



COMUNE DI RIMINI

**PIANO GENERALE DEL SISTEMA FOGNARIO
DEL COMUNE DI RIMINI**

PIANO GENERALE	ALL.
RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA	R02

Committente:

COMUNE DI RIMINI
SETTORE LAVORI PUBBLICI

Dirigente di Settore e Responsabile del Procedimento:

Ing. Massimo Totti

Collaboratore tecnico:

Ing. Massimo Paganelli

Progettista:

Raggruppamento

Capogruppo Mandataria:
Mandanti:

Compagnia Generale delle Acque S.p.a. - Venezia
Hydroarch S.r.l. - Roma
Proteco S.r.l. - Noventa Padovana (PD)
Soil S.r.l. - Milano
Ing. A. Cevese - Polverara (PD)
Ing. G. Cenerini - Rimini

Elaborazione ed emissione: 06/02/2006

Responsabile:

Dott. Ing. Luigi Albert
Soil s.r.l.



Approvazione: 06/02/2006

Coordinatore Generale:

Dott. Ing. Roberto Zumbo
Compagnia Generale delle Acque S.p.a.

1	FEBBRAIO 2006	Emissione			
<i>Rev.</i>	<i>Data</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Redatto</i>	<i>Verificato</i>	<i>Approvato</i>

SOMMARIO

1	OBIETTIVI DELLO STUDIO.....	4
2	REFERENZE.....	5
2.1	NORMATIVA	5
2.2	LETTERATURA TECNICA.....	5
2.3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3	DATI DISPONIBILI	7
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO.....	8
4.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	8
4.2	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO.....	8
4.3	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	9
5	ANALISI DEI DATI DISPONIBILI	10
5.1	CONSIDERAZIONI GENERALI	10
5.2	CARATTERISTICHE GENERALI DEL TERRENO.....	12
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	14
7	SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE.....	17
8	PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE	19
8.1	SCAVI SUPERFICIALI	19
8.2	SCAVI E ABBASSAMENTO DI FALDA	19
8.3	VASCHE E STRUTTURE INTERRATE.....	20
8.4	RIUTILIZZO DEI MATERIALI DI SCAVO - ARGINI.....	21
9	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI.....	22
9.1	PARAMETRI GEOTECNICI E STRATIGRAFIE DI CALCOLO.....	22
9.2	METODO DI CALCOLO	23
9.2.1	<i>Spinte statiche</i>	25
9.2.2	<i>Spinte sismiche</i>	26
9.2.3	<i>Spinte idrauliche</i>	26
9.3	SOSTEGNO SCAVI COLLETTORI.....	27
9.3.1	<i>Casi analizzati</i>	28
9.3.2	<i>Risultati</i>	29
9.4	SOSTEGNO SCAVI VASCHE DI PRIMA PIOGGIA.....	30
9.4.1	<i>Casi analizzati</i>	31
9.4.2	<i>Risultati</i>	31
9.5	SOSTEGNO SCAVI IDROVORE.....	36

9.5.1	<i>Casi analizzati</i>	36
9.5.2	<i>Risultati</i>	36
FIGURE	38
Figura 1:	<i>tabella di inquadramento geologico</i>	39
Figura 2:	<i>modifiche storiche alla rete idrografica</i>	40
Figura 3:	<i>valori dell'accelerazione di picco attesa (in gal)</i>	41
Figura 4:	<i>mappa del rischio di liquefazione (Crespellani et al., 2003)</i>	42
APPENDICE 1	43
Figura A1:	<i>area comunale di Rimini con le verticali oggetto di analisi</i>	45
Figura A2:	<i>scheda prova CPT 256070 C012</i>	46
Figura A3:	<i>CPT 256070 C012 andamento della q_c con la profondità</i>	47
Figura A4:	<i>CPT 256070 C012 andamento della D_r con la profondità-sabbia</i>	48
Figura A5:	<i>CPT 256070 C012 andamento di ϕ con la profondità-sabbia</i>	49
Figura A6:	<i>CPT 256070 C012 andamento di E' con la profondità-sabbia</i>	50
Figura A7:	<i>CPT 256070 C012 andamento di c_u con la profondità-mat.coesivo</i>	51
Figura A8:	<i>CPT 256070 C012 andamento di M_{ds} con la profondità-mat.coesivo</i>	52
Figura A9:	<i>CPT 256070 C012 andamento OCR con la profondità-mat.coesivo</i>	53
Figura A10:	<i>scheda prova CPT 256100 C168</i>	54
Figura A11:	<i>scheda prova CPT 256100 C169</i>	55
Figura A12:	<i>CPT 256100 C168-169 andamento di q_c con la profondità</i>	56
Figura A13:	<i>CPT 256100 C168-169 andamento di c_u con la profondità</i>	57
Figura A14:	<i>CPT 256100 C168-169 andamento di M_{ds} con la profondità</i>	58
Figura A15:	<i>CPT 256100 C168-169 andamento di OCR con la profondità</i>	59
Figura A16:	<i>scheda prova CPT 256110 C090</i>	60
Figura A17:	<i>CPT 256110 C090 andamento di q_c con la profondità</i>	61
Figura A18:	<i>CPT 256110 C090 andamento di c_u con la profondità</i>	62
Figura A19:	<i>CPT 256110 C090 andamento di M_{ds} con la profondità</i>	63
Figura A20:	<i>CPT 256110 C090 andamento di OCR con la profondità</i>	64
Figura A21:	<i>scheda prova CPT 256110 C134</i>	65
Figura A22:	<i>scheda prova CPT 256110 C242</i>	66
Figura A23:	<i>CPT 256110 C134-242 andamento di q_c con la profondità</i>	67
Figura A24:	<i>CPT 256110 C134-242 andamento di D_r con la profondità</i>	68
Figura A25:	<i>CPT 256110 C134-242 andamento di ϕ con la profondità</i>	69
Figura A26:	<i>CPT 256110 C134-242 andamento di E' con la profondità</i>	70
Figura A27:	<i>CPT 256110 C134-242 andamento di c_u con la profondità</i>	71
Figura A28:	<i>scheda prova CPT 256110 C266A</i>	72
Figura A29:	<i>CPT 256110 C266A andamento di q_c con la profondità</i>	73
Figura A30:	<i>CPT 256110 C266A andamento di c_u con la profondità</i>	74
Figura A31:	<i>CPT 256110 C266A andamento di M_{ds} con la profondità</i>	75
Figura A32:	<i>CPT 256110 C266A andamento di OCR con la profondità</i>	76
Figura A33:	<i>scheda prova CPT 256110 C223A</i>	77
Figura A34:	<i>CPT 256110 C223A andamento di q_c con la profondità</i>	78
Figura A35:	<i>CPT 256110 C223A andamento di c_u con la profondità</i>	79
Figura A36:	<i>CPT 256110 C223A andamento di M_{ds} con la profondità</i>	80

Figura A37: CPT 256110 C223A andamento di OCR con la profondità	81
Figura A38 scheda prova CPT 256110 C174	82
Figura A39: CPT 256110 C174 andamento di q_c con la profondità	83
Figura A40: CPT 256110 C174 andamento di c_u con la profondità	84
Figura A41: CPT 256110 C174 andamento di M_{ds} con la profondità	85
Figura A42: CPT 256110 C174 andamento di OCR con la profondità	86
Figura A43 scheda prova CPT 256110 C170	87
Figura A44: CPT 256110 C170 andamento di q_c con la profondità	88
Figura A45: CPT 256110 C170 andamento di c_u con la profondità	89
Figura A46: CPT 256110 C170 andamento di M_{ds} con la profondità	90
Figura A47: CPT 256110 C170 andamento di OCR con la profondità	91
Figura A48 scheda prova CPT 256110 C168	92
Figura A49: CPT 256110 C168 andamento di q_c con la profondità	93
Figura A50: CPT 256110 C168 andamento di c_u con la profondità	94
Figura A51: CPT 256110 C168 andamento di M_{ds} con la profondità	95
Figura A52: CPT 256110 C168 andamento di OCR con la profondità	96
Figura A53 scheda prova CPT 256150 C060	97
Figura A54: CPT 256150 C060 andamento di q_c con la profondità	98
Figura A55: CPT 256150 C060 andamento di c_u con la profondità	99
Figura A56: CPT 256150 C060 andamento di M_{ds} con la profondità	100
Figura A57: CPT 256150 C060 andamento di OCR con la profondità	101
Figura A58 scheda prova CPT 256160 C024	102
Figura A59: CPT 256160 C024 andamento di q_c con la profondità	103
Figura A60: CPT 256160 C024 andamento di D_r con la profondità	104
Figura A61: CPT 256160 C024 andamento di ϕ con la profondità	105
Figura A62: CPT 256160 C024 andamento di E' con la profondità	106
Figura A63: CPT 256160 C024 andamento di c_u con la profondità	107
Figura A64: CPT 256160 C024 andamento di M_{ds} con la profondità	108
Figura A65: CPT 256160 C024 andamento di OCR con la profondità	109
Figura A66: CPT 256160 C024 andamento di OCR con la profondità	110
Figura A67 scheda prova CPT 256150 C110	111
Figura A68 scheda prova CPT 256150 C114	112
Figura A69: CPT 256150 C110 -C114 andamento di q_c con la profondità	113
Figura A70: CPT 256150 C110 -C114 andamento di c_u con la profondità	114
Figura A71: CPT 256150 C110 -C114 andamento di M_{ds} con la profondità	115
Figura A72: CPT 256110 C168 andamento di OCR con la profondità	116
Figura A73: CPT 256110 C168 andamento di OCR con la profondità	117

1 OBIETTIVI DELLO STUDIO

Nella presente relazione si illustrano in via preliminare le condizioni geotecniche generali dell'area su cui insiste il Comune di Rimini al fine di caratterizzare in i possibili profili stratigrafici di interesse e i relativi parametri geotecnici da utilizzare nell'ambito delle verifiche ingegneristiche preliminari riportate all'interno della stessa relazione. In considerazione della grande estensione dell'area, delle variabilità riscontrate e dell'abbondante disponibilità d'informazioni (almeno per quanto riguarda prove penetrometriche statiche e dinamiche in sito), dopo una descrizione di massima delle varie situazioni caratteristiche, si procederà ad una interpretazione di dettaglio in termini di parametri geotecnici di alcune delle prove penetrometriche statiche a disposizione al fine di caratterizzare in dettaglio alcune verticali significative.

In corrispondenza delle stesse si discuteranno le principali problematiche progettuali ed esecutive per alcuni possibili interventi tipologici di possibile interesse per il presente progetto.

Resta inteso che, una volta definite in dettaglio le aree di effettivo intervento, si andrà a verificare la disponibilità locale di informazioni e la loro "qualità"; ove queste ricadessero sufficientemente vicine alle future realizzazioni e i dati fossero giudicati significativi ai fini delle progettazioni richieste, si procederà ad una interpretazione geotecnica delle stesse e a una discussione delle problematiche geotecniche connesse. Nel caso in cui invece le prove in questione fossero insufficienti (per "quantità" o "qualità"), si programmeranno le indagini integrative e si interpreteranno poi come sopra i dati finali.

Viene infine riportato il dimensionamento e la verifica delle opere di sostegno degli scavi delle opere da realizzare (collettori, vasche di prima pioggia, idrovore) per le altezze degli scavi tipologiche ricavate dai documenti progettuali (profili, tipologici, planimetrie).

2 REFERENZE

2.1 Normativa

- 2.1.1 D.M. 11, Marzo 1988:
“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle scarpate naturali, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”, G.U. - Roma, Mercoledì, 1 Giugno 1988.
- 2.1.2 Eurocodice 8 (draft), 2002:
“Earthquake Resistant Design of Structures”, Last draft, General Rules, May

2.2 Letteratura tecnica

- 2.2.1 Rivista italiana di Geotecnica, 2003:
“Crespellani, T-Madiai, C-Vannucchi, G: “CPT- based liquefaction hazard maps for an Italian coastal area”, ott-dic, n°4”
- 2.2.2 Servizio Sismico Nazionale:
“Proposta di linee guida per la verifica sismica di strutture interrato destinate alla sistemazione di impianti tecnologici” Rapporto tecnico SSN/RT/00/05, settembre 2000
- 2.2.3 Galli P., Meloni F., Rossi A., 1997:
“Alcune correlazioni fra parametri epicentrali e inizi di liquefazione in Italia”, Atti VIII Convegno Nazionale ANIDIS, “L’ingegneria sismica in Italia”, Taormina.
- 2.2.4 Robertzon P.K. e Wride, C.E., 1997:
“Cyclic liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT”, NCEER Workshop, Salt Lake City, USA.
- 2.2.5 Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S., 1978:
“A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan”, Proc 2nd Conf. On Microzonation, San Francisco, USA.

2.3 Documenti di riferimento

- 2.3.1 Ufficio Geologico della Regione Emilia-Romagna “Banca dati geognostici”, Bologna.
- 2.3.2 Piano Regolatore Generale – Comune di Rimini
Integrazione Supporto Geologico – Aree di approfondimento di indagine, Territorio Comunale
- 2.3.3 Planimetria schematica delle sistemazioni di progetto – Zona litoranea – scala 1:10000

- 2.3.4 Profilo collettore di nera di progetto in sinistra/destra idraulica alla fossa tombata esistente
- 2.3.5 Condotte di scarico a mare-schemi costruttivi e funzionali- Rodella - Impianto idrovoro.

3

DATI DISPONIBILI

La maggior parte delle informazioni geotecniche oggi disponibili sono state reperite dagli scriventi presso:

- a) il Servizio Geologico della Regione Emilia Romagna (rif. 2.3.1);
- b) Piano Regolatore Regionale del Comune di Rimini_ Integrazione_ Supporto Geologico (rif. 2.3.2).

I dati di cui sopra sono organizzati come segue:

- planimetria generale contenente:
 - ubicazione in pianta (solo “cartacea” per i dati del rif. 2.3.2)
 - quota assoluta del p.c. localedi tutte le prove e sondaggi. Molte delle localizzazioni del rif. 2.3.1 sono accompagnate da stralci planimetrici di grande e/o piccola scala che ne permettono un’ubicazione di dettaglio nell’ambito del cantiere cui ciascuna di esse si riferisce.
- diagrammi con la profondità di:
 - numero di colpi per avanzamento prefissato per le prove penetrometriche dinamiche. Di ciascun penetrometro sono di norma specificate l’altezza di caduta e il peso del maglio, la sezione areale della punta e l’intervallo di profondità cui il numero di colpi misurato viene riferito. La stragrande maggioranza delle prove in questione è stata eseguita senza impiego di rivestimento a seguire per cui i relativi risultati diventano meno significativi man mano che aumenta la profondità totale di infissione;
 - resistenza statica di punta e resistenza laterale locale sul manicotto (spesso è presente anche il diagramma del rapporto delle due quantità) per le prove penetrometriche statiche (dati solo “cartacei” dal rif. 2.3.2).
- stratigrafie dei sondaggi:
 - nella maggior parte dei casi dei dati di cui al rif. 2.3.1, esse sono fornite in forma schematica e semplificata, relativamente poco utilizzabile per un riconoscimento di dettaglio del profilo locale. Esse sono comunque molto utili per confermare le interpretazioni indirette della stratigrafia locale derivabili dalla “lettura” dei dati penetrometrici di cui sopra. Stratigrafie dettagliate e complete sono invece presenti nel rif. 2.3.2.

Dalle carte incluse nella presente relazione si nota che il numero totale delle verticali esplorate è superiore al migliaio. La distribuzione delle indagini è ovviamente a maggiore concentrazione nelle aree fortemente urbanizzate e lungo le direttrici delle infrastrutture principali, con frequenza più elevata cioè in corrispondenza delle reti fognarie interrato esistenti.

4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

4.1 Inquadramento Geologico

L'area in esame è ubicata nell'ambito della pianura emiliano-romagnola, nel punto in cui questa si avvicina al margine appenninico padano. Essa interessa i depositi di origine marina e continentale appartenenti al Pliocene ed al Pleistocene.

Questi depositi hanno riempito un bacino marino, noto in letteratura con il nome di 'Bacino Perisuturale Padano'; questo riempimento non è avvenuto in maniera continua e progressiva, ma è il risultato di episodi di forte accumulo in concomitanza con eventi tettonici importanti alternati a periodi di forte subsidenza del bacino; una sintesi della successione degli eventi geologico-stratigrafici che hanno interessato questa regione è riportata nella tabella della figura 1, tratta, dallo studio della Regione Emilia-Romagna, ENI-AGIP, 1988 '*Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia - Romagna*' a cura di G. Di Dio, S.EL.CA. (Firenze).

Dal punto di vista della genesi, i depositi in esame sono costituiti dalla coalescenza di conoidi alluvionali e della pianura alluvionale ad alimentazione appenninica.

Dal punto di vista della litostratigrafia si ha la presenza di una alternanza ciclica di corpi sedimentari a granulometria prevalentemente fine con corpi sedimentari a granulometria prevalentemente grossolana (fasi sedimentarie di bassa energia alternate a fasi sedimentarie di alta energia).

In particolare Rimini è caratterizzata prevalentemente dalla presenza del conoide del Marecchia, un deposito grossolano di fronte deltizio e costiero, di provenienza appenninica (caratterizzato da ghiaie, conglomerati, sabbie e peliti di delta - conoide), circondato da depositi alluvionali e costieri a varia litologia (ghiaie e conglomerati, sabbie e peliti fluvio-lacustri, talora stratificati con paleosuoli); la sua origine risale a circa 650/800 mila anni fa.

Le colline immediatamente alle spalle di Rimini sono invece prevalentemente costituite da marne ed argille, subordinatamente da calcareniti, con intercalazioni di torbiditi (flysch) arenacee ed arenaceo-pelitiche, talora anche conglomeratiche.

4.2 Inquadramento Geomorfologico

Le caratteristiche geomorfologiche dell'area in esame sono collegate direttamente alla sua storia geologica: l'esistenza di una situazione di passaggio fra gli elementi della piana alluvionale, i conoidi alluvionali e le colline marnose retrostanti segnano con evidenza le diverse situazioni morfologiche del versante.

Dal punto di vista geomorfologico i principali processi riguardano forme ed evoluzioni legate all'azione delle acque e all'urbanizzazione: in zone fortemente

antropizzate, come il territorio in esame, l'azione modellatrice dell'uomo è sicuramente una causa rilevante di modificazione del paesaggio; in particolare si ricorda nell'area la presenza di notevoli riporti legati alla presenza di viabilità importanti e zone ad alta concentrazione di insediamenti.

4.3 Inquadramento Idrogeologico

Relativamente alla rete idrografica si nota quanto segue:

- l'originario assetto idrologico del territorio è stato profondamente modificato dall'uomo nel corso di successive variazioni del tracciato dei principali fiumi;
- in particolare tutta l'area su cui sorge Rimini era anticamente la naturale sede di divagazione dei fiumi che scendono dalle colline retrostanti, che sono stati poi regimati già a partire dall'epoca romana;
- in sintesi l'antica Rimini (area del centro storico) era circondata dai due principali fiumi: a Nord il fiume Marecchia, che sfociava nel porto attuale ed a sud il torrente AUSA, che sbocchiava all'altezza di piazzale Kennedy;
- i tracciati originari di questi fiumi sono poi stati modificati: il Marecchia è stato fatto sfociare più a nord (zona di S. Giuliano a mare) mentre il torrente AUSA è stato deviato all'altezza della Strada Statale SS 16 e fatto a sua volta confluire nell'alveo del Marecchia (zona via Luigi Nicolò).

Se si osserva una pianta della città (figura 2) queste modificazioni risultano molto evidenti; l'alveo originale dei due fiumi è ancora ben identificabile dalle zone di parco urbano e zone umide presenti.

In particolare il torrente AUSA è segnalato dalla presenza del parco Peep, del laghetto dietro la fiera (via Molise), del parco Fabbri, del parco Alcide Cervi. Si sottolinea che le zone di paleoalveo ed i terreni circostanti sono generalmente dotati di permeabilità più elevata e che quindi sono spesso vie preferenziali di circolazione idrica subsuperficiale, in grado di mettere in comunicazione aree relativamente distanti, esaltando localmente l'effetto di variazioni piezometriche.

5 ANALISI DEI DATI DISPONIBILI

5.1 Considerazioni generali

L'analisi dei dati disponibili si è sviluppata secondo una metodologia ripetutamente applicata per l'interpretazione geotecnica dei dati in termini di parametri geotecnici di numerose aree di grande estensione di cui gli scriventi si sono in passato interessati.

Con la guida della carta litologica di base del sito, si sono esaminati i sondaggi disponibili, in termini di profilo stratigrafico e di tipologia di materiali presenti. Un esame visivo delle numerosissime prove penetrometriche statiche e dinamiche disponibili, a fianco delle quali l'esecutore ha spesso riportato una descrizione indicativa dei terreni attraversati, ha confermato la discreta congruenza tra i due tipi di informazioni.

In maniera schematica si può concludere che la fascia di territorio più a ridosso della linea di costa è caratterizzata dalla presenza in sommità di una copertura di spessore variabile tra i 5 e 10 m formata da sabbie limose (prevalenti) da sciolte a mediamente addensate e limi sabbiosi; a maggiori profondità (fino 15÷20 m dal p.c. locale) si rinvenivano invece limi argillosi e argille limose di consistenza variabile.

In corrispondenza di tutte le altre verticali il terreno è invece costituito da limi argillosi e argille limose di consistenza variabile, con esclusione di 1,5÷2,5 m sommitali che possono essere interessati dalla presenza di vecchi riporti (spesso con qualche contenuto di materiali granulari).

Si sono a questo punto "rivisitate" tutte le prove statiche e dinamiche disponibili suddividendole in due classi principali:

- la prima caratterizzata in sommità da depositi granulari o principalmente granulari con spessore non inferiore a 2,5÷3 m;
- la seconda nella quale lo strato di cui sopra è assente.

Le prove di cui al rif. 2.3.1 esaminate per tale analisi sono state evidenziate nella carta idrogeologica e litologica, che riporta l'ubicazione di tutte le verticali disponibili presso la Regione (si veda allegato F1 allo "Studio delle condizioni del sottosuolo e della falda freatica" cod.: RN-08-SOI-T01[01÷04]-01). Le tipologie di prove colà presenti sono le seguenti: sondaggi (perforazioni), prove penetrometriche dinamiche, prove penetrometriche statiche (CPT, CPT con punta elettrica, CPT con piezocono).

Per migliorare l'approssimazione relativamente al margine verso terra di tale zona, si sono poi andate a verificare tutte le verticali che ricadono in prossimità del confine in questione, tracciando infine un nuovo limite (riportato sulla tavola: RN-09-SOI-T01[01÷04]-01), questa volta principalmente definito sulla base dell'interpretazione di cui sopra dei dati penetrometrici.

Anche le informazioni derivate dal rif. 2.3.2 sono state analizzate ai fini della separazione delle due aree litostratigrafiche di cui sopra; le prove statiche poste in situazione “critica” per la definizione del confine di cui sopra sono state evidenziate sulla stessa tavola.

Si sono infine scelte un certo numero di prove penetrometriche statiche giudicate rappresentative delle varie situazioni riscontrate, distribuite in diversi punti del territorio d’interesse.

Dopo la digitalizzazione dei dati, con riferimento alle indicazioni stratigrafiche disponibili e ai valori del rapporto tra la resistenza statica di punta locale (q_c) e quella laterale misurata sul manicotto (f_s), si sono distinti i tratti di prova relativi a terreni granulari (materiali nei quali cioè la penetrazione della punta avviene con trascurabile sviluppo di pressioni interstiziali) e coesivi, poiché i metodi di interpretazione delle misure ottenute in termini di parametri geotecnici sono totalmente diversi per le due categorie di cui sopra.

Le formule utilizzate per ottenere:

- a) terreni granulari:
 - densità relativa (D_r);
 - angolo di resistenza al taglio (ϕ);
 - modulo di Young (E')
- b) terreni coesivi:
 - coesione non drenata (c_u);
 - modulo edometrico (M_{ds})
 - grado di sovraconsolidazione (OCR)

sono illustrate in “Appendice 1” allegata alla presente; essa contiene anche i diagrammi con la profondità di tutte le quantità di cui sopra per le verticali prescelte (numero totale: 14).

I risultati così ottenuti verranno commentati nei prossimi paragrafi.

Nella valutazione di quanto ottenuto si dovrà tenere presente che:

- le prove statiche esaminate sono state eseguite in un arco di tempo di almeno 25 anni, utilizzando attrezzature con caratteristiche molto diverse tra loro sia per quanto riguarda i metodi di acquisizione delle letture, che la struttura delle punte di misura, che la meccanica delle batterie di spinta, ecc.. E’ inevitabile che tali differenze possano almeno in parte riflettersi in differenze nei valori di q_c , a parità di terreno attraversato;
- a peggiorare la situazione di cui sopra, deve aggiungersi che la maggior parte dei depositi presenti in zona è costituita da argille limose e limi argillosi di consistenza non molto elevata (i valori caratteristici di q_c variano tra 0,5 e 2 MPa). Poiché le attrezzature impiegate sono normalmente progettate per raggiungere valori di q_c almeno pari a 50 MPa, è inevitabile che l’approssimazione intrinseca della misura si rifletta più sfavorevolmente

su valori di q_c bassi, piuttosto che non su quelli tipici dei depositi sabbiosi, che spesso raggiungono valori di 4÷10 MPa;

- non è evidentemente noto il tipo di manutenzione cui le varie attrezzature sono state sottoposte nel tempo né la frequenza di taratura dei manometri normalmente impiegati per le misure;
- le prove dinamiche sono state eseguite con attrezzature nelle quali poteva cambiare:
 - il peso del maglio e la sua altezza di caduta;
 - il diametro (e quindi l'area della sezione) della punta di base;
 - l'intervallo di osservazione del numero di colpi (tra 10 e 30).

Quasi mai è inoltre specificato se è stato utilizzato il “rivestimento a seguire”, particolarmente per le prove con profondità di penetrazione superiori a 6÷8 m. Ne consegue che esse devono essere intese più come dati “qualitativi” che “quantitativi”, dai quali si riesce, di massima, a dedurre la tipologia del terreno attraversato e un andamento “comparativo” della sua resistenza con la profondità.

5.2 Caratteristiche generali del terreno.

Con riferimento alla tavola Allegato G2, si sono tracciate tre sezioni stratigrafiche disposte in direzione circa perpendicolare alla linea di spiaggia e orientate in modo tale da intersecare un discreto numero di verticali esplorate.

a) *Sezione I*_All.G2 (cod. tav. RN-09-SOI-T0201-01)

Nell'area più prossima al mare, la prova CPT C137 segnala la presenza, fino a $\cong 10$ m dal p.c. di un deposito di sabbie limose di densità media alternate a livelli di limi sabbiosi, seguite a maggiori profondità da livelli coesivi di consistenza media. Le resistenze statiche di punta (q_c) dei livelli più francamente sabbiosi sono non superiori a 6 MPa, con valori di 3÷4 MPa per gli strati limoso sabbiosi; negli strati coesivi profondi si riscontrano valori q_c dell'ordine di 1.8÷2 MPa.

Allontanandosi dal mare, l'intera sezione, fino alle massime profondità esplorate, ricade in terreni coesivi.

Spesso la parte sommitale del deposito argilloso è interessato da una “crosta essicata” (CPT 001 e 004) significativamente più resistente della parte sottostante ($q_c = 1.5\div 2.5$ MPa), mentre a varie quote, in profondità, si incontrano lenti più o meno sottili con contenuto di limi sabbiosi ($q_c = 2\div 4$ MPa).

La resistenza statica di punta caratteristica dei livelli coesivi varia da 0.6÷0.8 MPa (CPT 004, tra 2 e 8 m da p.c.) a 1÷1.2 MPa (CPT 001) per le zone più soffici mentre è dell'ordine di 1.5÷2 MPa per i livelli a maggiore consistenza.

b) **Sezione 2**_All.G2 (cod. tav. RN-09-SOI-T0201-01)

Si ripete un andamento stratigrafico sostanzialmente simile a quello della sezione precedente, con i depositi sabbiosi di copertura (questa volta dello spessore di 5÷6 m) concentrati verso mare e la restante parte interamente ricadente in formazioni coesivi.

Si nota qui la presenza di “coste superficiali essicate” di notevole spessore (CPT C266A, $\cong 8.5$ m; CPT C013, circa 7 m), in corrispondenza delle quali resistenza al taglio e rigidità sono significativamente più elevate di quelle della sottostante porzione che appare decisamente più soffice (nella parte alta è: $q_c = 1.5 \div 2$ MPa, mentre, al di sotto, si ha: $q_c \cong 1$ MPa).

c) **Sezione 3**_All.G2 (cod. tav. RN-09-SOI-T0202-01)

Oltre a mostrare in superficie lo stesso andamento qualitativo precedentemente discusso (deposito di copertura prevalentemente sabbioso verso mare), si notano qui i seguenti tratti caratteristici:

- possibile presenza a limitata profondità dal p.c. di livelli con significativa presenza di limi sabbiosi (CPT 010, tra 7 e 9 m da p.c.; CPT 130, tra 7 e 10 m da p.c.). Tali lenti, a granulometria più grossolana dei terreni circostanti, costituiscono zone di accumulo delle portate di falda;
- presenza e discreta profondità dal p.c. di strati con significativo contenuto granulare (sabbie limose e ghiaie: si veda CPT 169).

Il confronto tra CPT 169 e la vicina CPT 168 dimostra che tali episodi possono avere carattere lentiforme (presenti nella prima; assenti nella seconda).

Se ne deduce che le indagini di progetto dovranno avere discreta “intensità” per localizzare con buona accuratezza la geometria di tali episodi deposizionali che potrebbero avere carattere solo locale.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Pur con la cognizione della discreta variabilità areale delle caratteristiche granulometriche e di resistenza dei terreni all'interno dei quali si dovranno realizzare i futuri progetti qui di interesse, si è ritenuto comunque di interesse procedere all'interpretazione di dettaglio, in termini di parametri geotecnici, di un nutrito numero (14) di prove penetrometriche statiche ragionevolmente distribuite nell'ambito dell'intero territorio Comunale.

L'ubicazione delle verticali prescelte è riportata nella prima figura dell'Appendice A (figura A1)

L'appendice indicata contiene:

- formule utilizzate per l'interpretazione delle resistenze statiche di punta (q_c) in termini di parametri geotecnici nell'ambito dei terreni incoerenti e coesivi;
- diagrammi della distribuzione con la profondità della q_c di tutte le prove prescelte;
- diagrammi con la profondità:
 - densità relativa (D_r);
 - angolo resistenza al taglio (ϕ) calcolato per sabbie fini;
 - modulo di Young (E') per i terreni granulari
 - coesione non drenata (c_u);
 - modulo elastico drenato confinato (o modulo edometrico, M_{ds});
 - rapporto di sovraconsolidazione (OCR) per gli orizzonti coesivi.

Ove le prove hanno interessato depositi con entrambe le caratteristiche, si è comunque proceduto alla definizione dei parametri geotecnici attinenti per le diverse tratte.

A titolo di esempio si esamineranno in dettaglio i risultati ottenuti per la prova C12.

L'ubicazione planimetrica nel territorio comunale è riportata, come già anticipato, in figura A1; la figura A2 mostra il grafico originale della prova, con tutte le informazioni di archivio (in questo caso: andamento con la profondità, fino a 15 m di : resistenza statica di punta, q_c ; attrito laterale locale, FS; rapporto percentuale tra q_c e FS).

La figura A3 riporta l'andamento dagli scriventi ricostruito per la resistenza statica di punta, "digitalizzando" i dati di cui alla figura A2. Si nota una decisa variazione di tipologia di terreno attraversato attorno a $\cong 4.5$ m da p.c., essendo la parte superiore del profilo caratterizzata dalla presenza di terreni prevalentemente granulari e quella inferiore (da $\cong 4.5$ a 15 m) da depositi coesivi. Si è proceduto pertanto all'interpretazione della parte sommitale della prova in termini di penetrazione in condizioni "drenate" mentre per quella basale si è fatto riferimento a condizioni non drenante.

La figura A4 è relativa alla distribuzione nell'ambito dei primi 4÷5 m del profilo della densità relativa degli strati sabbiosi. Al di sotto dei due metri superficiali, D_r scende dal 60÷70% (valori caratteristici di un deposito con discreto grado di addensamento) al 40÷50% dei livelli fino a $\cong 4.5$ m dal p.c., ad indicare la presenza di un addensamento da sciolto a medio, sicuramente da valutare con molta attenzione in presenza di sisma per depositi sotto falda (come nel presente caso).

Gli angoli di resistenza al taglio di picco (ϕ ; figura A5) hanno andamento congruente con quello della densità relativa (cui sono direttamente correlati), con valori superiori a 36° per i due metri superficiali e di $32^\circ\div 34^\circ$ per i livelli tra 2 e 4.5 m da p.c.; questi ultimi sono caratteristici di depositi a non trascurabile componente limosa e sono pertanto congruenti con i terreni qui di interesse.

I moduli di Young elaborati (figura A6) risultano compresi tra 10 e 15 MPa, con picchi anche più elevati (20÷24 MPa) in corrispondenza ai livelli ove le q_c risultano massime.

L'interpretazione della parte bassa della prova prosegue, riferita a materiali coesivi, nelle figure:

- figura A7: coesione non drenata, c_u . Trascurando i "picchi" locali, forse dipendenti dalla presenza di componenti a granulometria più grossolana, si osserva che si potrà far conto su valori di c_u compresi tra 50 e 60 kPa, caratteristici cioè di un terreno di media consistenza;
- figura A8: il corrispondente modulo drenato confinato o edometrico è sostanzialmente dell'ordine di 7÷8 MPa, con qualche picco superiore in corrispondenza degli stessi livelli precedentemente citati. La deformabilità degli strati qui di interesse è cioè all'incirca doppia di quella dei livelli sabbiosi superficiali;
- figura A9: il grado di sovraconsolidazione ha valori minimi di 2. Ne consegue che, per carichi esterni applicati di intensità fino a 2 volte la pressione efficace attualmente esistente in sito a $\cong 15$ m da p.c., i cedimenti da attendersi sono relativamente contenuti e di rapido esaurimento:

Analoga metodologia è stata applicata per tutte le altre verticali.

Si desiderano in particolare segnalare:

- prove CPT C134 e C242 (figura A23 per l'andamento della q_c con la profondità): nella parte sommitale sabbiosa le densità relative calcolate sono sostanzialmente dello stesso ordine di grandezza di quello precedentemente indicato (40÷50% per i livelli meno addensati). Si individuano inoltre chiaramente straterelli a elevata componente limosa cui l'interpretazione adottata non è in realtà applicabile (si trascureranno cioè i punti con: $D_r \leq 35\%$);

- prova CPT C223A (figura A34 per l'andamento della q_c con la profondità): al di sotto della "crosta essiccata", dello spessore di $\cong 3$ m, i valori della coesione non drenata (figura A35) sono decisamente inferiori a quelli precedentemente segnalati poiché normalmente compresi tra 20 e 40 kPa. Il relativo modulo edometrico è corrispondentemente di molto inferiore (figura A36: $M_{ds} = 2\div 4$ MPa) e il grado di sovraconsolidazione (figura A37) raggiunge in profondità valori molto prossimi a 1. E' evidente che per tale prova, incrementi di pressione verticale anche piccoli indotti dalle future fondazioni provocheranno cedimenti di notevole entità e di lento esaurimento. La forte "stratificazione" segnalata dal diagramma di q_c indica anche la possibilità di incontrare significative variazioni laterali, con conseguenti valori elevati di deformazioni differenziali;
- prova CPT C174 (figura A39 per l'andamento della q_c con la profondità). Essa segnala una situazione intermedia tra le due fin qui discusse (relative alla CPT C12 e C223A) nello strato coesivo prossimo al p.c., con c_u significativamente stabile attorno a $40\div 50$ MPa tra 2.5 e 14 m da p.c. (figura A40) e OCR minimo (attorno al "letto" del livello di cui sopra) almeno pari a 1.5. Profili piuttosto simili sono stati riscontrati anche per le prove CPT C170 e C168 (figure da A43 a A52).

Si ritiene che le interpretazioni di cui sopra forniscano una immediata chiave di lettura geotecnica di vari profili stratigrafici caratteristici del sito e che possano essere facilmente estrapolati per similitudine ad altre verticali che risultano utili nel corso della prima fase progettuale dei futuri interventi riportata nei capitoli successivi.

E' ovvio che gli ulteriori approfondimenti di progetto dovranno essere guidati da specifiche campagne, in accordo a quanto richiesto dalla normativa vigente.

7 SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE

La liquefazione è quel fenomeno per cui depositi sabbiosi saturi perdono di resistenza e fluiscono come un liquido denso, in conseguenza delle sollecitazioni di taglio indotte da un terremoto.

E' ovvio che il verificarsi di una tale occorrenza in corrispondenza delle fondazioni in appoggio diretto di una qualsiasi struttura implica il manifestarsi di rilevanti cedimenti differenziali (la liquefazione è un fenomeno con manifestazione tipicamente puntuale); anche nel caso di presenza di pali i rischi di stabilità globale e/o deformazione aggiuntive sono non trascurabili. E' stato in numerose aree urbane riscontrato che la liquefazione ha conseguenze molto serie, in termini di rottura e sconvolgimento del servizio anche su tutte le tubazioni interrate.

L'argomento è stato trattato in maniera approfondita in tempi recenti per numerosi siti della Riviera Adriatica; si farà in particolare riferimento all'articolo di Crespellari, Madaia e Vannucchi (rif 2.2.1) del 2003, di cui si riportano nel seguito le conclusioni principali.

L'area nel suo complesso esaminata è il tratto di costa (con relativo entroterra) che si spinge da Cesenatico a Riccione (e comprende pertanto anche il Comune di Rimini), poiché caratterizzata da una situazione geologica e deposizionale ragionevolmente uniforme.

Sono disponibili parecchie evidenze storiche di fenomeni di liquefazione verificatisi a seguito di terremoti che hanno investito tale zona, dai crateri di sabbia alla superficie del terreno in prossimità delle spiagge e/o delle foci dei fiumi in numerosi occasioni osservati, ai danni riportati dal porto di Rimini dopo il terremoto del 1672.

Le analisi relative al potenziale di liquefazione sono state condotte con riferimento alle stesse informazioni geotecniche di base utilizzate nella presente relazione dagli scriventi di cui al rif. 2.3.1 (dati della Regione Emilia Romagna).

La sismicità locale è stata definita nell'ambito di un dettagliato studio promosso dalla Regione Emilia Romagna che, sulla base di numerosi dati storici disponibili ha permesso di concludere quanto segue:

- l'area di interesse è nel complesso caratterizzata da una sismicità moderata;
- la magnitudo massima da attendersi sarà pari a: $M = 6.0 \div 6.2$
- con riferimento all'Eurocodice 8 (rif. 2.1.2) una probabilità di non eccedenza riferita ad un periodo della durata di 50 anni si ottengono per l'accelerazione di picco (a_{picco}) del terreno i valori di cui alla figura 3

Per l'area qui di interesse si è adottato per le analisi di liquefazione il valore di:

$$a_{picco} = 0.275g$$

essendo g l'accelerazione di gravità.

- secondo Galli et al. (rif. 2.2.3), per un terremoto di magnitudo 6 la massima distanza dall'epicentro stimata, in relazione al rischio di liquefazione, è di 30 km. Pertanto la liquefazione è in effetti possibile, specialmente per terremoti che si verificano in mare, che hanno la massima energia rispetto a quella di altri terremoti che si possono risentire nell'area e il cui epicentro si stima sia ubicato a qualche chilometro dalla costa.

Tutte le analisi di liquefazione sono state in conclusione eseguite per la coppia di valori :

$$M = 6.0; a_{\text{picco}} = 0.275g$$

In considerazione dei rischi di cui sopra, sono state raccolte e digitalizzate numerosissime prove penetrometriche statiche (più di mille, per l'intero studio); il potenziale di liquefazione è stato definito mediante la procedura semplificata suggerita da Robertson e Wride, 1997, rif. 2.2.4. Per la rappresentazione areale del rischio di liquefazione è stato impiegato l'indice del potenziale di liquefazione di cui al rif. 2.2.5, un parametro sintetico integrale, utile per confrontare il rischio di liquefazione in corrispondenza delle verticali esaminate ed elaborare le mappe del rischio; i risultati ottenuti sono riportati in figura 4. Essa conferma che in una gran parte dell'area qui di interesse sussiste un rischio di liquefazione relativamente limitato, concentrato lungo la costa. Le aree più esposte sono le dune della spiaggia e i depositi alluvionali sabbiosi localizzati in prossimità e corrispondenza dei corsi d'acqua.

L'unica zona ove il potenziale di liquefazione risulta elevato è quella in prossimità della località Viserba.

Le considerazioni fin qui esposte implicano che in fase di progetto il potenziale di liquefazione dei vari siti di costruzione dovrà essere sistematicamente verificato e che la progettazione delle tubazioni interratoe ubicate nella fascia più prossima alla costa, caratterizzata da una superficie a significativa componente sabbiosa, dovrà tenere presente le raccomandazioni nazionali (rif. 2.2.2 emesse dal Servizio Sismico Nazionale nel 2000) e internazionali disponibili per i siti nei quali i terremoti provocano liquefazione o comunque deformazioni non trascurabili.

8 PRINCIPALI PROBLEMATICHE GEOTECNICHE

Con riferimento alle caratteristiche generali del terreno fin qui evidenziate, si discuteranno nel seguito le principali problematiche geotecniche che ci si troverà a dover affrontare nel corso dei lavori relativi alla progettazione in oggetto.

8.1 Scavi superficiali

La maggior parte dei terreni potenzialmente interessati dagli scavi superficiali hanno una componente di “fine” (limi; limi e argille) che conferisce al materiale la capacità di autosostenersi anche in presenza di pendenze di scavo piuttosto elevate. Escono ovviamente da tale categoria i terreni di riporto, per i quali è molto difficile stabilire a priori: fuso granulometrico e contenuto di fine, stato di addensamento, ecc. e che possono peraltro interessare in maniera diffusa le aree di futuro intervento.

Per i terreni naturali, fino ad incontrare il livello di sabbia e per profondità non superiori a 1.5 m, si possono stimare pendenze subverticali di scavo.

Per maggiori profondità e per scavi che debbano scendere al di sotto del livello di falda, si dovranno eseguire analisi specifiche, basate su opportune indagini localizzate.

8.2 Scavi e abbassamento di falda

Anche nella zona dei materiali granulari concentrati in superficie sono frequenti e ripetuti i livelli limosi, caratterizzati da permeabilità molto basse dal punto di vista ingegneristico.

Abbassamenti di falda anche di qualche metro potranno quindi essere agevolmente realizzati a mezzo di puntazze well-points disposte in prossimità del perimetro dello scavo. Un limitato numero di elementi drenanti dovrà comunque essere distribuito anche in corrispondenza della parte centrale sia per captare le limitate portate colà emergenti (causa la presenza in profondità dei livelli limosi, a minore permeabilità), sia per evitare pericolosi sollevamenti del fondo scavo che si potrebbero verificare tutte le volte in cui uno strato di bassa permeabilità (e limitato spessore) debba resistere alle sottospinte indotte dall'acqua in pressione presente nel sottostante strato sabbioso.

Tale sfavorevole alternanza stratigrafica richiede infatti che il peso dello strato a bassa permeabilità sia da solo in grado di equilibrare la sottoppressione idraulica agente nelle sabbie.

Numerose esperienze lavorative in luogo consigliano comunque di operare con molta prudenza anche in presenza, in prossimità della superficie, dei livelli argillosi descritti al §5, essendo spesso questi ultimi intercalati da straterelli sabbiosi di discreta estensione areale, in grado di convogliare all'interno degli scavi non trascurabili portate idriche.

Al di là della necessità di controllare e allontanare le acque per un libero e facile accesso allo scavo, si deve sottolineare il rischio di rimaneggiamento e rammollimento dei materiali al contorno in presenza di acqua libera per effetto del disturbo meccanico indotto dal passaggio dei mezzi di scavo; entrambi i fenomeni sono in grado di influire molto negativamente sulla resistenza dei limi argillosi e delle argille in questione, in particolare con un incontrollato incremento delle deformazioni.

Per lavori da eseguire all'interno di tali materiali si prescriverà pertanto di operare sistematicamente con scavo a ritroso, in modo tale per cui la superficie di futura imposta dei manufatti non venga negativamente influenzata dal passaggio dei mezzi d'opera.

Nel caso in cui fosse indispensabile eseguire lavorazioni sul piano di fondo scavo, si avrà cura di prescrivere un approfondimento del suo livello rispetto a quello teorico, in modo da poterlo proteggere con un tessuto non tessuto (direttamente posto in opera su di un piano ottenuto con le raccomandazioni di cui sopra) a sua volta protetto da un livello di misto granulare, il cui spessore dipenderà principalmente dalle caratteristiche dei mezzi che su di esso dovranno circolare.

8.3 Vasche e strutture interrato

Le strutture di questa categoria applicano solitamente sul terreno pressioni relativamente limitate, dell'ordine di qualche decina (20÷40) di KPa.

Se sarà relativamente facile soddisfare i criteri di accettabilità del carico nei riguardi del rischio di rottura del terreno di imposta per fenomeni di taglio (la normativa italiana richiede che il coefficiente di sicurezza fornito dalle verifiche di capacità portante sia non inferiore a 3, rif. 2.1.1), più difficile sarà ottenere il convincimento di riuscire ad operare in presenza di cedimenti totali e differenziali accettabili per la struttura.

Per ottimizzare quindi la possibilità di ricorrere a fondazioni in semplice appoggio diretto sul fondo scavo si dovrà da una parte ridurre per quanto possibile l'incremento di pressione netto applicato dai carichi permanenti a quota di fondo scavo ("compensando" cioè quanto più possibile il carico totale applicato dalla struttura con il peso del terreno asportato fino al suo piano di imposta), progettando nel contempo la parte in elevazione con sostanziali capacità di accettare deformazioni relative non trascurabili.

Si opererà allora evitando strutture "rigide" di grande estensione, separandole invece con giunti nei solettoni di fondo che permettano rotazioni relative delle due superfici affacciate (e rispetto alla parte in elevazione) ed interrompendo con ulteriori discontinuità anche i muri perimetrali, in modo tale da renderle in sostanza capaci di incassare senza danno cedimenti differenziali di gran lunga superiori ai limiti normalmente accettati per strutture continue.

Un'altra tecnica (che può anche essere applicata in "sovrapposizione" agli artifici di cui sopra) consiste nel prevedere il ricorso a precarichi idraulici più o meno

prolungati, in modo da anticipare a tale periodo la maggior parte delle deformazioni attese.

Nella successiva fase di completamento e finitura dell'opera si provvederà a riprendere e semmai a "correggere" puntualmente le parti in corrispondenza delle quali si siano eventualmente superati i limiti prefissati.

Per i grandi vasconi circolari parzialmente interrati, tipici degli impianti di depurazione, sarà possibile ad esempio introdurre (3÷4) giunti sia in corrispondenza del fondo che della parte perimetrale in elevazione, stendendo poi lo strato di finitura interno del solettone sul quale operano i raschiatori soltanto dopo che si sia completato un precarico prolungato con acqua.

Le vasche e le altre tipologie di strutture interrate non potranno essere posate o gettate a diretto contatto con il terreno in sito, ma si dovrà prevedere la preventiva realizzazione di uno strato di regolarizzazione dello spessore di 10 cm costituito da calcestruzzo magro ($R_{ck} > 15 \text{ Mpa}$).

Per quanto relativo alle tecniche di posa dei collettori fognari si farà riferimento alla norma UNI EN 1610. In particolare si dovrà prevedere il tipo d'appoggio n.1 il quale può essere usato con qualsiasi rivestimento, fornendo supporto ai tubi su tutta la lunghezza, e prevedendo uno spessore del letto di posa di 100 mm.

Il letto di posa dovrà essere composto da materiali aventi le caratteristiche riportate nella norma sopraccitata.

8.4 Riutilizzo dei materiali di scavo - Argini

E' da escludere la possibilità di riutilizzo dei materiali di scavo ai fini ingegneristici (rilevati stradali, sottofondi, piazzali, ecc..) in tutte le zone a prevalente componente fine (limi argillosi e argille); l'unica alternativa sarà quella di impiegarli come sottofondi di aree a verde, tenendo peraltro ben presenti le connesse difficoltà di posa in opera e stesa in strati regolari. Qualche difficoltà si avrà anche nelle zone ove gli strati superficiali sono a prevalente componente sabbiosa a causa della possibile fitta stratificazione di tali depositi, dovendosi possibilmente scartare i livelletti limosi e argilloso-limosi per ottimizzare la compatibilità e resa in opera dei riporti con essi costituiti.

Per un ottimale sfruttamento di tal formazione si prescriverà un'esecuzione degli scavi per strati orizzontali di limitato spessore, nella speranza di riuscire ad individuare e scartare le intercalazioni (solitamente suborizzontali) più ricche di fine.

Nel caso di necessità di realizzazione di argini artificiali di bacini ecc., tutti i materiali di cui sopra potranno essere riutilizzati tenendo ben presenti le difficoltà di posa e compattazione. Si dovranno prevedere studi specifici per verificare in laboratorio i contenuti di acqua accettabili e controllare con poligoni sperimentali in vera grandezza le modalità ottimali di compattazione.

9 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI SCAVI

9.1 Parametri geotecnici e stratigrafie di calcolo

Sulla base dei dati disponibili, sono stati identificati due differenti profili del terreno interessato dagli scavi. Il primo, ubicato nell'area più prossima al mare, è caratterizzato dalla presenza di uno strato superficiale di sabbie limose di spessore pari a 4 m circa e dalla presenza di limi argillosi e argille limose a profondità maggiori; il secondo invece è caratterizzato prevalentemente da materiale coesivo (limi argillosi e argille limose) di consistenza variabile.

Ai fini del calcolo, di cui ai paragrafi seguenti, sono stati definiti i seguenti parametri di progetto:

1. **PROFILO 1** (in prossimità della linea di costa):

- *Strato 1*: fino a 4 m di profondità

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 = \text{peso di volume totale}$$

$$\phi' = 32^\circ = \text{angolo di resistenza al taglio}$$

$$E_{VC} = 15 \text{ MPa} = \text{modulo in compressione vergine}$$

$$E_{UR} = 15 \text{ MPa} = \text{modulo in condizioni di scarico-ricarico}$$

- *Strato 2*: profondità maggiori di 4 m

$$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3 = \text{peso di volume totale}$$

$$c_u = 50 \text{ kPa} = \text{coesione efficace}$$

$$\phi' = 26^\circ = \text{angolo di resistenza al taglio}$$

$$E_{VC} = 7 \text{ MPa} = \text{modulo in compressione vergine}$$

$$E_{UR} = 7 \text{ MPa} = \text{modulo in condizioni di scarico-ricarico}$$

Per tener conto del maggior grado di consistenza di tali materiali con la profondità, si sono attribuiti una coesione efficace di 10 kPa ed un modulo elastico di 10 MPa a profondità maggiori di 4÷6m (comunque al di sotto del piano di scavo).

2. **PROFILO 2**:

- *Strato 2*:

$$\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3 = \text{peso di volume totale}$$

$$c_u = 50 \text{ kPa} = \text{coesione efficace}$$

$$\phi' = 26^\circ = \text{angolo di resistenza al taglio}$$

$$E_{VC} = 7 \text{ MPa} = \text{modulo in compressione vergine}$$

$$E_{UR} = 7 \text{ MPa} = \text{modulo in condizioni di scarico-ricarico}$$

Per tener conto del maggior grado di consistenza di tali materiali con la profondità, si sono attribuiti una coesione efficace di 10 kPa ed un modulo elastico di 10 MPa a profondità maggiori di 4÷6m (comunque al di sotto del piano di scavo).

L'interfaccia terreno-struttura è stata rappresentata considerando cautelativamente un valore del rapporto $\delta/\phi' = 0.5$.

Nei calcoli di cui ai paragrafi seguenti si è assunto il livello di falda a 1 m da p.c.

9.2 Metodo di calcolo

DIMENSIONAMENTO DELLE PARATIE

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le fasi di lavoro (scavi e inserimento degli elementi di contrasto) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno paratia.

A tal fine è stato impiegato il programma di calcolo "PARATIE" Versione 6.1 della Harpaceas srl di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico: esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Le verifiche delle sezioni sono effettuate con riferimento al D.M. 96.

DIMENSIONAMENTO DEI TIRANTI

Nel presente paragrafo si propone il dimensionamento della parte attiva dei tiranti sotto l'ipotesi che possano essere realizzati con la tecnica delle iniezioni multiple ripetute.

La perforazione degli stessi sarà realizzata a rotazione o a rotopercolazione, in presenza di rivestimento metallico provvisorio a tutta lunghezza, con diametro ≥ 160 mm.

In corrispondenza della parte connessa del tirante si provvederà ad iniettare un volume di miscela complessivo non inferiore a $1.6 \times$ volume teorico di perforazione.

Per il dimensionamento dei tiranti nei riguardi dei carichi di trazione si è fatto riferimento alle indicazioni di Bustamante e Doix . Secondo questi Autori la portata limite può essere espressa come:

$$Q_u = \pi \times D_b \times L_c \times q_s = \pi \times \alpha \times D_p \times L_c \times q_s$$

in cui:

D_b = diametro medio del tratto di fondazione;

L_c = lunghezza del tratto di fondazione

q_s = aderenza limite fondazione-terreno

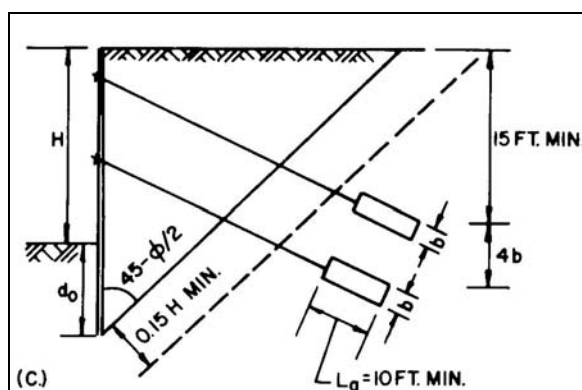
D_p = diametro di perforazione ≥ 160 mm

α = rapporto fra diametro medio del tratto di fondazione e diametro di perforazione, funzione del tipo di terreno, della metodologia di iniezione e del quantitativo di miscela iniettata. Nel presente caso è stato assunto pari a 1.4

Prima del bloccaggio definitivo al pretiro di progetto, tutti i tiranti saranno portati ad un tiro del 20% superiore a quello nominale.

Per tiranti permanenti gli Autori suggeriscono di utilizzare un coefficiente di sicurezza pari a 2.

Si segnala infine che la lunghezza libera (o passiva) del tirante si calcola in base al criterio indicato nella seguente figura.



Si fa notare che il terreno di fondazione dei tiranti ha proprietà meccaniche decisamente scadenti. Pertanto si ritiene necessario eseguire un numero elevato di prove di tiro prima della completa messa in opera di tutti i tiranti.

9.2.1 Spinte statiche

Il calcolo delle spinte del terreno è condotto utilizzando i coefficienti di spinta di seguito riportati.

Il valore del coefficiente di spinta attiva è definito secondo la seguente soluzione analitica (Müller-Breslau, 1924):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = angolo di attrito muro-terreno;

i = inclinazione del profilo del terreno rispetto all'orizzontale (nel presente caso $i = 0$);

β = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale (nel presente caso $\beta = 0$);

Il valore dell'angolo di attrito paramento-terreno (δ) è stato assunto pari a: $\delta/\phi = 0.5$.

Il coefficiente di resistenza passiva K_p è valutato in accordo alla teoria di Caquot-Kerisel, con gli stessi valori di δ discussi in precedenza. Per definire la componente orizzontale della spinta passiva, il valore di K_p così determinato è moltiplicato per il coseno di δ ($K_{ph} = K_p \times \cos \delta$) ed è impiegato senza l'introduzione di (ulteriori) fattori di sicurezza parziali. La verifica dell'effettivo coefficiente di sicurezza alla stabilità globale disponibile è effettuata in seguito, riferendosi al valore della resistenza passiva mobilitata a valle dell'opera, controllando che quest'ultimo risulti inferiore al 50% di quello relativo alla resistenza passiva (totale) potenzialmente disponibile.

In riferimento a quanto proposto al paragrafo 9.1, relativamente ai parametri geotecnici del terreno, si deducono i seguenti coefficienti di spinta:

- *Strato 1*: fino a 4 m di profondità

$$K_0 = 0.470$$

$$K_a = 0.267$$

$$K_p = 5.052$$

- *Strato 2*: profondità maggiori di 4 m

$$K_0 = 0.562$$

$$K_a = 0.344$$

$$K_p = 3.511$$

9.2.2 Spinte sismiche

Le azioni sismiche sono valutate secondo quanto indicato nel D.M. 16/01/1996 . Più precisamente: rispetto alle condizioni di spinta statica con coefficiente di spinta attiva calcolato per i valori reali di inclinazione del terreno (i) e del paramento (β), si considera un incremento di spinta orizzontale, distribuito con schema triangolare rovesciato, pari alla differenza fra la spinta del terreno in condizioni sismiche e quella in condizioni statiche. La spinta in condizioni sismiche è calcolata come

$$F_s = A \times F'$$

dove:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \vartheta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \vartheta}$$

$$\vartheta = \arctg(C)$$

C = coefficiente di intensità sismica

$$F' = \text{spinta calcolata per } \begin{cases} i' = i + \vartheta \\ \beta = \beta + \vartheta \end{cases}$$

Tenuto conto del grado di vincolo della struttura, gli effetti inerziali, comunque modesti, sono considerati attraverso l'applicazione di una forza orizzontale concentrata, ottenuta moltiplicando il peso dell'opera di ritenuta per il coefficiente di intensità sismica secondo quanto indicato nel D.M. 16/01/1996.

$$F_i = C \times W \quad \text{forza d'inerzia orizzontale}$$

con:

$$C = \frac{9 - 2}{100} = 0.07 \quad \text{coefficiente di intensità sismica}$$

La forza F_i è applicata come un carico uniformemente distribuito su tutta l'altezza della paratia.

9.2.3 Spinte idrauliche

Nel tenere conto della presenza di acqua nel terreno, PARATIE assume che il terreno immerso sia saturo (grado di saturazione 100%).

Il calcolo della pressione dell'acqua nei pori è, per ipotesi, del tutto indipendente da qualsiasi deformazione e conseguente stato di sforzo nello scheletro solido del terreno.

Nelle analisi svolte, si è assunto il livello di falda alla quota di 1 m da piano campagna; si è ipotizzato inoltre che durante le operazioni di scavo e posa in opera dei tiranti, si sia previsto un sistema di aggettamento delle acque tale per cui la falda si trovi sempre ad una quota pari o inferiore a quella di fondo scavo.

Nel presente caso s'ipotizza inoltre di essere in condizioni stazionarie in cui la distribuzione delle pressioni è idrostatica. Data la prevalenza di materiale coesivo, si ritiene accettabile l'ipotesi di assenza di filtrazione.

9.3 Sostegno scavi collettori

Nella seguente tabella si riporta, per ciascun collettore, la massima profondità di scavo necessaria per la posa in opera del tubo. Essa è stata definita a partire dai profili riportati nelle tavole di cui al rif. [2.3.4]; si è in prima analisi assunto che l'effettiva quota di fondo scavo fosse 1 m al di sotto della quota di scorrimento riportata nelle tavole.

Per quanto concerne la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti in sito, per ciascun collettore viene indicata la tratta in cui si è in presenza del profilo 1 (in prossimità della costa) e del profilo 2 (solo materiale coesivo).

Collettore	Altezza massimo scavo	Lunghezza totale collettore	da pk	a pk	Stratigrafia
	[m]	[m]	[m]	[m]	
PEDRERA GRANDE SUD	3.2	330			profilo 1
BRANCONA NORD	2.9	485	0	440	profilo 1
	3.2		440	485	profilo 1
BRANCONA SUD	2.9	135	0	48	profilo 1
	3.2		48	95	profilo 1
VISERBELLA NORD	2.6	200			profilo 1
VISERBELLA SUD	2.6	200			profilo 1
SORTIE NORD	2.9	450			profilo 1
SORTIE SUD	2.7	60			profilo 1
TURCHETTA NORD	2.9	230			profilo 1
TURCHETTA SUD	2.7	40			profilo 1
RODELLA NORD	2.9	1000	0	30	profilo 2
	3.5		30	95	profilo 2
	3.0		95	322	profilo 2
	3.0		322	750	profilo 1
	3.7		750	1000	profilo 1
RODELLA SUD	2.9	1145	0	150	profilo 2
	3.5		150	230	profilo 2
	2.7		230	493	profilo 2
	2.7		493	915	profilo 1
	3.7		915	1145	profilo 1
RONCASSO NORD	4.3	550			profilo 1
RONCASSO SUD	4.3	550			profilo 1
ISOLA	6.4	1545			profilo 1

9.3.1 Casi analizzati

Per la realizzazione degli scavi per la posa in opera dei collettori, si prevede di utilizzare palancole metalliche Larssen, di lunghezza e tipo variabile a seconda delle massime profondità raggiunte. Ove necessario, si prevede l'utilizzo di puntoni al fine di limitare le deformazioni subite dalla palanca.

Dall'analisi delle massime altezze di scavo raggiunte per i diversi collettori (si veda la tabella riportata al paragrafo precedente), si è proceduto al dimensionamento delle palancole per i seguenti casi:

1. Massima profondità scavo: 2 m –stratigrafia: profilo 1;
2. Massima profondità scavo: 2 m –stratigrafia: profilo 2;
3. Massima profondità scavo: 3 m –stratigrafia: profilo 1;
4. Massima profondità scavo: 3 m –stratigrafia: profilo 2;
5. Massima profondità scavo: 4 m –stratigrafia: profilo 1;

6. Massima profondità scavo: 4 m –stratigrafia: profilo 2;
7. Massima profondità scavo: 5 m –stratigrafia: profilo 1;
8. Massima profondità scavo: 5 m –stratigrafia: profilo 2;
9. Massima profondità scavo: 6.5 m –stratigrafia: profilo 1;
10. Massima profondità scavo: 6.5 m –stratigrafia: profilo 2.

9.3.2 Risultati

Nella seguente tabella si riportano le soluzioni definite per ciascun altezza di scavo e tipologia di profilo. Si riportano inoltre gli spostamenti massimi, la percentuale di spinta passiva mobilitata ed il momento massimo sia per il caso statico che sismico. Nel caso si preveda di sostenere lo scavo con uno o più puntone, si riportano in tabella le profondità a cui si assume vengano posti.

SOLUZIONI E RISULTATI PER GLI SCAVI DEI COLLETTORI (CON PUNTONE)

Soluzione	Profondità Scavo [m]	Stratigrafia Profilo	Tipo palancola	Quota puntone [m da p.c.]	Lung. tot paratia [m]	CONDIZIONE					
						STATICA			SISMICA		
						d_{max} [mm]	M_{max} [kNm/m]	S_p [%]	d_{max} [mm]	M_{max} [kNm/m]	S_p [%]
1	2	1	Larssen L600K	-0.5m	4	3	8	43	3	8	47
2		2			3	6	4.4	39	6	4.7	39
3	3	1	Larssen L600K	-0.5m	6	15	36	43	15	37.9	44
4		2			5.5	10	26	42	11	27.7	43
5	4	1	Larssen L601	-0.5m	8.5	23	76	45	23	80	46
6		2			8.5	23	80	45	24	84.5	46
7	5	1	Larssen L607	-1.0m e -2.5m	10	29	205.55	44	29	209.37	44
8		2			9	24	186.8	50	25	189.5	50
9	6.5	1	Larssen L607	-1.0m e -3.5m	15	49	200.93	47	50	206.71	47
10		2			15	49	208.21	47	49	208.21	47

LEGENDA:

d_{max} : spostamento massimo subito dalla paratia

M_{max} : momento massimo agente sulla paratia

S_p : massima spinta passiva mobilitata

Infine si indica per ciascun collettore la soluzione più adatta:

Collettore	Altezza massimo scavo	da pk	a pk	Stratigrafia	Soluzione
	[m]	[m]	[m]		
PEDRERA GRANDE SUD	3.2			profilo 1	5
BRANCONA NORD	2.9	0	440	profilo 1	3
	3.2	440	485	profilo 1	5
BRANCONA SUD	2.9	0	48	profilo 1	3
	3.2	48	95	profilo 1	5
VISERBELLA NORD	2.6			profilo 1	3
VISERBELLA SUD	2.6			profilo 1	3
SORTIE NORD	2.9			profilo 1	3
SORTIE SUD	2.7			profilo 1	3
TURCHETTA NORD	2.9			profilo 1	3
TURCHETTA SUD	2.7			profilo 1	3
RODELLA NORD	2.9	0	30	profilo 2	4
	3.5	30	95	profilo 2	6
	3.0	95	322	profilo 2	4
	3.0	322	750	profilo 1	3
	3.7	750	1000	profilo 1	5
RODELLA SUD	2.9	0	150	profilo 2	4
	3.5	150	230	profilo 2	6
	2.7	230	493	profilo 2	4
	2.7	493	915	profilo 1	3
	3.7	915	1145	profilo 1	5
RONCASSO NORD	4.3			profilo 1	7
RONCASSO SUD	4.3			profilo 1	7
ISOLA	6.4			profilo 1	9

9.4 Sostegno scavi vasche di prima pioggia

In tabella si riportano tutte le vasche di prima pioggia in analisi con la relativa altezza di massimo scavo. Per l'esatta ubicazione in pianta si rimanda alla tavola di cui al rif.[2.3.3].

Anche per questo caso relativamente alla caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione, si indica, per ciascuna vasca, se i materiali presenti in sito possono essere modellizzati secondo il profilo 1 (in prossimità della costa) o il profilo 2 (solo materiale coesivo).

<i>Descrizione vasca</i>	<i>Altezza massimo scavo</i>	<i>Stratigrafia</i>
	<i>[m]</i>	
TORRE PEDRERA	5.7	profilo 1
CAVALLACCIO	4.5	profilo 1
BRANCONA	4.9	profilo 1
VISERBELLA	4.2	profilo 1
SORTIE	6.3	profilo 1
SPINA	5.9	profilo 1
4A	5.6	profilo 1
TURCHETTA	5.1	profilo 1
RIVABELLA	4.7	profilo 1
ZAVAGLI	9.8	profilo 1
MARINAIO	4.7	profilo 1
RONCASSO	5.0	profilo 1
FUSIGNANO	5.5	profilo 2
INACASA	6.3	profilo 2
OCRA	5.5	profilo 2
ARNO	5.4	profilo 2
GROTTAROSSA	6.0	profilo 2

9.4.1 Casi analizzati

Considerata l'elevata profondità di scavo e le scadenti proprietà geotecniche dei terreni di fondazioni, si prevede di sostenere lo scavo mediante diaframmi di spessore 0.6 m o 0.8 m, ancorati mediante uno più ordini di tiranti.

I casi considerati sono:

1. Massima profondità scavo: 5 m –stratigrafia: profilo 1;
2. Massima profondità scavo: 5 m –stratigrafia: profilo 2;
3. Massima profondità scavo: 6 m –stratigrafia: profilo 1;
4. Massima profondità scavo: 6 m –stratigrafia: profilo 2;
5. Massima profondità scavo: 6.5 m –stratigrafia: profilo 1;
6. Massima profondità scavo: 6.5 m –stratigrafia: profilo 2;
7. Massima profondità scavo: 10 m –stratigrafia: profilo 1;
8. Massima profondità scavo: 10 m –stratigrafia: profilo 2.

9.4.2 Risultati

Le soluzioni definite ed i risultati ottenuti per scavi profondi 5 m-6 m-6.5 m, in termini di deformazioni, taglio e momento massimi, massima spinta passiva mobilitata, sono riportati in tabella sia per il caso statico che sismico. Segue immediatamente una descrizione dei tiranti impiegati per ciascun caso analizzato.

Soluzione	Profondità Scavo [m]	Stratigrafia Profilo	Spessore diaframma	Numero ordini Tirante	Lungh.tot paratia [m]	CONDIZIONE							
						STATICA				SISMICA			
						d_{max} [mm]	T_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	S_p [%]	d_{max} [mm]	T_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	S_p [%]
1	5	1	0.6m	1	11	21	86.3	93.5	47	21	95.15	95.52	48
2		2			11	20	86.8	85.96	47	21	95	85.33	48
3	6	1	0.6m	2	13	29	109.3	89.2	49	30	115.73	84.17	50
4		2			13	29	103.7	84.51	49	29	110.7	76	50
5	6.5	1	0.6m	2	15	33	96.5	165.7	49	33	99.5	156.7	49
6		2			15	33	91.88	151.54	48	33	95.8	136.84	49

LEGENDA:

d_{max} : spostamento massimo subito dalla paratia

M_{max} : momento massimo agente sulla paratia

T_{max} : taglio massimo agente sulla paratia

S_p : massima spinta passiva mobilitata

DESCRIZIONE DEI TIRANTI

Profondità di scavo: 5 m da p.c.

$z = 2.0$ m da p.c. profondità tirante da piano campagna
 $\Delta_p > 160$ mm diametro di perforazione
 $\alpha = 15^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale
 $L_{totale} = 20$ m lunghezza totale
 $L_{bulbo} = 14$ m lunghezza attiva (iniezione multiple ripetute)
 $n_{tr} = 4$ numero trefoli da 0.6" ($A_s = 556\text{mm}^2$)
 $N_0 = 100$ kN pretiro sul singolo tirante
 $i = 1.25$ m interasse in pianta tra tiranti adiacenti

Essendo l'interasse tra i tiranti molto ridotto si ritiene opportuno inclinarli alternativamente di 12° e 18° in modo tale da non avere interferenze tra i bulbi.

Profondità di scavo: 6 m da p.c.

1° ordine di tiranti posizionato a -2.0 m da piano campagna

$z = 2.0$ m da p.c. profondità tirante da piano campagna
 $\Delta_p > 160$ mm diametro di perforazione
 $\alpha = 15^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale
 $L_{totale} = 21$ m lunghezza totale
 $L_{bulbo} = 14$ m lunghezza attiva (iniezione multiple ripetute)
 $n_{tr} = 4$ numero trefoli da 0.6" ($A_s = 556\text{mm}^2$)

$N_0 = 125 \text{ kN}$ pretiro sul singolo tirante
 $i = 1.25 \text{ m}$ interasse in pianta tra tiranti adiacenti

Essendo l'interasse tra i tiranti molto ridotto si ritiene opportuno inclinarli alternativamente di 12° e 18° in modo tale da non avere interferenze tra i bulbi.

2° ordine di tiranti posizionato a -4.0 m da piano campagna

$z = 4.0 \text{ m}$ da p.c. profondità tirante da piano campagna
 $\Delta_p > 160 \text{ mm}$ diametro di perforazione
 $\alpha = 18^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale
 $L_{\text{totale}} = 20 \text{ m}$ lunghezza totale
 $L_{\text{bulbo}} = 14 \text{ m}$ lunghezza attiva (iniezione multiple ripetute)
 $n_{\text{tr}} = 4$ numero trefoli da 0.6" ($A_s = 556 \text{ mm}^2$)
 $N_0 = 125 \text{ kN}$ pretiro sul singolo tirante
 $i = 1.25 \text{ m}$ interasse in pianta tra tiranti adiacenti

Essendo l'interasse tra i tiranti molto ridotto si ritiene opportuno inclinarli alternativamente di 15° e 21° in modo tale da non avere interferenze tra i bulbi.

Profondità di scavo: 6.5 m da p.c.

1° ordine di tiranti posizionato a -2.0 m da piano campagna

$z = 2.0 \text{ m}$ da p.c. profondità tirante da piano campagna
 $\Delta_p > 160 \text{ mm}$ diametro di perforazione
 $\alpha = 15^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale
 $L_{\text{totale}} = 24 \text{ m}$ lunghezza totale
 $L_{\text{bulbo}} = 15 \text{ m}$ lunghezza attiva (iniezione multiple ripetute)
 $n_{\text{tr}} = 4$ numero trefoli da 0.6" ($A_s = 556 \text{ mm}^2$)
 $N_0 = 94 \text{ kN}$ pretiro sul singolo tirante
 $i = 1.25 \text{ m}$ interasse in pianta tra tiranti adiacenti

Essendo l'interasse tra i tiranti molto ridotto si ritiene opportuno inclinarli alternativamente di 12° e 18° in modo tale da non avere interferenze tra i bulbi.

2° ordine di tiranti posizionato a -5.0 m da piano campagna

$z = 5.0 \text{ m}$ da p.c. profondità tirante da piano campagna
 $\Delta_p > 160 \text{ mm}$ diametro di perforazione
 $\alpha = 18^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale
 $L_{\text{totale}} = 20 \text{ m}$ lunghezza totale
 $L_{\text{bulbo}} = 13 \text{ m}$ lunghezza attiva (iniezione multiple ripetute)
 $n_{\text{tr}} = 4$ numero trefoli da 0.6" ($A_s = 556 \text{ mm}^2$)
 $N_0 = 125 \text{ kN}$ pretiro sul singolo tirante

$i = 1.25 \text{ m}$ interasse in pianta tra tiranti adiacenti

Essendo l'interasse tra i tiranti molto ridotto si ritiene opportuno inclinarli alternativamente di 15° e 21° in modo tale da non avere interferenze tra i bulbi.

Per quanto concerne lo scavo di profondità pari a 10 m relativo alla vasca di prima pioggia situato nell'area "Isola", nella seguente tabella si riportano deformazioni, taglio massimo, momento massimo e spinta passiva mobilitata ottenuti. Si prevede di realizzare 3 ordini di tiranti le cui caratteristiche sono riportate nel seguito.

Soluzione	Profondità Scavo [m]	Stratigrafia Profilo	Spessore diaframma	Numero ordini Tirante	Lungh.tot paratia [m]	CONDIZIONE							
						STATICA				SISMICA			
						d_{max} [mm]	T_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	S_p [%]	d_{max} [mm]	T_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	S_p [%]
7	10	1	0.8m	3	20	92	249	646.57	68	92	260.88	629.11	68
8		2			20	91	243.9	653.42	68	91	257.96	621.42	68

LEGENDA:

d_{max} : spostamento massimo subito dalla paratia

M_{max} : momento massimo agente sulla paratia

T_{max} : taglio massimo agente sulla paratia

S_p : massima spinta passiva mobilitata

DESCRIZIONE DEI TIRANTI

1° ordine di tiranti posizionato a -2.5 m da piano campagna

$z = 2.5 \text{ m}$ da p.c. profondità tirante da piano campagna
 $\Delta_p > 160 \text{ mm}$ diametro di perforazione
 $\alpha = 15^\circ$ inclinazione rispetto all'orizzontale
 $L_{libera} = 12 \text{ m}$ lunghezza libera
 $L_{bulbo} = 20 \text{ m}$ lunghezza attiva (iniezione multiple ripetute)
 $n_{tr} = 4$ numero trefoli da 0.6" ($A_s = 556\text{mm}^2$)
 $N_0 = 50 \text{ kN}$ pretiro sul singolo tirante
 $i = 1.25 \text{ m}$ interasse in pianta tra tiranti adiacenti

Essendo l'interasse tra i tiranti molto ridotto si ritiene opportuno inclinarli alternativamente di 12° e 18° in modo tale da non avere interferenze tra i bulbi.

2° ordine di tiranti posizionato a -5.5 m da piano campagna

$z = 5.5 \text{ m}$ da p.c. profondità tirante da piano campagna
 $\Delta_p > 160 \text{ mm}$ diametro di perforazione

$\alpha = 18^\circ$	inclinazione rispetto all'orizzontale
$L_{libera} = 10 \text{ m}$	lunghezza libera
$L_{bulbo} = 22 \text{ m}$	lunghezza attiva (iniezione multiple ripetute)
$n_{tr} = 4$	numero trefoli da 0.6" ($A_s = 556 \text{ mm}^2$)
$N_0 = 100 \text{ kN}$	pretiro sul singolo tirante
$i = 1.25 \text{ m}$	interasse in pianta tra tiranti adiacenti

Essendo l'interasse tra i tiranti molto ridotto si ritiene opportuno inclinarli alternativamente di 15° e 21° in modo tale da non avere interferenze tra i bulbi.

3° ordine di tiranti posizionato a -7.5 m da piano campagna

$z = 7.5 \text{ m da p.c.}$	profondità tirante da piano campagna
$\Delta_p > 160 \text{ mm}$	diametro di perforazione
$\alpha = 21^\circ$	inclinazione rispetto all'orizzontale
$L_{libera} = 8.5 \text{ m}$	lunghezza libera
$L_{bulbo} = 23 \text{ m}$	lunghezza attiva (iniezione multiple ripetute)
$n_{tr} = 4$	numero trefoli da 0.6" ($A_s = 556 \text{ mm}^2$)
$N_0 = 125 \text{ kN}$	pretiro sul singolo tirante
$i = 1.25 \text{ m}$	interasse in pianta tra tiranti adiacenti

Essendo l'interasse tra i tiranti molto ridotto si ritiene opportuno inclinarli alternativamente di 18° e 24° in modo tale da non avere interferenze tra i bulbi.

Per quest'ultimo caso, scavo a 10 m da piano campagna, dall'analisi dei risultati ottenuti si sono fatte le seguente considerazioni:

- data l'elevata altezza di scavo e le notevoli spinte in gioco, si ritiene di poter accettare che la spinta passiva mobilitata sia del 70 % circa, garantendo sempre un fattore di sicurezza minimo pari ad 1.5. Si fa notare che, per la presente fase di progetto, le analisi sono state eseguite considerando per i materiali più superficiali i parametri geotecnici dedotti dalle prove ad oggi a nostra disposizione, mentre in profondità le proprietà dei terreni sono state estrapolate. Per le successive fasi di progetto si ritiene necessaria una dettagliata campagna d'indagine;
- sempre per i motivi di cui al punto precedente, la realizzazione della paratia non può prescindere dall'accettabilità di una deformazione media del diaframma di 7-8 cm. E' fondamentale pertanto, nel realizzare i muri perimetrali della vasca, tener conto della diminuzione della larghezza di scavo disponibile: la paratia, infatti, deformandosi occuperà 15-20 cm dello spazio utile nello scavo;
- il tiro ultimo agente sui tiranti è tale da richiedere dei bulbi di ancoraggio di lunghezza molto elevata ($20 \div 23 \text{ m}$) utilizzando le tradizionali tecniche

di esecuzione. Si ritiene opportuno valutare l'ipotesi di eseguire tali bulbi con una particolare tecnica di iniezione. In particolare si tratta di trattare il terreno circostante all'area di futuro alloggio del tirante realizzando una colonna in jet-grouting di diametro pari a circa 0.6 m. In un secondo tempo sarà realizzato, all'interno della colonna, il tratto attivo del tirante. In tal modo, facendo conto su un diametro medio del bulbo più elevato, si ottengono lunghezze dello stesso pari a 8 m-10 m..

9.5 Sostegno scavi idrovore

9.5.1 Casi analizzati

Per quanto concerne gli scavi relativi alla posa degli impianti idrovori, si è analizzato un unico caso relativo al disegno tipologico di cui al rif.[2.3.5] in nostro possesso.

Per tale impianto, situato in località Rodella, si prevede la realizzazione di uno scavo con profondità pari a 4 m da piano campagna. La stratigrafia presente in sito è costituita da uno strato di materiale incoerente fino alla profondità di 4 m circa da piano campagna, e da materiale coesivo a profondità maggiori (*profilo 1*, in prossimità del mare).

In prima analisi, per tutti i restanti impianti idrovori per cui non è nota la profondità massima di scavo, si rimanda al paragrafo precedente relativo alle vasche di prima pioggia in cui si sono analizzati scavi profondi 5 m, 6 m, 6.5 m e 10 m. Per completezza nel presente paragrafo si analizza anche il caso ipotetico in cui un impianto idrovoro sia ubicato in un'area caratterizzata dalla stratigrafia descritta come *profilo 2* (materiale coesivo a tutte le profondità) con profondità di scavo 4m.

Si ritiene pertanto di aver analizzato nel complesso un numero di casi tali da comprendere tutte le possibili ipotesi di profondità di scavo.

9.5.2 Risultati

Nella seguente tabella si riporta la soluzione definita per i casi analizzati ed i risultati ottenuti sia in condizioni sismiche che statiche. Nel seguito si descrivono nel dettaglio i tiranti previsti.

Soluzione	Profondità Scavo [m]	Stratigrafia Profilo	Spessore diaframma	Numero ordini Tirante	Lungh.tot paratia [m]	CONDIZIONE							
						STATICA				SISMICA			
						d_{max} [mm]	T_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	S_p [%]	d_{max} [mm]	T_{max} [kN/m]	M_{max} [kNm/m]	S_p [%]
1	4	1	0.6m	1	7.5	13	62	42.8	48	13	66.17	43.3	49
2		2			7.5	12	67.16	46.48	50	12	71.96	45.77	51

LEGENDA:

d_{max} : spostamento massimo subito dalla paratia

M_{max} : momento massimo agente sulla paratia

T_{max} : taglio massimo agente sulla paratia

S_p : massima spinta passiva mobilitata

DESCRIZIONE DEI TIRANTI

Profondità di scavo: 4 m da p.c.

$z = 1.5\text{m}$ da p.c.	profondità tirante da piano campagna
$\Delta_p > 160\text{ mm}$	diametro di perforazione
$\alpha = 15^\circ$	inclinazione rispetto all'orizzontale
$L_{totale} = 16\text{ m}$	lunghezza totale
$L_{bulbo} = 12\text{ m}$	lunghezza attiva (iniezione multiple ripetute)
$n_{tr} = 4$	numero trefoli da 0.6" ($A_s = 556\text{mm}^2$)
$N_0 = 125\text{ kN}$	pretiro sul singolo tirante
$i = 1.25\text{ m}$	interasse in pianta tra tiranti adiacenti

Essendo l'interasse tra i tiranti molto ridotto si ritiene opportuno inclinarli alternativamente di 12° e 18° in modo tale da non avere interferenze tra i bulbi.

FIGURE

Piano Generale della rete fognaria del Comune di Rimini

RAGGRUPPAMENTO:
Compagnia Generale delle Acque - Hydroarch - Protecno - Soil - Ing. A. Cevese - Ing. G. Cenerini

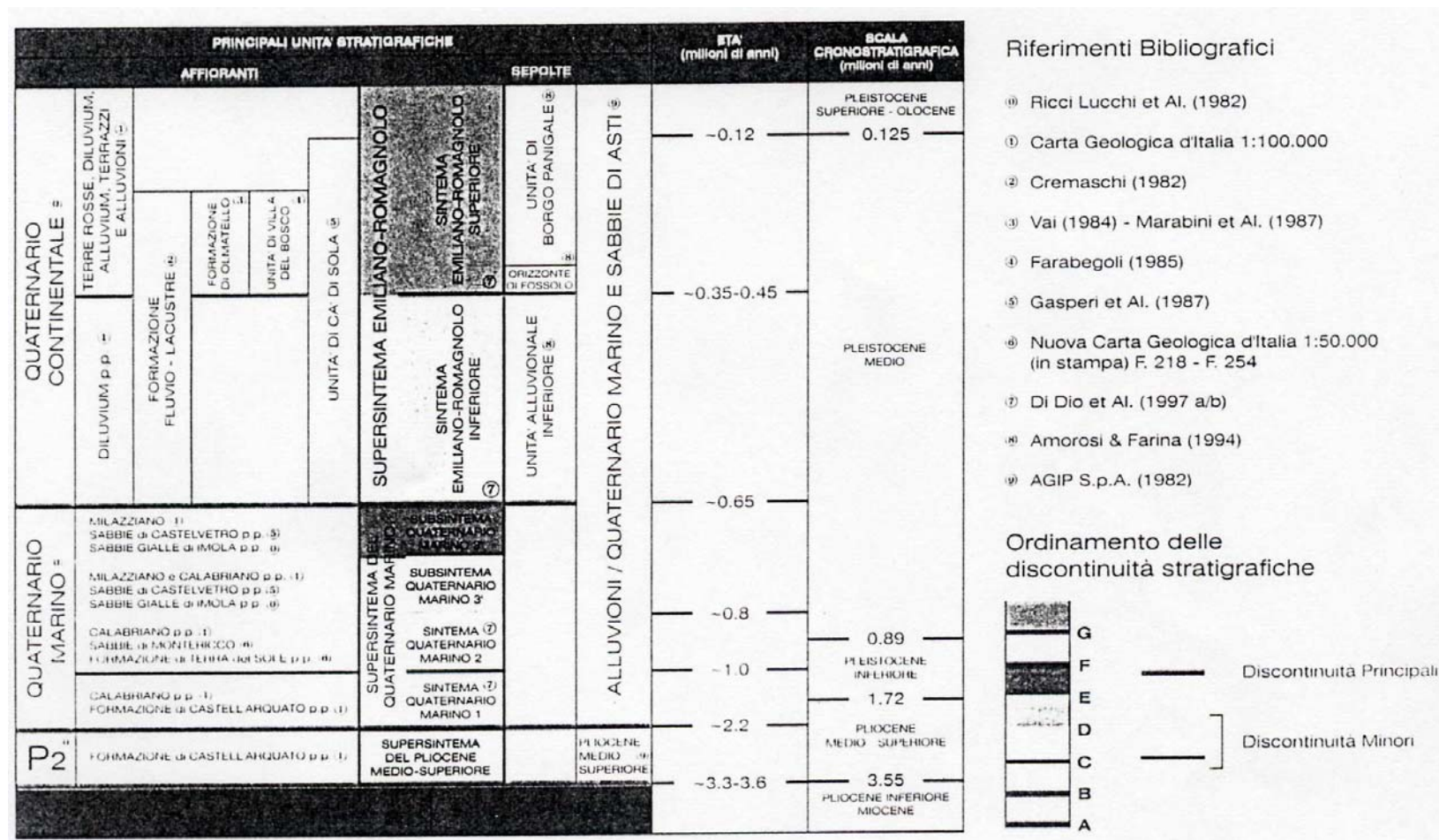


Figura 1: tabella di inquadramento geologico



Figura 2: *modifiche storiche alla rete idrografica*

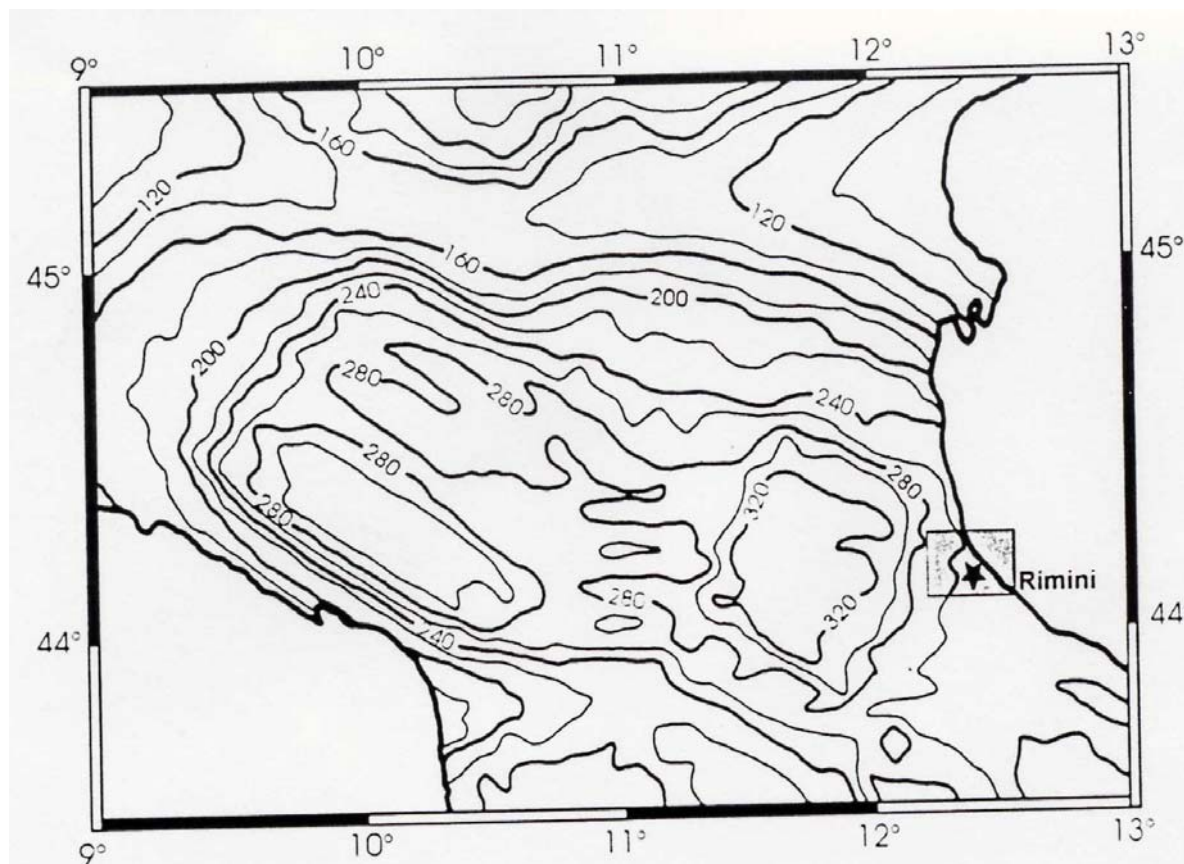


Figura 3: valori dell'accelerazione di picco attesa (in gal)

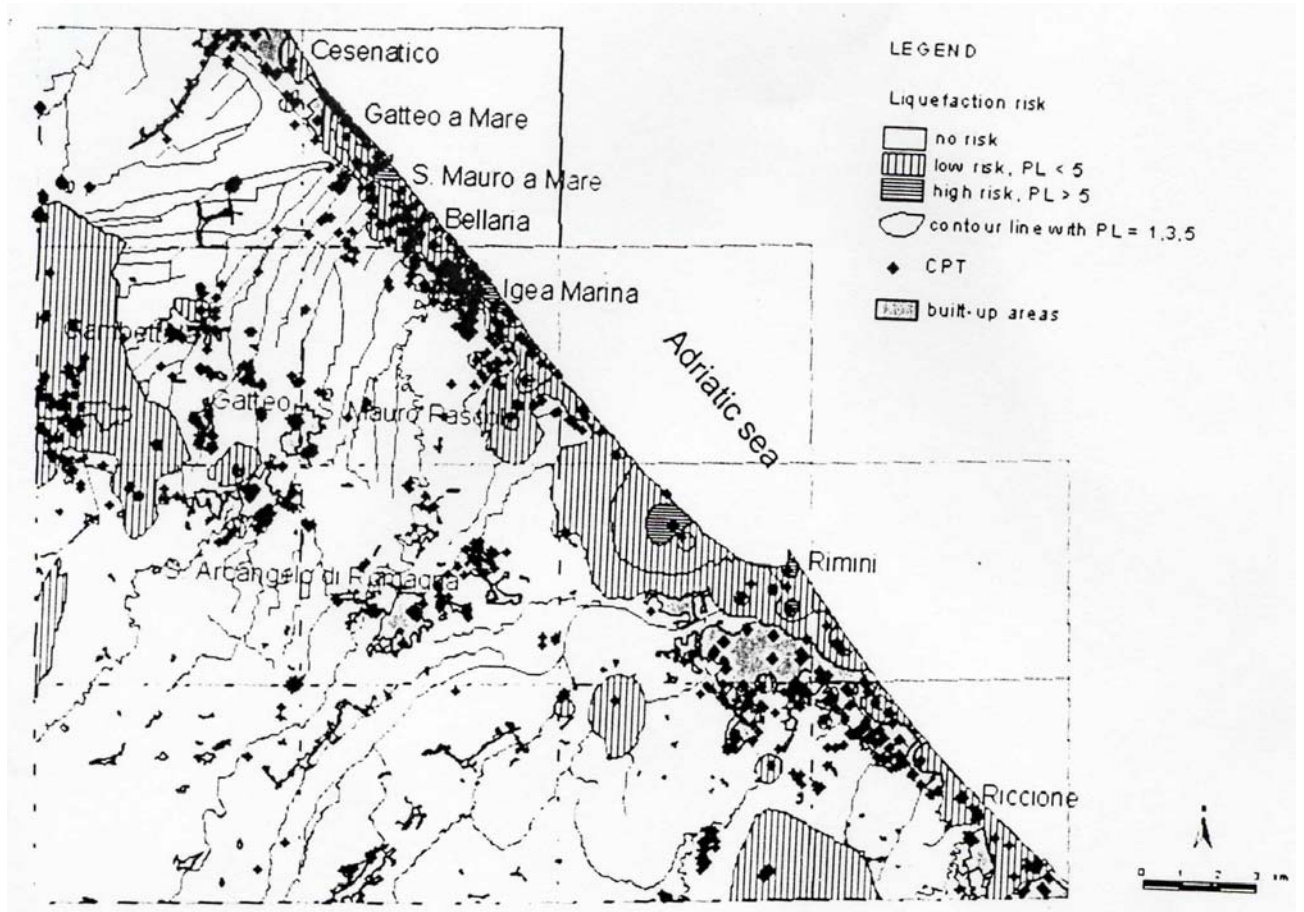


Figura 4: mappa del rischio di liquefazione (Crespellani et al., 2003)

APPENDICE 1

Interpretazione geotecnica di dettaglio in termini di parametri geotecnici di alcune verticali CPT (prove penetrometriche standard).

Vengono qui di seguito riportati i risultati di alcune analisi effettuate su prove CPT (Cone Penetration Test) effettuate all'interno del territorio comunale di Rimini.

Le prove oggetto di elaborazione sono state scelte in funzione sia della qualità dei dati a disposizione sia della loro ubicazione all'interno del territorio comunale: si è cercato infatti di coprire il più uniformemente possibile l'intera area di interesse.

Dopo una fase di digitalizzazione dei dati, si è passati ad una suddivisione tra materiali granulari e materiali coesivi nell'ambito della singola verticale esplorata (indicativo a tal fine il rapporto tra la resistenza alla punta q_c e la resistenza laterale locale) e alla successiva interpretazione delle resistenze q_c in termini di parametri geotecnici:

Terreni granulari:

- Densità relativa, D_r :
$$D_r = -98 + 66 \log_{10}(q_c / (\sigma'_{vo})^{0.5}) \quad (\text{Jamiołkowski et al, 1985})$$
- Angolo di resistenza al taglio di picco, ϕ' :
$$\phi' = 28 + 0.14 D_r \text{ (sabbie fini)} \quad (\text{Schmertmann, 1971})$$
- Modulo di Young, E' :
$$E' = 4.5 q_c \quad (\text{Berardi et al, 1975})$$

Terreni coesivi:

- Coesione non drenata, c_u :

$c_u = (q_c - \sigma_{v0}) / N_k$, essendo N_k un fattore di riduzione assunto pari a 15

- Modulo edometrico, M_{ds} :

$$M_{ds} = 8.25(q_c - \sigma_{v0}) \quad (\text{Mayne et al., 1980})$$

- Rapporto di sovraconsolidazione, OCR:

$$\text{OCR} = 0.3(q_c - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$$

Sono:

σ'_{v0} : pressione verticale efficace

σ_{v0} : pressione verticale totale

INDIVIDUAZIONE DELLE AREE DI ANALISI

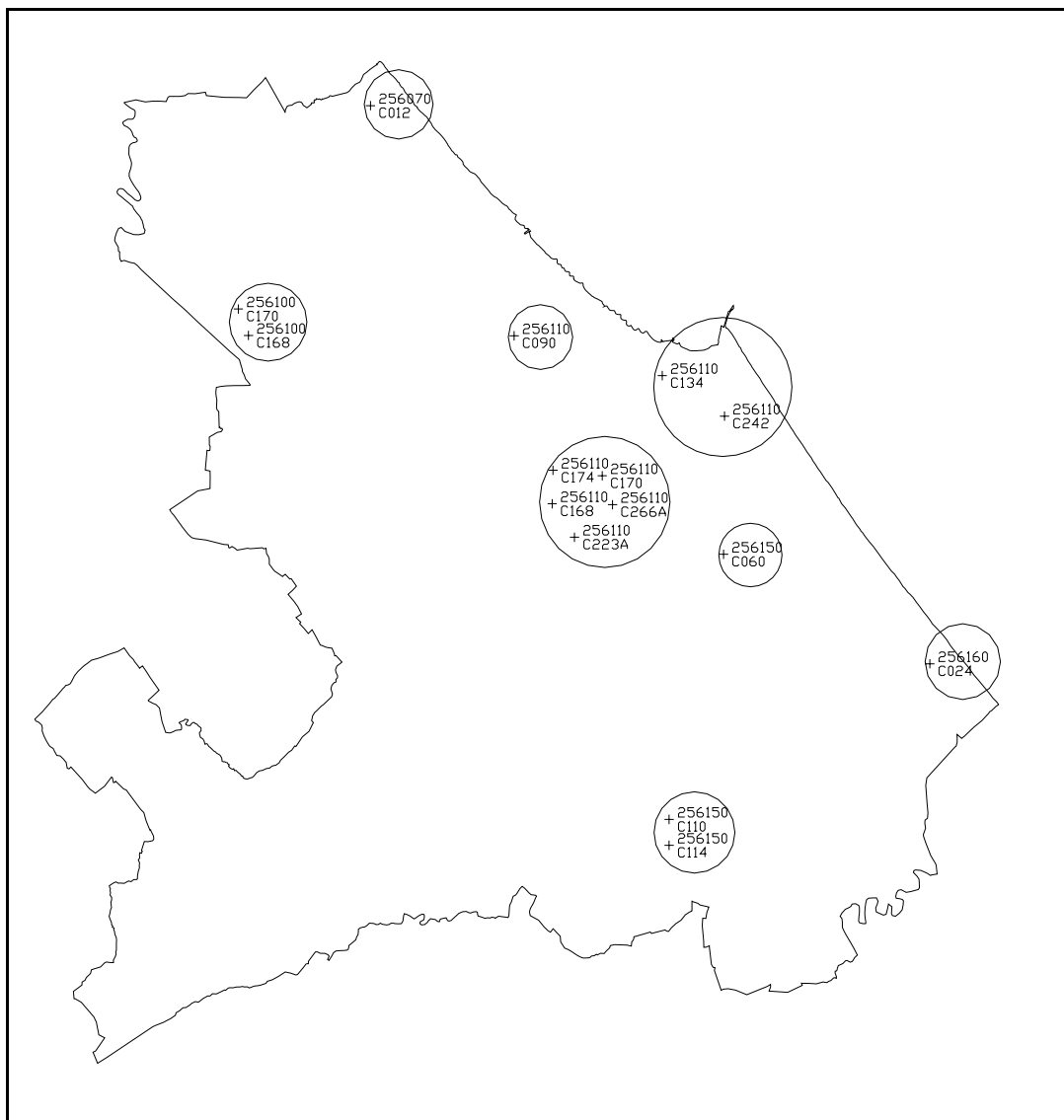


Figura A1: area comunale di Rimini con evidenziate le verticali oggetto di analisi

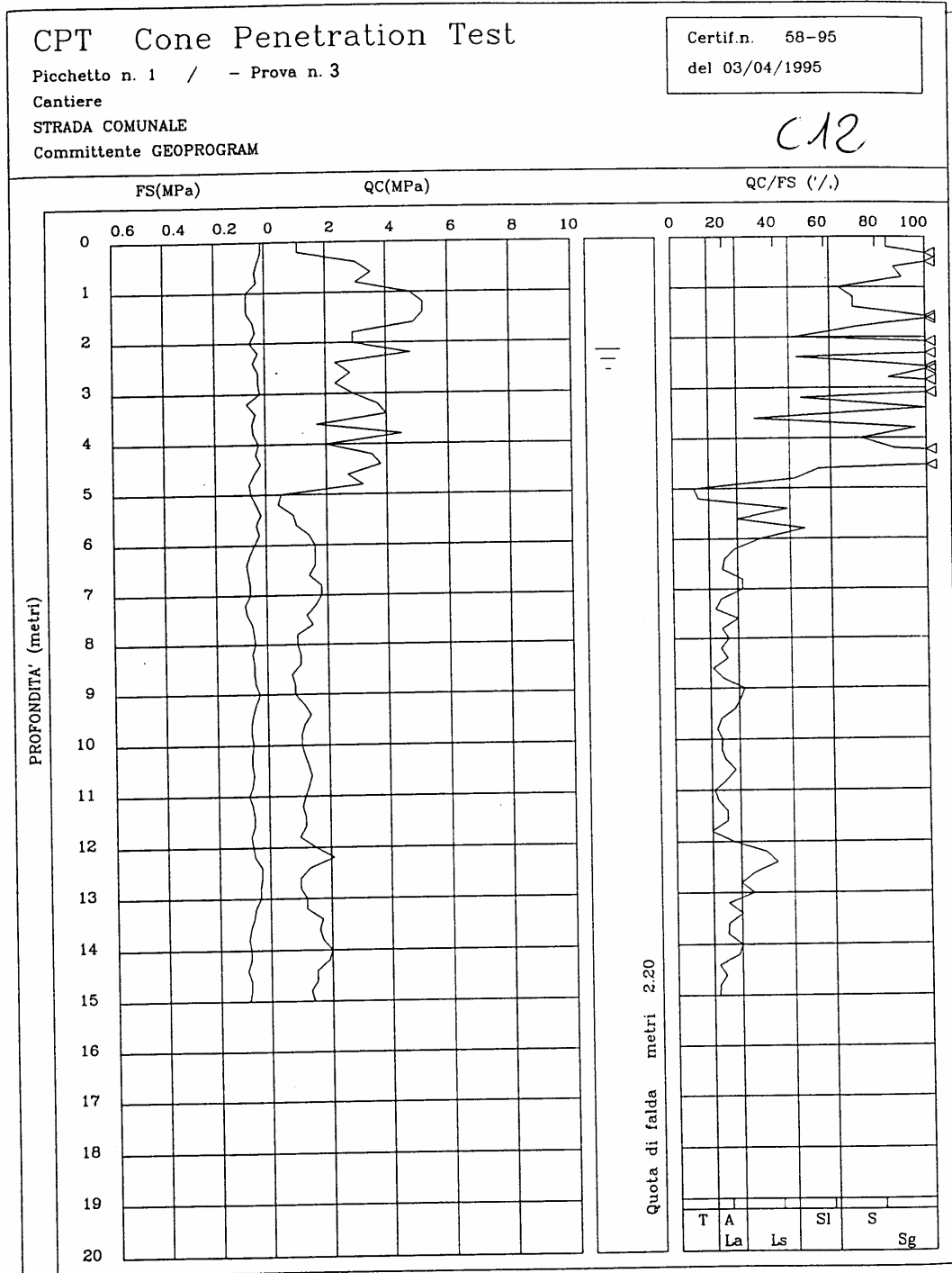
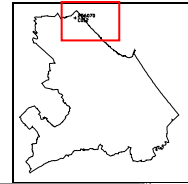
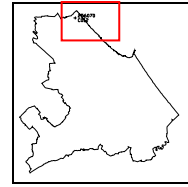


Figura A2



CPT 256070 C012

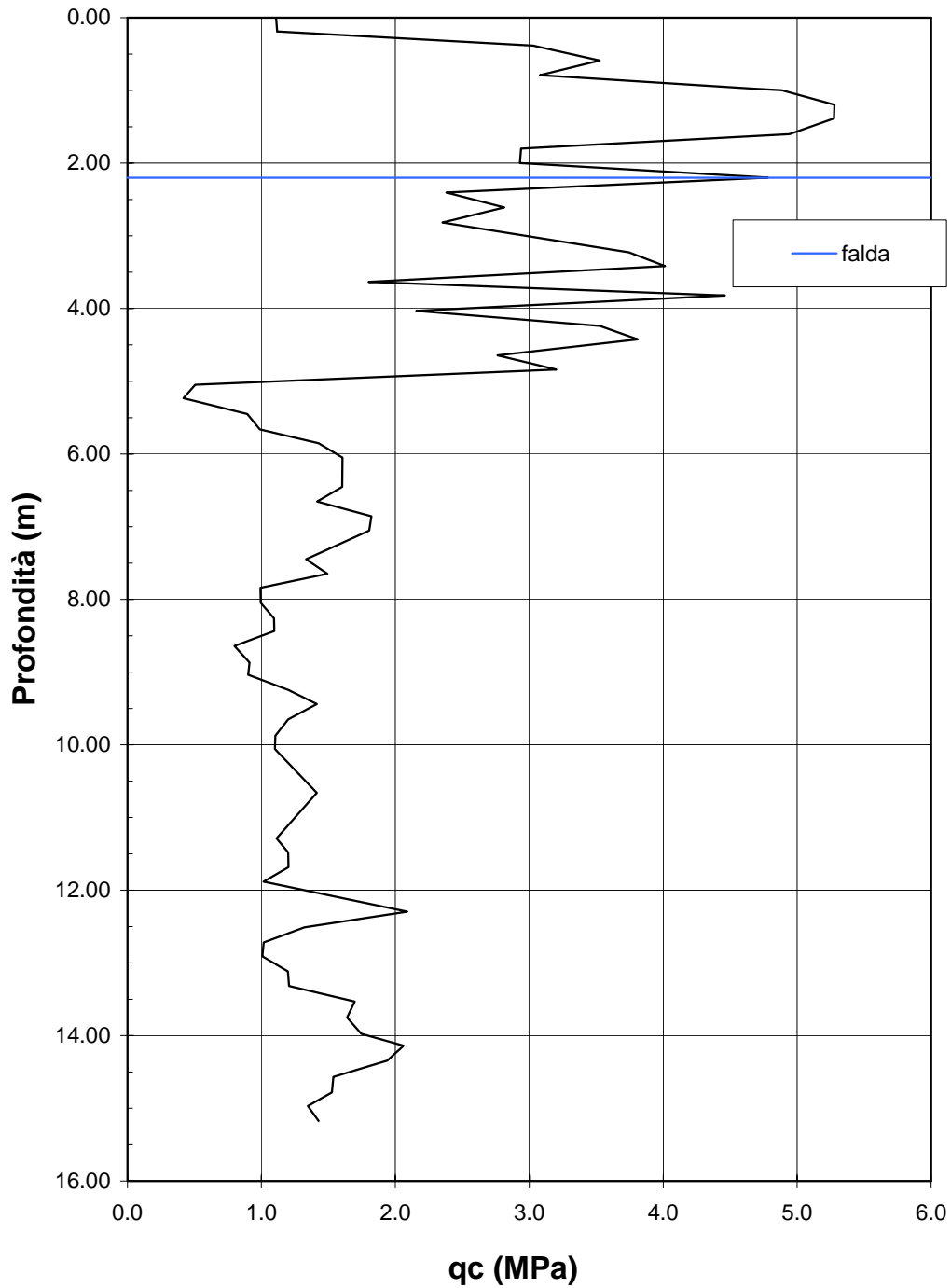
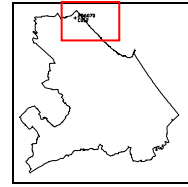


Figura A3



CPT 256070 C012
parte sommitale, sabbiosa

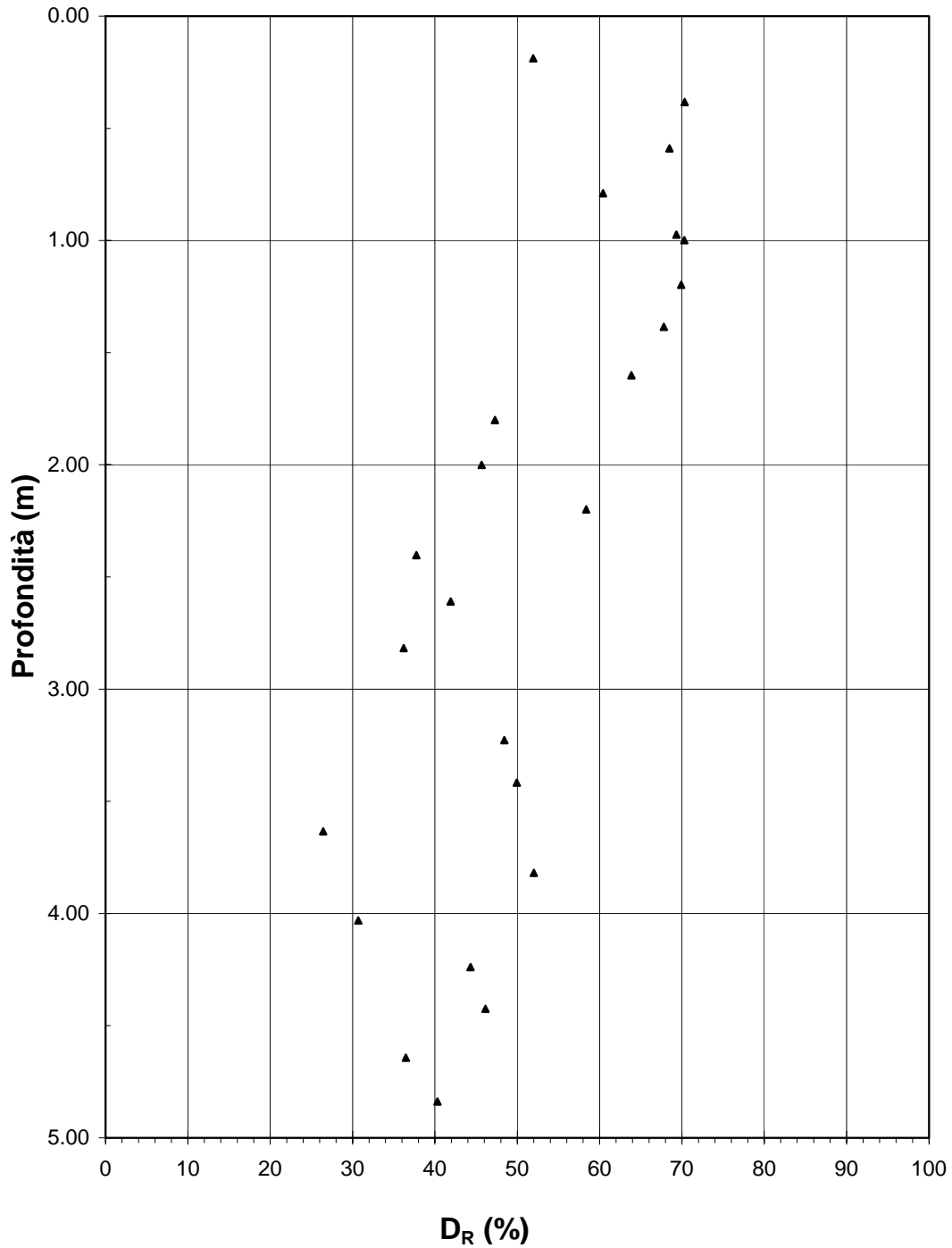
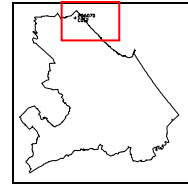


Figura A4



CPT 256070 C012
parte sommitale, sabbiosa

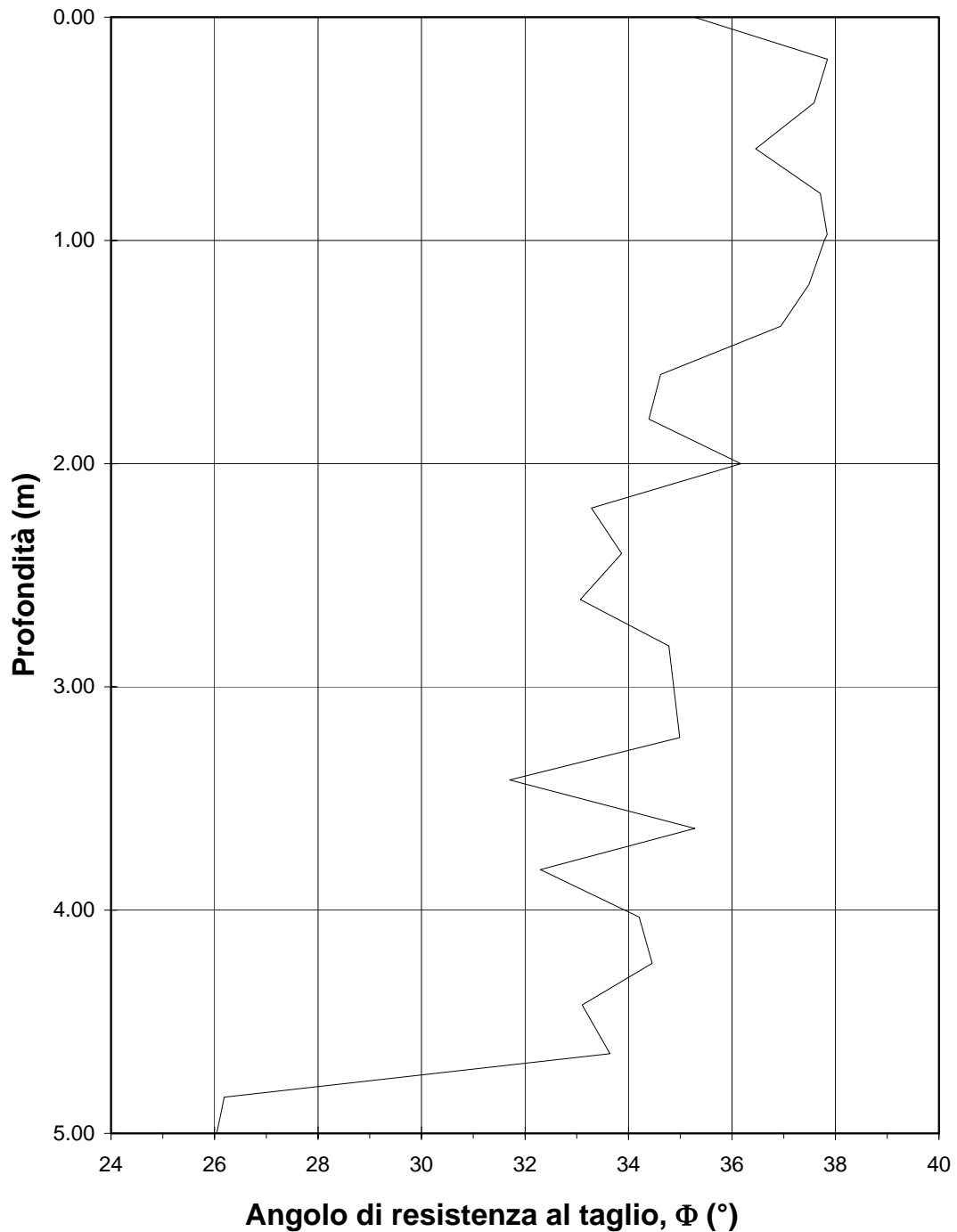
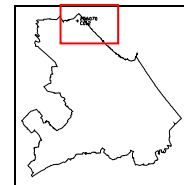


Figura A5



CPT 256070 C012
parte sommitale, sabbiosa

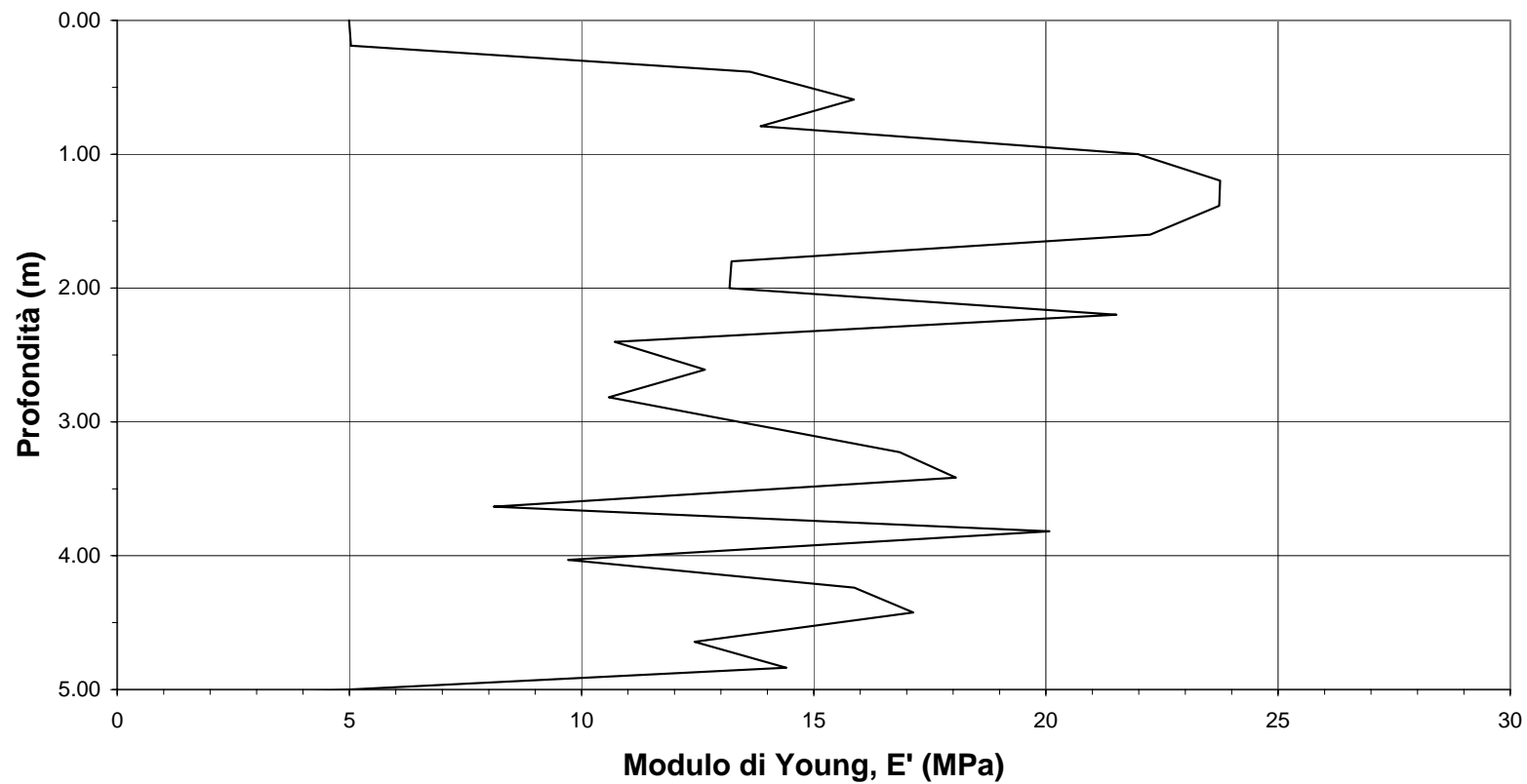
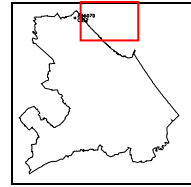


Figura A6



CPT 256070 C012
parte inferiore, materiale coesivo

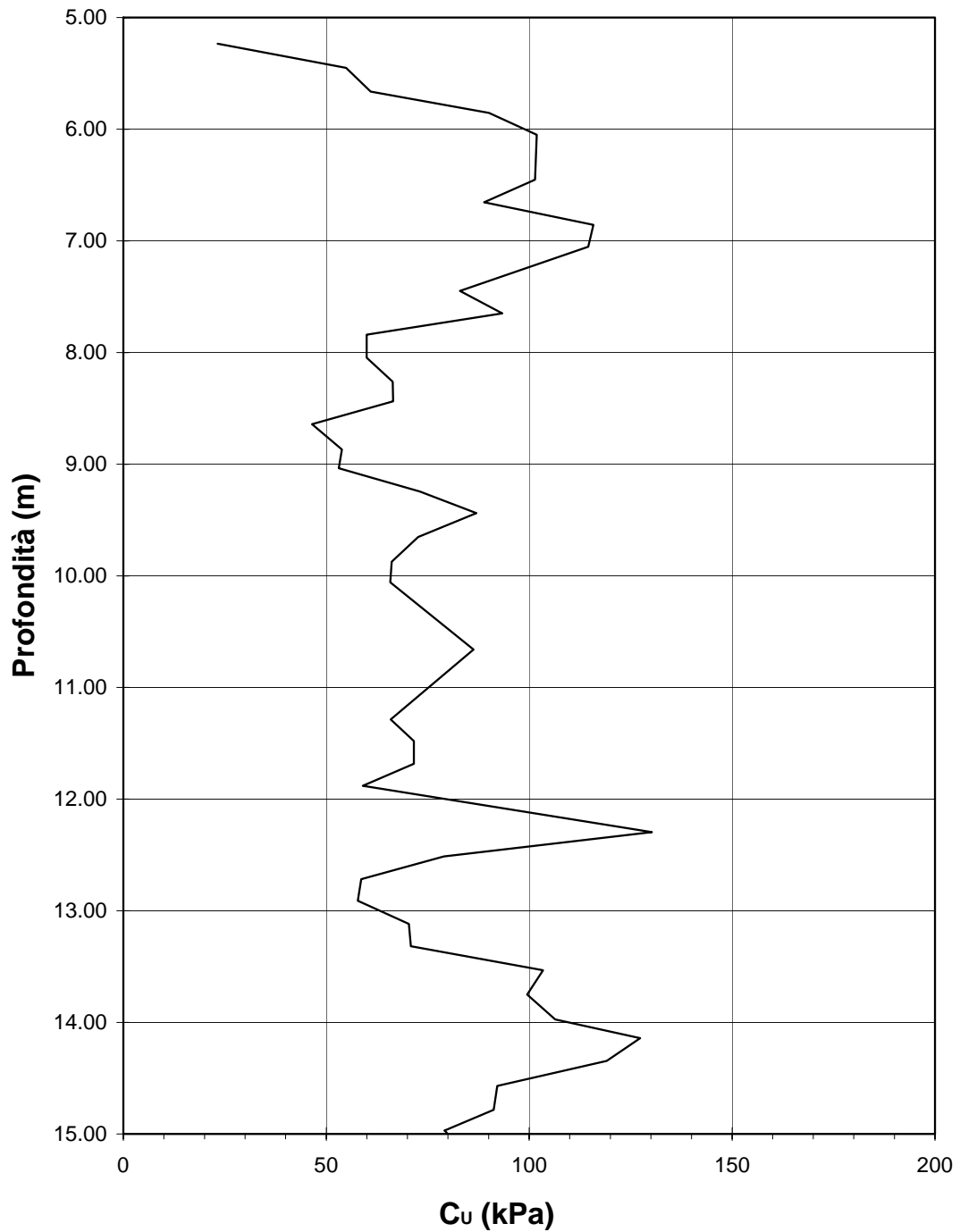
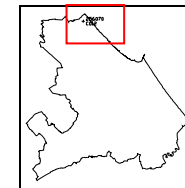


Figura A7



CPT 256070 C012
parte inferiore, materiale coesivo

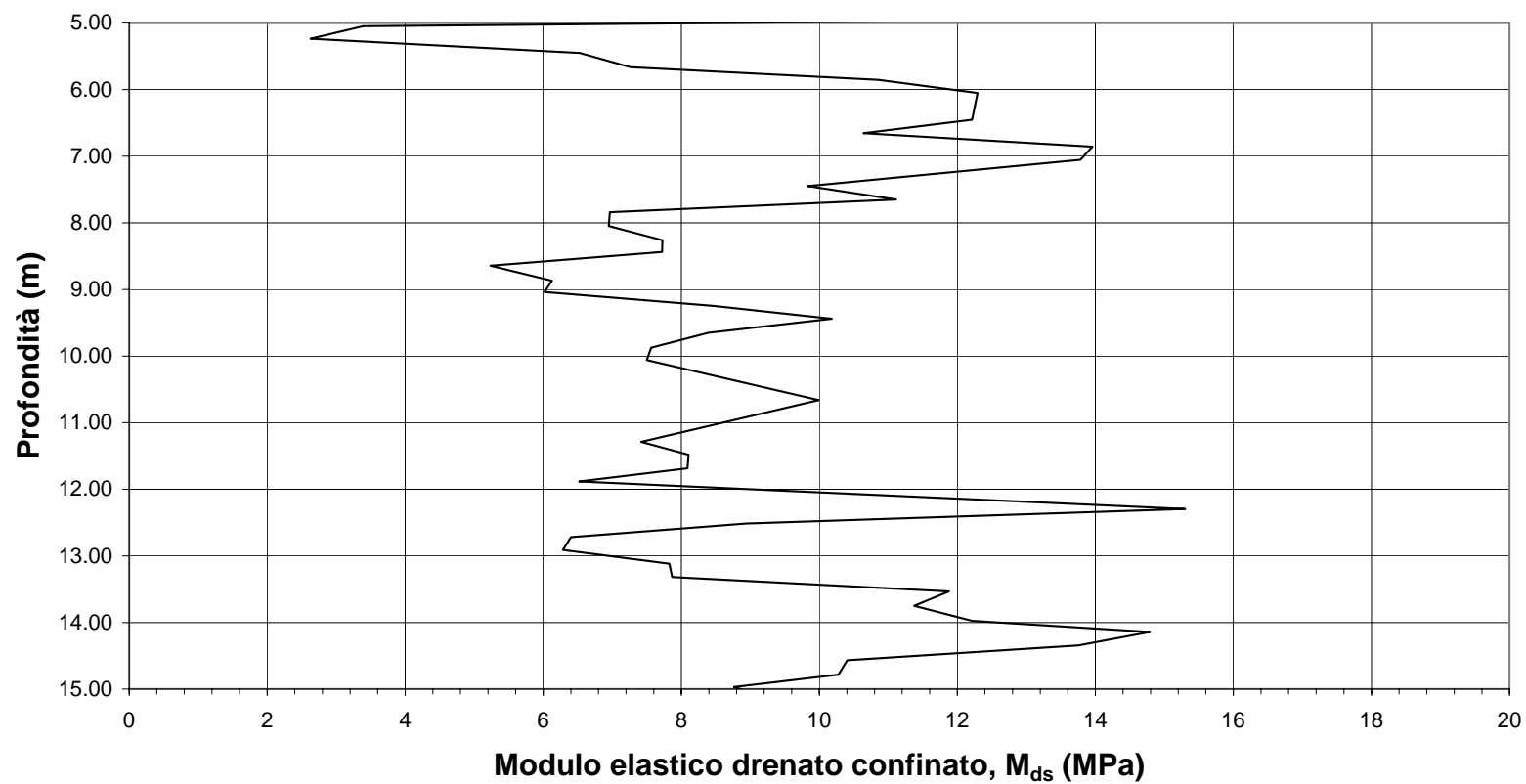
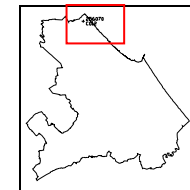


Figura A8



CPT 256070 C012

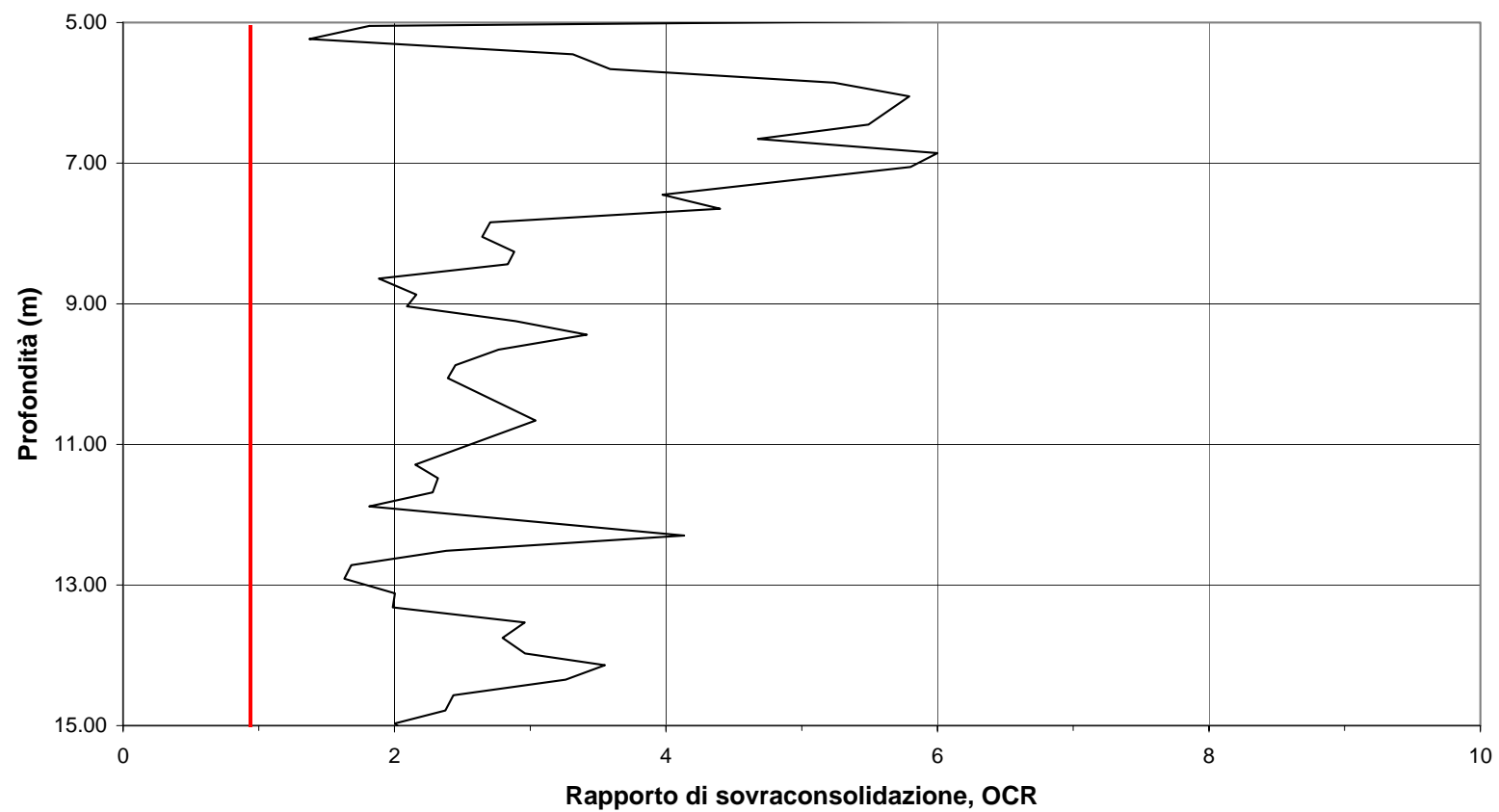


Figura A9

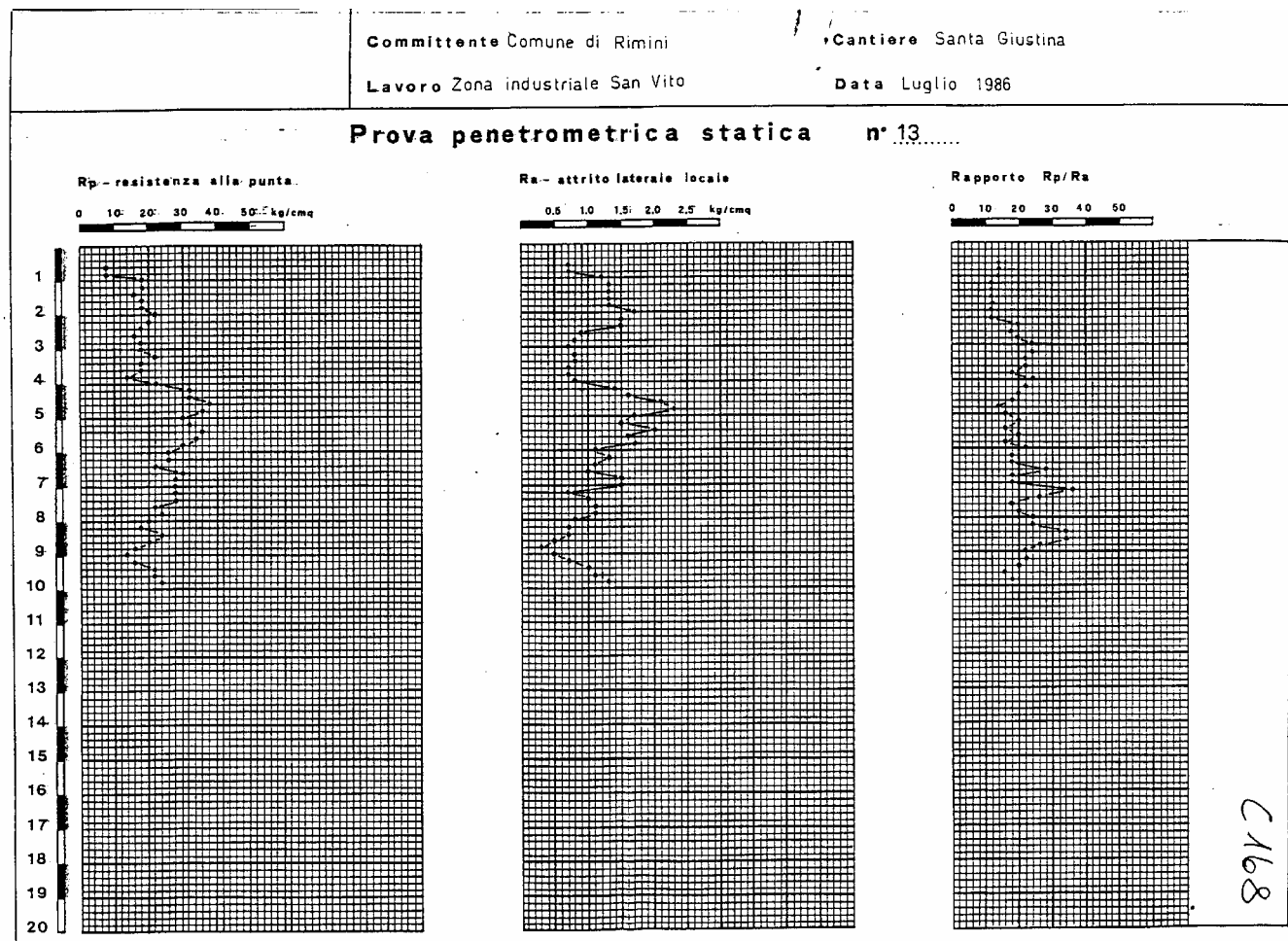
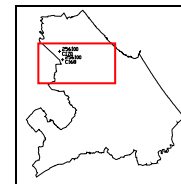


Figura A10

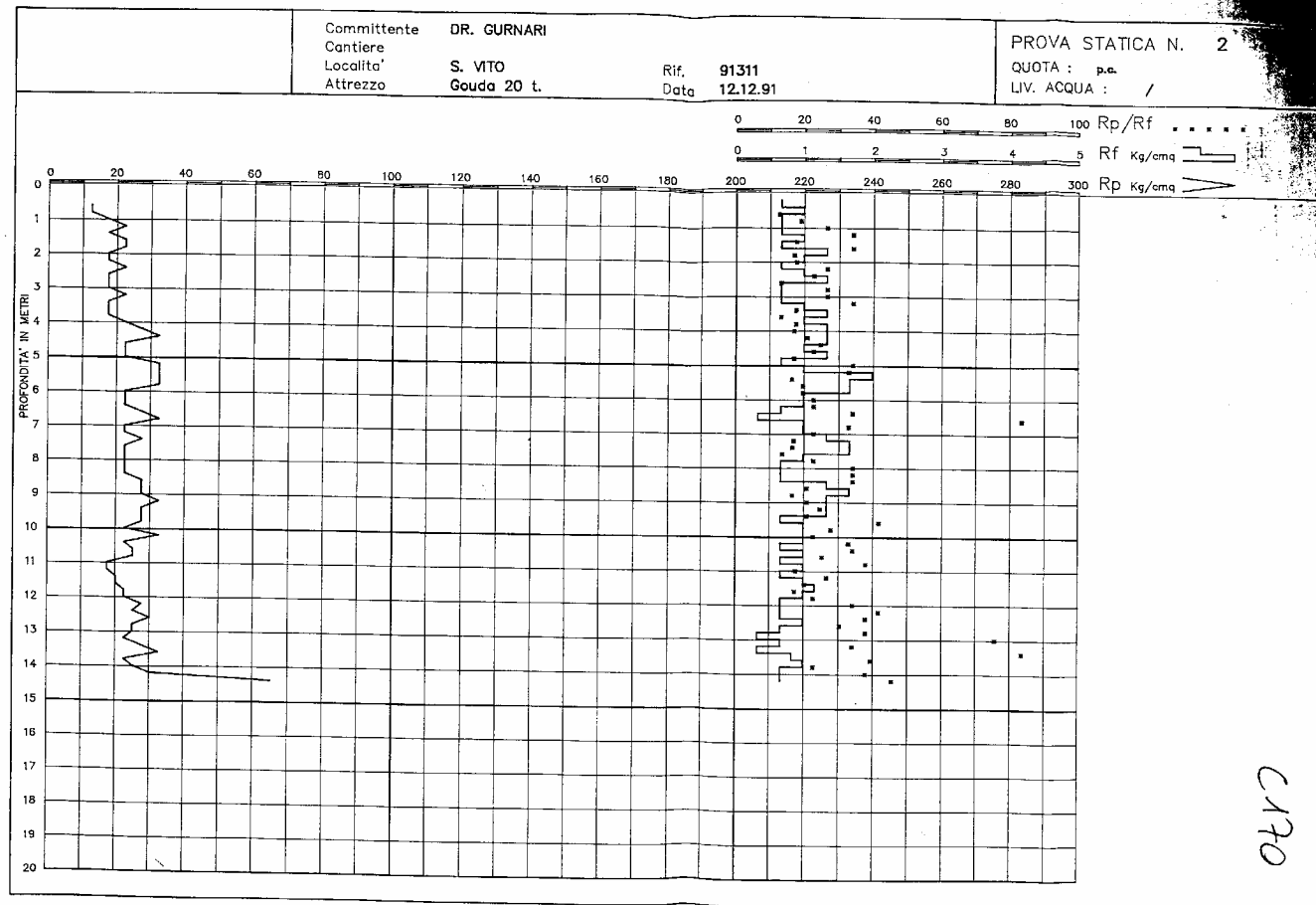
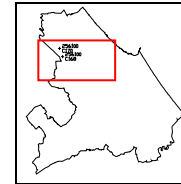
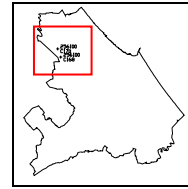


Figura A11



CPT 256100 C168-C170

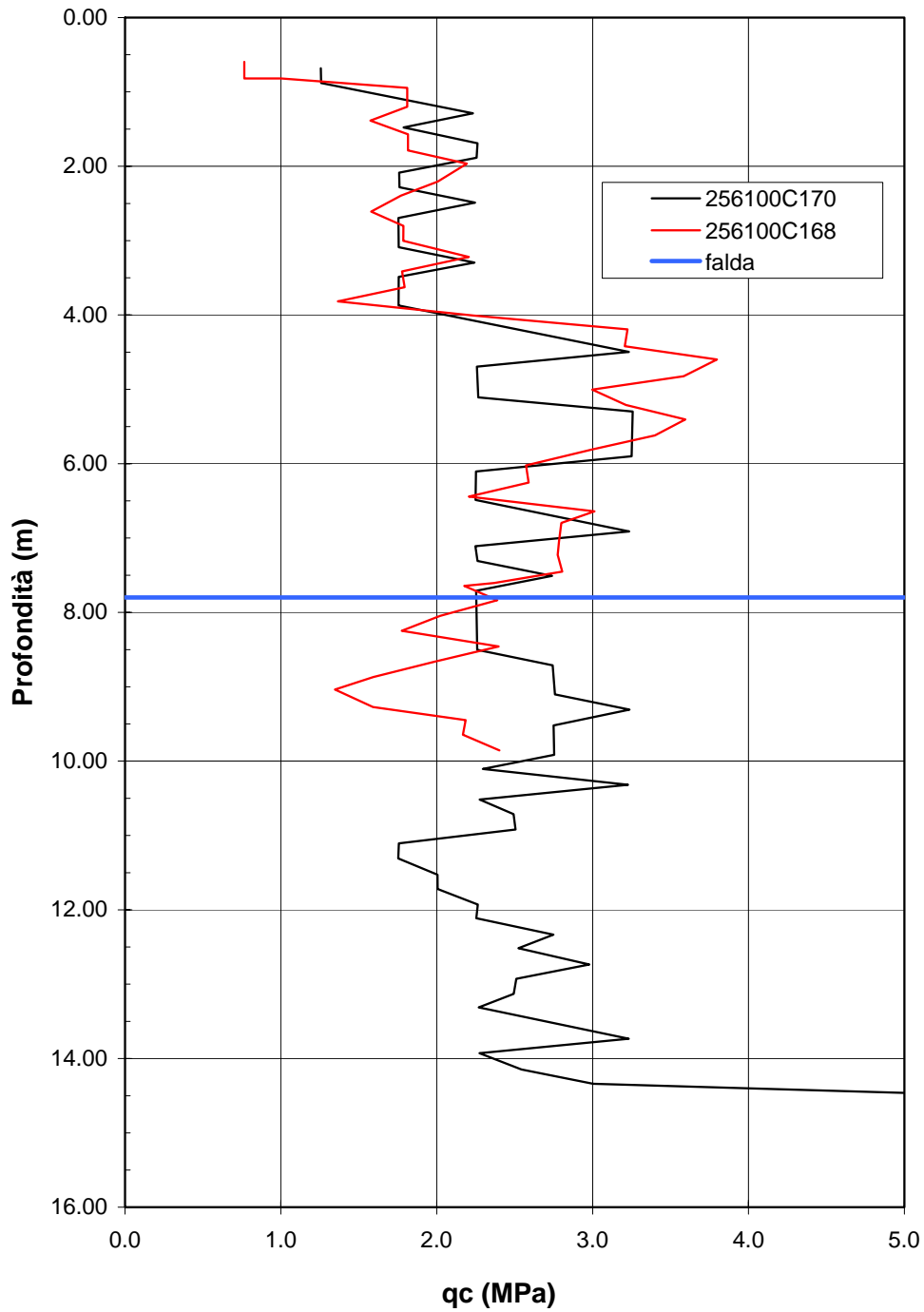
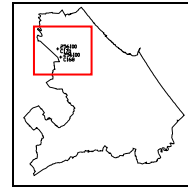


Figura A12



CPT 256100 C168-C170

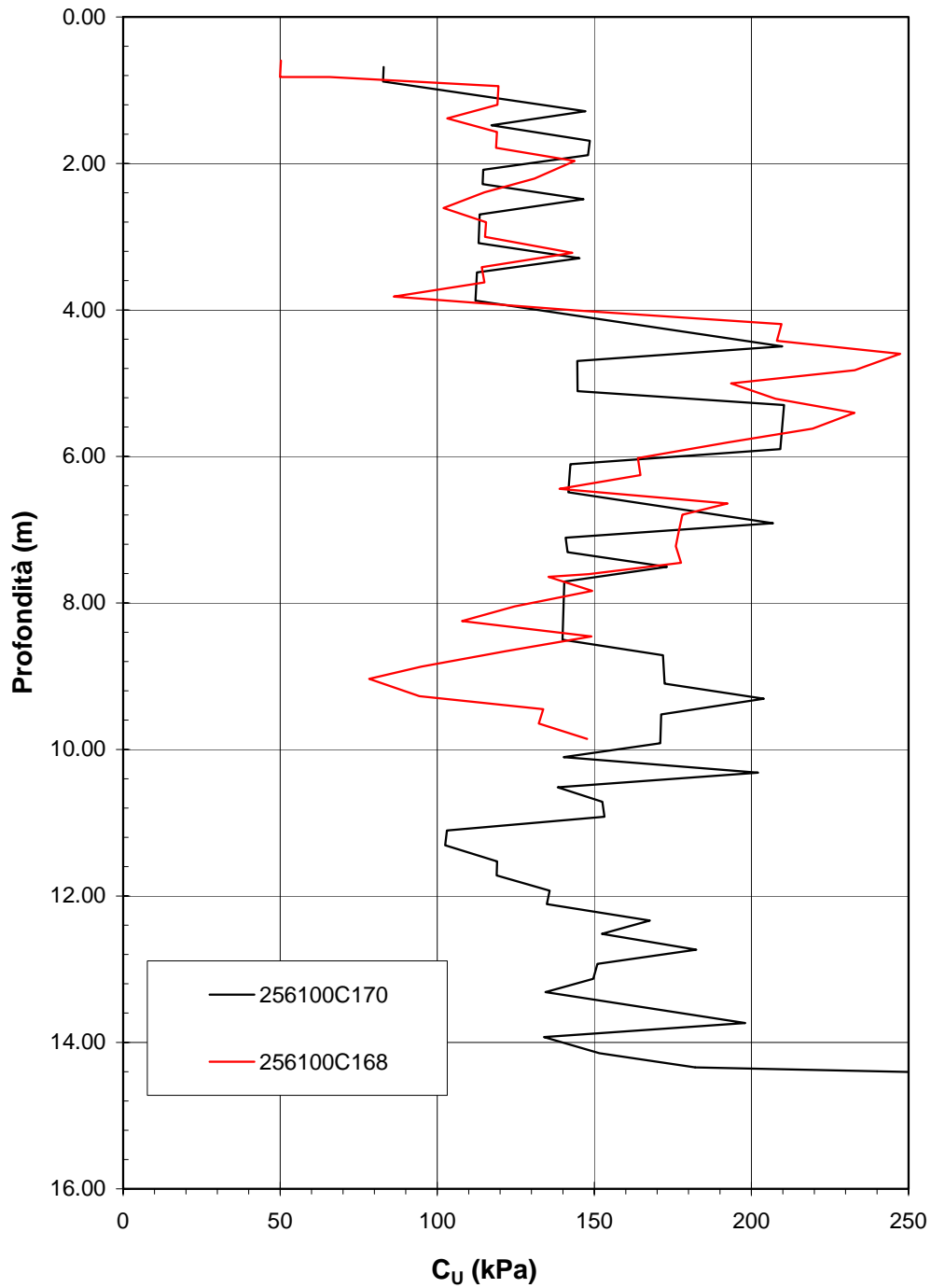
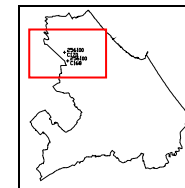


Figura A13



CPT 256100 C168-C170

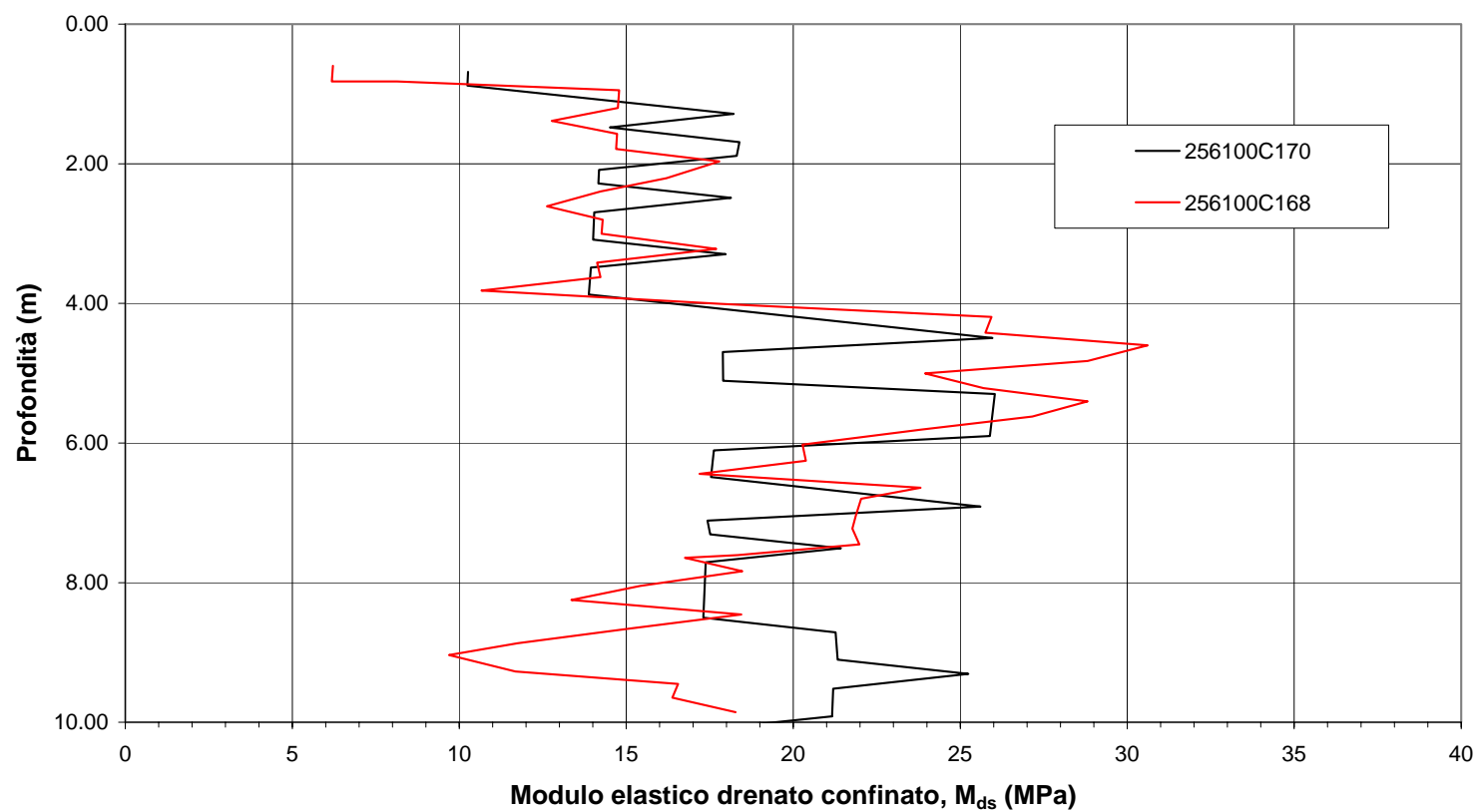
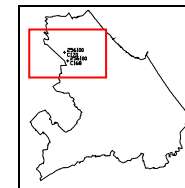


Figura A14



CPT 256100 C168-C170

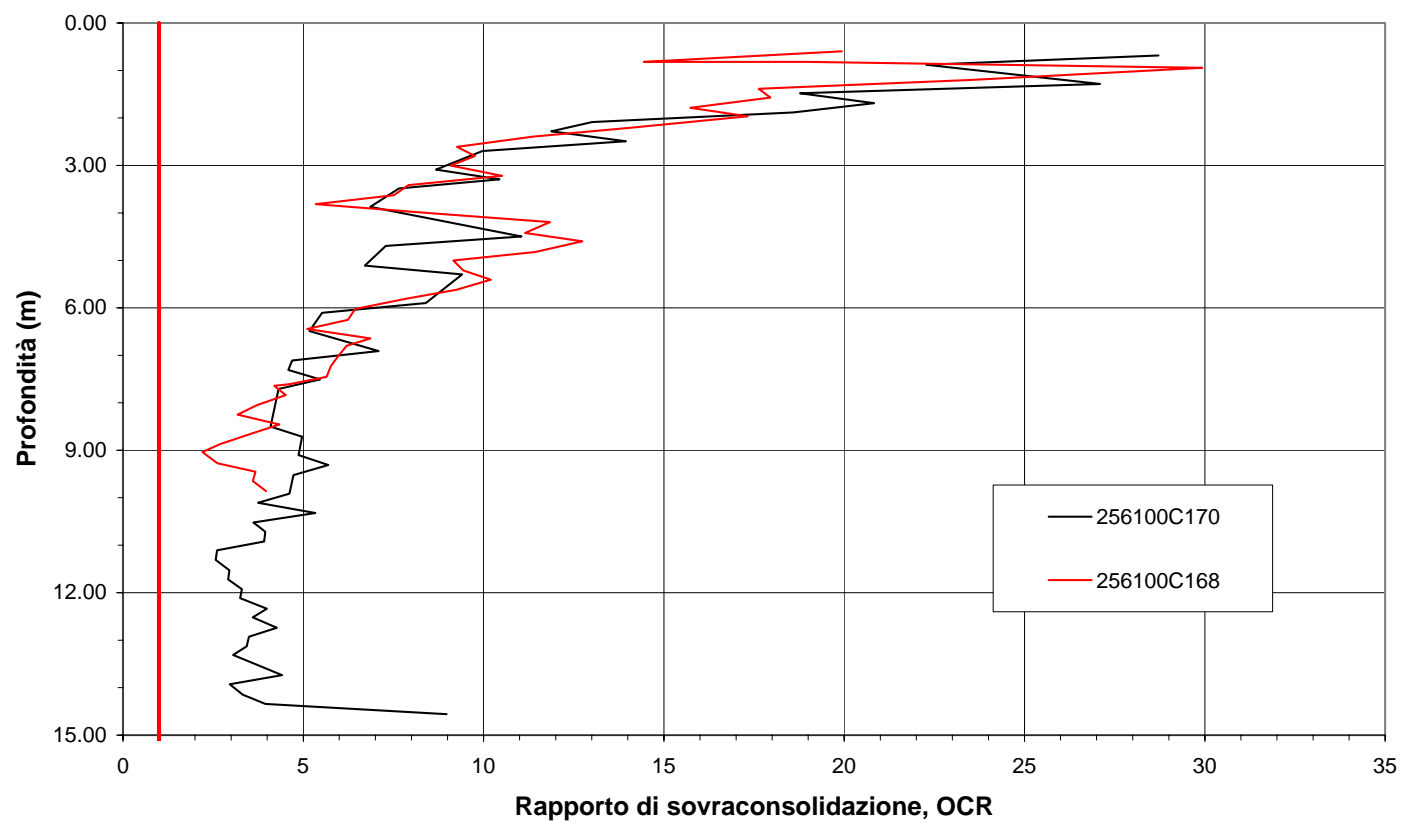


Figura A15

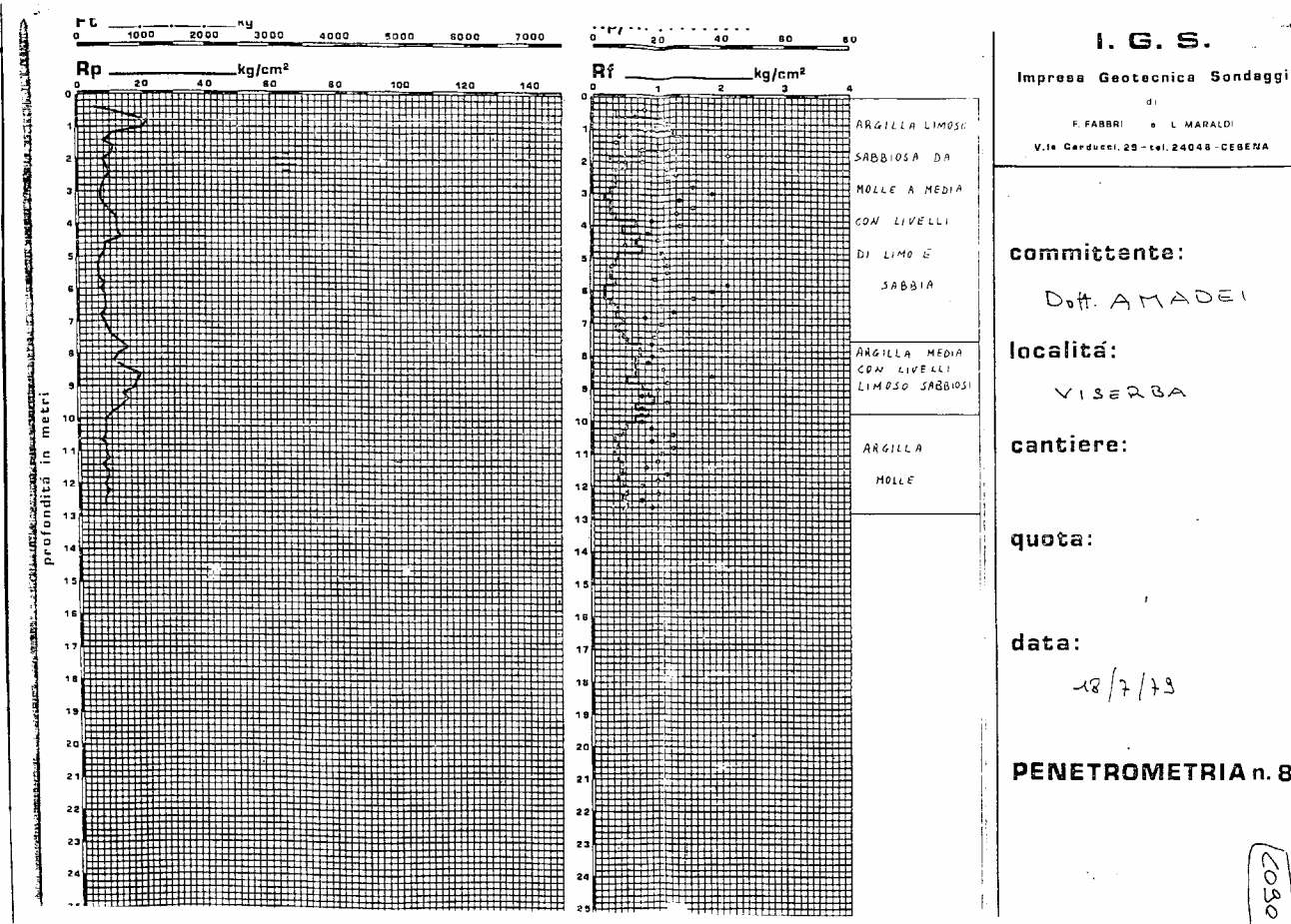
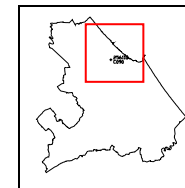
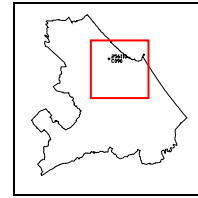


Figura A16



CPT 256110 C090

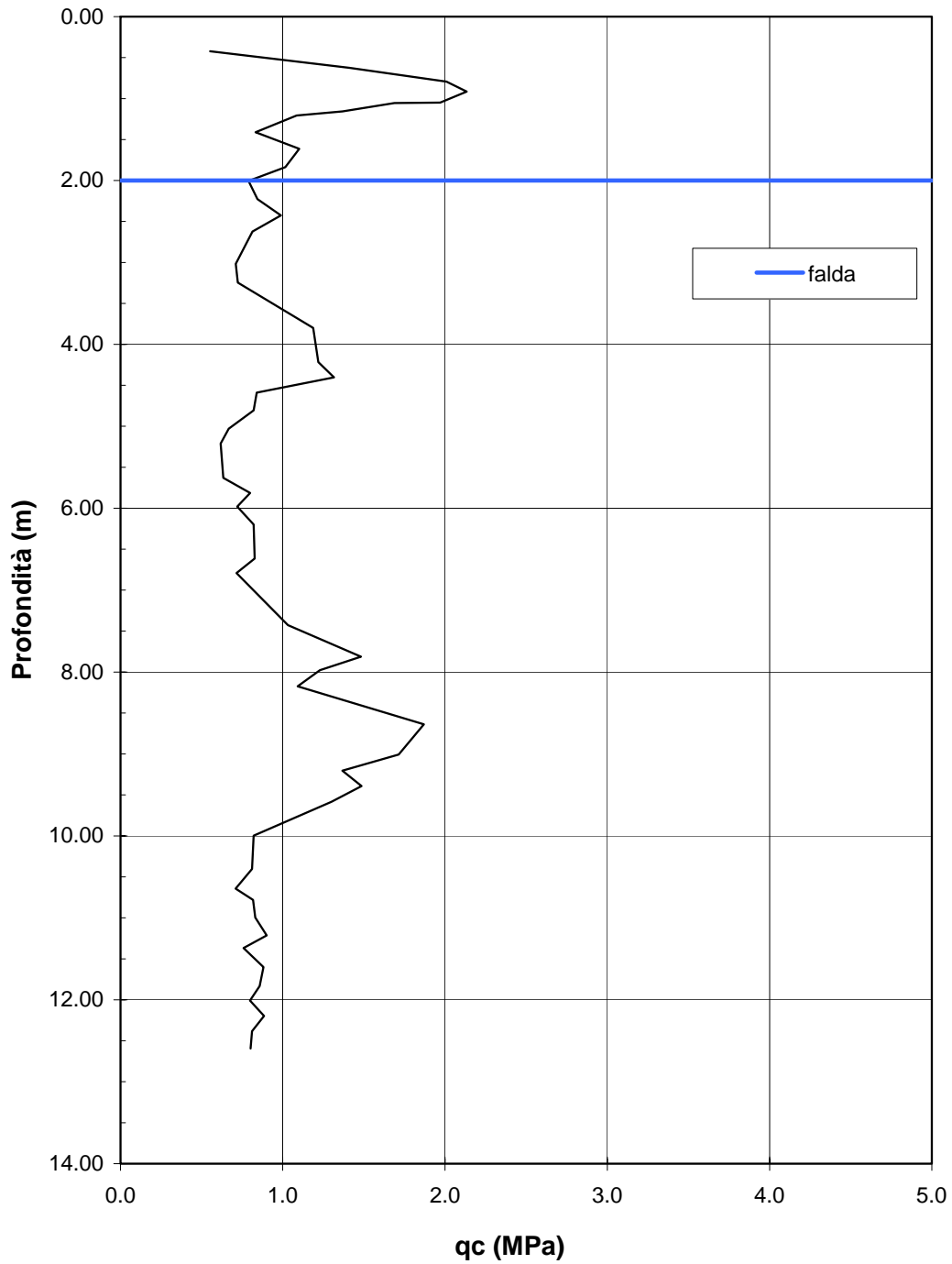
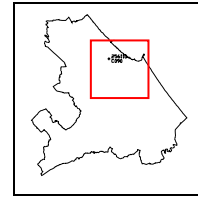


Figura A17



CPT 256110 C090

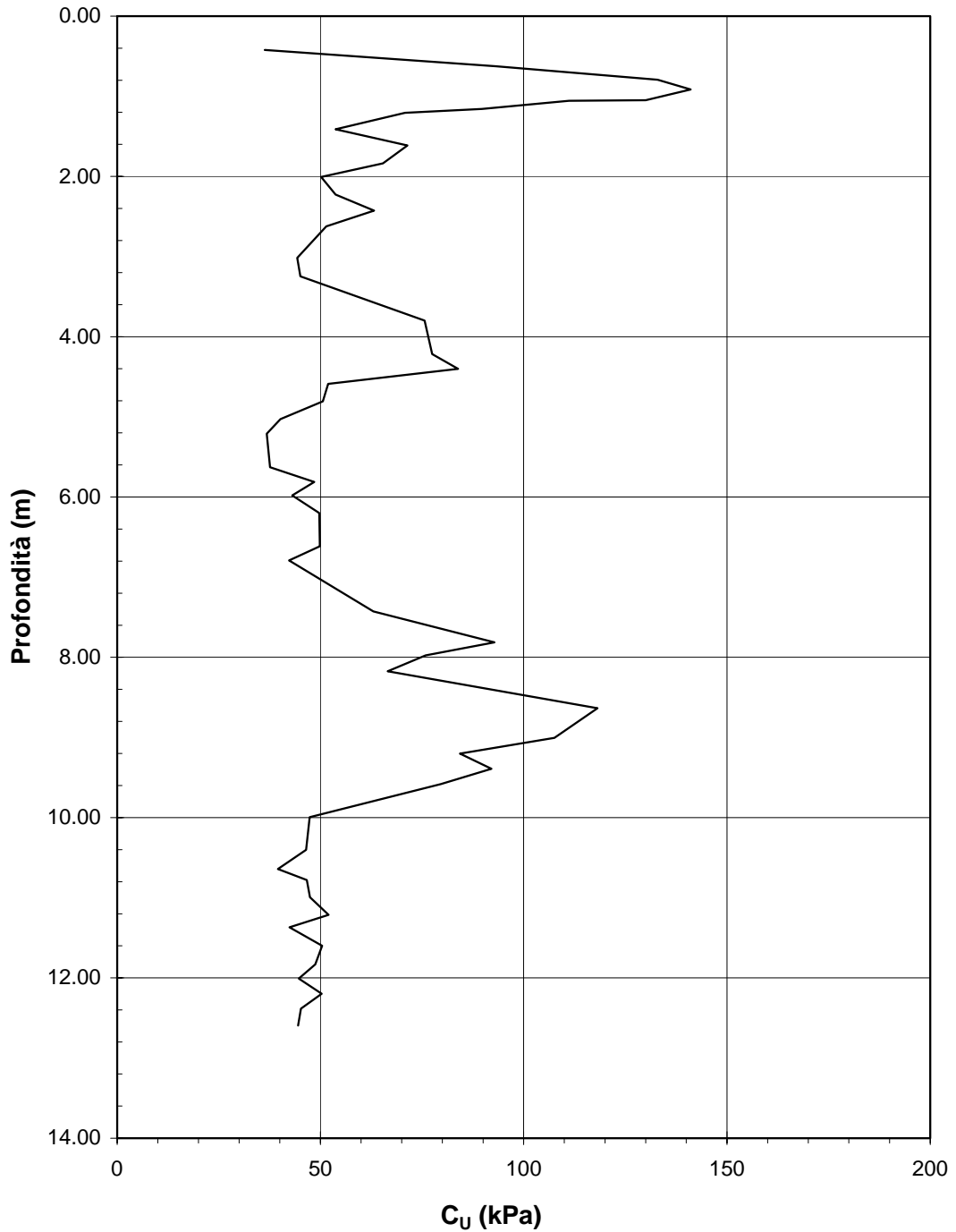
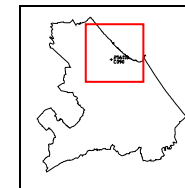


Figura A18



CPT 256110 C090

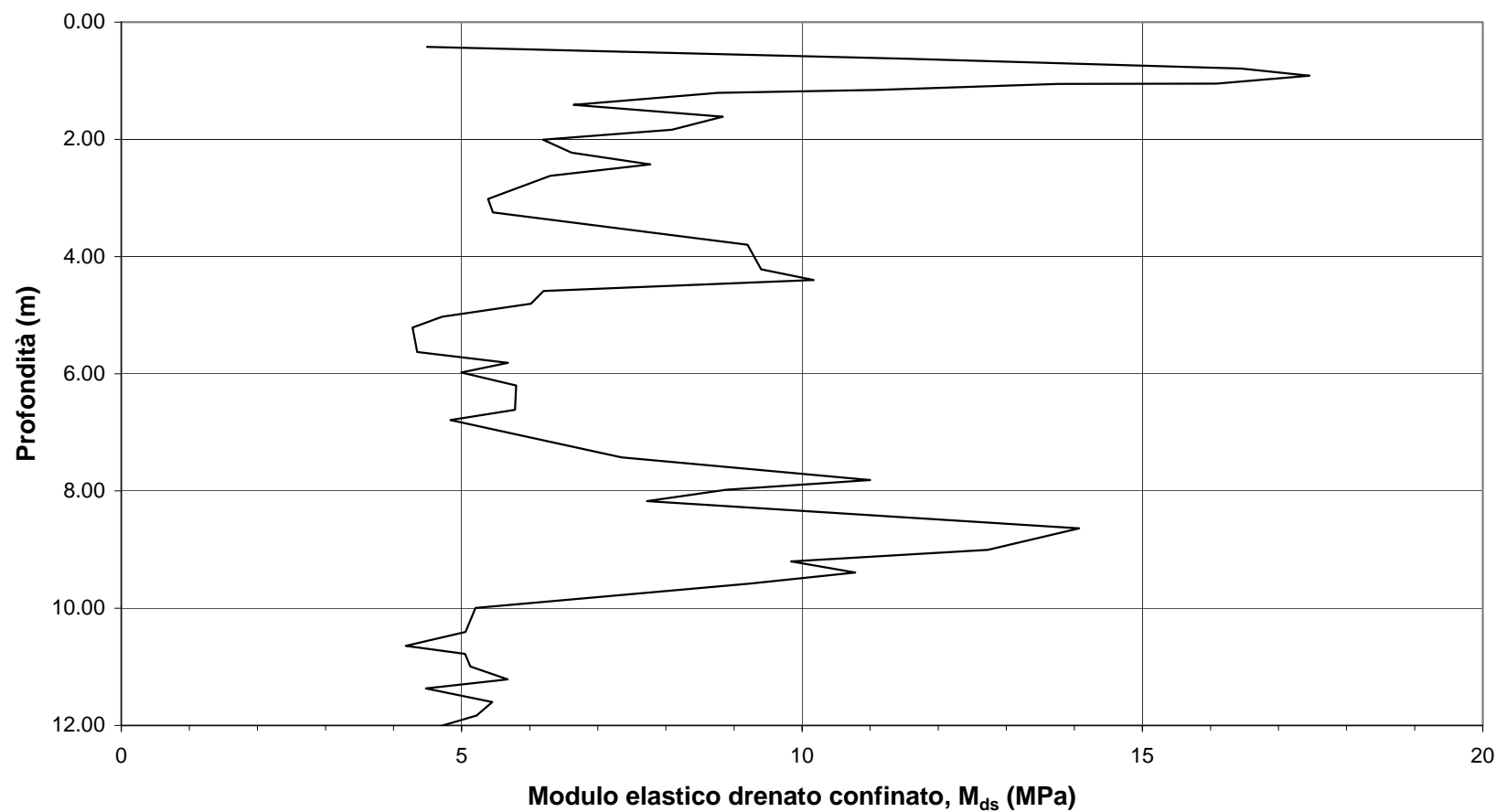
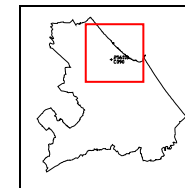


Figura A19



CPT 256110 C090

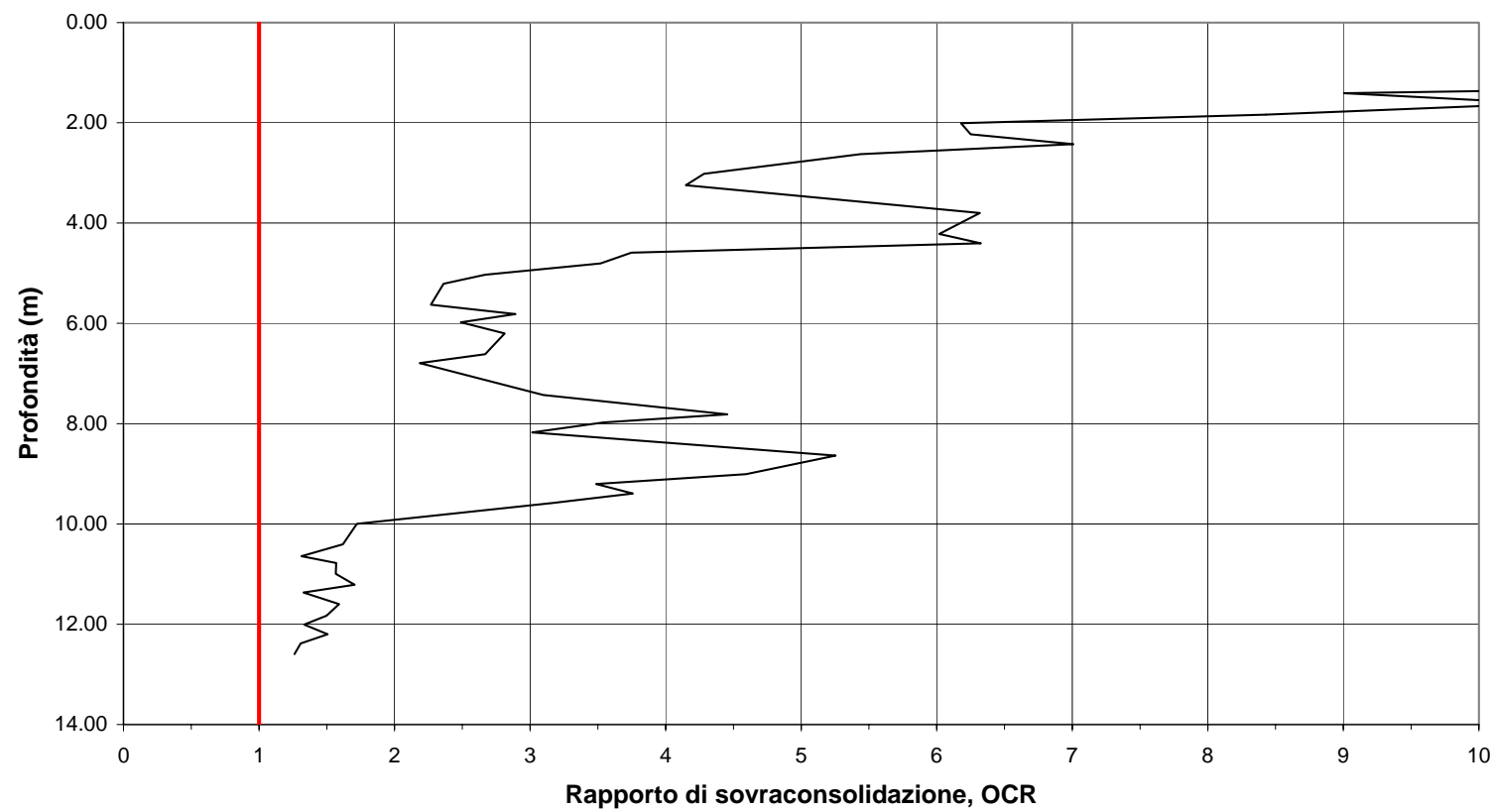
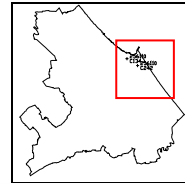


Figura A20



PROGETTAZIONE CONSULENZA
GEOLOGICA
Rimini - via del Passero, 10 - Tel. 773238

Cliente: ALBA s.p.a.

Cantiere: Rimini- angolo v.Trieste/v.Pisani

Data: 02/06/92

C242

PROVA PENETROMETRICA STATICA N° 1

PENETROMETRICO STATICO 10 ton - PUNTA BEGEMANN 10 cm²

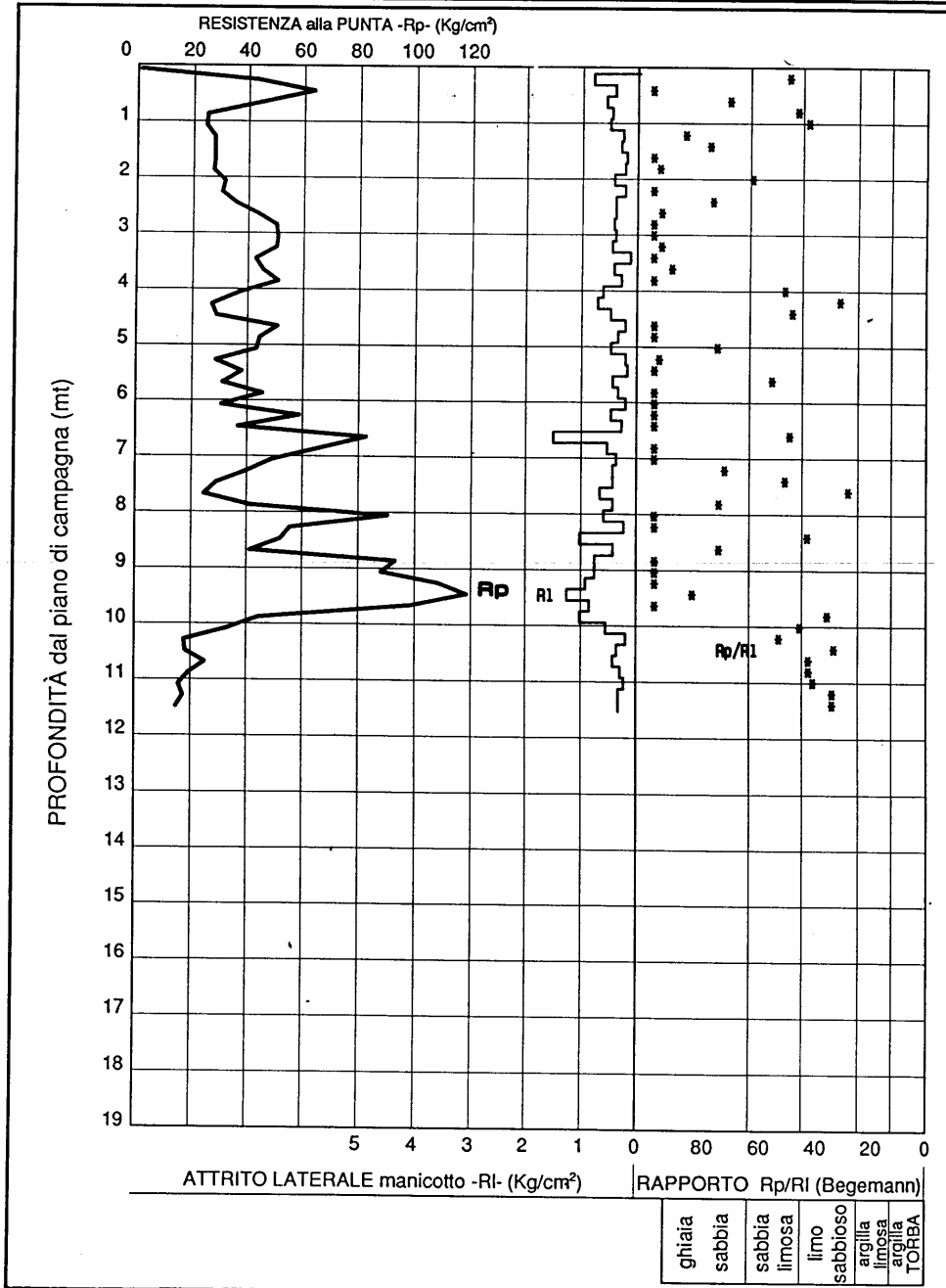
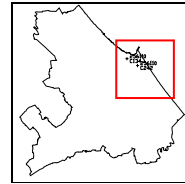


Figura A21



PRO.CO.GEO. Progettazione e Consulenza Geologica Dott. Ettore Baistrocchi Rimini	COMMITTENTE : GATTEI Gino	LAVORO : C134 via Del Geniere prova n.3	SONDAGGIO 28 quota pc. +4.00
	PROVA PENETROMETRICA STATICA Penetrometro da 10 ton - punta Begemann da 10 cm ²		
Data : 02/09/80			

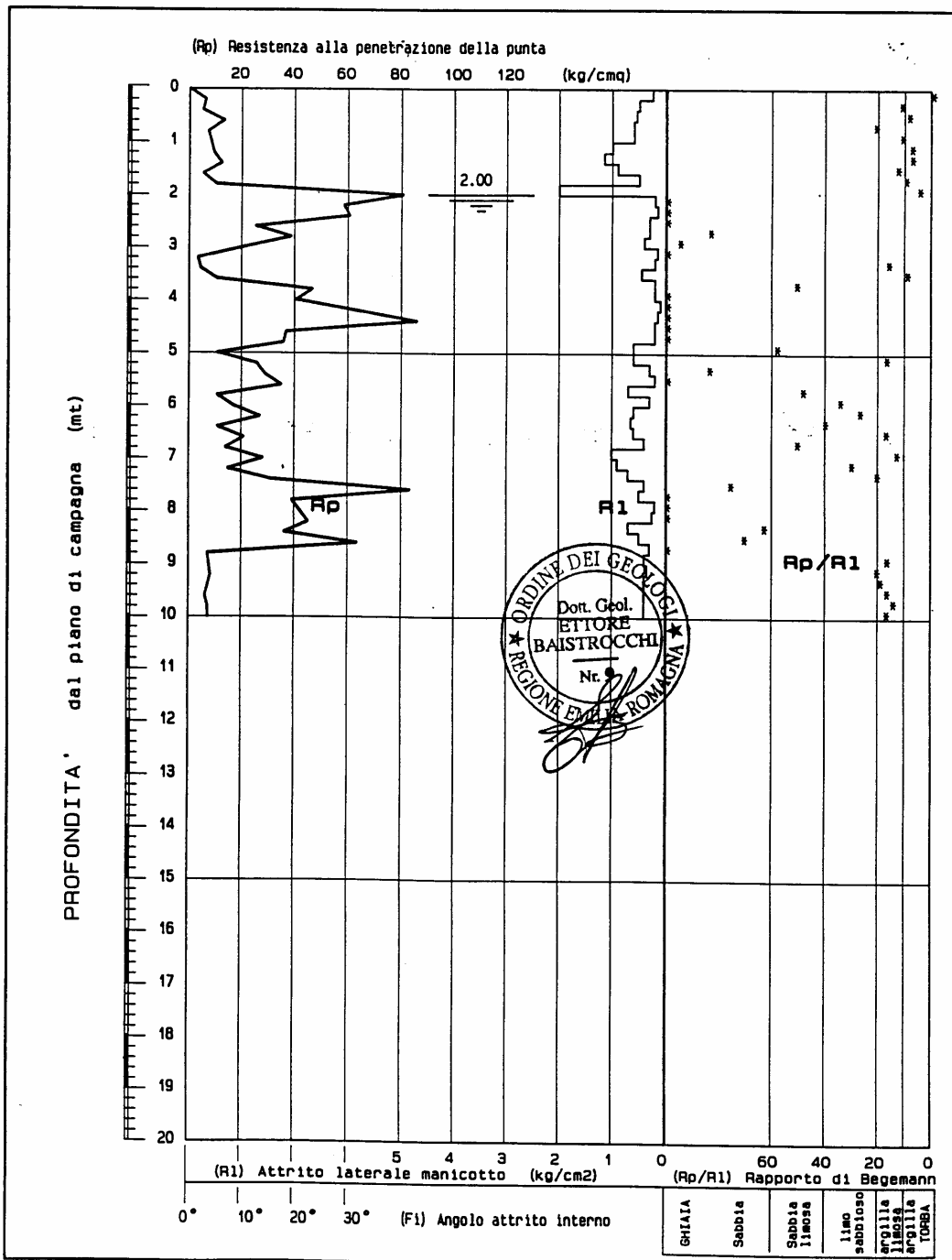
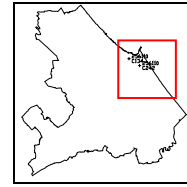


Figura A22



CPT 256110 C134-C242

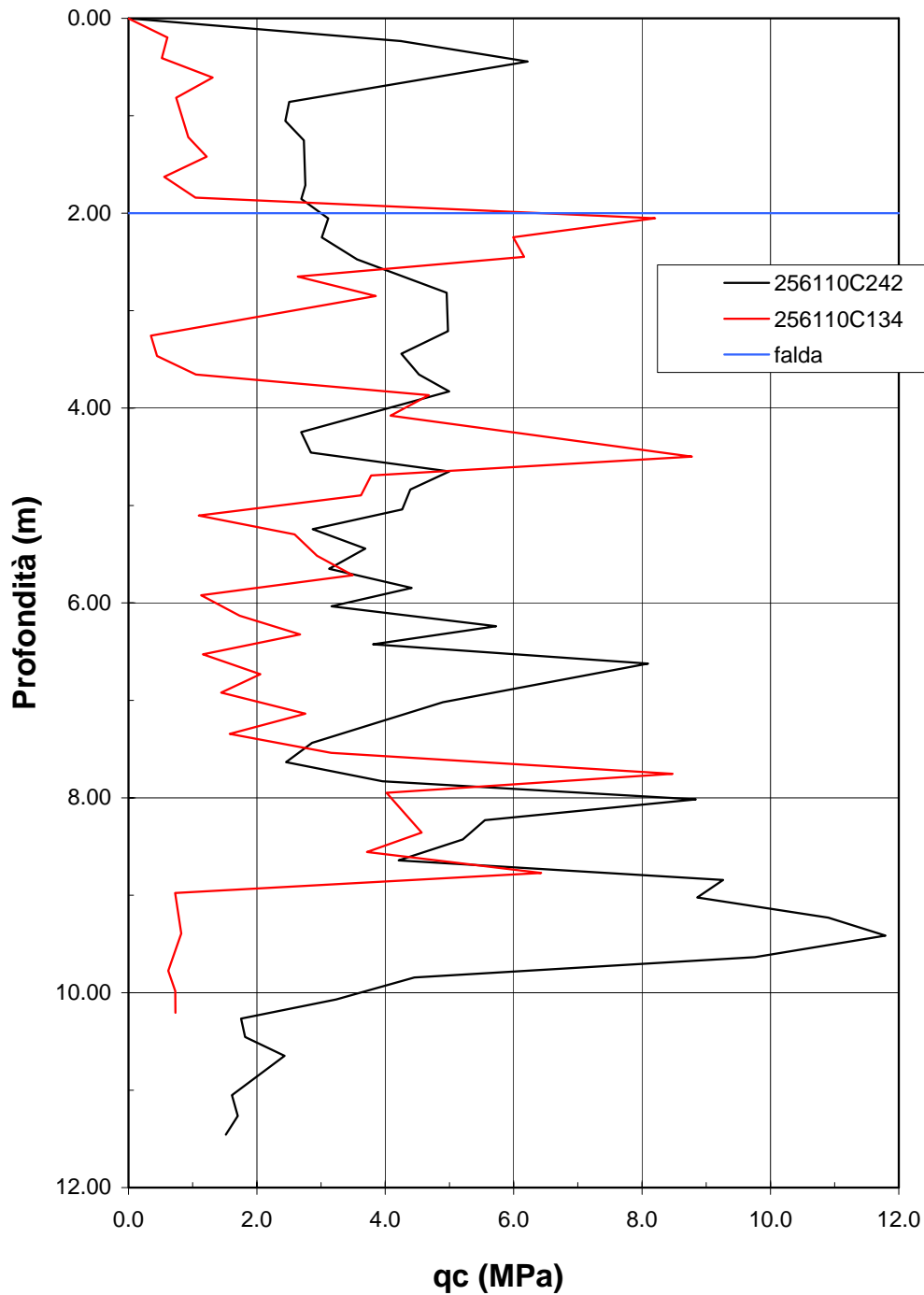
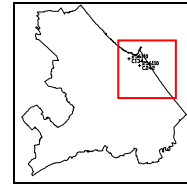


Figura A23



CPT 256110 C134-C242
parte sommitale, sabbiosa

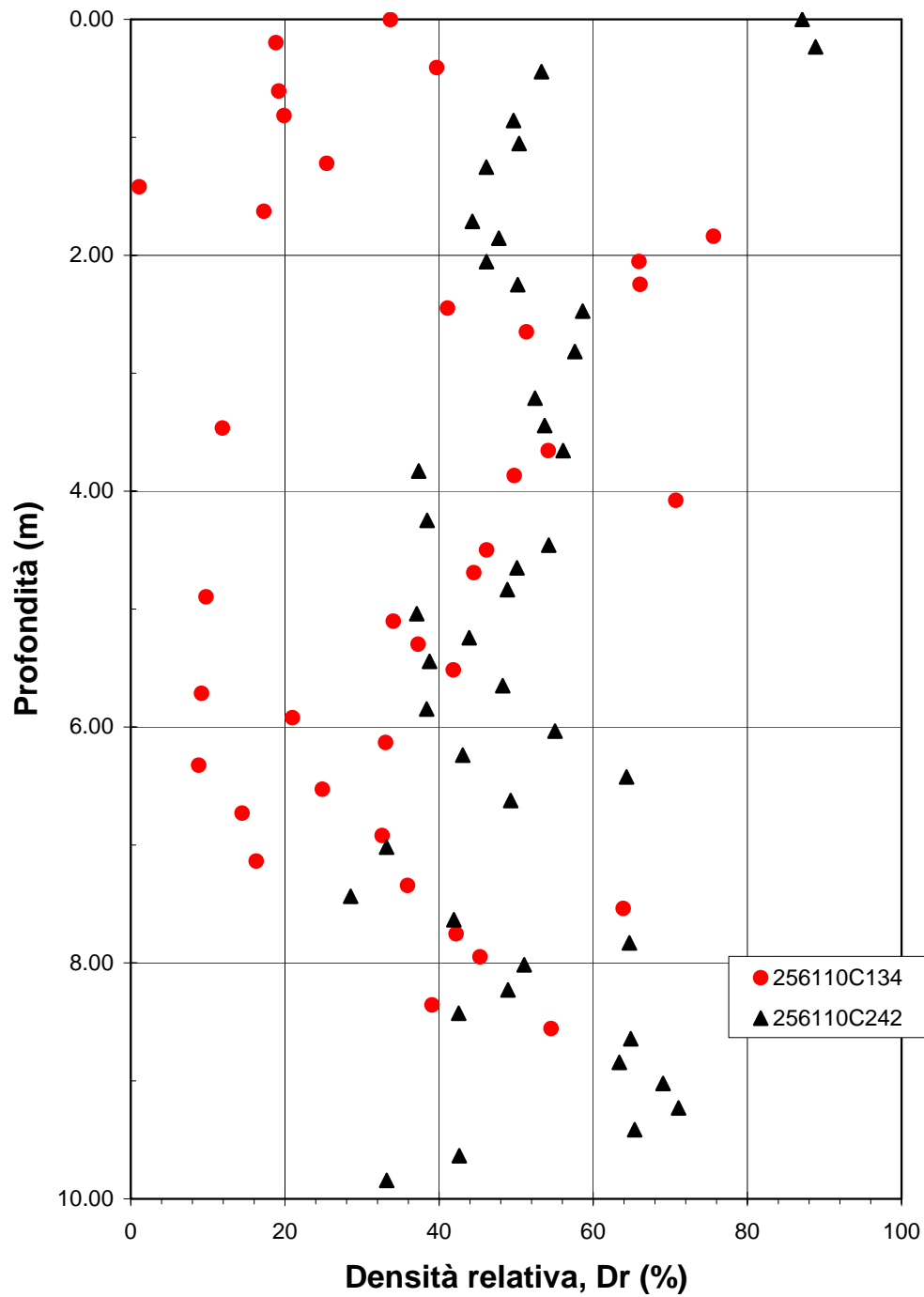
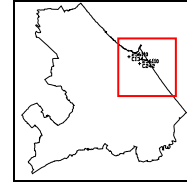


Figura A24



CPT 256110 C134-C242
parte sommitale, sabbiosa

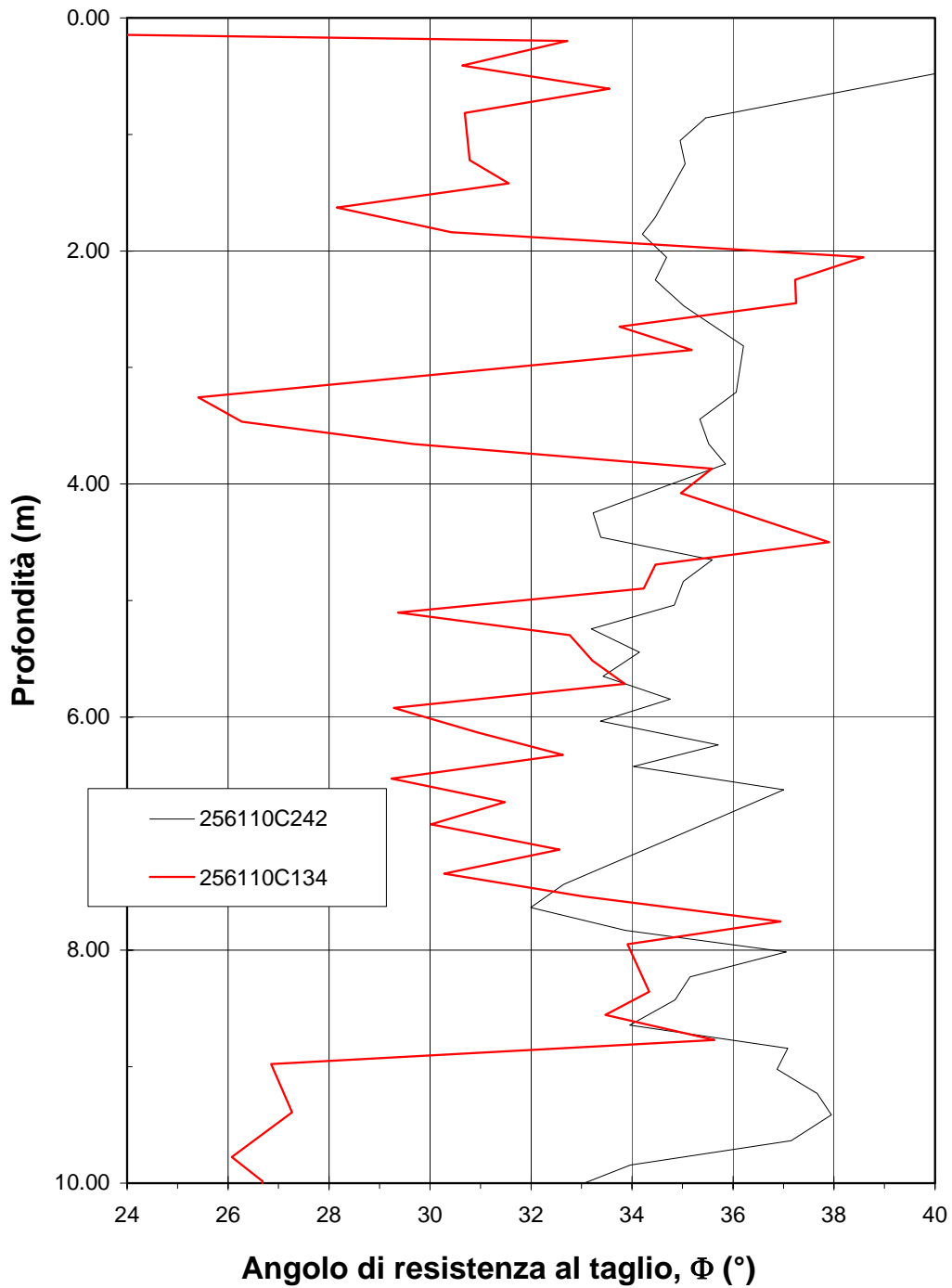
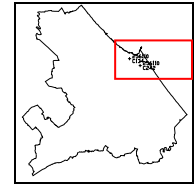


Figura A25



CPT 256110 C134-C242

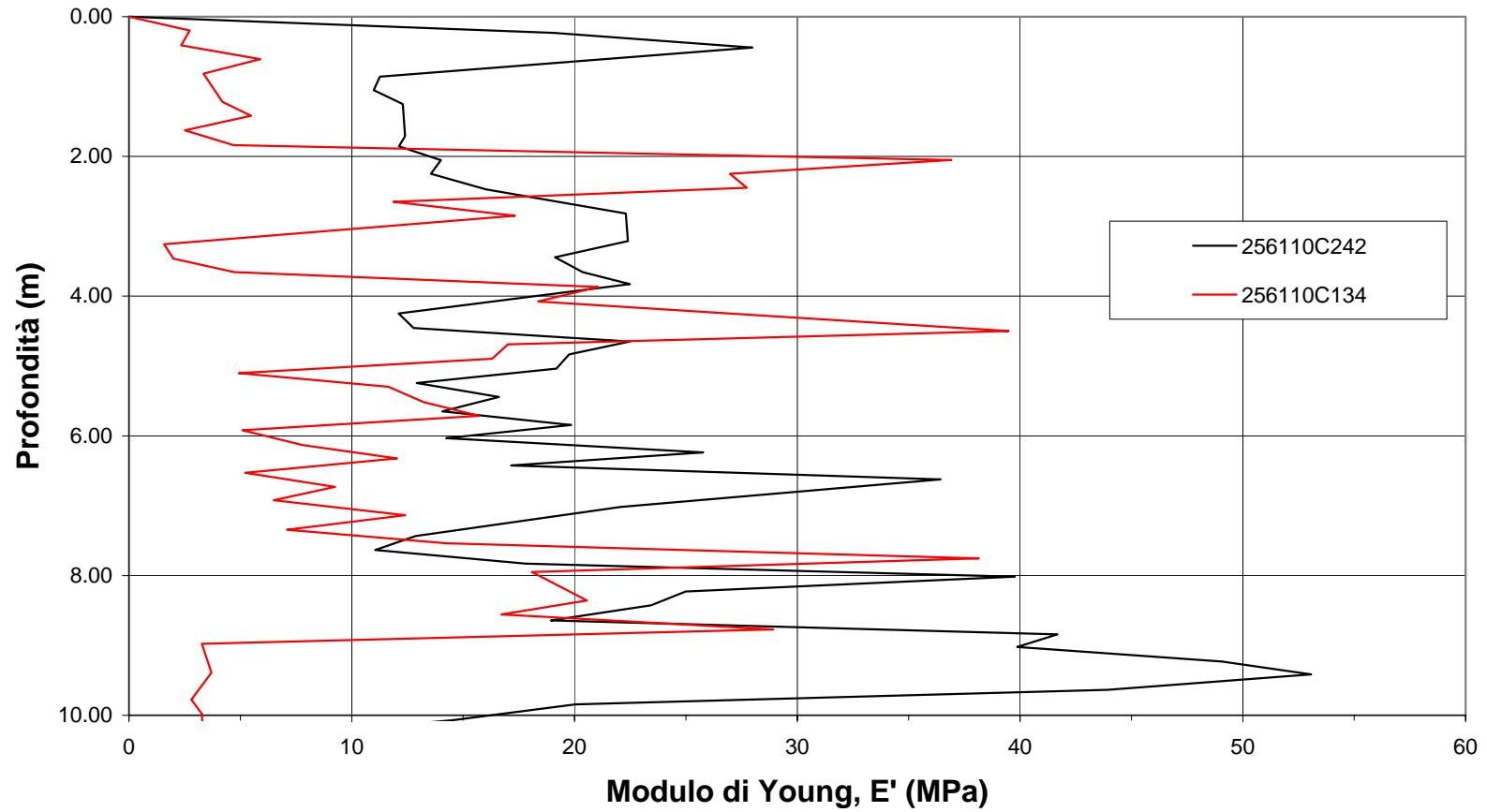
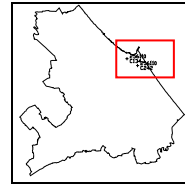


Figura A 26



CPT 256110 C134-C242
parte inferiore, materiale coesivo

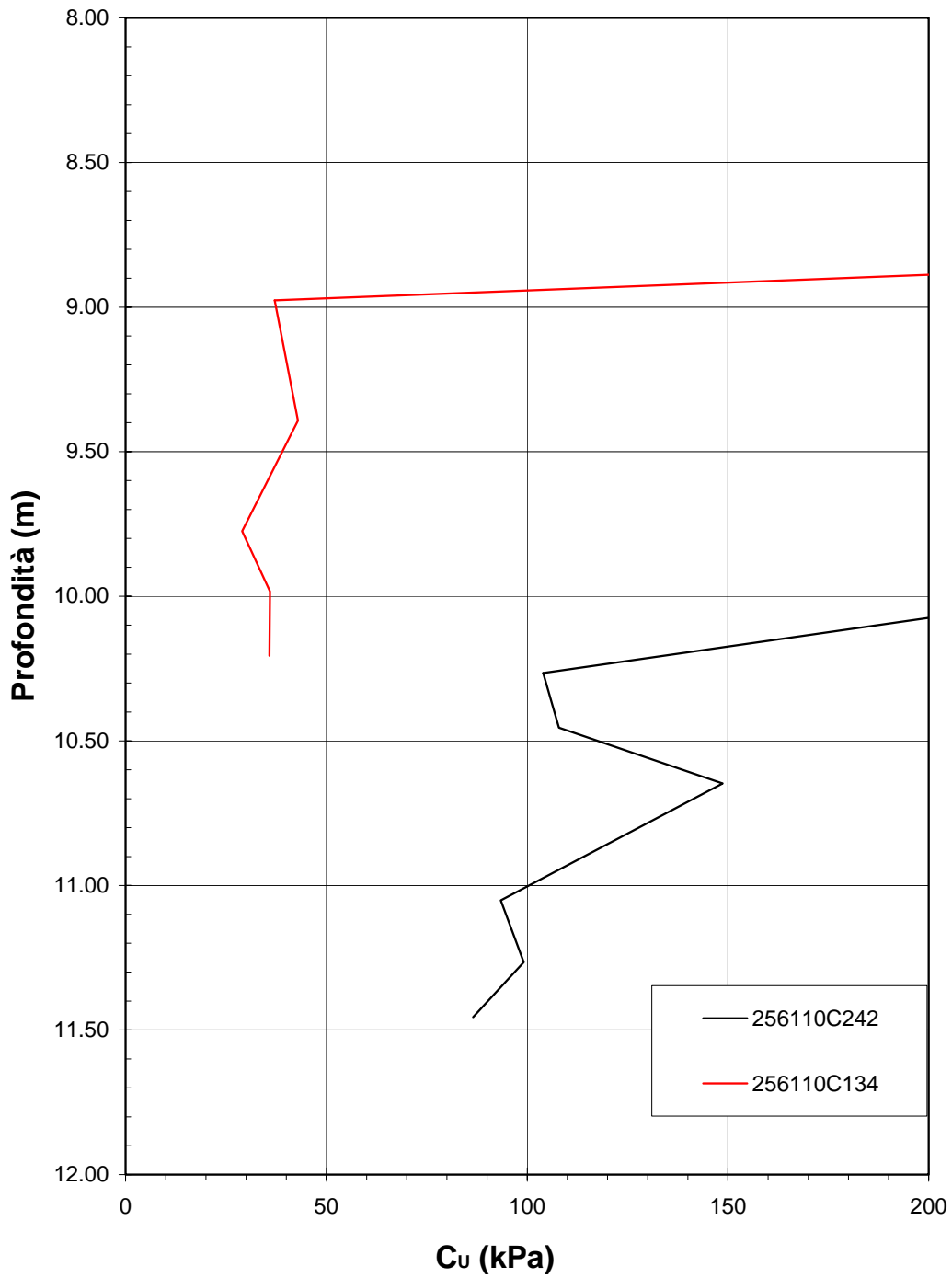
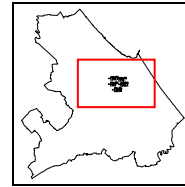


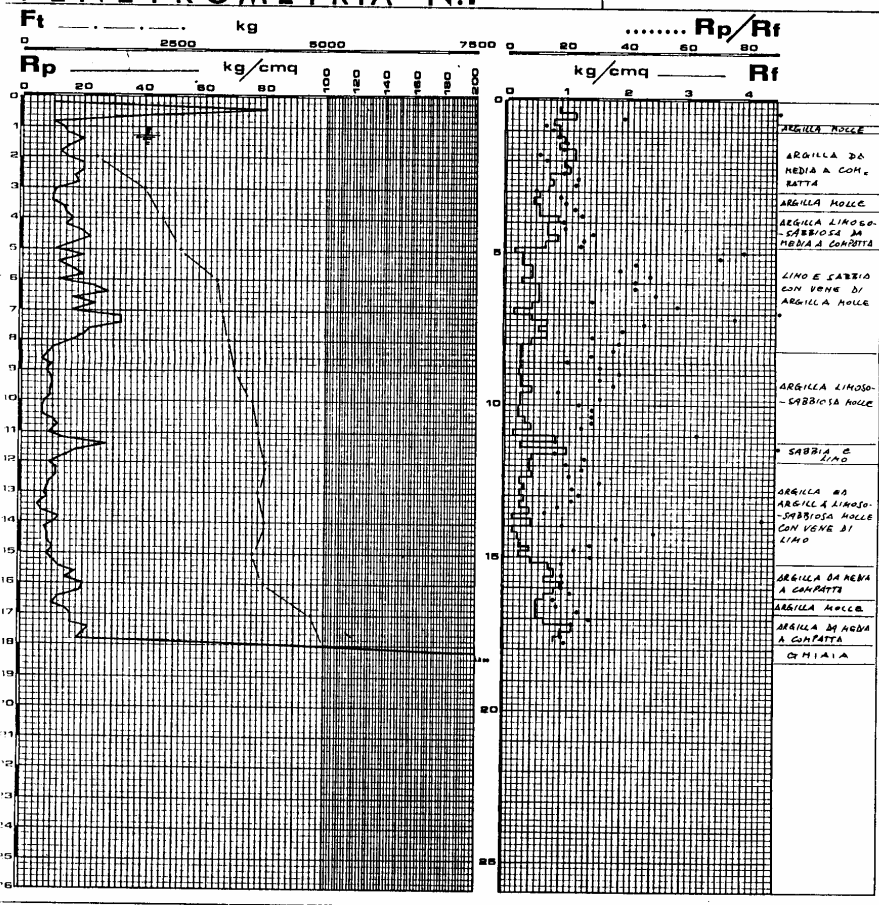
Figura A 27



committente: STUDIO TECNICO
 ING. EUGENIO SEMPRINI --RIMINI
cantiere: RIMINI 4° PEEP MARECCHIESE
data: 27/3/81 **quota:** PIANO CAMPAGNA
attrezzo: PENETROMETRO STATICO OLANDESE DA 10 TONN.

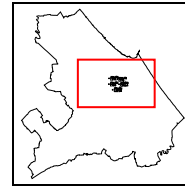


PENETROMETRIA N.1



C266A

Figura A28



CPT 256110 C266A

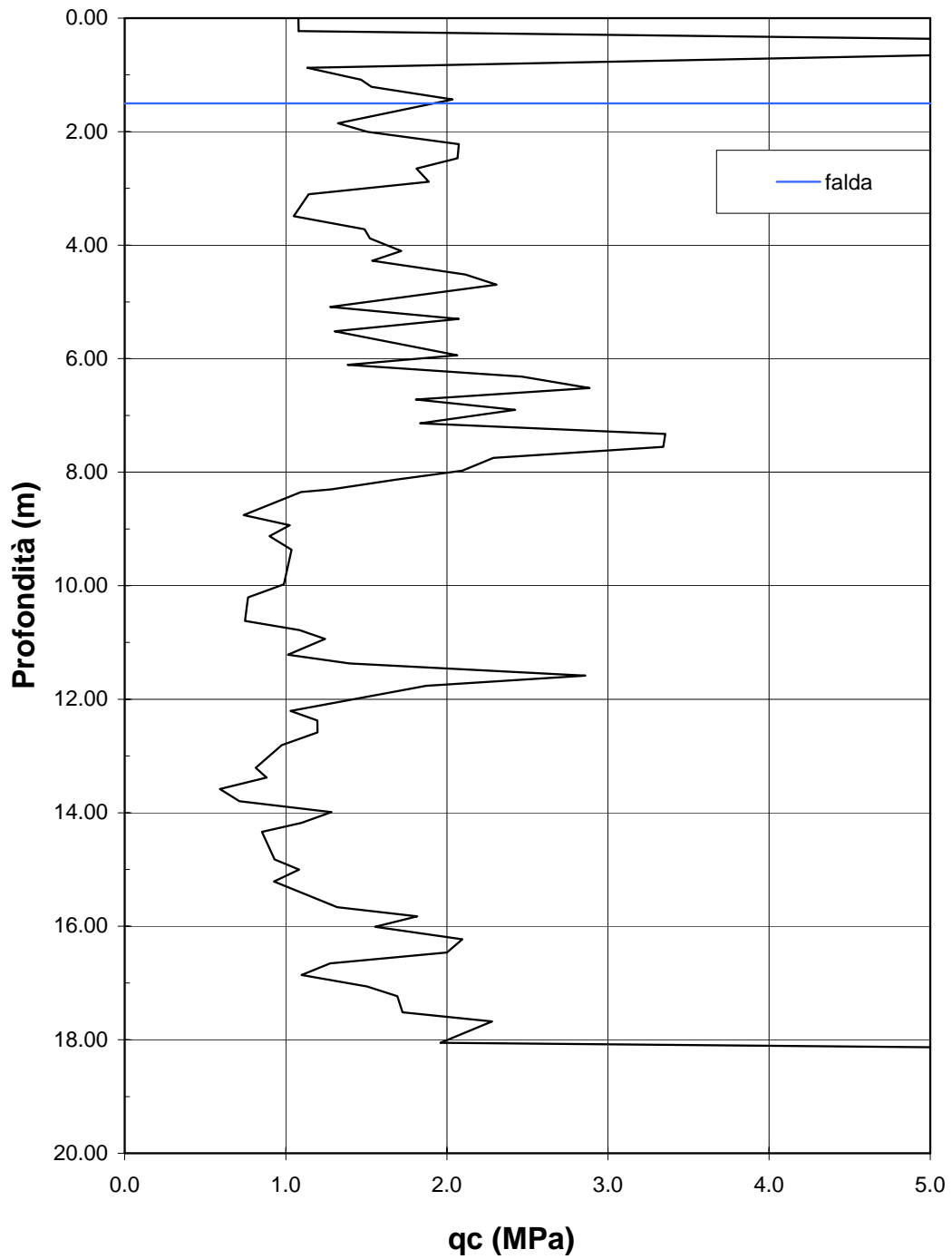
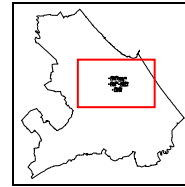


Figura A29



CPT 256110 C266A

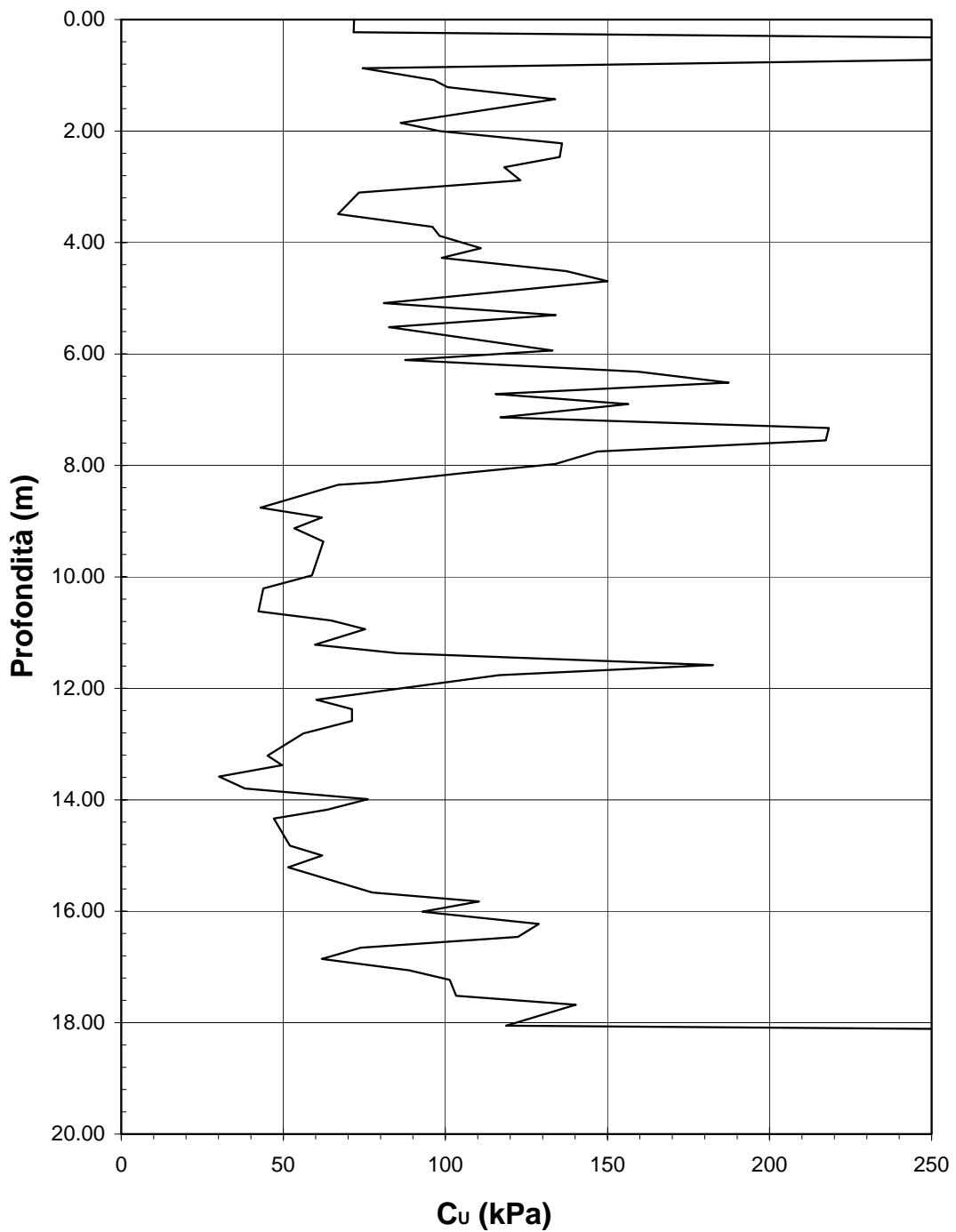
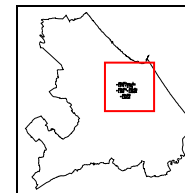


Figura A30



CPT 256110 C266A

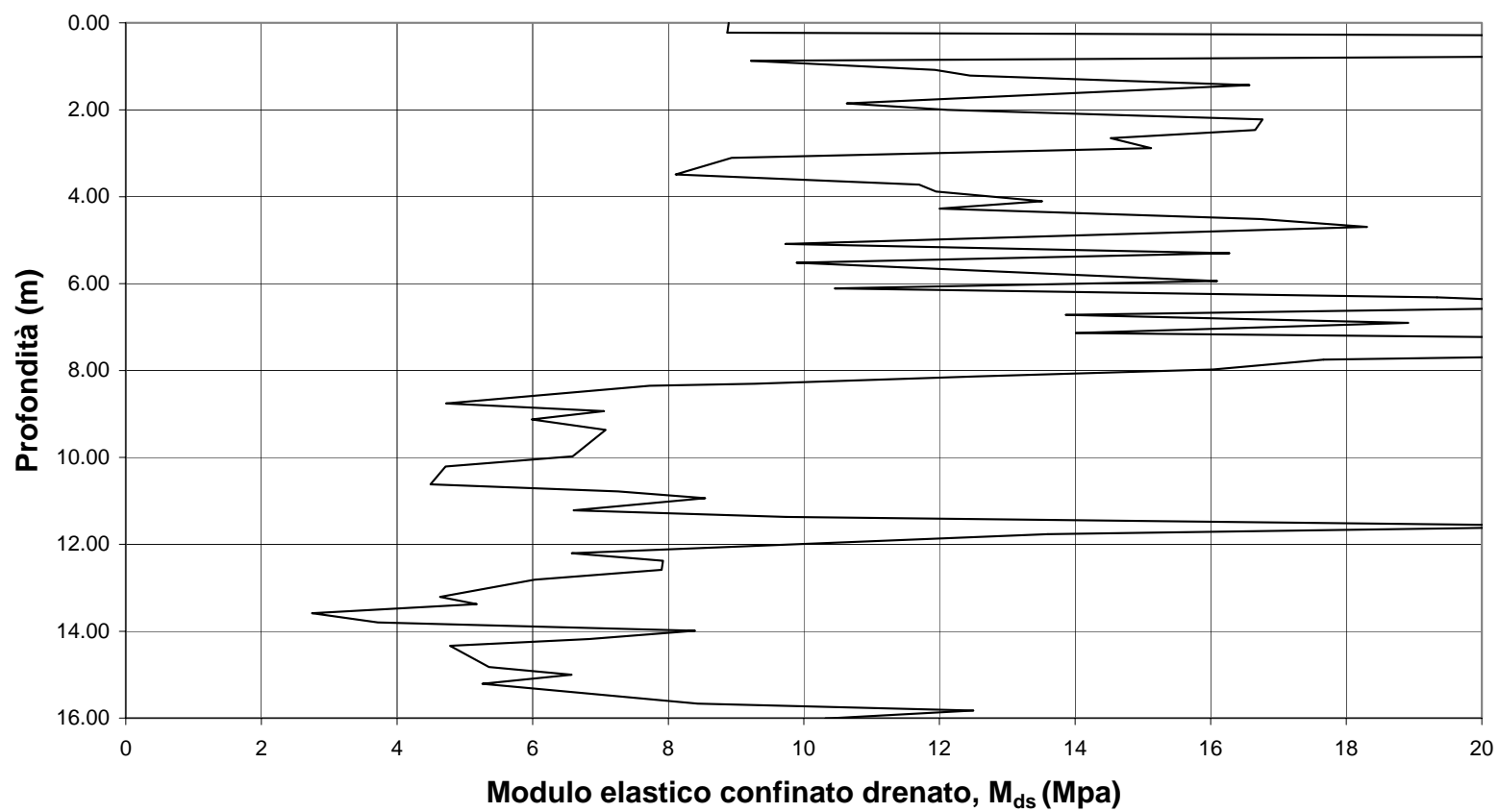
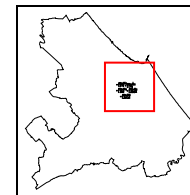


Figura A31



CPT 256110 C266A

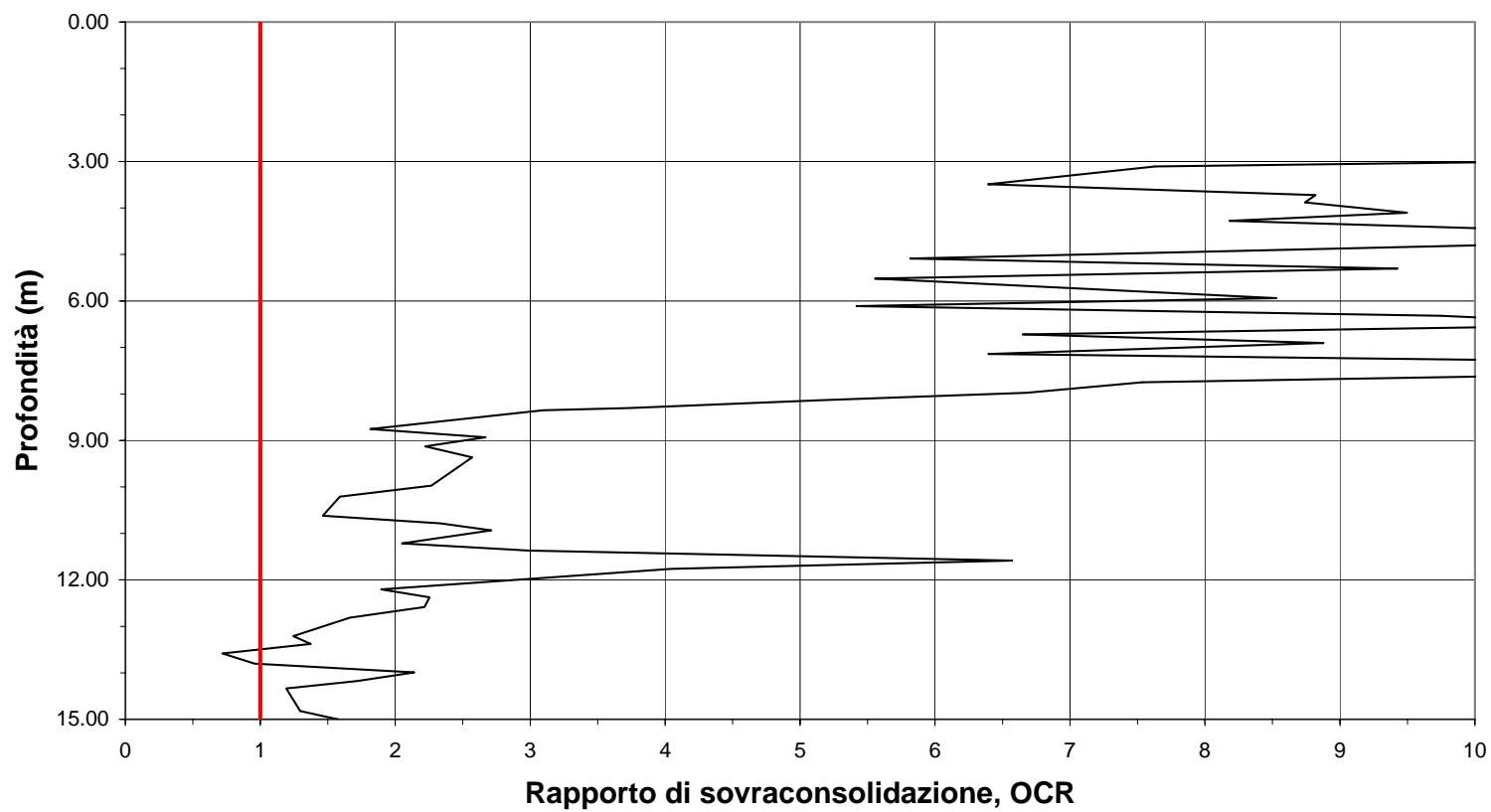
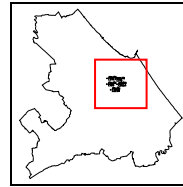


Figura A32



C223A

COMMITTENTE Coop. LA CASA

CANTIERE Comprensorio P.E.E.P. Marecchia.

N° 1 **DATA** 15.9.80

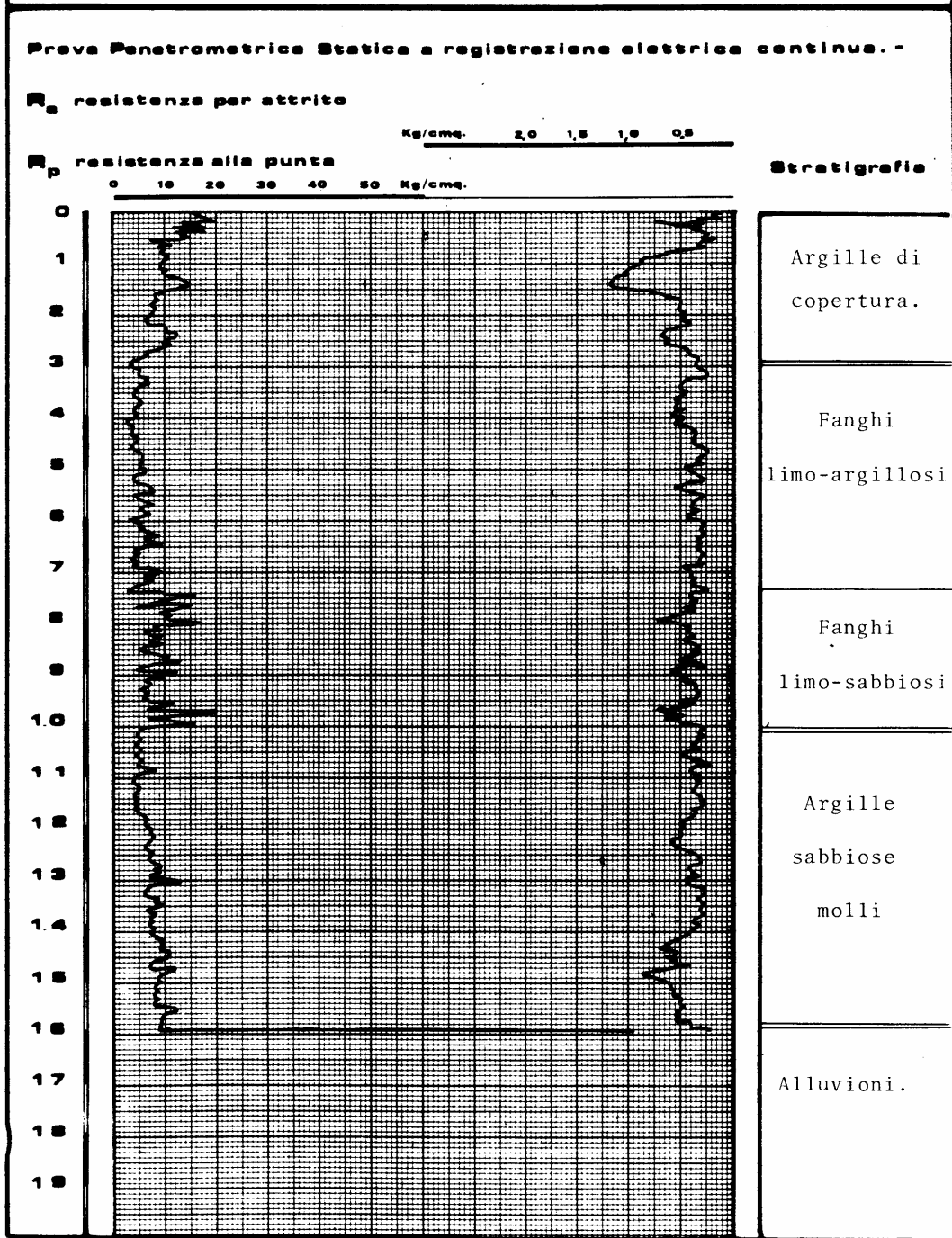
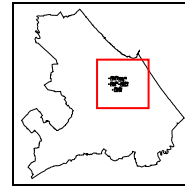


Figura A33



CPT 256110 C223A

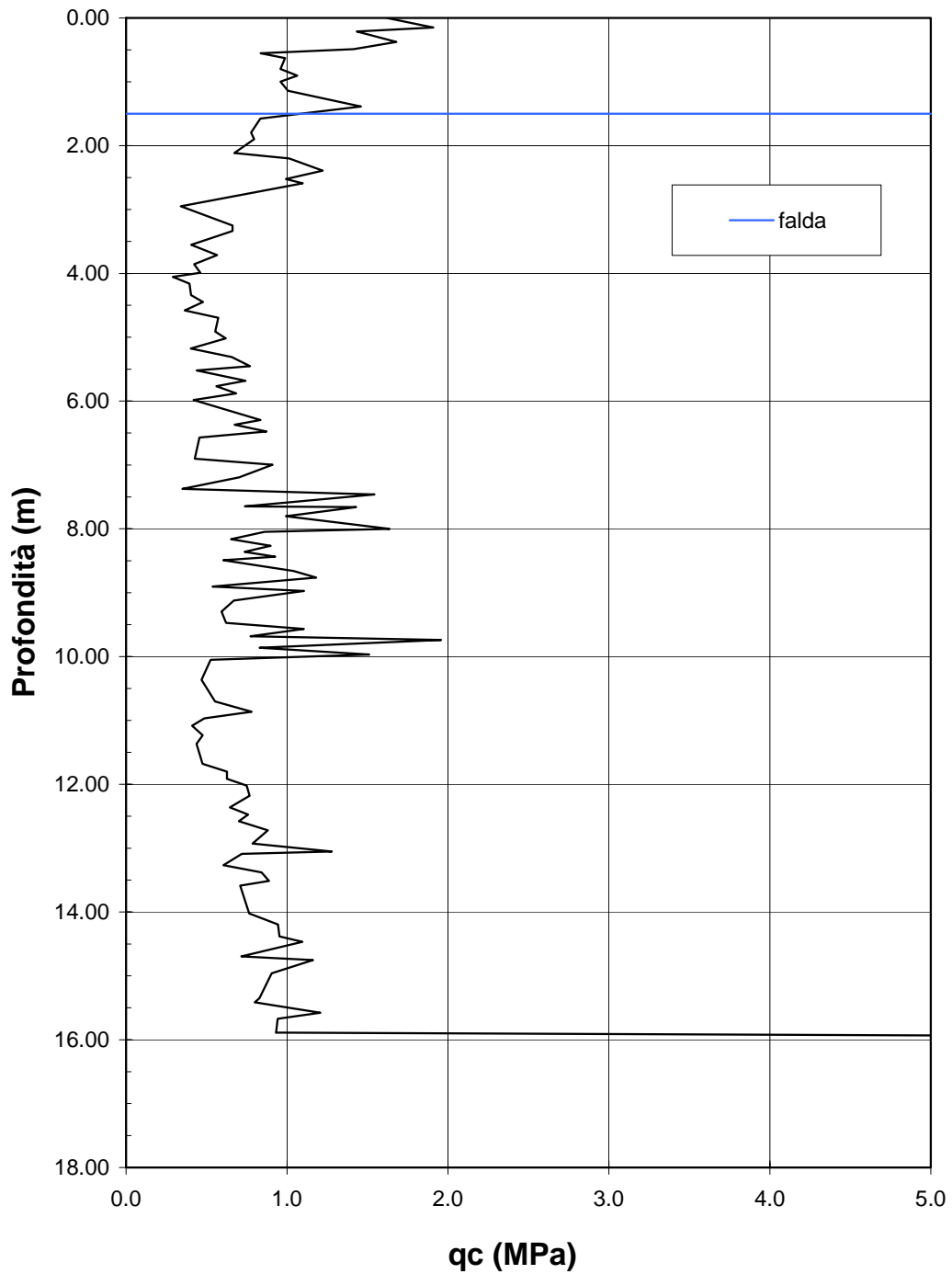
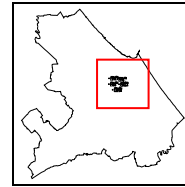


Figura A34



CPT 256110 C223A

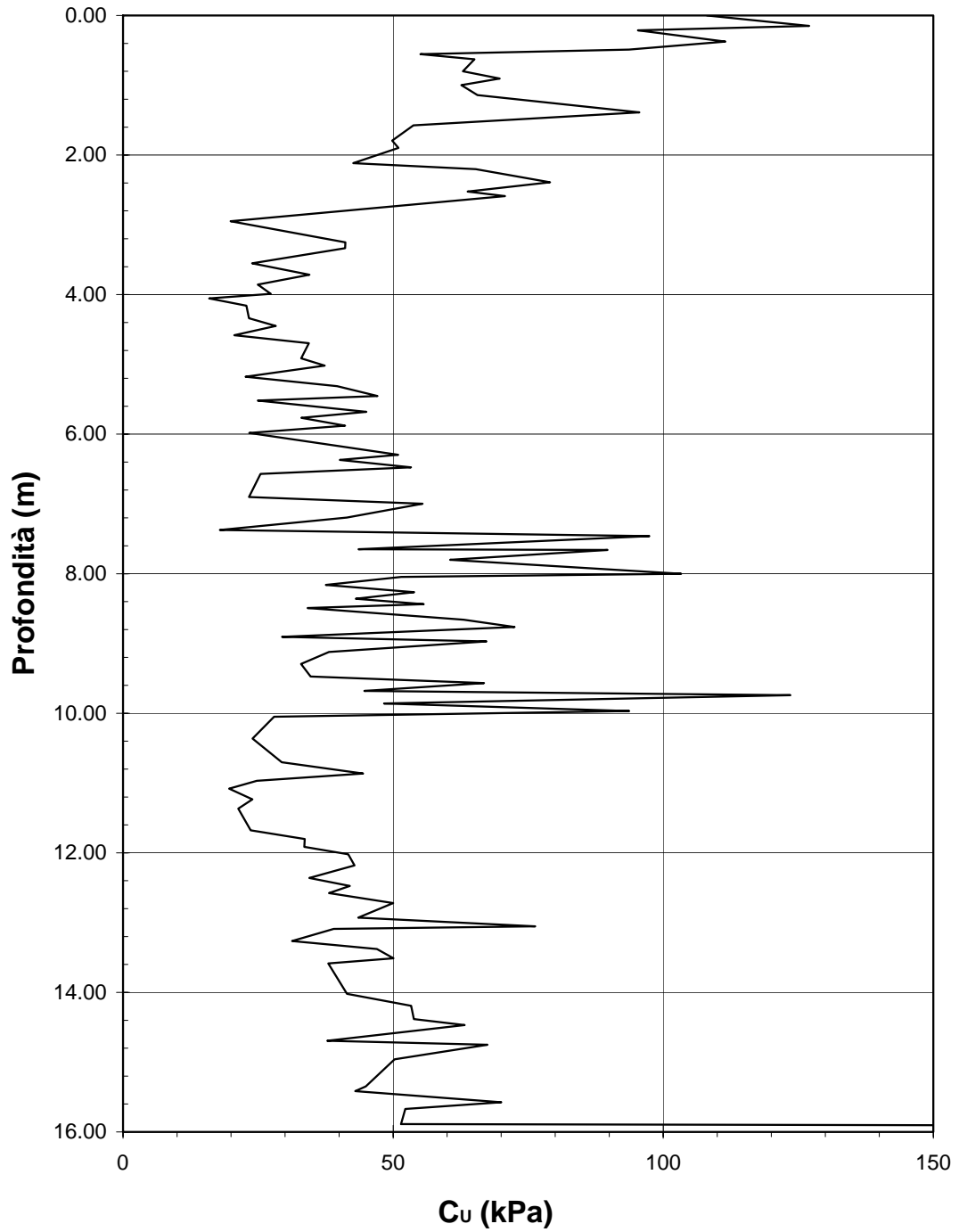
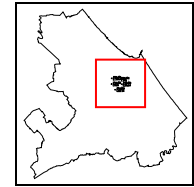


Figura A35



CPT 256110 C233A

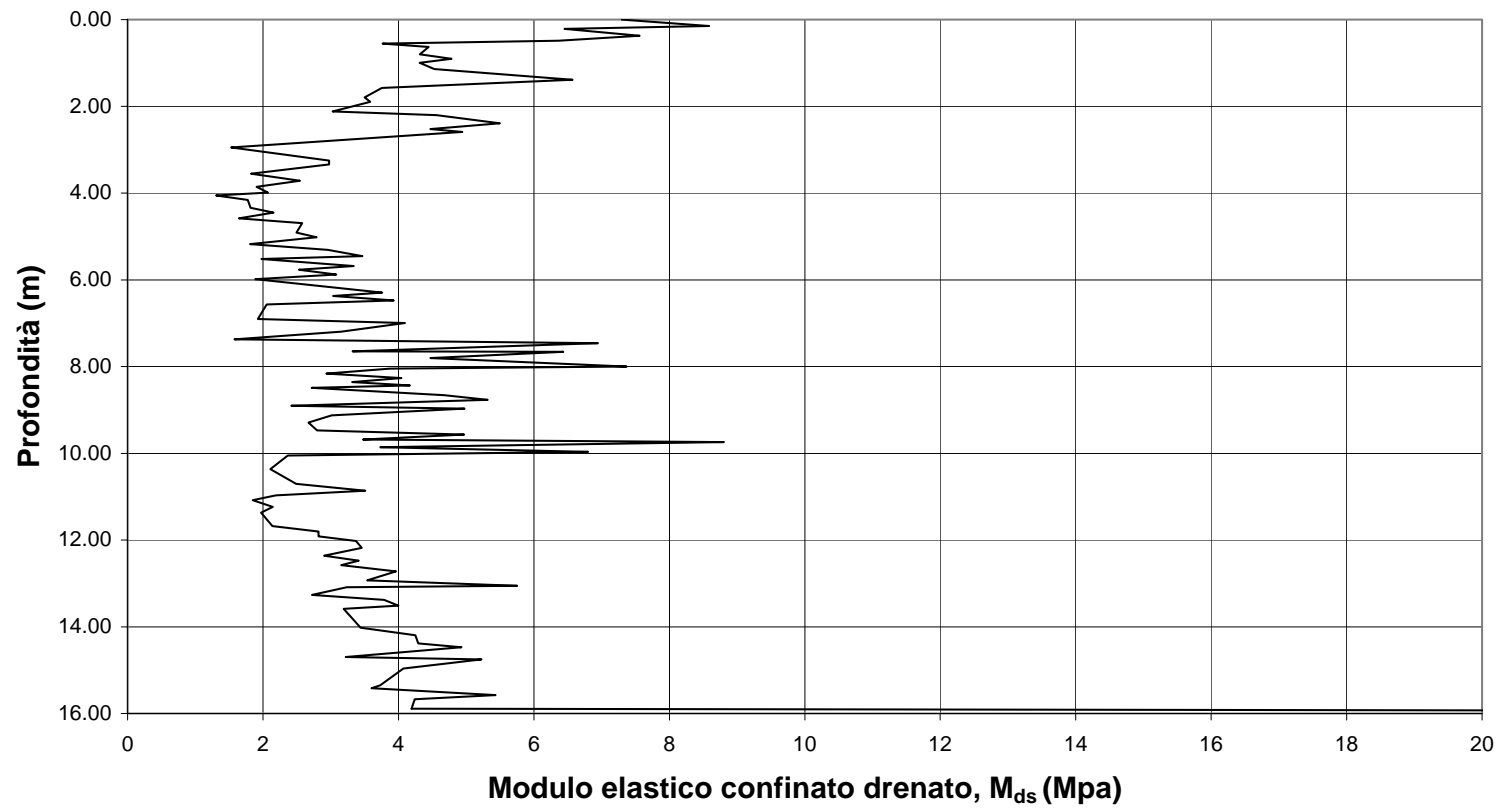


Figura A36



CPT 256110 C223A

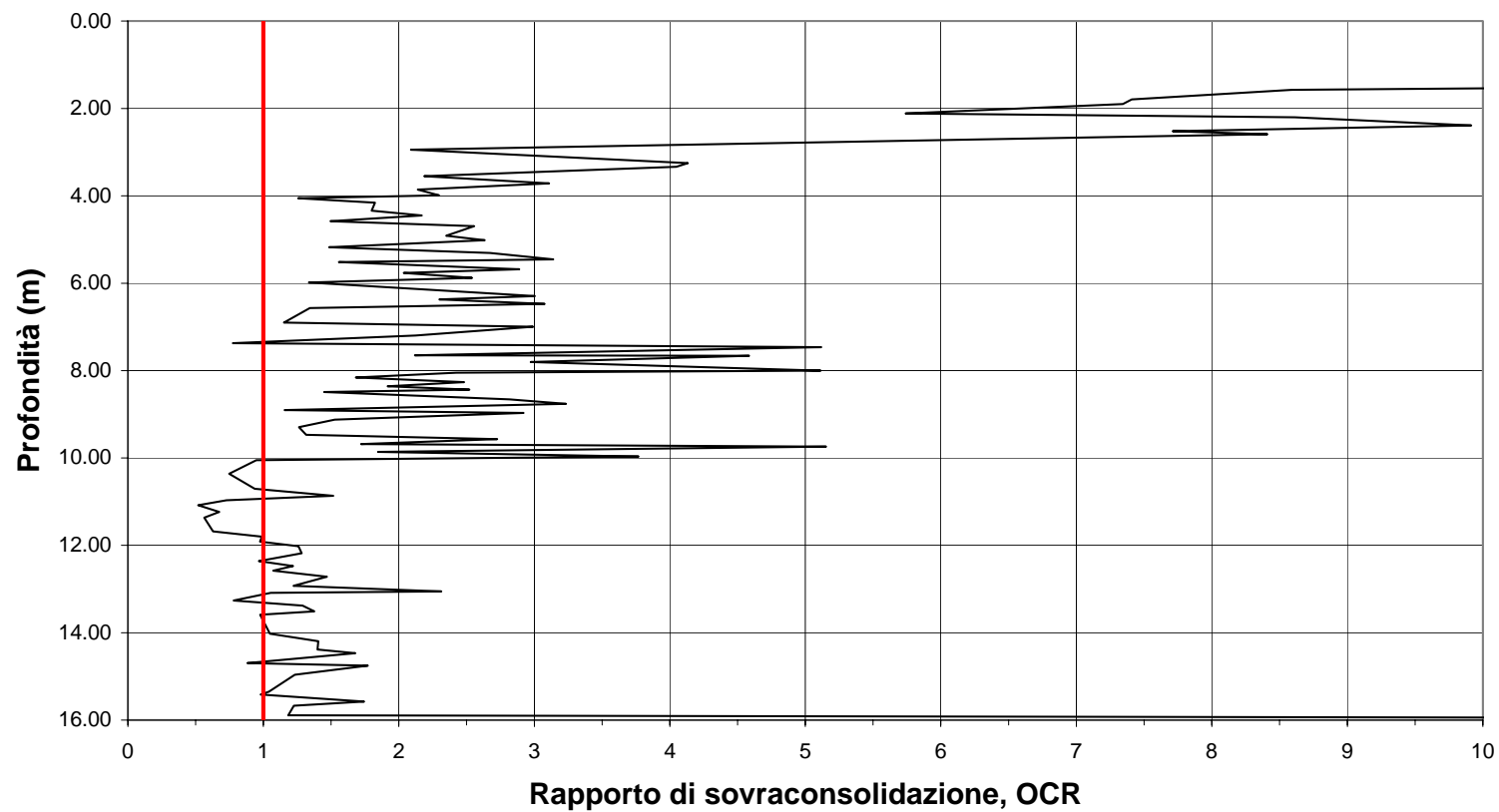
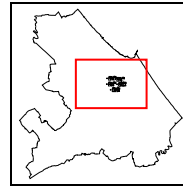


Figura A37



C174

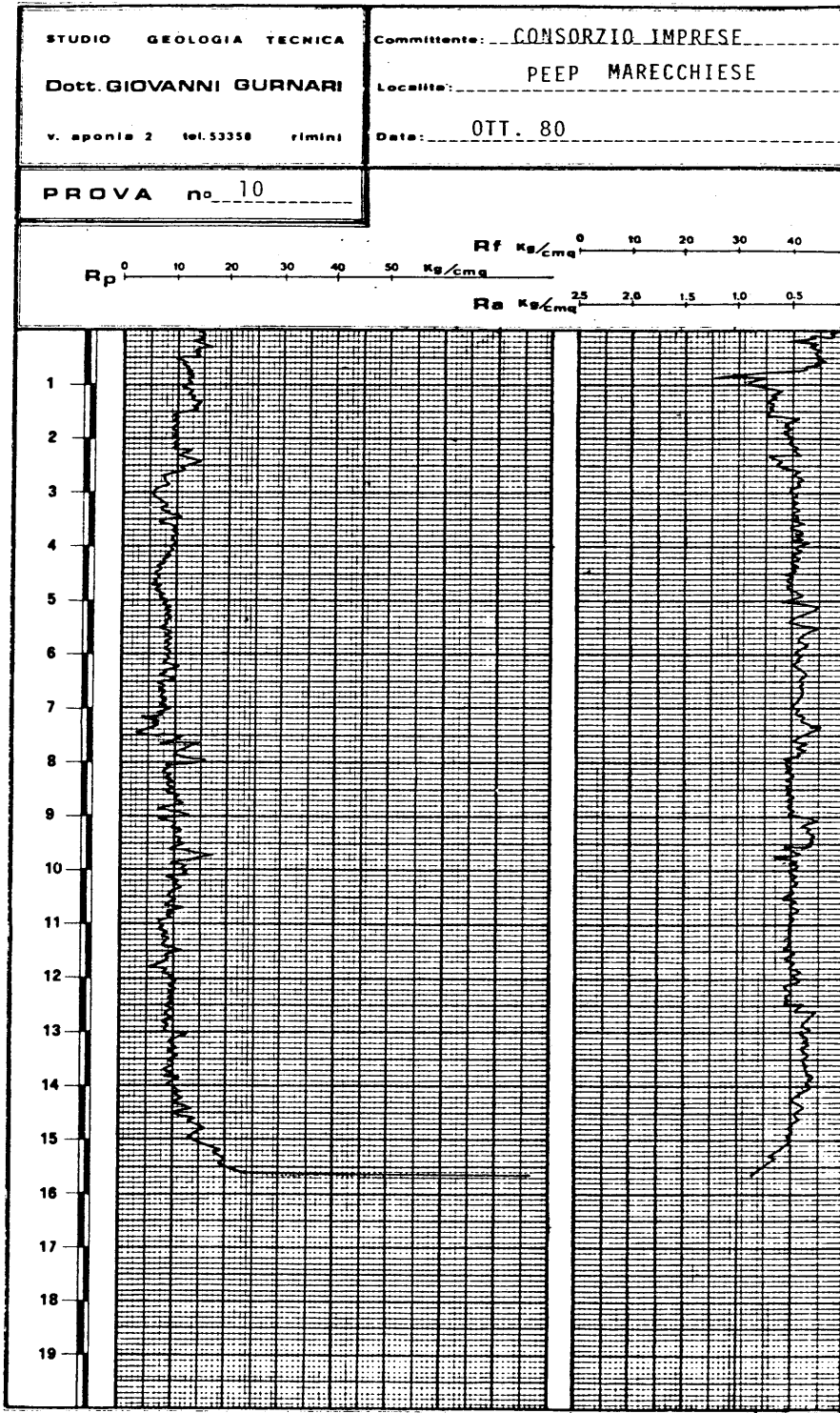
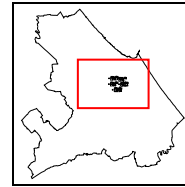


Figura A38



CPT 256110 C174

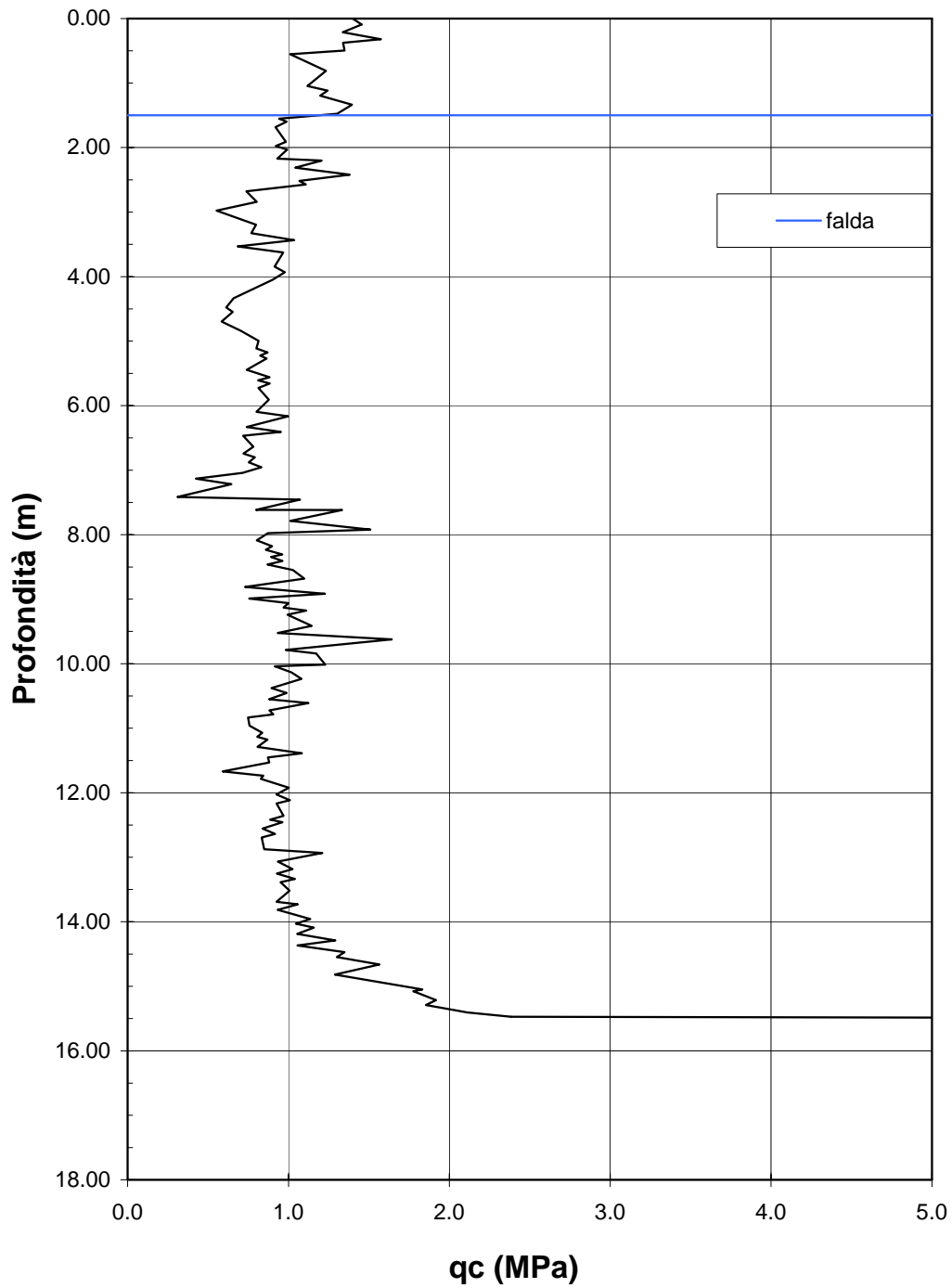
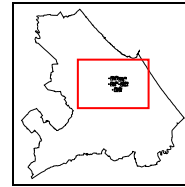


Figura A39



CPT 256110 C174

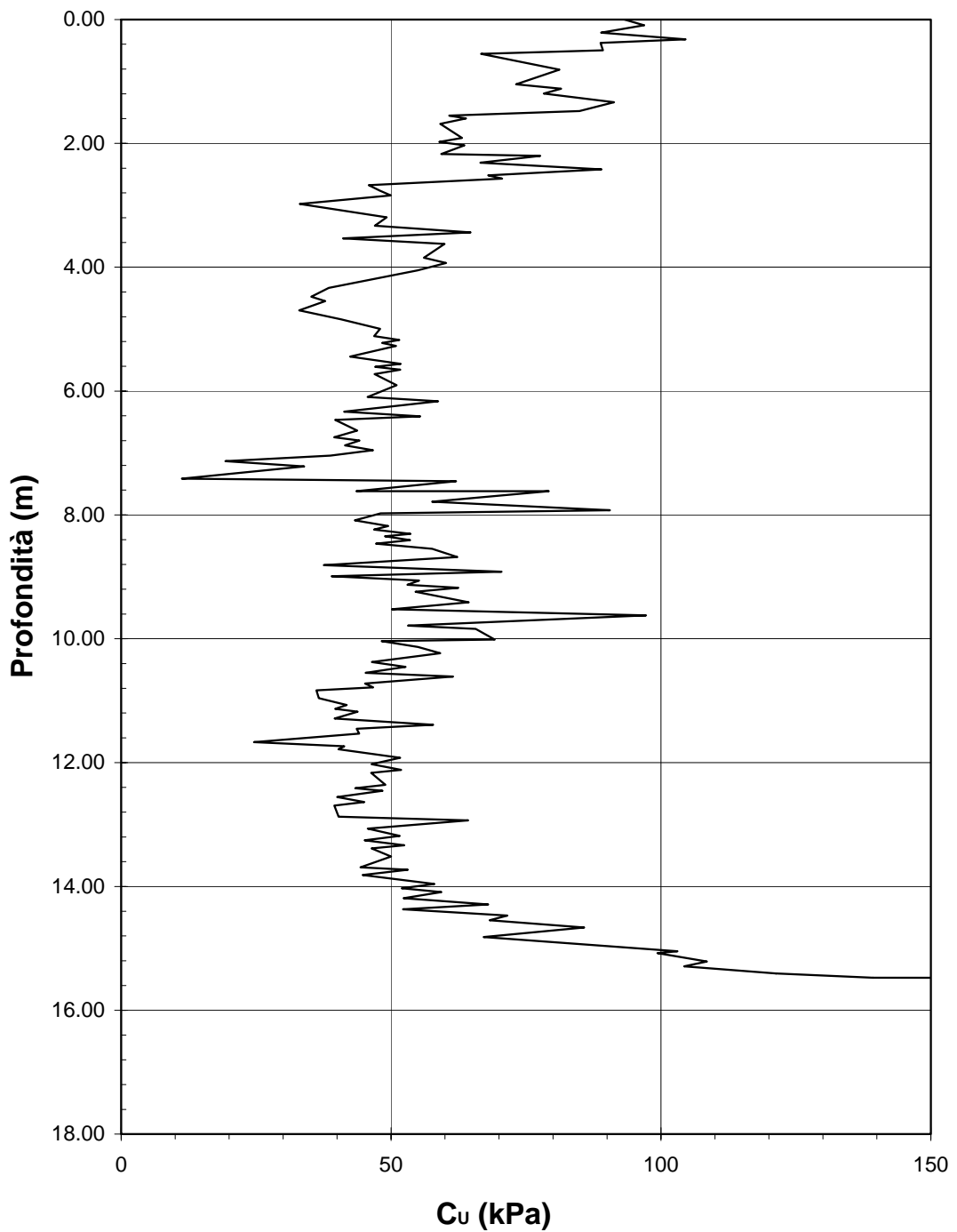
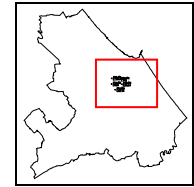


Figura A40



CPT 256110 C174

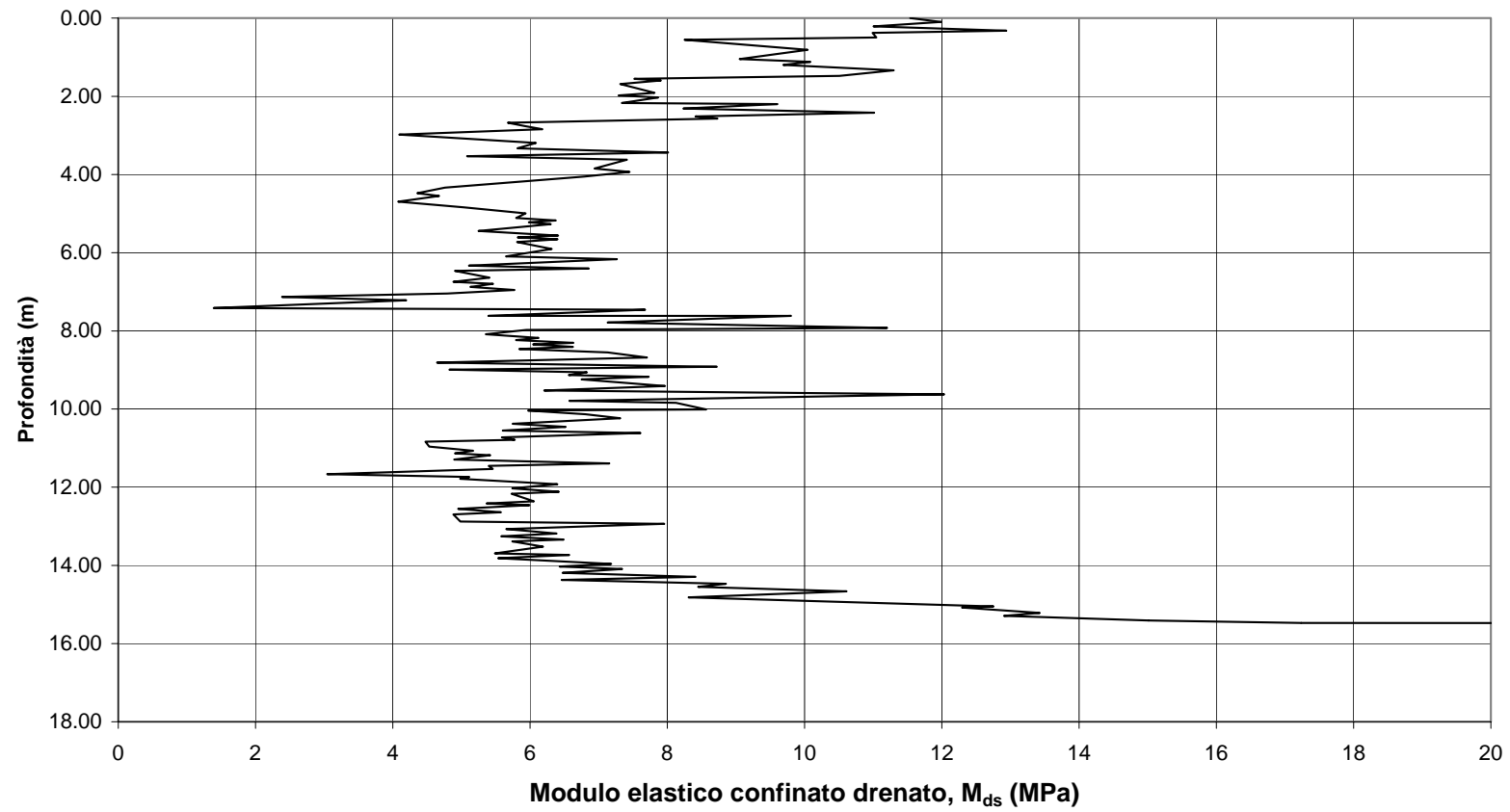
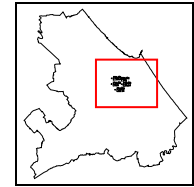


Figura A41



CPT 256110 C174

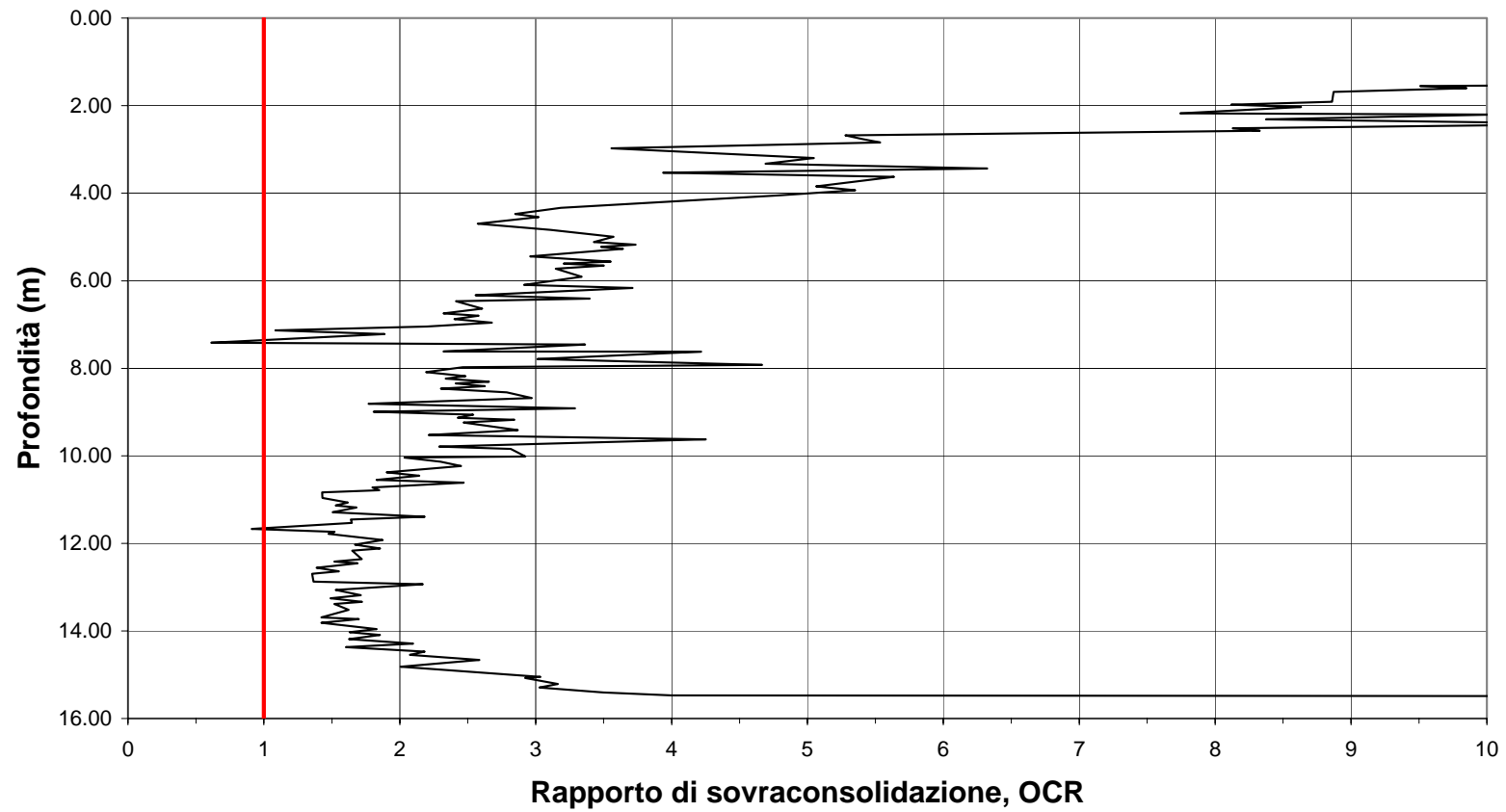
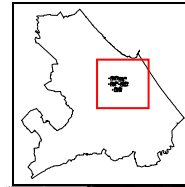


Figura A42



C170

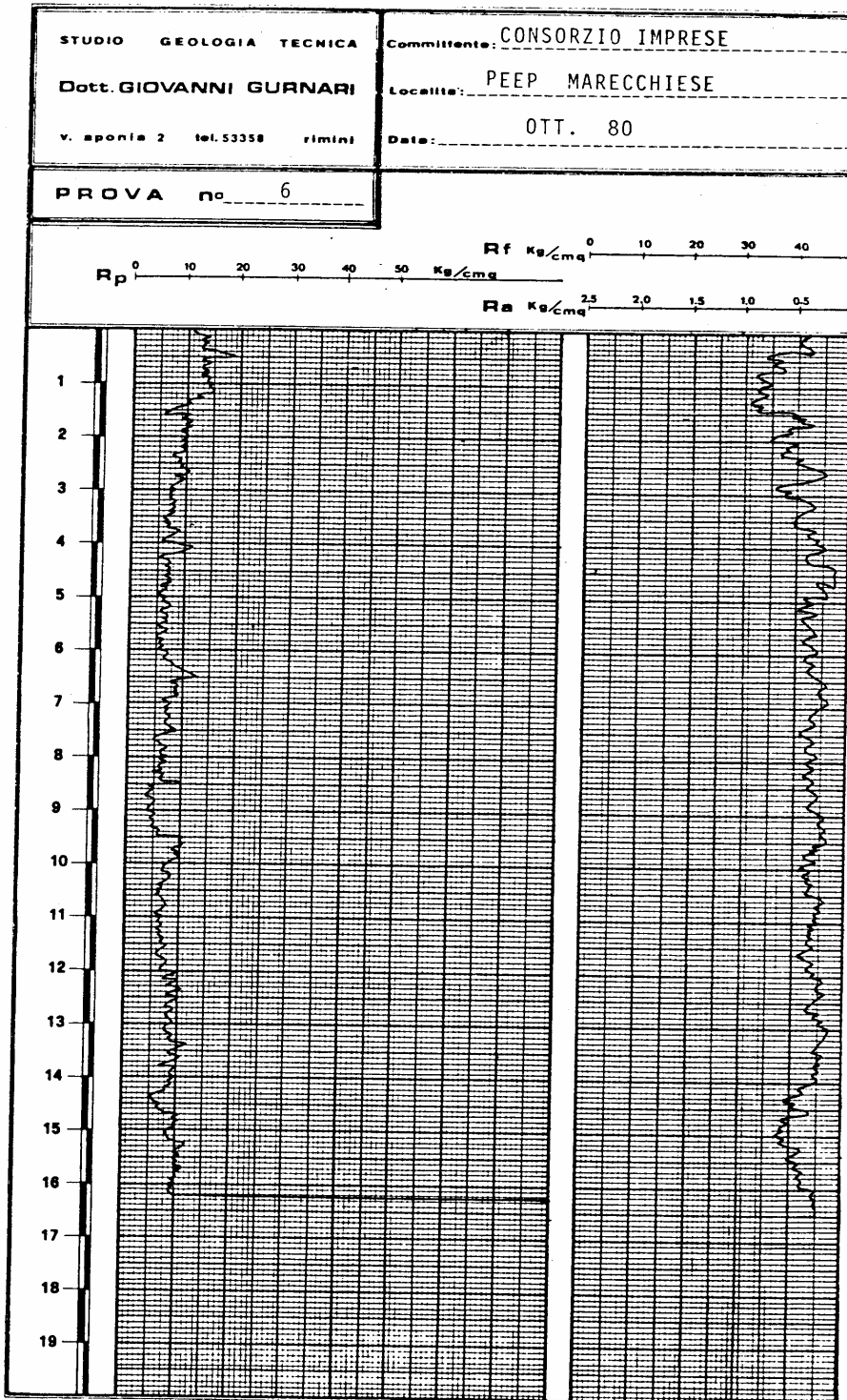
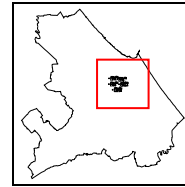


Figura A43



CPT 256110 C170

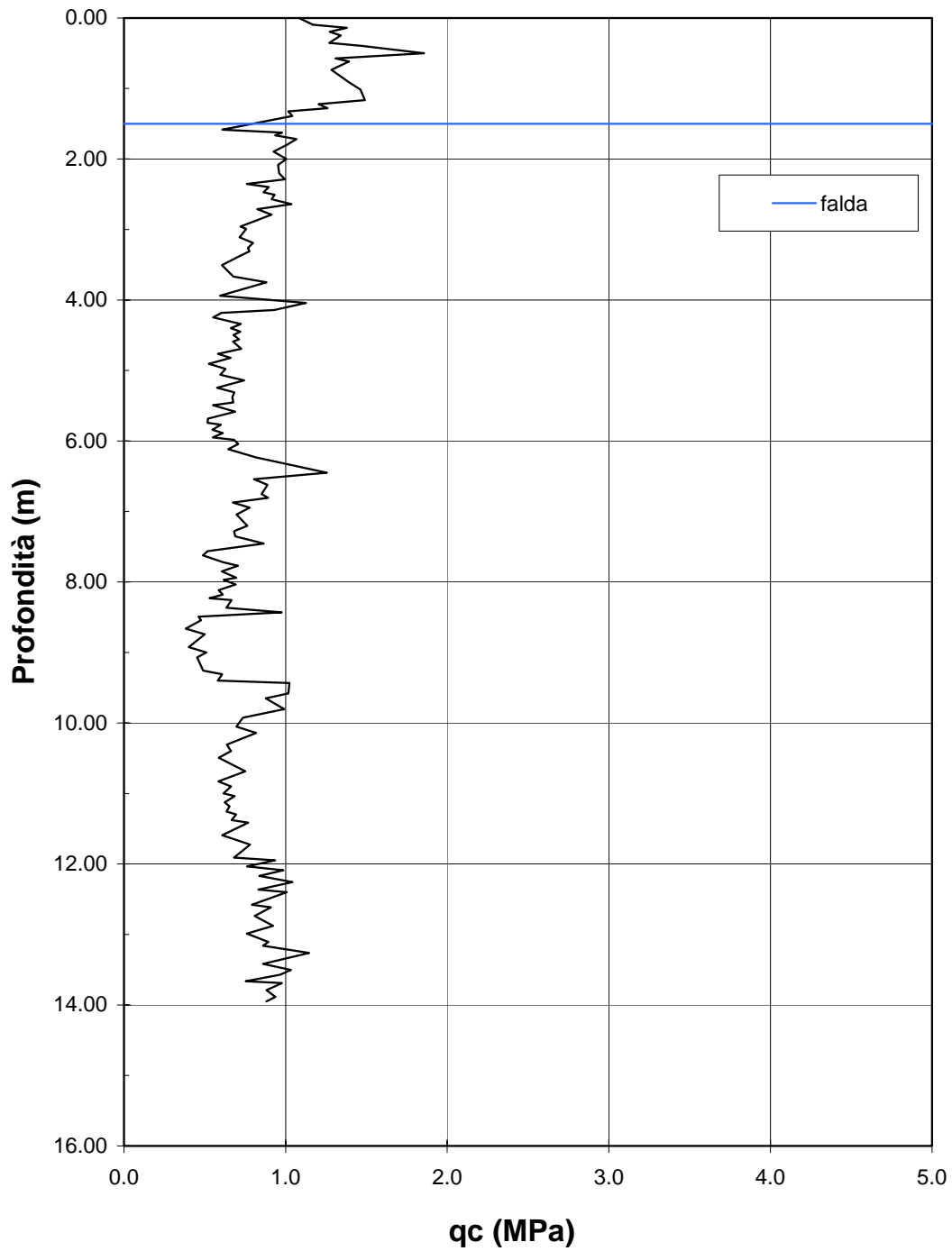
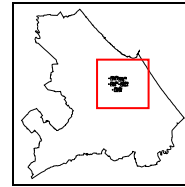


Figura A44



CPT 256110 C170

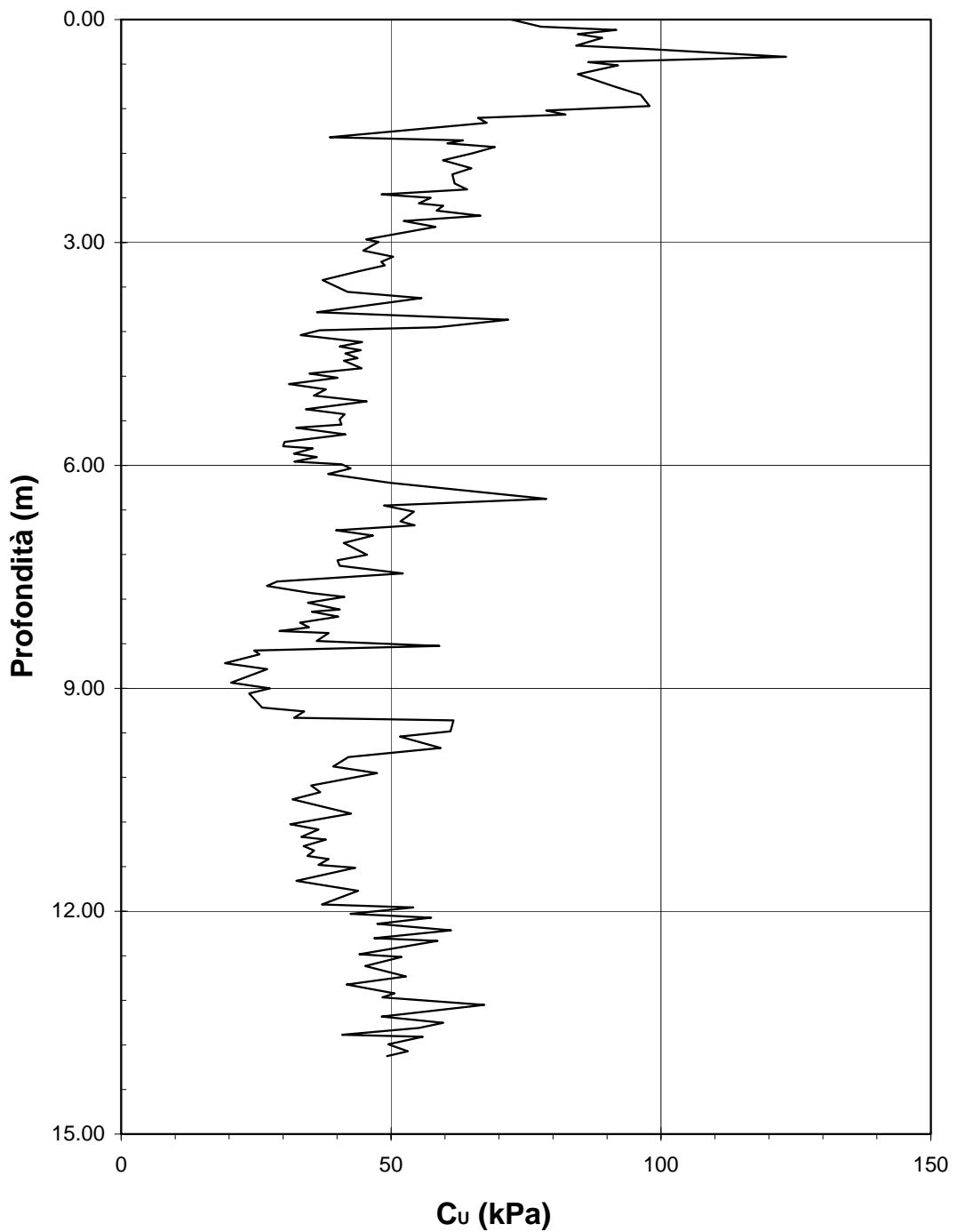
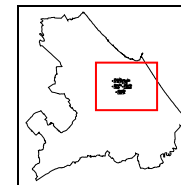


Figura A45



CPT 256110 C170

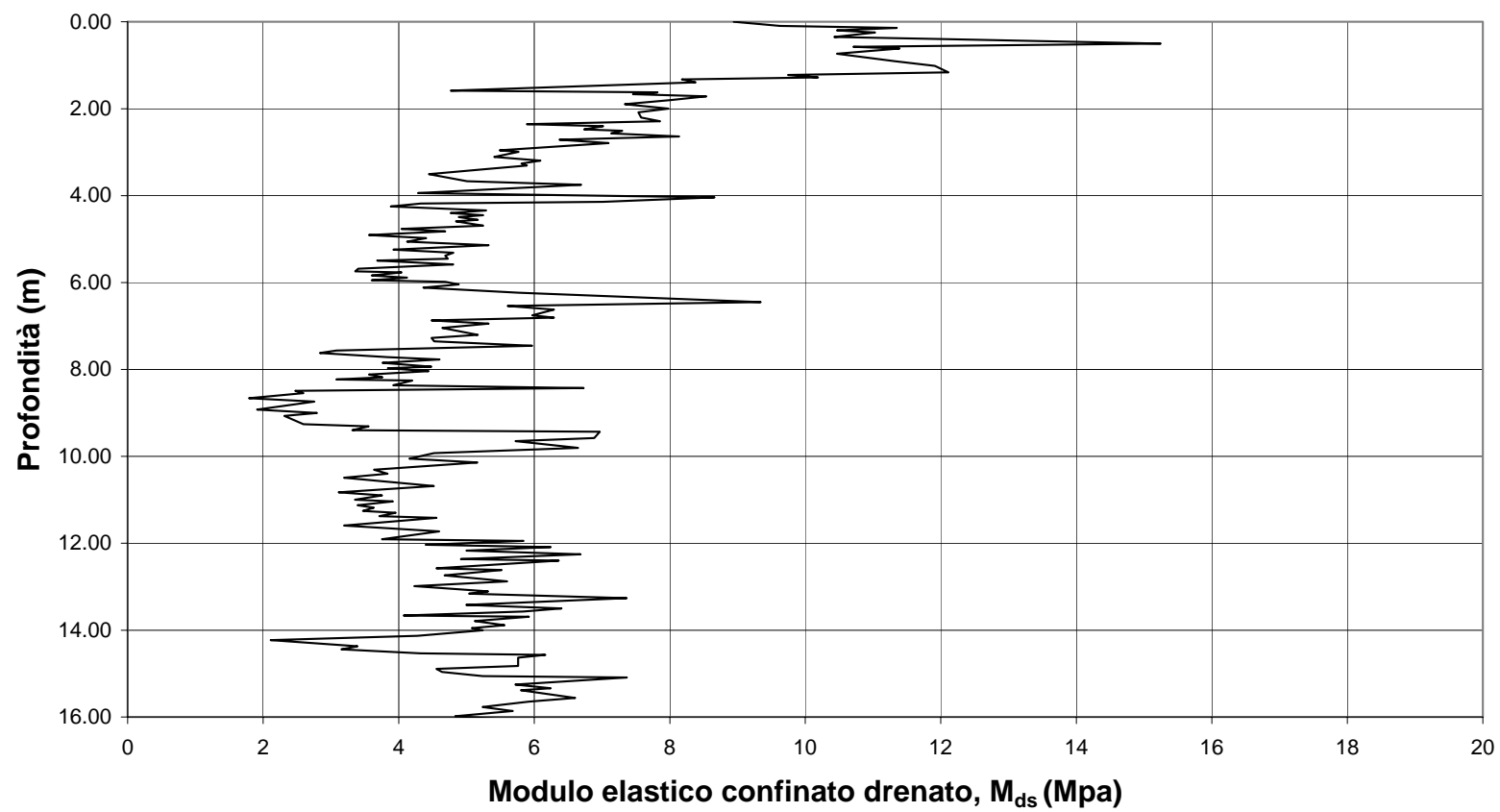
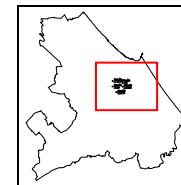


Figura A 46



CPT 256110 C170

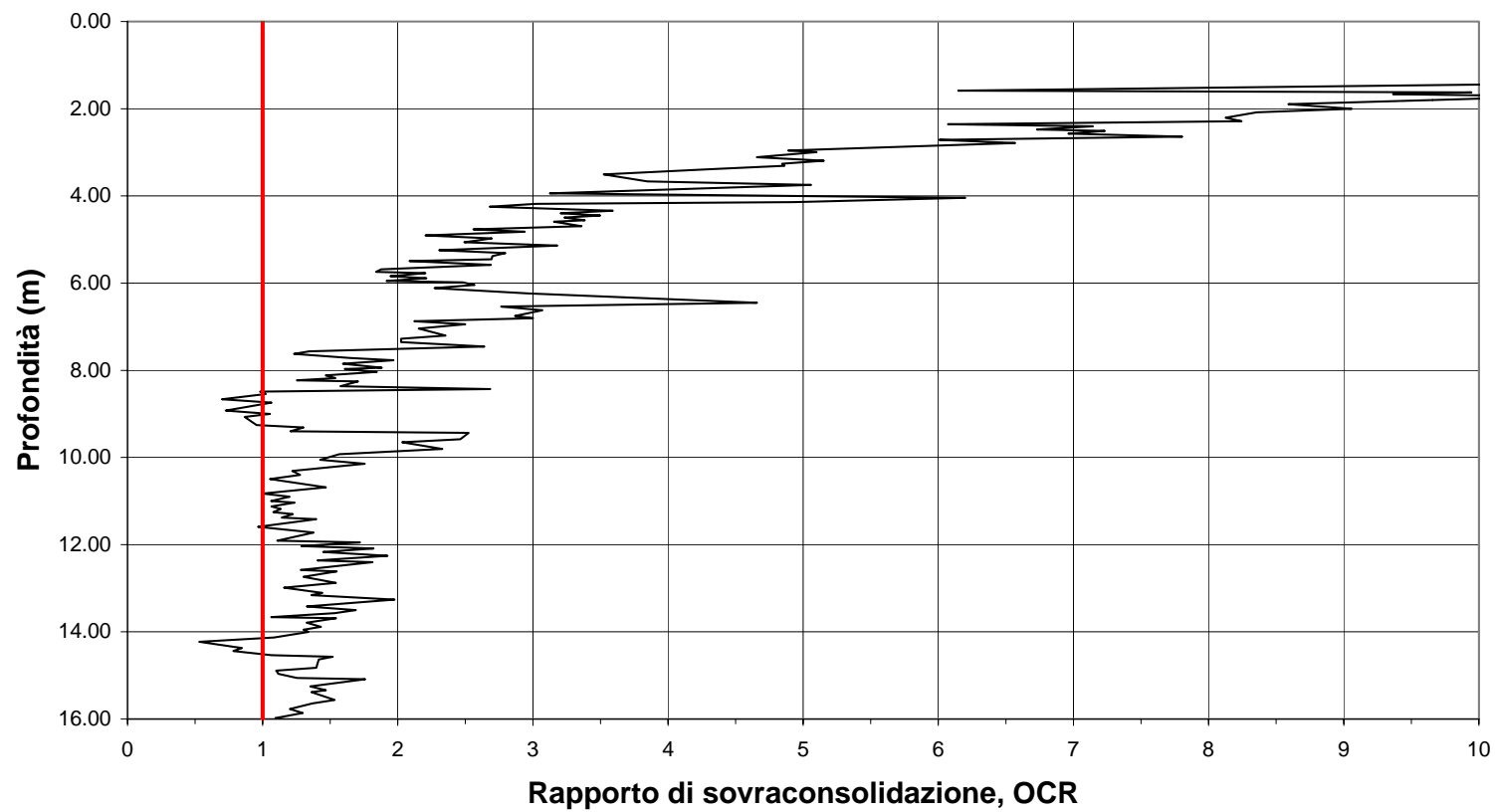
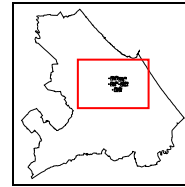


Figura A47



C1681

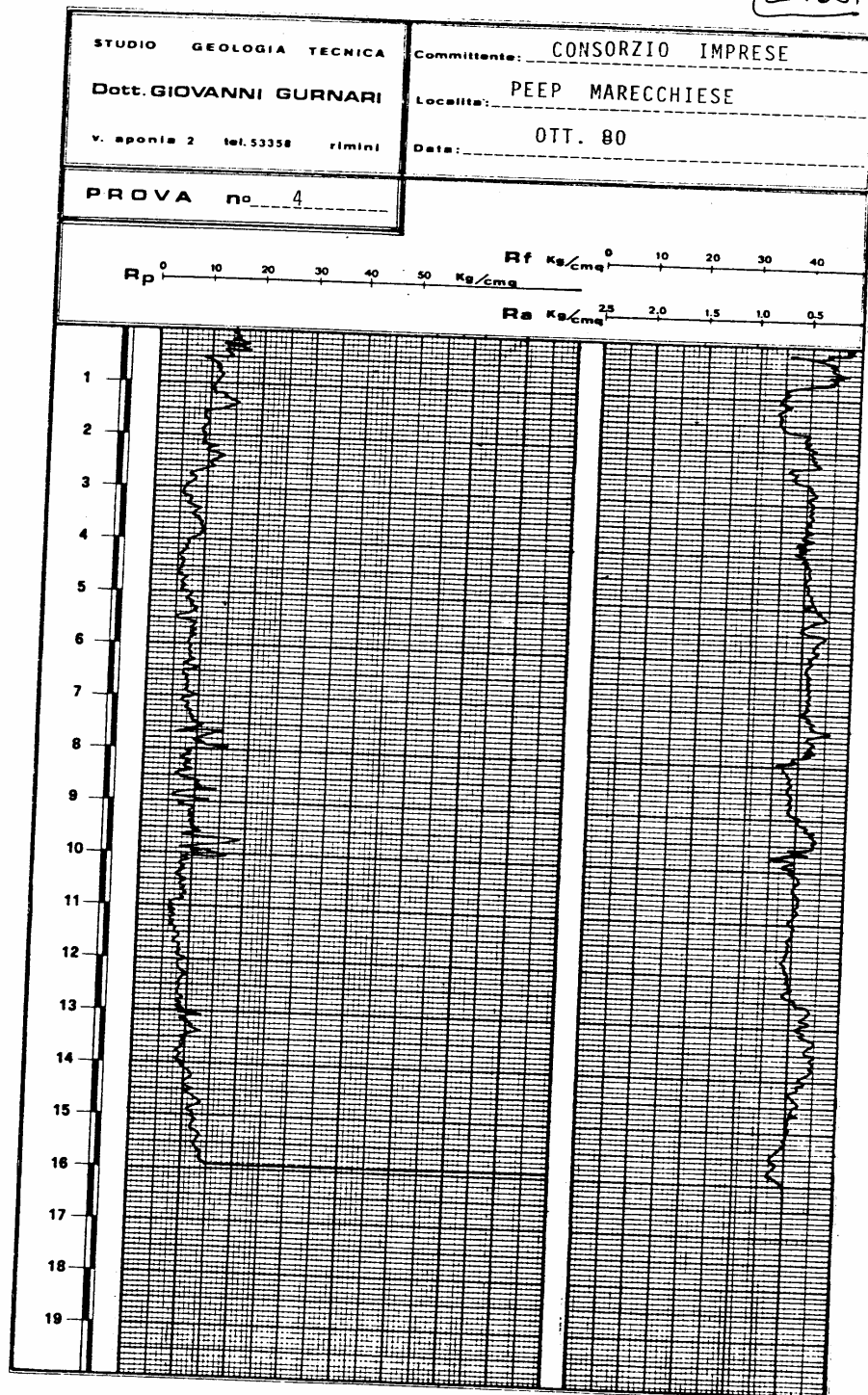
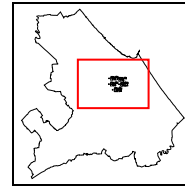


Figura A48



CPT 256110 C168

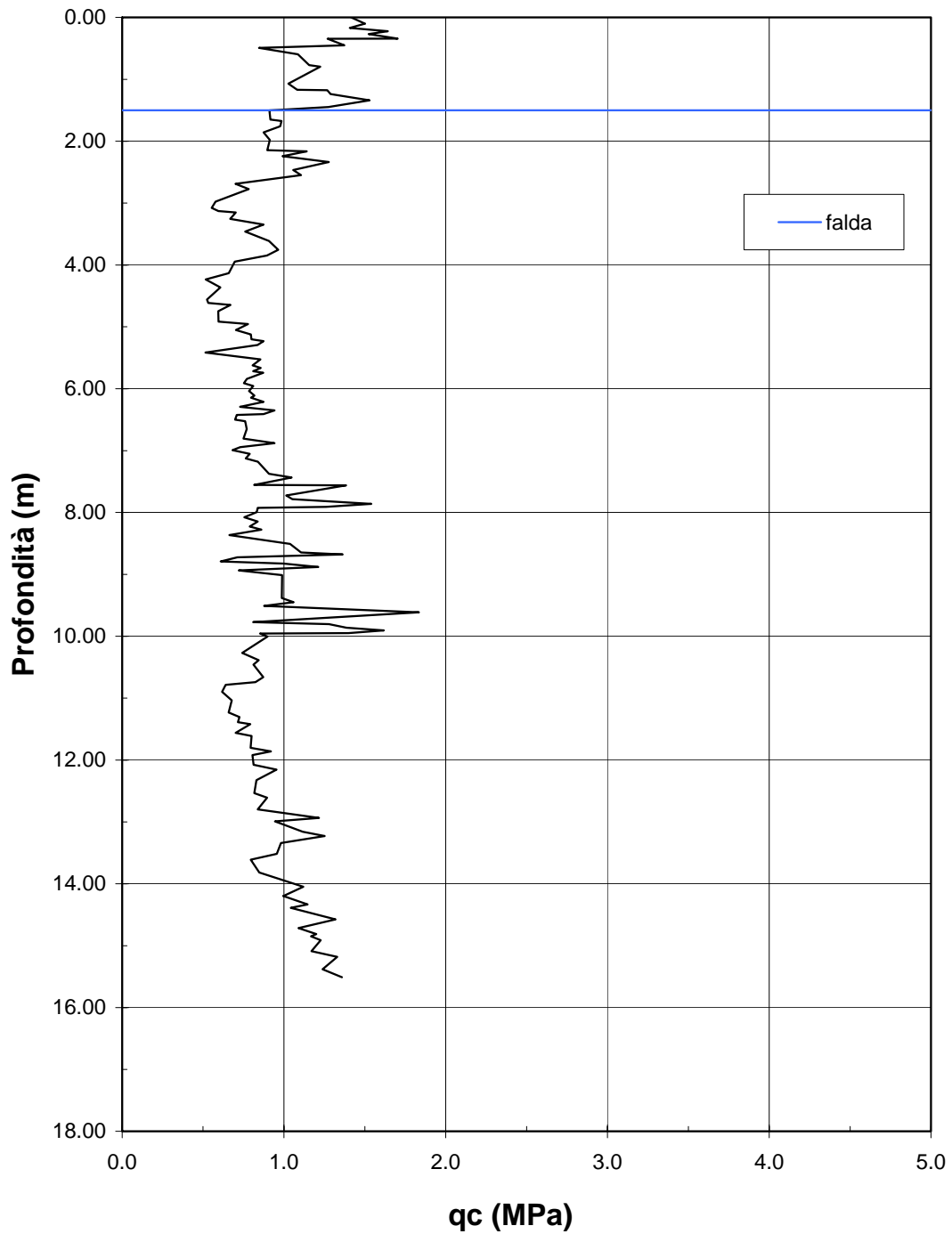
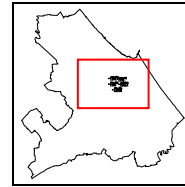


Figura A49



CPT 256110 C168

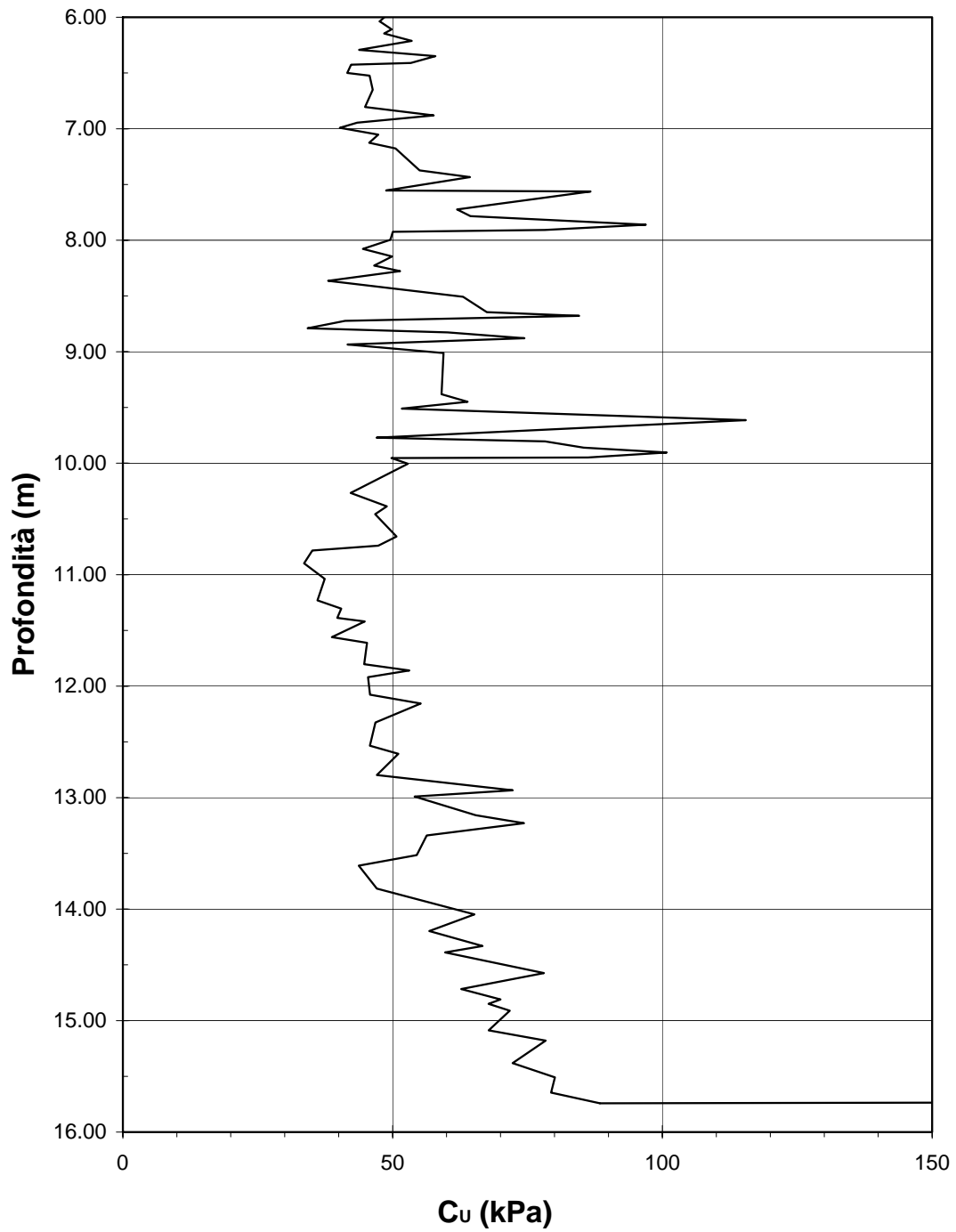
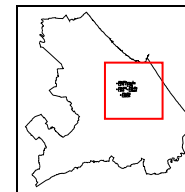


Figura A50



CPT 256110 C168

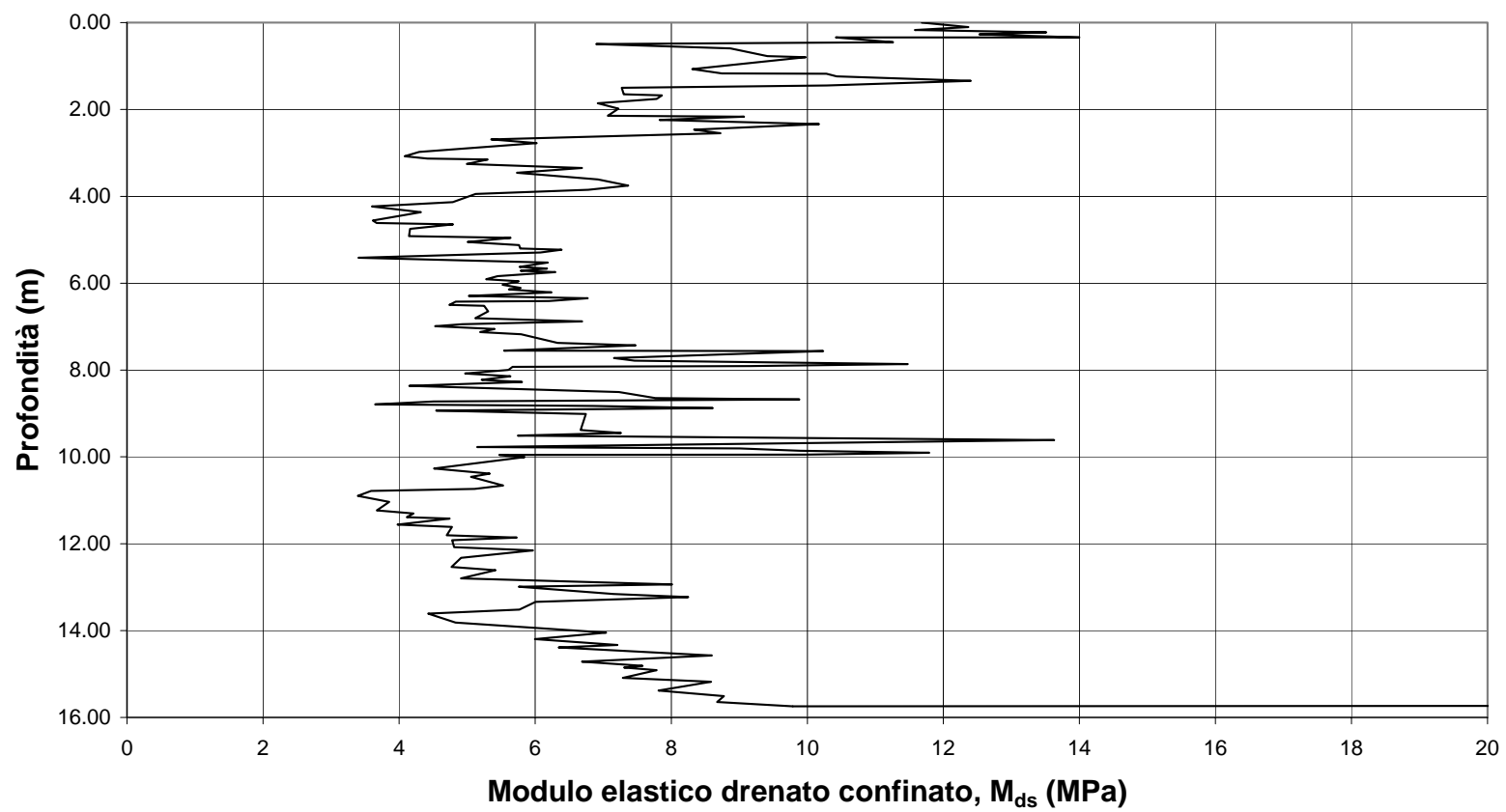
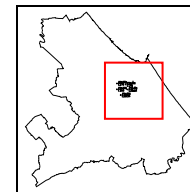


Figura A51



CPT 256110 C168

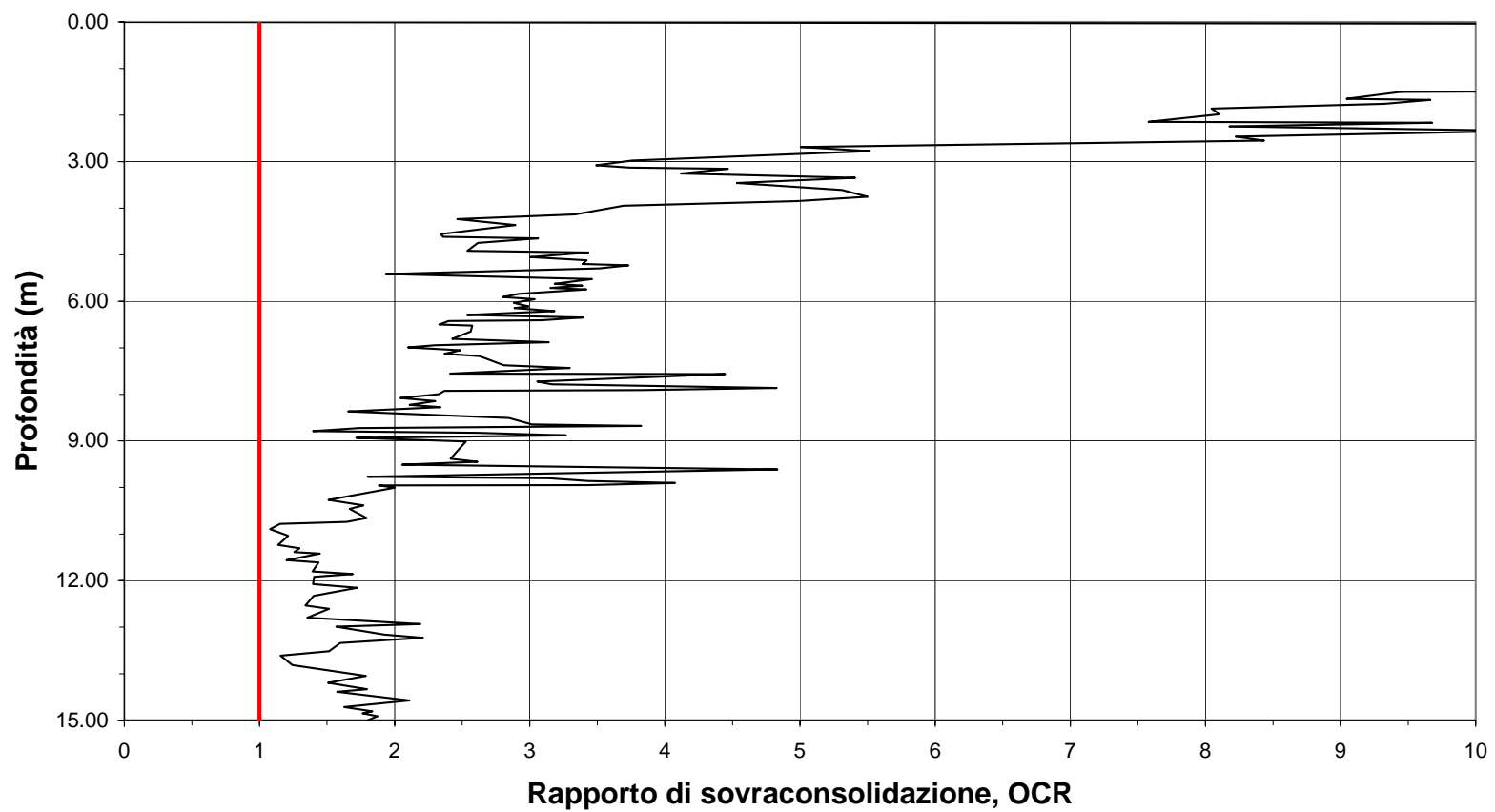
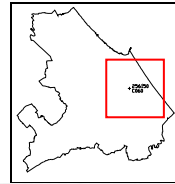


Figura A52



C060

Committente : S.P.E.A. SPA MILANO

Cantiere : RIMINI (FO)

Attrezzo : GOUDA 10 t.

Data : 01/12/1987

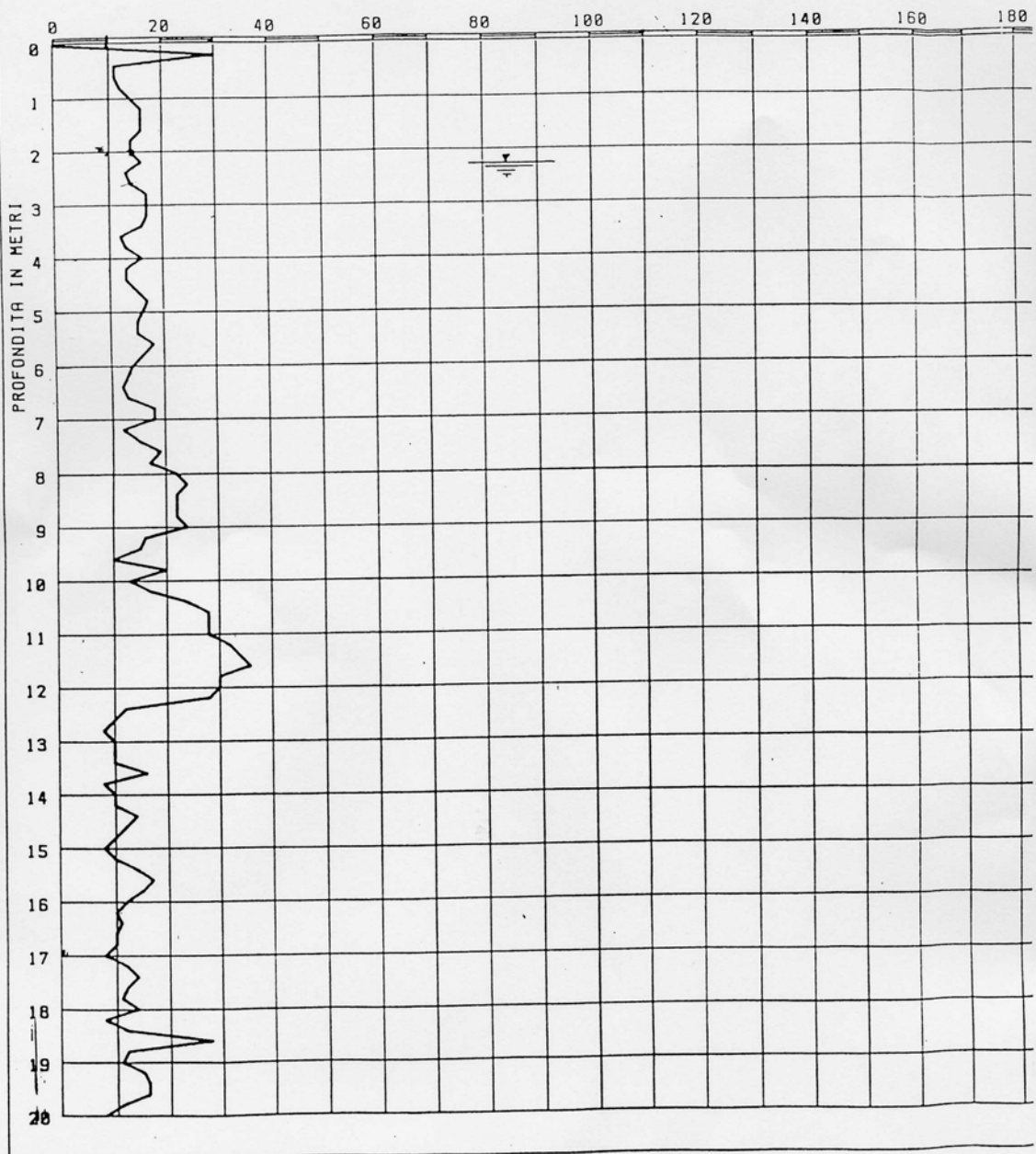
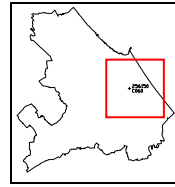


Figura A53



CPT 256150 C060

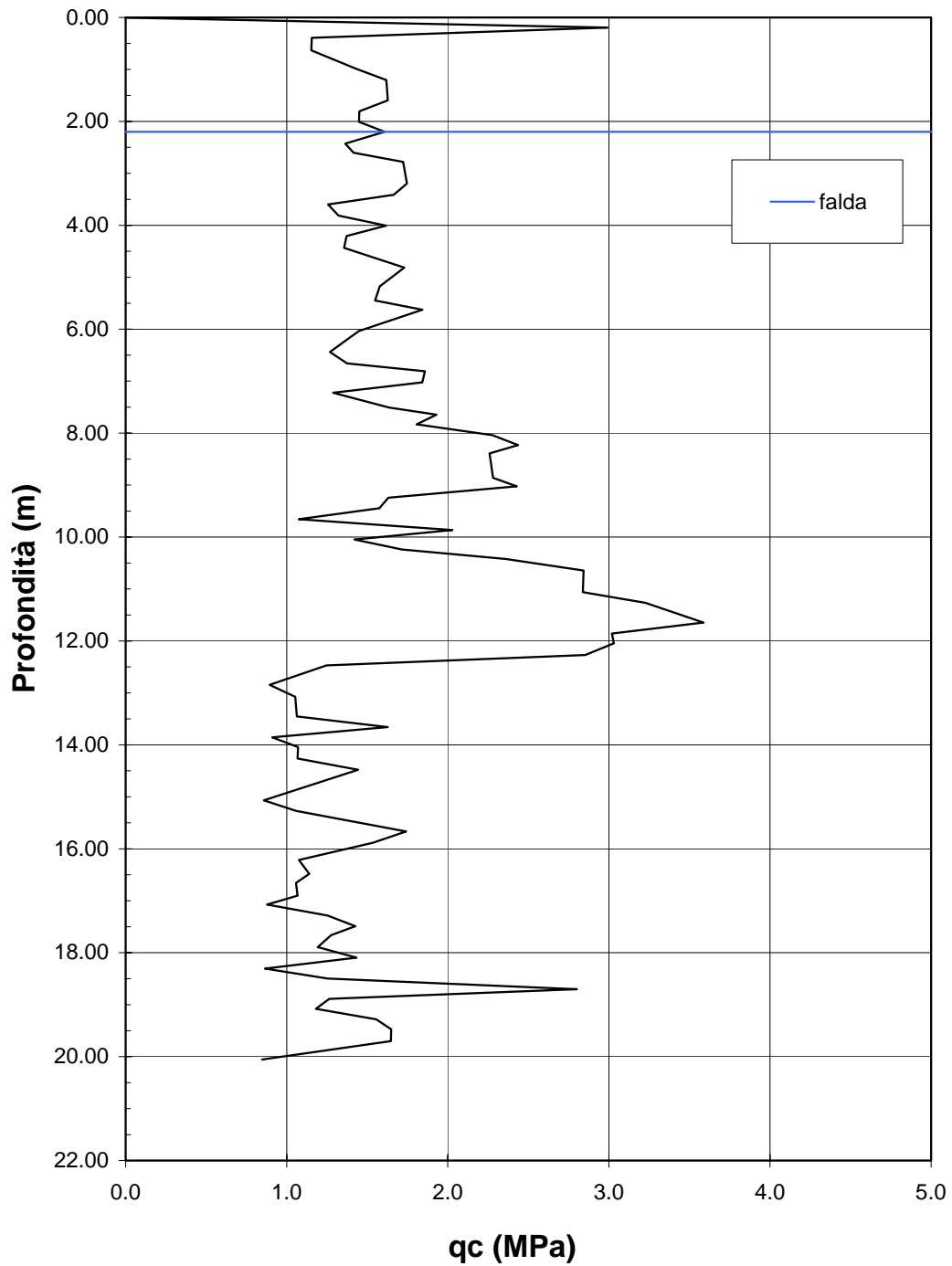
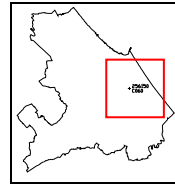


Figura A54



CPT 256150 C060

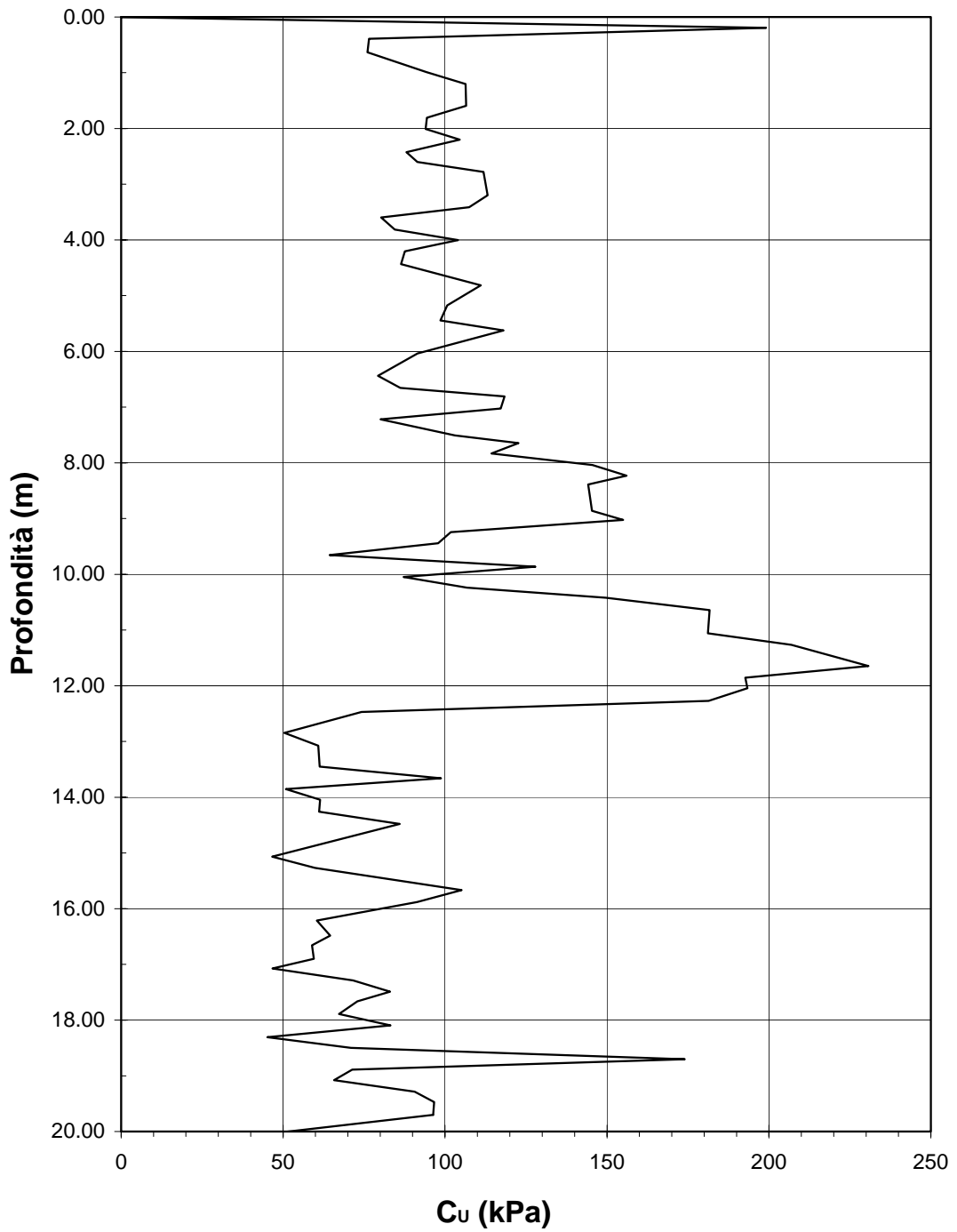
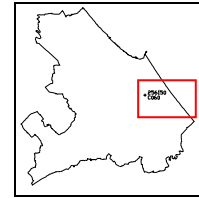


Figura A55



CPT 256110 C060

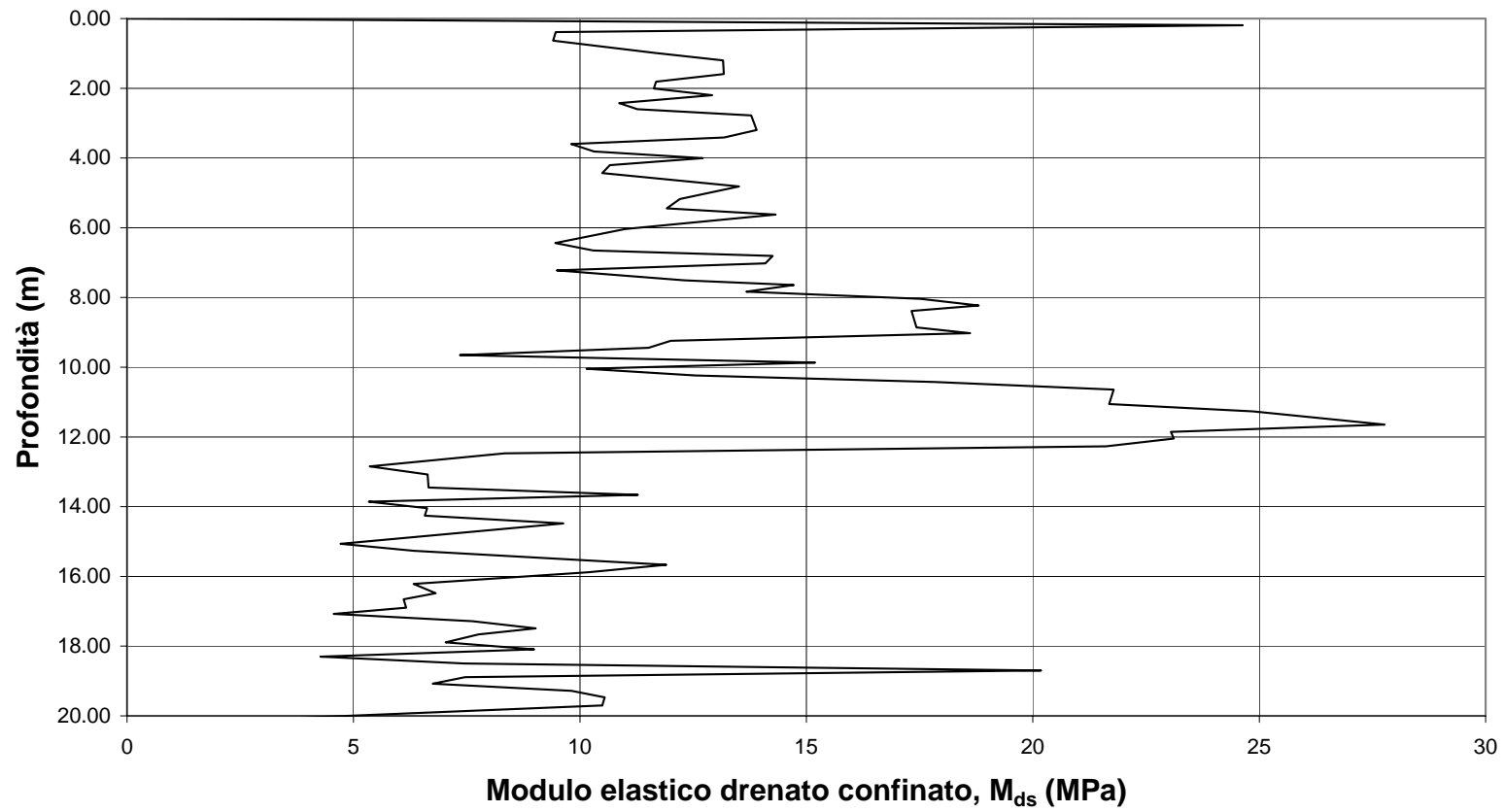
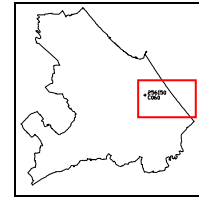


Figura A56



CPT 256150 C060

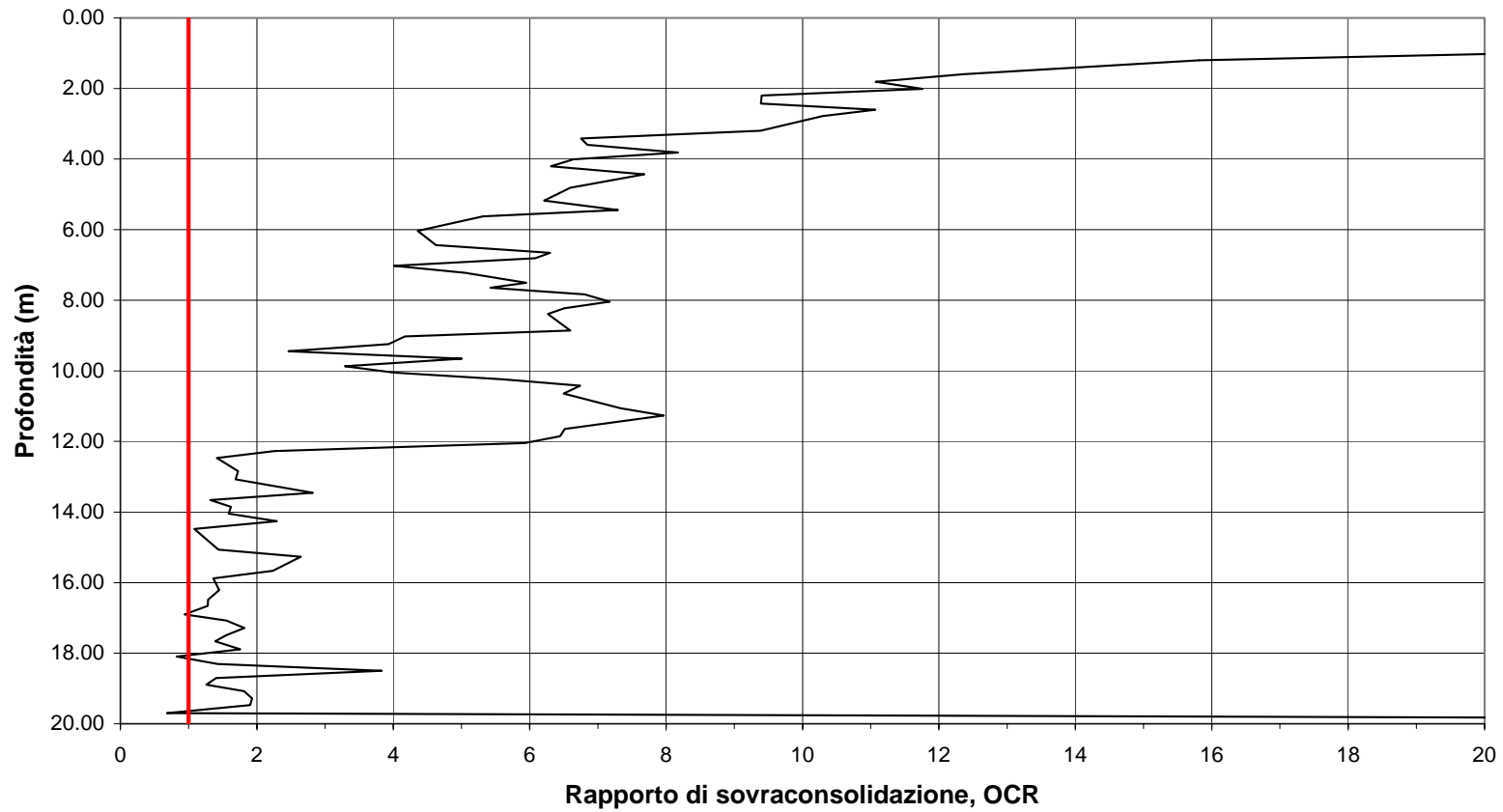
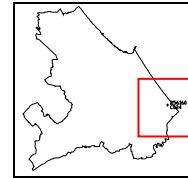


Figura A57



CO24

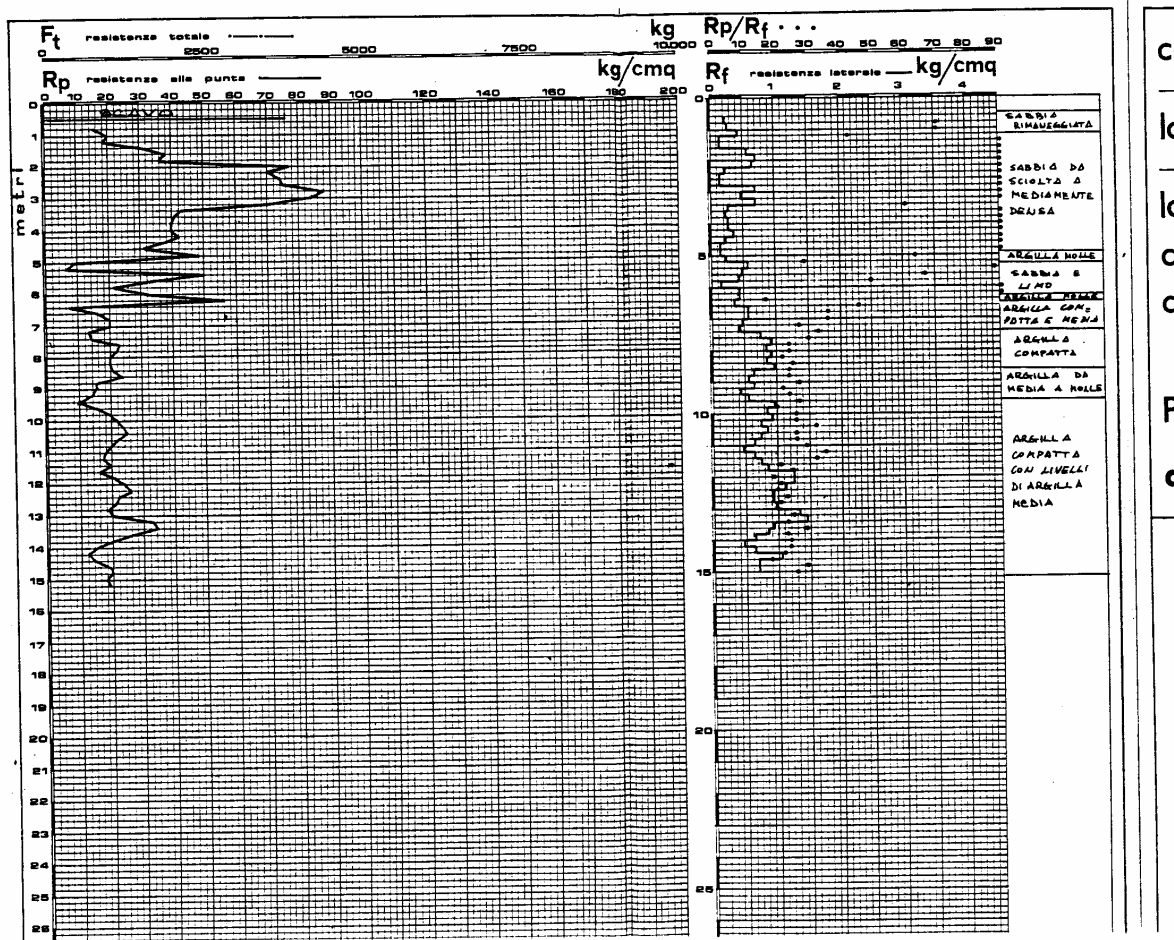
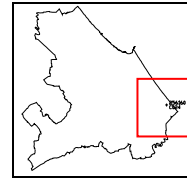


Figura A58



CPT 256160 C024

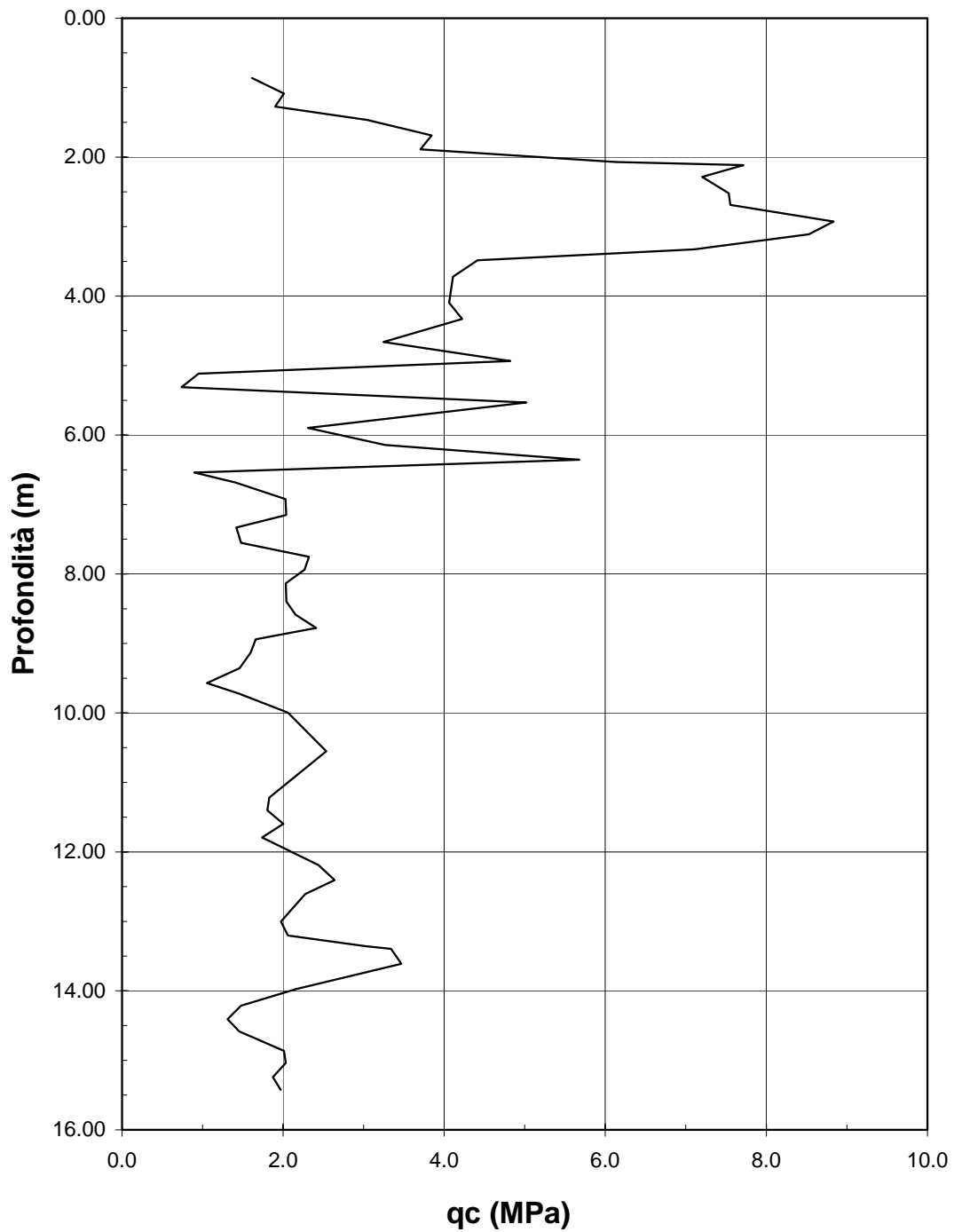
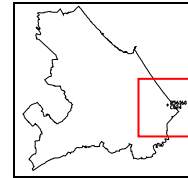


Figura A59



CPT 256160 C024
parte sommitale, sabbiosa

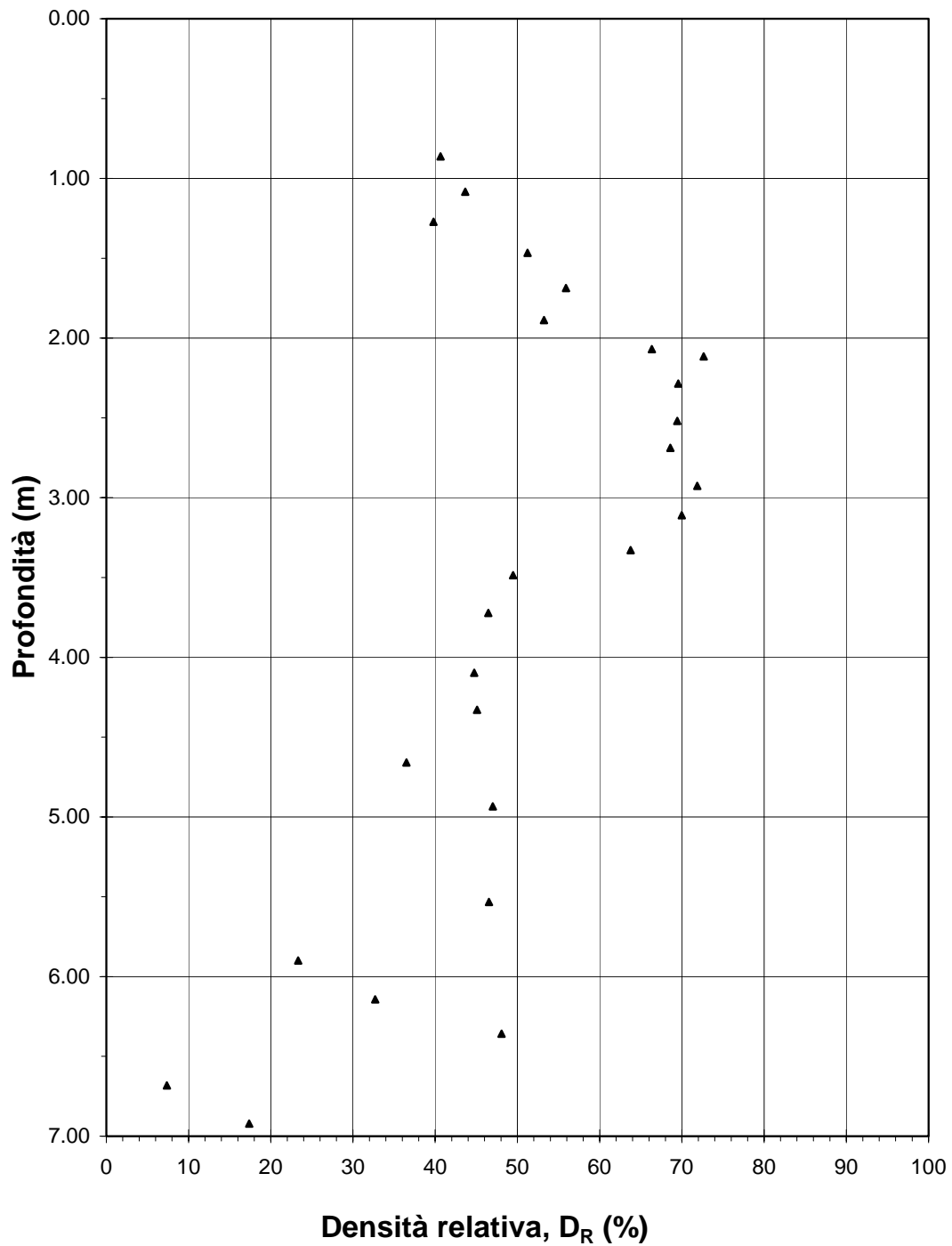
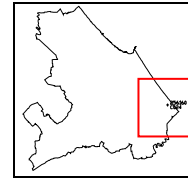


Figura A60



CPT 256160 C024
parte sommitale, sabbiosa

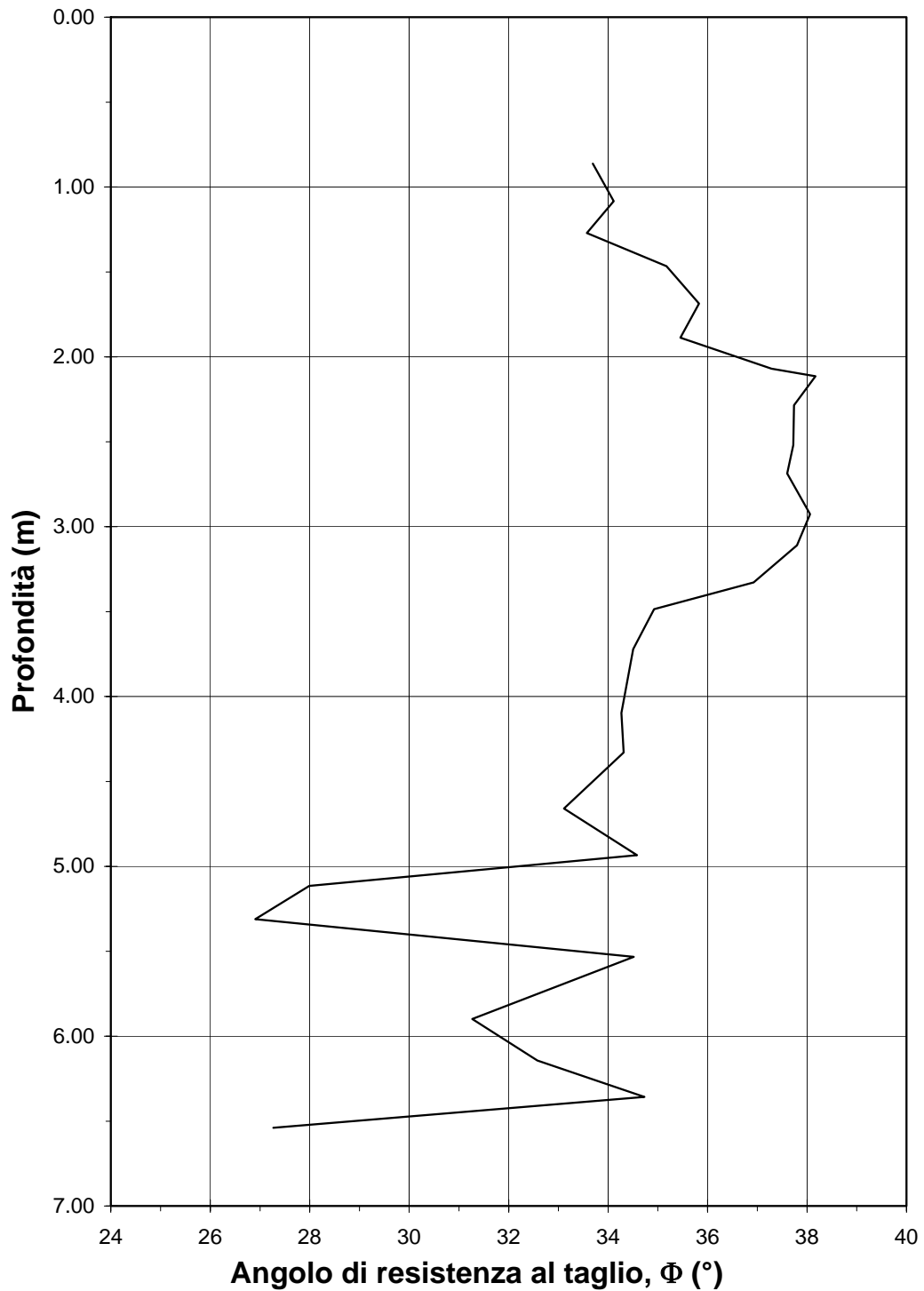
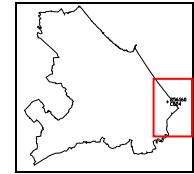


Figura A61



CPT 256160 C024
parte sommitale, sabbiosa

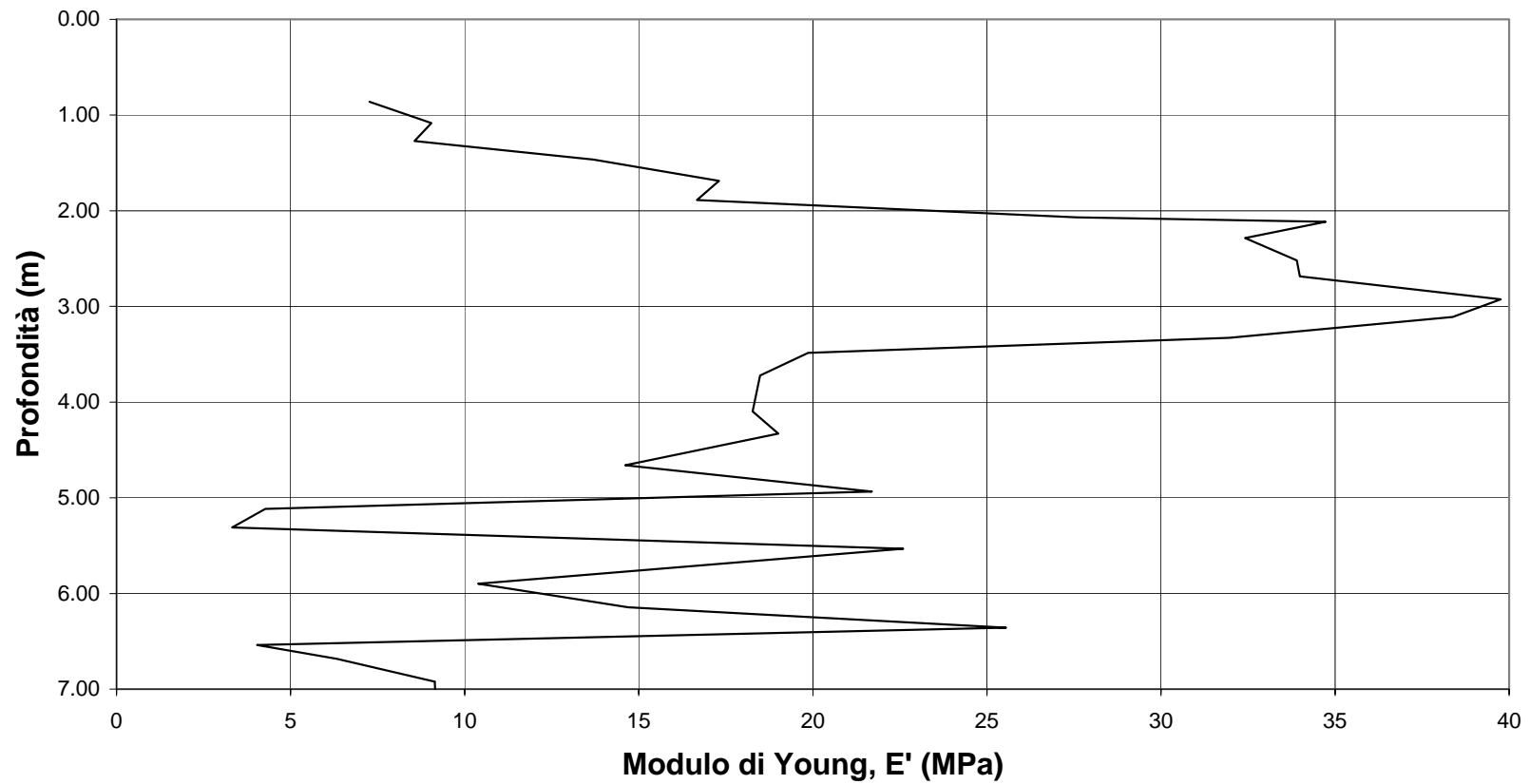
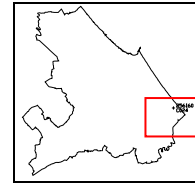


Figura A62



CPT 256160 C024
parte inferiore, materiale coesivo

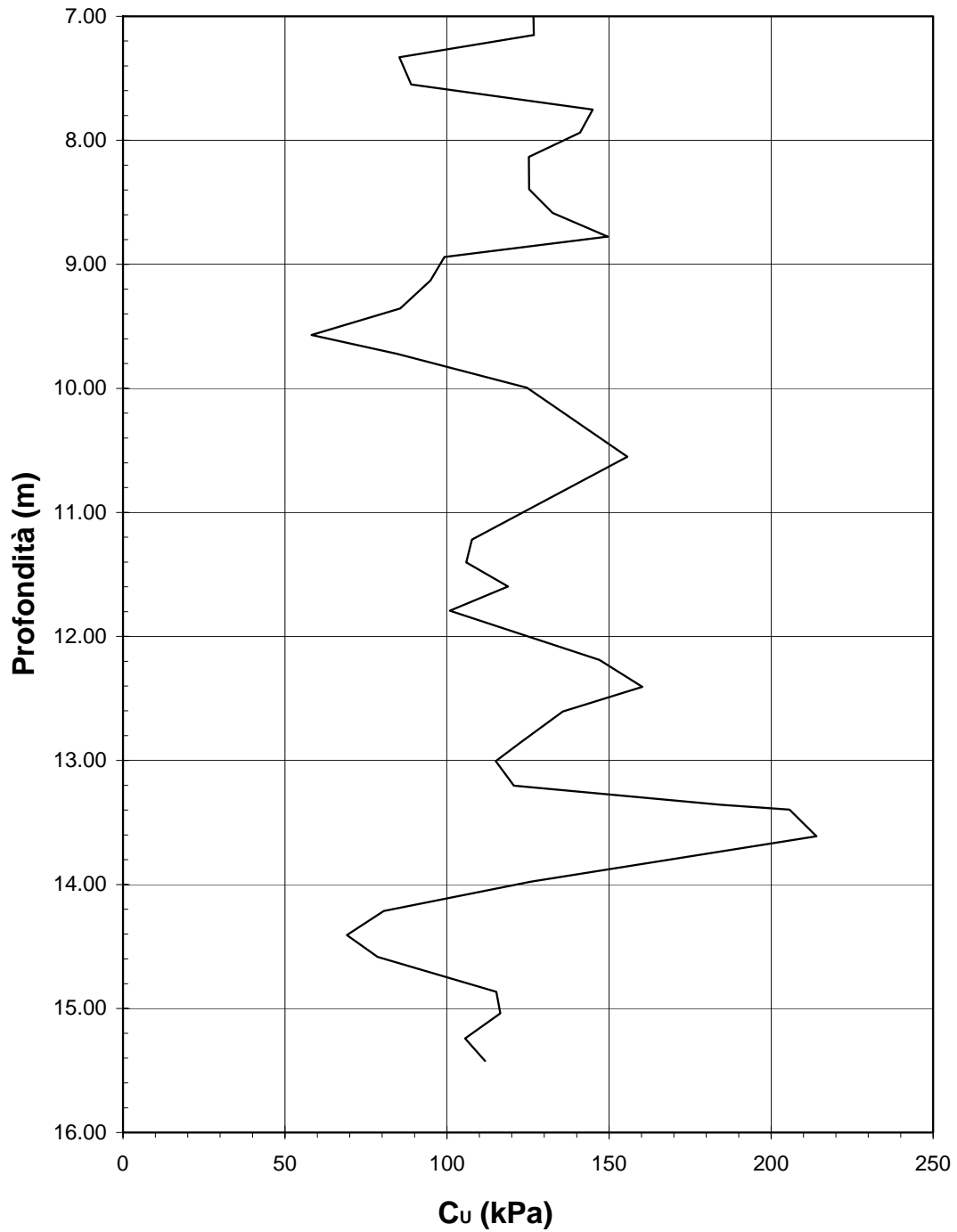


Figura A63



CPT 256160 C024
parte inferiore, materiale coesivo

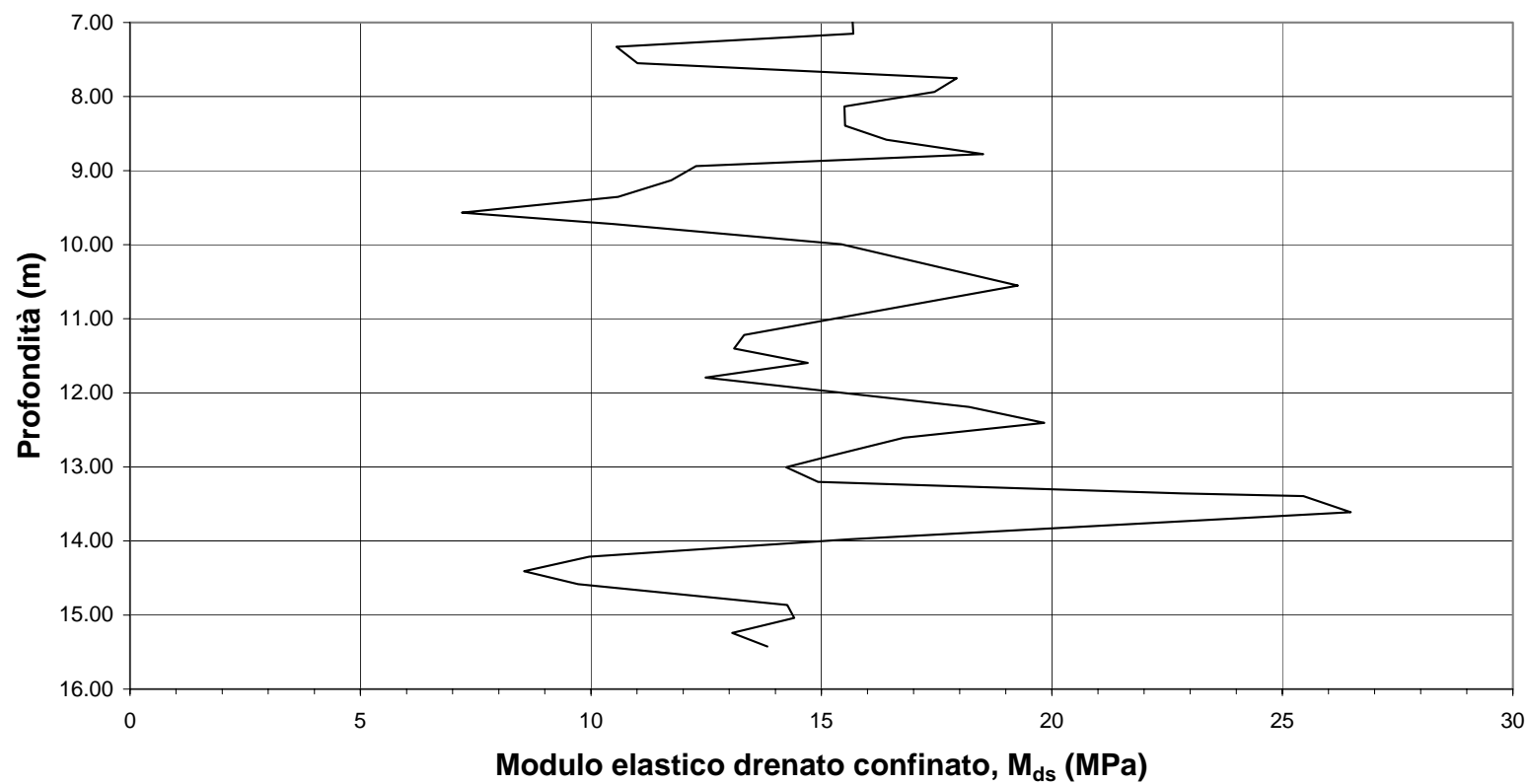


Figura A64



CPT 256160 C024
parte inferiore, materiale coesivo

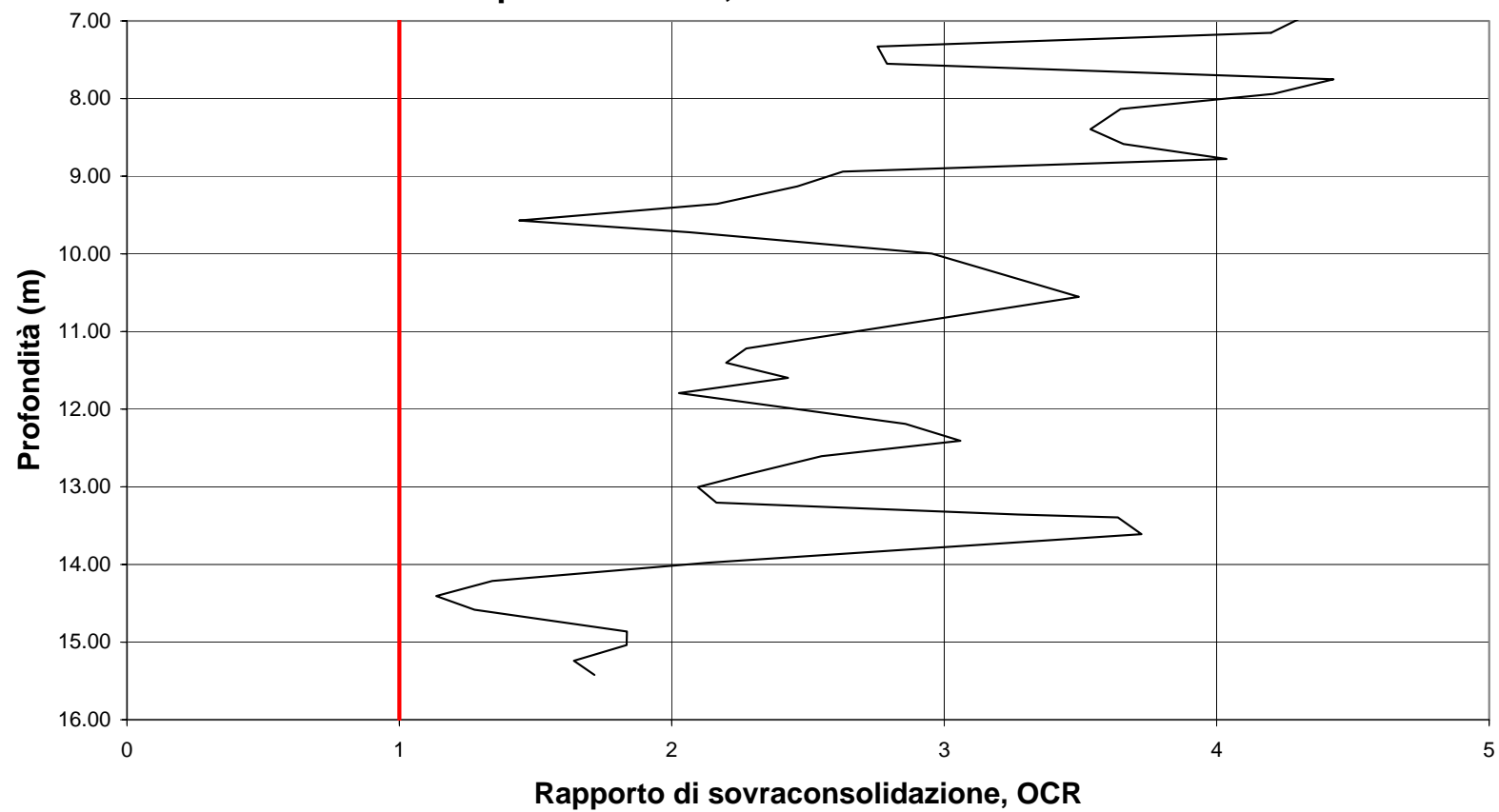


Figura A65

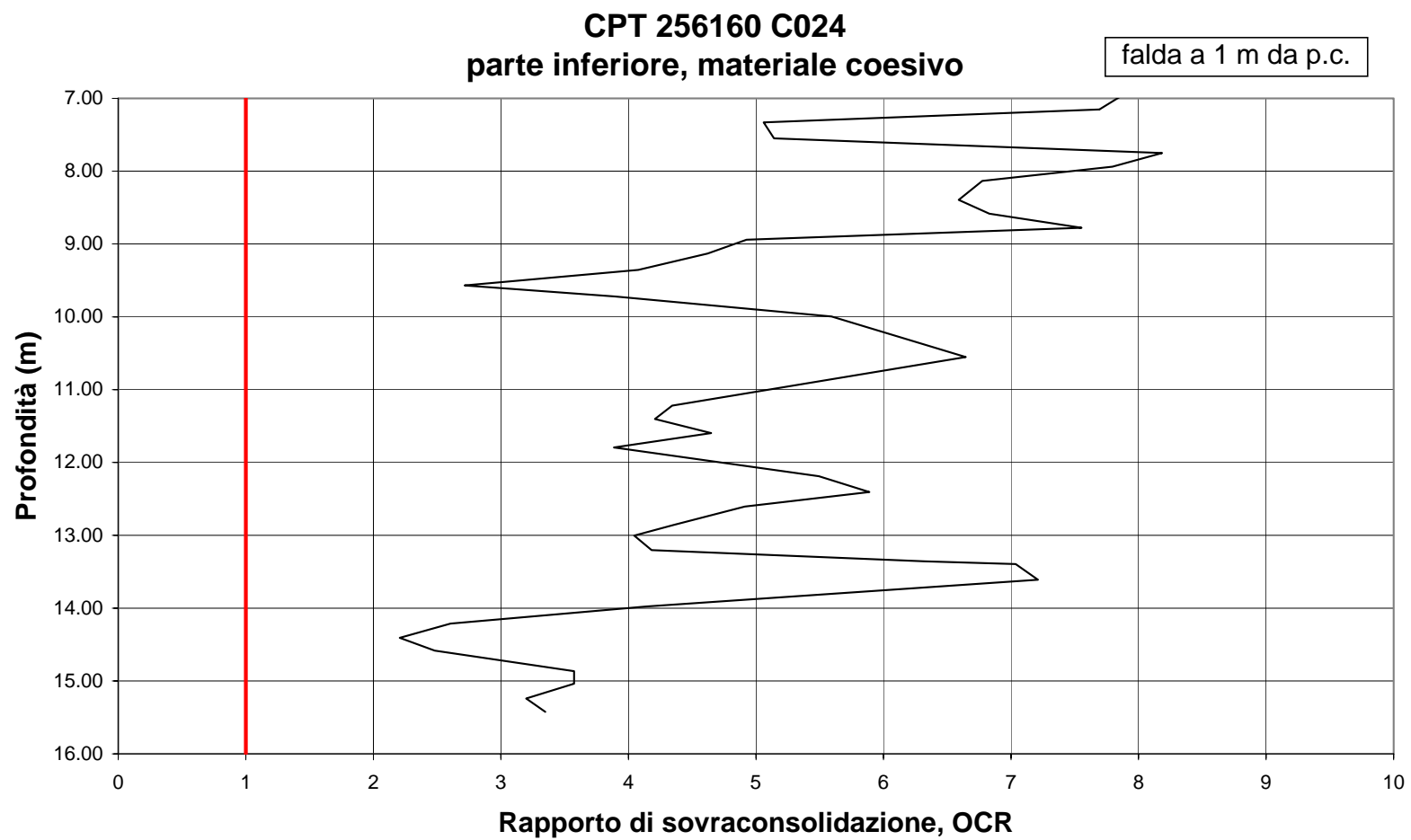
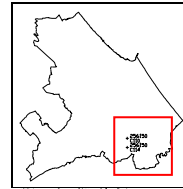


Figura A66



Progettazione e Consulenza
Geologica
Dott. ETTORRE BASTROCCHI
Via Sigismondo n. 27 - RIMINI

COMMITTENTE COMUNE DI RIMINI
CANTIERE GAIOFANA **5**
N° 8 DATA 30 MARZO 1980

Prova Penetrometrica Statica a registrazione elettronica continua.

R_a resistenza per attrito

C110

R_p resistenza alla punta

Kg/cm² 20 15 10 05

0 10 20 30 40 50 Kg/cm²

Stratigrafia

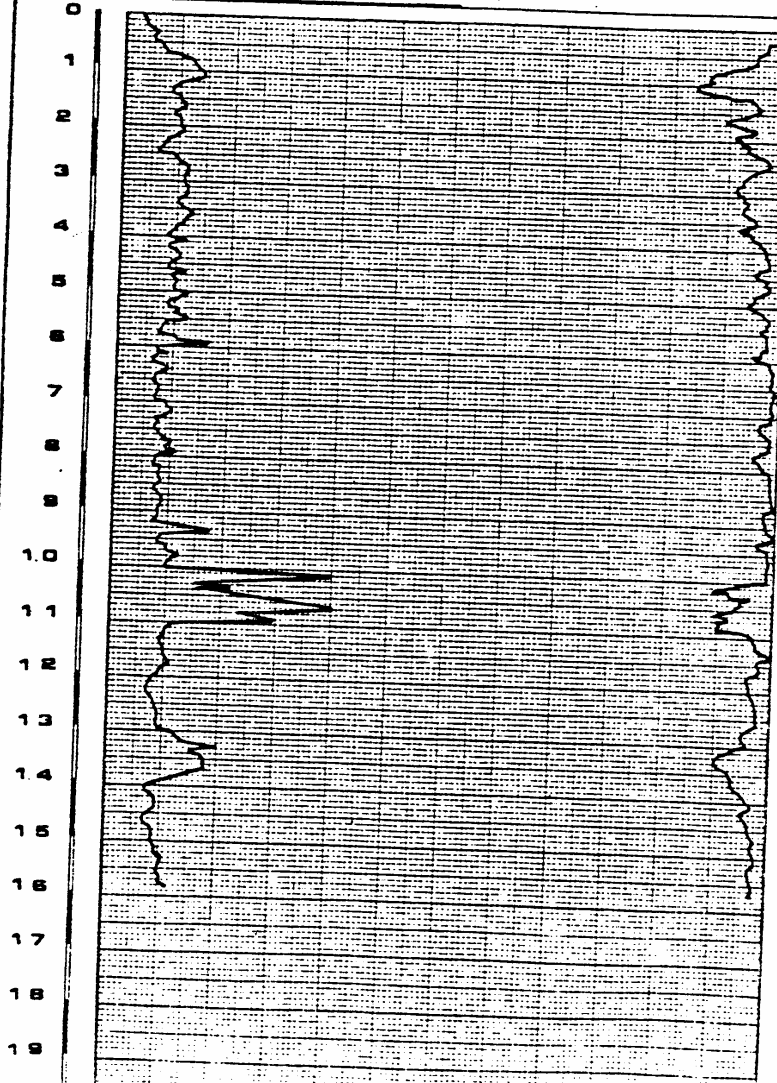
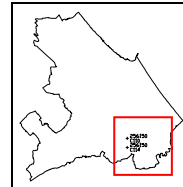


Figura A67



Progettazione e Consulenza
Geologica
Dott. ETTORE BAISTRACCHI
Via Sigismondo n. 27 - RIMINI

COMMITTENTE COMUNE DI RIMINI

CANTIERE GAIOFANA



N° 12 DATA 30 MARZO 1980

Prova Penetrometrica Statica a registrazione elettrica continua. -

R_a resistenza per attrito

C116

Scala: 20 15 10 05

R_p resistenza alla punta

Stratigrafia

0 10 20 30 40 50 Kg/cm²

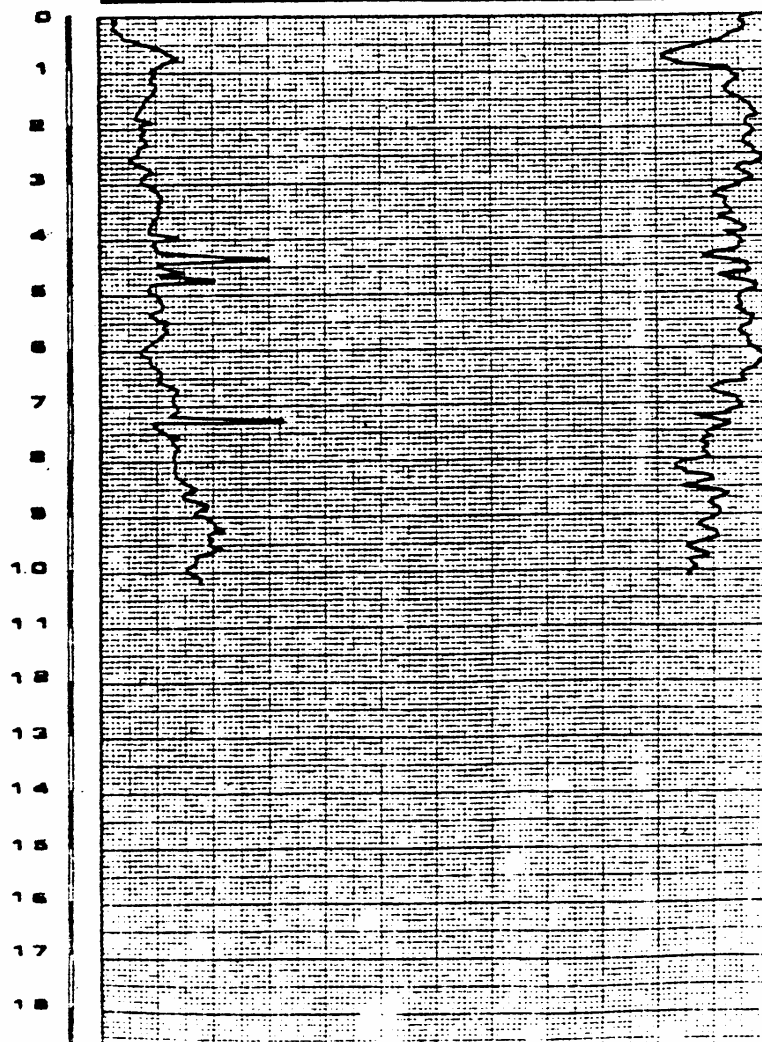
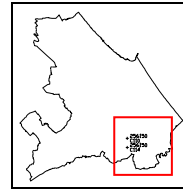


Figura A68



CPT 256150 C110-C114

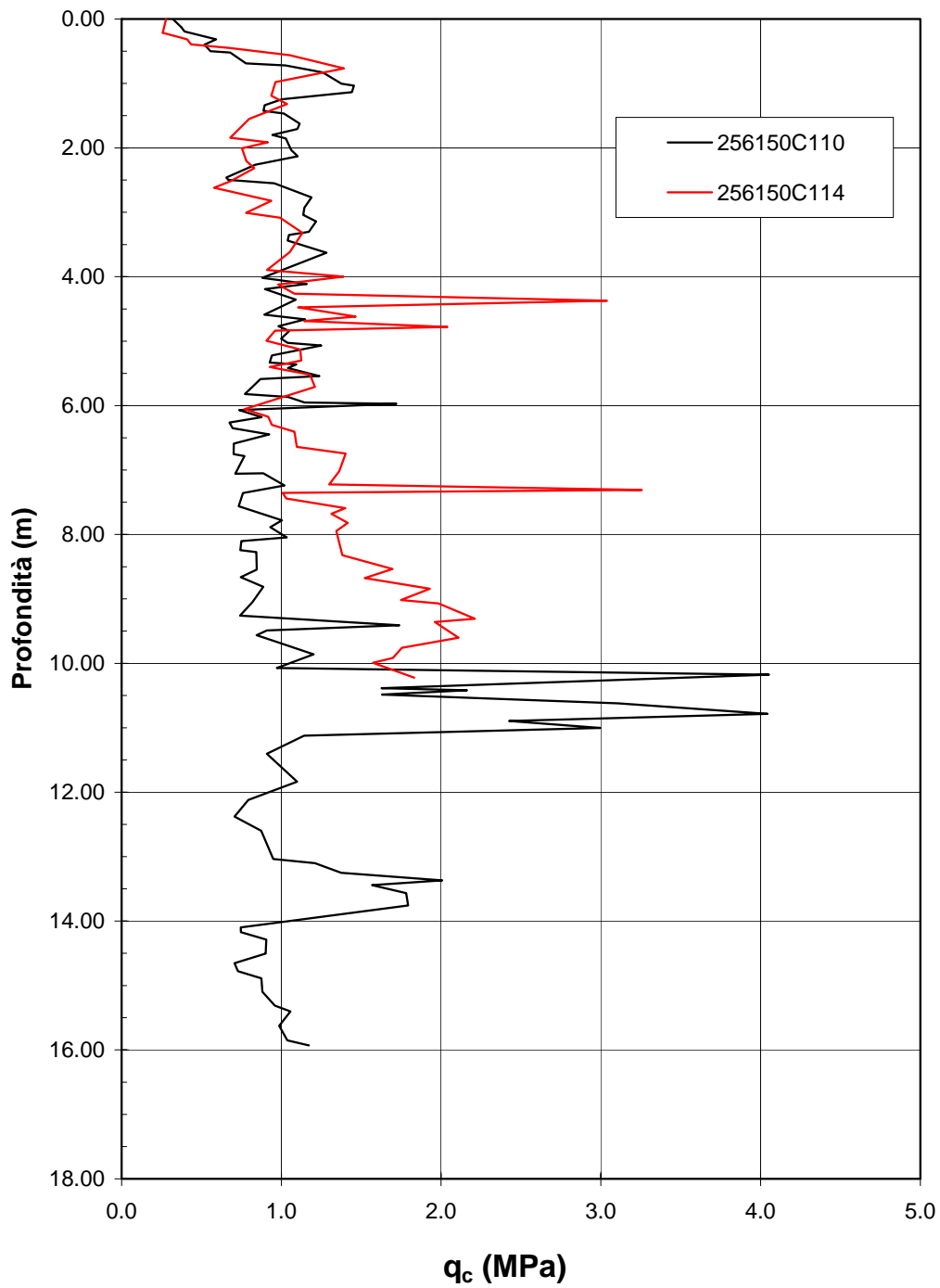
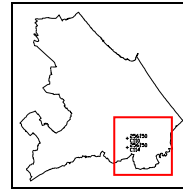


Figura A69



CPT 256150 C110-C114

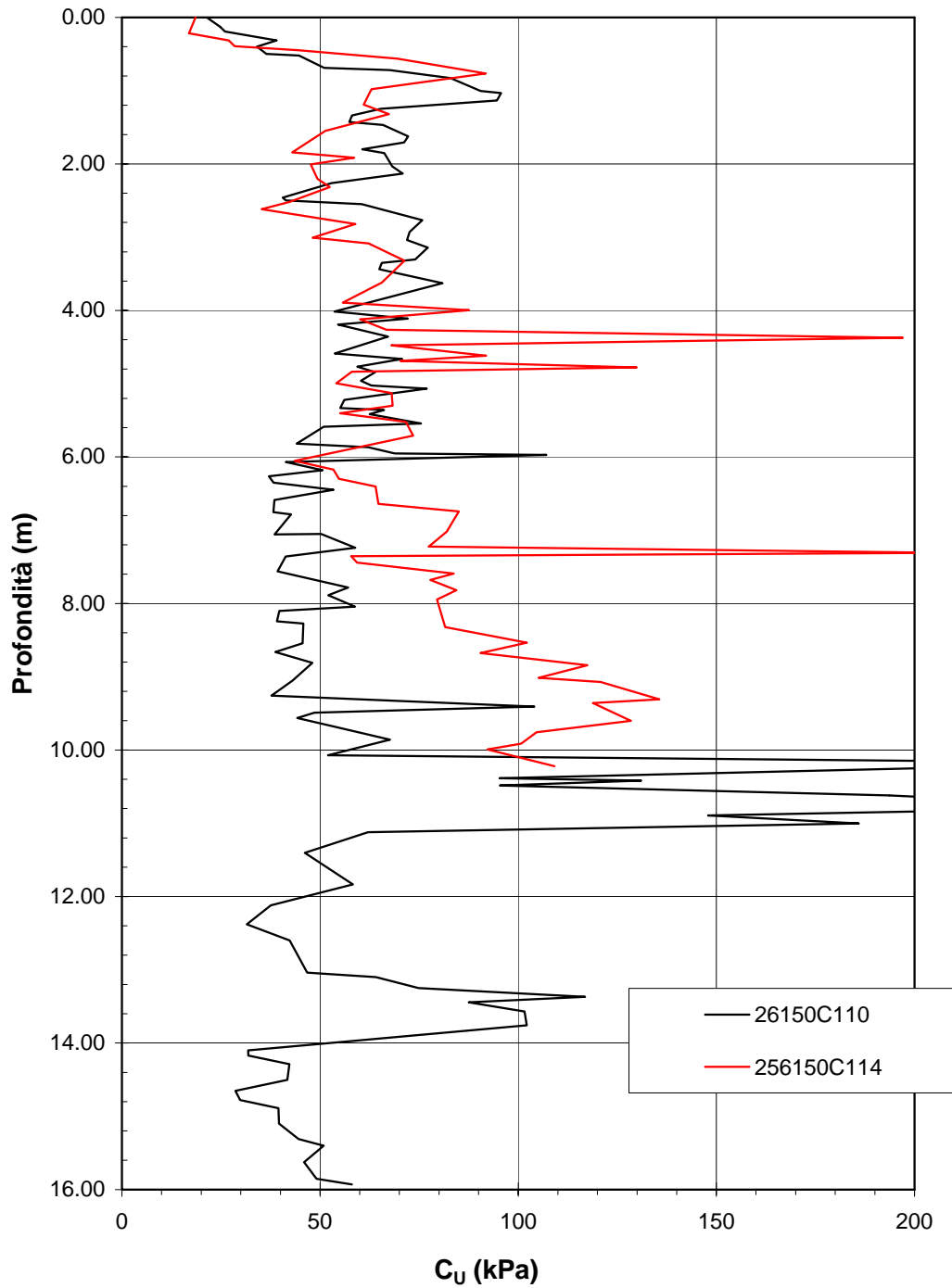
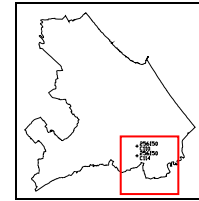


Figura A70



CPT 256150 C110-C114

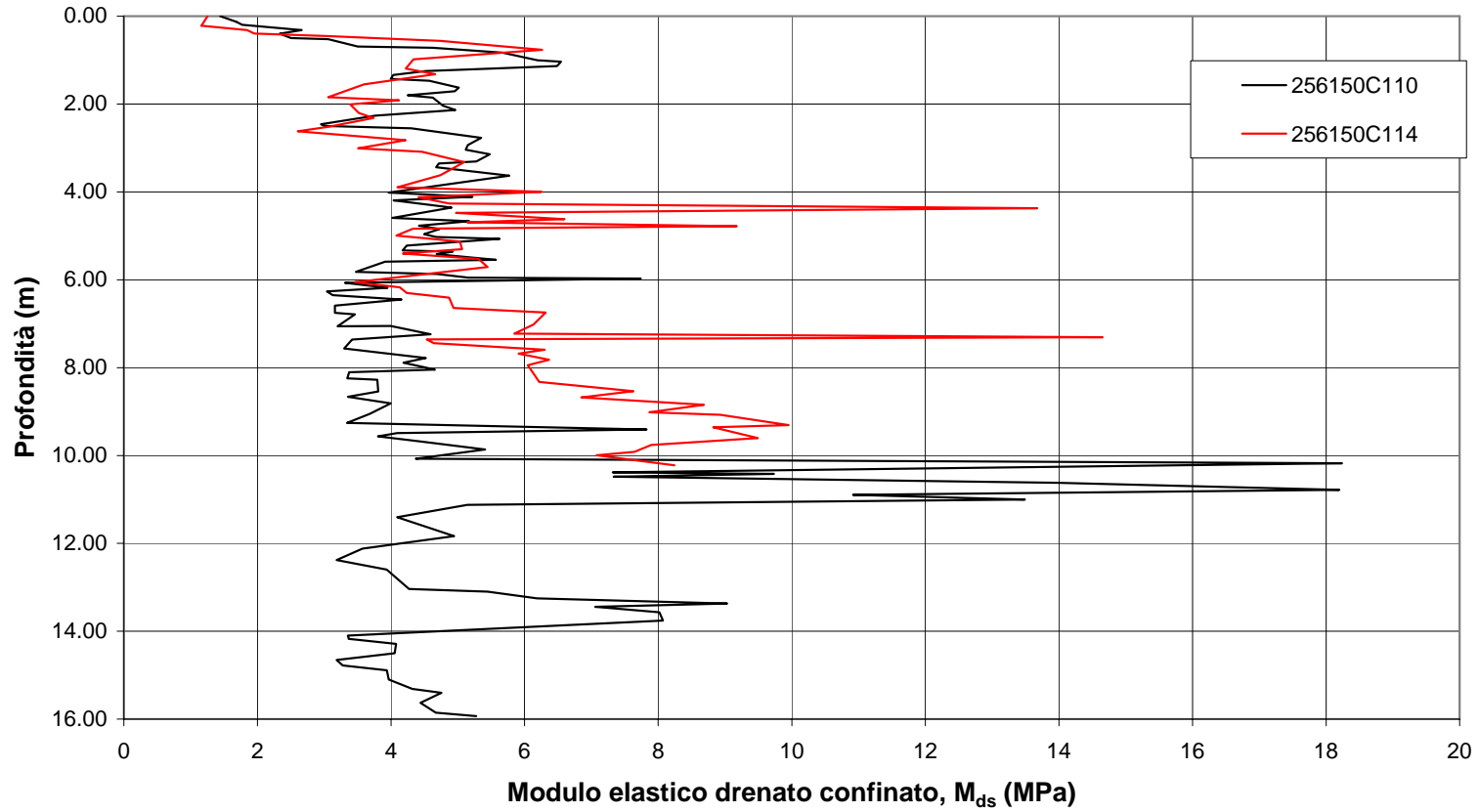
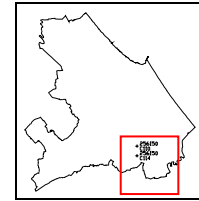


Figura A71



CPT 256150 C114-C110

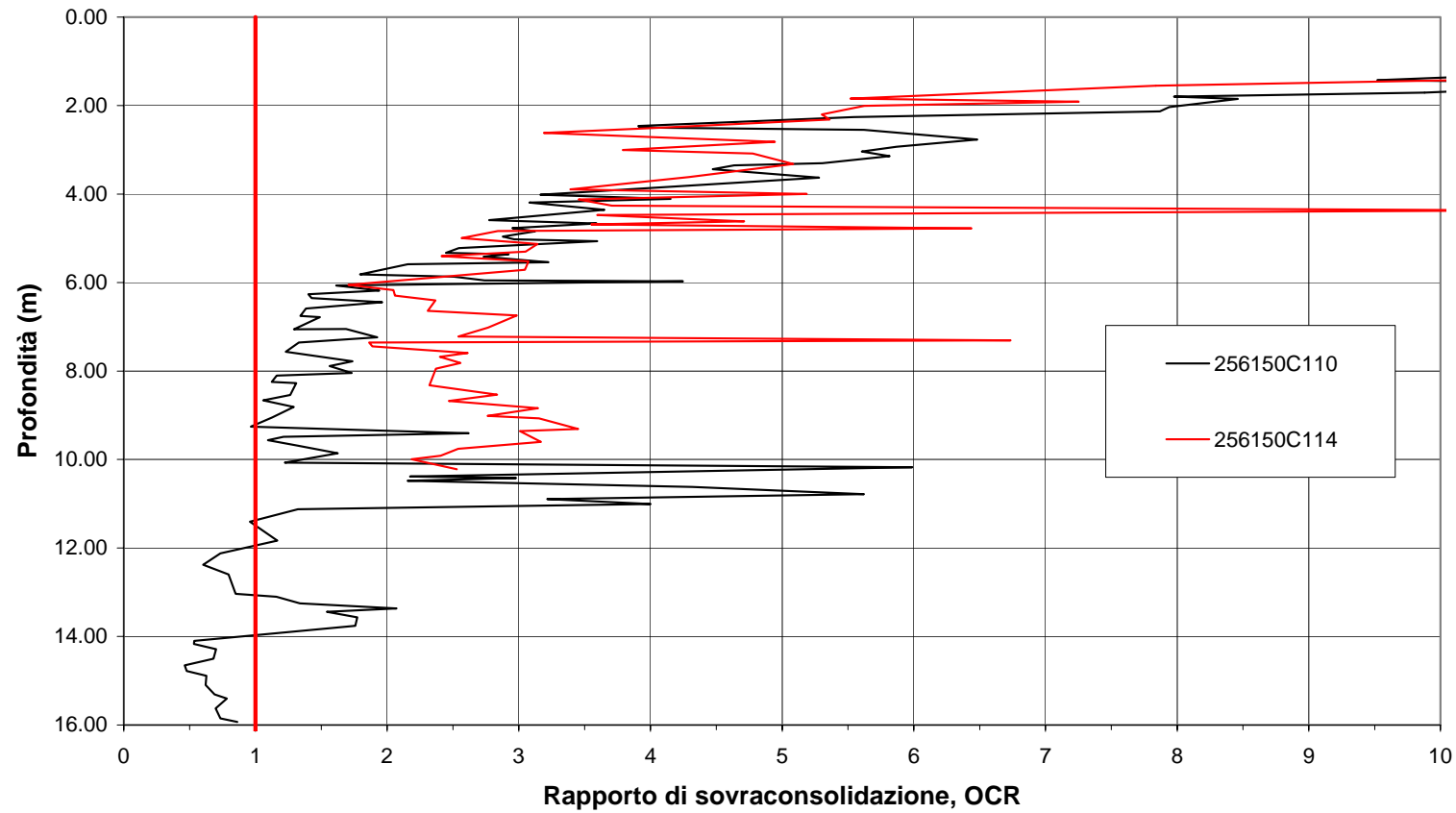
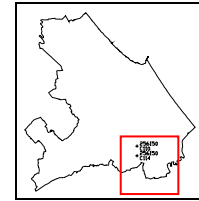


Figura A72



CPT 256150 C114-C114

falda a 1m da p.c.

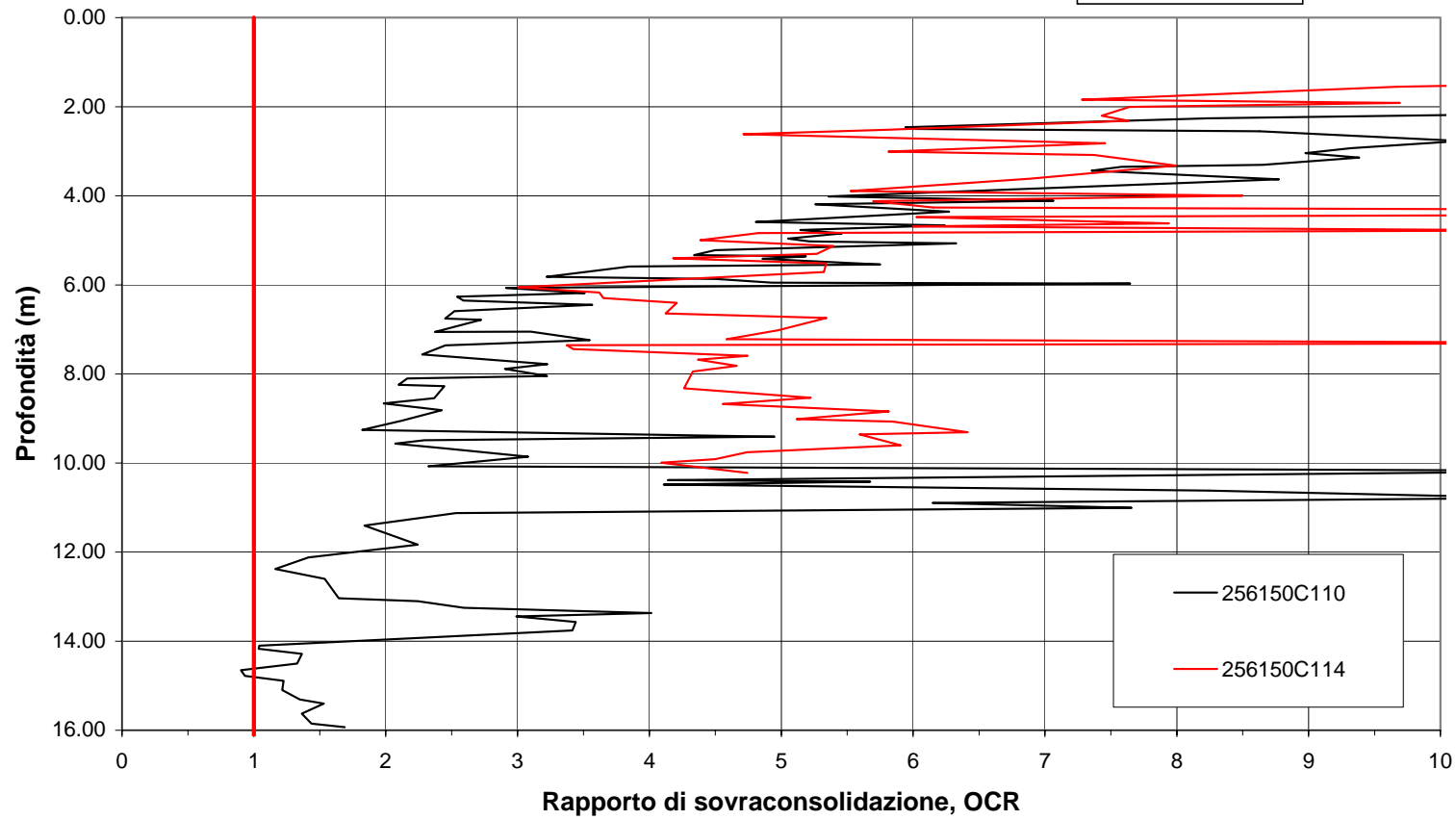


Figura A73