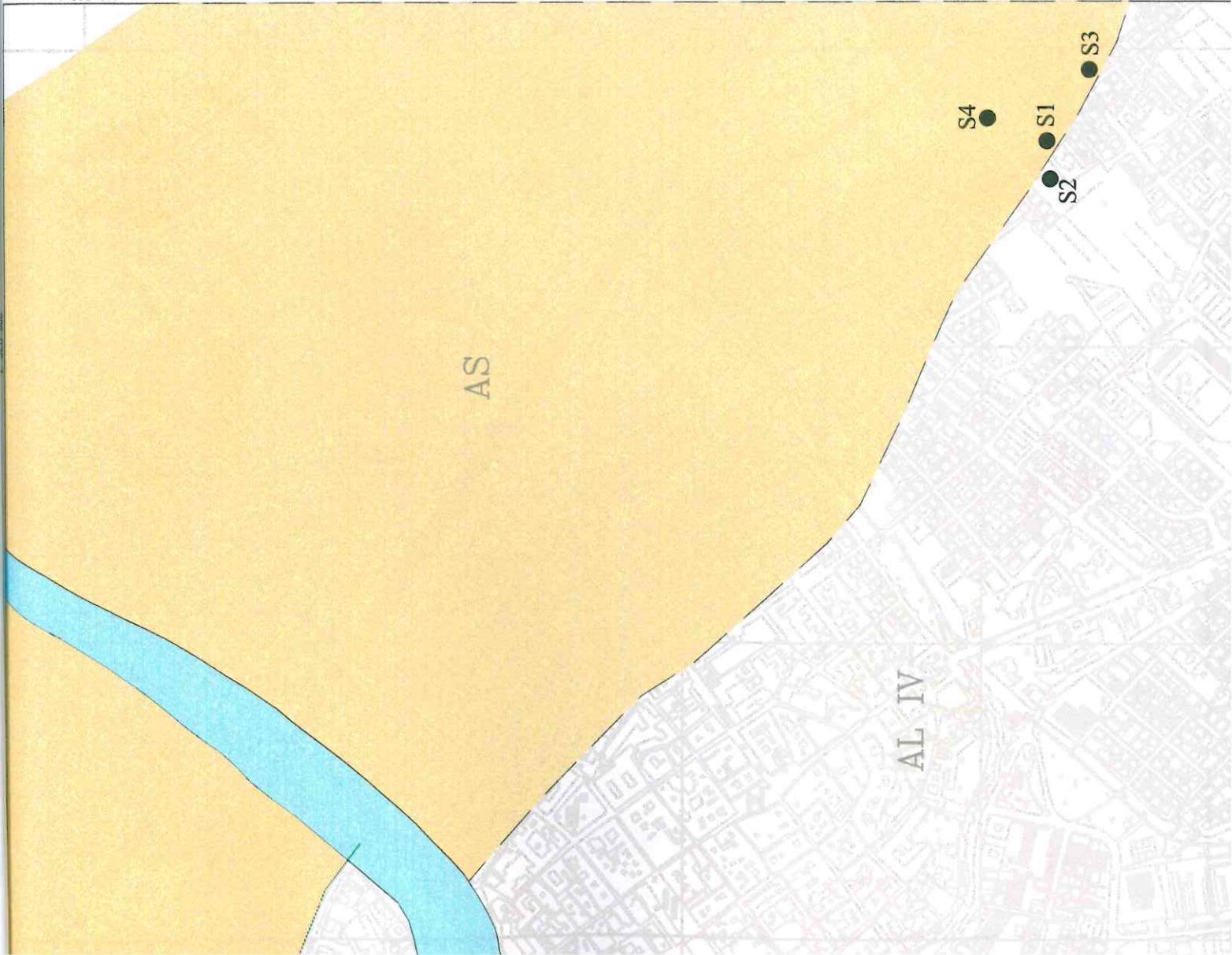
AL

Depositi alluvionali terrazzati IV ordine (Pleistocene-recente).

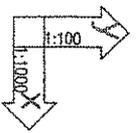
Tipo sabbioso, ghiaioso, limoso depositi dai corsi d'acqua principali anastomizzati tra loro



Limite delle formazioni esistenti e probabili



# SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA



A

A'

P.C. 0.00

-1.00

-2.00

-3.00

-4.00

-5.00

-6.00

-7.00

-8.00

-9.00

-10.00

-11.00

-12.00

Copertura superficiale

Argille alluvionali  
con livelli limo-sabbiosi

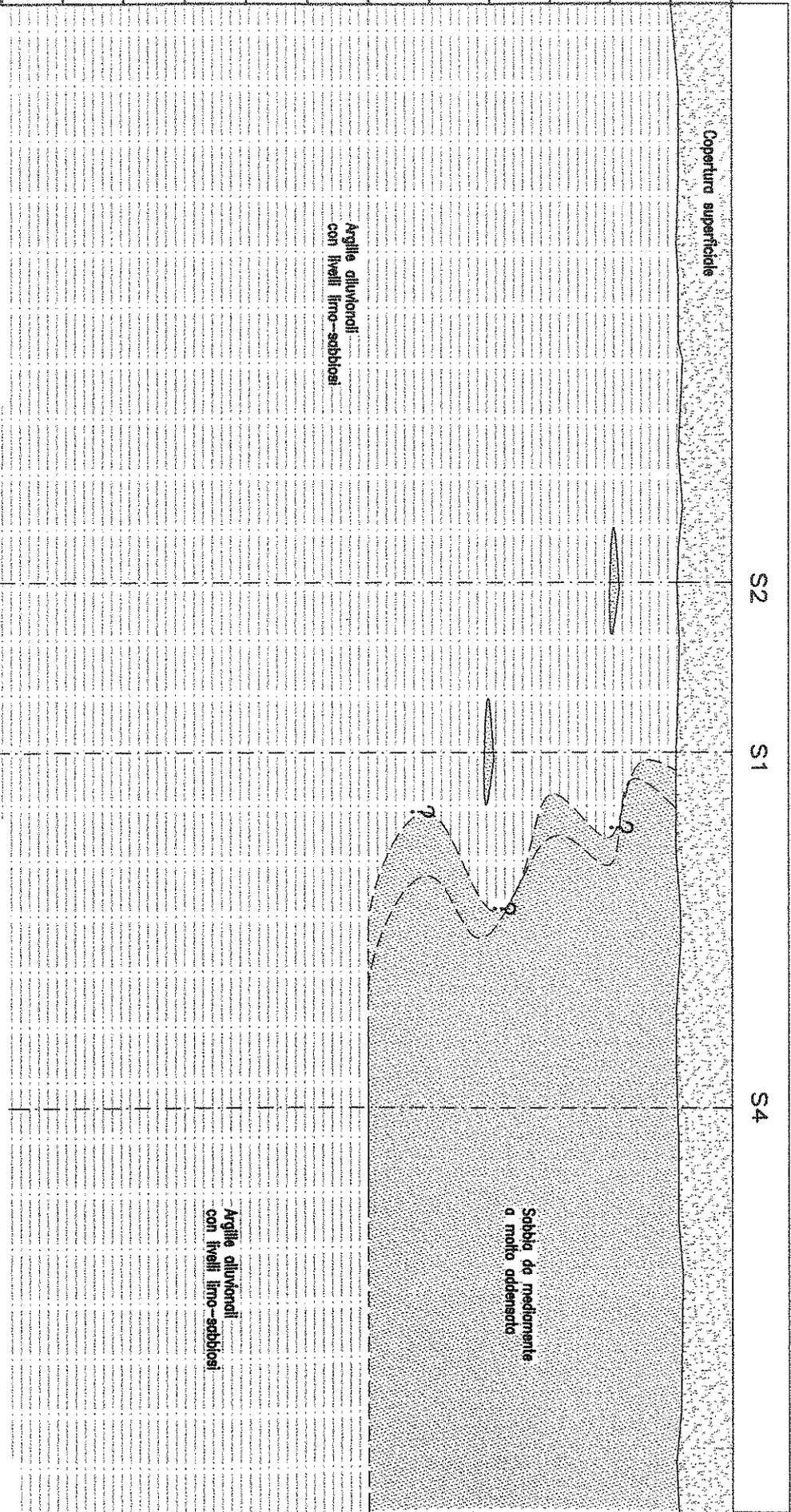
Sabbie da mediamente  
a molto addensate

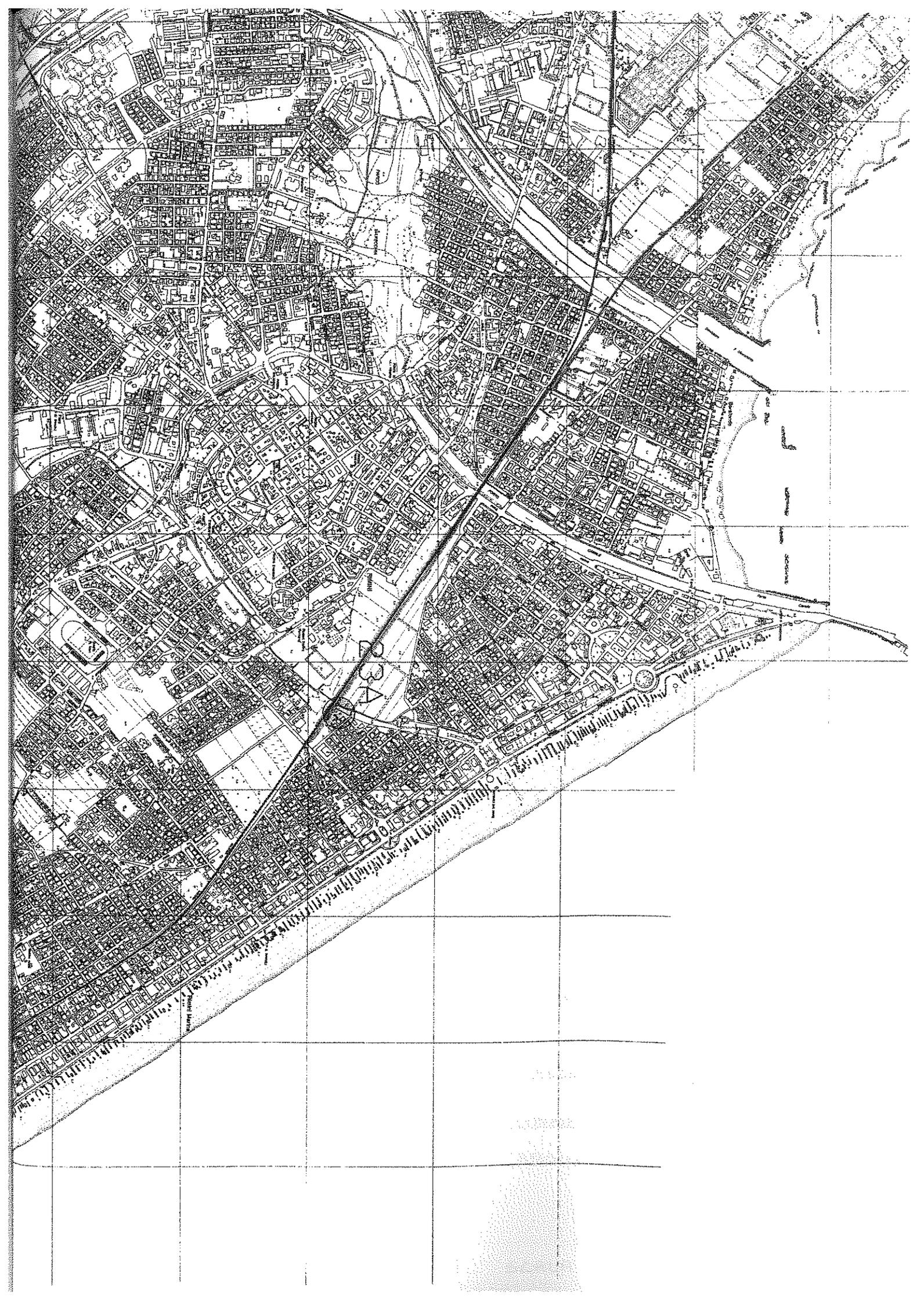
Argille alluvionali  
con livelli limo-sabbiosi

S2

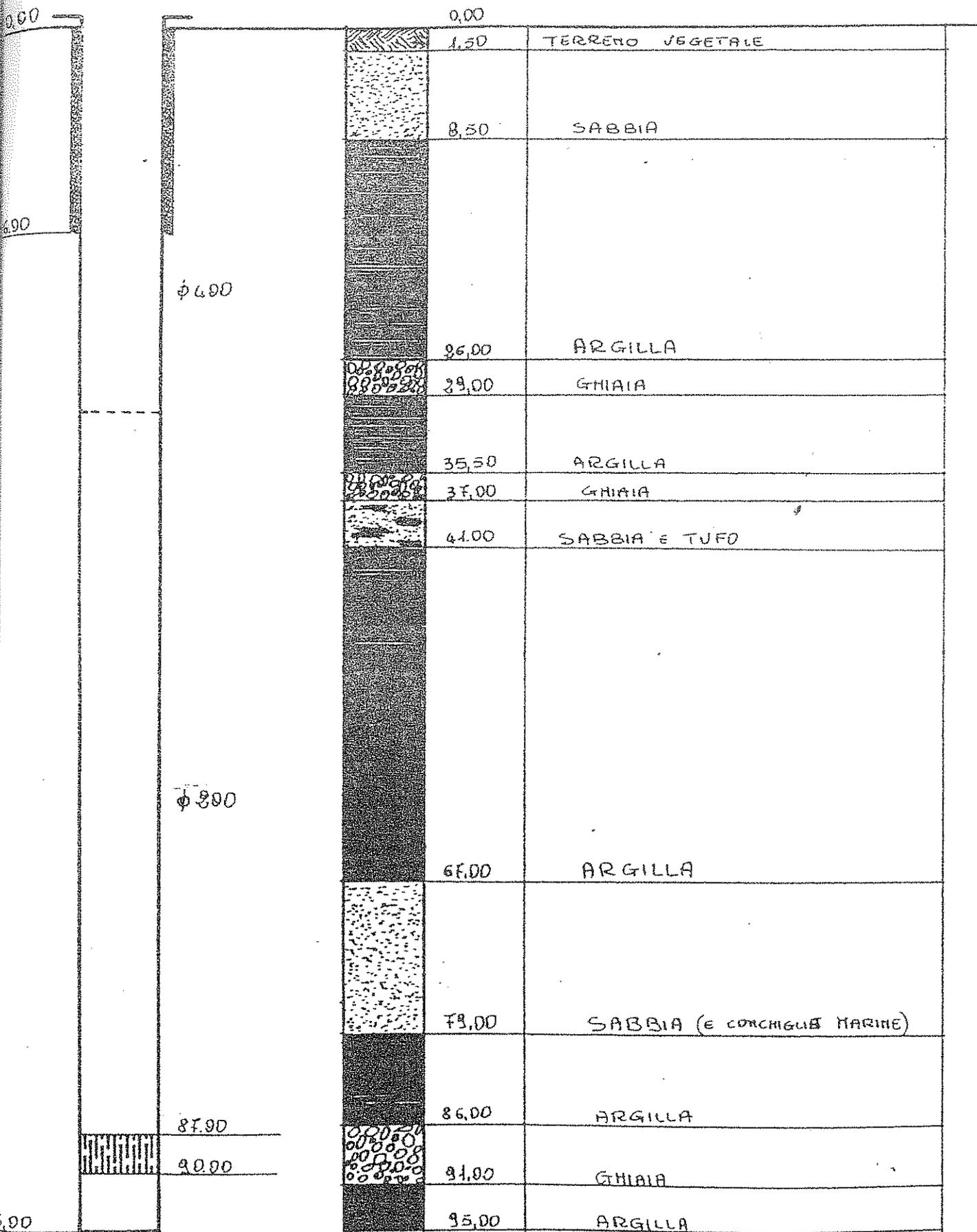
S1

S4





23 A



0,00	1,50	TERRENO VEGETALE
1,50	8,50	SABBIA
8,50	36,00	ARGILLA
36,00	39,00	GHIAIA
39,00	35,50	ARGILLA
35,50	37,00	GHIAIA
37,00	41,00	SABBIA E TUFO
41,00	66,00	ARGILLA
66,00	79,00	SABBIA (E CONCHIGLIE MARINE)
79,00	86,00	ARGILLA
86,00	91,00	GHIAIA
91,00	95,00	ARGILLA

SCALA 1:400

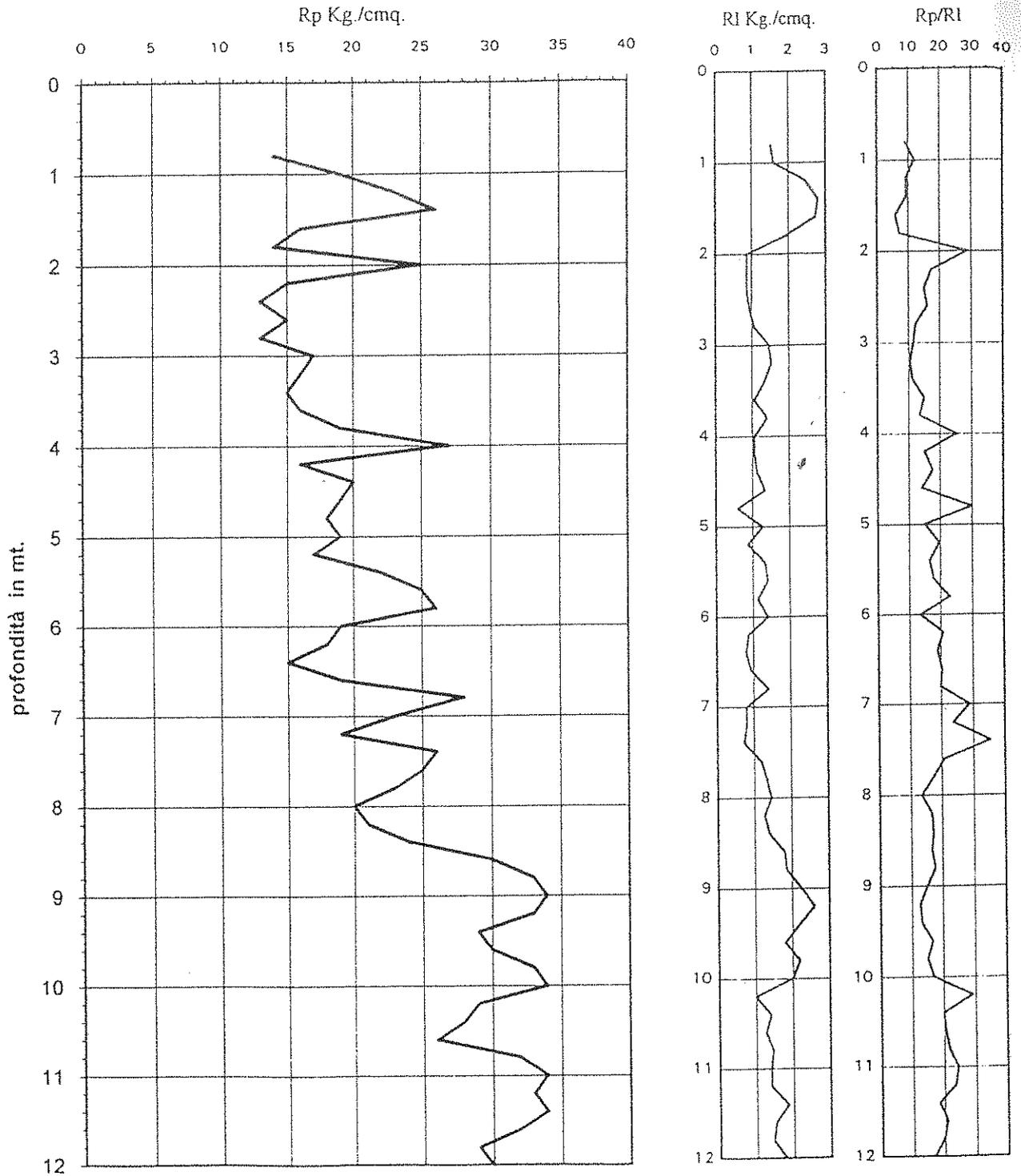
# Prova penetrometrica statica n. 1

Cantiere: Rimini - via Delle Officine

Data: Luglio 1996

Liv. falda: non rilevabile

Caratteristiche strumento: penetrometro statico semovente, 10 ton. spinta

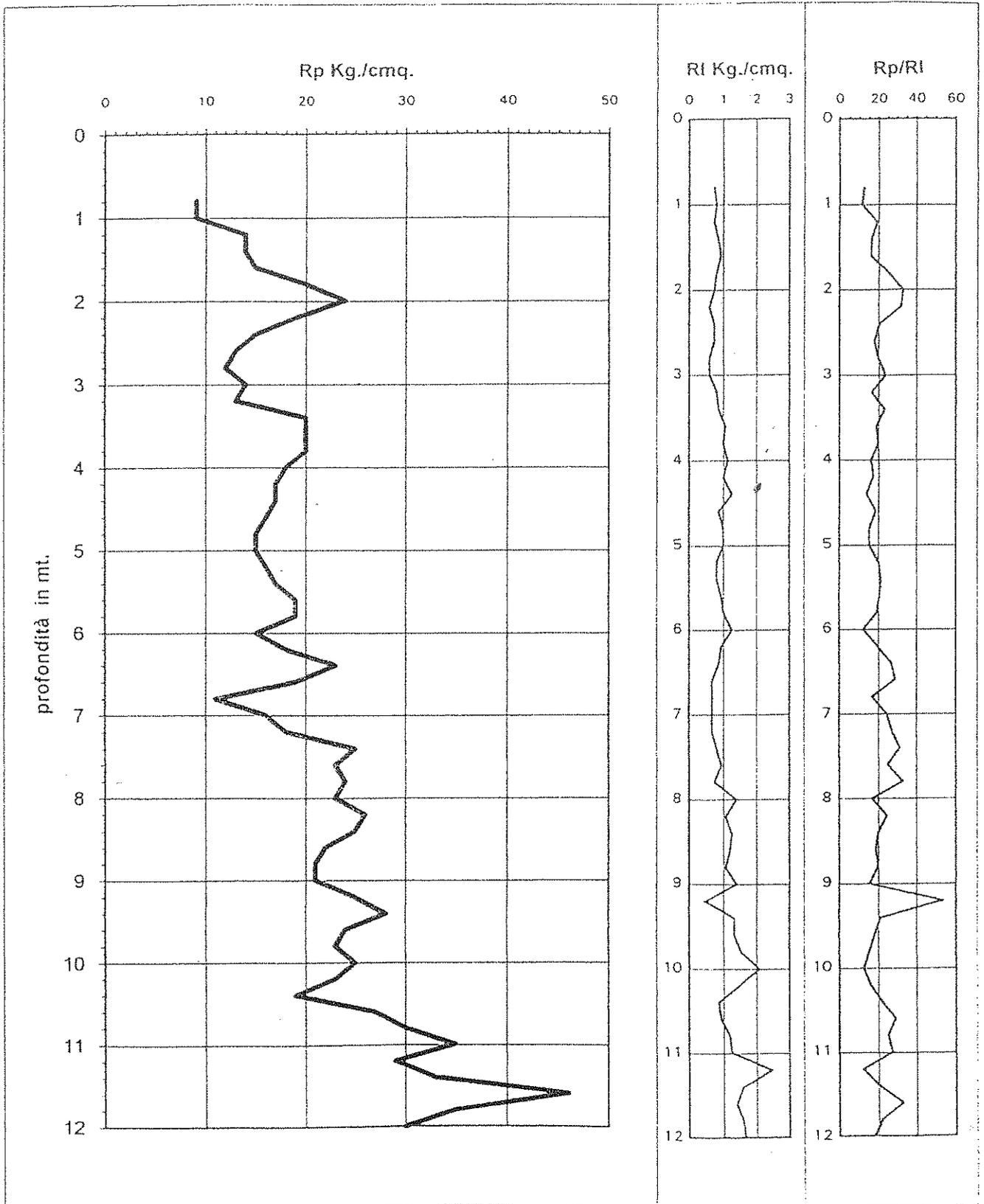


# Prova penetrometrica statica n. 2

Cantiere: Rimini - via Pascoli

Liv. falda: non rilevata

Caratteristiche strumento: penetrometro statico semovente, 10 ton. spinta



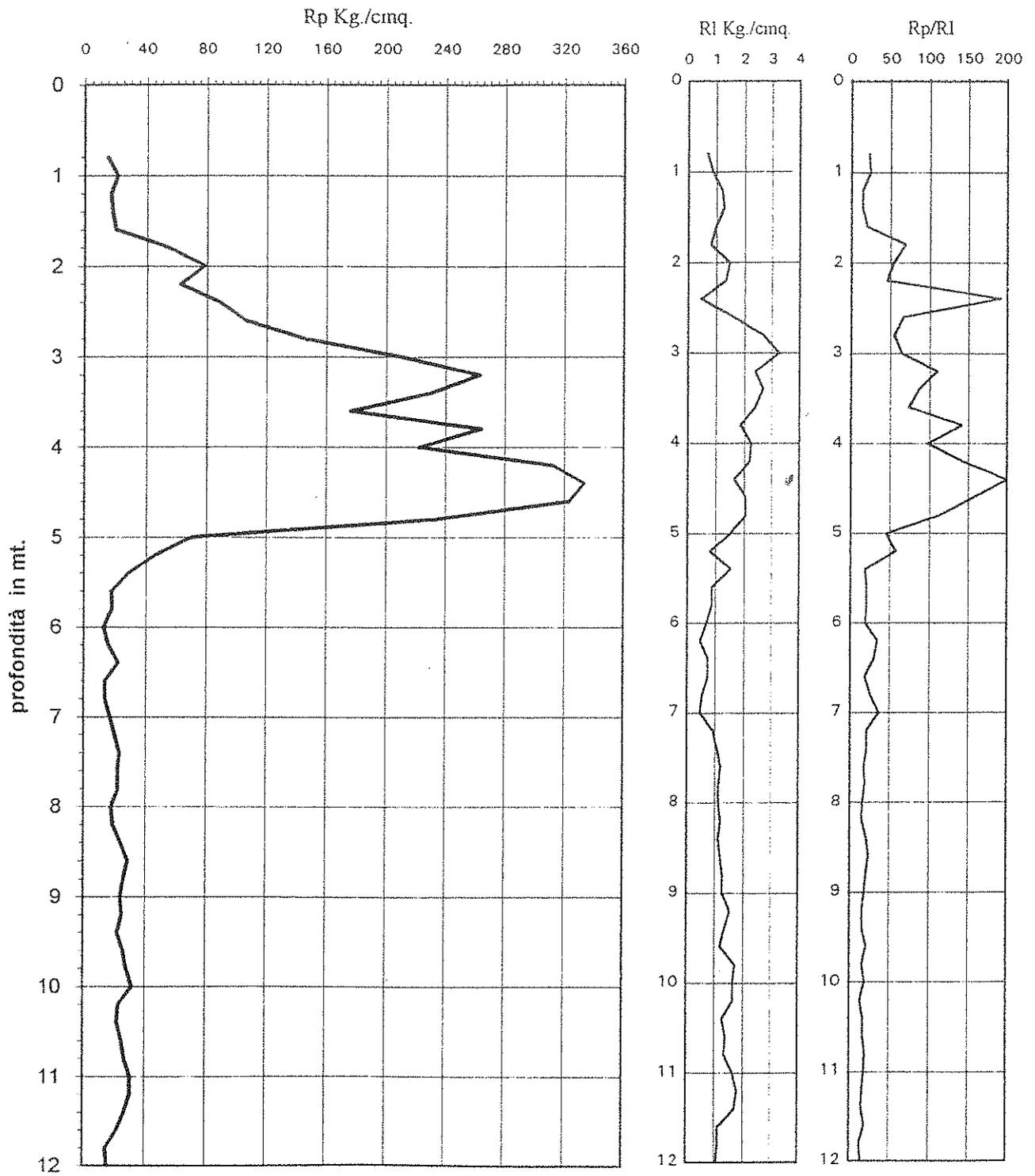
# Prova penetrometrica statica n.3

Cantiere: Rimini - via Fucini

Data: Luglio 1996

Liv. falda: -1,20mt.

Caratteristiche strumento: penetrometro statico semovente, 10 ton. spinta



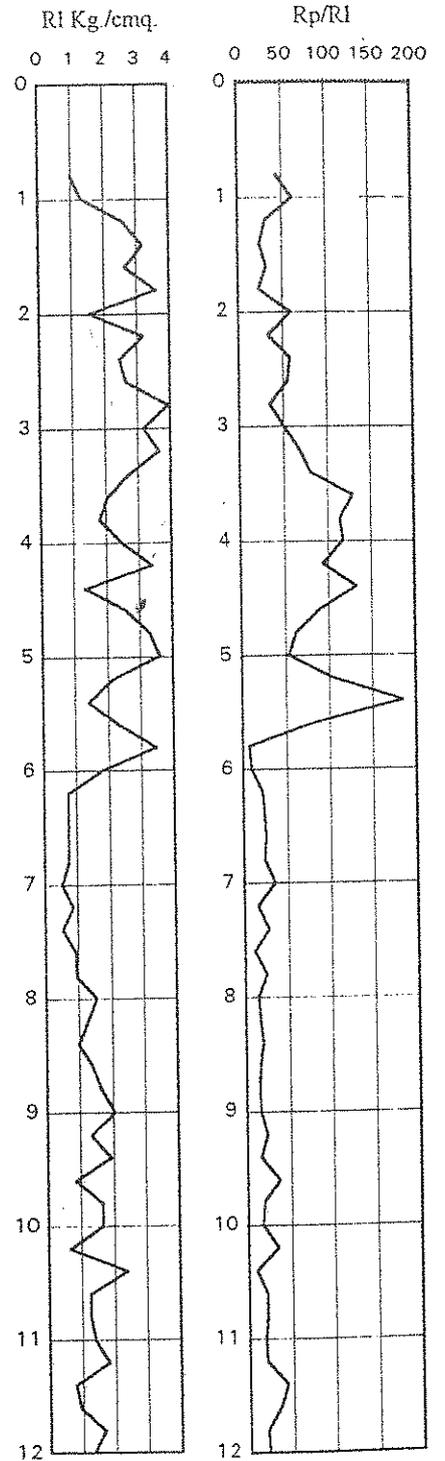
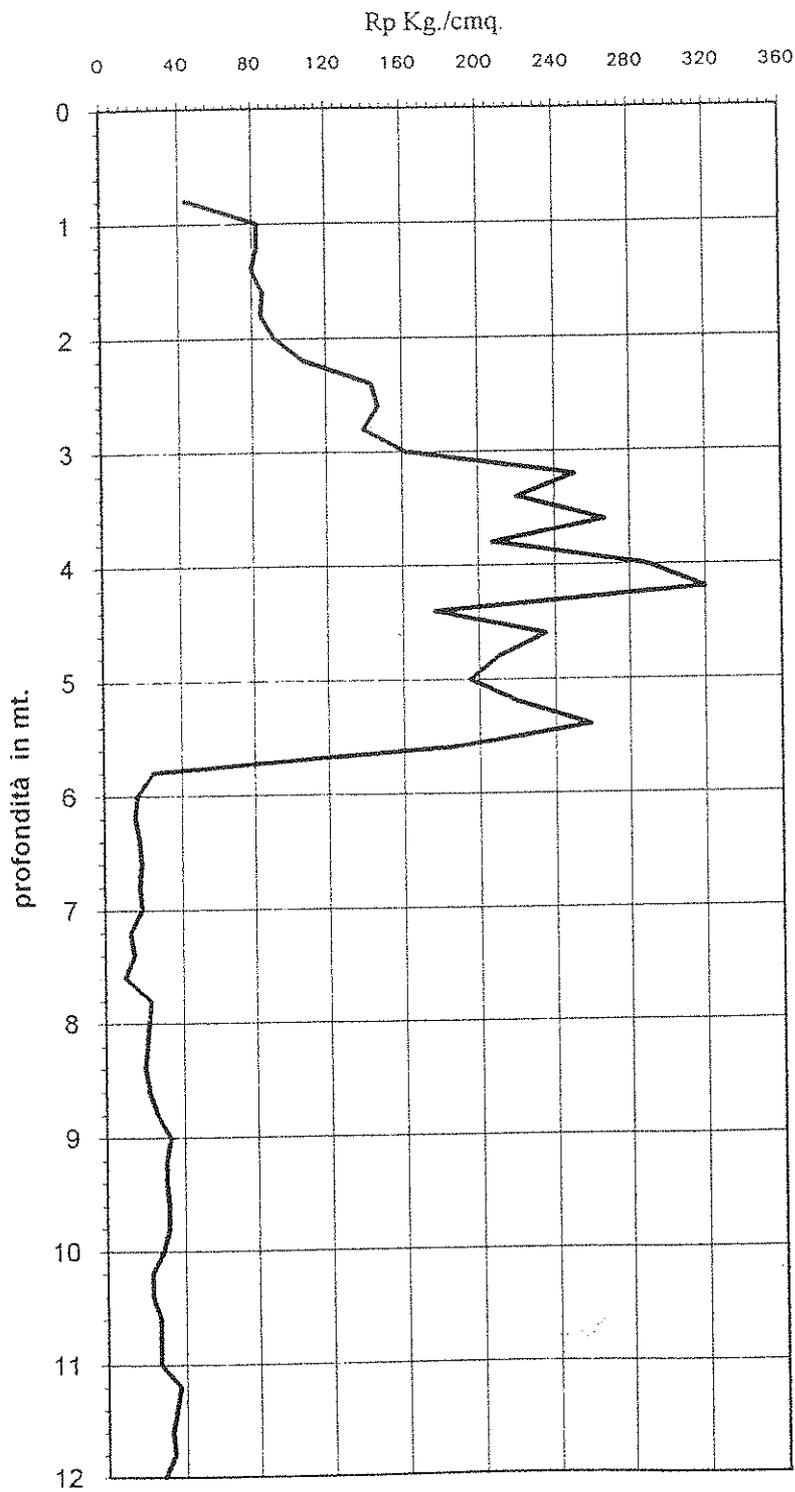
# Prova penetrometrica statica n.4

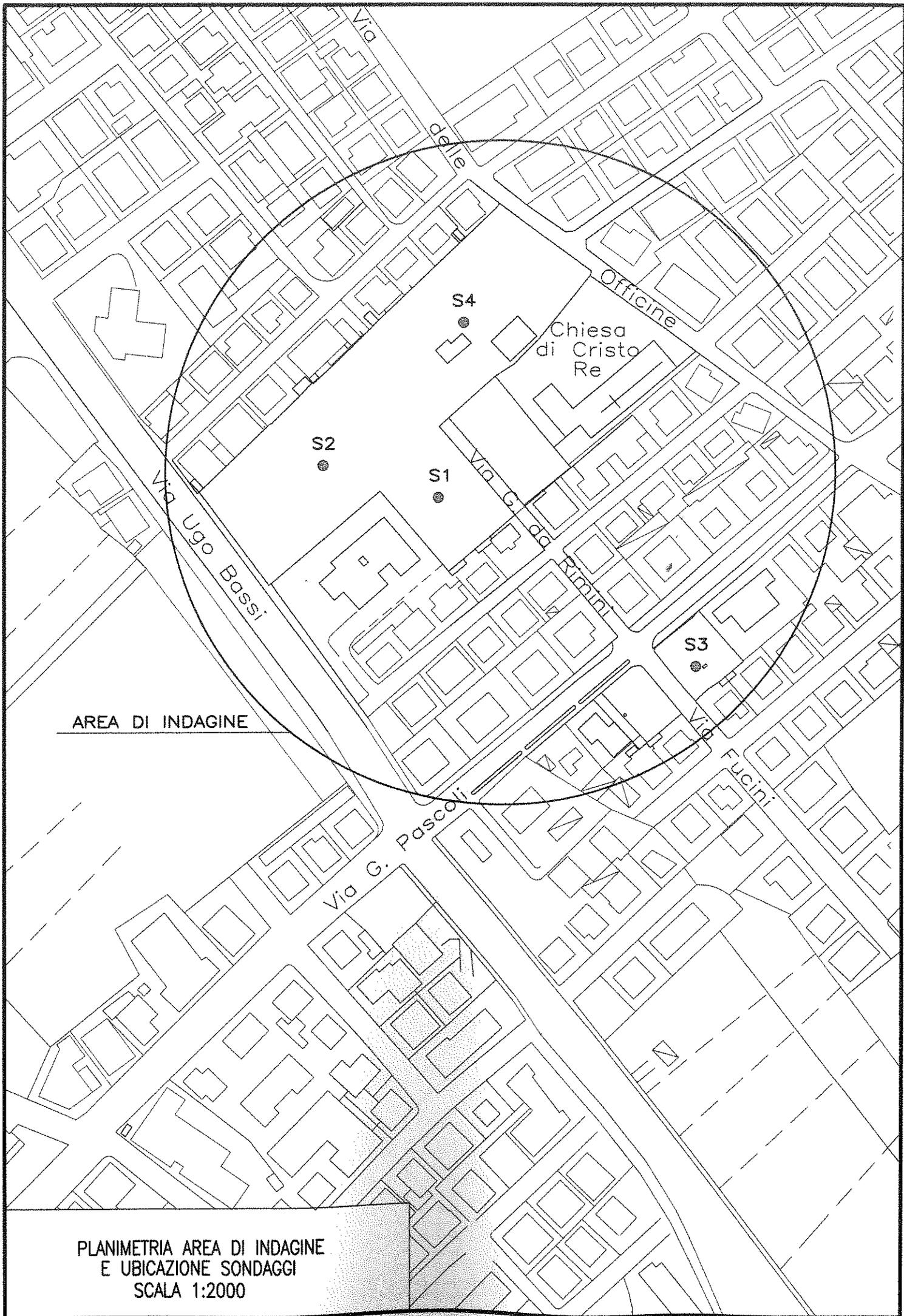
Cantiere: Rimini - via Delle Officine

Data: Luglio 1996

Liv. falda: 1.70 mt.

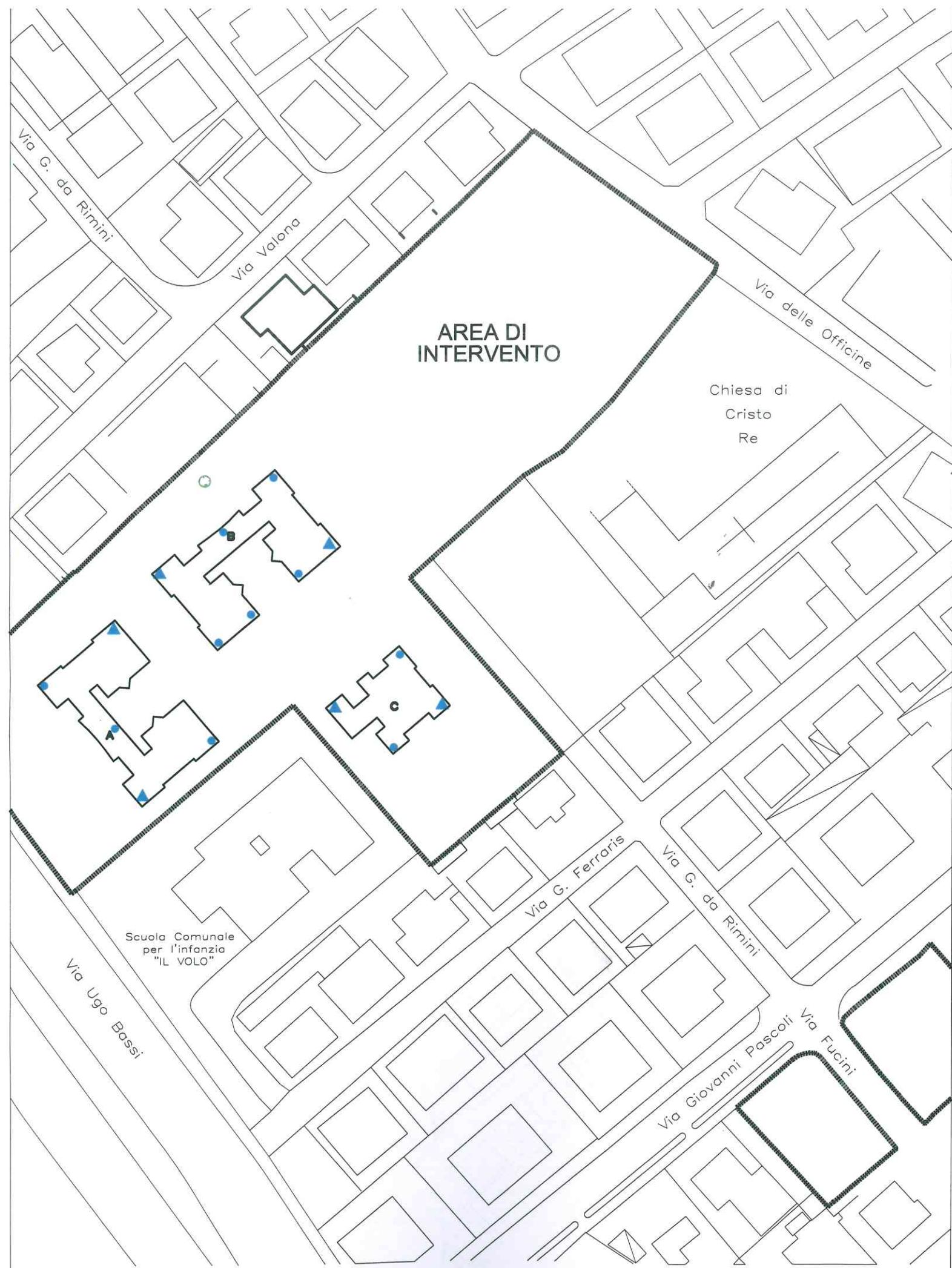
Caratteristiche strumento: penetrometro statico semovente, 10 ton. spinta





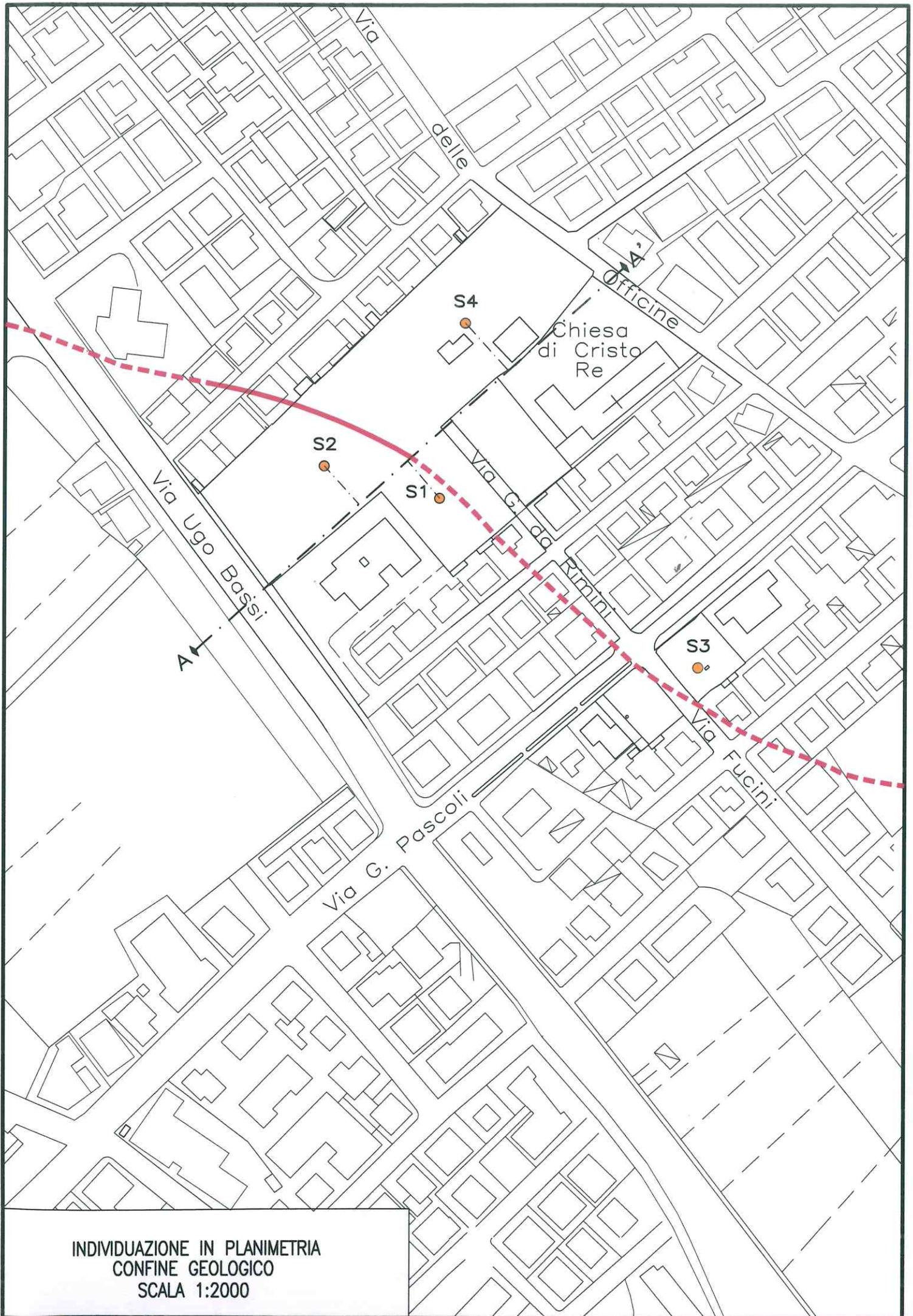
AREA DI INDAGINE

PLANIMETRIA AREA DI INDAGINE  
E UBICAZIONE SONDAGGI  
SCALA 1:2000



**UBICAZIONE CAMPAGNA GEOGNOSTICA**

-  PENETROMETRIE
-  SONDAGGIO



INDIVIDUAZIONE IN PLANIMETRIA  
CONFINE GEOLOGICO  
SCALA 1:2000

