

MSC Associati S.r.l.

CAPRERA S. r. l.

GARIBALDI REPUBBLICA

RELAZIONE GEOTECNICA – IN ACCORDO CON IL D.M. 14/09/2005

IL PROGETTISTA STRUTTURALE
MSC Associati S.r.l.
Ing. Danilo Campagna

IL SUPERVISORE STRUTTURALE
Prof. Ing. Antonio Migliacci

IL CONSULENTE GEOTECNICO
Geotecnica Croce S.r.l.
Ing. Umberto Croce

Milano, 30/01/2007

00	EMISSIONE			GTCN	CVTM	CMPD
Indice	Aggiornamenti			Redatto	Verificato	Approvato
C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto		File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – IN ACCORDO CON IL D.M. 14/09/05		A5022RELA020I-00.doc	1 di 23

(sede leg.) via cialdini 37 ang. via montanari 20161 milano italia tel. +39 02 66204150 fax +39 02 66204155 milano@mscassociati.it
via giulini 20 22100 como italia tel. +39 031 266589 fax +39 031 266592 como@mscassociati.it
www.mscassociati.it info@mscassociati.it

sistema gestione qualità certificato UNI EN ISO 9001 da TÜV Italia

INDICE

CAPITOLO 0 PREMESSE	3
0.1 INTRODUZIONE.....	3
0.2 RIFERIMENTO ALTIMETRICO	3
0.3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
0.4 RACCOMANDAZIONI E SPECIFICHE	3
0.5 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	3
CAPITOLO 1 INDAGINE GEOTECNICA.....	5
CAPITOLO 2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6
2.1 – CENNI DI GEOLOGIA	6
2.2 – LITOLOGIA	6
2.3 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	6
2.4 – IDROLOGIA	7
2.5 – SISMICITÀ DELL'AREA	7
CAPITOLO 3 CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO	8
CAPITOLO 4 FONDAZIONI.....	10
4.1 – DEFINIZIONE DELLA TIPOLOGIA DI FONDAZIONE DA ADOTTARE PER LE STRUTTURE IN PROGETTO	10
4.2 – FONDAZIONI A PLATEA EDIFICI A, B 4.2.1 – CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE	11
4.3 – PALI DI FONDAZIONE EDIFICIO C	14
4.4 – ANALISI FONDAZIONI DIRETTE EDIFICI E1, E2, E3, PODIO.....	15
CAPITOLO 5 INDICAZIONI PROGETTUALI SULLE OPERE DI CONTENIMENTO DELLA SPINTA DELLE TERRE.....	17
5.1 – PARAMETRI CHE INTERVENGONO NEL CALCOLO DELLE OPERE IN ESAME	17
5.2 – INDICAZIONI PER IL DIMENSIONAMENTO DEI TIRANTI	17
CAPITOLO 6 CONSIGLI ESECUTIVI.....	19
6.1 – FONDAZIONI DIRETTE.....	19
6.2 – TRATTAMENTO JETTING	19
CAPITOLO 7 CONCLUSIONI.....	21
7.1 – CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E MECCANICHE DEI TERRENI	21
7.2 – TIPOLOGIA DI FONDAZIONE PER GLI EDIFICI IN PROGETTO.....	21
7.3 – OPERE DI CONTENIMENTO DELLA SPINTA DELLE TERRE.....	22
CAPITOLO 8 ALLEGATI	23

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	2 di 23

CAPITOLO 0 PREMESSE

0.1 Introduzione

Nell'area prospiciente la Stazione di MILANO - PORTA GARIBALDI delle FERROVIE DELLO STATO, delimitata dalle Vie M. GIOIA, Piazza FREUD, Via DON STURZO, Via G. DE CASTILLA, Via SASSETTI, Via PIRELLI, è prevista la realizzazione dell'insediamento edilizio in oggetto denominato GARIBALDI-REPUBBLICA.

Allo scopo di definire la litologia e le caratteristiche meccaniche dei terreni è stata eseguita nel marzo-maggio 2006 una campagna d'indagini geognostiche in situ e in laboratorio.

L'utilizzo dei risultati dell'indagine, unitamente a quelle già eseguite in passato, ha permesso di definire i seguenti argomenti che sono l'oggetto della presente relazione:

- caratterizzazione litostratigrafica e meccanica dei terreni,
- indicazioni sull'idrologia della zona,
- definizione della tipologia di fondazione più idonea per le strutture in progetto,
- verifiche d'interesse geotecnico delle soluzioni fondazionali previste,
- indicazioni sulle opere di contenimento della spinta delle terre.

0.2 Riferimento altimetrico

Il riferimento delle profondità assunto nel seguito corrisponde alla +125.5 m s.m.m..

0.3 Normative di riferimento

- DECRETO MINISTERO LL.PP. del 11/03/88: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni, ecc."
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. n° 30483 del 24/09/88.
- CIRCOLARE MINISTERO LL.PP. n° 218/24/3 del 9/01/96.
- O.P.C.M. del 20/03/03 n° 3274.
- Decreto ministero LL.PP. del 14/09/05.

0.4 Raccomandazioni e specifiche

- A.G.I. - ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA – "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle Indagini geotecniche" (1977).
- A.S.T.M. D 1586-67 - "Standard Method for penetration Test and Split Barrel Sampling at Soils" (1974).
- DEPARTMENT of the NAVY - NAV-FAC DM-7 – "Soil Mechanics, Foundations, and earth structures" (1971).

0.5 Riferimenti bibliografici

- A.R.S.S. BAZARAA – "Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlement of Shallow Foundations on Sand" – Ph. D. Thesis. Illinois (1967).
- J. E. BOWLES – "Foundation Analysis and Design" – (1982 e 1988).
- M. BUSTAMANTE & B. DIOX – "Une methode pour le calcul des tirants et des micropieux sujetès" – (1985).
- H. J. GIBBS, W. G. HOLTZ "Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Testing". Proc. IV ICSMFE (1957).
- M. JAMIOLKOWSKI, E. PASQUALINI – "Previsioni dei cedimenti delle fondazioni superficiali poggianti su terreni sabbiosi utilizzando ..." – V Ciclo annuale di conferenze dedicate ai problemi di ingegneria delle fondazioni – TORINO (1974).
- T. W. LAMBE; R. V. WHITMAN – "Soil Mechanics" – (1969).

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	3 di 23

- C. I. MANSUR; R. I. KAUFMAN – FOUNDATIONS ENGINEERING ed. G. A. Leonards (1962).
- G. G. MEYERHOF – “The bearing Capacity of Foundations under Eccentric and inclined loads” – Proc. III ICSMFE (1953).
- E. SCHULTZE, J. MEZEMBACH – “SPT and Compressibility of Solis” – V ICSMFE (1961).
- K. TERZAGHI – “Theoretical Soil Mechanics” – (1943).
- E. SEGRE – “I tiranti di ancoraggio – Tecnologia e applicazioni”.
- G. P. TSCHEBOTARIOFF – “Foundations, Retaining and Earth Structures” – (1973).
- A. S. VESIC – “Bearing Capacity of Shallow Foundations” – FOUNDATIONS ENGINEERING HANDBOOK ed. H.F. Winterkorn, H.I. Fang (1975).
- VIGGIANI C. – “Fondazioni” – (2003).

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	4 di 23

CAPITOLO 1 INDAGINE GEOTECNICA

La dotazione dell'indagine geotecnica è riassunta nelle tabelle 1.1 e 1.2.

Nelle tabelle 1.3÷1.12 e nelle figure 1.1÷1.8 sono riassunti i risultati più significativi delle determinazioni in situ: prove penetrometriche dinamiche, misure speditive di resistenza al taglio, prove di permeabilità.

Nelle tabelle 1.13÷1.15 e nella figura 1.9 sono riassunti i risultati delle analisi di laboratorio.

Nelle figura 1.10 sono riportati gli andamenti con la profondità delle velocità di propagazione delle onde di taglio misurate nel corso delle prove *down-hole* eseguite nei sondaggi A e B.

Nella figura 1.11 è riportata la planimetria dell'area d'intervento con indicate le verticali d'indagine e il layout dell'insediamento.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	5 di 23

CAPITOLO 2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

2.1 – Cenni di geologia

I terreni dell'area in esame appartengono al complesso alluvionale che costituisce il livello fondamentale della pianura padana, formatosi nel corso della fase fluvio-glaciale e fluviale seguita all'ultima glaciazione.

Sono costituiti da depositi alluvionali freschi di natura ghiaioso-sabbiosa intercalati a varie profondità da livelli in cui prevale la frazione sabbio-limosa.

A ricoprimento è risultato presente uno strato di riporto di deposizione antropica di rilevante spessore.

2.2 – Litologia

L'insieme delle prove penetrometriche, continue e *SPT*, le litologie dei sondaggi e le prove di laboratorio rilevano in tutta l'area la presenza di n° 3 livelli di terreno aventi associate caratteristiche meccaniche e litologiche tra loro differenti.

Il **PRIMO LIVELLO** è costituito dal ricoprimento superficiale di deposizione antropica su terreni in situ con granulometria e densità alquanto eterogenee. In generale la resistenza N_{SPT} associata a tali terreni è compresa tra 10 e 20.

Il **SECONDO LIVELLO** è costituito da terreni in situ a prevalente frazione sabbiosa nella parte alta e ghiaiosa in profondità (*cf.* figura 1.9). Lo stato di addensamento dei terreni di tale livello è discretamente elevato nella parte alta con associate resistenze N_{SPT} tipiche dell'ordine di 50÷70, in diminuzione con la profondità.

A tale andamento fa eccezione il sondaggio F in corrispondenza dell'edificio E1 che non registra il calo della N_{SPT} con la profondità.

Il litotipo prevalente del **TERZO LIVELLO** è la sabbia ed il limo con ghiaia subordinata.

La N_{SPT} tipica del livello è sensibilmente inferiore a quella dei terreni soprastanti.

In generale presenta al tetto valori dell'ordine dei 25÷35 colpi/piede in aumento al termine dei sondaggi a 50÷60.

Al passaggio tra il secondo ed il terzo livello è presente in tutti i sondaggi un'intercalazione a prevalente frazione fine (limo e argilla) di spessore compreso tra 1.7 a 2.7 m rilevata.

Nella tabella 2.1 si riportano le quote di separazione dei tre strati di suddivisione e lo spessore dell'intercalazione.

Nella figura 2.1 viene altresì riportata la sezione schematica del terreno nella suddivisione sopra illustrata.

2.3 – Caratteristiche geotecniche

I principali parametri geotecnici sono diagrammati con la profondità nelle figure 2.2÷2.29, suddivisi nelle varie zone interessate dagli edifici in progetto.

Nella scheda 2.1 si riportano le correlazioni utilizzate nelle analisi.

Nelle tabelle 2.2 e 2.3 sono riportate, in sintesi, la litologia e i principali parametri geotecnici rappresentativi dei litotipi nella schematizzazione sopra riportata, dedotti dai grafici esposti nelle figure citate.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	6 di 23

2.4 - Idrologia

Nel corso dell'indagine è stata misurata la presenza dell'acqua sotterranea alle quote Q_w indicate nella tabella 2.4.

L'acqua rilevata costituisce la falda freatica che risiede nella zona alle quote sopra rilevate con variazioni stagionali poco apprezzabili (± 1 m).

Nel seguito questa viene considerata presente a partire dalla quota Q_w pari a:

$Q_w = -20$ m.

2.5 - Sismicità dell'area

Secondo l'OPCM n° 3274, la tipologia del suolo di fondazione è dipendente dal valore v_{s30} , definito come media della velocità delle onde di taglio entro i primi 30 m dal piano di fondazione.

Si ricorda che l'ordinanza suddivide i terreni secondo quanto esposto nella tabella 2.5.

Dai risultati delle prove *down-hole* eseguite nei due sondaggi A e B la velocità media v_{s30} risulta pari a:

$v_{s30} = 340.4$ m/s sondaggio A

$v_{s30} = 343.3$ m/s sondaggio B.

Da ciò deriva che i terreni dell'area in esame fanno parte della **CATEGORIA DI SUOLO C**.

Si ricorda inoltre che il Comune di MILANO è inserito nell'OPCM n° 3274 del 20/03/03 nella **ZONA 4**.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	7 di 23

CAPITOLO 3 CARATTERISTICHE SOMMARIE DEL PROGETTO

Il progetto prevede la realizzazione di un complesso edilizio costituito da n° 7 edifici principali forniti di n° 2÷3 piani interrati aventi estensione planimetrica esuberante rispetto a quella dei piani fuori terra.

Si individuano n° 3 edifici, denominati con le lettere A, B, C, disposti a corte circolare e di seguito, affiancati all'edificio C, l'edificio E, suddiviso in due corpi (E1 e E2).

È presente inoltre l'edificio E3 a padiglione (Espositivo moda).

Nella figura 3.1 si riporta la planimetria generale del progetto in cui sono evidenziate le piante degli edifici. Nelle figure 3.2, 3.3, 3.4 si riportano le sezioni in corrispondenza degli edifici A, B, C.

In generale il piano finito di progetto dell'area è prossimo al piano campagna attuale ed è posto alla -1.5 m ($+124$ m s.m.m.).

L'area interna del podio presenta la copertura più elevata rispetto alla zona circostante, posta alla $+5$ (130.5 m s.m.m.).

La quota di calpestio degli interrati è pari alla -7.5 m (118.0 m s.m.m.) in corrispondenza degli edifici A, B, C, E1 e del podio.

Gli edifici E2 e E3 presentano l'interrato alla -10.5 m ($+115$ m s.m.m.).

Gli edifici A, B, C presentano rispettivamente n° 35, 26 e 14 impalcati, esclusa la fondazione.

Gli edifici E1 e E2 presentano n° 8 impalcati.

Nella tabella 3.1 si riportano le caratteristiche salienti dimensionali e di carico degli edifici sopra accennati.

In corrispondenza della sagoma dell'edificio C sono presenti le gallerie del passante ferroviario secondo la geometria riportata nella planimetria e nella sezione riportate nelle figure 3.1 e 3.4; nella figura 3.5 si riportano le tracce delle gallerie in corrispondenza dell'edificio.

Dopo le necessarie analisi, sentito parere delle FF.S., in sostituzione alla fondazione diretta originariamente prevista per l'edificio C risultata non ammissibile a causa di eccessivi stati di sforzo indotti sui rivestimenti delle gallerie, i Responsabili del progetto hanno definito di adottare una fondazione a platea impostata su pali trivellati disposti secondo una configurazione che ne minimizza l'impatto sulle gallerie.

Nella figura 3.6 si riportano i carichi trasmessi sui pali. Nella figura 3.7 si riporta la distribuzione planimetrica dei pali oggetto delle analisi seguenti.

Dall'esame della figura 3.7 si evidenzia:

- i pali posti in corrispondenza dei ritti generici, non interessati dalle gallerie sono previsti del diametro di 1000 mm, disposti all'interasse di 3 m (tre diametri),
- la porzione di platea al disopra delle gallerie è impostata su pali trivellati ubicati nelle immediate vicinanze delle gallerie medesime distribuiti su n° 3 allineamenti,

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	8 di 23

- nella valutazione della geometria della palificata ai lati delle gallerie si è prevista una distanza minima tra perimetro palo-rivestimento galleria pari a .8 m.

I pali previsti presentano le caratteristiche geometriche e di carico riportate nella tabella 3.2.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	9 di 23

CAPITOLO 4 FONDAZIONI

4.1 – Definizione della tipologia di fondazione da adottare per le strutture in progetto

4.1.1 – Edifici A, B

I terreni di sedime degli edifici si identificano con le ghiaie e sabbie del secondo livello.

In considerazione delle caratteristiche geometriche e di carico degli edifici, si ritengono ammissibili le seguenti tipologie fondali:

- fondazione a platea, direttamente impostata alla quota di progetto, previa la regolarizzazione dei terreni d'imposta,
- fondazioni su elementi verticali profondi la cui sezione e lunghezza saranno commisurate con le condizioni di carico in fondazione. In prima istanza si propongono e analizzano setti di diaframma in calcestruzzo armato di sezione pari a 600*2500 e 800*2500 mm². Non si escludono i pali di fondazione di grande diametro, anche nella soluzione monopalo.

Tra le due proposte, nel seguito viene analizzata la fondazione a platea.

Le fondazioni su elementi verticali profondi sarà analizzata se richiesta.

4.1.2 – Edificio C

Come indicato nel capitolo precedente l'edificio C sarà impostato su pali, nel seguito oggetto di analisi.

Con lo scopo di annullare l'interazione tra il terreno e la platea, in corrispondenza delle gallerie, si prevede di interporre tra la platea e il terreno uno strato di elevata deformabilità (sabbia sciolta+polistirolo) e di adeguato spessore (4÷5 cm) che permetta di rendere realistica l'ipotesi che tutto il carico dell'edificio, anche a lungo termine, sia di competenza dei pali di fondazione.

Sempre con lo scopo di minimizzare l'interazione tra il palo e il rivestimento delle gallerie, la superficie laterale dei pali dei tre allineamenti, nel tratto compreso tra la testa e l'intradosso del terreno consolidato circostante le gallerie, sarà rivestita da un materiale che minimizza l'interazione tra il palo ed il terreno.

Ciò sarà preso in esame nelle analisi.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	10 di 23

4.1.3 – Edifici rimanenti

Anche per i rimanenti edifici, i terreni di sedime si identificano con le ghiaie e sabbie del secondo livello. Per questi potranno quindi essere adottate fondazioni dirette del tipo nastriforme o isolate impostate direttamente alla Q_f senza alcuna preparazione se non le normali lavorazioni previste dal buon costruire.

Anche per tali edifici non si esclude ovviamente la fondazione a platea per il cui dimensionamento si rimanda a quanto indicato per gli edifici A, B.

4.2 – Fondazioni a platea Edifici A, B

4.2.1 – Calcolo capacità portante

- Il metodo classico adottato considera il terreno incompressibile ed in condizioni di rottura generale e permette di ottenere la capacità portante limite q_l relativa a fondazioni superficiali. Per tenere in conto della compressibilità del suolo viene introdotto l'indice di rigidità secondo VESIC (1975) che rapportato all'indice critico permette di ottenere un coefficiente di riduzione della q_l variabile al variare della rigidità dei terreni interessati dalle fondazioni.
- Sono adottate nell'analisi le espressioni indicate da MEYERHOF, HANSEN e VESIC. La capacità portante proposta è il risultato della media aritmetica dei valori ottenuti con i tre metodi.
- I parametri geotecnici utilizzati nella valutazione della q_l , principalmente la resistenza al taglio e la deformabilità sono dedotti dalla caratterizzazione del suolo esposta nel capitolo 2, opportunamente ridotti per tenere in conto degli apprezzabili livelli di deformazione per fondazioni dirette.

Nei calcoli la resistenza al taglio σ presenta differenti valori a seconda della condizione di sollecitazione:

- agli stati limiti di esercizio (S.L.E.) si è adottato il valore "vero" sopra indicato;
- in riferimento ai carichi in fondazione derivati dalle analisi agli stati limiti ultimi (S.L.U.) (secondo l'OPCM n° 3274), si è considerato un valore di σ_r ridotto secondo il coefficiente parziale γ_m assunto pari a 1.25:

$$\varphi_r = \arctg (1/1.25 \cdot \tg \varphi).$$

Il coefficiente di sicurezza assunto nei due casi è pari a:

$$F_{sSLU} = 1$$

$$F_{sTA} = 3.$$

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	11 di 23

- L'analisi viene eseguita per la fondazione dell'edificio A considerata impostata alla quota Q_f indicata nella tabella 3.1. L'analisi può essere estesa a favore di sicurezza alla platea dell'edificio B.
- Nell'analisi viene considerato l'immorsamento minimo riportato nella tabella 3.1 relativo alla condizione della fondazione lato podio.
- Il lato minore B' della fondazione introdotto nei calcoli viene ridotto rispetto al valore reale B per tenere in conto dell'eccentricità del carico, secondo l'espressione (MEYERHOF 1953):

$$B' = (B - 2 * e).$$

dove e = eccentricità della risultante dei carichi verticali in fondazione¹.

4.2.2 - Calcolo Cedimenti

- Il calcolo dei cedimenti è eseguito considerando le due aree di carico rettangolari con le dimensioni indicate nella tabella 3.1.
- Viene nel seguito fatto riferimento alla pressione media q_{tm} di tabella 3.1. Al riguardo la pressione q_{tc} assunta nei calcoli è considerata ridotta rispetto alla q_{tm} in quanto la pressione di preconsolidazione q_0' dovuta allo scavo sviluppa cedimenti ipotizzati pari a 1/2 rispetto a quelli di primo carico²:
 $q_{tc} = q_{tm} - .5 q_0'$

Il valore di q_0' viene calcolato tramite l'espressione:

$$q_0' = (Q_{pcm} - Q_f) * \gamma_t$$

assumendo:

Q_{pcm} = quota piano campagna medio pari a -3.45 e -3.6 m rispettivamente in riferimento all'edificio A e B,

Q_f = quota imposta fondazione = -9.5 e -9.2 m rispettivamente in riferimento all'edificio A e B,

¹ L'eccentricità è calcolata considerando il momento ribaltante dovuto al vento con un periodo di ritorno di 500 anni = 1583000 kNm. Considerando a favore di sicurezza una risultante dei carichi dedotta dalla pressione media e dalle dimensioni della pianta rettificata risulta una eccentricità di 2.5 m.

² Ciò equivale all'ipotesi che il modulo di JOUNG di ricompressione è pari a $2 * E_s$.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	12 di 23

γ_t = peso di volume terreno sbancato = 19 kN/m³.

Da quanto sopra, per i due edifici risultano le pressioni di calcolo q_{tc} riportate nella tabella 4.1 seguente.

- Sono presi in esame i due immorsamenti riportati nella tabella 3.1: quello minimo lato podio, quello massimo lato esterno.
 - I valori del modulo di JOUNG introdotti nei calcoli sono dedotti dagli andamenti di m indicati nelle figure 2.5, 2.9.
- Per il calcolo della diffusione del carico indotto dalla fondazione al terreno questo viene considerato come semispazio elastico, isotropo e omogeneo (alla BOUSSINESQ).
 - Il calcolo considera le fondazioni con associate due differenti rigidezze limiti: infinitamente flessibile, fornendo in questo caso differenti valori di cedimento a seconda della posizione planimetrica considerata, e perfettamente rigida con associato un unico valore di cedimento. Avendo la fondazione in esame associata una rigidezza finita, il comportamento sarà intermedio tra i due forniti dal calcolo.

Risultati dei calcoli

Nell'APPENDICE DI CALCOLO sono riportati i parametri, le modalità e i risultati dei calcoli di capacità portante e di cedimento delle platee.

I risultati dei calcoli sono riassunti nelle tabelle 4.2, 4.3, 4.4.

4.2.3 – Indicazioni progettuali

Come risulta dai calcoli, le fondazioni a platea hanno associati coefficienti di sicurezza alla rottura del terreno alquanto elevati per cui sono senz'altro da ritenere ammissibili in termini di stabilità globale.

La scelta della fondazione a platea sarà pertanto condizionata dai cedimenti: totali in corso d'opera e in esercizio, in particolare sotto l'azione del vento.

Al riguardo si fanno le seguenti osservazioni.

- a) I cedimenti sono in gran parte sviluppati da terreni granulari e quindi del tipo istantaneo. I cedimenti sviluppati dall'intercalazione, si svilupperanno anch'essi in tempi brevi essendo tale livello di spessore ridotto, interposto tra strati di materiale drenante. Per tale ragione le deformazioni dovute ai carichi permanenti si svilupperanno in corso d'opera e potranno quindi essere considerate esaurite a fine lavori.
- b) L'apprezzabile disomogeneità di rigidezza dei terreni di fondazione (cfr. tabella 4.4) è dovuta essenzialmente alle differenti condizioni d'immorsamento che produrrà sotto i carichi permanenti una rotazione, peraltro non elevata. Questa non si ripercuoterà in modo apprezzabile sull'asse verticale degli edifici in quanto la verticalità verrà corretta nel corso della costruzione.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	13 di 23

- c) Nel dimensionamento delle platee di fondazione, per terreno schematizzato alla WINKLER si potranno adottare i valori di k_v esposti nella tabella 4.4.
Al riguardo lungo il lato in adiacenza il PODIUM si utilizzerà il valore minimo in quanto qui è previsto il minimo immorsamento; lungo il lato opposto si utilizzerà il valore massimo. L'andamento di k al di sotto della fondazione sarà interpolato linearmente tra i due limiti. Nelle analisi sotto l'incremento di pressione dovuto al vento si utilizzeranno i coefficienti k amplificati con un coefficiente pari a 2 considerando che il modulo di JOUNG di ricompressione è pari a $2 E_s$ (cfr. paragrafo 4.2.2).
- d) L'analisi della fondazione dell'Edificio A eseguita nel corso della progettazione della platea porta alle sollecitazioni sul terreno di fondazione riportate nella figura 4.1.
Dall'esame della figura si può notare che laddove la fondazione è posta in aderenza del confine di proprietà e quindi non presenta alcun allargamento, per una fascia di larghezza pari a circa 12 m, la pressione di contatto fondazione-terreno è maggiore della pressione media della rimanente parte di fondazione e assume valori massimi dell'ordine dei 700 kPa.
In tale condizione si è definito di irrigidire i terreni interessati da una pressione superiore alla pressione di³ 400 kPa con un trattamento colonnare a *jet-grouting*.

In prima analisi, si prefissa di spingere il trattamento, in corrispondenza del lembo più sollecitato della fondazione, fino alla profondità in cui la variazione tensionale media indotta dalla fondazione è inferiore al valore di 400 kPa.

Questa è risultata pari alla +106 m circa, corrispondente ad uno spessore di trattamento pari a 10 m.

Il trattamento viene eseguito fino a 12 m dal lembo di fondazione più sollecitato laddove la pressione di contatto fondazione-terreno raggiunge il valore di sollecitazione medio.

Nella figura 4.2 è riportata l'estensione planimetrica del trattamento ed una sezione significativa.

4.3 – Pali di fondazione Edificio C

Sono nel seguito presi in esame i pali di fondazione previsti per l'edificio C descritti nel capitolo 3, sottoposti ai carichi indicati nella tabella 3.2.

Nel seguito di tali elementi si riporta il dimensionamento e ne viene analizzato il comportamento sotto carico.

La finalità dei calcoli è quella di dimensionare i pali considerando le due condizioni agli S.L.E. e agli S.L.U.

4.3.1 – Calcolo della capacità portante verticale dei pali nei confronti della rottura del terreno

IPOTESI E MODALITÀ DI CALCOLO

- a) La capacità portante verticale P_{lt} dei pali viene considerata come sommatoria della portata laterale P_{ll} e della portata di base P_{lb} . La P_{lb} è calcolata nell'ipotesi di terreno incompressibile, in condizioni di rottura generale, adottando il metodo di BEREZANTZEV (1961). La P_{ll} viene calcolata secondo MAYER (1949) e BERNAL-REESE (1983) per i quali l'adesione laterale palo-terreno è funzione della pressione del calcestruzzo considerato fluido per una profondità massima di 10 m.

³ Pressione di contatto rappresentativa della condizione di sollecitazione della rimanente porzione di platea in assenza di vento.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	14 di 23

In riferimento ai pali dei tre allineamenti, la portata laterale è stata decurtata con un coefficiente di efficienza E_G pari a .9, .8 e 1 rispettivamente per i pali degli allineamenti 1, 2, 3.

Per i medesimi pali si è trascurata la capacità portante laterale dalla testa fino alla -32 m in quanto lungo tale tratto è previsto il manicotto antiaderenza.

- b) I parametri geotecnici utilizzati nella valutazione della q_i , principalmente la resistenza al taglio e la deformabilità sono dedotti dalla caratterizzazione del suolo esposta nel capitolo 2, opportunamente ridotti per tenere in conto degli apprezzabili livelli di deformazione per fondazioni dirette.

Nei calcoli la resistenza al taglio ϕ presenta differenti valori a seconda della condizione di sollecitazione:

- agli stati limiti di esercizio (S.L.E.) si è adottato il valore "vero" sopra indicato;
- in riferimento ai carichi in fondazione derivati dalle analisi agli stati limiti ultimi (S.L.U.) (secondo l'OPCM n° 3274), si è considerato un valore di ϕ_r ridotto secondo il coefficiente parziale γ_m assunto pari a 1.25:

$$\phi_r = \arctg(1/1.25 \cdot \tg \phi).$$

Il coefficiente di sicurezza assunto nei due casi è pari a:

$$F_{sSLU} = 1$$

$$F_{sTA} = 3.$$

- c) La testa dei pali viene considerata posta alla quota di -9 e -10 m a simulare rispettivamente i pali generici e i pali degli allineamenti posti in vicinanza delle gallerie.

4.3.2 - Risultati dei calcoli

Nell'APPENDICE DI CALCOLO sono riportati i parametri, le modalità ed i risultati dei calcoli di portata dei pali.

Nella tabella 4.5 seguente sono riassunti i risultati.

4.4 – Analisi fondazioni dirette Edifici E1, E2, E3, Podio

4.4.1 - Ipotesi e modalità di calcolo

Calcolo Capacità Portante

Per il calcolo della capacità portante delle fondazioni dirette, isolate quadrate e nastriformi si adotta il medesimo metodo utilizzato per le platee degli edifici A, B. Si rimanda pertanto al paragrafo 4.2 per la descrizione del metodo.

Si fa solo rilevare che le fondazioni sono state considerate immorsate per .5 m in considerazione di condizioni geometriche locali, più sfavorevoli. Tale condizione dovrà essere minimamente rispettata in quanto l'immorsamento interviene direttamente come elemento stabilizzante della fondazione.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	15 di 23

Calcolo Cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzato il medesimo metodo di calcolo adottato per le platee degli edifici A, B. Si rimanda pertanto al paragrafo 4.2 per la descrizione del metodo.

Per il calcolo dei cedimenti si è utilizzato il medesimo metodo di calcolo adottato per le platee degli edifici A, B. Si rimanda pertanto al paragrafo 4.2 per la descrizione del metodo.

Il calcolo del cedimento viene eseguito nella zona dei sondaggi S1 e S2 (podio). I risultati dei calcoli sono estesi a tutte le fondazioni dirette del complesso.

4.4.2 - Risultati dei calcoli

Con le modalità e le ipotesi sopra illustrate, nell'APPENDICE DI CALCOLO sono riportati i parametri ed i risultati dei calcoli di capacità portante e di cedimento.

Nelle medesime pagine sono altresì espone sinteticamente le equazioni relative ai metodi di calcolo sopra descritti. I risultati sono riassunti nelle tabelle 4.6 e 4.7 seguenti.

4.4.3 - Indicazioni progettuali per il dimensionamento delle fondazioni

- La pressione di contatto fondazione-terreno q_t potrà essere calcolata nel rispetto della seguente espressione (MEYERHOF - 1953):

$$q_t = N / [(B_1 - 2 * e_1) * (B_2 - 2 * e_2)] \leq q_a$$

dove:

e = M/N,
 N = risultante forze verticali in fondazione,
 M = coppia in fondazione.

- I cedimenti calcolati sono da considerare sviluppantisi entro breve tempo dall'applicazione dei carichi.

Nei calcoli per il progetto delle fondazioni si consiglia di assumere i valori del coefficiente di sottofondo verticale per terreno ipotizzato alla WINKLER riportati nella tabella 4.7.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	16 di 23

CAPITOLO 5 INDICAZIONI PROGETTUALI SULLE OPERE DI CONTENIMENTO DELLA SPINTA DELLE TERRE

5.1 – Parametri che intervengono nel calcolo delle opere in esame

- a) Le opere di contenimento della spinta delle terre che si prevedono a setti affiancati in calcestruzzo armato gettato in scavi eseguiti con benna mordente in presenza di fanghi bentonitici, potranno essere dimensionate utilizzando la schematizzazione geotecnica e i relativi parametri riassunti nella tabella 5.1 seguente.

- b) Il valore del coefficiente di sottofondo orizzontale k_h relativo al terreno presente sul fronte di spinta del diaframma, se richiesto dal programma di calcolo, potrà essere valutato tramite l'espressione (BOWLES – 1988):

$$k_h = A_s + B_s \cdot z \quad [5.1]$$

dove:

$$A_s = C \cdot (\alpha \cdot \gamma \cdot N_\gamma),$$

C e α = fattori adimensionali dipendenti dalla forma,

$$B_s = C \cdot (\gamma \cdot N_q \cdot z),$$

N_q, N_γ = fattori di capacità portante secondo HANSEN,

γ = peso di volume del terreno,

z = la profondità misurata dal fondo scavo.

Introducendo nella [6.1] i seguenti valori dei parametri: $C = 40$; $\alpha = .5$; $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $N_\gamma^4 = 28.7$; $N_q = 29.4$, dallo sviluppo dei calcoli risulta:

$$k_h = 10906 + 22344 \cdot z.$$

- c) Se il programma di calcolo richiedesse il modulo E di JOUNG, questo potrà essere valutato tramite i valori del gradiente del modulo m ed esponente del modulo n esposti nella tabella 2.2.

5.2 – Indicazioni per il dimensionamento dei tiranti

Per il dimensionamento dei tiranti di vincolo del diaframma si potrà fare riferimento a quanto di seguito esposto.

La PORTATA LIMITE del tirante T_l nei confronti della rottura del terreno è valutata con l'espressione:

$$T_l = \pi \cdot D_m \cdot L_a \cdot \tau_l \quad [6.2]$$

dove:

$$T_l = T_a \cdot F_{st},$$

T_a = portata ammissibile in esercizio,

F_{st} = coefficiente di sicurezza allo sfilamento (= 2 per tiranti provvisori e 2.5 per tiranti definitivi),

D = diametro di perforazione, normalmente pari 140 mm,

D_m = diametro medio reso = $D \cdot \chi$,

χ = coefficiente empirico,

L_a = lunghezza attiva del tirante,

τ_l = aderenza unitaria limite media tirante-terreno.

⁴ I valori N_γ e N_q sono stati calcolati secondo HANSEN considerando un valore di $\phi = 34^\circ$.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	17 di 23

I valori di τ_l e di χ sono condizionati dalla natura e dalle caratteristiche meccaniche dei terreni nonché, in modo rilevante, dalle modalità esecutive dei tiranti e dallo stato tensionale dei medesimi, secondo quanto si evince dall'abaco di figura 5.1 (BUSTAMANTE & DOIX – 1985) e dalla tabella 5.2 (SEGRE).

Per l'uso dell'abaco si potranno adottare i valori di N_{SPT} esposti nella tabella 5.1.

Per il calcolo della lunghezza passiva si potranno adottare in alternativa i due metodi di cui nella figura 5.2 ne viene schematizzato lo svolgimento.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	18 di 23

CAPITOLO 6 CONSIGLI ESECUTIVI

6.1 – Fondazioni dirette

6.1.1 – Fondazioni a plinto e a trave rovescia

Considerato che la quota d'imposta Q_f delle fondazioni è posta in prossimità del passaggio tra i terreni del primo e del secondo livello, si consiglia, prima della posa delle fondazioni, la visione critica del fondo scavo alla Q_f al fine di verificare l'effettiva presenza dei terreni sabbio-ghiaiosi previsti nelle analisi condotte nei precedenti capitoli.

Qualora alla Q_f fossero presenti i terreni del primo livello o altro materiale giudicato non ammissibile (cfr. Q_{L1} di tabella 2.3) occorrerà prevederne la bonifica che potrà essere costituita da inerte vibrocompattato o da calcestruzzo magro.

Nel primo caso si consiglia l'utilizzo d'inerte con il 70% di ghiaia e ghiaietto, il 25% di sabbia e il 5% di fino depositi a strati. Gli spessori degli strati di stesura saranno funzione dell'apparecchiatura di compattazione adottata e comunque non superiore a .3 m. In ogni caso i materiali stesi dovranno raggiungere il 97.5% dell'OTTIMO DI PROCTOR MODIFICATO.

Qualora si adottasse calcestruzzo magro questo sarà dosato a 100 Kg/m³ di cemento.

L'adozione del calcestruzzo magro è consigliata in corrispondenza di fondazioni di ridotte dimensioni, in quanto ivi la lavorazione dell'inerte appare particolarmente disagiata.

6.1.2 – Fondazioni a platea

Al fine di bonificare eventuali zone di disomogeneità litologica risultanti dalla visione critica dei terreni secondo quanto già sopra esposto e di regolarizzare i terreni al fondo dello sbancamento, si consiglia un'adeguata preparazione dei terreni d'imposta delle platee che potrà consistere in:

- sbancamento generale fino alla Q_f ,
- bonifica delle aree dove sono presenti al fondo dello scavo o nelle immediate vicinanze, livelli di terreno particolarmente molli o altri materiali ritenuti inadatti dalla D.LL.,
- vibrocompattazione del fondo scavo così regolarizzato mediante n° 5+5 passate incrociate di un rullo vibrante di peso pari a 150 kN procedente ad una velocità non superiore a 1.5 Km/h,
- successiva posa del magrone di regolarizzazione e getto della fondazione.

6.2 – Trattamento jetting

Non vengono fornite indicazioni sulle caratteristiche del trattamento potendo questo essere costituito da colonne *jetting* di diametro e disposizione differente in funzione della tecnica costruttiva.

Si ammettono quindi colonne con differente diametro eseguite con tecnica monofluido o bifluido, la cui disposizione in pianta sarà definita in funzione del diametro e della pressione fondazione-terreno prescritta dal progetto.

Sarà a carico dell'Impresa esecutrice e dei progettisti del trattamento garantire la prestazione richiesta.

Sarà indispensabile l'esecuzione di un poligono di prova con il quale saranno definiti sperimentalmente i parametri d'iniezione.

Si forniscono le sole indicazioni seguenti:

- contenuto minimo di cemento: 5 kN/m³,
- resistenza media minima R_{ck} terreno trattato: 3000 kPa,

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	19 di 23

- colonne compenstrate integralmente così da potere considerare il terreno trattato con associata in ogni punto la R_{ck} sopra indicata.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	20 di 23

CAPITOLO 7 CONCLUSIONI

7.1 – Caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche dei terreni

I terreni sono risultati costituiti da sabbia e ghiaia variamente gradate con la profondità.

Fino alla –33 m circa prevale la ghiaia che è presente in uno stato d'addensamento medio-alto, in lieve diminuzione con la profondità.

Seguono terreni a prevalente frazione sabbiosa, con associate caratteristiche meccaniche più scadenti.

È presente un'intercalazione a prevalente frazione fine di elevata deformabilità.

La falda è stata rinvenuta alla –20.5÷-21 m.

Le caratteristiche geotecniche di riferimento sono riportate nella tabella 2.2. Nelle figure 2.2÷2.29 sono riportati gli andamenti con la profondità dei principali parametri geotecnici dei terreni suddivisi in zone di lavoro.

7.2 – Tipologia di fondazione per gli edifici in progetto

Per tutti gli edifici in progetto si è ritenuta ammissibile l'adozione di fondazioni dirette.

- Per gli edifici A, B sono state proposte ed analizzate fondazioni a platea impostate sul terreno naturale alla prevista quota di progetto. Per l'edificio C, a causa della presenza delle gallerie del passante ferroviario, la fondazione sarà a platea impostata su pali del diametro di 800 e 1000 mm.

L'elevato valore di pressione lato Nord nella condizione di sollecitazione con vento da Sud ha richiesto l'esecuzione di un trattamento jetting in corrispondenza del lembo di fondazione più sollecitato. Il trattamento proposto presenta lunghezza variabile con un valore massimo di 10 m in corrispondenza del lembo perimetrale Nord della fondazione.

- Per tutti gli altri edifici presi in esame: E1, E2, E3, Podio le fondazioni proposte ed

analizzate sono del tipo a plinto quadrato e nastriforme.

- I calcoli confermano, per tutte le fondazioni proposte, la loro ammissibilità in termini di stabilità globale.

- Dal calcolo dei cedimenti delle platee degli edifici A, B risultano abbassamenti medi

del piano fondazione sotto i carichi verticali pari a:

$w_R = 4.1 \text{ cm}$ Edificio A

$w_R = 3.2 \text{ cm}$ Edificio B.

- Le fondazioni dirette del tipo a plinto o a trave rovescia hanno in generale associate capacità portanti elevate, comprese tra 200 e 500 kPa in funzione della dimensione della fondazione, associate a cedimenti del tipo istantaneo, inferiori a 1.5 cm.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	21 di 23

7.3 – Opere di contenimento della spinta delle terre

Nel capitolo 5 sono fornite le indicazioni progettuali relative alle opere di contenimento della spinta delle terre, ipotizzate costituite da setti affiancati in calcestruzzo armato gettato in scavi eseguiti con benna mordente in presenza di fanghi bentonitici.

I parametri di calcolo sono riportati nella tabella 7.1.

Nel medesimo capitolo sono pure date indicazioni sulle modalità di calcolo dei tiranti di vincolo di detti diaframmi.

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	22 di 23

CAPITOLO 8 ALLEGATI

- documento: 041-06R7FT prove SPT
- documento: isolate superiori_TA
- documento: platea_edificio_A_TA
- documento: CALCOLO CAPACITA' PORTANTE VERTICALE PALI DI FONDAZIONE

C. Commessa	C. Documento	Agg.	Oggetto	File	Pagina
A5022	RELA020I	00	RELAZIONE GEOTECNICA – RIFERIMENTO AL D.M. 2005	A5022RELA020I-00.doc	23 di 23

TABELLA 1.1 – DOTAZIONE DELL'INDAGINE IN SITU

TIPO	N°
Sondaggio	12
Prova penetrometrica <i>S.P.T</i>	199
Prova penetr. dinamica continua	10
Prove di permeabilità	8
Verticali <i>down-hole</i>	2

TABELLA 1.2 – DOTAZIONE DELL'INDAGINE DI LABORATORIO

TIPO	N°
Limiti	6
Granulometria	25
Taglio diretto	2
Edometrica	3

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**TABELLA 1.3 –RIASSUNTO PROVE SPT
EDIFICIO A**

SONDAGGIO	PROVA N°	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} /
A Q _{pc} = -3.3 m	1	-6.3	13
	2	-7.8	25
	3	-9.3	R
	4	-10.8	42
	5	-12.3	48
	6	-13.8	48
	7	-15.3	50
	8	-16.8	56
	9	-18.3	73
	10	-19.8	69
	11	-21.3	R
	12	-22.8	56
	13	-24.3	60
	14	-25.8	36
	15	-27.3	38
	16	-28.8	35
	17	-31.8	46
	18	-37.8	27
	19	-40.8	29
	20	-43.8	46
B Q _{pc} = -3.6 m	1	-6.6	53
	2	-8.1	43
	3	-9.6	45
	4	-11.1	40
	5	-12.6	45
	6	-14.1	55
	7	-15.6	55
	8	-17.1	58
	9	-18.6	61
	10	-20.1	45
	11	-21.6	69
	12	-23.1	R
	13	-24.6	R
	14	-26.1	57
	15	-27.6	38
	16	-29.1	55
	17	-32.1	38
	18	-38.1	59
	19	-41.1	65
	20	-44.1	63

Q_{pc} = quota del piano campagna,
 Q_{SPT} = quota corrente della prova SPT,
 N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT,
 Q_{10/20/30} = quota in cui N ≥ 10/20/30 (N = resistenza penetrometrica continua),
 Q_M = quota di fine prova.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**TABELLA 1.4 – RIASSUNTO PROVE SPT
EDIFICIO B**

SONDAGGIO	PROVA N°	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} /
B Q _{pc} = -3.6 m	1	-6.6	53
	2	-8.1	43
	3	-9.6	45
	4	-11.1	40
	5	-12.6	45
	6	-14.1	55
	7	-15.6	55
	8	-17.1	58
	9	-18.6	61
	10	-20.1	45
	11	-21.6	69
	12	-23.1	R
	13	-24.6	R
	14	-26.1	57
	15	-27.6	38
	16	-29.1	55
	17	-32.1	38
	18	-38.1	59
	19	-41.1	65
	20	-44.1	63
C Q _{pc} = -4.1 m	1	-7.1	23
	2	-8.6	21
	3	-10.1	26
	4	-11.6	51
	5	-13.1	61
	6	-14.6	68
	7	-16.1	R
	8	-17.6	55
	9	-19.1	61
	10	-20.6	68
	11	-22.1	R
	12	-23.6	44
	13	-25.1	R
	14	-26.6	52
	15	-28.1	R
	16	-29.6	75
	17	-32.6	R
	18	-35.6	35
	19	-38.6	37

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**TABELLA 1.5 –RIASSUNTO PROVE SPT
EDIFICIO C**

SONDAGGIO	PROVA N°	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} /
D Q _{pc} = -1.6 m	1	-4.6	12
	2	-6.1	17
	3	-7.6	12
	4	-9.1	43
	5	-10.6	67
	6	-12.1	59
	7	-13.6	52
	8	-15.1	45
	9	-16.6	R
	10	-18.1	54
	11	-19.6	59
	12	-21.1	53
	13	-22.6	56
	14	-24.1	50
	15	-25.6	46
	16	-27.1	R
	17	-30.1	58
	18	-33.1	28
	19	-36.1	38
E Q _{pc} = -1.4 m	1	-4.4	16
	2	-5.9	27
	3	-7.4	96
	4	-8.9	69
	5	-10.4	65
	6	-11.9	52
	7	-13.4	34
	8	-14.9	48
	9	-16.4	59
	10	-17.9	61
	11	-19.4	59
	12	-20.9	74
	13	-22.4	R
	14	-23.9	59
	15	-25.4	42
	16	-26.9	67
	17	-29.4	69
	18	-32.9	31
	19	-35.9	24

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**TABELLA 1.6 – RIASSUNTO PROVE SPT
EDIFICIO E1**

SONDAGGIO	PROVA N°	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} /
F Q _{pc} = -0.2 m	1	-3.2	10
	2	-4.7	21
	3	-6.2	22
	4	-7.7	52
	5	-9.2	53
	6	-10.7	42
	7	-12.2	29
	8	-13.7	44
	9	-15.2	49
	10	-16.7	70
	11	-18.2	R
	12	-19.7	73
	13	-21.2	R
	14	-22.7	74
	15	-24.2	R
	16	-25.7	R
	17	-28.7	82
	18	-31.7	83

**TABELLA 1.7 – RIASSUNTO PROVE SPT
EDIFICIO E2**

SONDAGGIO	PROVA N°	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} /
G Q _{pc} = -1.3 m	1	-4.3	10
	2	-5.8	15
	3	-7.3	14
	4	-8.8	25
	5	-10.3	29
	6	-11.8	51
	7	-13.3	65
	8	-14.8	49
	9	-16.3	R
	10	-17.8	64
	11	-19.3	R
	12	-20.8	44
	13	-22.3	59
	14	-23.8	67
	15	-25.3	49
	16	-26.8	64
	17	-29.8	78
	18	-32.8	23
	19	-35.8	23
	20	-38.8	29

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 1.8 – RIASSUNTO PROVE SPT

EDIFICIO E3

SONDAGGIO	PROVA N°	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} /
I Q _{pc} = -1.2 m	1	-4.2	11
	2	-5.7	15
	3	-7.2	26
	4	-8.7	32
	5	-10.2	29
	6	-11.7	33
	7	-13.2	40
	8	-14.7	48
	9	-16.2	40
	10	-17.7	51
	11	-19.2	R
	12	-20.7	70
	13	-22.2	59
	14	-23.7	68
	15	-25.2	R
	16	-26.7	65
	17	-29.7	R
	18	-32.7	24
	19	-35.7	28
S3 Q _{pc} = -2.1 m	1	-3.6	15
	2	-5.1	27
	3	-6.6	14
	4	-8.1	R
	5	-9.6	R
	6	-11.1	47
	7	-12.6	R
	8	-14.1	56
	9	-15.6	R
	10	-17.1	67
	11	-18.6	71
	12	-20.1	R
	13	-21.6	60
	14	-23.1	R
	15	-24.6	46
	16	-26.1	50
	17	-27.6	R
	18	-29.1	48
	19	-30.6	27
	20	-32.1	33

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 1.9 –RIASSUNTO PROVE SPT

PODIO

SONDAGGIO	PROVA N°	Q _{SPT} [m]	N _{SPT} /
S1MM Q _{pc} = -1.1 m	1	-3.6	5
	2	-4.1	14
	3	-5.6	24
	4	-7.1	47
	5	-8.6	R
	6	-10.1	70
	7	-11.6	61
	8	-13.1	42
	9	-14.6	72
	10	-16.1	75
	11	-17.6	75
	12	-19.1	R
	13	-20.6	76
S2MM Q _{pc} = -1.3 m	1	-4.0	10
	2	-5.5	19
	3	-7.0	31
	4	-8.5	44
	5	-10.0	51
	6	-11.5	47
	7	-13.0	39
	8	-14.5	R
	9	-16.0	57
	10	-17.5	54
	11	-19.0	62
	12	-20.5	68

TABELLA 1.10 - RIASSUNTO PROVE PENETROMETRICHE CONTINUE

PROVA N°	Q _{pc} [m]	Q ₁₀ [m]	Q ₂₀ [m]	Q ₃₀ [m]	Q _M [m]
1	-1.4	-6.7	-7.9	-11.2	-12.2
2	-4.0	-8.4	-8.7	-15.3	-16.0
3	-1.4	-9.1	-9.4	-11.2	-13.4
4	-0.4	-5.1*	-8.7	-9.9	-10.2
5	-1.4	-9.4	-9.4	-10.3	-11.6
6	-1.2	-8.3	-9.2	-9.8	-10.8
8	-1.3	-7.5	-9.9	-10.8	-12.4
9	-1.4	-5.5	-6.7	-9.1	-10.5
10	-1.0	-8.1	-9.3	-10.5	-11.8
11	-2.1	-5.9	-7.7	-10.4	-11.4

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 1.11 – MISURE AL *POCKET-PENETROMETER* E AL *VANE-TEST*

SONDAGGI	p_p [kPa]	v_t [kPa]	c_u [kPa]
A	230	110	112
	240	120	120
	270	140	137
	310	150	152
B	180	90	90
	200	100	100
	240	120	120
	250	130	127
C	120	60	60
	140	70	70
	200	100	100
	250	120	122
	270	130	132
	310	150	152
D	280	140	140
	300	150	150
	200	90	95
	210	100	102
	250	120	122
E	120	60	60
	130	70	67
	250	120	122
	260	130	130
F	150	80	77
	210	100	102
	270	130	132
	290	140	142
G	150	80	77
	170	90	87
	250	130	127
	200	110	105
	240	120	120
I	150	70	72
	170	80	82
	220	120	115
	230	120	117

p_p = misura al *pocket-penetrometer*,

v_t = misura al *vane- test* tascabile,

c_u = $(.5 p_p + v_t)/2$ = coesione non drenata dedotta da p_p e v_t assumendo il valore di μ pari a 1 ($10 < IP < 20$ – SKEMPTON).

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 1.12 – RIASSUNTO PROVE DI PERMEABILITÀ A CARICO VARIABILE

SONDAGGIO	Q_{pc} [m]	PROVA n°	Q_c [m]	k [m/s]
A	-3.3	A	-13.3	2.3^{-4}
		B	-18.3	2.0^{-4}
		C	-24.3	1.7^{-4}
		D	-43.6	1.4^{-4}
D	-1.6	A	-12.1	8.9^{-5}
		B	-16.6	9.6^{-5}
		C	-22.6	7.4^{-5}
		D	-36.6	8.0^{-5}

TABELLA 1.13 – RIASSUNTO PROVE DI LABORATORIO

PROVE DI TAGLIO

SOND.	CAMP.	TIPO	Q_c [m]	c [kPa]	φ [gradi]
D	1	Taglio dir.	-34.3	33.1	30.1
F	1	Taglio dir.	-34.7	11.3	27.0

TABELLA 1.14 – RIASSUNTO PROVE DI LABORATORIO

PROVE EDOMETRICHE

SOND.	CAMP.	Q_c [m]	σ'_v [kPa]	σ_0 [kPa]	C'_c %	C'_r %	OCR /
C	1	-34.4	432	700	.14	.03	1.6
D	1	-34.3	478	350	.10	.02	0.7
F	1	-34.7	508	600	.17	.05	1.2

- Q_{pc} = quota del piano campagna,
 Q_c = quota della prova di permeabilità/di prelievo dei campioni,
k = coefficiente di permeabilità,
c = coesione,
 φ = angolo d'attrito,
 σ'_v = tensione verticale efficace in situ calcolata considerando l'acqua di falda alla quota rilevata in corso d'indagine,
 σ_0 = pressione di sovraconsolidazione,
 C'_c, C'_r = indice di compressibilità, di ricomprensione edometrica,
OCR = rapporto di sovraconsolidazione,
LL/LP = limite liquido/plastico,
IP = indice plastico,
A, L, S, G = frazione argillosa, limosa, sabbiosa e ghiaiosa rispettivamente.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 1.15 – RIASSUNTO PROVE DI LABORATORIO
PROVE DI CLASSIFICAZIONE

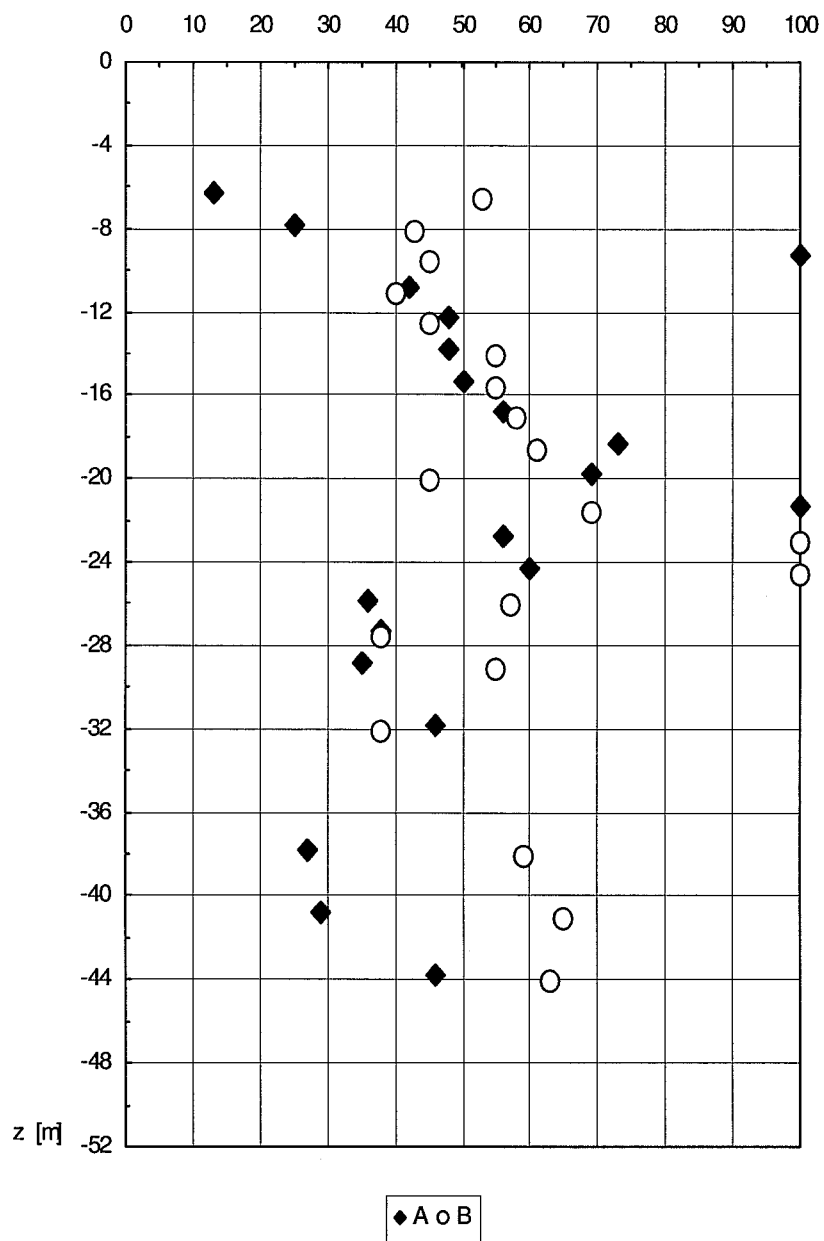
SOND.	CAMP.	Q _c [m]	LL %	LP %	IP %	A&L %	S %	G %
A	B	-7.8	/	/	/	9.67	42.97	47.36
	L	-19.8	/	/	/	8.26	39.85	51.89
	Q	-27.3	/	/	/	4.77	26.19	69.04
	1	-34.6	32	19	13	32.12	50.47	17.41
	U	-40.8	/	/	/	12.21	82.60	5.19
B	B	-8.1	/	/	/	13.64	34.58	51.78
	E	-12.6	/	/	/	26.95	38.56	34.49
	L	-20.1	/	/	/	26.03	35.93	38.04
	R	-29.1	/	/	/	11.93	29.89	58.18
	1	-34.9	31	19	12	27.71	51.10	21.19
C	C	-10.1	/	/	/	31.47	52.34	16.19
	F	-14.6	/	/	/	22.64	61.67	15.69
	1	-34.4	51	24	27	71.61	26.89	1.50
D	H	-15.1	/	/	/	15.62	37.70	46.68
	M	-19.6	/	/	/	23.93	38.87	37.20
	1	-34.3	34	20	14	53.64	46.12	0.24
	U	-36.1	/	/	/	42.42	31.43	26.15
E	B	-7.4	/	/	/	29.20	41.37	29.43
	M	-11.9	/	/	/	14.83	41.44	43.68
F	C	-6.2	/	/	/	12.65	42.21	45.14
	1	-34.7	44	20	24	87.58	12.42	0.00
I	G	-13.2	/	/	/	24.24	48.22	27.54
	N	-20.7	/	/	/	11.63	38.41	49.96
	R	-26.7	/	/	/	14.53	31.18	53.89
	1	-32.5	36	20	16	51.73	39.19	9.08

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 1.1 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ

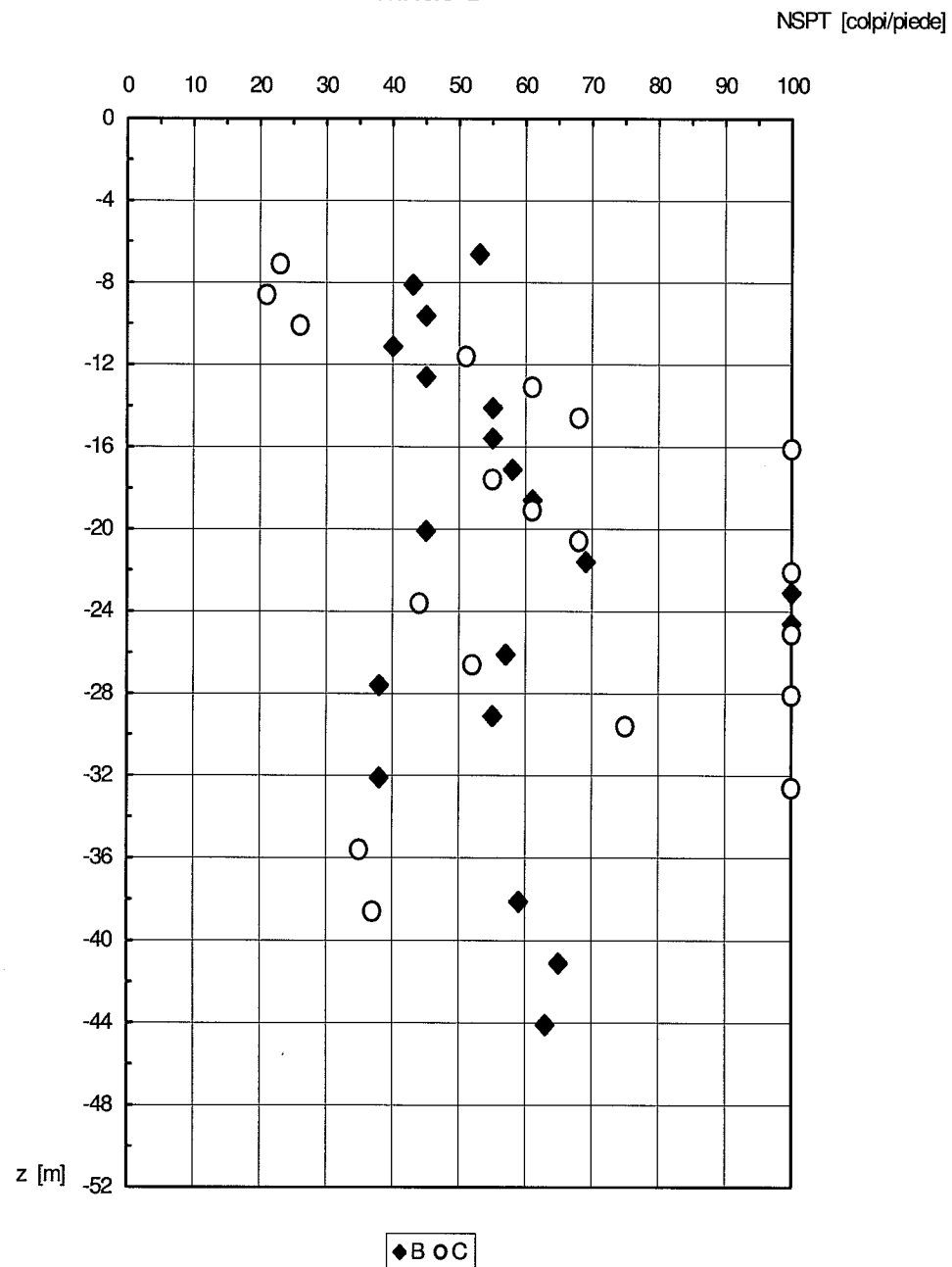
EDIFICIO A

NSPT [colpi/piede]



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 1.2 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO B

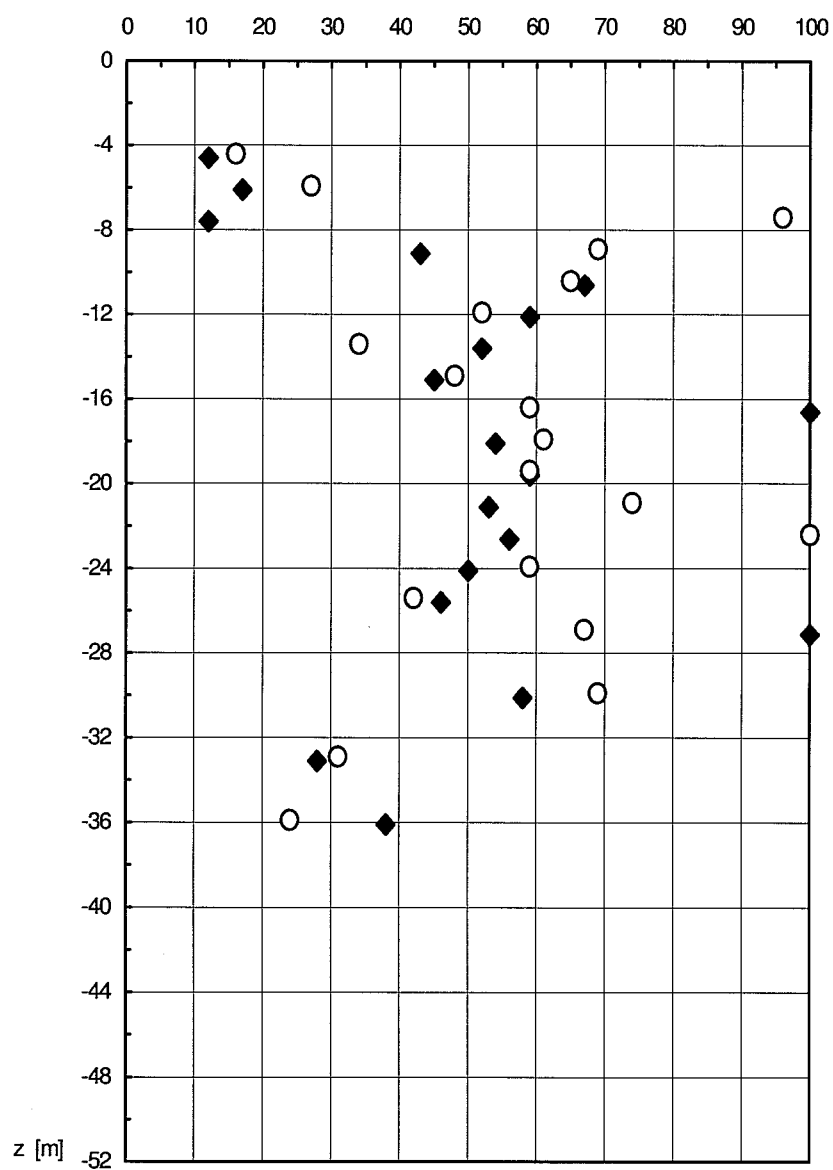


n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 1.3 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ

EDIFICIO C

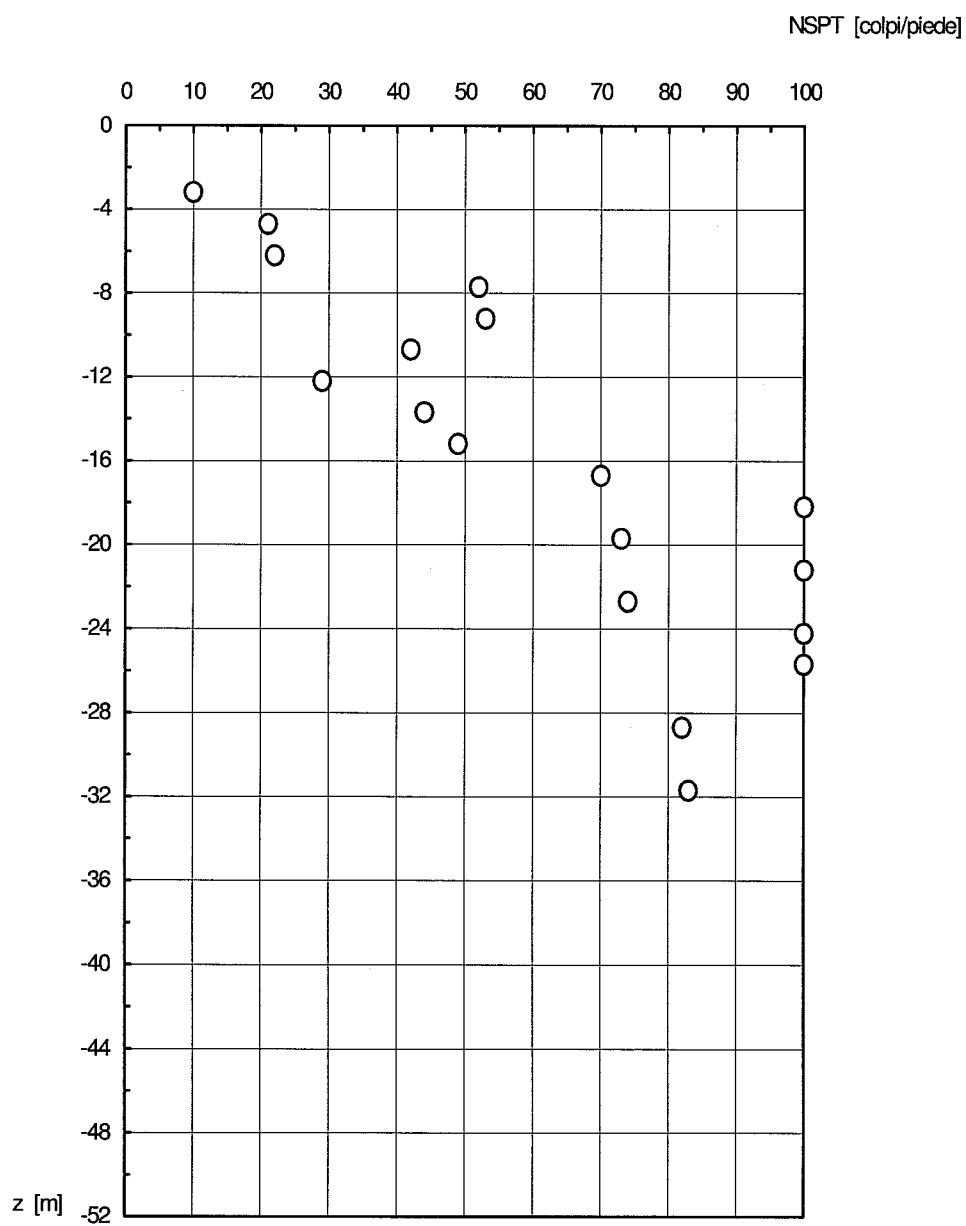
NSPT [colpi/piede]



◆ D ○ E

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 1.4 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E1**

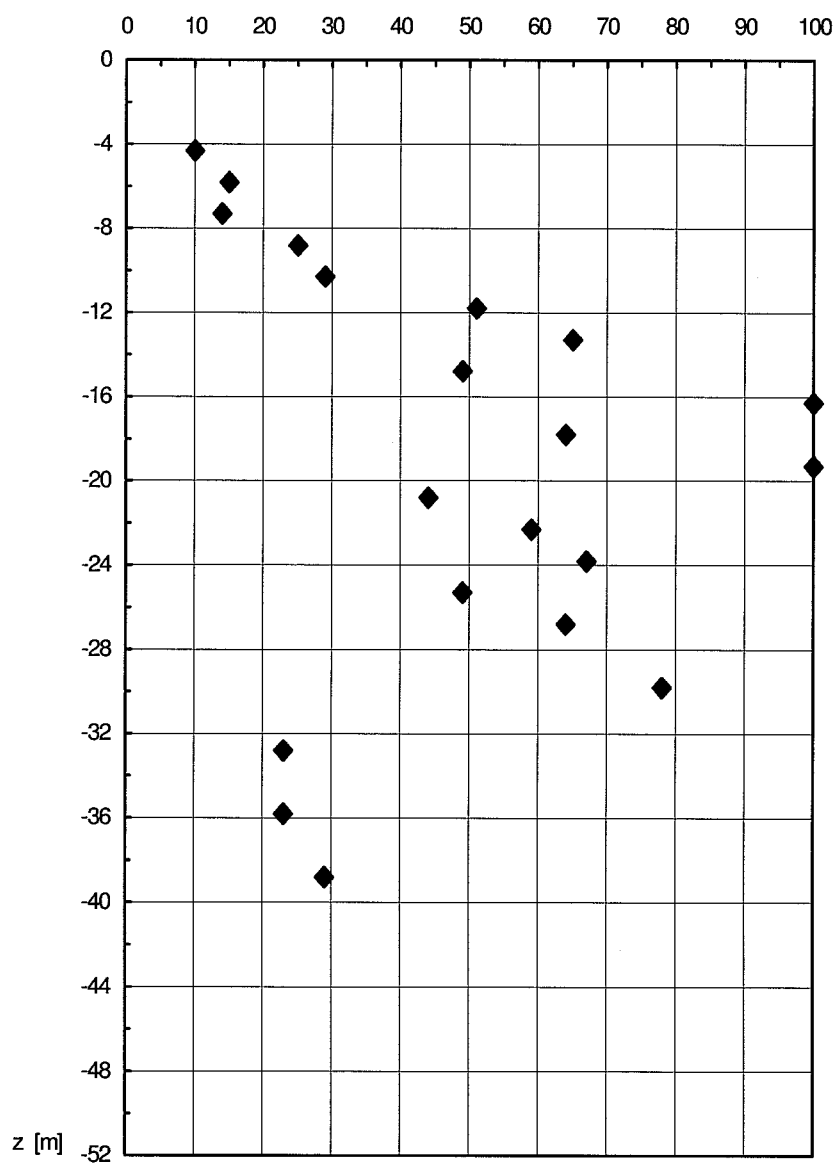


n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 1.5 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ

EDIFICIO E2

NSPT [colpi/piede]



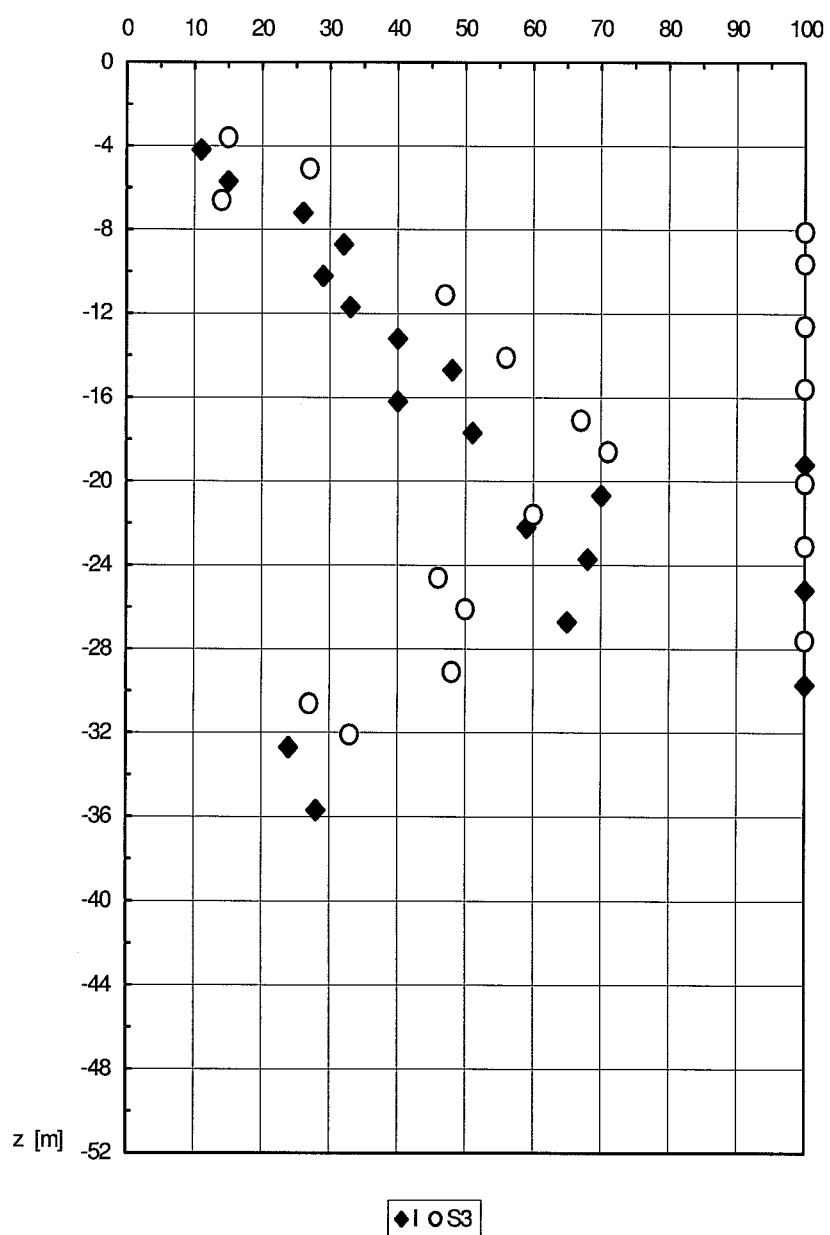
◆ G

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 1.6 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ

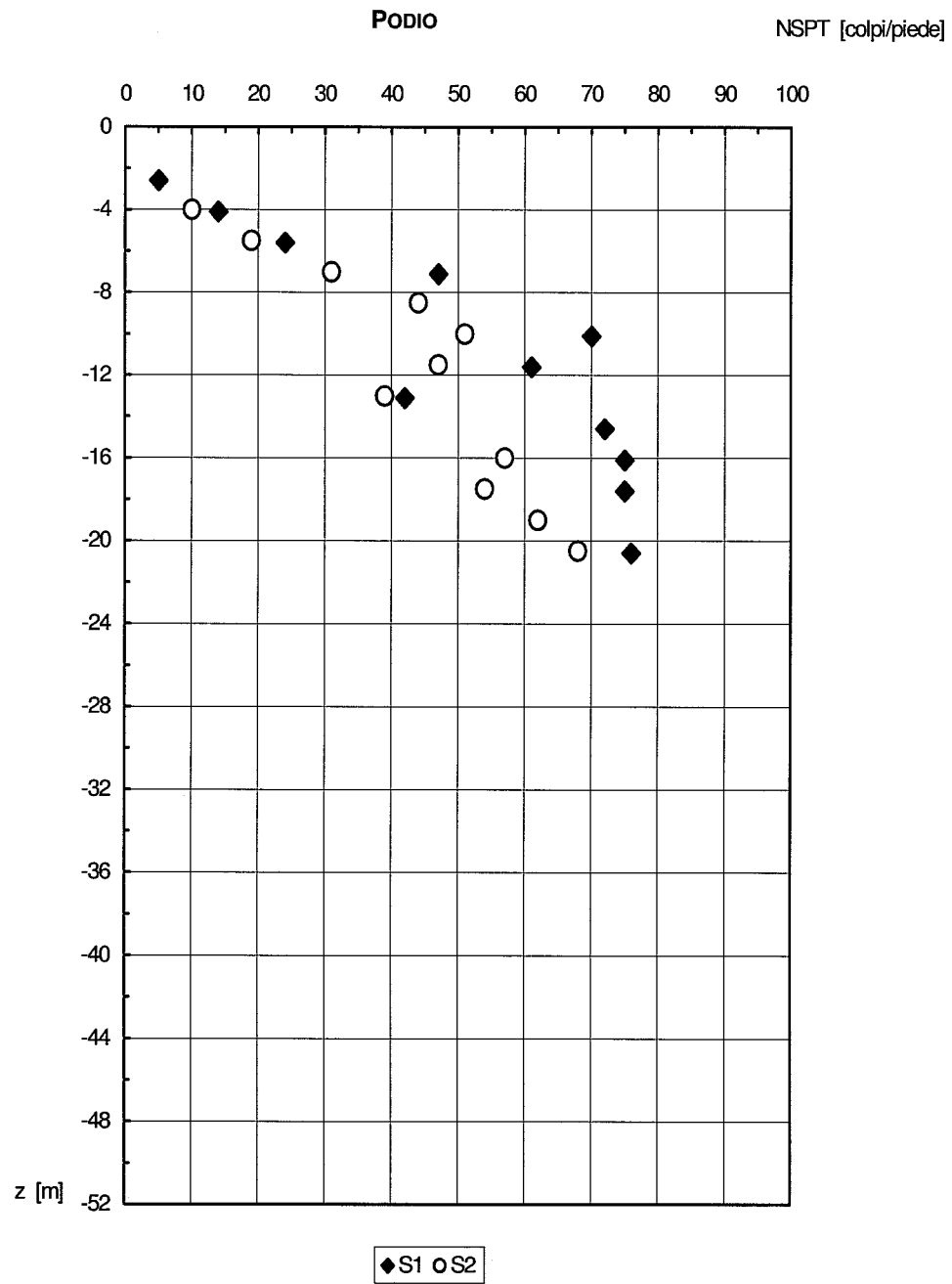
EDIFICIO E3

NSPT [colpi/piede]



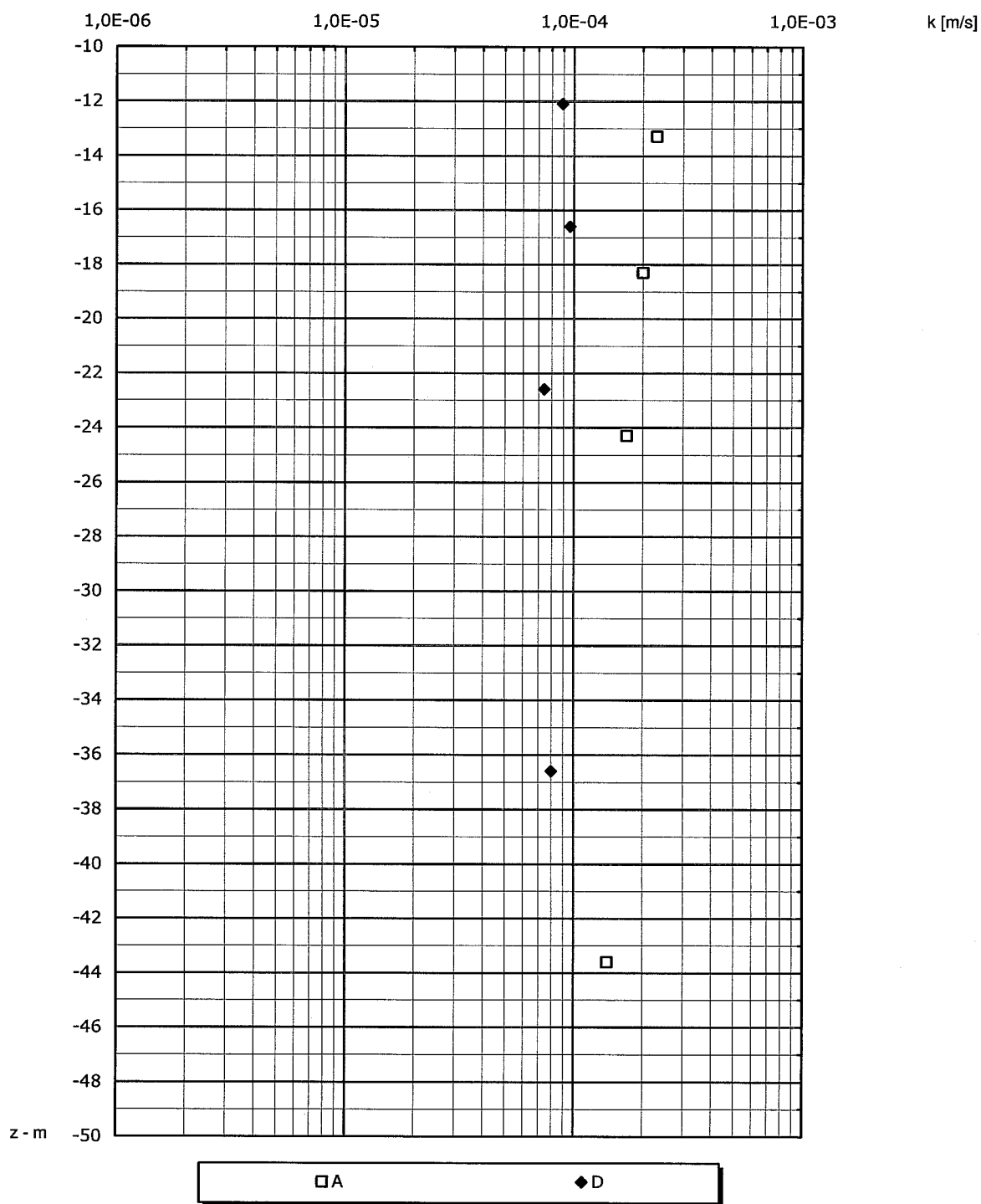
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 1.7 - ANDAMENTO N_{SPT} CON LA PROFONDITÀ



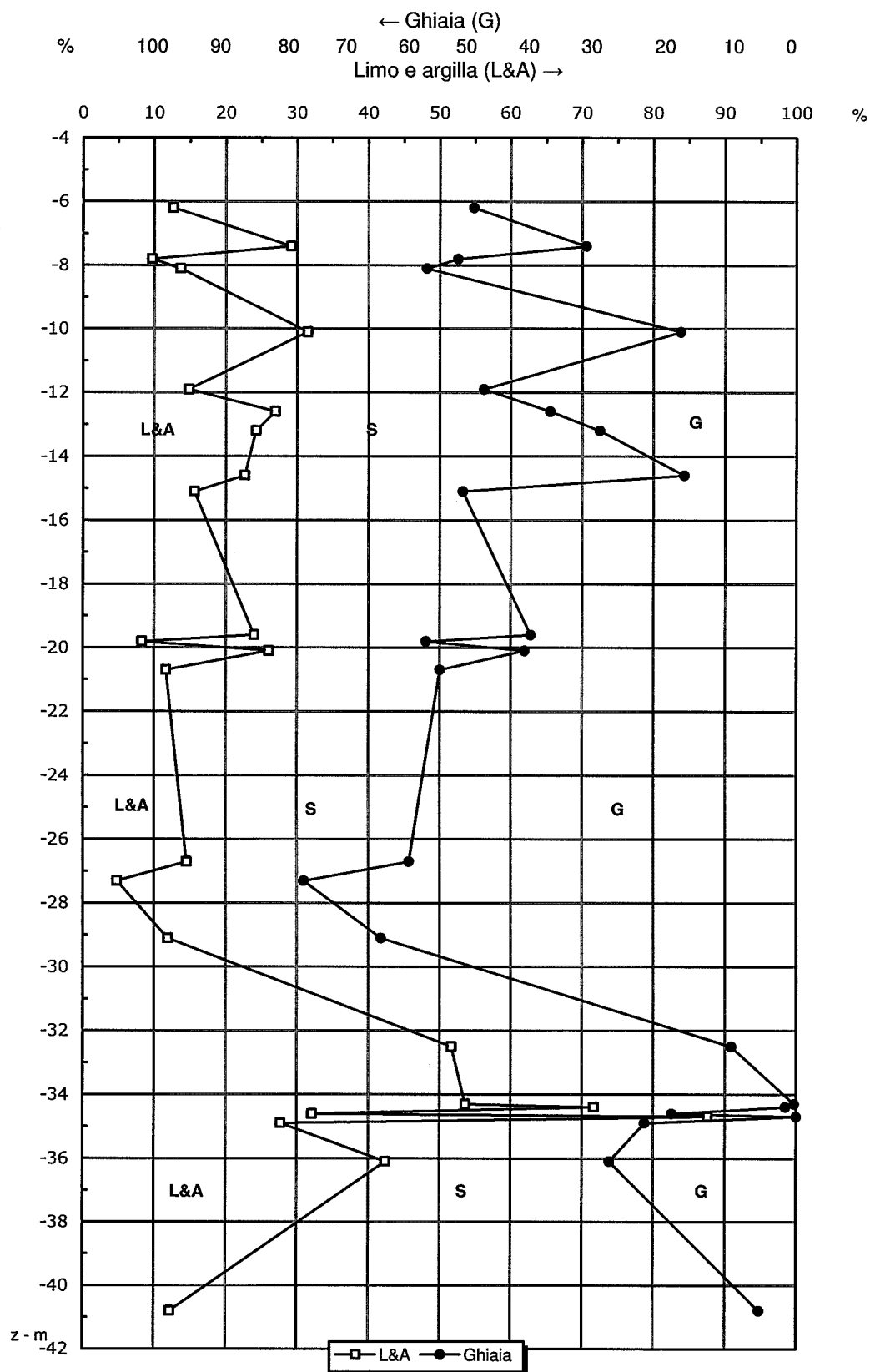
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 1.8 – ANDAMENTO CON LA PROFONDITÀ DEL COEFFICIENTE
DI PERMEABILITÀ K**



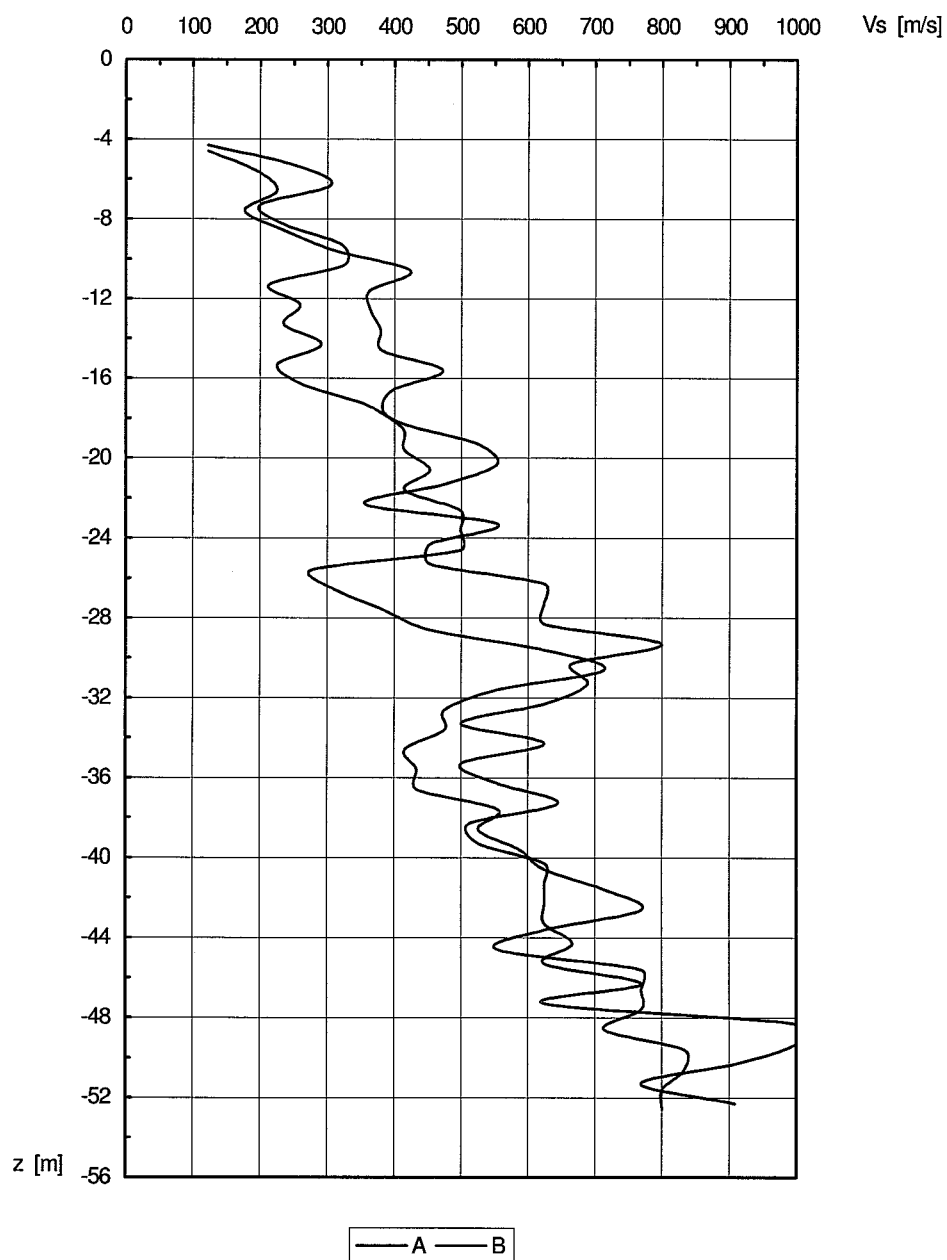
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 1.9 – PROFILO GRANULOMETRICO DEI TERRENI



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.			File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00				041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 1.10 – ANDAMENTO CON LA PROFONDITÀ DELLA VELOCITÀ V_s
DELLE ONDE DI TAGLIO**



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 1.11 – PLANIMETRIA AREA DI INTERVENTO
(vedi File in DWG)

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**SCHEDA 2.1 - CORRELAZIONI ADOTTATE PER LA VALUTAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI
PROVE PENETROMETRICHE SPT (STANDARD A.S.T.M. D 1586-67)**

- a) Il numero dei colpi N' utilizzato nelle correlazioni viene corretto in funzione della tensione verticale efficace e il rendimento energetico della macchina.

La correzione viene effettuata mediante la seguente espressione:

$$N' = N_{60} * C_N$$

dove:

$$N_{60} = N_{SPT} * E_F / 60,$$

N_{SPT} = resistenza penetrometrica SPT misurata,

E_F = efficienza dei macchinari italiani stimato al 65%, riferita al rendimento del 60%,

$C_N = (98.1 / \sigma'_{v0})^{.5}$ [kPa] = fattore di correzione (LIAO & WHITMANN – 1986),

- b) Per il calcolo della densità relativa D_r si è utilizzata la correlazione seguente (SKEMPTON – 1986):

$$D_r = (N'/60)^{.5}$$

- c) Il modulo di JOUNG è stato calcolato mediante l'espressione seguente:

$$E = m (\sigma'_c / \sigma_r)^n \sigma_r$$

m = gradiente del modulo = $a * e^{(b * D_r)}$ (JAMIOLKOWSKI-PASQUALINI -1975)

n = esponente del modulo assunto pari a .5.

σ'_c = pressione di contenimento efficace in kg/cm², calcolata considerando un coefficiente a riposo pari a .5,

σ_r = pressione di riferimento = 100 per E in kPa.

LIVELLO	a	b
Secondo p.a.	185	.025
Secondo p.b.	260	.027
Terzo	260	.027

- e) L'angolo d'attrito efficace di picco ϕ del terreno è stato calcolato mediante l'espressione (SHIOI – FUKUNI – 1982; ROAD BRIDGE SPECIFICATION):

$$\phi = 15 + (15 * N')^{.5}$$

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 2.1 – QUOTE DI SEPARAZIONE LIVELLI DI SUDDIVISIONE

Verticale	Q_{LI} [m]	Q_{LII} [m]	Q_{LI} [m]	ΔH [m]
A	-7.5	-33.3	-35	1.7
1	-7.9	/	/	/
B	-6.2	-33.6	-35.4	1.8
2	-8.7	/	/	/
C	-7.3	-33.8	-36.2	2.4
D	-4.6	-33	-34.7	1.7
E	-4.7	-33.4	-36.1	2.7
5	-9.4	/	/	/
F	-5	-32.9	-35	2.1
6	-9.2	/	/	/
G	-8.3	-32.9	-35.5	2.6
8	-9.9	/	/	/
I	-6.7	-32.9	-35.4	2.5
9	-6.7	/	/	/
10	-9.3	/	/	/
11	-7.7	/	/	/
S3	-8.1	/	/	/

Q_{LI} = quota del letto del primo livello,

Q_{LII} = quota del letto del secondo livello,

Q_{LI} = quota del letto dell'intercalazione (tetto terzo livello),

ΔH = spessore dell'intercalazione.

N.B. La quota Q_{LI} è ricavata direttamente dalle litologie dei sondaggi e per deduzione dalle prove penetrometriche dinamiche continue, associando al primo livello una resistenza penetrometrica minore o eguale a 20.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 2.2 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO

PARAMETRI STATICI

LIVELLO	LITOLOGIA	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	φ [gradi]	D_r [%]	m- C'_d/C'_r * /	c_v m ² /s	k [m/s]
PRIMO	Riporto di deposizione antropica a prevalente frazione grossolana su terreno in situ.	19.5	~ 0	/	≤30	40	450	/	/
SECONDO P.A.	Alternanze di sabbia e ghiaia in debole matrice limosa. Densità medio-alta.	20	~ 0	/	38	80	1100÷ 1600	/	.8 ⁻⁴ ÷2.3 ⁻⁴
SECONDO P.B.	Alternanze di sabbia e ghiaia in debole matrice limosa. Densità media.	20	~ 0	/	32	65	900		
TERZO	Sabbia fine e media prevalente con limo e ghiaia subordinati.	20	~ 0	/	32	60	850		
INTERC.	Limo e argilla sabbiosi di bassa plasticità ed elevata consistenza.	19.5	120	~ 0	28	/	.08/.01*	7 10 ⁻⁸	/

TABELLA 2.3 – CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DI RIFERIMENTO

PARAMETRI DINAMICI

z [m] da p.c.	SONDAGGIO A - $Q_{pc} = -3.3$ m				SONDAGGIO B- $Q_{pc} = -3.6$ m			
	v_s [m/s]	E_d [MPa]	G_d [MPa]	v_d [/]	v_s [m/s]	E_d [MPa]	G_d [MPa]	v_d [/]
0÷5	222.5	264.4	95.7	0.39	190.8	194.3	68.5	0.43
5÷10	270.8	364.8	135.6	0.35	368.5	637.3	246.8	0.31
10÷15	309.5	515.3	180.6	0.43	409.4	794.9	303.7	0.31
15÷20	492.3	1263.0	446.1	0.42	455.9	1062.1	376.6	0.38
20÷25	555.6	1608.1	568.2	0.42	385.0	808.5	279.3	0.46
25÷30	655.3	1608.1	789.8	0.39	568.6	808.5	596.8	0.41
30÷35	567.1	1650.5	585.0	0.42	473.1	1178.2	408.6	0.45
35÷39	604.8	1856.1	661.2	0.40	663.8	2221.4	801.2	0.39

γ = peso di volume del terreno naturale,

c_u , c' = coesione totale e efficace rispettivamente,

φ = angolo d'attrito efficace,

D_r = densità relativa,

m = gradiente del modulo di JOUNG,

C'_c , C'_R = indice di compressibilità edometrica, di ricomprensione,

c_v = coefficiente di consolidazione al carico di 400 kPa,

k = coefficiente di permeabilità,

z = intervallo di profondità,

v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio,

E_d = modulo di JOUNG dinamico,

G_d = modulo di taglio dinamico,

v_d = rapporto di POISSON.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 2.4 – QUOTE LIVELLO ACQUA SOTTERRANEA A FINE PERFORAZIONE

SONDAGGIO	Q _w
A	-20.5
B	-20.7
C	-20.4
D	-20.8
E	-20.8
F	-20.8
G	-20.8
I	-20.8
S3	-20.6

TABELLA 2.5 – CLASSIFICAZIONE DEL TIPO DI SUOLO SECONDO L'OPCM N° 3274

CATEGORIA DI SUOLO	LITOLOGIA	V _{s30} m/s	N _{SPT} /	C _u kPa
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore ≤ 5 m.	>800	/	/
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti con spessore di diverse decine di metri.	360÷800	>50	>250
C	Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine di metri fino a centinaia di metri.	180÷360	15÷50	70÷250
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti.	<180	<15	<70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con v _{s30} >800 m/s.	come C o D	/	/

Q_w = quota pelo superiore acqua. Il valore è stato misurato tramite piezometro solo in corrispondenza della verticale C.

v_{s30} = velocità onde di taglio media entro la -30 m,

N_{SPT} = resistenza SPT,

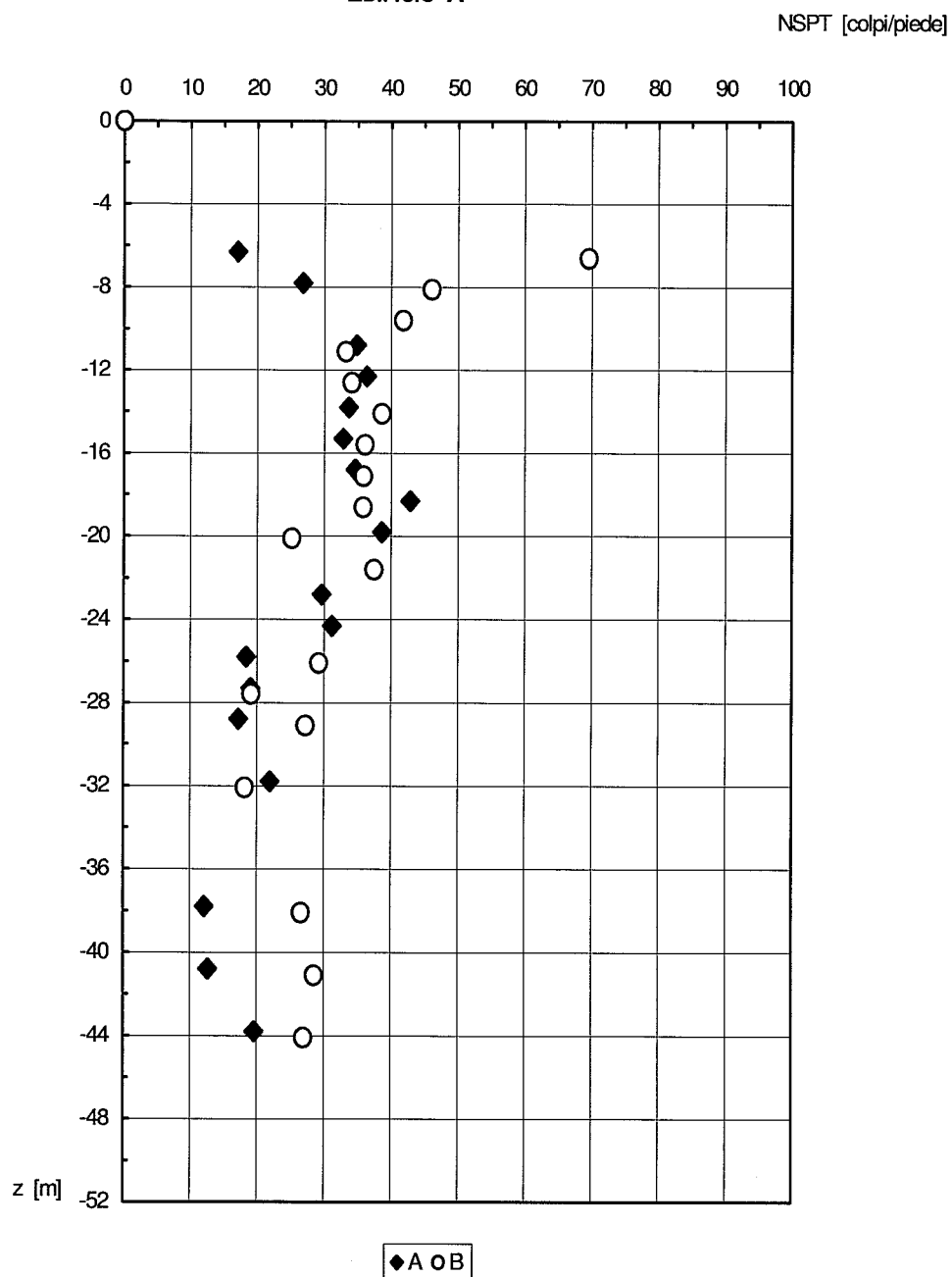
c_u = coesione non drenata.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.1 – SEZIONE SCHEMATICA DEL TERRENO
(vedi File in DWG)

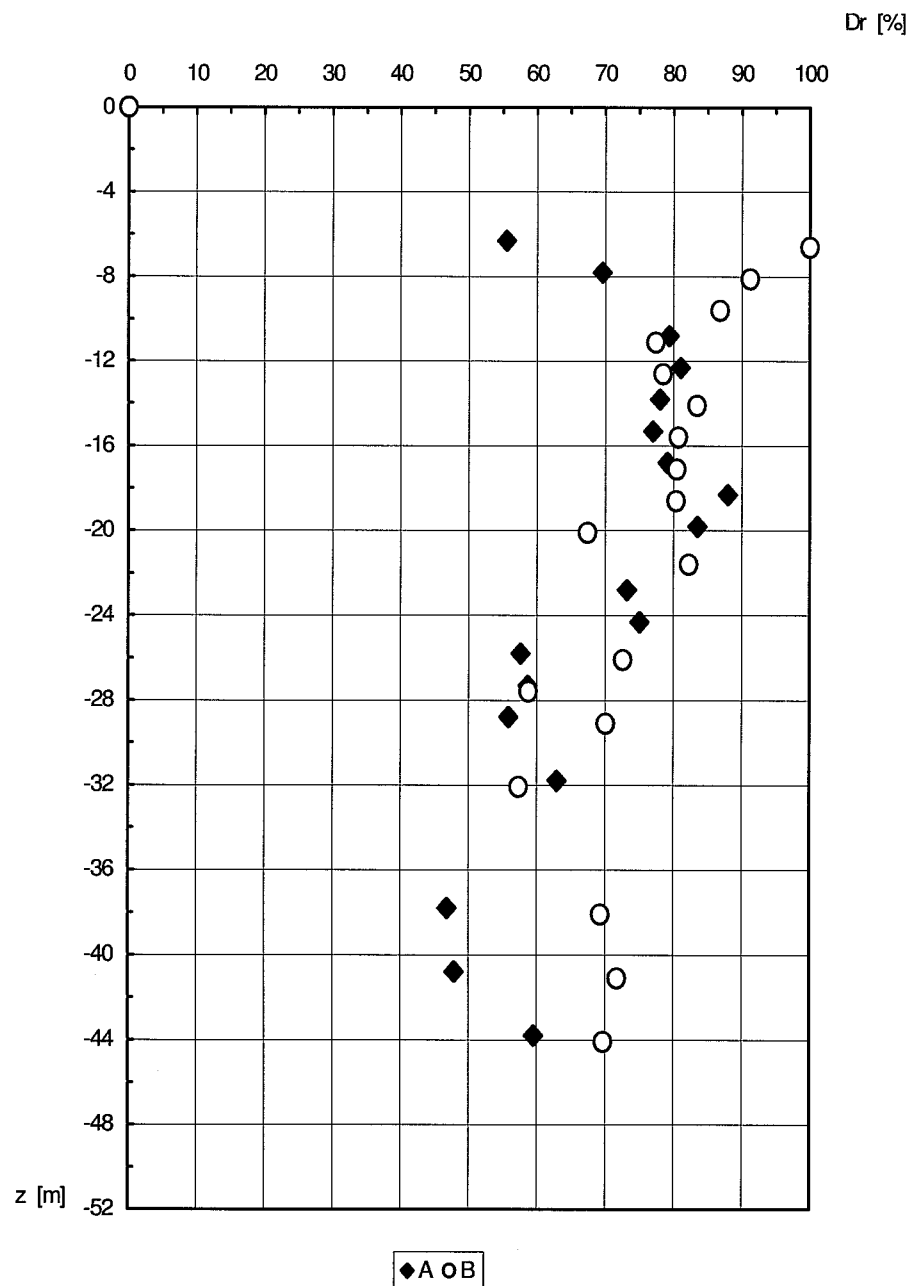
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.2 – ANDAMENTO N_{SPT} CORRETTO CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO A**



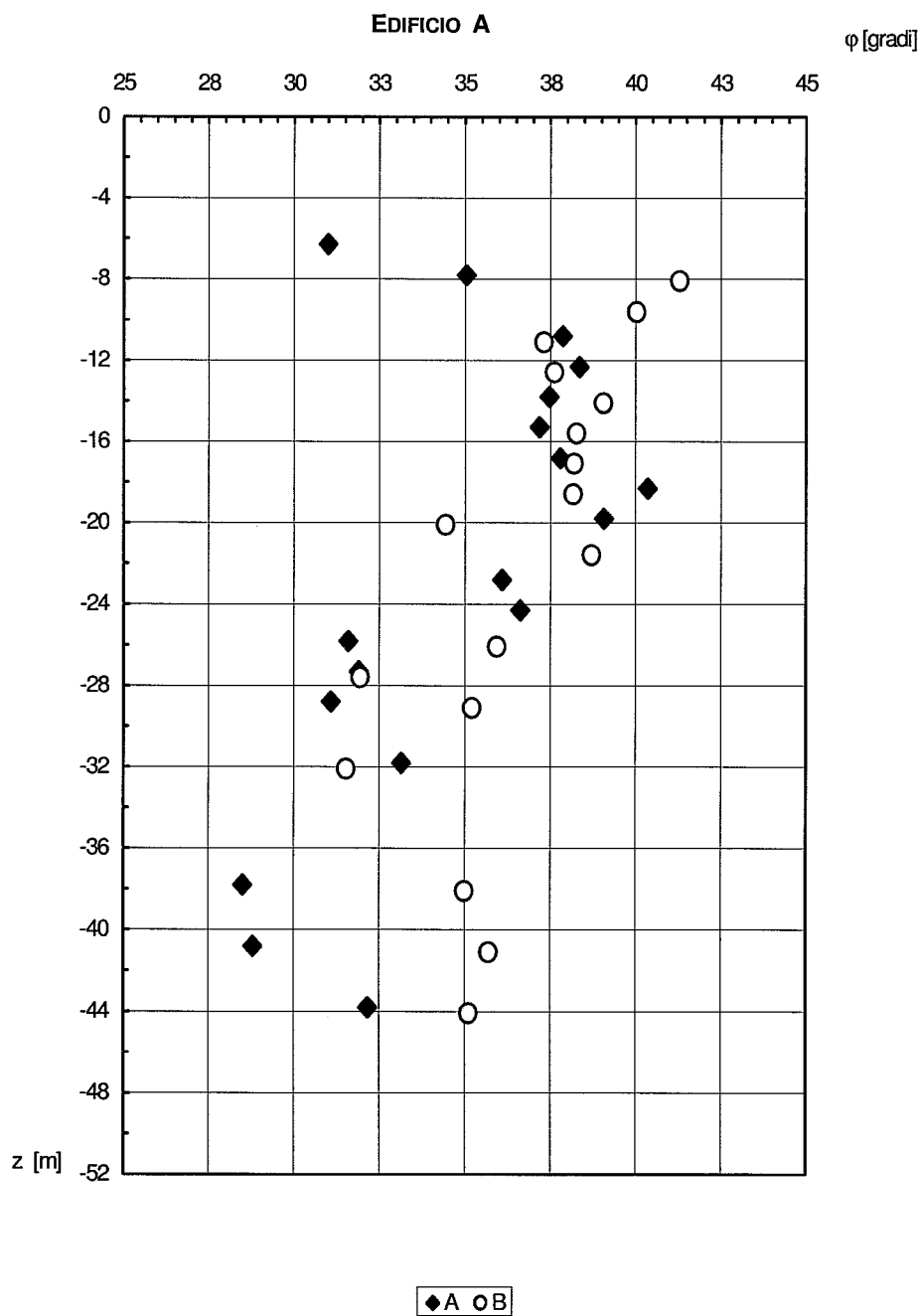
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.3 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_r CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO A**



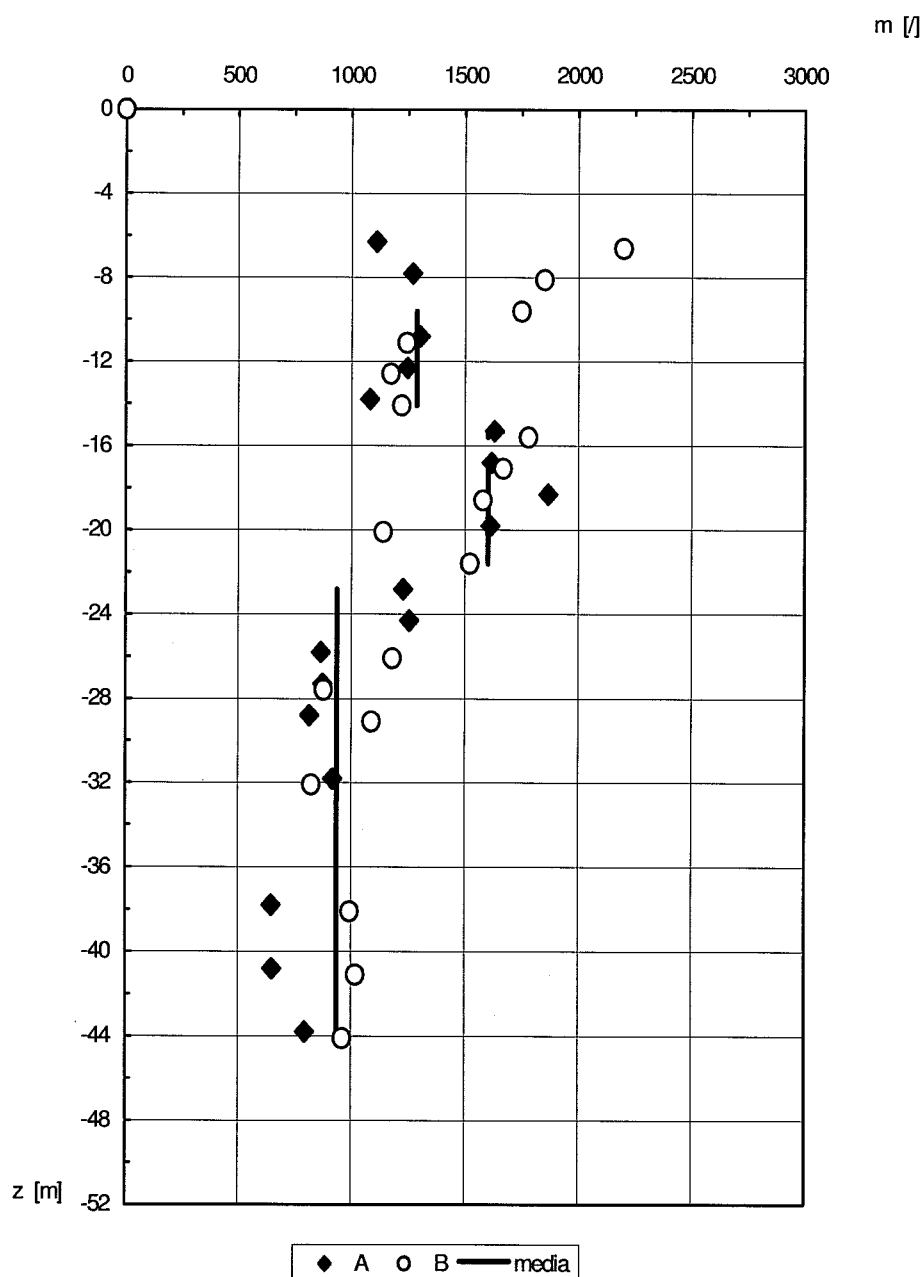
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.4 – ANDAMENTO ANGOLO ATTRITO ϕ CON LA PROFONDITÀ



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.5 - ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO m CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO A**

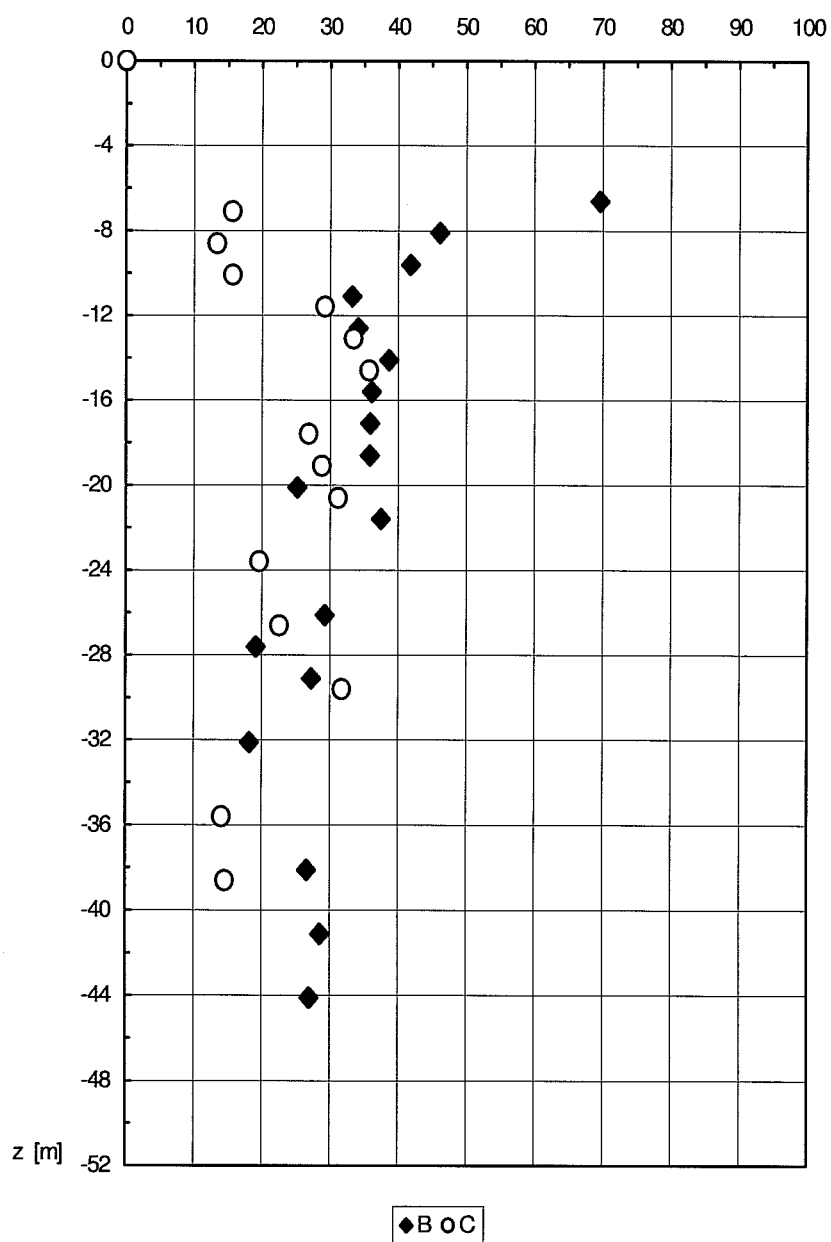


n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.6 – ANDAMENTO N_{SPT} CORRETTO CON LA PROFONDITÀ

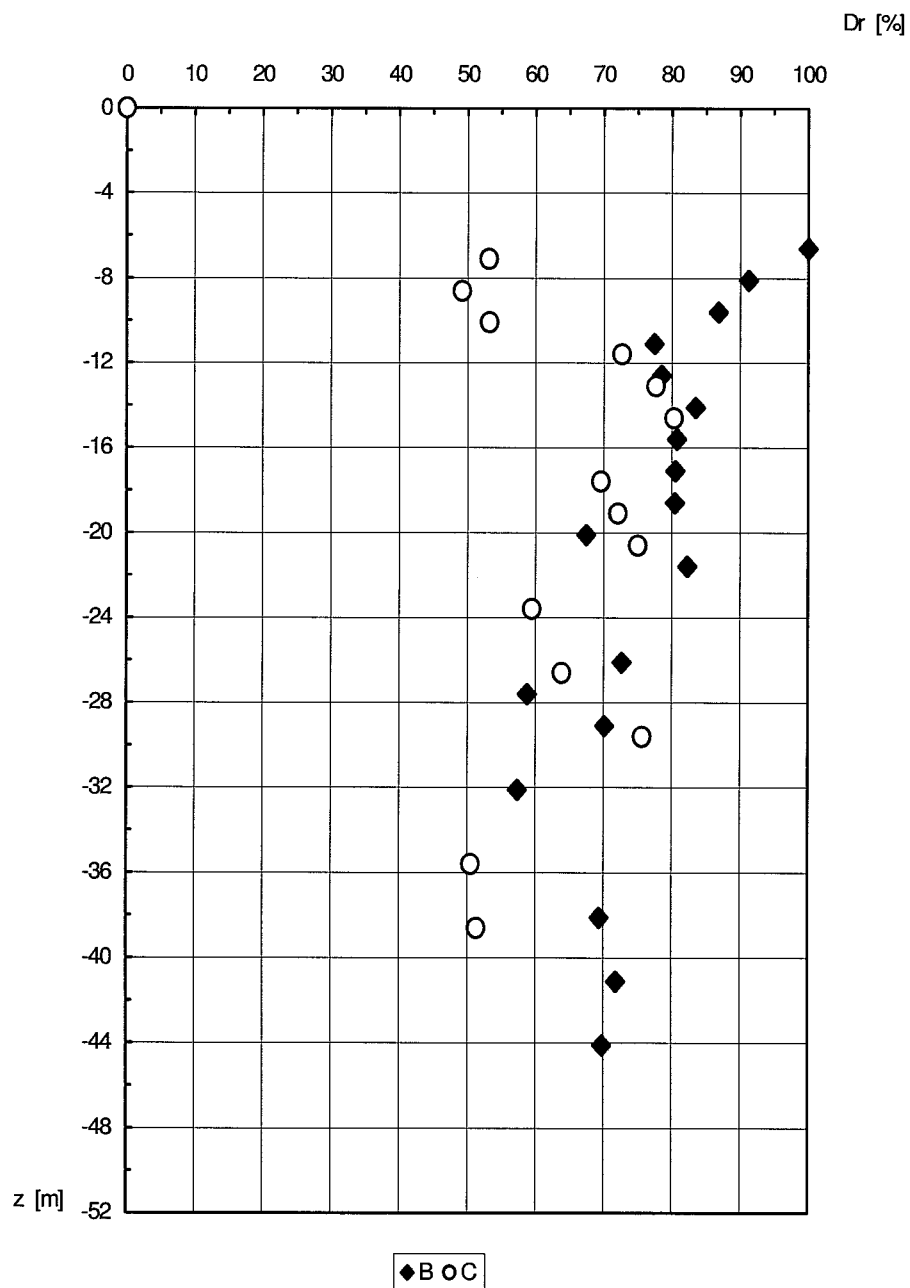
EDIFICIO B

NSPT [colpi/piede]



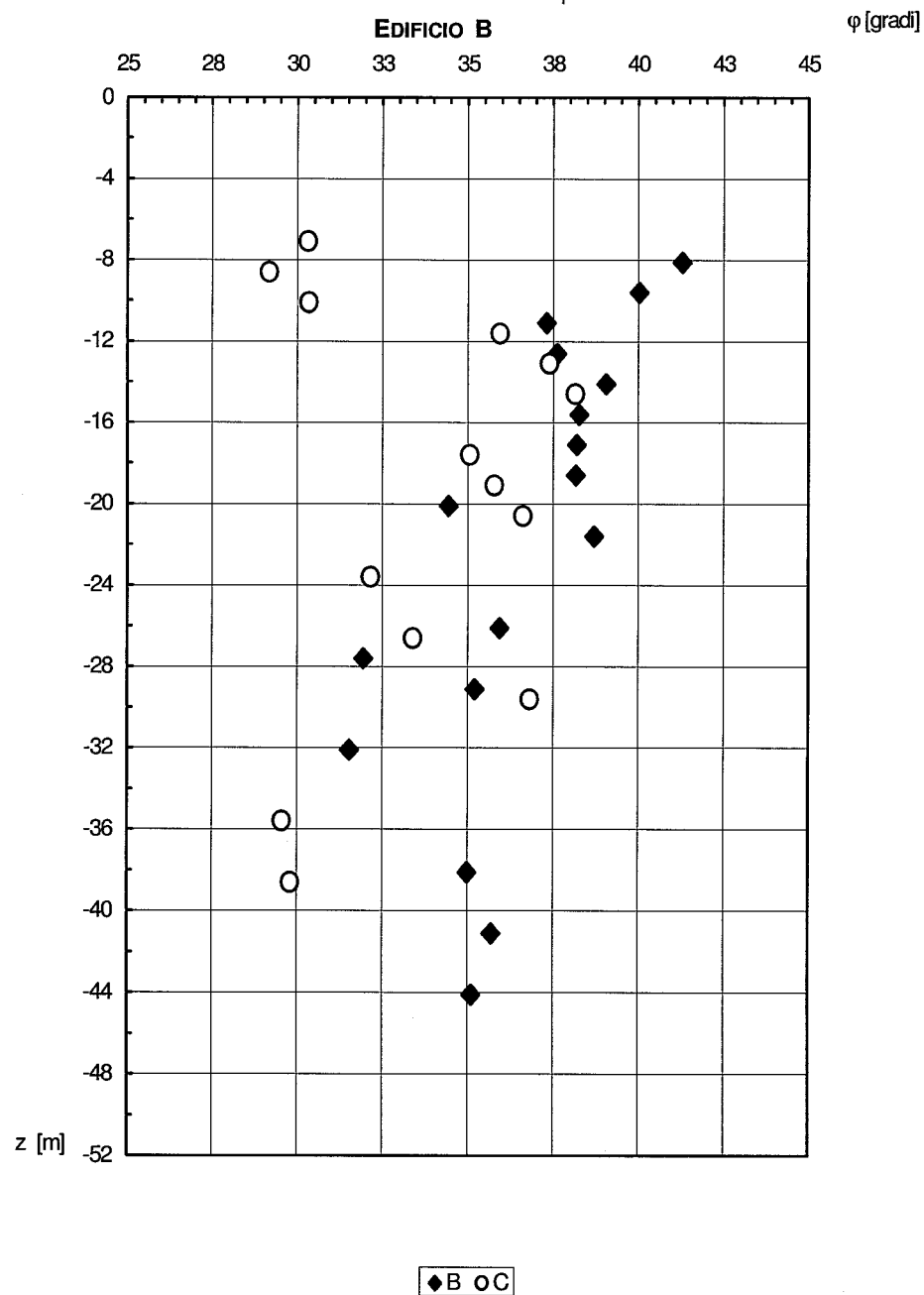
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.			File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00				041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.7 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_R CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO B**



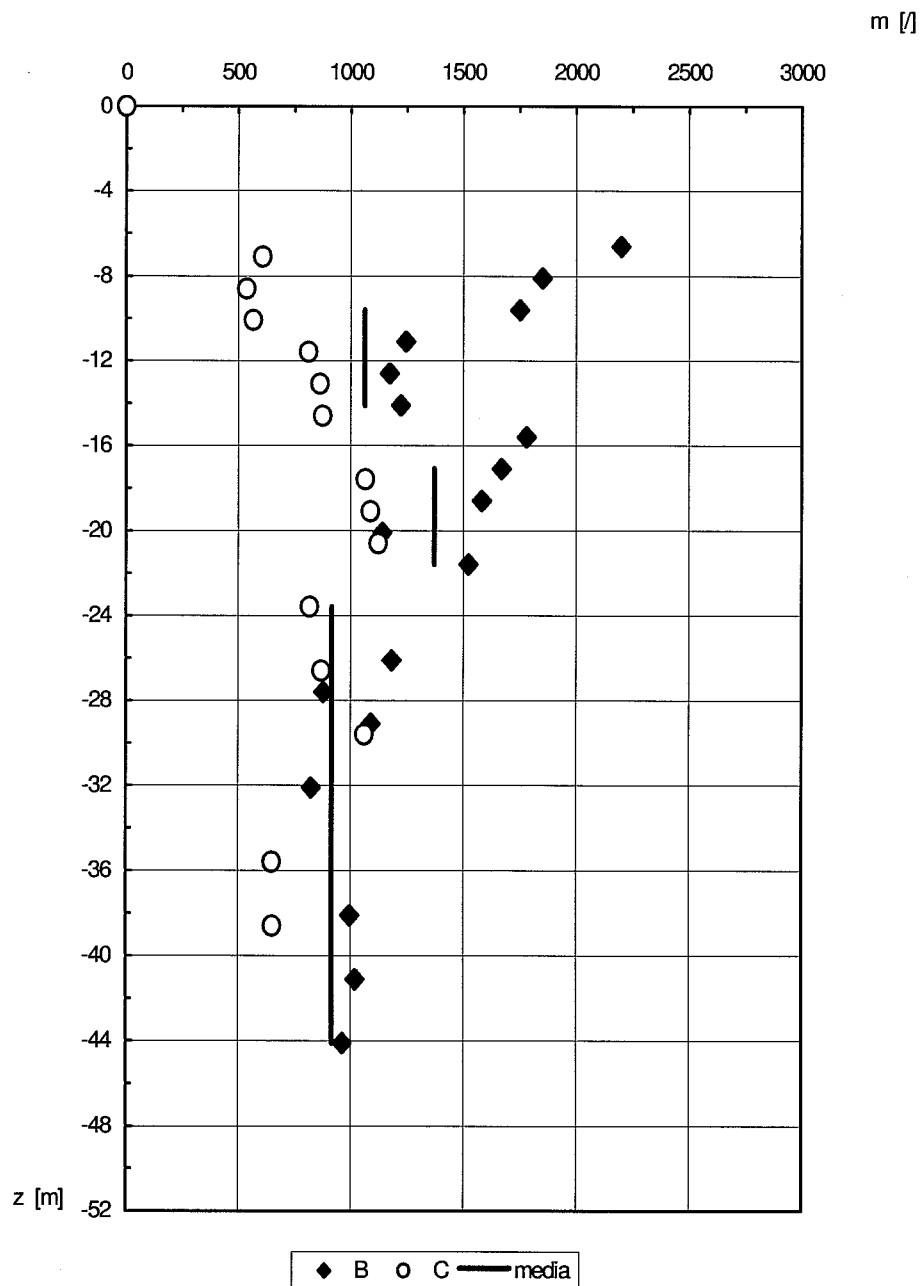
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.8 – ANDAMENTO ANGOLO ATTRITO ϕ CON LA PROFONDITÀ



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

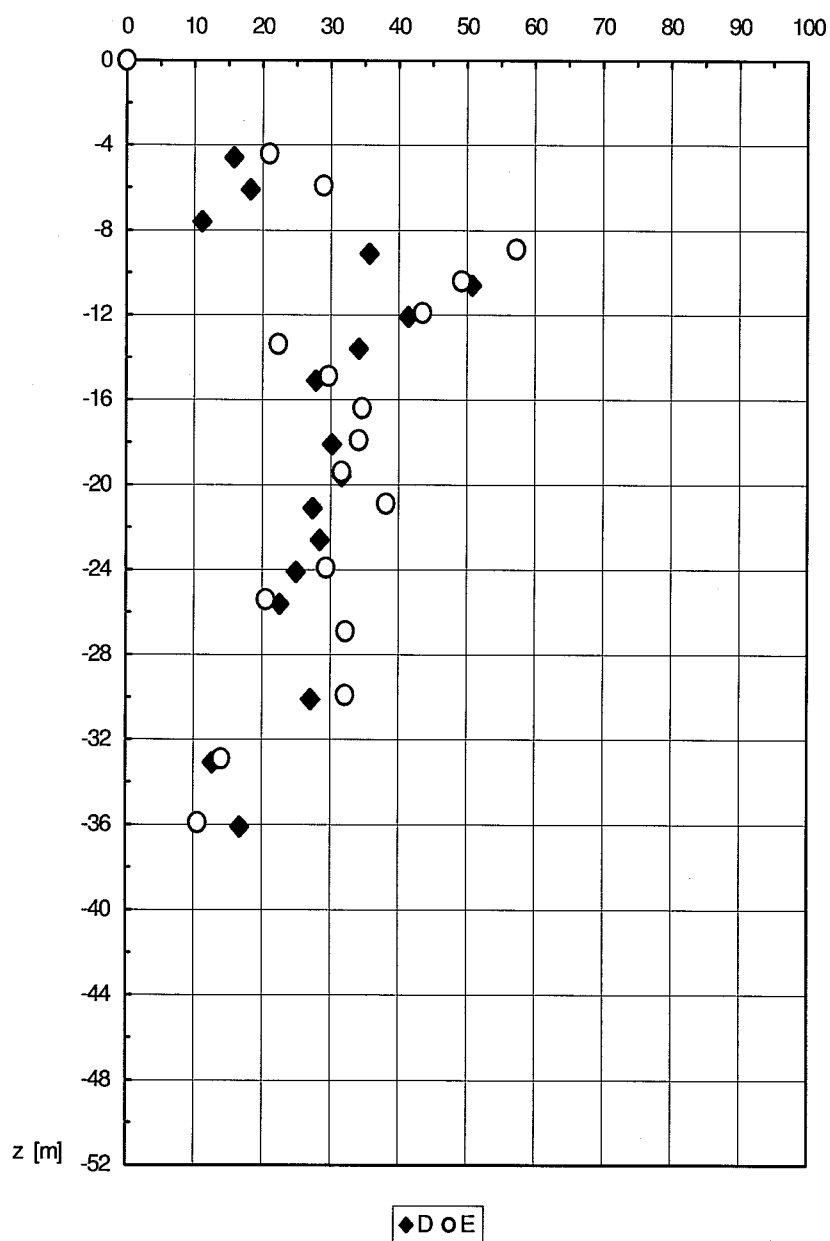
**FIGURA 2.9 - ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO m CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO B**



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.10 – ANDAMENTO N_{SPT} CORRETTO CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO C**

NSPT [colpi/piede]

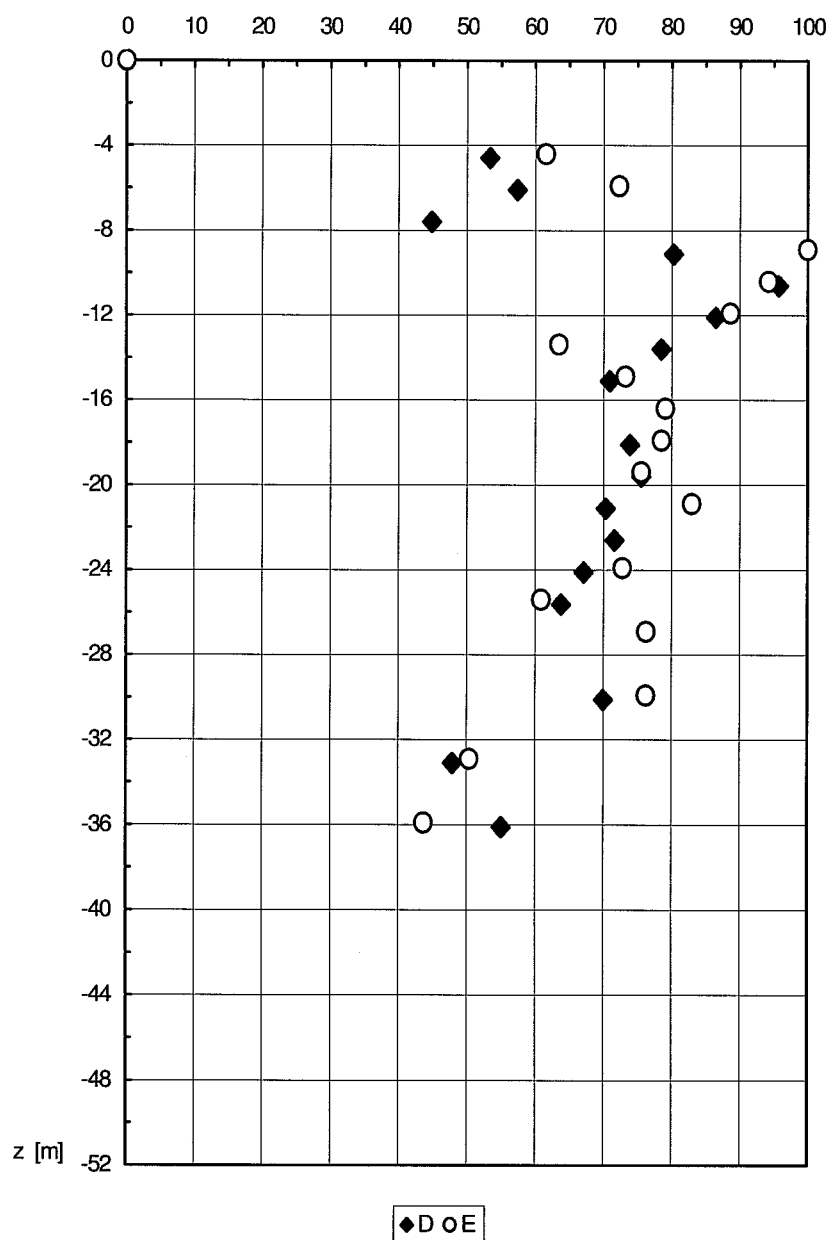


n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.			File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00				041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.11 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_r CON LA PROFONDITÀ

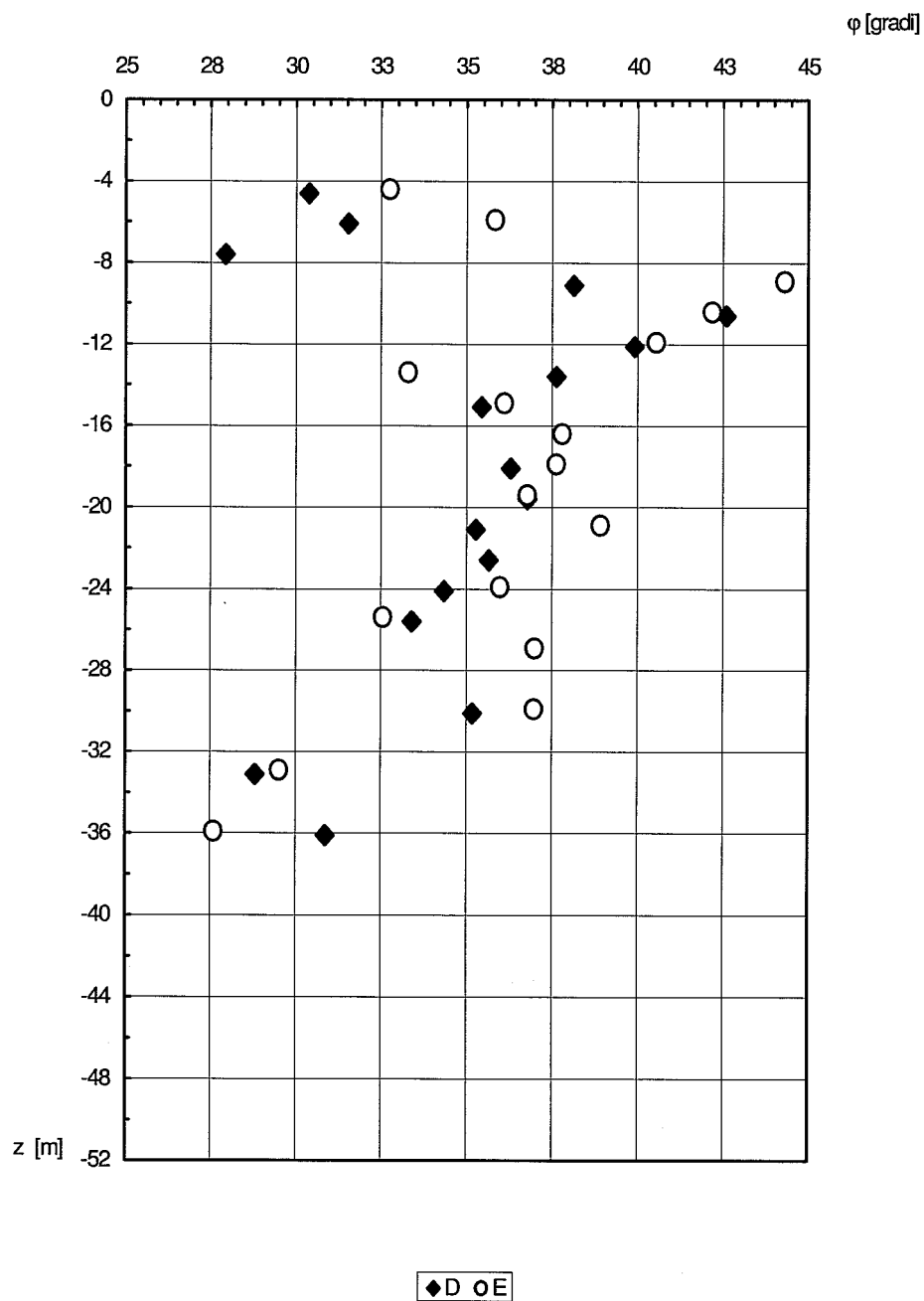
EDIFICIO C

D_r [%]



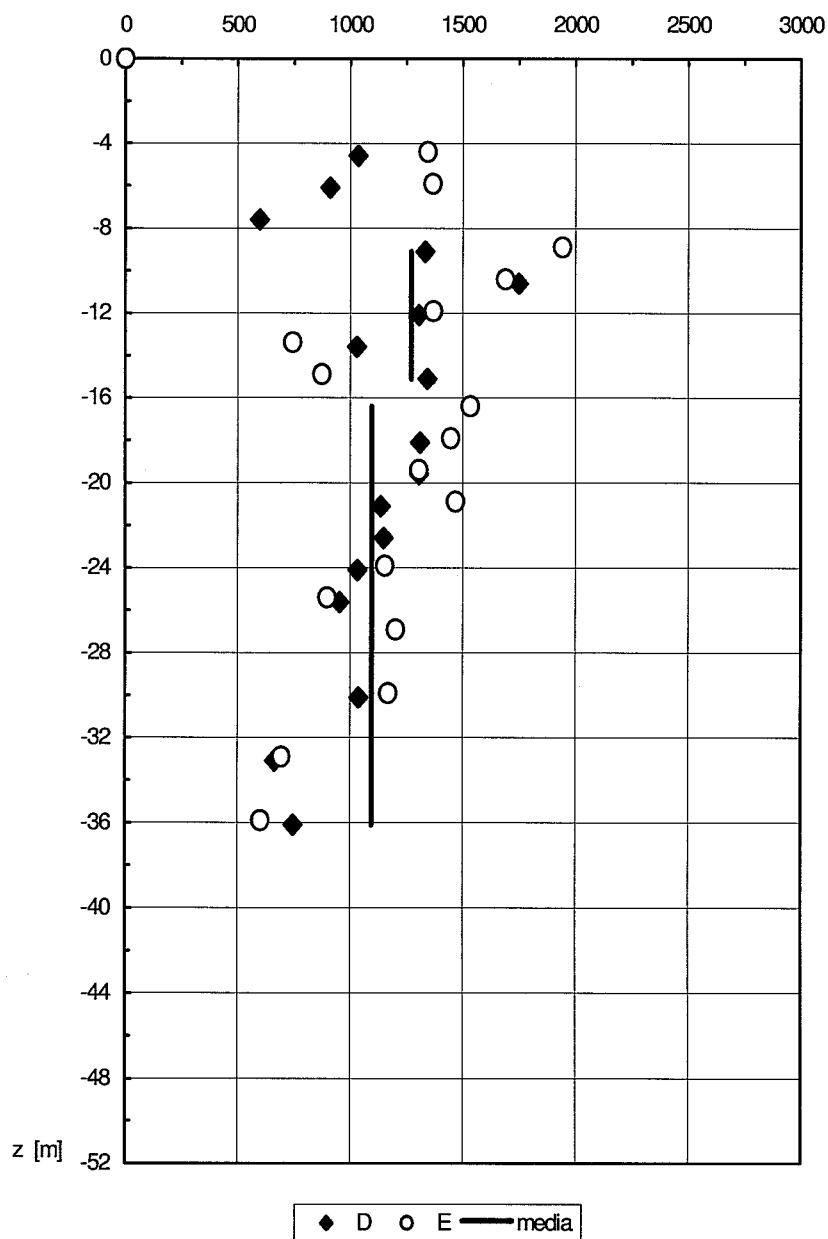
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.12 – ANDAMENTO ANGOLO ATTRITO ϕ CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO C



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.13 - ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO m CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO C m [']



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.14 – ANDAMENTO N_{SPT} CORRETTO CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E1

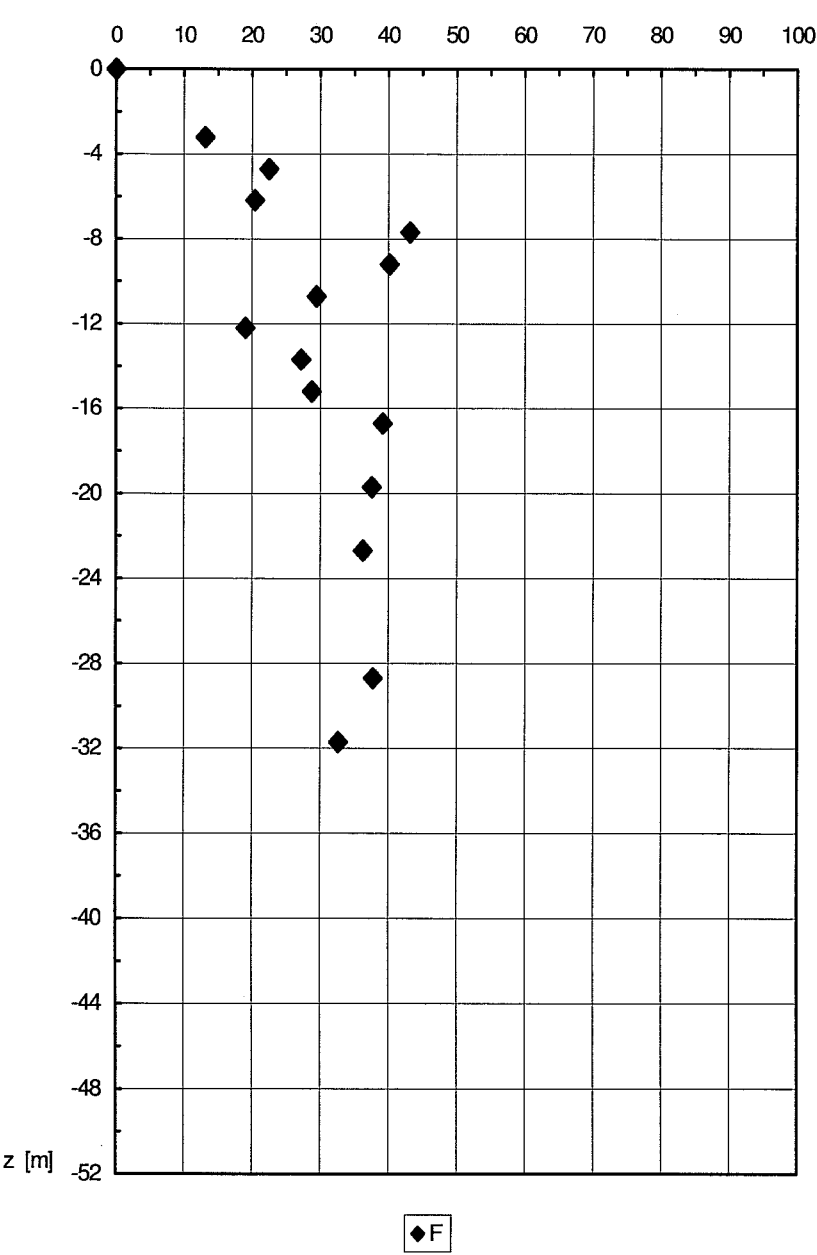
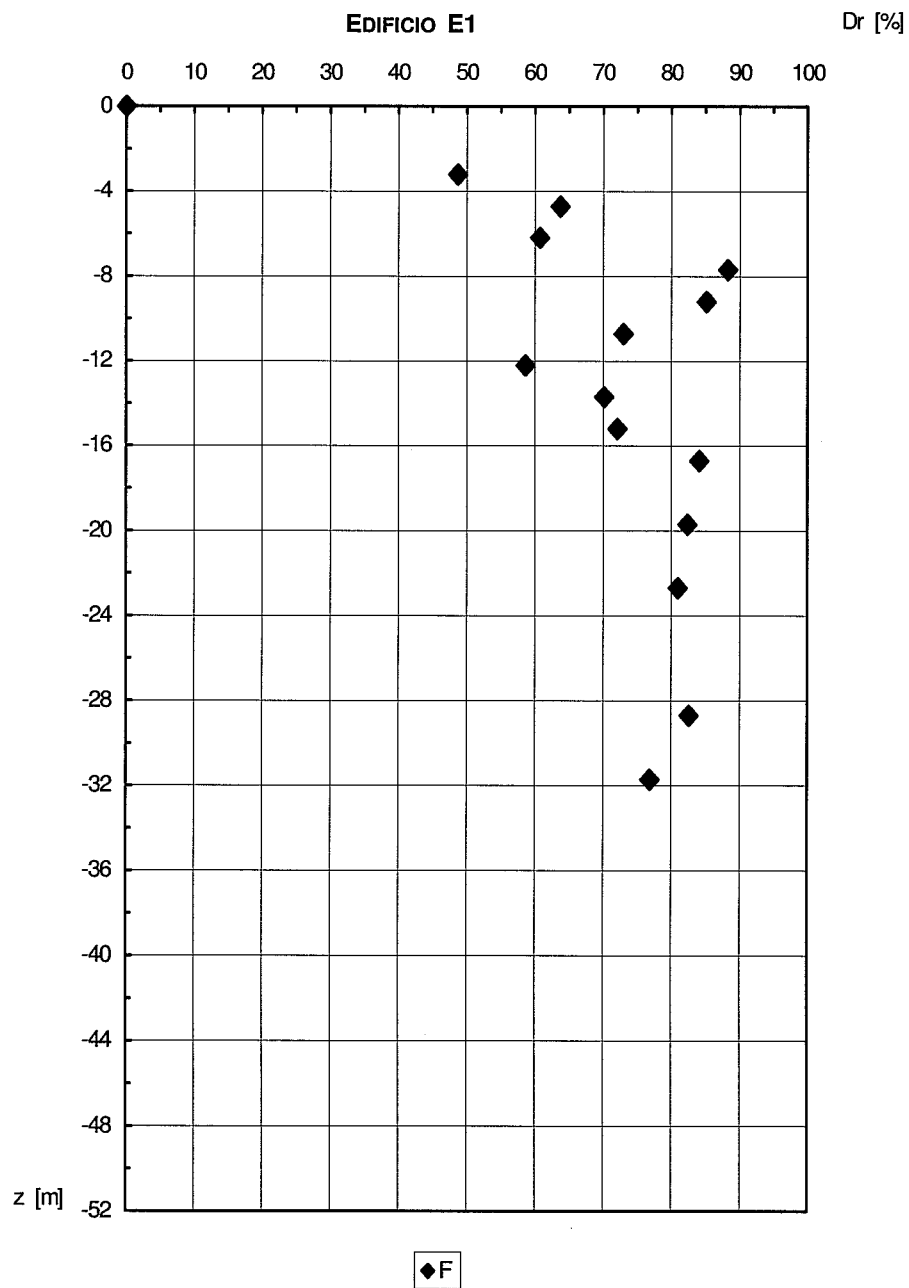
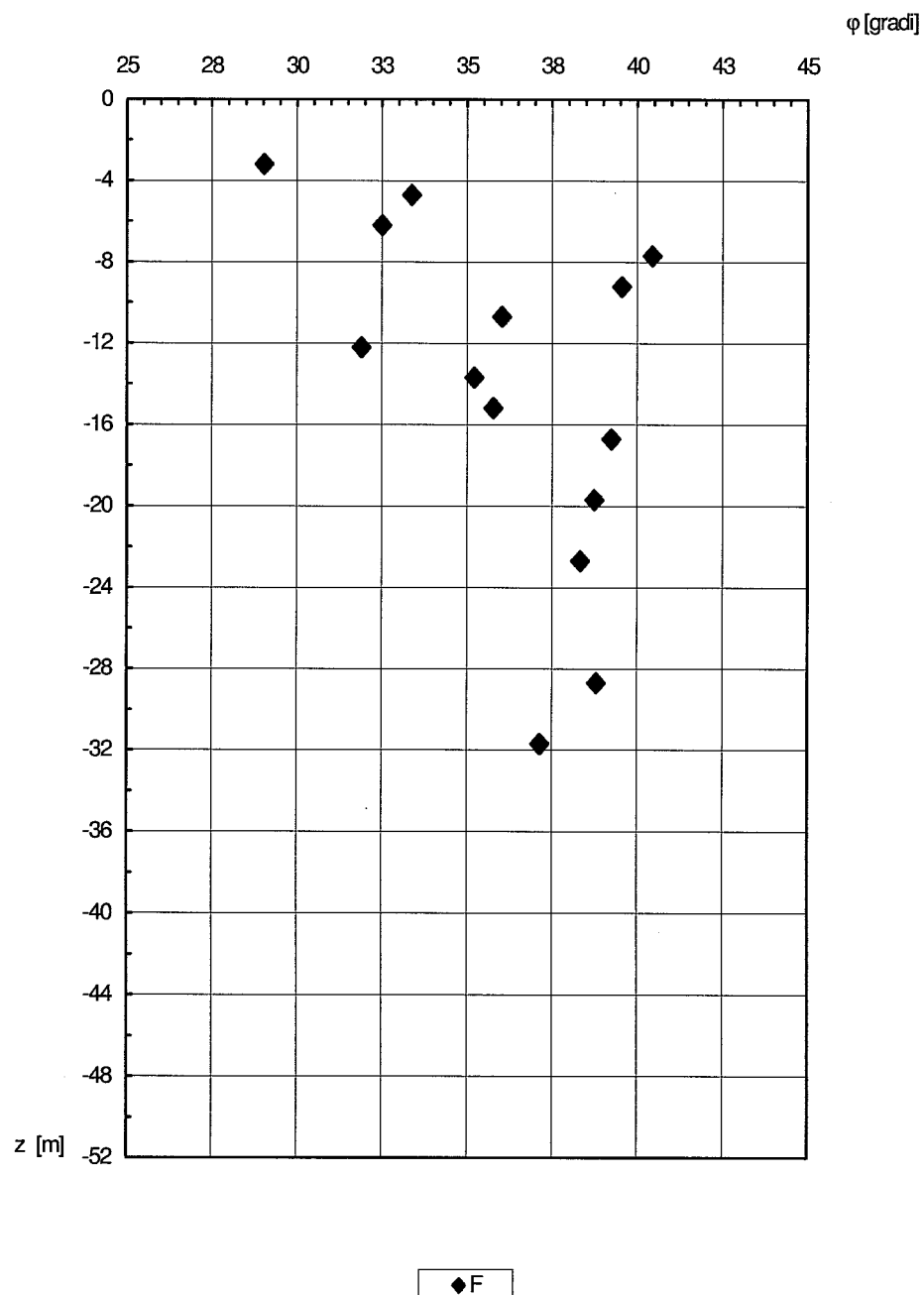


FIGURA 2.15 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_r CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E1



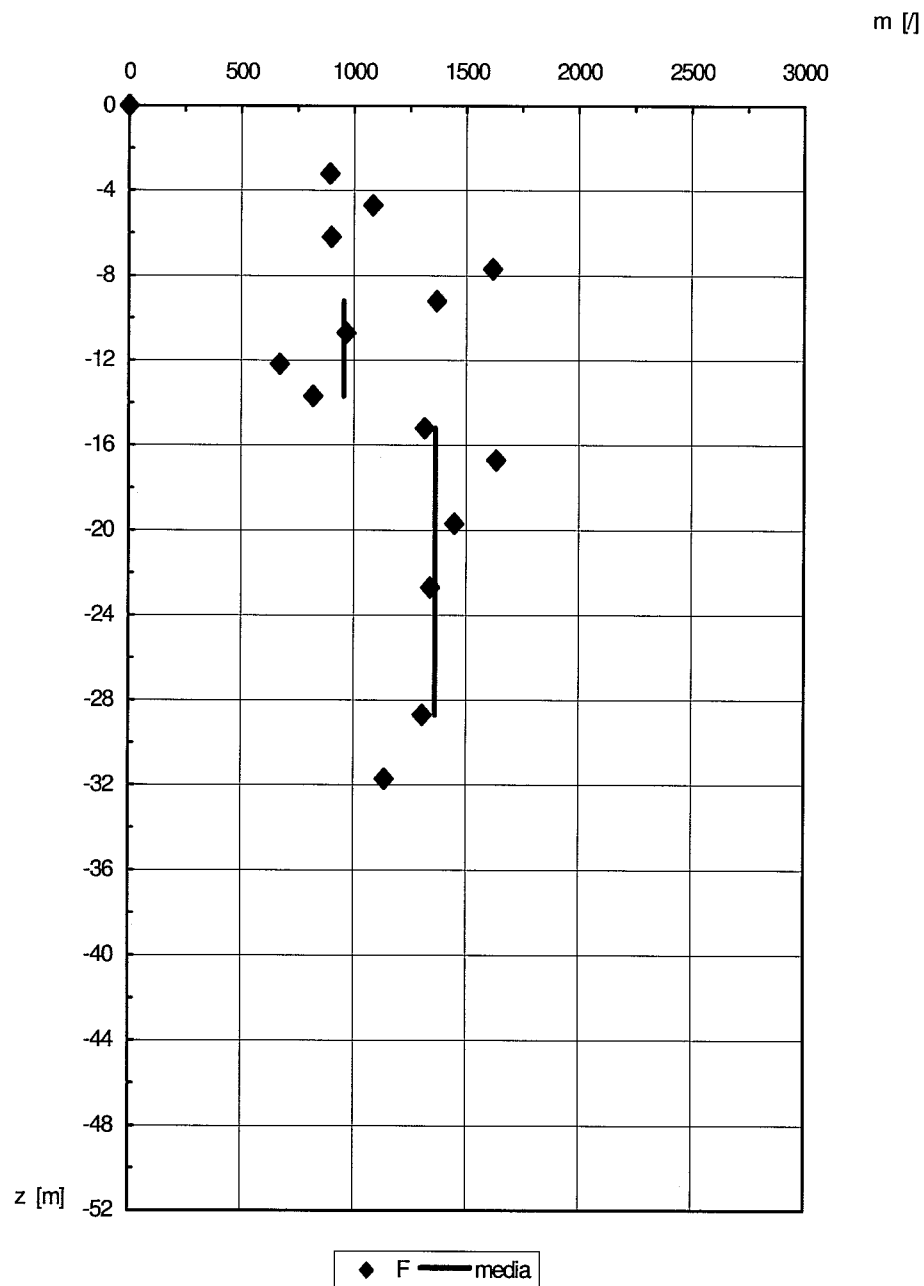
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.16 – ANDAMENTO ANGOLO ATTRITO ϕ CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E1**



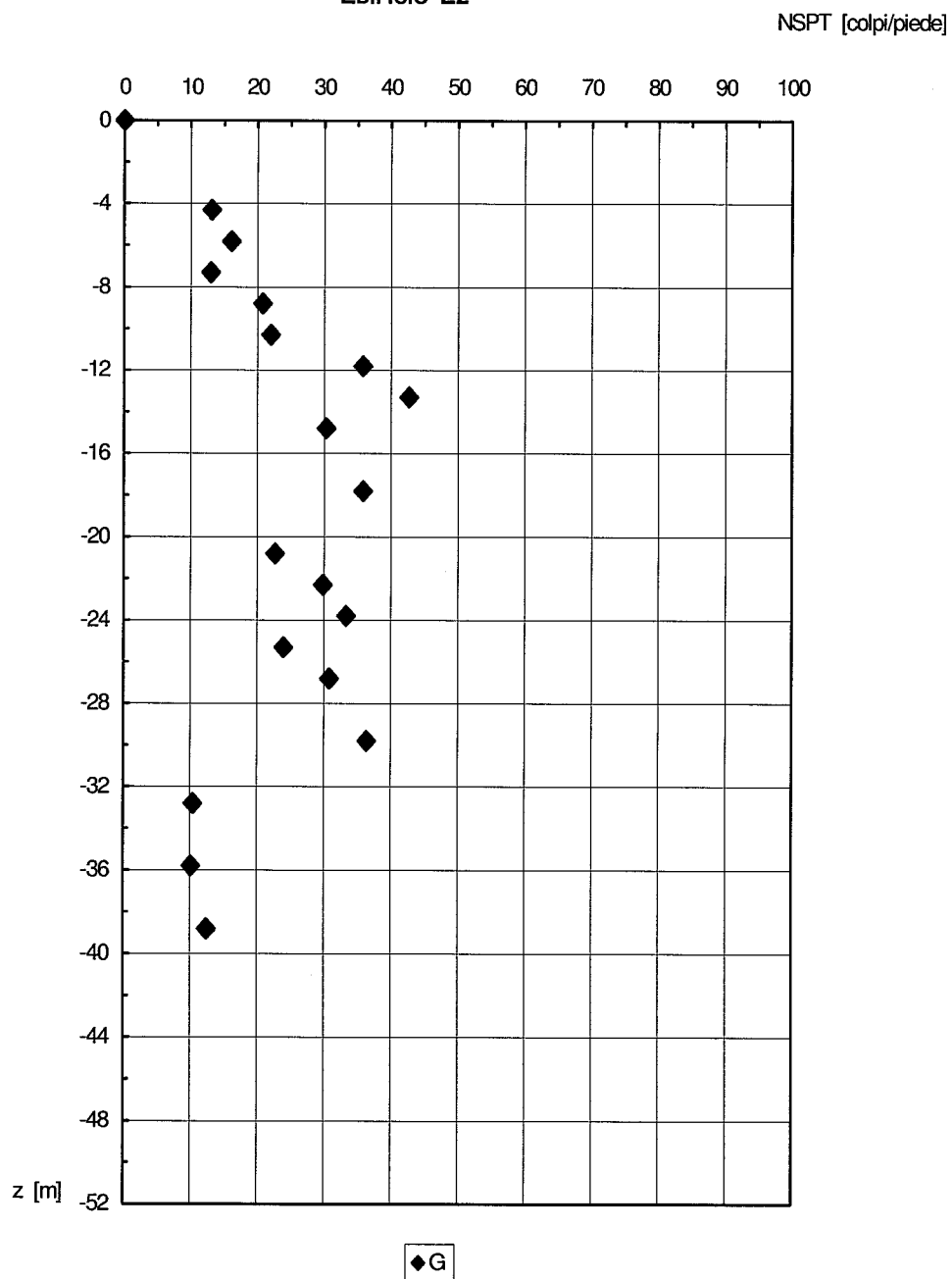
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.17 - ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO m CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E1**



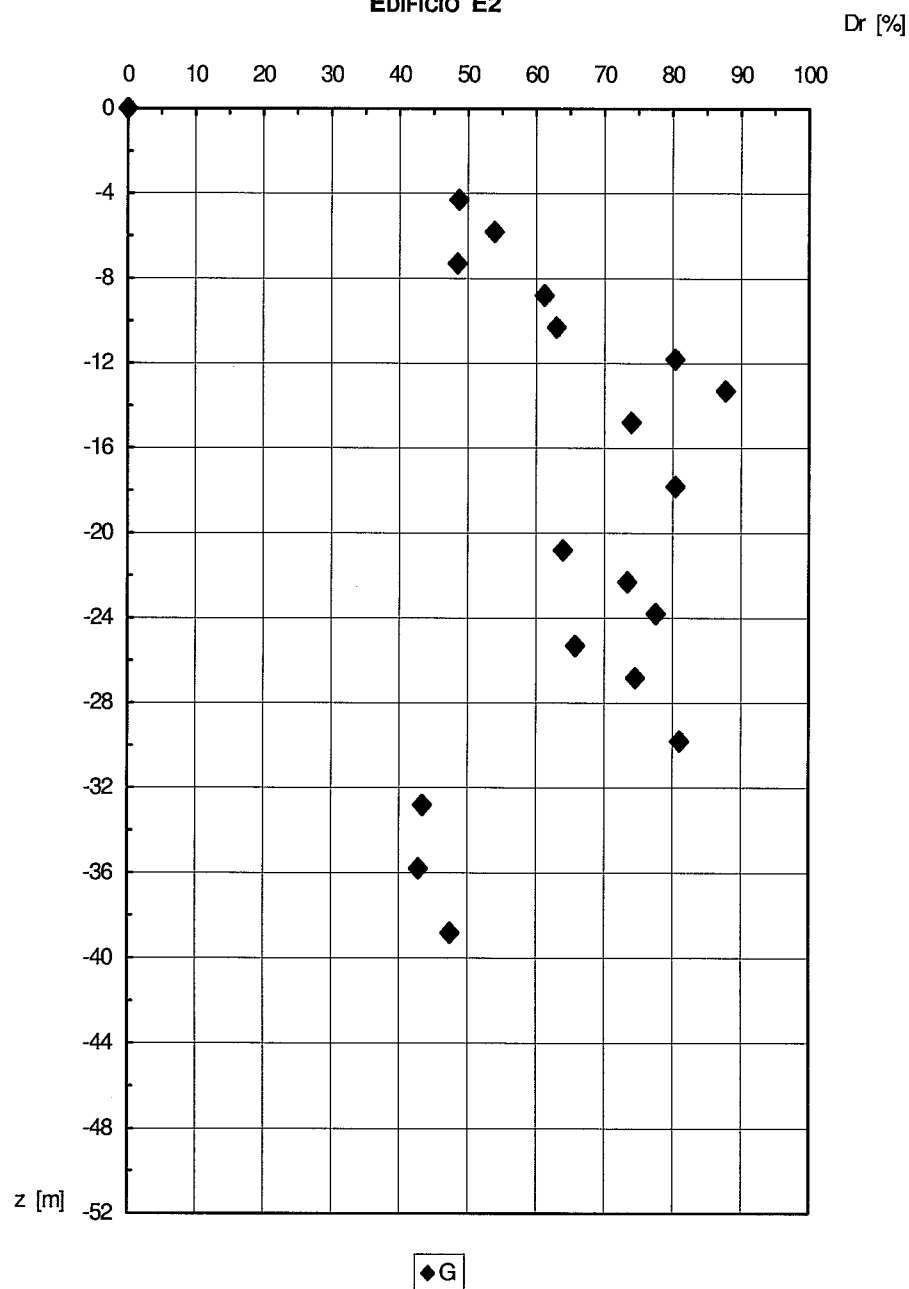
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.18 – ANDAMENTO N_{SPT} CORRETTO CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E2**



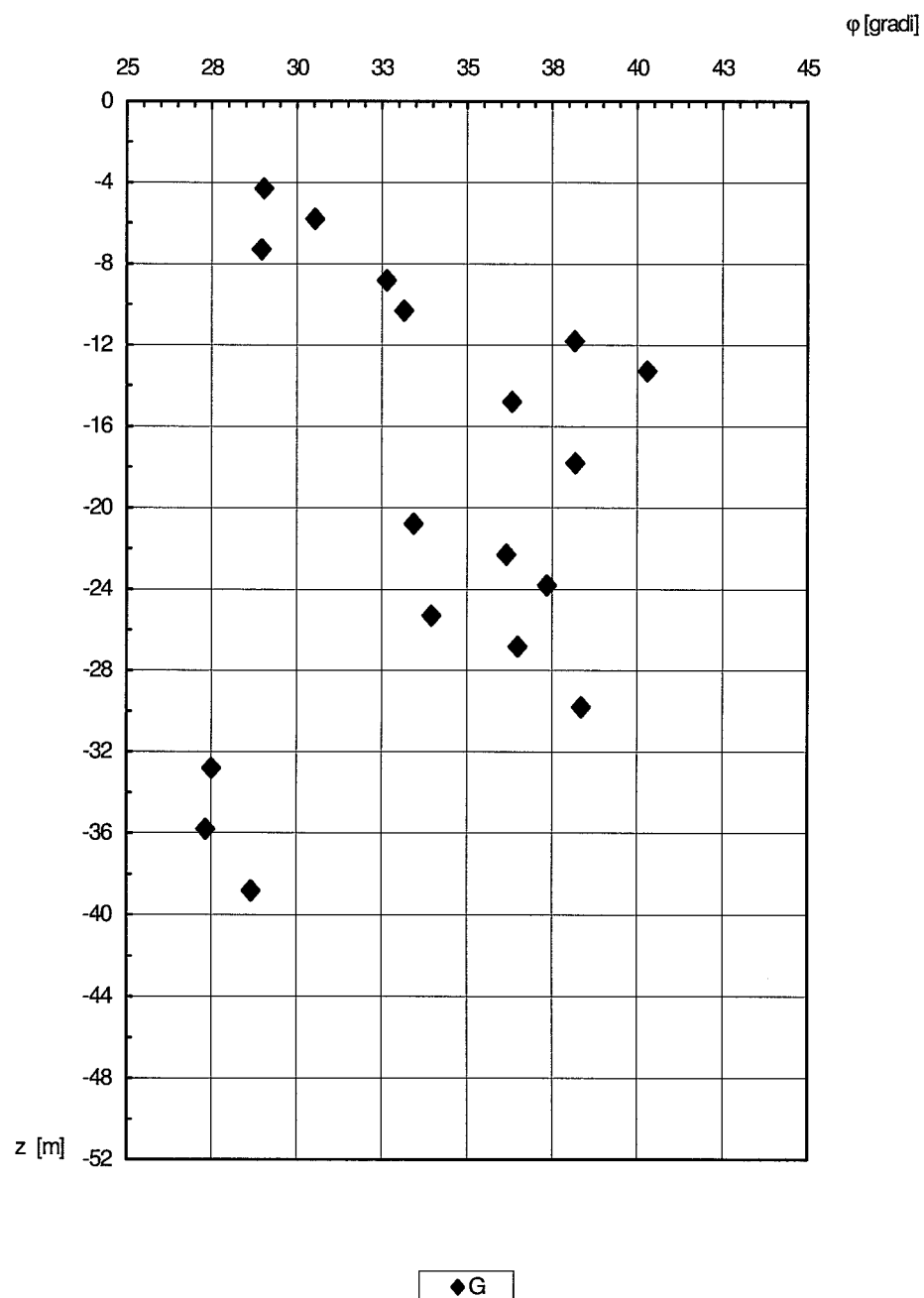
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.19 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_r CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E2



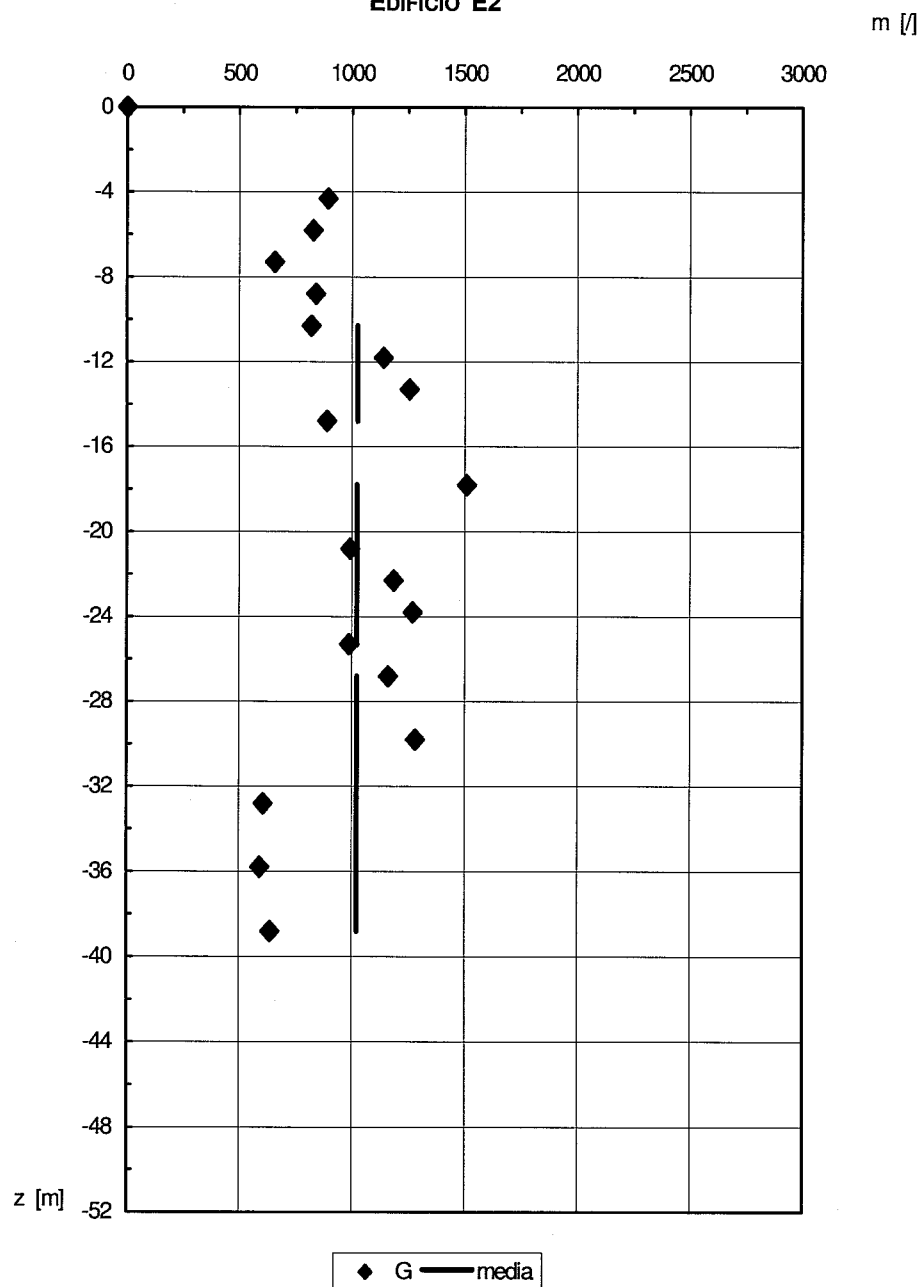
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.20 – ANDAMENTO ANGOLO ATTRITO ϕ CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E2**



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.21 - ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO m CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E2

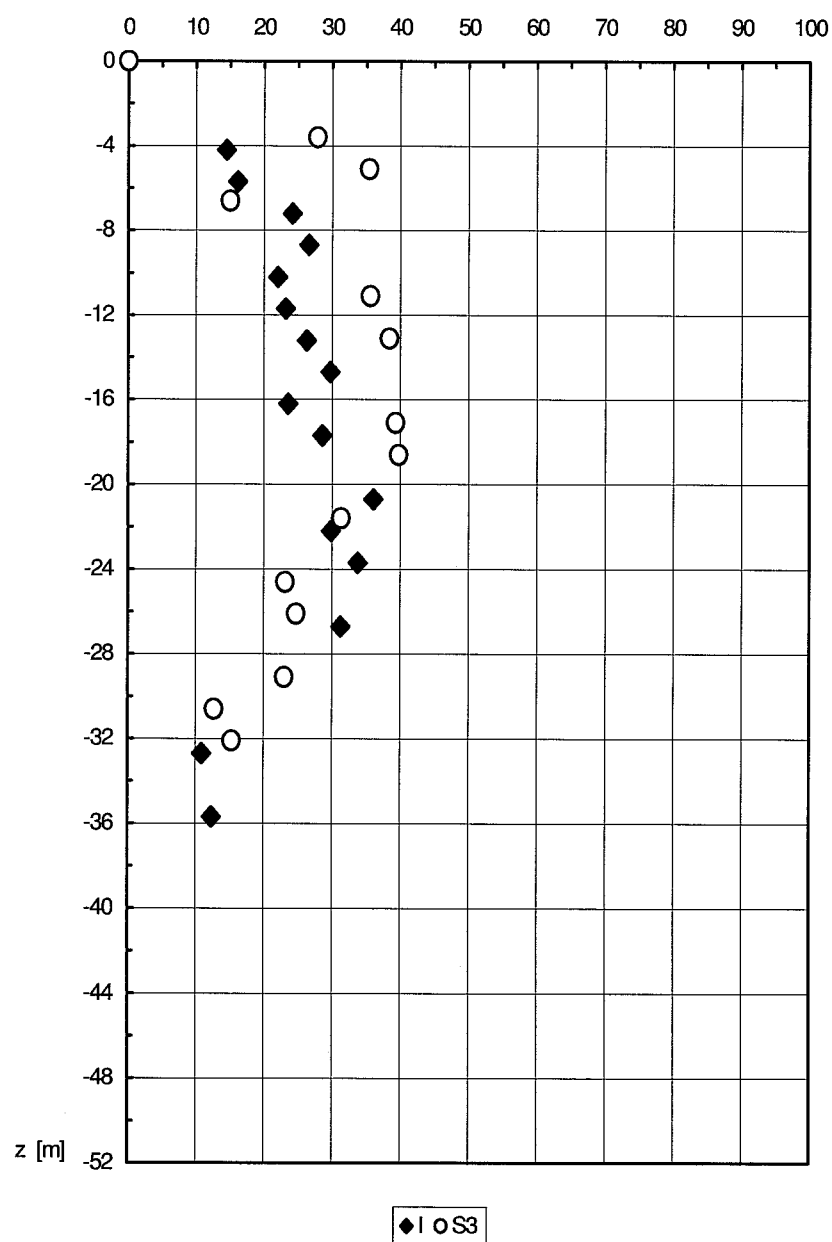


n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.			
L041-06	Relazione	00	File	Data	Pagina	
			041-06R7FT	22/01/2007	/	

FIGURA 2.22 – ANDAMENTO N_{SPT} CORRETTO CON LA PROFONDITÀ

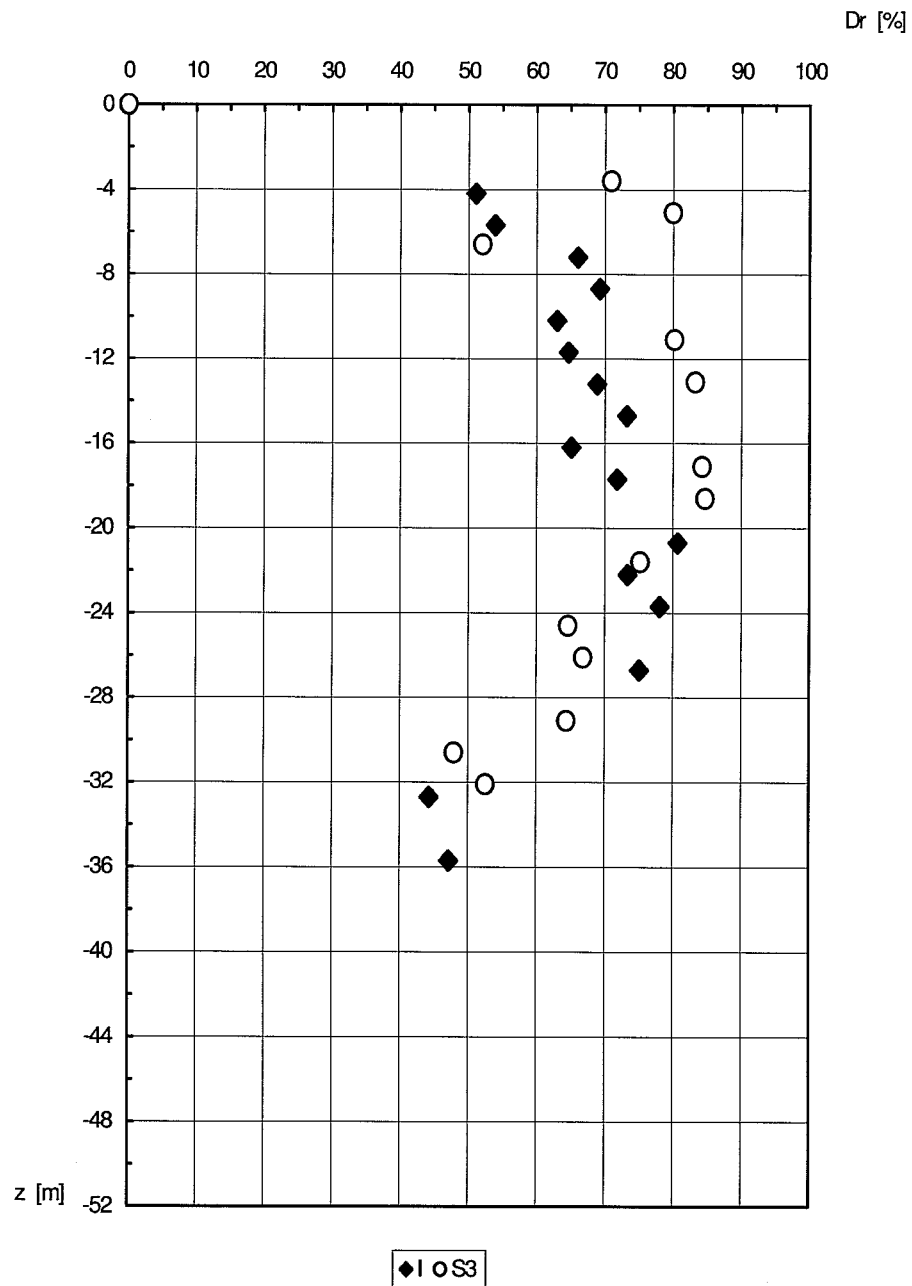
EDIFICIO E3

NSPT [colpi/piede]



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.23 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_r CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E3**

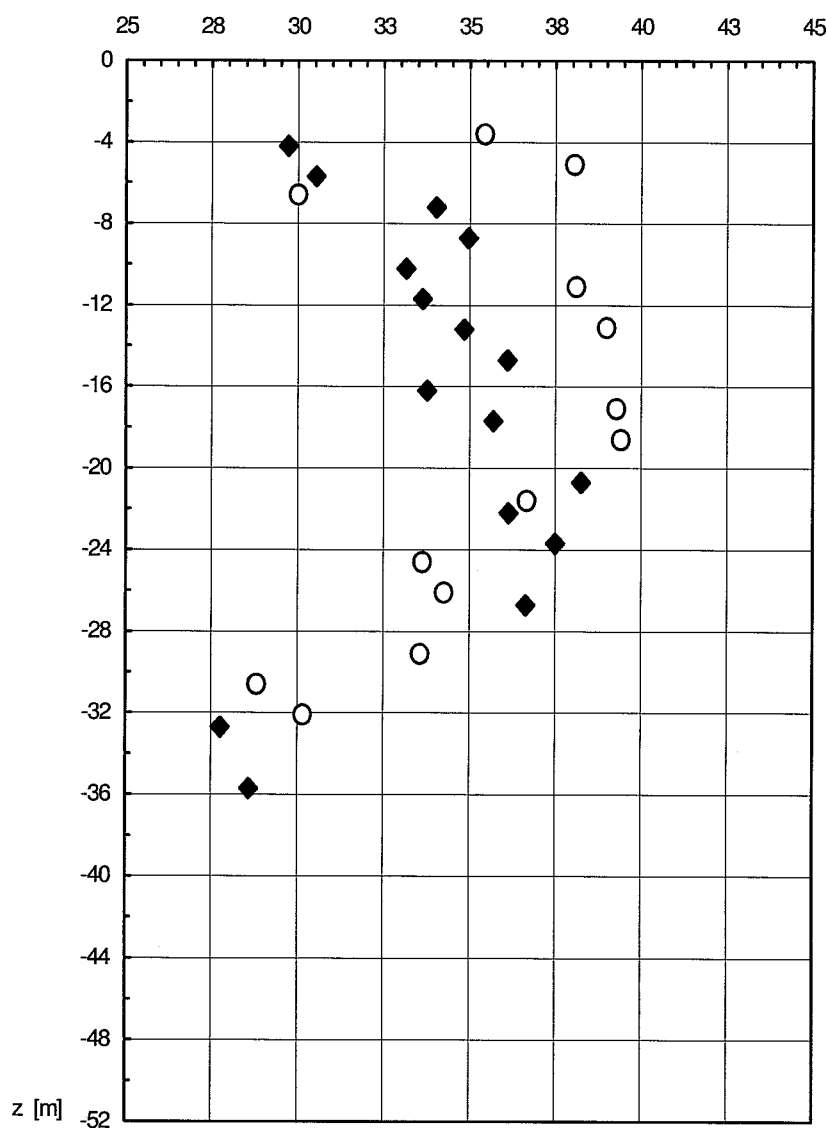


n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.			
L041-06	Relazione	00	File	Data	Pagina	
			041-06R7FT	22/01/2007	/	

FIGURA 2.24 – ANDAMENTO ANGOLO ATTRITO ϕ CON LA PROFONDITÀ

EDIFICIO E3

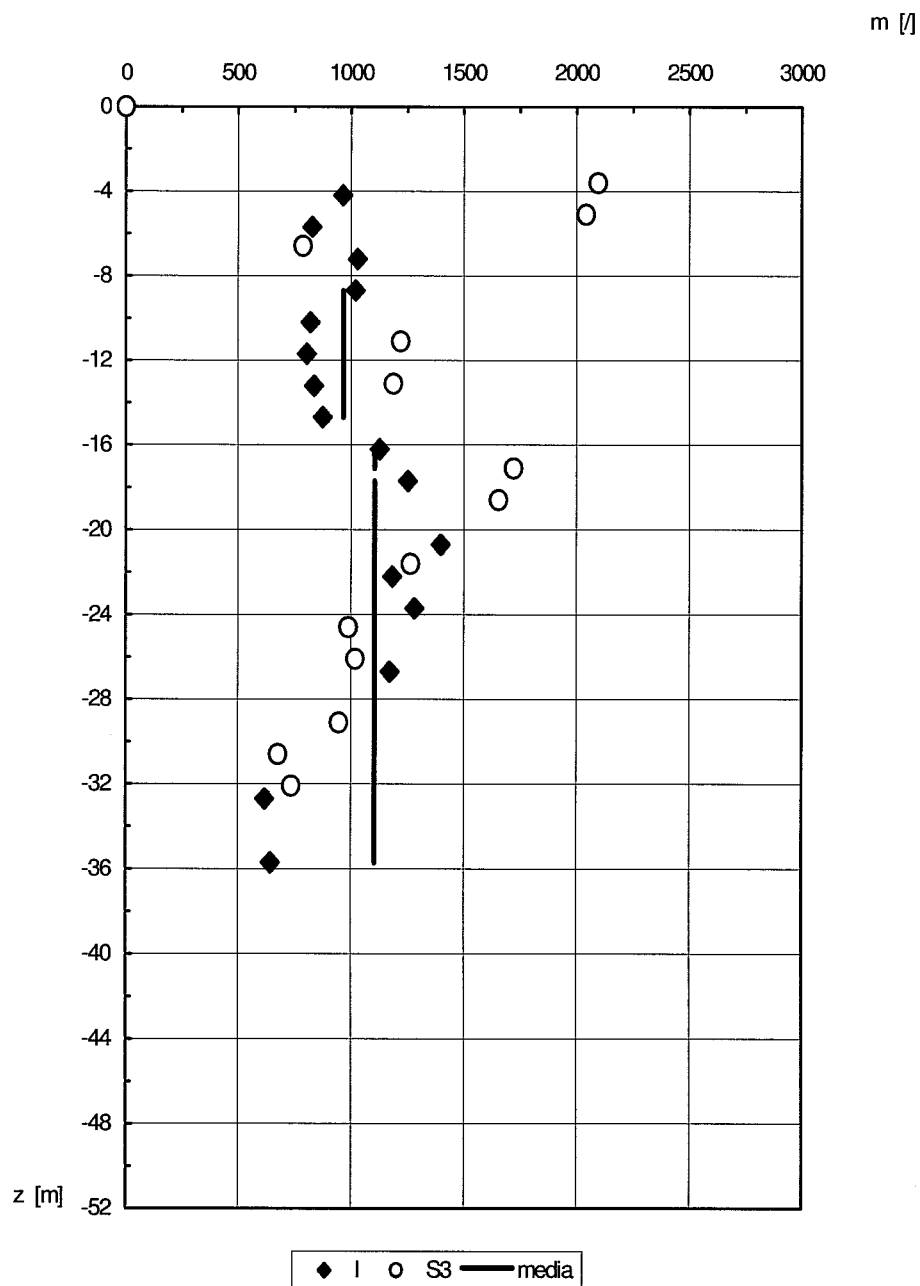
ϕ [gradi]



◆ I ○ S3

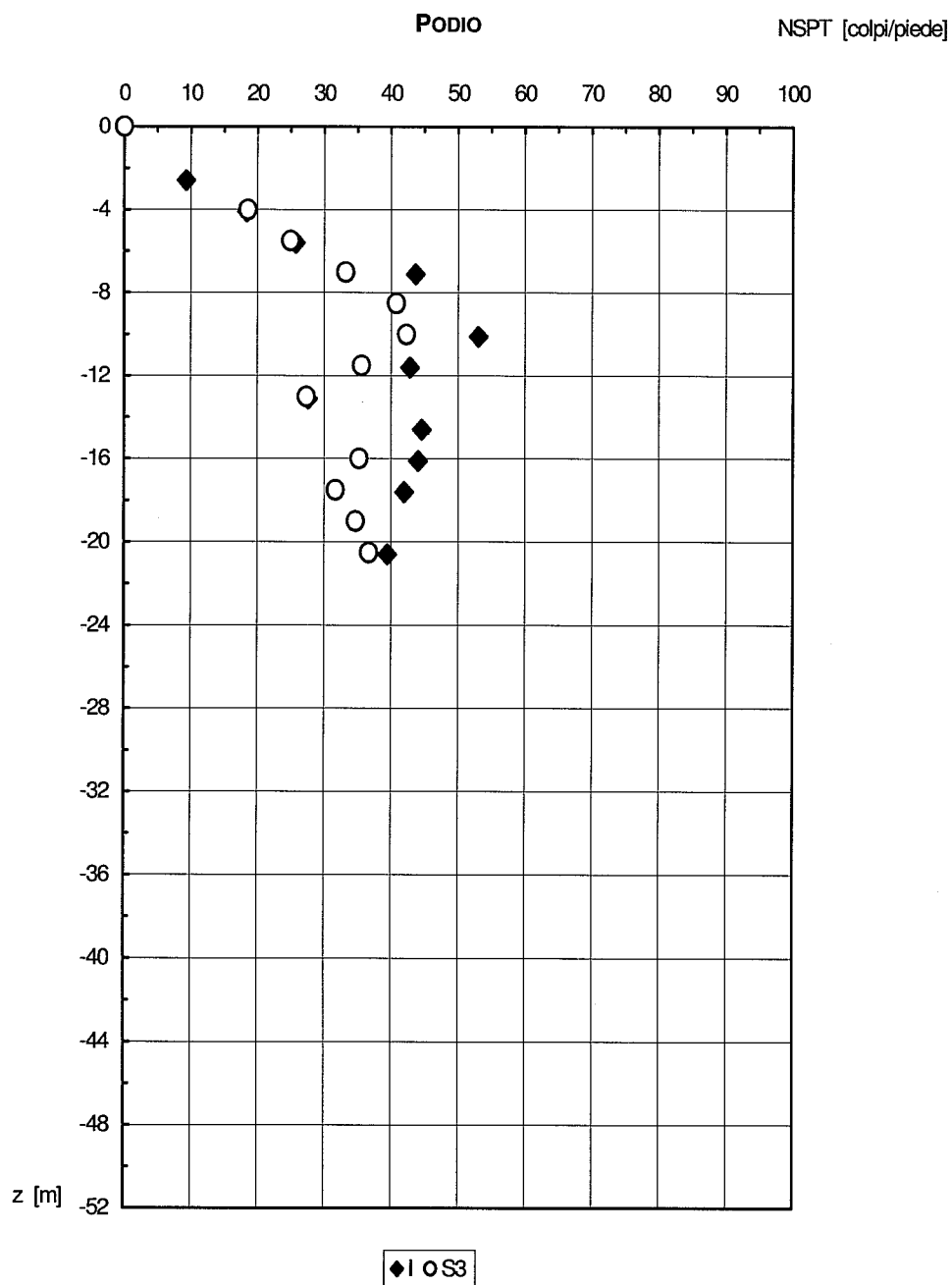
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.25 - ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO m CON LA PROFONDITÀ
EDIFICIO E3**



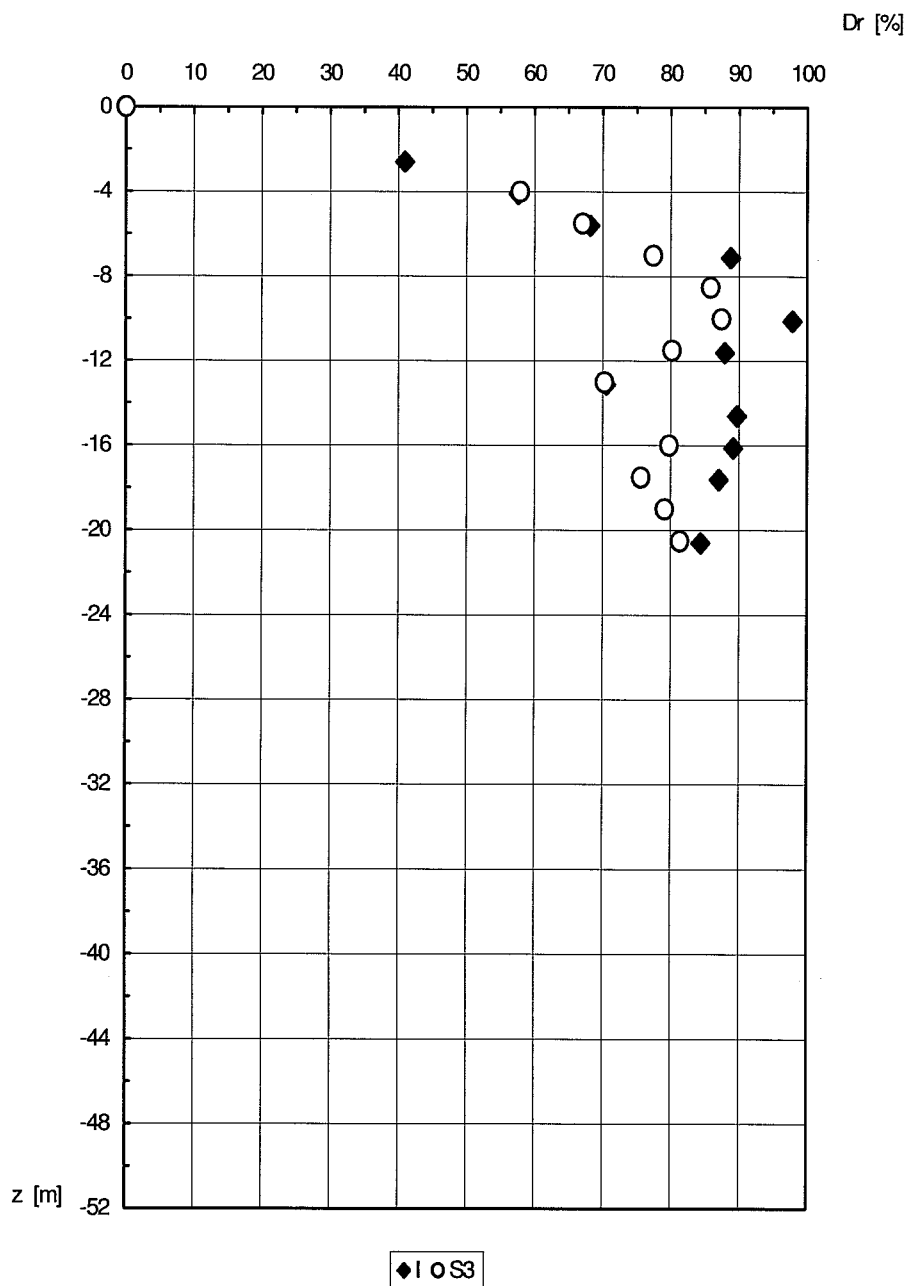
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.26 – ANDAMENTO N_{SPT} CORRETTO CON LA PROFONDITÀ



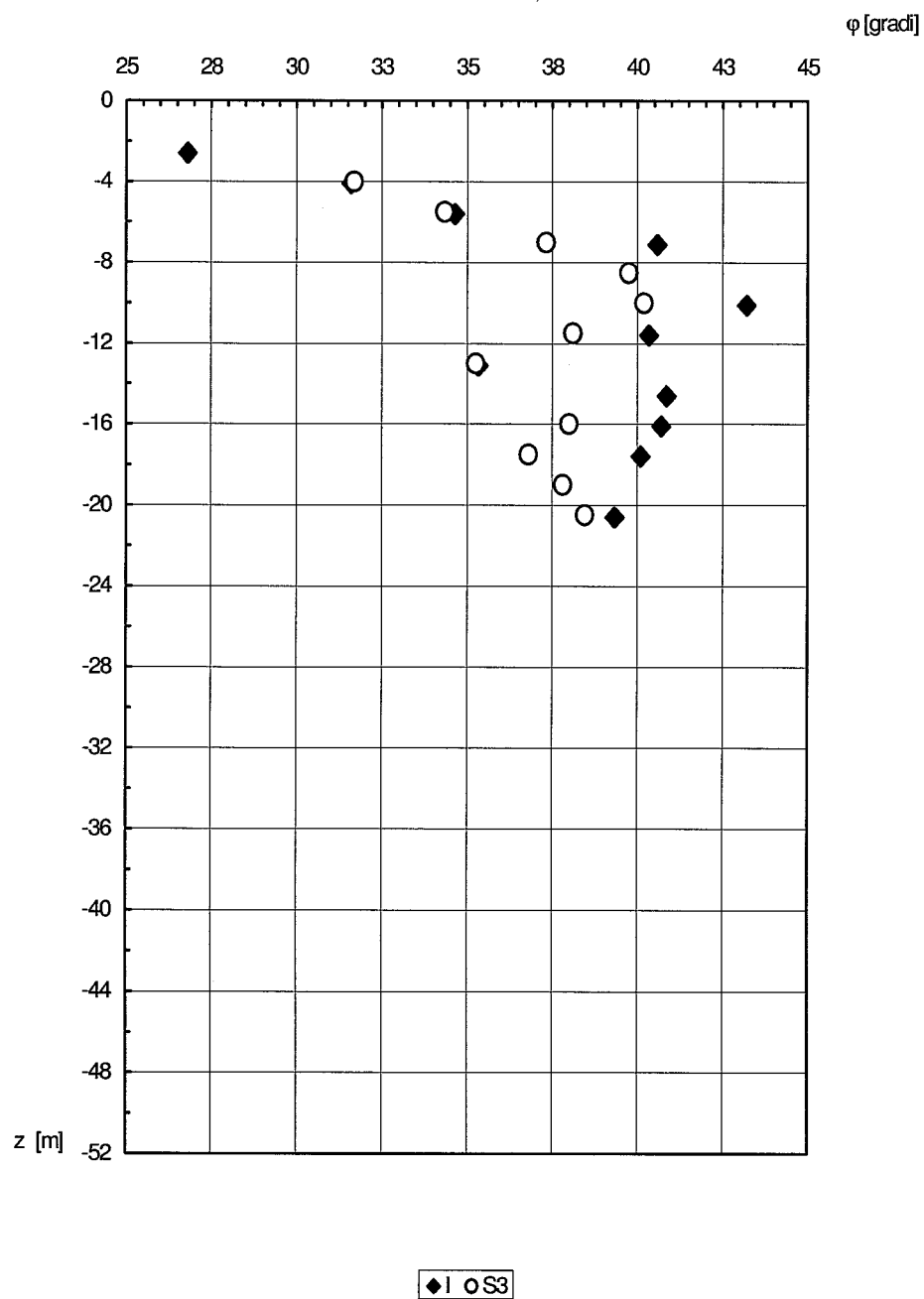
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.		File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00			041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.27 – ANDAMENTO DENSITÀ RELATIVA D_R CON LA PROFONDITÀ
 PODIO**



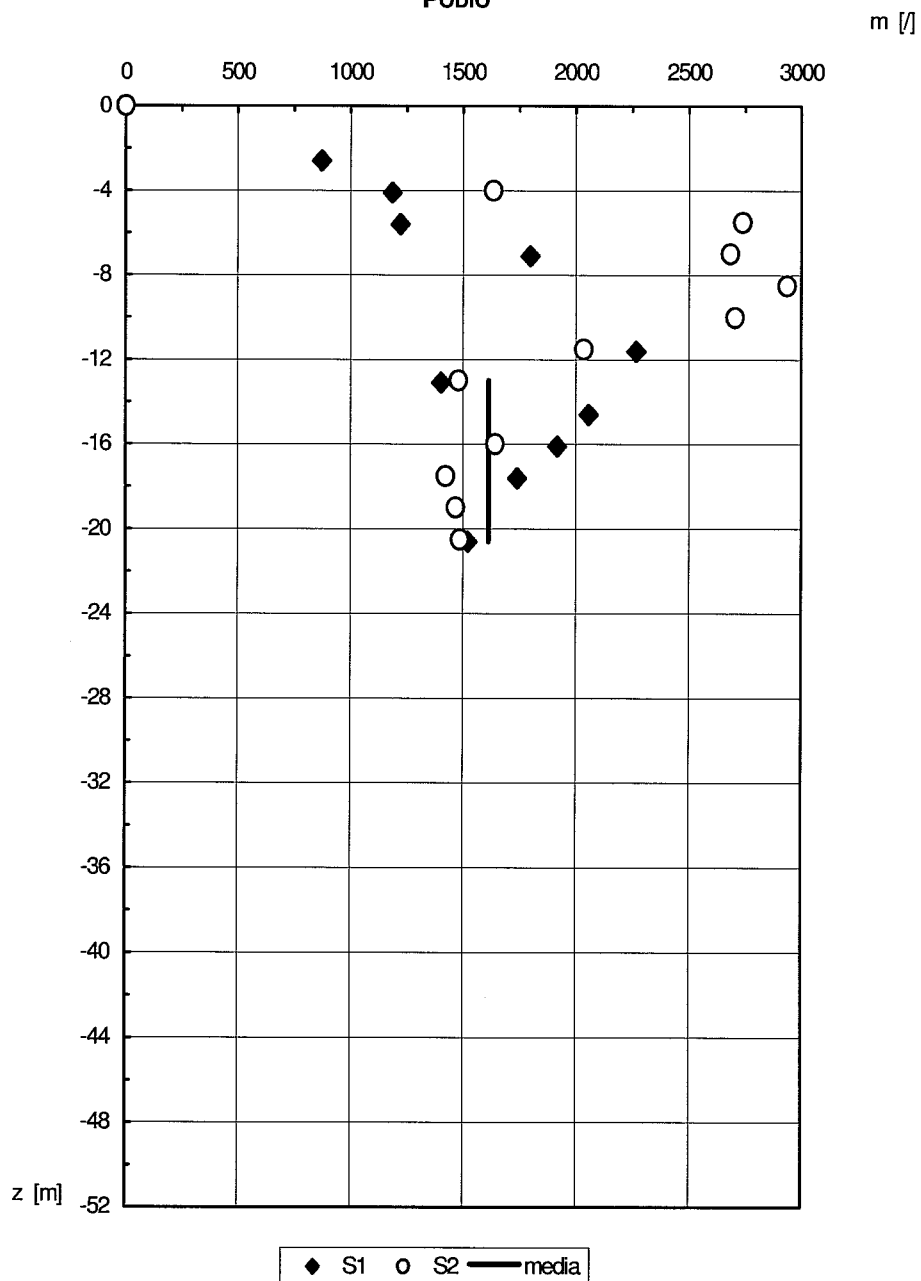
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 2.28 – ANDAMENTO ANGOLO ATTRITO ϕ CON LA PROFONDITÀ
 PODIO**



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 2.29 - ANDAMENTO GRADIENTE MODULO ELASTICO m CON LA PROFONDITÀ
PODIO

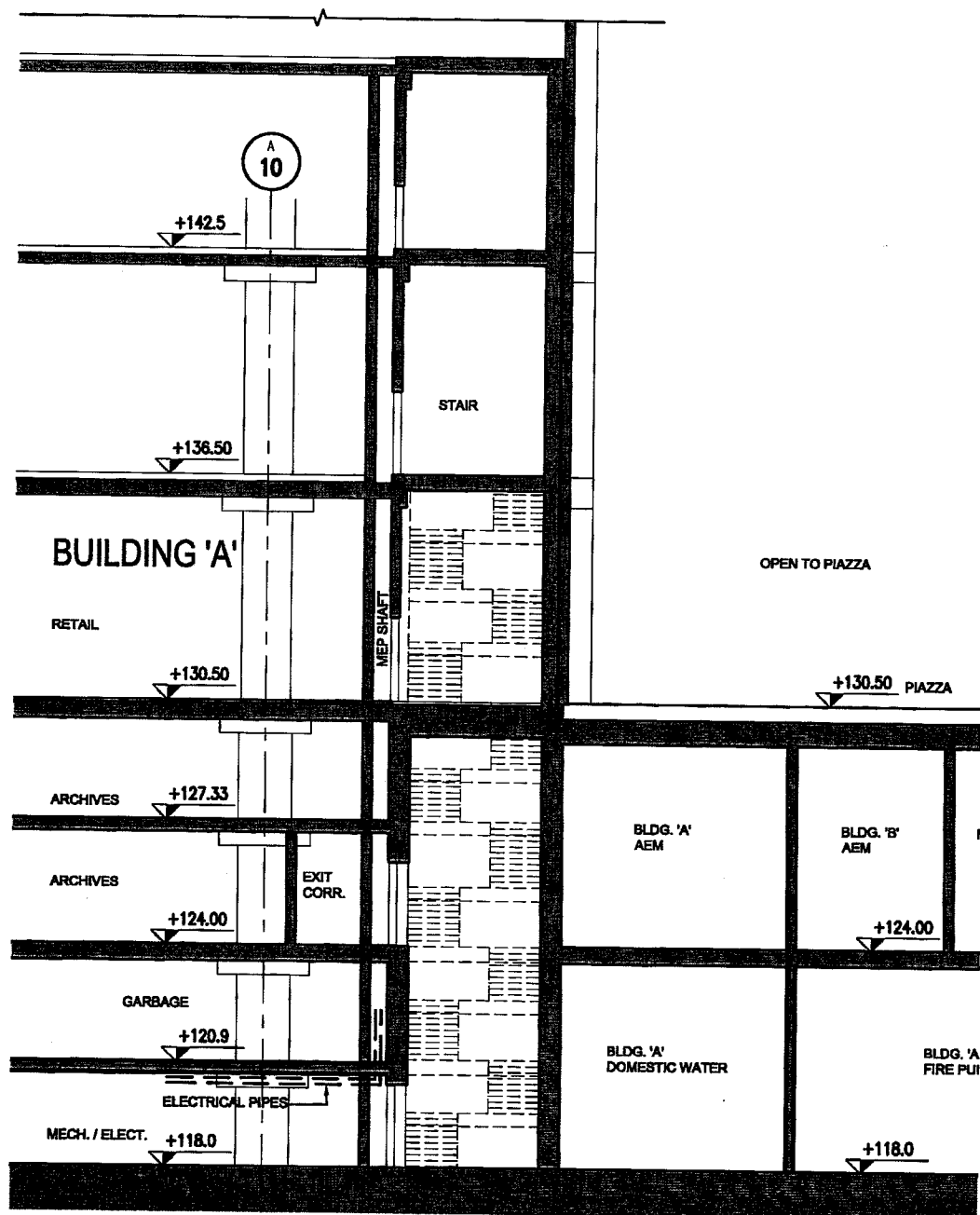


n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 3.1 – PLANIMETRIA GENERALE DEL PROGETTO
(vedi File in DWG)

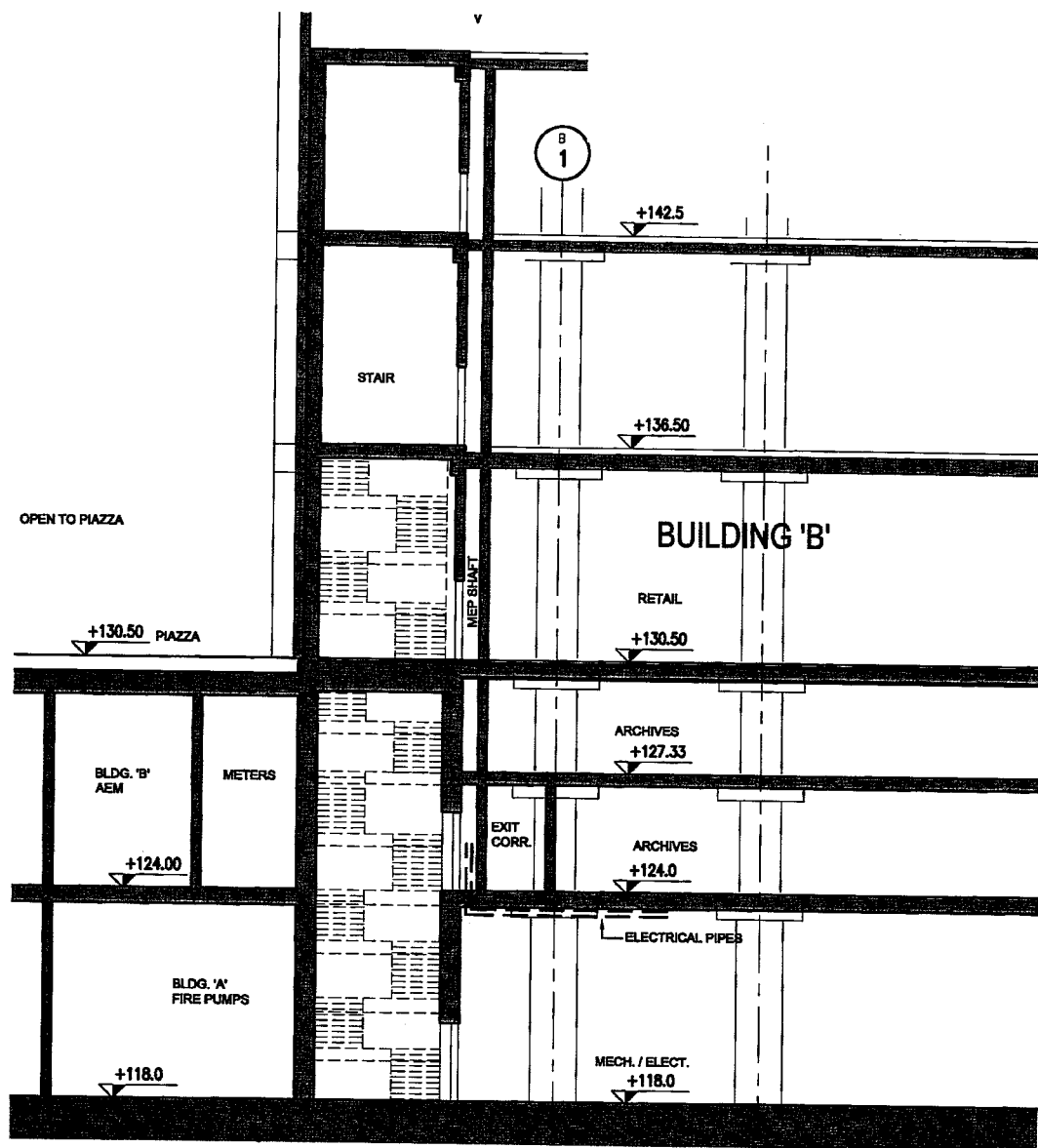
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 3.2 – SEZIONE GALLERIA
EDIFICIO A



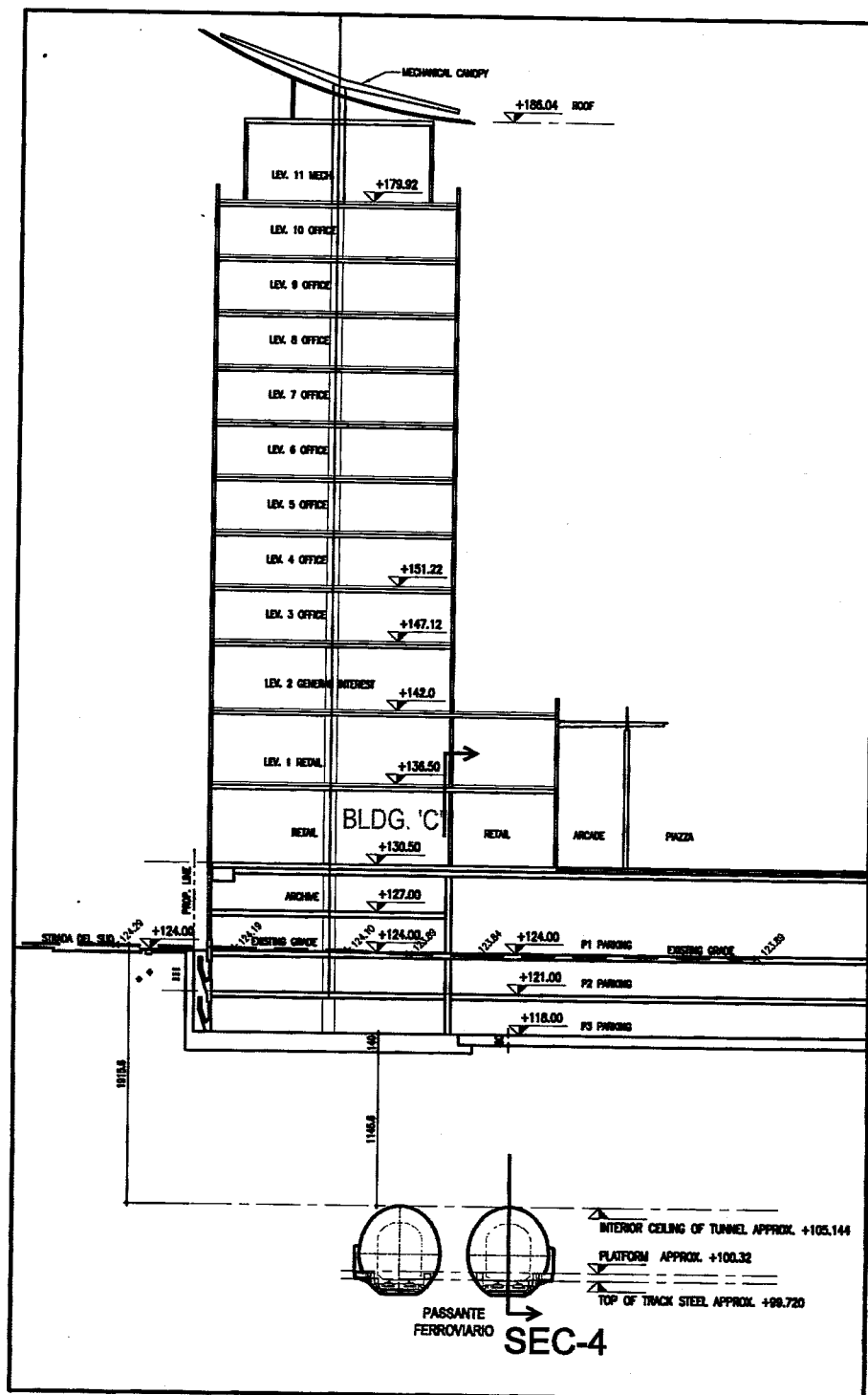
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.				File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00					041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 3.3 – SEZIONE GALLERIA
EDIFICIO B**



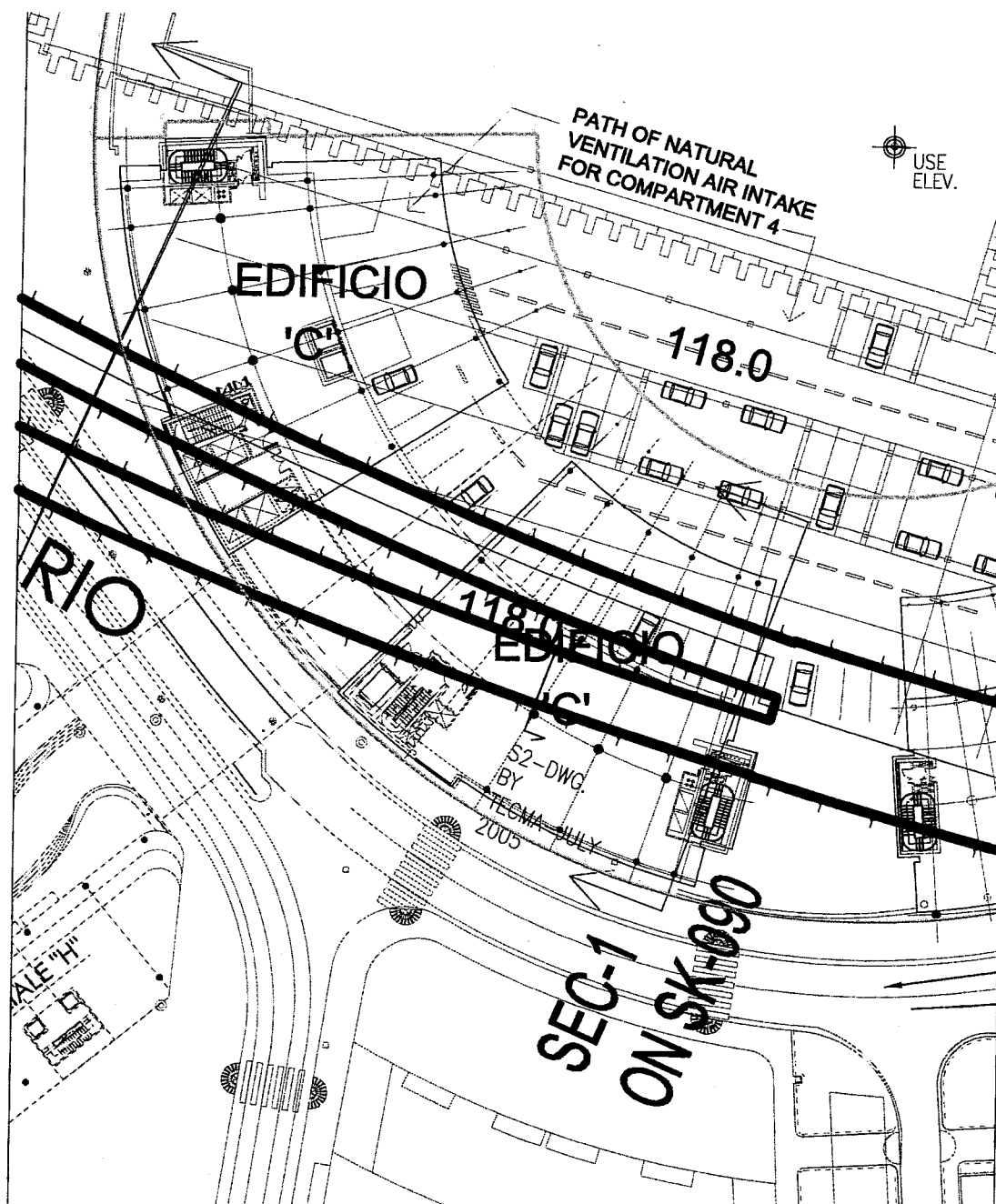
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.				File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00					041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 3.4 – SEZIONE GALLERIA
EDIFICIO C



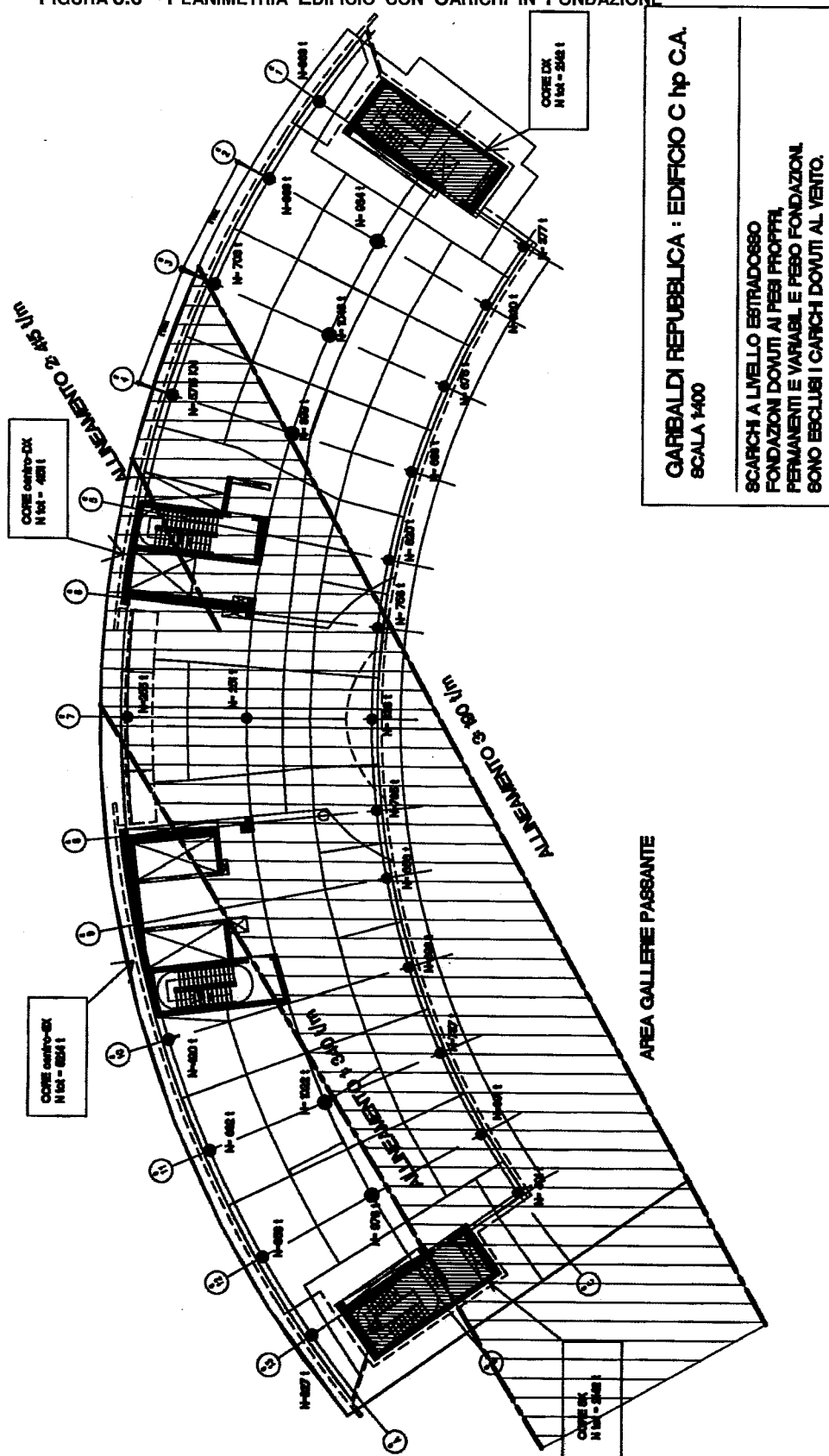
n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 3.5 – PLANIMETRIA EDIFICIO C E SOVRAPPOSIZIONE GALLERIE PASSANTE



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 3.6 – PLANIMETRIA EDIFICIO CON CARICHI IN FONDAZIONE

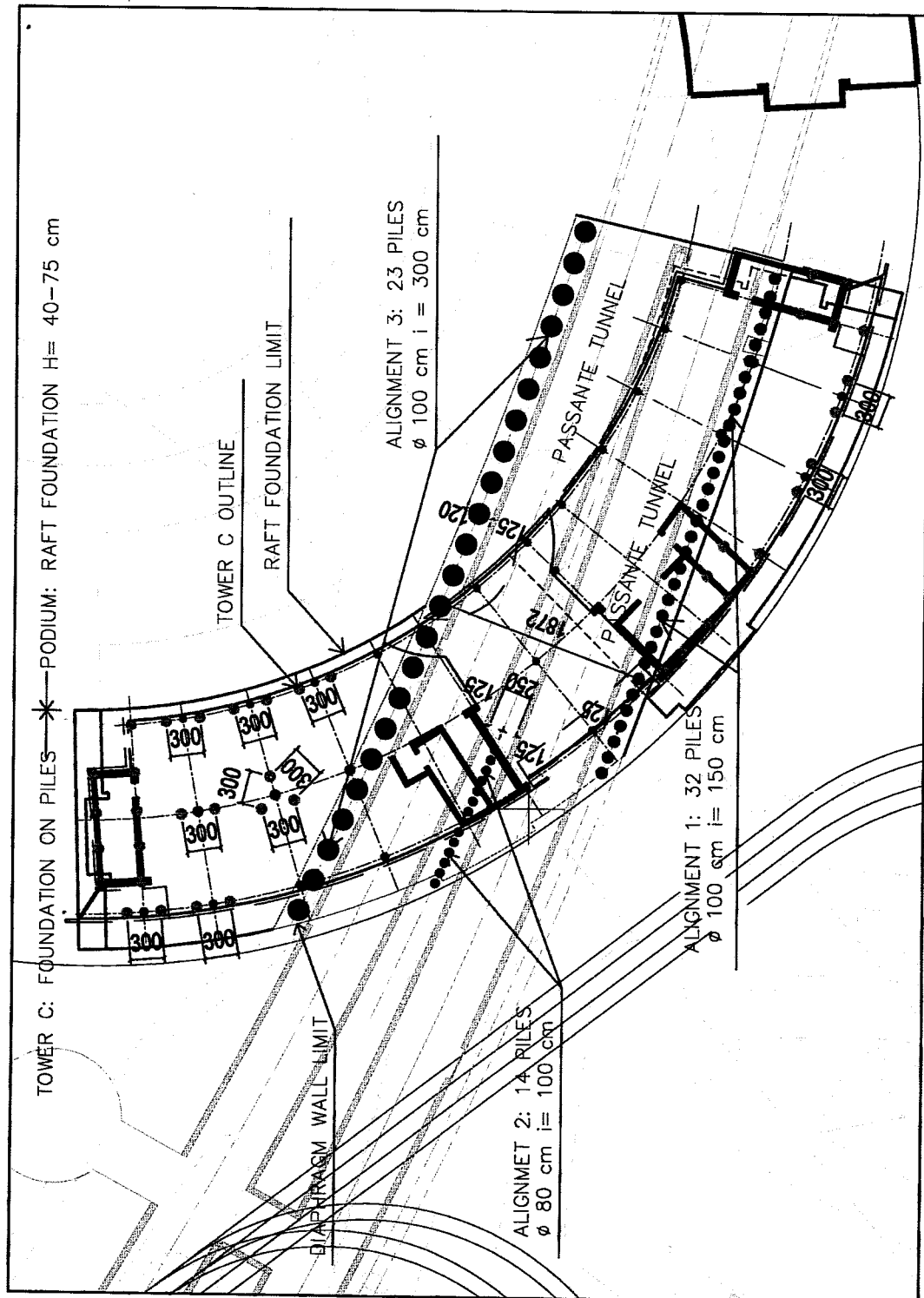


GARIBOLDI REPUBBLICA : EDIFICIO C hp C.A.
SCALA 1:400

SCARICHI A LIVELLO ESTRADOSSO
FONDAZIONI DONUTI AI PERSI PROFILI
PERMANENTI E VARIABILI E PESO FONDAZIONI
SONO ESCLUSI I CARICHI DONUTI AL VENTO.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.		File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00			041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 3.7 – DISTRIBUZIONE PLANIMETRICA PALI DI FONDAZIONE



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 3.1 – CARATTERISTICHE DIMENSIONALI E DI CARICO DEGLI EDIFICI

EDIFICIO	Q_f [m]	D_{fi} [m]	D_{fe} [m]	q_{tm} [kPa]	Ω [m]
A	-9.5	4	8	450	71*20
B	-9.2	4	8	320	65*20
C	-8.9	4	7.4	250	83*20
E-1	-8.5	1	1	/	62*20
E-2	-11.5	1	1	/	65*20
E-3	-11.5	1	1	/	160*50
PODIO	-8.7	1.2	1.2	/	/

TABELLA 3.2 – CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E DI CARICO DEI PALI

ALLINEAMENTO	N [kN/ml]	D [mm]	i_p [m]	N_p [kN]
1	3400	1000	1.5	5100
2	4150	800	1	4150
3	1900	1000	3	5700
PALO GENERICO	/	1000	3	4700

Q_f = quota d'imposta della fondazione,

D_f = immorsamento fondazione,

q_{tm} = pressione media (assenza di vento) di contatto fondazione-terreno per fondazione ipotizzata a platea alla S.L.E.,

Ω = dimensione in pianta del singolo edificio rettificata a rettangolo per l'espressione dei calcoli di seguito condotta.

N = carico per ml di allineamento previsto dal progetto,

D = diametro del palo,

i_p = interasse dei pali,

N_p = carico sul singolo palo nella disposizione in esame.

N.B.: I carichi degli edifici E-1, E-2, E-3 e del podio sono in corso di definizione.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.		File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00			041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 4.1 – CALCOLO PRESSIONI q_{tc}

EDIFICIO	q_{tm} [kPa]	q'_o [kPa]	q_{tc} [kPa]
A	450	118	393
B	320	109	267

**TABELLA 4.2 - RIASSUNTO CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE
PLATEE EDIFICI A, B**

CALCOLO	EDIFICIO	q_l [kPa]	q_{tm} [kPa]	q_a [kPa]	F_s /
S.L.E.	A	6000.1	450	2000	13
	B	6000.1	320	2000	19
S.L.U.	A	2762.3	/	/	/
	B	2762.3	/	/	/

**TABELLA 4.3 - RIASSUNTO CALCOLO CEDIMENTI
PLATEE EDIFICI A, B**

EDIFICIO	q_{tm} [kPa]	TOTALI				
		w_s [cm]	w_b [cm]	w_l [cm]	w_c [cm]	w_{Rtot} [cm]
A	450	1.7÷1.3	3.2÷2.2	4.2÷3.7	5.7÷5.1	4.4÷3.7
B	320	1.1÷.7	2.1÷1.7	3.3÷2.6	4.8÷4.2	3.5÷2.9

**TABELLA 4.4 – VALORI DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO VERTICALE k_v
PER TERRENO ALLA WINKLER**

EDIFICIO	k_{vm} [kN/m ³]	k_{vM} [kN/m ³]
A	10297	12032
B	9275	11111

- q_{tm} = pressione di contatto fondazione-terreno,
 q'_o = pressione di preconsolidazione dovuta allo scavo
 q_l = portata limite nei confronti della rottura del terreno,
 q_{tm} = pressione media di contatto fondazione-terreno di progetto (cfr. tabella 3.1),
 q_a = portata ammissibile agli S.L.E. e agli S.L.U. rispettivamente,
 F_s = coefficiente di sicurezza alla rottura generale del terreno = q/q_{tm} ,
 w_s, w_b, w_l, w_c = cedimento sotto la pressione media q_{tm} rispettivamente dello spigolo, della mezzeria del lato minore, maggiore e del centro dell'area di carico della platea (fondazione infinitamente flessibile). I due valori di cedimento sono riferiti alla platea con il minimo e massimo immorsamento,
 w_R = cedimento medio (fondazione rigida),
 $k_{vm, vM}$ = coefficiente di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER nella condizione di minimo e massimo immorsamento.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 4.5 – RIASSUNTO CALCOLI CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE PALI DI FONDAZIONE

CALCOLO	ALLINEAMENTO	Q _b [m]	P _{ll} [kN]	P _{lb} [kN]	P _a [kN]
S.L.E.	1	-59.4	10259	5247.3	5948.6
	2	-65.4	8897	3684.0	4037.7
	3	-61.4	12233.6	5419.4	5656.3
	GENERICO	-30.5	7808.6	6648.7	4705.9
S.L.U.	1	-59.4	8209.9	2796.6	10346
	2	-65.4	7120.2	1964.0	8616.2
	3	-61.4	9789.9	2888.5	11994.3
	GENERICO	-30.5	6258.8	2782.0	8701.1

Q_b = quota della base del palo,

P_{ll/lb} = portata laterale/di base limite,

P_a = portata ammissibile agli S.L.E. e agli S.L.U. rispettivamente

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**TABELLA 4.6 – RIASSUNTO CALCOLI CAPACITÀ PORTANTE E CEDIMENTO
FONDAZIONI DIRETTE**

CALCOLO	FONDAZ.	B [m]	q_l [kPa]	q_a [kPa]	w [cm]
S.L.E.	ISOLATA QUADRATA	1.00	658.5	219.5	0.22
		2.00	924.7	308.2	0.57
		3.00	1190.9	397.0	1.03
		4.00	1457.1	485.7	1.58
	NASTRIF.	1.00	587.7	195.9	0.26
		2.00	896.8	298.9	0.75
		3.00	1205.8	402.0	1.43
		4.00	1514.9	446.9	2.00
S.L.U.	ISOLATA QUADRATA	1.00	294.5	/	/
		2.00	398.9	/	/
		3.00	503.3	/	/
		4.00	607.7	/	/
	NASTRIF.	1.00	268.3	/	/
		2.00	393.9	/	/
		3.00	519.5	/	/
		4.00	645.2	/	/

TABELLA 4.7 – CARATTERISTICHE ELASTICHE EQUIVALENTI TERRENO

FONDAZ.	B [m]	k_{vm} [kN/m ³]
ISOLATA QUADRATA	1.00	99768
	2.00	54075
	3.00	38540
	4.00	30744
NASTRIF.	1.00	75346
	2.00	39857
	3.00	28108
	4.00	22344

B = lato/larghezza della fondazione,

q_l = portata limite nei confronti della rottura del terreno,

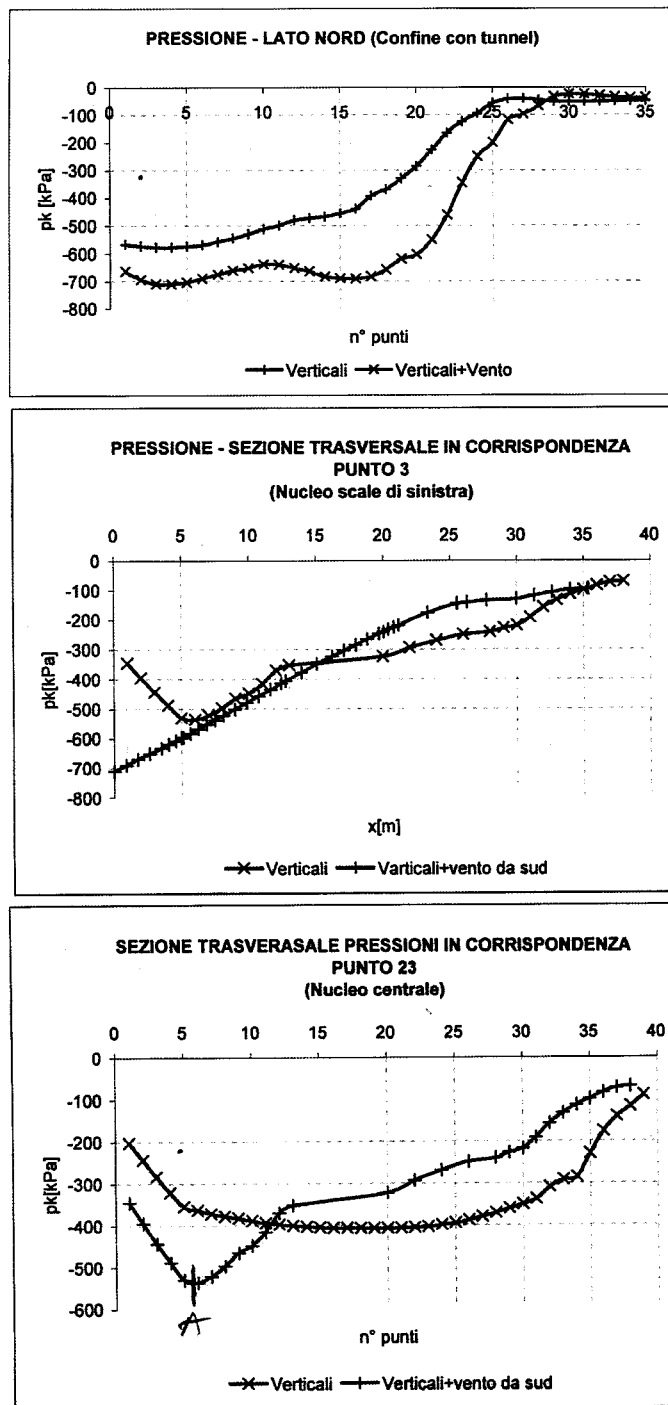
q_a = portata ammissibile nei confronti della rottura del terreno,

w = cedimento medio sotto la pressione q_a ,

k_{vm} = coefficiente medio di sottofondo verticale per terreno alla WINKLER = (q_a/w)

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 4.1 – PRESSIONE DI CONTATTO FONDAZIONE-TERRENO
(Rif. figura 4.2)



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

FIGURA 4.2 – SCHEMA TRATTAMENTO JETTING

(vedi File in DWG)

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

TABELLA 5.1 – SCHEMATIZZAZIONE GEOTECNICA PER LA PROGETTAZIONE DEI DIAFRAMMI

LIVELLO	Q_i [m]	N_{SPT} /	γ [kN/m ³]	ϕ gradi	δ gradi	k_a /	k_p /
PRIMO	cfr. tab. 2.1	7	18	30	10	.31	4.14
SECONDO P.A.		35	19	34	12	.24	6.08
SECONDO P.B.		29	19	32	11	.26	5.25

TABELLA 5.2 – VALORI DEL COEFFICIENTE χ

TERRENO	INIEZIONE SEMPLICE	INIEZIONI AD ALTA PRESSIONE DA PIÙ VALVOLE	INIEZIONE AD ALTA PRESSIONE CON OTTURATORE
MARNA	1	1.2	1
GHIAIA	1	1.6÷1.8	1.2÷1.4
SABBIA	1	1.4÷1.5	1.1÷1.2
LIMO	1	1.4÷1.6	1.1÷1.2
ARGILLA	1	1.6÷2	1÷1.2

Q_i = quota letto strato di suddivisione,

N_{SPT} = resistenza penetrometrica *SPT* media significativa,

γ = peso di volume del terreno,

ϕ = angolo d'attrito del terreno,

δ = angolo d'attrito terra-muro,

$k_{a/p}$ = coefficiente di spinta attiva/passiva per terreno in equilibrio limite inferiore/superiore secondo COULOMB.

n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.	File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00		041-06R7FT	22/01/2007	/

**FIGURA 5.1 - ABACO PER LA VALUTAZIONE DI σ_L
SABBIA E GHIAIA**

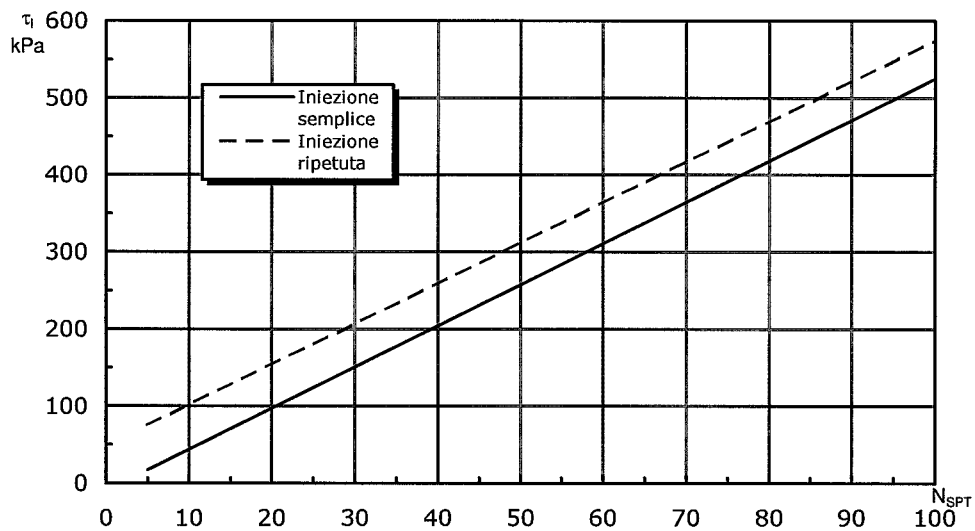
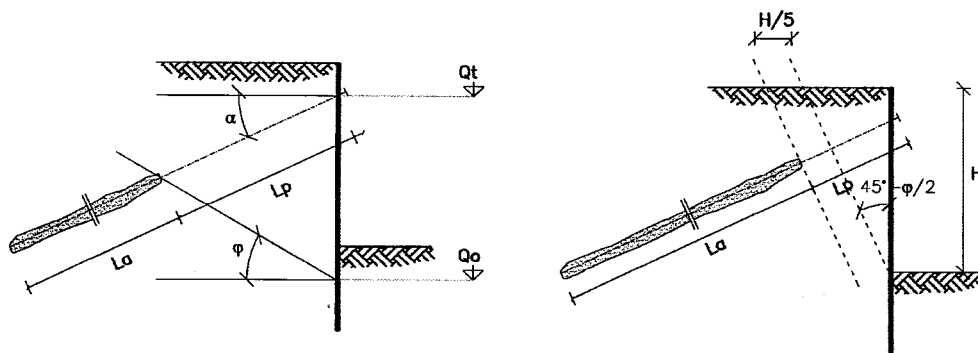


FIGURA 5.2 - MODALITÀ DI CALCOLO DELLA LUNGHEZZA PASSIVA



n. lavoro	Contenuto	Rev.	GEOTECNICA CROCE S.R.L.		File	Data	Pagina
L041-06	Relazione	00			041-06R7FT	22/01/2007	/