



UNIVERSITA' DEGLI STUDI ROMA TRE

DIPARTIMENTO DI PROGETTAZIONE E SCIENZE DELL'ARCHITETTURA
Direttore: prof. arch. Vieri Quilici

**EX VASCA NAVALE - FACOLTA' DI ECONOMIA
RISTRUTTURAZIONE ED AMPLIAMENTO**

progetto definitivo

coordinatore responsabile:
prof. arch. Andrea Vidotto

progettista: prof. arch. Andrea Vidotto
consulente per le tecnologie:
ing. Giuseppe Carniello
collaboratori: arch. Niccolò Cau - arch. Raffaella Droghetti -
arch. Francesco Jacques-Dias - arch. Stefan
Pollak - arch. Rafael Escobedo de la Riva
modello: Manuela Alessi - Diego Sabatino -
Luigi Rebecchini

consulenza strutturale:
prof. ing. Fabio Brancaleoni
prof. ing. Gianni Via
ing. Giorgio Nizzi
collaboratori: ing. Giuseppe Grimaldi - arch. Vita C. Leone
arch. Silvia Santini

consulenza geotecnica:
prof. ing. Albino Lembo-Fazio
prof. ing. Giuseppe Scarpelli
ing. Angelo Amorosi

progettazione:
prof. arch. Francesco Bianchi
ing. Francesco Cocco
p.i. Adriano di Matteo
geom. Gian Piero Dominici
collaboratori: arch. Giancarlo Bianchi - Massimo Acciari

Relazione Geotecnica Gt 1.01



INDICE

1. PREMESSA	1
2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	3
2.1 Indagini Geotecniche.....	3
2.2 Ricostruzione Stratigrafica.....	4
2.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni	6
3. ANALISI DEI CEDIMENTI DELLA STRUTTURA.....	12
3.1 Sintesi dei cedimenti differenziali lungo l'asse E - W	12
3.2 Origine dei cedimenti differenziali E - W	13
3.3 Calcolo dei cedimenti indotti nelle fasi I - III lungo l'asse E - W	15
3.4 Origine e calcolo dei cedimenti indotti nella fase III lungo l'asse N - S	21
4. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE GENERALI DEL PROGETTO	22
5. ANALISI DELLE FONDAZIONI	26
5.1 Pali trivellati di grande diametro	26
5.2 Condizione di lungo termine in assenza di attrito negativo	27
5.3 Condizione di lungo termine in presenza di attrito negativo	28
5.4 Carico ammissibile sui pali di fondazione	29
5.5 Fondazioni delle testate: dimensionamento dei micropali	29
5.5.1. <i>Stima della capacità portante del micropalo singolo</i>	30
6. ASPETTI COSTRUTTIVI.....	31
6.1 Pali trivellati	31
6.2 Micropali	32
7. PROVE DI CARICO	33



1. PREMESSA

Il progetto di ristrutturazione del complesso "Vasca Navale" prevede di inglobare il lungo scatolare che costituisce la vasca in una struttura multipiano da adibire ad aule, uffici e biblioteche per la Facoltà di Economia dell'Università di Roma Tre. In particolare, nella ristrutturazione, buona parte della vasca viene ad essere riutilizzata per contenere aule e depositi della biblioteca mentre l'attuale copertura, fortemente degradata, verrà parzialmente sostituita con una nuova struttura in elevazione, più ampia rispetto a quella esistente.

Il nuovo edificio verrà organizzato su quattro livelli: nei primi due sono previsti atri, aule gradonate, laboratori didattici ed il magazzino della biblioteca; il terzo piano è destinato ad accogliere la biblioteca, aule per la didattica, gli studi dei docenti e le stanze per il settore direzionale; infine, al quarto piano, verranno disposte delle grandi aule d'esame, un settore destinato ai dipartimenti e la sala lettura della biblioteca.

Il progetto prevede la ristrutturazione della vasca navale e delle due testate dell'edificio nonché la realizzazione di nuove strutture per la distribuzione degli spazi interni e per la copertura.

Gli elementi strutturali che costituiscono la vasca (ossature, soletta) verranno resi solidali alla nuova struttura.

In relazione alle caratteristiche stratigrafiche ed alla elevata deformabilità dei terreni, le scelte progettuali relative alle fondazioni del nuovo complesso universitario sono state prevalentemente condizionate dalla necessità di limitare i cedimenti assoluti e differenziali dell'edificio, che in direzione Est-Ovest, presenta una lunghezza di ben 341 m. La soluzione prescelta soddisfa inoltre l'esigenza futura di limitare, entro certi limiti, i cedimenti della ex "Vasca Navale" a seguito della realizzazione di nuove costruzioni in zone limitrofe.

Questa fase di progettazione segue quella preliminare che, per gli aspetti riguardanti i terreni, si era avvalsa di uno studio di carattere geologico svolto dal Dipartimento di Scienze Geologiche e per gli aspetti geotecnici del Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria Civile dell'Ateneo di Roma Tre.

Nell'ambito della progettazione definitiva è stata condotta una campagna geognostica integrativa, con un sondaggio a carotaggio continuo, misure in sito e prove di laboratorio.



RELAZIONE GEOTECNICA

La stratigrafia dei terreni ed i risultati delle due nuove prove penetrometriche statiche sono riportati nella Relazione sulle Indagini predisposta dalla ditta *Tecno In s.r.l* di Napoli con data Giugno '01 (Gt1.02 e 1.03). Prove di laboratorio sono state eseguite presso il Laboratorio Geotecnico della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma *La Sapienza* ed i risultati sono riportati nella relativa documentazione (Gt 1.04).

Nella prima parte della presente relazione (capitolo 2) vengono riassunti e commentati i risultati delle due campagne di indagini eseguite nel 1998 e nel 2001 sui terreni presenti nell'area della Ex Vasca Navale, con l'obiettivo di caratterizzare tali materiali sotto l'aspetto fisico-meccanico.

Nella seconda parte (capitolo 3) viene formulata una ipotesi interpretativa degli eventi di natura geotecnica che hanno causato i notevoli cedimenti che hanno interessato nel tempo la struttura. L'ipotesi è stata verificata quantitativamente attraverso il confronto dei risultati delle analisi di cedimenti con le livellazioni sulla vasca.

Nel terza parte della relazione (capitolo 4) vengono espone le problematiche geotecniche connesse alla realizzazione del progetto, con particolare riguardo al problema dei cedimenti differenziali. Due soluzioni alternative per le fondazioni vengono quindi messe a confronto alla luce di tali problematiche.

Nel capitolo 5 viene proposta e verificata la soluzione progettuale relativa alle strutture di fondazione da adottarsi nel presente progetto di riconversione e riutilizzo dell'area.

Nel capitolo 6 vengono sinteticamente espone le modalità di realizzazione dei pali di fondazione.

Nel capitolo 7, infine, viene descritta brevemente la prova di carico su palo, rimandando alle prescrizioni tecniche per maggiori delucidazioni.



2. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

2.1 Indagini Geotecniche

La prima campagna di indagini in sito ed in laboratorio è stata eseguita nel Novembre 1998 dallo Studio di Geologia Applicata s.r.l.; i risultati ottenuti sono illustrati nel 'Rapporto sulle indagini eseguite per conto del Dipartimento di Scienze Geologiche della Università di Roma Tre'. Tale rapporto comprende i profili geognostici dei sondaggi, con una descrizione dei terreni attraversati e i profili penetrometrici.

Le indagini effettuate sono consistite in 2 sondaggi a carotaggio continuo, 12 prove penetrometriche dinamiche superficiali e 3 prove penetrometriche statiche. Sono stati prelevati 8 campioni indisturbati per le analisi di laboratorio. Si disponeva inoltre di una stratigrafia originale ottenuta, intorno al 1930, in corrispondenza di un pozzo realizzato per alimentare la vasca. La posizione delle verticali esplorate è illustrata in Figura 2.1. Le analisi e le prove sperimentali, eseguite nel quadro di un programma di indagini geotecniche predisposto in accordo con l'Università di Roma Tre, sono state finalizzate ad una prima acquisizione dei dati di identificazione e classificazione geotecnica e di caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni.

La seconda campagna di indagini in sito è stata ultimata nel Giugno 2001 dalla società Tecno-in. La caratterizzazione meccanica dei terreni di fondazione attraverso prove di laboratorio è stata successivamente effettuata presso il Laboratorio Geotecnico del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma La Sapienza.

I risultati ottenuti dalla campagna di indagini in sito sono illustrati nella 'Relazione tecnica esplicativa' consegnata alla committenza dalla società Tecno-in nel Giugno del corrente anno. Tale rapporto comprende il profilo geognostico del sondaggio, con una descrizione dei terreni attraversati, le caratteristiche meccaniche rilevabili in sito ed i profili penetrometrici.

Le indagini effettuate sono consistite in 1 sondaggio a carotaggio continuo (S3) e 2 prove



penetrometriche statiche (CPT4, CPT5). Sono stati inoltre prelevati 8 campioni indisturbati per le analisi di laboratorio ed installati 2 piezometri tipo Casagrande. Le foto delle cassette con le carote del sondaggio sono riportate in Figura 2.2. Le analisi e le prove sperimentali hanno consentito di integrare i dati disponibili dalla prima indagine del Novembre 1998, per una più accurata classificazione geotecnica e caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni.

In complesso le indagini eseguite hanno permesso di inquadrare con buona accuratezza i caratteri geotecnici del sito.

2.2 Ricostruzione Stratigrafica

Nella ricerca di una rappresentazione sintetica, ma sufficientemente approssimata, della natura e delle caratteristiche del sottosuolo si sono individuate 7 unità litologiche distinte, denominate Terreni T1-T7. La loro descrizione litologica si è ottenuta semplificando e sintetizzando quella dettagliata dei rapporti di laboratorio, sulla base delle osservazioni dirette delle carote e dei campioni, ponendo in evidenza i caratteri essenziali e più facilmente identificabili. Le superfici di separazione dei diversi terreni sono state individuate utilizzando contemporaneamente le descrizioni litologiche delle carote estratte dai 3 sondaggi e le 5 prove penetrometriche statiche. Queste ultime permettono, in particolare, di individuare facilmente i cambiamenti stratigrafici in base alle variazioni dei valori di resistenza alla punta.

La correlazione delle varie stratigrafie è risultata ben definita e la sezione stratigrafica dedotta dalle indagini, indicata nella Figura 2.3, fornisce un quadro completo e chiaro della costituzione del sottosuolo.

Gli strati sono caratterizzati da una giacitura sub-orizzontale; in particolare, facendo riferimento alla quota del piano campagna, di circa 15 m s.l.m., si sono individuati i seguenti strati:

- Terreno T1: Terreno di riporto ghiaio-sabbioso con inclusioni limose, di spessore variabile (da 1.0 a 5.0 m); indicato in Figura 2.3 e nelle successive con la lettera R.



RELAZIONE GEOTECNICA

- Terreno T2: Argilla con limo consistente ($I_c \leq 0.7$) di colore avana e spessore medio pari a circa 7 m nell'area dell'impianto. Indicato in Figura 2.3 e nelle successive con la lettera C.
- Terreno T3: Sabbia fine limosa passante a limo con sabbia in direzione W - E ; spessore medio pari a 3.5 m. Indicato in Figura 2.3 e nelle successive con la lettera SM.
- Terreno T4: Sabbia grigia da media a grossa, a tratti debolmente limosa; spessore medio pari a circa 11.5 m. Indicato in Figura 2.3 e nelle successive con la lettera S.
- Terreno T5: Argilla con limo con tracce organiche (livelli di frustoli vegetali ed orizzonti torbosi). Lo strato è caratterizzato da uno spessore di circa 30 m. Indicato in Figura 2.3 e nelle successive con le lettere OH.
- Terreno T6: Ghiaia sabbiosa ciottolosa prevalentemente calcarea, nei primi metri passante a sabbia con ghiaia; spessore medio pari a circa 12 m. Indicato in Figura 2.3 e nelle successive con la lettera G.
- Terreno T7: Argilla sabbiosa limosa molto consistente. Lo strato si estende sino alla massima profondità raggiunta nei sondaggi, pari a 90 m. Indicato in Figura 2.3 e nelle successive con le lettere C2.

I caratteri geotecnici essenziali dell'area in esame, dedotti dalle due campagne di indagine, possono essere così riassunti: il terreno di riporto, di chiara origine antropica, ha potenza variabile lungo l'asse longitudinale della struttura; il tetto delle sottostanti argille sovraconsolidate (Terreno T2) individua il piano campagna esistente all'epoca della costruzione della vasca. Lo strato di sabbie e limi sottostante (Terreno T3) è assimilabile ad un terreno coesivo, come si evince dagli andamenti della resistenza alla punta osservata nelle 5 prove penetrometriche. Lo strato sabbioso sottostante (Terreno T4), unitamente alle ghiaie inferiori (Terreno T6), consente di definire il contorno drenante per il terreno coesivo T5 (OH), che, data la sua natura poco resistente e assai deformabile, è all'origine dei problemi di cedimenti scontati in passato dalla struttura.

Dalle informazioni disponibili si deduce, per i terreni di fondazione, un regime idrostatico con superficie piezometrica a circa 8 m s.l.m.

Nella Figura 2.3 è anche indicata la stratigrafia in corrispondenza di un pozzo realizzato



nel 1930 per alimentare la vasca. L'andamento degli strati individuato dall'attuale campagna di indagine, risulta in buon accordo anche con le informazioni stratigrafiche acquisite all'epoca della realizzazione dell'opera.

2.3 Caratteristiche meccaniche dei terreni

Nel seguito vengono analizzate le caratteristiche meccaniche delle diverse unità litologiche, alla luce sia della prima e più ampia campagna di indagine sia della seconda campagna integrativa.

Per ogni terreno sono stati esaminati i risultati delle analisi di identificazione, classificazione geotecnica e le caratteristiche meccaniche (deformabilità e resistenza).

L'analisi è stata eseguita utilizzando le informazioni desunte dalle indagini eseguite in sito ed in laboratorio. I risultati delle prove di laboratorio, riferite ai singoli sondaggi, sono sintetizzati nella Tabella 2.1 e nelle Figure 2.4 - 2.12.

Per i livelli sabbiosi la maggior parte delle informazioni è stata ottenuta dall'analisi delle prove in sito.

La compressibilità degli strati coesivi (Terreni T2 e T5) è stata valutata attraverso l'analisi delle prove edometriche dalle quali sono stati ricavati gli indici di compressione e di rigonfiamento C_c e C_s , la tensione verticale di snervamento σ'_{vy} ed il coefficiente di consolidazione c_v .

Per valutare la resistenza al taglio in condizioni non drenate dei terreni T2 e T5 sono state dapprima ricercate le leggi di variazione con la profondità della resistenza alla punta q_c delle prove penetrometriche; da queste è stato poi dedotto il valore medio della coesione non drenata c_u attraverso l'uso di relazioni empiriche.

Le caratteristiche di resistenza, espresse in termini di tensioni efficaci (c' , ϕ'), sono state individuate dall'analisi delle prove di taglio diretto effettuate in laboratorio sui campioni indisturbati.

Le osservazioni sperimentali ottenute dalle prove in sito e di laboratorio sono esaminate nel seguito per ciascuna delle unità litologiche individuate.



Terreno T1 - Terreno di riporto ghiaio-sabbioso (R).

Si tratta di un terreno incoerente per il quale è stato assunto un peso dell'unità di volume $\gamma = 18.2 \text{ kN/m}^3$.

Terreno T2 - Argilla con limo (C).

La componente limo-argillosa è compresa tra l'86 % ed il 99 % (Figura 2.4, 2.5).

Per i campioni prelevati in un ristretto intervallo di profondità (3.5-6.5 m dal p.c.), i valori medi del peso di unità di volume e del contenuto in acqua valgono $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ e $w_o = 28 \%$ (Figure 2.8, 2.10).

L'indice di compressibilità $C_c = 0.23$ non è molto elevato così come l'indice di rigonfiamento C_s , che ha valore pari a 0.08. Il coefficiente di consolidazione c_v , valutato in corrispondenza dello stato tensionale efficace agente in sito, assume un valore medio di $1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{sec}$. Il terreno è caratterizzato da un valore del grado di sovraconsolidazione $OCR = 6$.

Le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci del terreno sono state determinate in base alle prove di taglio eseguite in laboratorio sui campioni indisturbati (sondaggio S2). Da queste risulta che l'involuppo di resistenza del materiale è caratterizzato da una intercetta di coesione $c' = 14 \text{ kPa}$ e da un angolo di resistenza al taglio $\phi' = 23^\circ$ (Figura 2.11).

Il valore medio della resistenza non drenata è stato ottenuto utilizzando le prove penetrometriche statiche. Nell'interpretare i risultati delle prove penetrometriche statiche si è fatto riferimento alla relazione empirica:

$$c_u = (q_c - \sigma_v)/n$$

assumendo un valore di $n = 15$. Il valore della coesione non drenata c_u è risultato pertanto pari a 170kPa .

Terreno T3 - Sabbia fine limosa / Limo con sabbia (SM).



Non sono disponibili campioni indisturbati per questo terreno. Gli andamenti della resistenza alla punta con la profondità, ottenuti dalle prove penetrometriche, individuano in questo sottile strato un termine di passaggio tra le sabbie sottostanti ed il sovrastante terreno coesivo, al quale è stato assimilato nel seguito.

Terreno T4 - Sabbia (S).

Il terreno T4, costituito da sabbie a tratti debolmente limose, è stato caratterizzato utilizzando i risultati delle prove penetrometriche statiche. I valori medi della resistenza alla punta q_c (~ 6.5 MPa) sono stati trasformati in un numero di colpi equivalenti N pari a 19. Associando i valori di N a quelli della tensione verticale efficace litostatica σ'_v , come proposto da De Mello (1977) (Figura 2.13), si può assumere un valore cautelativo medio di $\phi' \sim 30^\circ$.

A partire dalle CPT ed utilizzando la relazione di Denver (1982) (Figura 2.14) si è inoltre ottenuta una stima del modulo di Young E' del terreno, pari a 20000 kPa. Il coefficiente di Poisson ν' può essere assunto pari a 0.3.

Terreno T5 - Argilla con limo (OH)

Costituisce lo strato deformabile di importanza preponderante per il problema in esame. Esso è caratterizzato da una prevalente componente fine di discreta omogeneità sia in termini di proprietà indice sia in termini di caratteristiche meccaniche, con sottili e discontinue intercalazioni più sabbiose. (Tabella 2.1 e nelle Figure 2.4 - 2.10)

I valori medi della frazione argillosa e di quella limosa risultano rispettivamente pari al 41 % e al 48 %, mentre la percentuale media di sabbia è di circa il 11 %.

Il peso di unità di volume medio γ vale 18.4 kN/m³ mentre il contenuto in acqua w_o risulta pari a 36%, con valori minori in corrispondenza delle sottili intercalazioni sabbiose.

Il limite di liquidità e l'indice di plasticità indicano la prevalente natura limo-argillosa del terreno ed assumono rispettivamente valori medi $W_L = 65 \%$ e $I_P = 38 \%$.

I valori dell'indice dei vuoti iniziale e_o , determinati sui campioni sottoposti a prove di compressione edometrica, consentono di individuare un valore medio pari a circa 1.2.



Anche in questo caso valori minori si osservano in corrispondenza delle intercalazioni più sabbiose.

Gli indici di compressione C_c e di rigonfiamento C_s risentono sensibilmente di variazioni anche piccole delle percentuali di sabbia e limo presenti nei campioni esaminati in laboratorio. In tal senso, l'indice di compressibilità medio $C_c = 0.51$ e quello di rigonfiamento $C_s = 0.1$ sono stati cautelativamente valutati escludendo i risultati relativi a prove eseguite sui provini con più alto tenore in sabbia. Il coefficiente di consolidazione c_v , misurato da campioni prelevati a differenti quote e valutato in corrispondenza dello stato tensionale efficace agente in sito, assume un valore medio di $1 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{sec}$. Tale dato potrebbe condurre ad una sovrastima dei tempi di consolidazione del deposito in quanto le sottili intercalazioni sabbiose prima indicate portano certamente ad una riduzione dei percorsi di filtrazione.

Dalle prove edometriche risulta che il terreno è normalmente consolidato ($OCR \sim 1$)

La campagna di indagine sperimentale del 2001 ha consentito di valutare accuratamente l'andamento delle deformazioni nel tempo ascrivibili a comportamento viscoso di questo litotipo. E' stata infatti eseguita una speciale prova edometrica (campione 4, Sondaggio 3) nella quale il carico è stato mantenuto costante per un periodo di circa 18 giorni; ciò ha consentito di valutare il coefficiente di consolidazione secondaria $c_{\alpha\epsilon} = 0.006$ (Figura 2.15).

E' il caso di osservare che tale valore risulta piuttosto elevato, ma è in linea con i valori medi di letteratura per i terreni caratterizzati da una componente organica non trascurabile (OH). Questo risultato sperimentale, acquisito con la campagna di indagini integrative, pone seri dubbi sulla possibilità di adottare fondazioni di tipo superficiale per le opere in progetto. Per tale ragione infatti, ci si deve attendere che anche dopo il completo esaurimento dei fenomeni di consolidazione primaria e dei cedimenti associati, il deposito possa dar luogo ad ulteriori cedimenti a carattere viscoso, di entità e durata difficilmente prevedibili, ma entrambe significativi per la funzionalità dell'opera.

Le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci del terreno sono state determinate dai risultati delle prove di taglio diretto eseguite sui campioni 2 e 3 del Sondaggio 1 e sui campioni 4 e 5 del Sondaggio 3, nonché dai risultati delle prove triassiali CU pure eseguite su questi ultimi campioni. I risultati ottenuti, presentati graficamente nelle Figura 2.12,



individuano un valore per la coesione c' pari a 22.5 kPa ed un valore dell'angolo di attrito $\phi' = 24^\circ$.

Due terne di prove triassiali non consolidate non drenate, eseguite su materiale indisturbato prelevato alle quote 42 m e 57 m (indagine 2001) hanno fornito valori della coesione non drenata c_u rispettivamente pari a 40 e 55 kPa.

Il valore della resistenza non drenata per l'intero strato è stato ottenuto utilizzando i risultati delle prove penetrometriche statiche, calibrate utilizzando i risultati delle prove di laboratorio. Le prove penetrometriche statiche mostrano un valore della resistenza alla punta q_c crescente linearmente con la profondità e caratterizzato da intercetta nulla al piano campagna; esso è esprimibile attraverso la seguente relazione:

$$q_c = 0.475 z$$

Ciò indica che il terreno in esame non ha presumibilmente subito in precedenza carichi maggiori di quelli attuali ed è pertanto normalmente consolidato. Nell'interpretare i risultati delle prove penetrometriche statiche si è fatto riferimento alla relazione empirica:

$$c_u = [q_c(z) - \sigma_v(z)]/n$$

per la quale il valore di n , determinato a partire dalle prove triassiali non consolidate non drenate eseguite in laboratorio, è risultato pari a 21.2. Conseguentemente, l'andamento della c_u (espressa in kPa) con la profondità è risultato esprimibile attraverso la relazione:

$$c_u(z) = 1.373z - 1.203$$

Terreno T6 - Ghiaia (G).

Non sono ovviamente disponibili per questo terreno prove di laboratorio; inoltre anche le CPT sono andate a rifiuto, vista la notevole resistenza e rigidità del materiale. Non risultano pertanto disponibili dati sperimentali per una caratterizzazione meccanica diretta di



questo deposito ed i parametri geotecnici per il progetto sono stati stimati sulla base dei valori tipici reperibili in letteratura.

Si tratta di un terreno incoerente per il quale è stato assunto un peso dell'unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, modulo di Young $E' = 35 \text{ MPa}$ e coefficiente di Poisson $\nu' = 0.3$. Alla luce della presenza della sottounità T6a, individuata nella indagine 2001, caratterizzata da una più alta percentuale di sabbia rispetto alla sottounità T6b, nettamente più ghiaiosa, si è ritenuto opportuno assumere un valore medio dell'angolo di attrito efficace ϕ' di 36.5° .

Terreno T7- Argille di base (C2).

Il contributo di questo terreno al comportamento della struttura in esame è ritenuto trascurabile vista la profondità di rinvenimento dello stesso e la sua natura consistente. Ciò ha consentito dunque di non approfondirne la caratterizzazione geotecnica.

Nelle analisi relative alla ricostruzione della storia dei cedimenti della vasca navale (capitolo 3) descritta nella presente relazione si è fatto riferimento al modello di sottosuolo illustrato in Figura 2.16, nel quale gli strati summenzionati sono caratterizzati dalla loro potenza media.



3. ANALISI DEI CEDIMENTI DELLA STRUTTURA

In questo paragrafo viene proposta una ricostruzione ragionata della storia dei cedimenti scontati dalle fondazioni della 'Ex Vasca Navale' e vengono avanzate delle ipotesi sulle possibili cause degli stessi.

L'analisi del comportamento della vasca nel tempo è stata eseguita a partire dalla caratterizzazione geotecnica presentata nella prima parte di questo documento. Le necessarie informazioni relative al comportamento della struttura sono state estratte dal rapporto dal titolo 'Campagna d'indagini non distruttive sulle strutture dell'Ex Vasca Navale', redatto per conto dell'Università di Roma Tre - Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria - dal Prof. G. Via e dai suoi collaboratori. Infine le informazioni relative allo sviluppo urbanistico dell'area in esame sono state dedotte dalla relazione 'Quadro geologico generale per la zona di espansione urbanistica della Terza università di Roma: comprensorio Valco S. Paolo - Ostiense', redatto dal Prof. M. Parotto, del Dipartimento di Scienze Geologiche della stessa Università.

3.1 Sintesi dei cedimenti differenziali lungo l'asse E - W

Sin dai primi anni successivi alla sua entrata in funzione, avvenuta nel 1930, la Vasca Navale ha subito cedimenti tali da richiamare l'attenzione dei suoi gestori e rendere necessari frequenti interventi di ripristino della sua funzionalità. In particolare, numerosi interventi riguardarono il riposizionamento in orizzontale del piano di corsa del carrello dinamometrico che, scorrendo lungo l'asse E - W, costituiva componente necessario allo svolgimento delle esperienze. Tale circostanza ha reso disponibili una discreta quantità di osservazioni, estese in un intervallo di tempo compreso tra il 1930 ed il 1964, da interpretarsi come misure di cedimenti differenziali subiti dalla vasca lungo il suo asse



principale E - W. Sono inoltre disponibili tre misure relative ai cedimenti differenziali lungo l'asse N - S. Una sola misura, eseguita nel 1946, fornisce invece indicazioni sulla entità dei cedimenti totali dell'opera.

Data la quantità di osservazioni disponibili lungo la direttrice E - W, e considerato il fatto che la vasca è andata fuori servizio a causa della notevole entità dei cedimenti differenziali subiti lungo la stessa direzione, nel seguito si concentrerà l'attenzione sull'andamento dei cedimenti differenziali osservati lungo l'asse principale della struttura. Per quanto attiene ai cedimenti lungo l'asse trasversale N - S si rimanda a quanto descritto nel paragrafo 3.4.

La Figura 3.1 sintetizza l'andamento nel tempo dei cedimenti differenziali w_d ($= w_E - w_W$) osservati lungo l'asse E - W. In essa i punti indicano le misure effettuate mentre la linea tratteggiata ne rappresenta una interpolazione di tipo 'spline smoothing'.

E' il caso di osservare che l'andamento dei cedimenti nel tempo non mostra i caratteri tipici delle curve che descrivono il cedimento nel tempo di una fondazione isolata caratterizzata da un carico costante applicato. La curva interpolante è caratterizzata da 3 variazioni di concavità che consentono di ipotizzare l'esistenza di almeno tre fasi distinte nei cedimenti osservati:

- *Fase I*, estesa nell'intervallo temporale 1930 - 1944, nel corso della quale vengono misurati cedimenti differenziali w_d pari a circa 6 cm;
- *Fase II*, che va dal 1944 al 1956, nella quale è stato misurato un incremento del cedimento differenziale $\delta w_d \cong 8$ cm. Al termine di questa fase veniva osservato una velocità di cedimento di circa 5 mm/anno;
- *Fase III*, che ha inizio nel 1956 e della quale non è possibile stabilire il termine; nel periodo 1956 - 1964 l'incremento di cedimento differenziale δw_d risulta pari a circa 14 cm.

3.2 Origine dei cedimenti differenziali E - W

Per formulare delle ipotesi sull'origine dei cedimenti osservati è utile premettere una descrizione dello schema adottato per le fondazioni dell'opera in esame.



L'impianto è costituito da due strutture distinte: la vasca e la tettoia, entrambe in cemento armato. Il corpo della vasca si compone di elementi in cemento lunghi circa 25 m, giuntati e costituiti da una serie di ossature, distanti 2.5 m le une dalle altre, fondate ciascuna su 8 pali dislocanti gettati in opera di tipo 'Simplex'. I pali, battuti a rifiuto e lunghi 8 - 13 m, sono intestati nel terreno sabbioso T4 (Figura 3.2). La tettoia è dotata di fondazioni indipendenti da quelle della vasca; essa infatti è vincolata a plinti isolati distanti circa 7.5 m l'uno dall'altro, poggianti su pali dislocanti uguali a quelli adottati per l'adiacente vasca (Figura 3.2).

Dalla descrizione dei terreni di fondazione già illustrata nel precedente paragrafo si evince che il terreno coesivo tenero T5 risulta essere il responsabile dei cedimenti subiti dalle fondazioni dell'opera, vista la sua notevole deformabilità e considerato il fatto che su di esso viene redistribuita una notevole percentuale dei carichi trasferiti dalla fondazione su pali al più rigido strato di sabbia T4.

L'origine dei cedimenti differenziali illustrati in Figura 3.1 è stata inizialmente ricercata in eventuali disomogeneità stratigrafiche dei terreni di fondazione. Una analisi della ricostruzione stratigrafica proposta in Figura 2.3 ha consentito di escludere questa ipotesi. Infatti, lo strato di terreno argilloso tenero T5 è caratterizzato da una potenza di circa 30 m, da una buona omogeneità nelle caratteristiche meccaniche (vedi prove CPT) e da una disposizione spaziale pressoché orizzontale. Nonostante che sia lecito attendersi sempre dei cedimenti differenziali in strutture che scontano cedimenti assoluti non trascurabili (Viggiani, 1993) (Figura 3.3), come nel caso dell'impianto in esame, ciò non appare sufficiente a giustificare né qualitativamente e neppure quantitativamente l'esistenza delle tre distinte fasi individuate nell'andamento dei cedimenti nel tempo.

Il fattore determinante i cedimenti osservati è stato allora ricercato analizzando le variazioni delle condizioni di carico avvenute nell'area della Vasca Navale nel periodo 1930 - 1964.

All'epoca della costruzione della vasca, il piano campagna nella zona si trovava a circa 11 m s.l.m. e l'intera area si configurava ancora come un ambito prevalentemente rurale (Figura 3.4). La situazione resta pressoché inalterata nel periodo 1930 - 1943 (Figura 3.5), a meno della costruzione di alcuni leggeri edifici industriali. Dalle indicazioni di Figura 3.6,



relative all'anno 1954, si evince che, in seguito alla avvenuta costruzione del rilevato (alto circa 6 m) di Viale Marconi, alcuni edifici vengono realizzati in adiacenza allo stesso, nell'area compresa tra la vasca ed il viale. Nel periodo compreso tra il 1954 ed il 1970 l'intera area compresa tra l'impianto e Viale Marconi è interessata da un notevole sviluppo urbanistico (Figura 3.7). Vengono edificati rilevati in corrispondenza delle attuali Via Segre e del suo prolungamento affianco alla vasca, Via Volterra e zone limitrofe, in modo da definire una quota del piano stradale compatibile con quella di Viale Marconi. Vengono contemporaneamente costruiti la maggior parte degli edifici che attualmente insistono nella zona.

Da quanto esposto è possibile ipotizzare, se non altro qualitativamente, la seguente interpretazione delle misure cedimenti differenziali (Figura 3.8):

- *Fase I*: i cedimenti differenziali osservati sono correlabili al peso proprio della struttura;
- *Fase II*: in questa fase l'andamento dei cedimenti differenziali subisce una accelerazione; una possibile spiegazione è da ricercarsi nella sovrapposizione ai cedimenti per peso proprio di quelli determinati dalla costruzione degli edifici indicati in Figura 3.6;
- *Fase III*: in questa fase la struttura subisce un notevole incremento di cedimenti differenziali indotti dalla costruzione dei rilevati e degli edifici nella zona adiacente alla vasca e compresa tra la vasca e Viale Marconi.

3.3 Calcolo dei cedimenti indotti nelle fasi I - III lungo l'asse E - W

Nel seguito sono sintetizzati i risultati di una serie di calcoli di cedimenti eseguiti con riferimento alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo e basati sulle ipotesi proposte nel precedente paragrafo circa le cause degli abbassamenti osservati. L'obiettivo di queste analisi è quello di confermare sul piano quantitativo le ipotesi interpretative proposte.

Fase I

L'analisi dei cedimenti relativi alla Fase I è stata eseguita valutando l'entità dell'abbassamento totale medio in asse alla struttura con il *metodo edometrico*, per poi



stimare, con un approccio empirico-probabilistico, il massimo cedimento differenziale in funzione di quello totale.

L'analisi dei carichi trasferiti in fondazione per unità di superficie, è stata eseguita a partire dalla sezione trasversale della struttura indicata in Figura 3.9.

La Figura 3.10 indica le geometrie di calcolo adottate per la vasca e per la tettoia, rispettivamente in rosso ed in blu. Si è assunto che la vasca fosse permanentemente riempita d'acqua per 5 m. Per la vasca si è inoltre tenuto conto dello scarico tensionale dovuto alla esecuzione dello scavo entro il quale essa è alloggiata. Per i muri laterali della copertura si è assunto che fossero interrotti da aperture (finestre) per $\frac{1}{4}$ della loro area. Si è inoltre assunto che le fondazioni della copertura fossero schematizzabili come continue e aventi larghezza pari a 1.2 m. Si è assunto, infine, un peso di volume del calcestruzzo pari a 24 kN/m^3 .

La vasca ha così un peso per metro lineare pari a:

$$P_v = \{2 \cdot [1.6 \cdot (7 - 0.8)] + [0.8 \cdot (15.7 - (2 \cdot 1.6))]\} \cdot 24 = 716 \text{ kN/m}$$

e carichi per unità di superficie pari a:

$$q_{\text{struttura}} = 716/15.7 = 45.6 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{acqua}} = 5 \cdot 10 = 50 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{scavo}} = -2.6 \cdot 19 = -49.4 \text{ kPa}$$

da cui risulta il carico netto pari a:

$$q_{\text{vasca}} = 46.2 \text{ kPa}$$

Il peso per unità di lunghezza di metà copertura, su singola fondazione continua è pari a:

$$P_{\text{trave}} = \{3/4 \cdot [11 \cdot 0.4] + [9 \cdot 0.3]\} \cdot 24 = 144 \text{ kN/m}$$

da cui risulta:



$$q_{trave} = 120 \text{ kPa}$$

Nella valutazione degli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo dalla palificata della vasca e dalle due travi su pali si è assunto che i carichi ad esse competenti venissero trasferiti direttamente allo strato di sabbia nel quale sono intestati i pali. In altre parole si è trascurata ogni azione di trasferimento laterale dei carichi sino ad una profondità di -10 m dal piano campagna. Tale ipotesi è giustificata dalla maggiore rigidità dello strato sabbioso T4 rispetto a quelli ad esso sovrastanti (i pali agiscono dunque essenzialmente 'di punta').

La valutazione degli incrementi di tensione verticale lungo l'asse della struttura è stata eseguita con riferimento alla soluzione elastica espressa dalla relazione:

$$\Delta\sigma_z = p/\pi \cdot [\alpha + \sin\alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta)]$$

relativa allo schema illustrato in Figura 3.11.

Il calcolo è stato esteso a 26 punti distribuiti lungo l'asse della struttura tra le quote - 10 e -62 m dal piano campagna. Esso è stato eseguito con riferimento a 3 strisce indefinite di carico indipendenti corrispondenti alle due travi di fondazione della copertura ed alla fondazione della vasca.

L'andamento degli incrementi di tensione $\Delta\sigma_z$ al variare della profondità è illustrato nella Figura 3.12.

I cedimenti nel terreno coesivo T5 sono stati calcolati utilizzando il noto approccio *tradizionale* o *edometrico*.

In esso il cedimento w_t è espresso dalla:

$$w_t = \int_0^H \varepsilon_z dz$$

nella quale:



$$\varepsilon_z = (1/1+e_0) \cdot C_c \cdot \log(1 + \Delta\sigma_z' / \sigma_{z0}')$$

avendo indicato con e_0 e σ_{z0}' rispettivamente i valori dell'indice dei vuoti iniziale e dello stato tensionale verticale efficace iniziale, ed assumendo che $\Delta\sigma_z' = \Delta\sigma_z$.

I cedimenti, peraltro assai limitati, dello strato ghiaioso T6 sono invece stati calcolati con riferimento alla teoria dell'elasticità:

$$w_t = \int_0^H \frac{\Delta\sigma_z'}{E_{ed}} dz$$

La stratigrafia di riferimento ed i parametri adottati nel calcolo sono quelli già indicati nella prima parte della relazione. Si è assunto inoltre che la quota della superficie libera fosse a -2.5 m dal piano campagna.

Il cedimento totale in asse al termine della Fase I è risultato pari a 25 cm.

Considerato il carattere eminentemente casuale di alcune fra le principali cause di cedimenti differenziali, per la valutazione dei cedimenti differenziali massimi nella Fase I si è adottato un approccio empirico-probabilistico, consistente nel porre in relazione il massimo valore di cedimento differenziale con il massimo cedimento assoluto (Viggiani, 1993). La correlazione utilizzata, descritta graficamente in Figura 3.3, è basata su dati risultanti dall'osservazione di un gran numero di opere in vera grandezza.

Assumendo che la struttura possa essere considerata 'rigida' ai fini del calcolo del cedimento differenziale massimo w_d , quest'ultimo risulta pari a 9 cm. Tale valore è superiore a quello osservato (~ 6 cm). Le osservazioni rappresentano però una sottostima dei reali cedimenti scontati dall'opera, in quanto esse hanno avuto inizio al termine della costruzione e quindi non tengono conto di quella parte di cedimenti scontati dall'opera già in fase di realizzazione.

La distorsione massima β_{max} , definita con riferimento allo schema di Figura 3.13, è stata stimata in funzione del cedimento massimo utilizzando le relazioni di Grant et al. (1974), illustrate in Figura 3.14, valide per fondazioni superficiali e profonde. Nel caso di



fondazione continua su argille (diagramma d) la correlazione è espressa attraverso la retta di equazione:

$$w_{\max} \text{ (cm)} = 3500 \beta_{\max}$$

dalla quale risulta $\beta_{\max} = 1/140$. Confrontando tale valore della distorsione con quelli considerati ammissibili per strutture in cemento armato (Skempton e McDonald, 1956; Polshin e Tokar, 1957) risulta probabile che già alla fine della Fase I si stessero manifestando dei danni strutturali alla vasca ed alla sua copertura.

Fase II

Come già osservato, in questa fase l'andamento dei cedimenti differenziali subisce una accelerazione, da correlarsi alla sovrapposizione ai cedimenti per peso proprio di quelli determinati dalla costruzione degli edifici indicati in Figura 3.6.

Considerato che non sono disponibili informazioni di dettaglio sulla tipologia degli edifici (dimensioni, tipo di fondazioni, ecc.), alcuni dei quali successivamente abbattuti o sostituiti, non è stato possibile analizzare quantitativamente l'evoluzione del comportamento della vasca in questa fase.

Fase III

Con l'analisi dei cedimenti relativi alla Fase III si è inteso simulare gli effetti sulla struttura dello sviluppo urbanistico dell'area. Tale sviluppo ha comportato la costruzione degli edifici che attualmente insistono sull'area, quella di un rilevato (detto R1), alto mediamente 5 m ed esteso a tutta l'area compresa tra la vasca e Viale Marconi, il cui fine era quello di definire una quota del piano stradale compatibile con quella di Viale Marconi, e la costruzione del rilevato R2, alto 4 m, adiacente alla struttura e costruito per consentire il prolungamento di Via Segre.

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con riferimento allo schema di Figura 3.15, nella quale vengono illustrati in sezione il sottosuolo, la struttura ed il rilevato R1. Quest'ultimo, che dista 10 m dal lato Est della vasca, è alto 5 m ed è esteso per 100 m. Si è assunta inoltre



la presenza del rilevato R2, disposto in adiacenza alla vasca lungo il lato Nord, di forma rettangolare e dimensioni pari a 270 x 38 m².

La valutazione degli incrementi di tensione indotti nel sottosuolo dal rilevato R1 è stata effettuata assumendo che lo stesso fosse costituito di materiale granulare dal peso di volume pari a 20 kN/m³, e fosse fondato sul terreno T2. Gli incrementi di tensione verticale $\Delta\sigma_z$ sono stati calcolati lungo le due verticali corrispondenti alle estremità Est (E) ed Ovest (W) della struttura, utilizzando la relazione:

$$\Delta\sigma_z = p/\pi \cdot [\alpha + \sin\alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta)]$$

in corrispondenza dei 26 punti, compresi tra le quote -10 e -62 m dal piano campagna, già utilizzati nella analisi della Fase I.

Gli incrementi di tensione sono diagrammati in funzione della profondità in Figura 3.16 a-b. Da questa si evince che l'effetto della costruzione del rilevato R1 è limitato alla sola zona Est, riducendosi a valori trascurabili nella zona W della vasca. Nella stessa figura sono diagrammati anche gli incrementi di tensione indotti in corrispondenza delle verticali E e W dal rilevato R2. Questi, valutati secondo l'approccio di Steinbrenner, risultano ovviamente di pari entità in corrispondenza delle due verticali studiate, considerata la simmetria del problema.

Anche in questo caso per il calcolo dei cedimenti è stato adottato in *metodo edometrico*, già illustrato nella analisi della Fase I. Nella relazione:

$$\varepsilon_z = (1/1+e_1) \cdot C_c \cdot \log(1 + \Delta\sigma_z' / \sigma_{z1}')$$

si sono assunti quali valori iniziali dell'indice dei vuoti e_1 e dello stato tensionale σ_{z1}' quelli ottenuti al termine del calcolo eseguito per la Fase I; così facendo si è tenuto in conto il comportamento fortemente non lineare dei terreni argillosi normalmente consolidati, categoria alla quale appartiene il terreno T5, quando soggetti a percorsi di carico di tipo edometrico.



Il cedimento totale dovuto ai rilevati R1 ed R2 lungo la verticale E è risultato pari a 18.96 cm, mentre quello lungo la verticale $w = 7.06$ cm.

L'incremento del cedimento differenziale δw_d relativo alla Fase III, pari a circa 12 cm, risulta simile a quello osservato.

3.4 Origine e calcolo dei cedimenti indotti nella fase III lungo l'asse N - S

Come già anticipato, dalle misure disponibili si evince che la struttura ha accumulato cedimenti differenziali anche lungo l'asse trasversale N - S. L'esiguo numero di osservazioni non consente peraltro di tracciare un affidabile andamento nel tempo delle stesse, come invece è stato fatto per quelle osservate lungo l'asse E - W. Recenti osservazioni indicano valori di cedimento all'estremità Nord della struttura maggiori di circa 8 cm di quelli misurati lungo il lato Sud della stessa.

Si ritiene che tali cedimenti differenziali siano da attribuirsi, in massima parte, all'effetto della costruzione del rilevato 'prolungamento di Via Segre, già descritto nel precedente paragrafo e denominato R2.

Utilizzando l'approccio proposto da Steinbrenner, sono stati valutati gli incrementi di tensione verticale indotti dal rilevato alle estremità N e S della struttura. Tali incrementi sono diagrammati in funzione della profondità nella Figura 3.17.

I corrispondenti cedimenti, calcolati anche in questo caso assumendo condizioni edometriche, sono risultati pari a 13.7 cm lungo il lato Nord, e 1.4 cm lungo il lato Sud. Il corrispondente cedimento differenziale N - S, pari a circa 12 cm, è di poco superiore a quello osservato nella più recente livellazione della struttura (~ 8 cm).



4. PROBLEMATICHE GEOTECNICHE GENERALI DEL PROGETTO

L'inquadramento generale del sito oggetto dell'intervento ha messo in evidenza come l'intero complesso universitario e la ex Vasca navale sorgano su un'area collocata in un meandro del fiume Tevere, con piano campagna a quota circa 12 metri sul livello medio marino. La successione stratigrafica si caratterizza per la tipica presenza di depositi recenti ed attuali del fiume Tevere sovrapposti a quelli più antichi di natura sabbiosa e ghiaiosa ed alla formazione compatta delle argille plioceniche, comunemente denominate argille vaticane.

Le indagini del progetto preliminare hanno evidenziato che le alluvioni recenti sono caratterizzate da una successione di alcuni metri di riporto, da un deposito di argille leggermente sovraconsolidate, da sabbie fini e, fra le profondità circa di 20 e 60 metri, da un banco di limo argilloso, talvolta sabbioso, poco consistente e normalmente consolidato.

La presenza di questo deposito compressibile ha certamente condizionato nel tempo la funzionalità della Vasca Navale determinandone il suo attuale stato di dissesto pronunciato. Lo sviluppo edilizio ed urbanistico fra gli anni '50 e '70 ha prodotto l'assestamento non omogeneo della Vasca, con i cedimenti più pronunciati nelle strutture che si affacciano verso i potenti rilevati in direzione di Viale Marconi e Via Segre. Le strutture della Vasca infatti sono fondate con pali infissi nei depositi incoerenti del complesso alluvionale, quindi al disopra del banco compressibile più profondo. Questa tipologia di fondazione ovviamente non ha potuto preservare le strutture della Vasca dai cedimenti di consolidazione indotti nei depositi profondi dai carichi relativi alle urbanizzazioni di quegli anni. La previsione di carattere teorico (back analysis), dei cedimenti indotti dai rilevati, illustrata nel capitolo 3, mostra come i cedimenti differenziali deducibili dal calcolo sono perfettamente compatibili con i cedimenti della Vasca che si sono potuti misurare nel tempo.

In questa situazione geotecnica specifica, è evidente che il primo e più importante problema che deve essere considerato è quello dei cedimenti differenziali che, con la realizzazione di nuove strutture in elevazione e la conseguente azione di carichi verticali



aggiuntivi, si possono produrre sia nelle vecchie strutture della vasca sia fra queste e quelle di nuova realizzazione. Un secondo, ma per questo non meno importante problema, è quello di evitare che ulteriori futuri nuovi insediamenti edilizi possano nel tempo produrre la subsidenza dell'area oggetto dell'attuale intervento e quindi un danneggiamento delle strutture recuperate e di quelle in progetto.

A tali problemi si può far fronte seguendo due possibili alternative:

1) adottare per le nuove strutture una tipologia di fondazione del tutto simile a quella già impiegata per la vasca navale, con una palificazione che si arresta nelle sabbie e si mantiene ben al disopra del deposito di argille compressibili;

2) adottare una fondazione su pali trivellati a grande diametro spinta fino a raggiungere i depositi incoerenti oltre i 50 metri di profondità.

Soluzioni fondali con tipologia superficiale, diretta, sono invece certamente da escludere per il carattere disomogeneo dei depositi superficiali che renderebbe molto probabile il verificarsi di cedimenti differenziali dei punti di appoggio a terra delle nuove strutture, peraltro difficilmente quantificabili.

La soluzione 1) si giustifica nell'ipotesi che i cedimenti di consolidazione prodotti dai rilevati delle urbanizzazioni degli anni '70 siano ormai in corso di esaurimento. Poiché il cambio di destinazione d'uso della Vasca comporta di fatto uno sgravio dei carichi sul terreno, gli assestamenti verticali della Vasca sarebbero trascurabili, mentre quelli delle nuove strutture, non sarebbero comunque di grande entità; di conseguenza, i cedimenti differenziali fra i due corpi dell'edificio universitario sarebbero contenuti e potrebbero essere assorbiti tramite idonee soluzioni strutturali (irrigidimenti e giunti). Questa soluzione peraltro pone dei vincoli sulla soluzione progettuale da adottare per le fondazioni di nuove strutture che eventualmente potranno sorgere nelle aree limitrofe al complesso universitario ed al fabbricato della ex Vasca Navale.

La soluzione 2) appare invece come l'unica idonea a contenere i cedimenti differenziali nell'ipotesi assai verosimile che i cedimenti osservati per le strutture della Vasca non si siano completamente esauriti, perchè determinati dal comportamento meccanico viscoso del deposito di argille organiche. Con questa soluzione infatti, le nuove strutture risulterebbero prive di cedimenti significativi, mentre quelli assoluti della Vasca sarebbero mitigati



dall'alleggerimento per l'impermeabilizzazione e lo svuotamento, quest'ultimo solo parzialmente compensato dai nuovi sovraccarichi.

Il confronto fra le due soluzioni fondali si risolve pertanto nella considerazione dei possibili effetti della viscosità delle argille compressibili che potrebbe determinare nuovi cedimenti assoluti sia delle strutture nuove sia di quelle esistenti a seguito dell'incremento degli sforzi verticali nel terreno. Tali cedimenti assoluti darebbero quindi luogo a cedimenti differenziali di pari ordine di grandezza.

Le predenti considerazioni trovano conferma dall'esame della risposta meccanica dei provini di terreno argilloso compressibile determinata nell'ambito della campagna geognostica di dettaglio condotta per la progettazione definitiva. La pronunciata viscosità dei depositi alluvionali lungo il fiume Tevere è un fenomeno noto e ben documentato nella letteratura tecnica specializzata. Il comportamento viscoso deriva essenzialmente dal contenuto in sostanze organiche, tipico di questi terreni, e dalla loro elevata plasticità; la presenza di sostanze organiche è stata puntualmente riscontrata nei campioni di terreno prelevati dai carotaggi della recente campagna di indagine; inoltre, anche le caratteristiche di classificazione del terreno appartenente al deposito compressibile indicano la sua elevata plasticità. Soprattutto sono i risultati ottenuti dalle prove di compressibilità condotte per indagare sul comportamento viscoso delle argille, che hanno messo in evidenza il rischio reale che le deformazioni per consolidazione secondaria possano rappresentare una componente importante della deformazione del terreno sotto l'azione dei carichi verticali.

Per avere una idea delle conseguenze derivanti dal pronunciato comportamento viscoso del deposito di argille normalmente consolidate, basta pensare al fatto che, per un'opera fondata superficialmente e per la quale il cedimento primario si assume esaurito in 24 anni, l'entità del solo cedimento secondario nei successivi 30 anni ammonta a circa 6 cm.

A seguito dei risultati ottenuti dalla campagna geognostica di dettaglio eseguita per la progettazione definitiva, si deve concludere pertanto che la soluzione più idonea per le fondazioni del nuovo complesso universitario sia quella di adottare uno schema di fondazione a pali trivellati, profondi, di grande diametro, intestati nel deposito di sabbie e ghiaie sovrastante la formazione delle argille plioceniche, vaticane.

Tale soluzione richiede necessariamente una attenta analisi e definizione delle modalità



costruttive; con la costruzione dei pali infatti si dovranno attraversare terreni di consistenza molto diversificata ed inoltre è necessario evitare di turbare l'equilibrio idraulico del sottosuolo, mettendo in comunicazione falde a carico idraulico diverso.

Una situazione diversa sussiste invece per le fondazioni delle attuali testate della vasca le cui strutture non sembrano aver subito danni a causa di fenomeni di assestamento nel tempo. La diversità di comportamento si giustifica con il fatto che le testate costituiscono strutture giuntate e separate dal corpo principale e globalmente più rigide e robuste. Per queste parti del manufatto, non essendo previsti nuovi sovraccarichi, si ritiene sufficiente realizzare solo un rinforzo delle attuali fondazioni su pali, con l'impiego di micropali intestati nelle sabbie dense, entro 20 metri di profondità da piano campagna. La tipologia di fondazione di progetto risulterà pertanto del tutto simile a quella già adottata in passato e che non ha dato luogo a problemi di funzionalità o stabilità.



5. ANALISI DELLE FONDAZIONI

5.1 Pali trivellati di grande diametro

Le fondazioni della nuova struttura, ad eccezione della zona in prossimità della testata, consistono in due file di pali disposte lungo gli allineamenti dei pilastri principali, interconnesse da elementi strutturali disposti trasversalmente alla struttura e solidali alla vasca preesistente. La soluzione adottata prevede la realizzazione di pali trivellati di grande diametro ($D = 1200$ mm) di lunghezza non minore di 54 m, realizzati mediante l'uso, nelle fasi di scavo, di fanghi bentonitici.

Si ipotizza che i pali di fondazione attraversino i terreni T2-T5, intestandosi nello strato T6 di natura incoerente prevalentemente ghiaiosa. Tale scelta è da ascrivere alla necessità di limitare i cedimenti della nuova struttura e di quelle limitrofe; a tal fine è risultato necessario superare, con le fondazioni profonde, lo strato di terreno argilloso altamente compressibile (T5) che è stato all'origine dei notevoli dissesti occorsi alla Vasca Navale.

Le valutazioni di seguito riportate si riferiscono alla determinazione del carico limite in corrispondenza del quale si osserva il collasso dell'insieme fondazione terreno (o un cedimento del palo di tale entità da arrecare danni significativi alla struttura fuori terra). Il calcolo del carico ammissibile in condizioni di esercizio è successivamente effettuato attraverso l'introduzione di un opportuno coefficiente di sicurezza, come indicato dal D.M. LL.PP. 11 Marzo 1988.

Data la natura prevalentemente tenera o poco addensata dei terreni coesivi ed incoerenti attraversati dal palo, rispetto alla maggiore rigidità dello strato di ghiaia nel quale esso si intesta, si è assunto che lo schema di funzionamento del palo sia 'di punta', ovvero che il contributo della resistenza laterale non abbia modo di mobilitarsi in corrispondenza delle deformazioni necessarie a mobilitare quello alla base. A tale ipotesi, sostanziata dalle osservazioni sperimentali sui terreni descritte nel paragrafo 2.4, corrisponde la non significatività della condizione di breve termine per la fondazione in esame, per la quale è,



dunque, valutato il solo comportamento a lungo termine attraverso un'analisi in tensioni efficaci.

Si è assunto inoltre che, in relazione alla possibile edificazione futura di strutture nuove nell'area ove insiste la palificata, possano determinarsi cedimenti non trascurabili dello strato di argilla tenera (T5) nell'intorno dei pali, tali da determinare un'azione di trascinamento definita in letteratura come 'attrito negativo'. In tal senso si è effettuata una valutazione di tali azioni sul palo e del loro effetto in termini di riduzione del carico limite dello stesso.

Infine, non è risultato necessario eseguire analisi di 'effetto gruppo' in quanto l'interesse di progetto dei pali è ben maggiore di 3D.

5.2 Condizione di lungo termine in assenza di attrito negativo

Il carico limite Q_L a lungo termine del palo è espresso dalla somma algebrica della resistenza mobilitata alla base, del peso proprio del palo e della sottospinta agente alla base; risulta:

$$Q_L = Q_{LB} - W'$$

dove:

- la resistenza alla base è espressa dalla:

$$Q_{LB} = (\pi D^2/4)(\sigma'_{vb} \cdot N_q)$$

- il peso proprio e la sottospinta sono valutati secondo l'espressione:

$$W' = W_p - u_b \pi D^2/4$$

In queste relazioni σ'_{vb} è la tensione verticale efficace agente alla base del palo, pari a 496 kPa e u_b è il valore della pressione interstiziale agente alla base del palo, pari a 515 kPa.



N_q è un coefficiente, pari a 32, valutato secondo la relazione proposta da Berezantzev (1965) per pali di grande diametro, nel caso $L/D = 45$; tale relazione tiene conto, nella valutazione della resistenza alla punta, del solo contributo mobilitato in corrispondenza di abbassamenti del palo $\cong 0.06D$, ovvero in corrispondenza del manifestarsi del terreno delle prime deformazioni plastiche.

Risulta:

$$Q_L = Q_{LB} - W' = 17953 - 883 = 17070 \text{ kN.}$$

5.3 Condizione di lungo termine in presenza di attrito negativo

In questo caso il carico limite del palo a lungo termine è espresso dalla somma algebrica della resistenza mobilitata alla base, del peso proprio del palo e della sottospinta agente alla base, cui viene sottratta l'azione esercitata dal terreno coesivo T5 sul palo; risulta:

$$Q_L = Q_{LB} - W' - A_N$$

dove Q_{LB} e W' sono definiti come nel precedente paragrafo, mentre A_N è determinato dalla relazione:

$$A_N = \pi D \int_{22}^{52} 0.25 \cdot \sigma'_v \cdot dz$$

valida nell'ipotesi cautelativa che il punto neutro coincida con la base dello strato di argilla T5. Il valore di A_N risulta pari a 1307 kN.

Segue:

$$Q_L = Q_{LB} - W' - A_N = 17953 - 883 - 1307 = 15763 \text{ kN.}$$



5.4 Carico ammissibile sui pali di fondazione

Per come è stato ricavato, il valore QL costituisce un limite per il carico assiale affinché cedimenti verticali del palo risultino inferiori al 6% del diametro (di alcuni centimetri per un palo di diametro $D=120$ cm). In altri termini il valore ottenuto costituisce un limite di servizio e non un carico di collasso del terreno. Peraltro il carico ammissibile sul palo dovrà essere scelto con un valore sensibilmente inferiore a QL, sia perché cedimenti di centimetri appaiono eccessivi per le strutture in progetto, sia perché gli sforzi normali medi nel calcestruzzo del palo siano sufficientemente piccoli. Quest'ultima limitazione appare di gran lunga la più critica fra tutte quelle che derivano dai possibili stati limite (incluso fra questi anche l'instabilità a carico di punta del palo), in quanto, per ragioni di carattere costruttivo che discendono dalla elevata lunghezza dei pali di fondazione, non è possibile ipotizzare per il calcestruzzo caratteristiche meccaniche di resistenza difficilmente ottenibili in pratica.

5.5 Fondazioni delle testate: dimensionamento dei micropali

Per consolidare ed irrigidire l'attuale sistema di fondazione delle testate, il progetto prevede di realizzare una serie di micropali con diametro $d=200$ mm, lunghezza $L=20$ m intestati nel deposito incoerente (S), fra le profondità di 12 e 20 metri dal piano campagna.

Una stima della portanza di un singolo micropalo può essere condotta seguendo criteri di letteratura, definiti in base ad osservazione della risposta di micropali in condizioni reali, per diversi tipi di terreno. La previsione della portanza utile peraltro, costituisce solo un termine di confronto per la stima delle quantità da inserire in progetto, mentre la valutazione dei valori reali di portanza potrà essere condotta esclusivamente sulla base di prove di carico su micropali di prova appositamente realizzati nel sito oggetto dell'intervento.



5.5.1. *Stima della capacità portante del micropalo singolo*

Diametro nominale di perforazione D= 200 mm

Lunghezza totale del palo L= 20 m

Tratto valvolato fra 12 e 20 metri (interasse valvole 1 metro)

Esecuzione delle iniezioni a sequenza ripetuta

Per terreni incoerenti classificati con $N_{spt} = 28 - 30$ si può assumere valori di portanza limite unitaria s fino a 0.15 MPa.

La portanza alla base, in accordo ai criteri di letteratura, si considera attraverso un incremento del 15% della portata laterale.

Inoltre, in base alla tecnica esecutiva richiesta (iniezioni a sequenza ripetuta e controllate) è ragionevole ipotizzare un fattore di resa per il diametro di 1.5.

In definitiva, la portanza totale (laterale ed alla base), risulta :

$$Q_{lim} = 1.15 \times 150 \times 8 \times \pi \times 1.5 \times 0.2 = 1300 \text{ kN}$$

e

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 520 \text{ kN.}$$



6. ASPETTI COSTRUTTIVI

6.1 Pali trivellati

Le modalità di realizzazione dei pali trivellati, diametro 120 cm e lunghezza circa 60 metri, dovranno essere stabilite solo tramite costruzione di un palo di prova, da sottoporre successivamente a prova di carico.

In linea generale è possibile anticipare alcune prescrizioni da inserire nell'apposita voce di capitolato.

Ogni palo dovrà essere realizzato tramite perforazione sempre sostenuta, tramite tubazione metallica o, più realisticamente, da fanghi bentonitici. In corrispondenza di ciascun palo deve essere posto in opera un avan-pozzo con funzioni di guida dell'utensile e di riferimento per la posizione plano-altimetrica del palo.

Sulla base dei sondaggi condotti la perforazione dovrà:


- attraversare un deposito argilloso sovraconsolidato, un banco di sabbie dense, uno strato di argille normalmente consolidate
- terminare circa 2 metri all'interno dei depositi ghiaiosi a 54-55 metri di profondità dal piano di campagna originario.

L'Impresa deve pertanto prevedere la possibilità del cambiamento dell'utensile di perforazione durante la trivellazione per minimizzare i tempi di esecuzione del palo.

Prima della esecuzione del getto, il fondo del foro dovrà essere pulito dai residui della trivellazione.

Completata la perforazione si provvederà alla posa in opera della gabbia di armatura; questa ultima dovrà essere provvista di idonei distanziatori atti a garantire la centratura dell'armatura ed il copriferro minimo di progetto. Le gabbie sono costituite in spezzoni opportunamente giuntati.

Il getto del calcestruzzo avverrà impiegando il tubo convogliatore con sistema contractor. Costituito da sezioni di 3 metri ciascuna, diametro 20-25 cm, il tubo deve essere spinto fino alla profondità del fondo foro realizzando un getto, dal basso verso l'alto.

	<p><i>EX VASCA NAVALE – FACOLTA' DI ECONOMIA</i> <i>RISTRUTTURAZIONE ED AMPLIAMENTO</i></p> <p>RELAZIONE GEOTECNICA</p>	<p>Pag. 32</p>
---	---	----------------

Per ciascun palo, l'Impresa Esecutrice dovrà redigere una scheda indicante:

- numero progressivo del palo riferito ad una planimetria
- dati tecnici dell'attrezzatura
- profondità della perforazione
- informazioni relative alla stratigrafia locale
- volumi e grafico del getto
- eventuali anomalie riscontrate in corso di esecuzione.

6.2 Micropali

I micropali previsti in progetto sono del tipo ad iniezioni multiple selettive. Anche per i micropali, le modalità costruttive dovranno essere stabilite sulla base di specifiche prove di esecuzione. Risultano comunque definite le caratteristiche generali del procedimento costruttivo.

La perforazione deve essere eseguita mediante sonda a rotazione con rivestimento continuo e circolazione di fluidi.

Una volta raggiunta la profondità di progetto, previa rimozione dei detriti dal foro, si provvederà all'inserimento dell'armatura valvolata, munita di centratori. Questa dovrà essere sufficientemente prolungata per consentire agevolmente le operazioni di iniezione. Immediatamente dopo si dovrà procedere con la iniezione a bassa pressione per la realizzazione della guaina cementizia. A distanza di 24 ore dalla formazione della guaina si darà luogo alla esecuzione delle iniezioni selettive, valvola per valvola, a partire dal fondo, con pressioni mai superiori a 50 bar.

Per ogni micropalo eseguito l'Impresa dovrà fornire una completa scheda tecnica contenente le informazioni sulla perforazione e sulle modalità di iniezione.



7. PROVE DI CARICO

Il palo di prova dovrà essere sottoposto ad una prova di progetto. Almeno l'1% dei pali di fondazione dovranno essere sottoposti a prove di carico.

La prova di progetto comporta idealmente di raggiungere il carico limite di rottura del palo. Più realisticamente si verificherà il comportamento del palo fino ad un carico verticale pari a 2.5 volte il carico di esercizio.

Per le prove di carico, il carico di prova è 1.2 volte il carico di esercizio.

Le modalità di esecuzione delle prove di carico e di progetto devono essere oggetto di apposita prescrizione tecnica.

Prove di laboratorio

<i>Sondaggio 1</i>																															
Sond.	Camp.	profondità da m	prof. a m	media m	quota dal p.c.	ass m.s.l.m.	strato	Gs	prova	γ kN/m ³	Wo %	WL %	WP %	Ip %	Ic	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Attività	Compressibilità						Taglio diretto				
																					e ₀	C _c	C _s	σ'_{vy} kPa	σ'_{v0} kPa	OCR	C _v m ² /s	σ'_n kPa	τ_f kPa	c' kPa	ϕ' °
S1	1	23.5	24	23.75	-14.75	T5	2.66	EDOM	17.4	46.3	59	31	28	0.45	0	9	50	41	0.6829	1.232	0.62	0.08	320	270	1.2	1*10E-7					
S1	2	34.3	34.9	34.6	-25.6	T5		TD	18.6	28.5					0	29	55	16									300	194	0	33	
S1	2	34.3	34.9	34.6	-25.6	T5		TD	18.86	28.9																450	297				
S1	2	34.3	34.9	34.6	-25.6	T5		TD	18.3	28.2																600	392				
S1	3	40.8	41.25	41.025	-32.025	T5		TD	18.6	31.5					0	85	15	0								200	148	0	33		
S1	3	40.8	41.25	41.025	-32.025	T5		TD	18.7	31.2																400	228				
S1	3	40.8	41.25	41.025	-32.025	T5		TD	18.9	30.9																600	410				
S1	4	45.8	46.3	46.05	-37.05	T5	2.641	EDOM	19.92	24.2	29				0	30	52	18								0.646	0.1	0.02	520		

<i>Sondaggio 2</i>																														
Sond.	Camp.	profondità da m	prof. a m	media m	quota dal p.c.	ass m.s.l.m.	strato	Gs	prova	γ kN/m ³	Wo %	WL %	WP %	Ip %	Ic	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	Attività	Compressibilità						Taglio diretto			
																					e ₀	C _c	C _s	σ'_{vy} kPa	σ'_{v0} kPa	OCR	C _v m ² /s	σ'_n kPa	τ_f kPa	c' kPa
S2	1	3.5	4	3.75	7.8	T2	2.691	EDOM	20.3	21	40	16	24	0.79	0	14	49	37	0.6486	0.605	0.23	0.03	530	80	6	5*10E-7				
S2	2	6.5	7	6.75	4.8	T2		TD	19.4	30.3	46	23	23	0.68	0	1	45	54	0.4259								50	35	14	23
S2	2	6.5	7	6.75	4.8	T2		TD	18.7	30.3																100	57			
S2	2	6.5	7	6.75	4.8	T2		TD	19.06	29.5																150	78			
S2	4	29.5	30	29.75	-18.2	T5	2.665	EDOM	17.6	37.3	70	22	48	0.68	0	3	42	55	0.8727	1.072	0.4	0.09	240	240	1	1*10E-7				
S2	6	42	42.6	42.3	-30.75	T5	2.671	EDOM	16.9	45.3	68	22	46	0.49	0	4	33	63	0.7302	1.295	0.52	0.14	400	400	1	5*10E-8				

Tabella 2.1 (a)

<i>Sondaggio 3</i>															Compressibilità						Taglio diretto				Fase deviatorica												
Sond.	Camp.	profondità	prof. media	quota	ass strato	Gs	prova	γ	Wo	WL	WP	Ip	Ic	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	Attività	e_0	Cc	Cs	σ'_{vy}	σ'_{v0}	OCR	Cv	σ'_n	τ_f	c'	ϕ'	Cu	q	p'					
		da m	a m	m dal p.c.	m.s.l.m.			kN/m ³	%	%	%	%		%	%	%	%					kPa	kPa		m ² /s	kPa	kPa	kPa	°	kPa	kPa	kPa					
S3	2	22	22.55	22.275	-9.875	T4	2.763	TD	19.57	22.9				2	94	4	0																				
S3	2	22	22.55	22.275	-9.875	T4		TD	19.77	24.7																	98.1	96.7	26.6	35							
S3	2	22	22.55	22.275	-9.875	T4		TD	19.56	23.3																196.2	164.4										
S3	2	22	22.55	22.275	-9.875	T4		TD	19.56	23.3																392.4	304.5										
S3	3	30	30.6	30.3	-17.9	T5	2.632	EDOM	17.39	43.6	58.8	30.3	28.5	0.53	0	0	43	57	0.5002	1.173	0.38	0.1	300	300	1	5*10E-8											
S3	3	30	30.6	30.3	-17.9	T5	2.64	UU	16.13	56.7																											
S3	3	30	30.6	30.3	-17.9	T5	2.68	UU	17.37	43.4																											
S3	3	30	30.6	30.3	-17.9	T5	2.68	UU	17.23	45.4																											
S3	4	36	36.5	36.25	-23.85	T5	2.568	EDOM	15.92	52.2	74.2	33.9	40.2	0.55	0	4	47	49	0.8208	1.456			340	340	1	1*10E-7											
S3	4	36	36.5	36.25	-23.85	T5	2.618	CU	16.75	45.5																											
S3	4	36	36.5	36.25	-23.85	T5	2.618	CU	16.7	47																											
S3	4	36	36.5	36.25	-23.85	T5	2.618	CU	16.83	47																											
S3	4	36	36.5	36.25	-23.85	T5	2.618	CU	16.83	47																											
S3	5	42	42.6	42.3	-29.9	T5	2.663	EDOM	18.69	30.6	46.4	22.5	23.8	0.66	0	0	60	40	0.5953	0.86	0.26	0.08	400	400	1	1*10E-7											
S3	5	42	42.6	42.3	-29.9	T5	2.72	UU	18.8	28.8																											
S3	5	42	42.6	42.3	-29.9	T5		UU	18.76	32.5																											
S3	5	42	42.6	42.3	-29.9	T5	2.715	CU	18.83	28.4																											
S3	5	42	42.6	42.3	-29.9	T5		CU	18.75	30.8																											
S3	5	42	42.6	42.3	-29.9	T5		CU	18.87	28.5																											

Tabella 2.1 (b)

PLANIMETRIA E UBICAZIONE INDAGINI

- S : Sondaggi a carotaggio continuo
- DP : Prove penetrometriche dinamiche
- CPT : Prove penetrometriche statiche

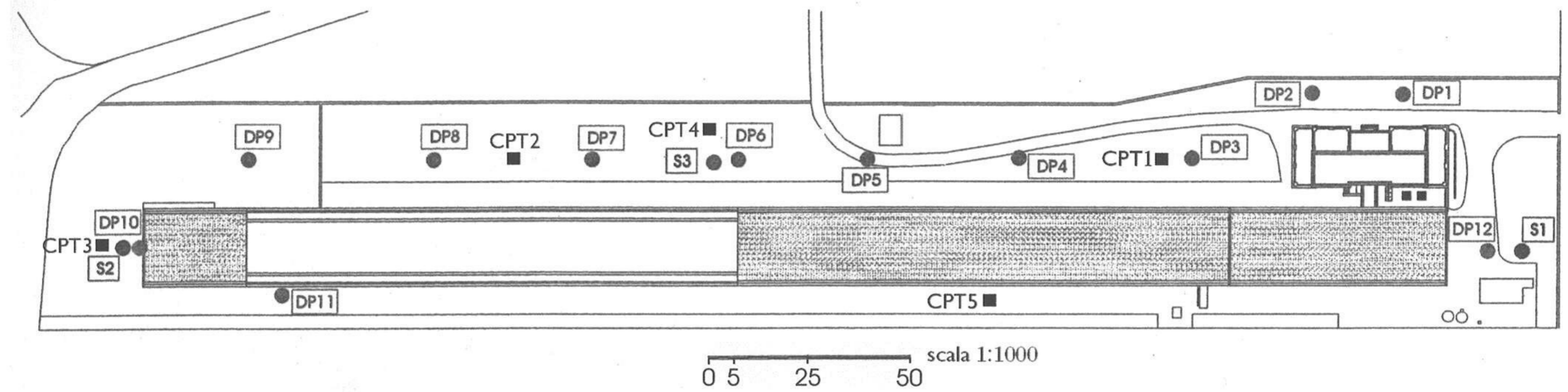


Figura 2.1

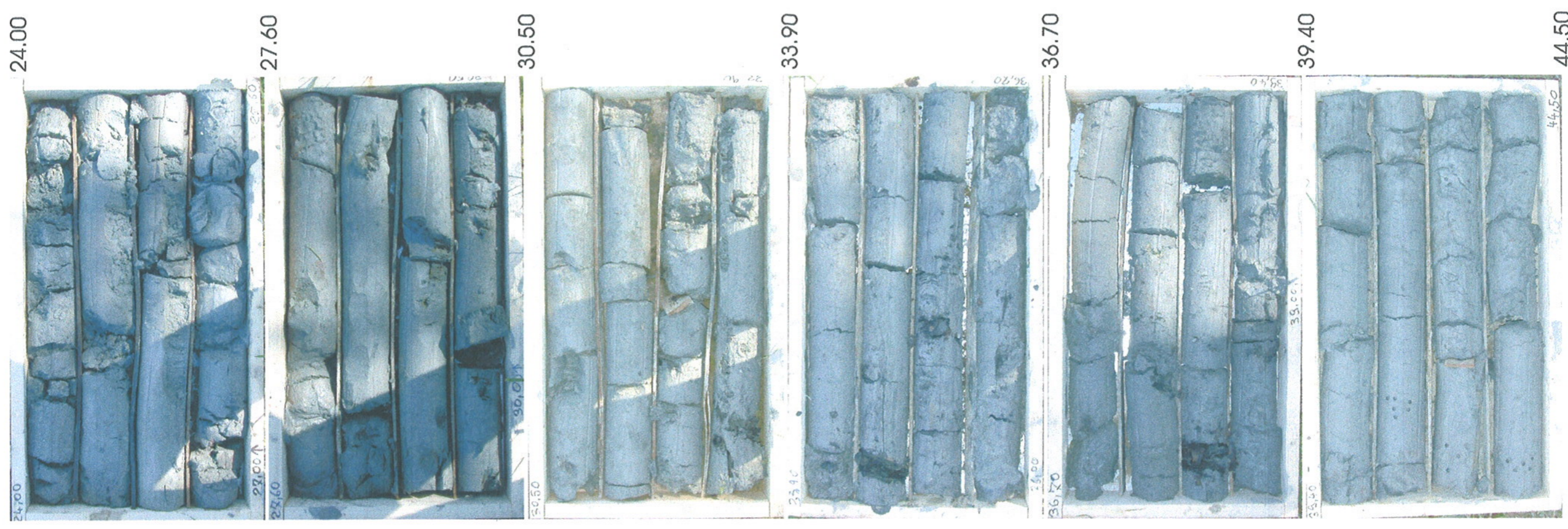
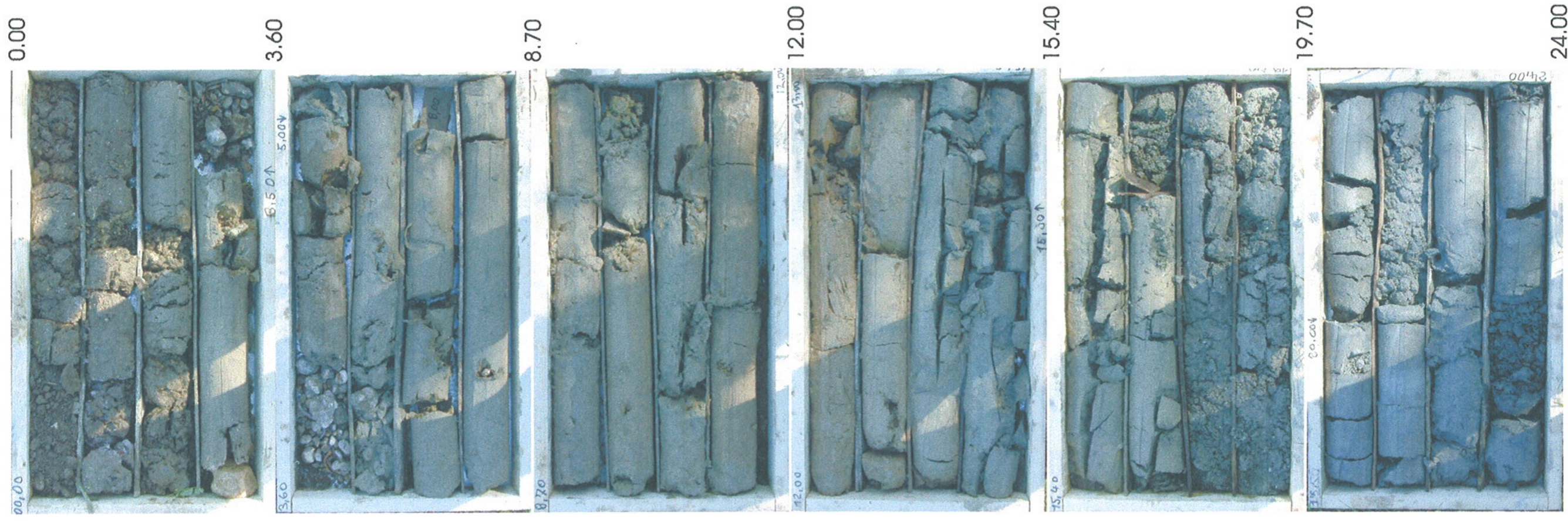


Figura 2.2(a)

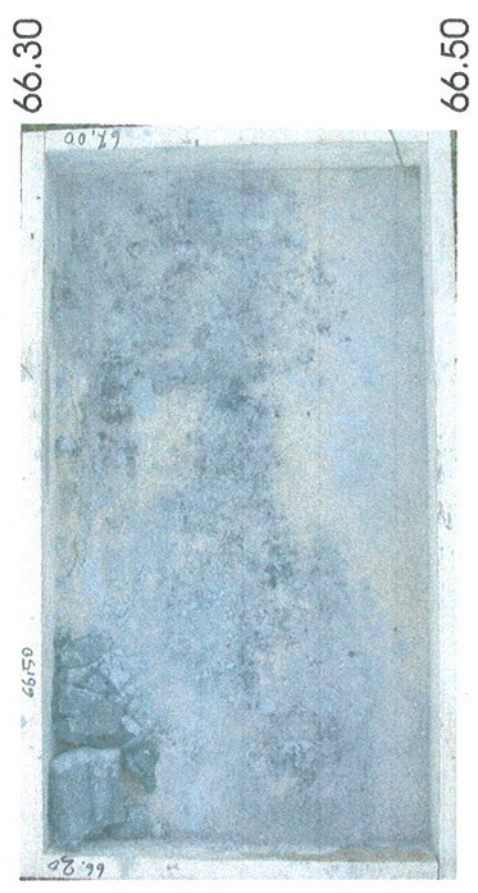
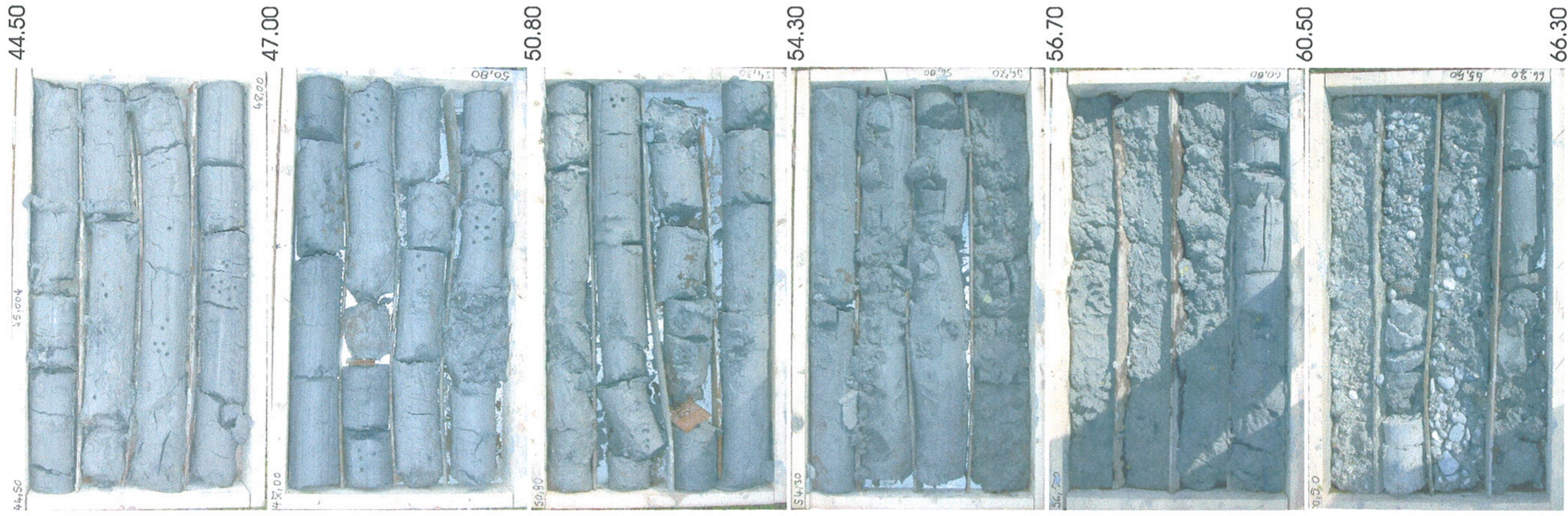


Figura 2.2 (b)

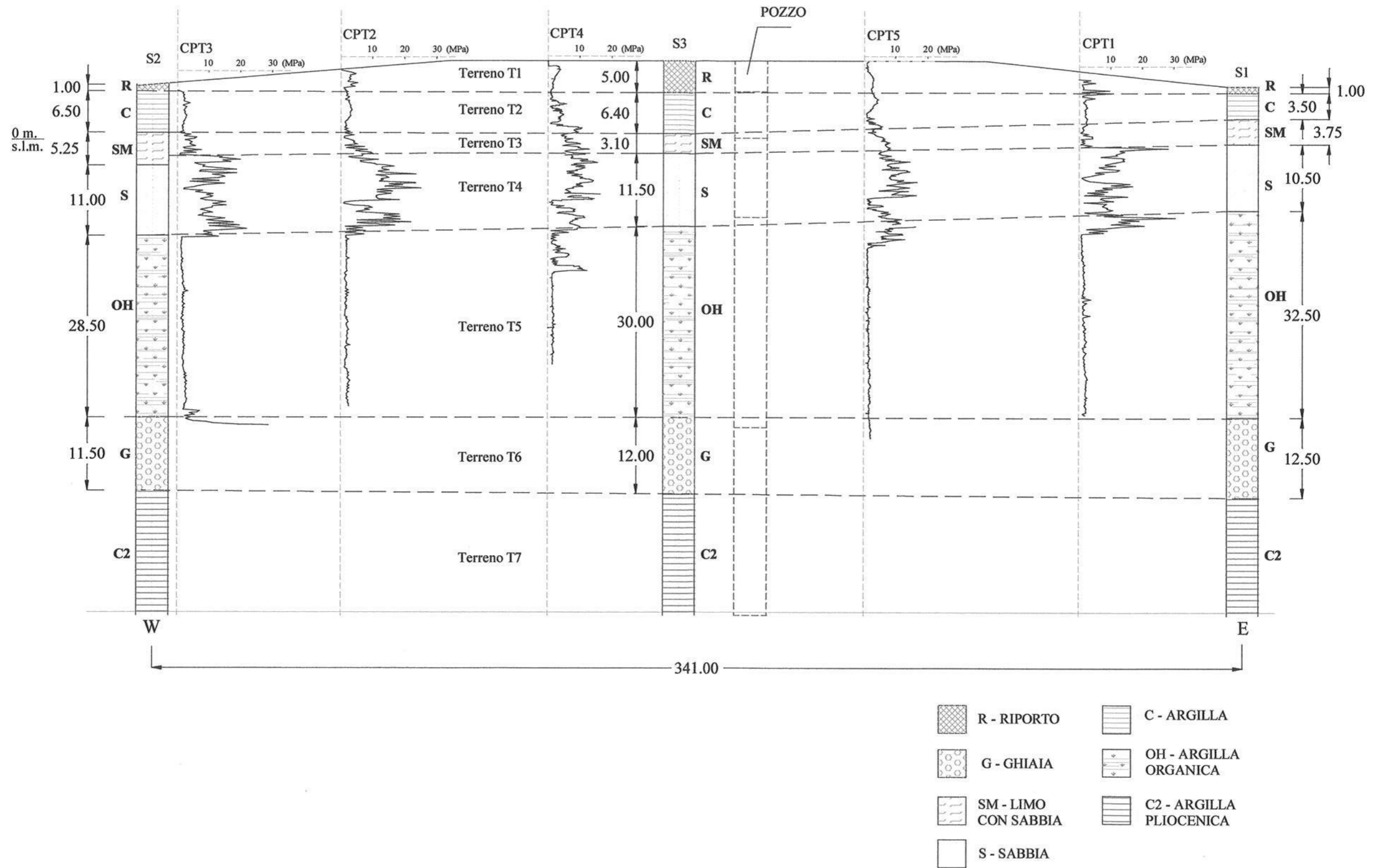


Figura 2.3

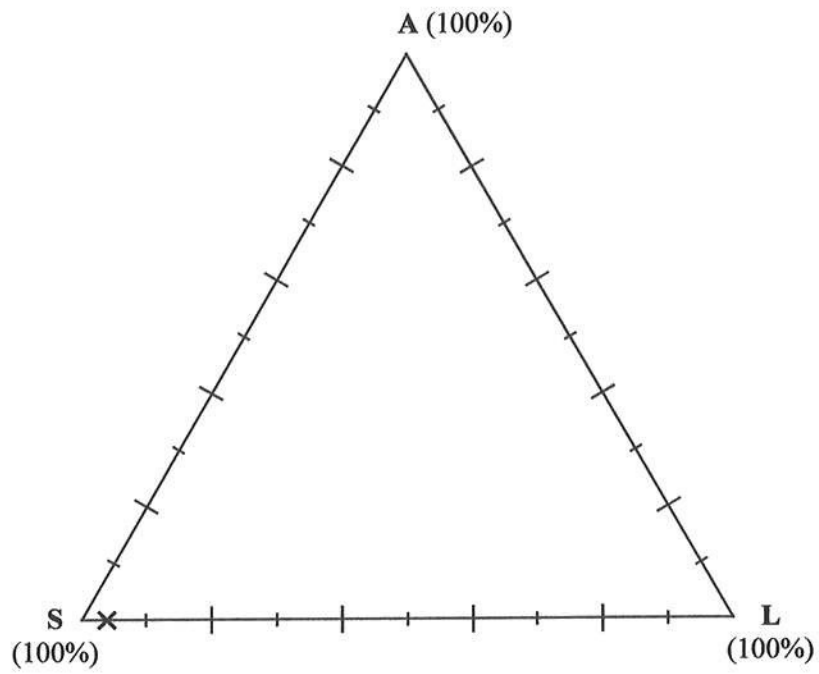


Figura 2.6 - Composizione granulometrica del terreno T4: Sabbia

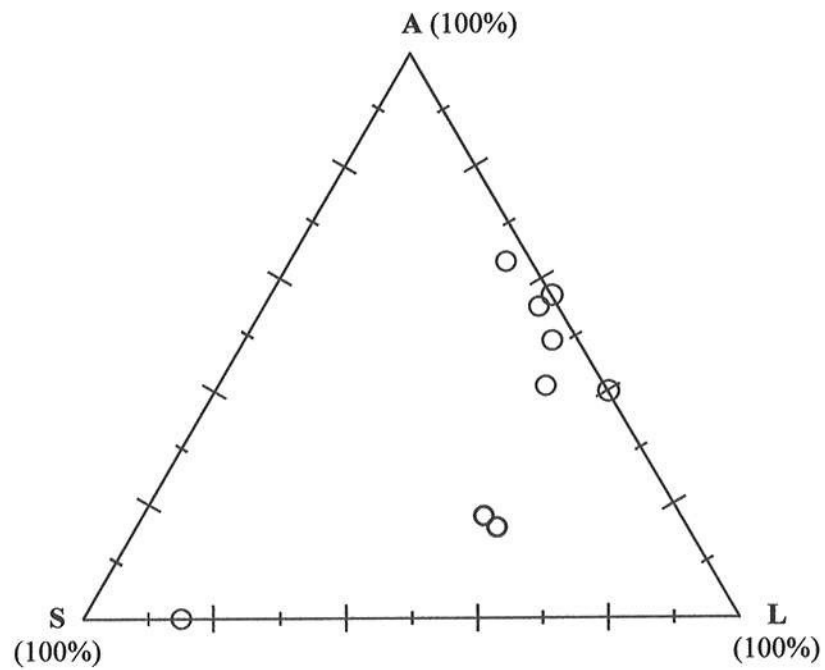


Figura 2.7 - Composizione granulometrica del terreno T5: Argilla con limo

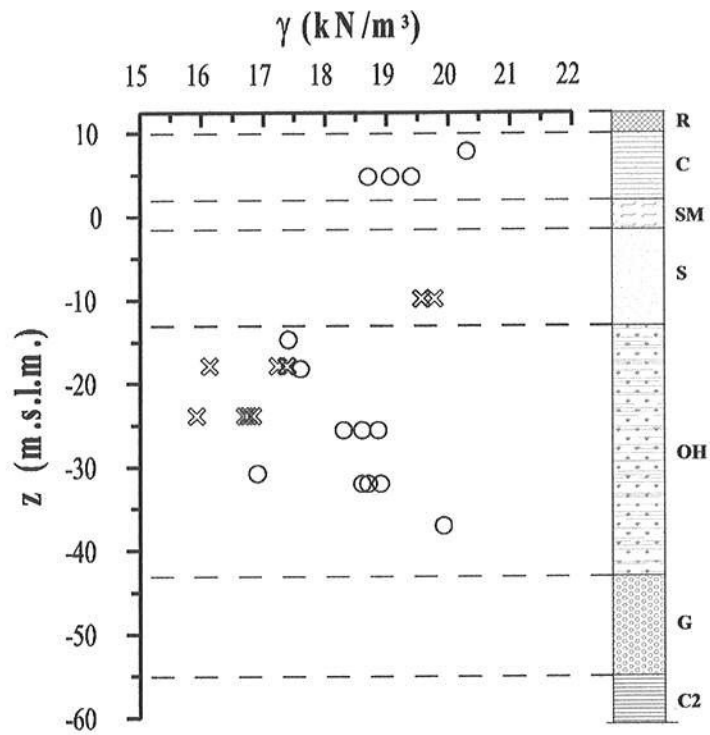


Figura 2.8 - Andamento del peso di volume con la profondità

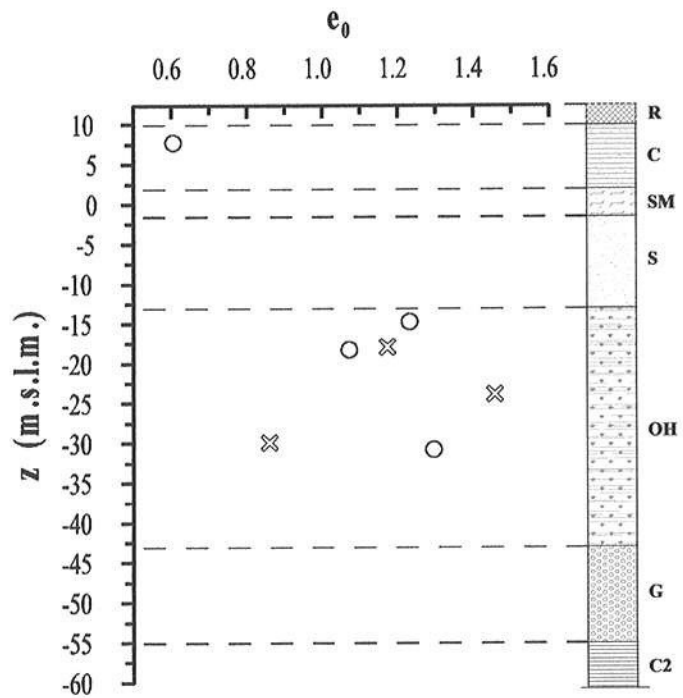


Figura 2.9 - Andamento con la profondità dell'indice dei vuoti

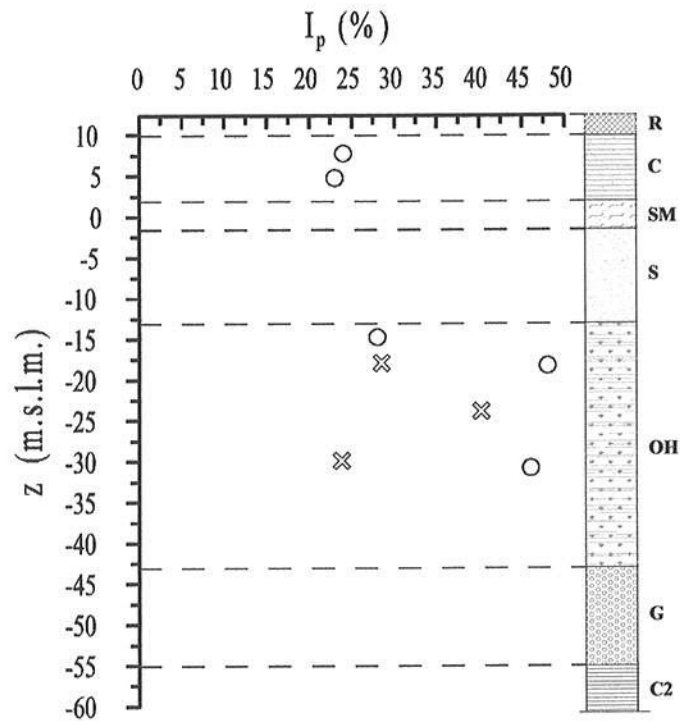
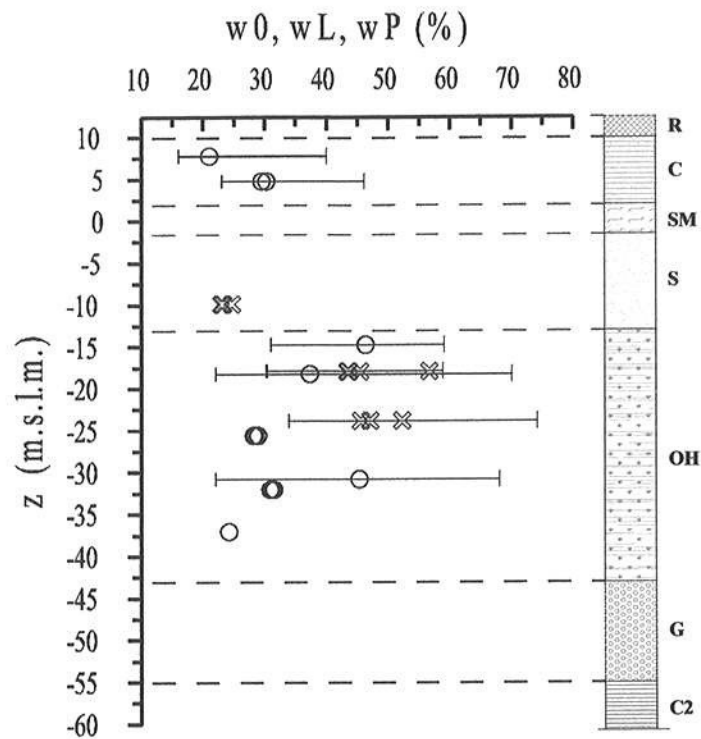


Figura 2.10 - (a) Andamento dei limiti liquido e plastico e del contenuto naturale d'acqua con la profondità;
 (b) andamento dell'indice di plasticità con la profondità

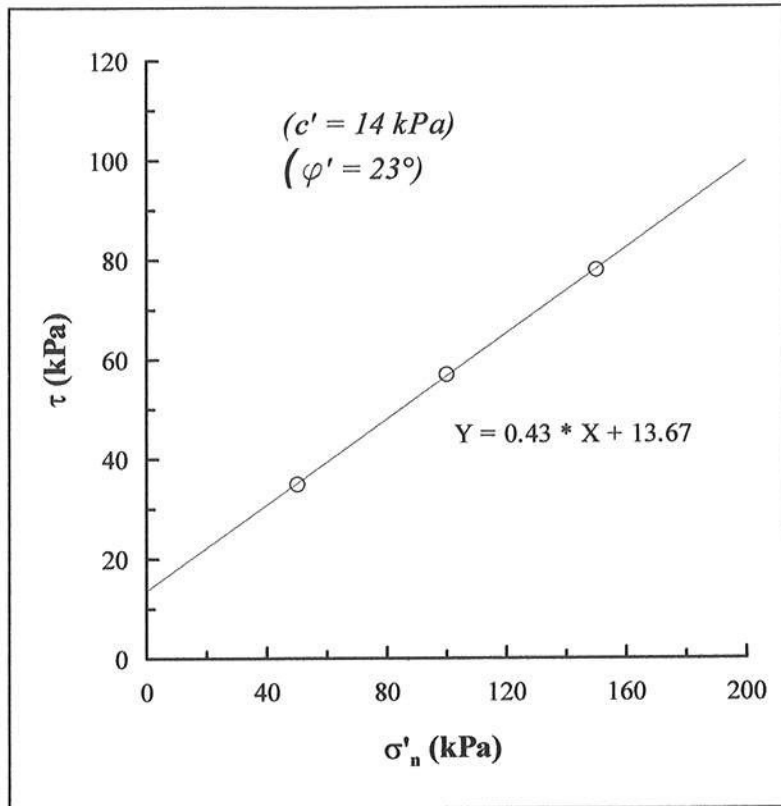


Figura 2.11
 Involuppo di resistenza
 dello strato T2: Argilla
 con limo

○	S1 S2
⊗	S3

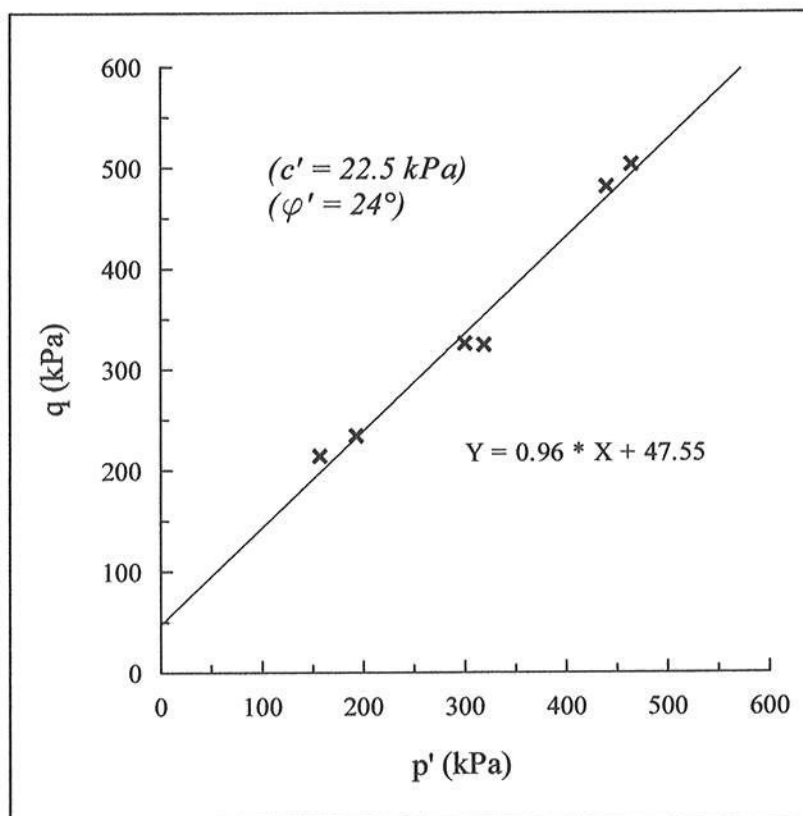


Figura 2.12
 Involuppo di resistenza
 dello strato T5: Argilla
 con limo

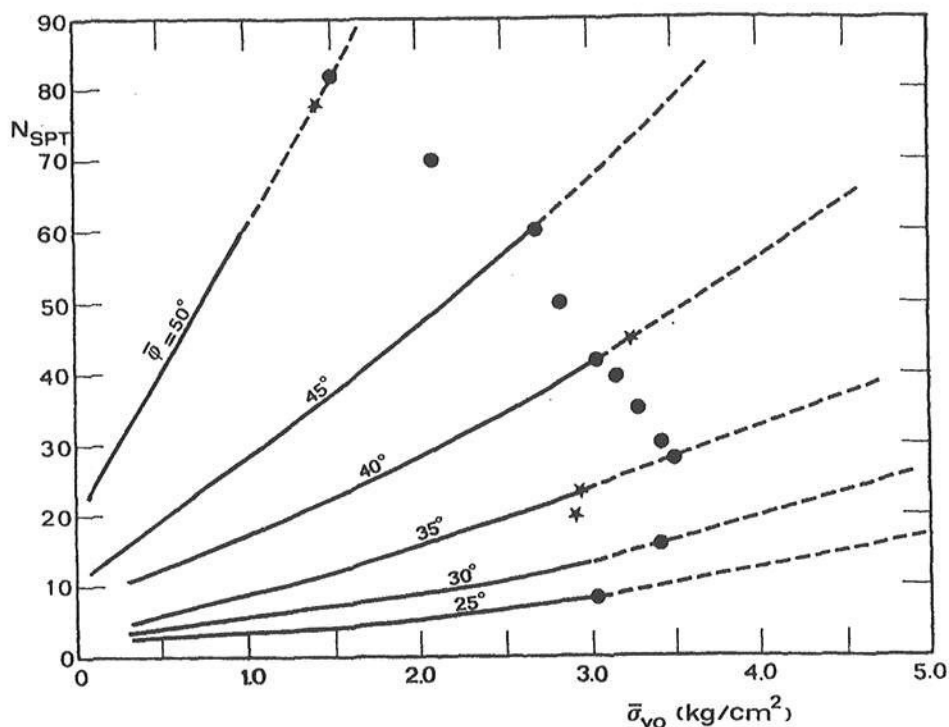


Figura 2.13 – Correlazione fra il numero di colpi N e l'angolo d'attrito (De Mello, 1977)

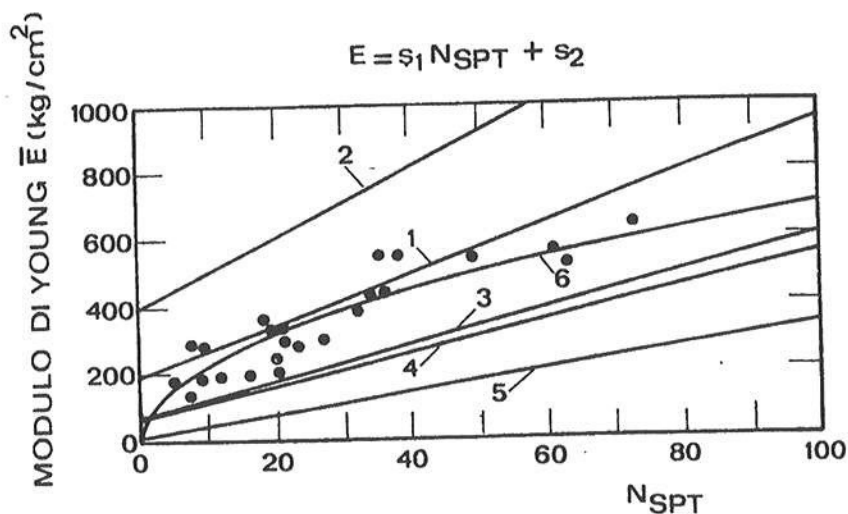


Figura 2.14 - Correlazioni fra il numero di colpi N ed il modulo di Young (Denver, 1982):

- | | |
|--|-------------------------------|
| 1) $S_1 = 0.756 \text{ MPa}$; $S_2 = 18.75 \text{ MPa}$ | (D'Apollonia et al., 1970) |
| 2) $S_1 = 1.043 \text{ MPa}$; $S_2 = 36.79 \text{ MPa}$ | (D'Apollonia et al., 1970) |
| 3) $S_1 = 0.517 \text{ MPa}$; $S_2 = 7.460 \text{ MPa}$ | (Schultze & Menzenbach, 1961) |
| 4) $S_1 = 0.478 \text{ MPa}$; $S_2 = 7.170 \text{ MPa}$ | (Webb, 1970) |
| 5) $S_1 = 0.316 \text{ MPa}$; $S_2 = 1.580 \text{ MPa}$ | (Webb, 1970) |

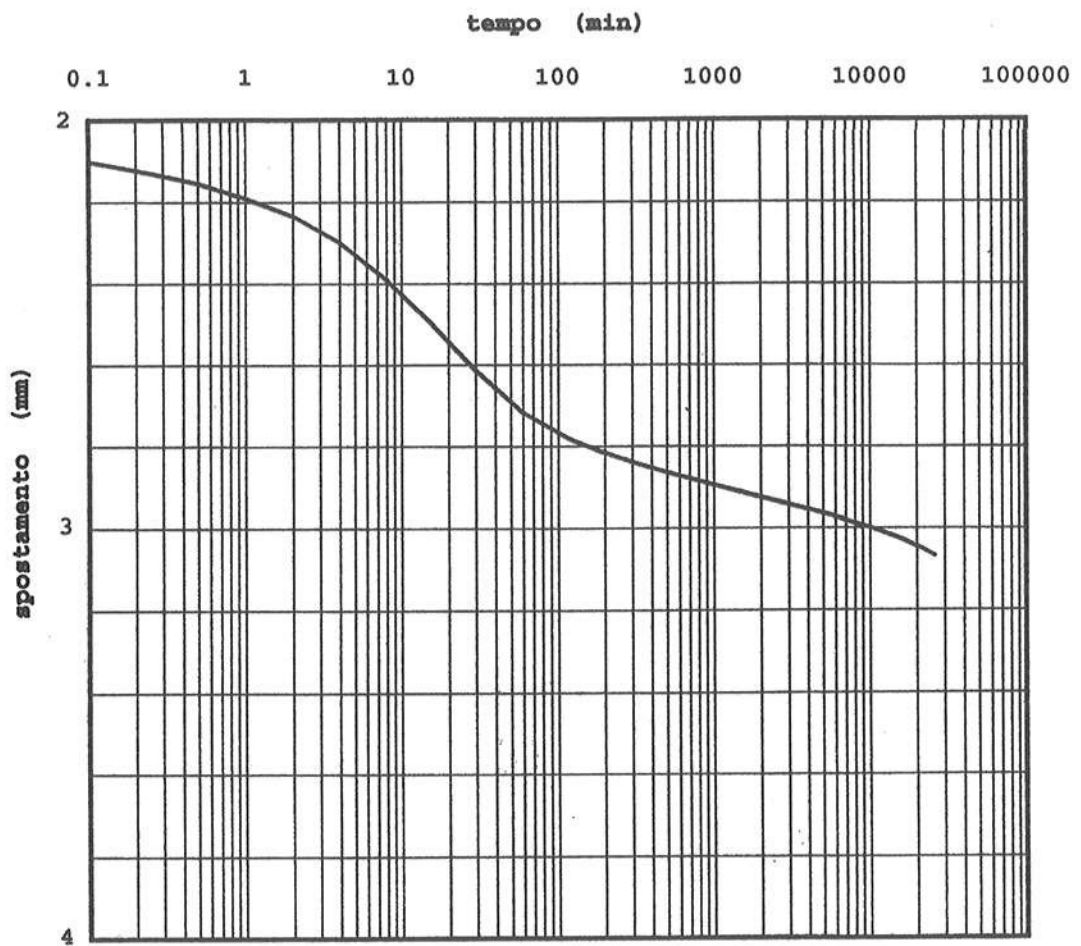


Figura 2.15 - Prova edometrica (campione 4, sondaggio 3). Tereno T5 (OH)

**STRATIGRAFIA GEOTECNICA DI RIFERIMENTO:
A PARTIRE DAL P.C. ORIGINALE (10 m. s.l.m.)**

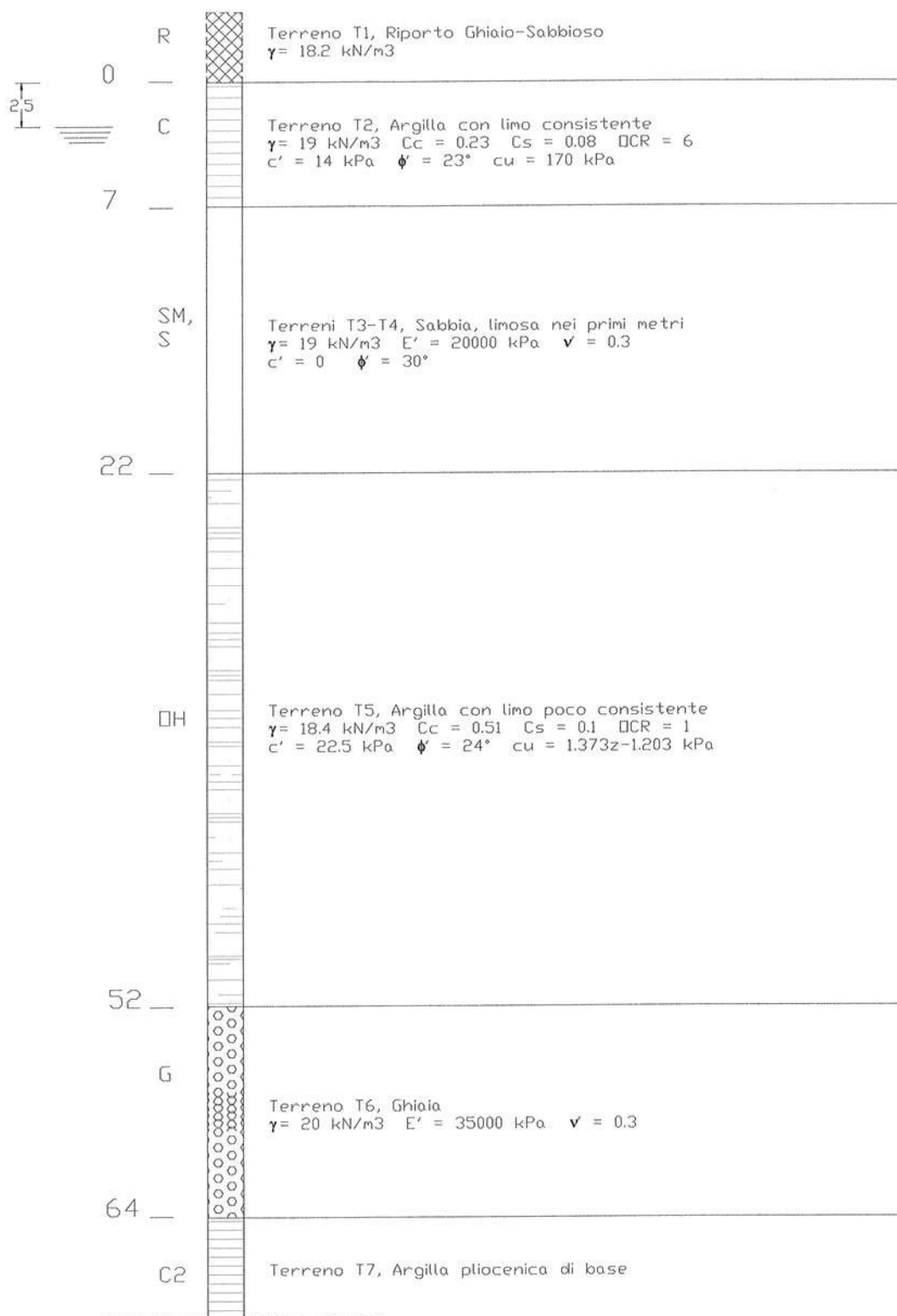


Figura 2.16

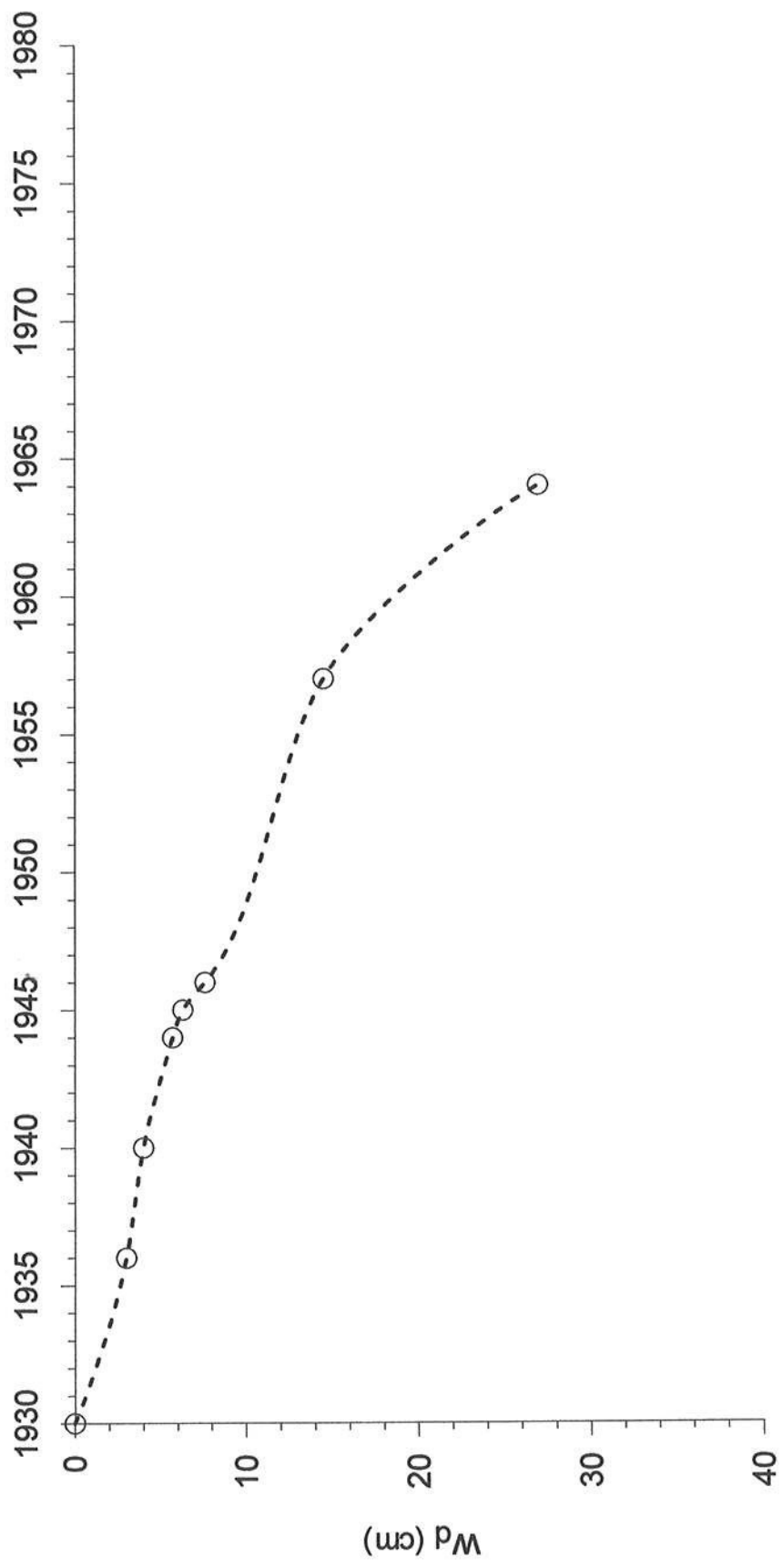


Figura 3.1

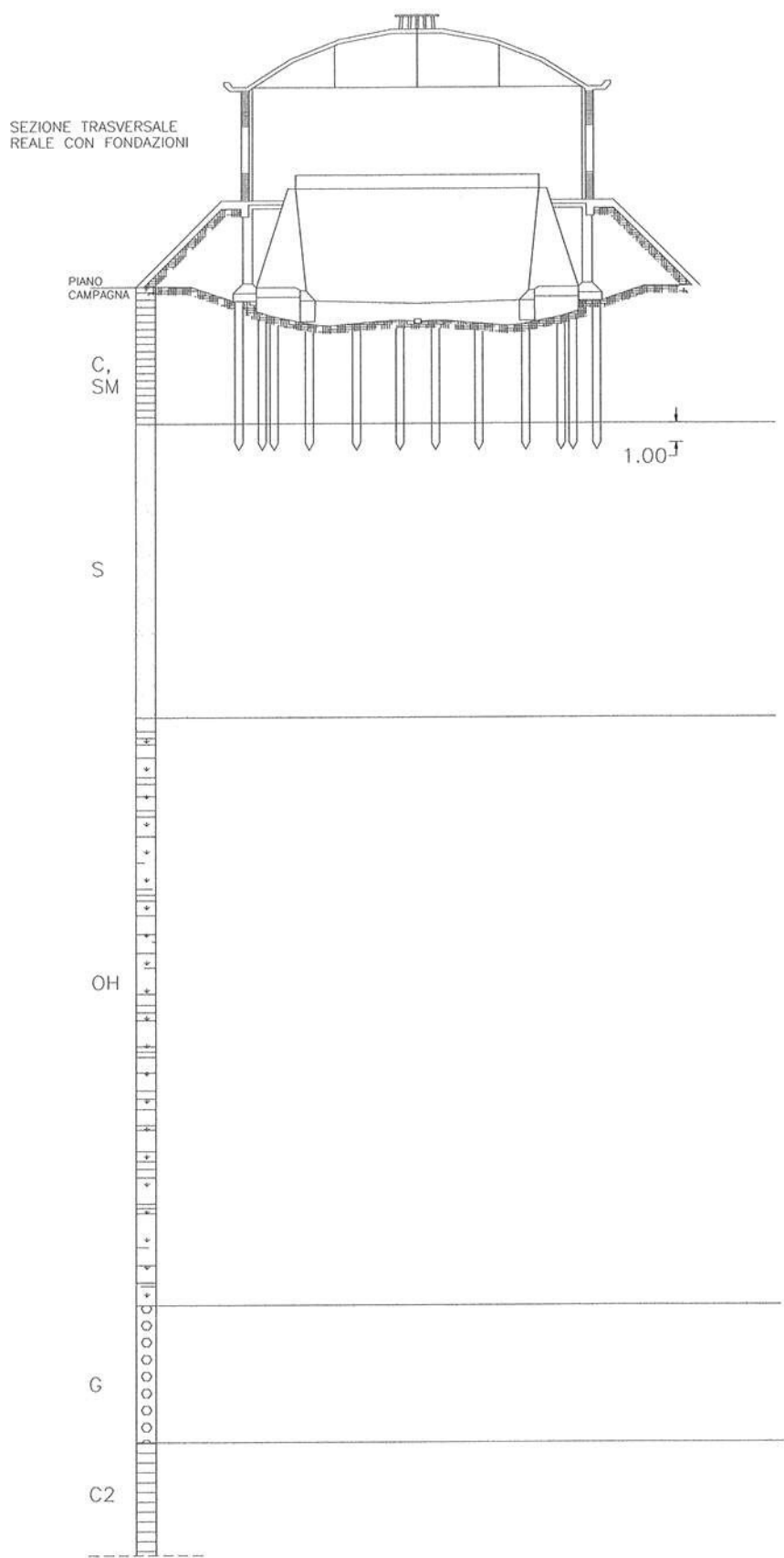


Figura 3.2

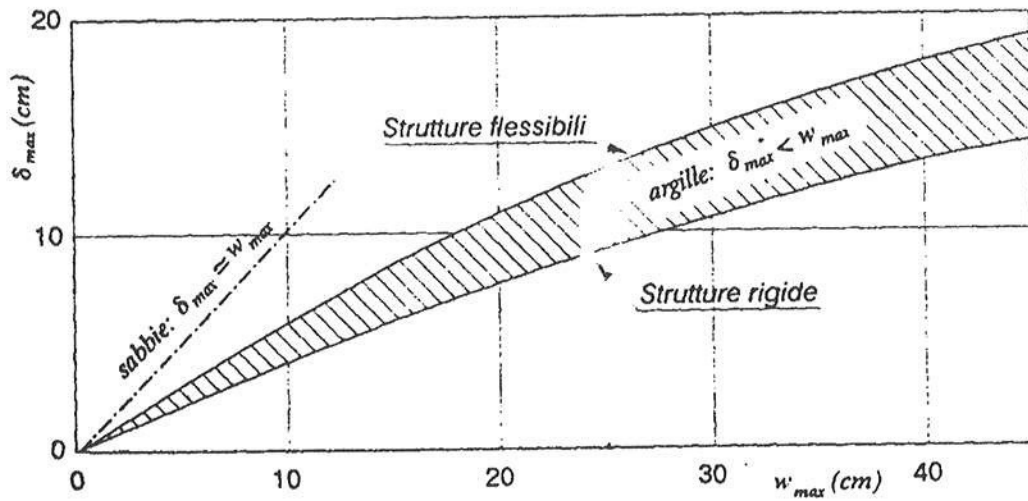


Figura 3.3 - Correlazione tra il massimo cedimento assoluto ed il massimo cedimento differenziale (Viggiani, 1993)

1934

Uso del suolo.

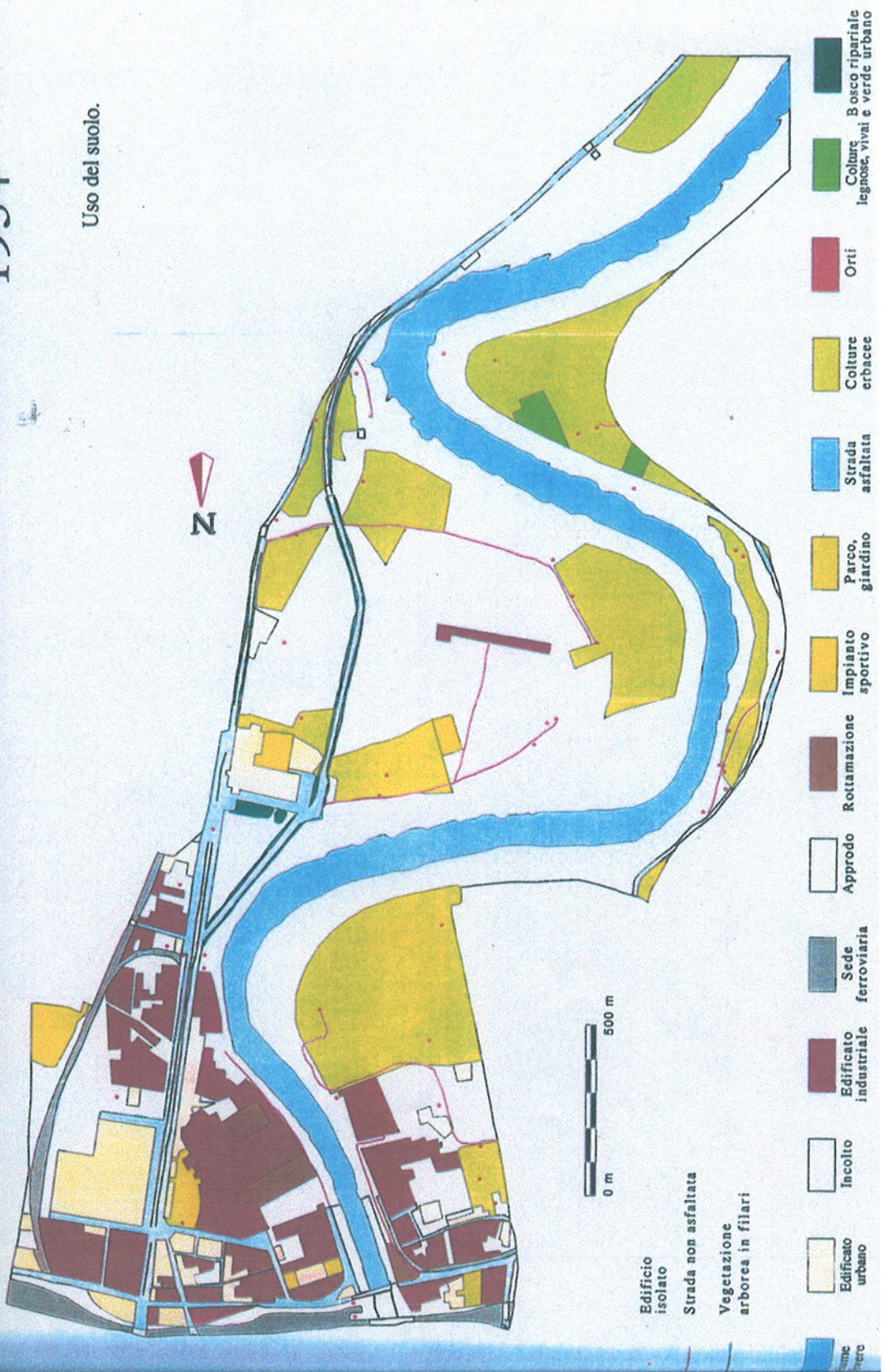


Figura 3.4

1943

Uso del suolo.

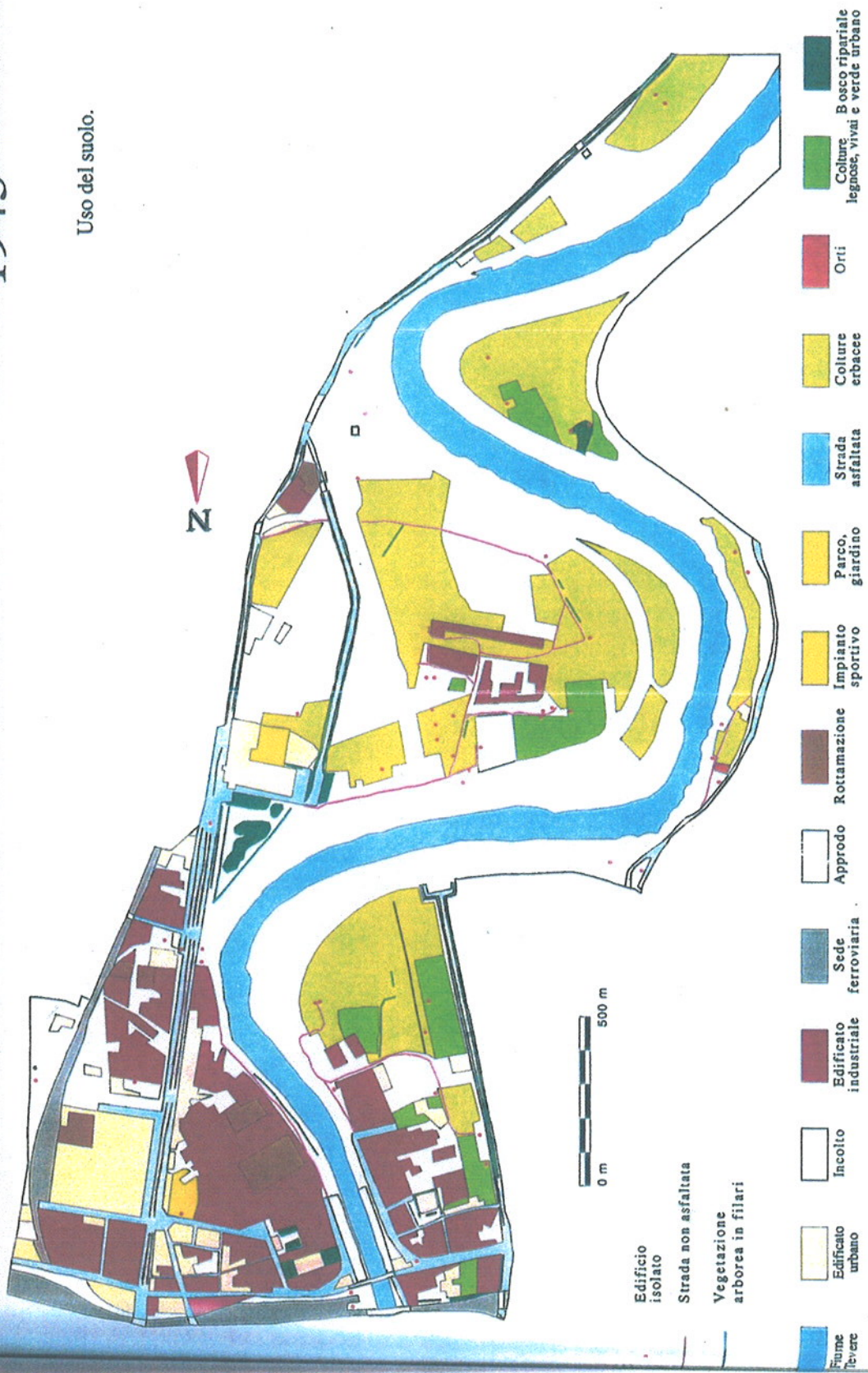


Figura 3.5

1954

Uso del suolo.

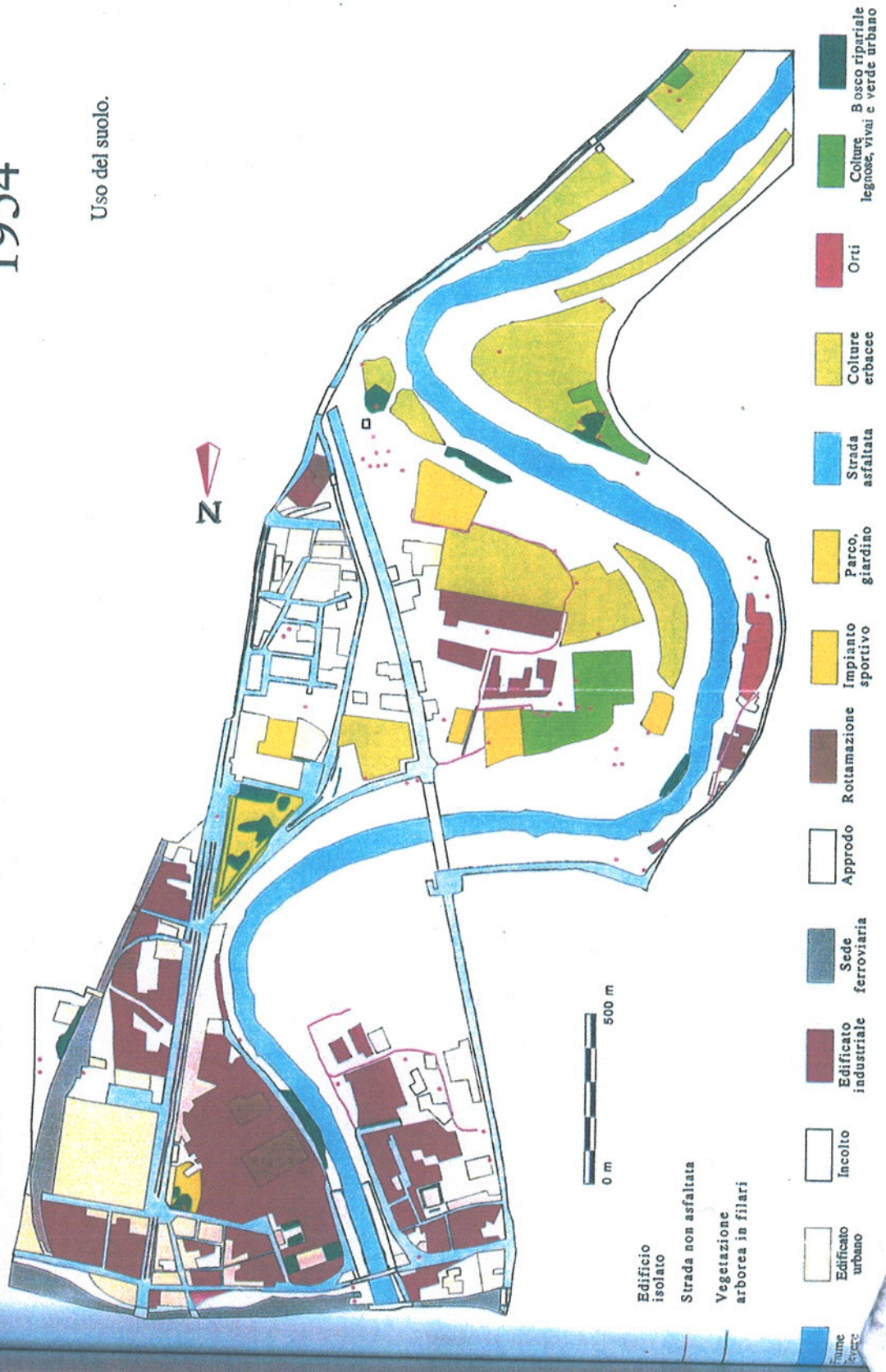


Figura 3.6

1970

Uso del suolo.

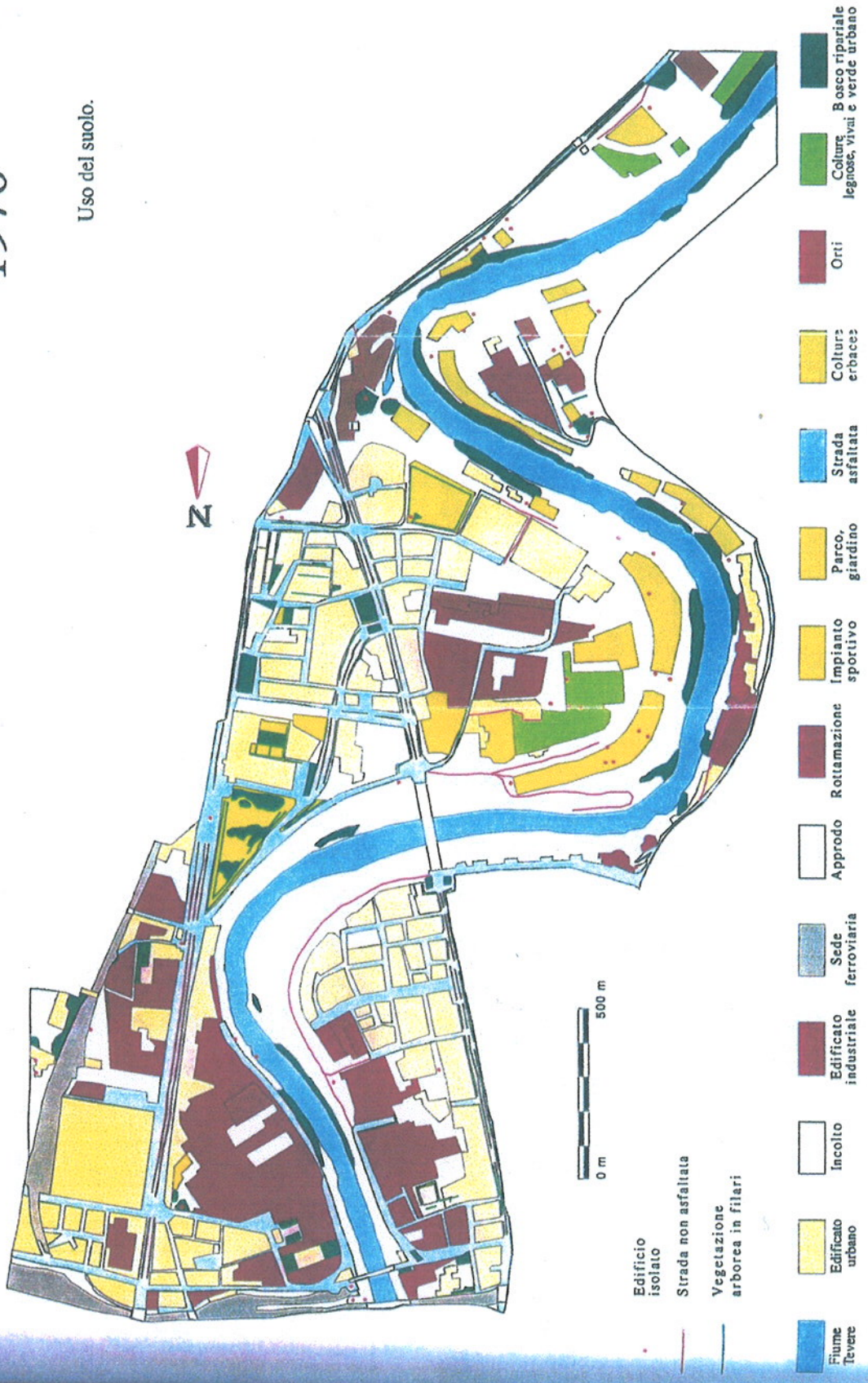


Figura 3.7

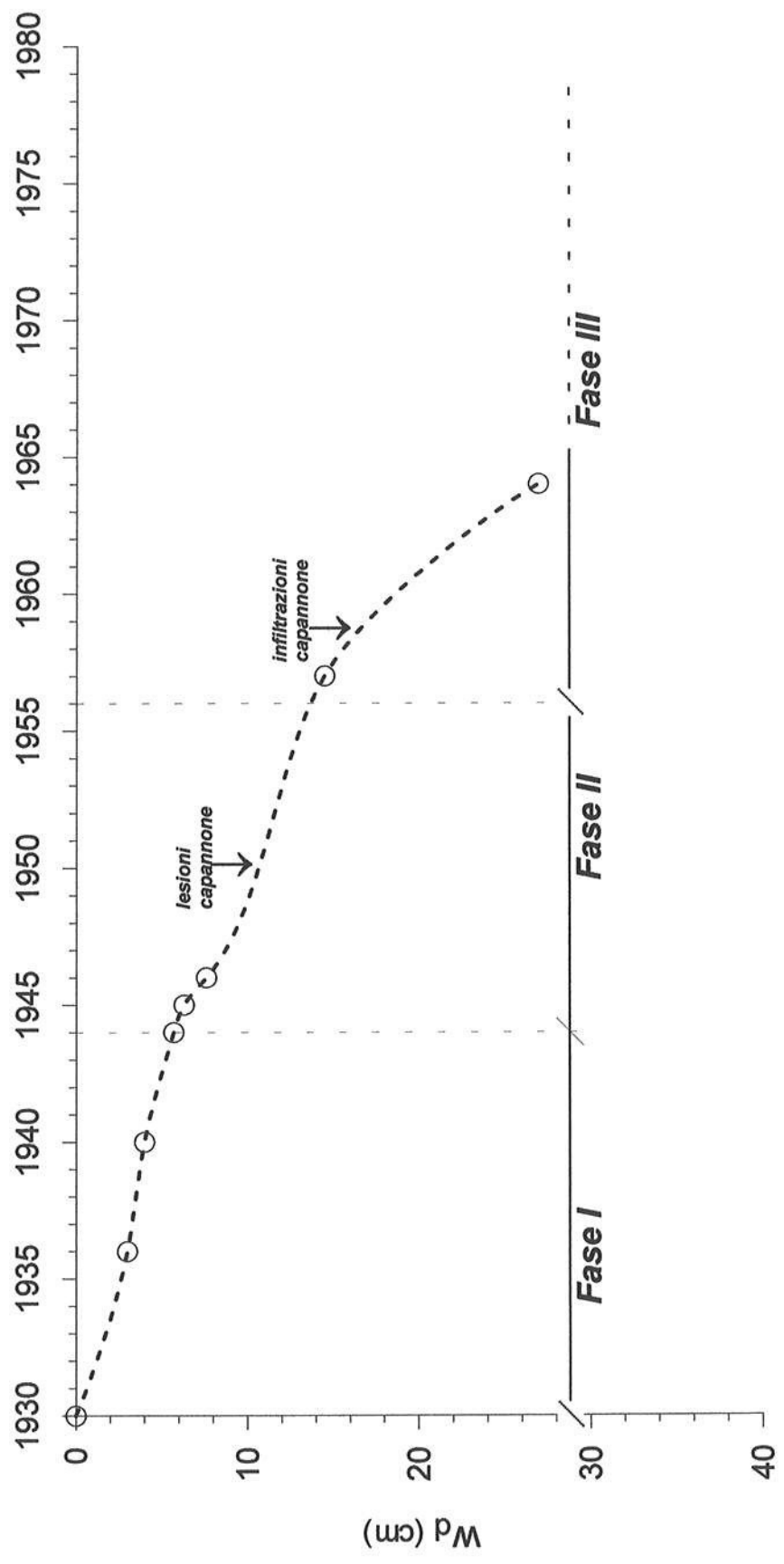


Figura 3.8 – Interpretazione dell'andamento dei cedimenti differenziali nel tempo

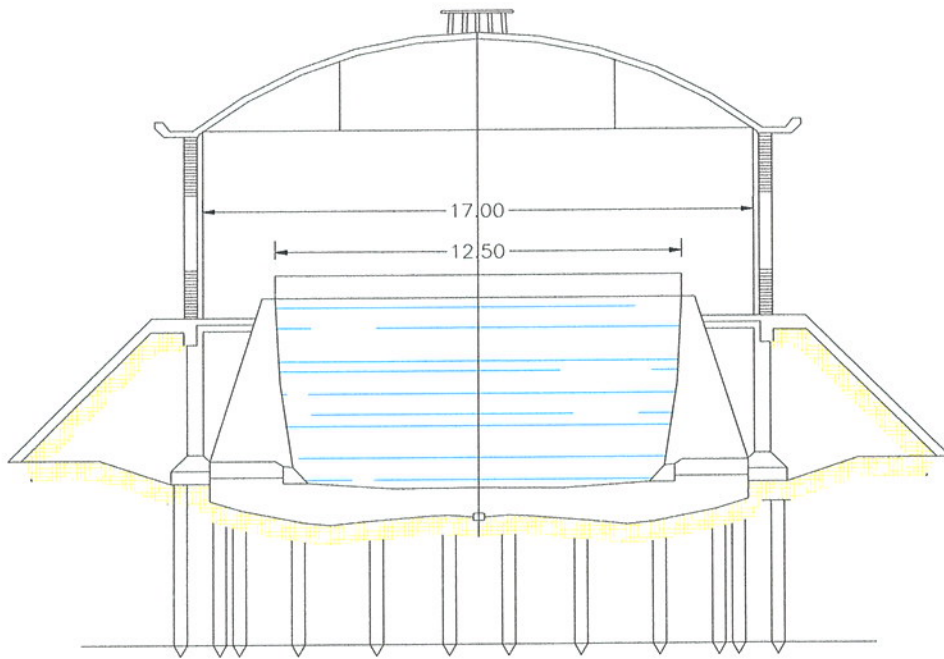


Figura 3.9 - Sezione trasversale reale

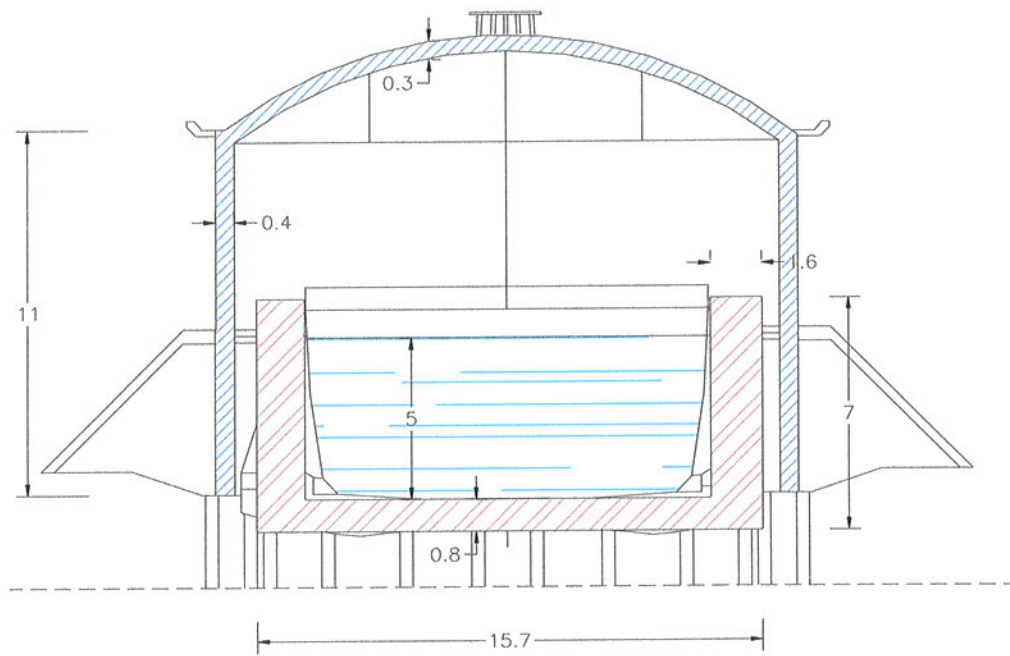


Figura 3.10 - Sezione trasversale – Geometria di calcolo

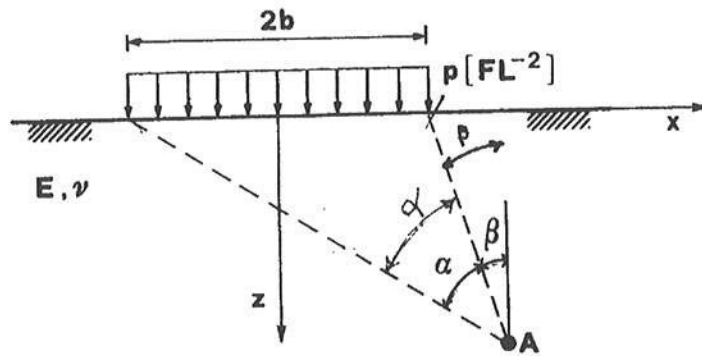


Figura 3.11 – Schema per la valutazione degli incrementi di tensione verticale

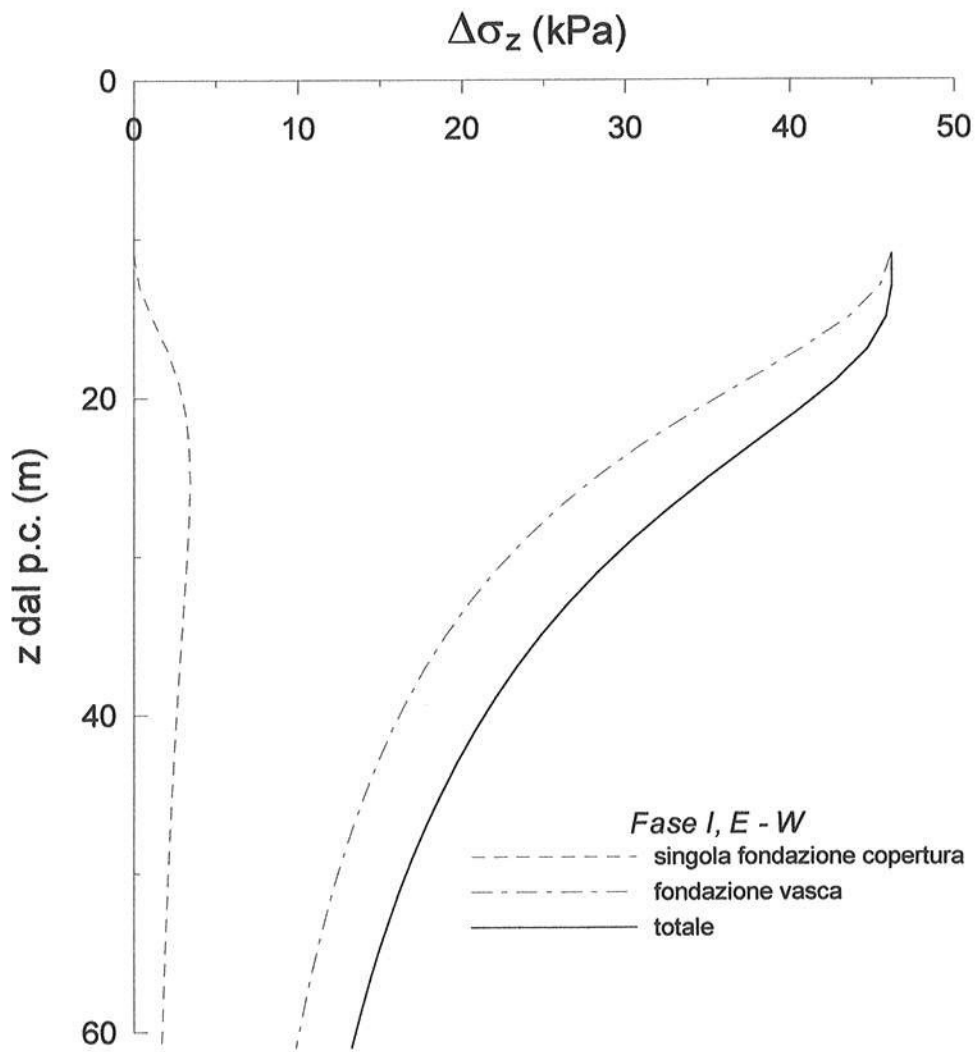


Figura 3.12 – Incrementi di tensione verticale indotti nella fase I

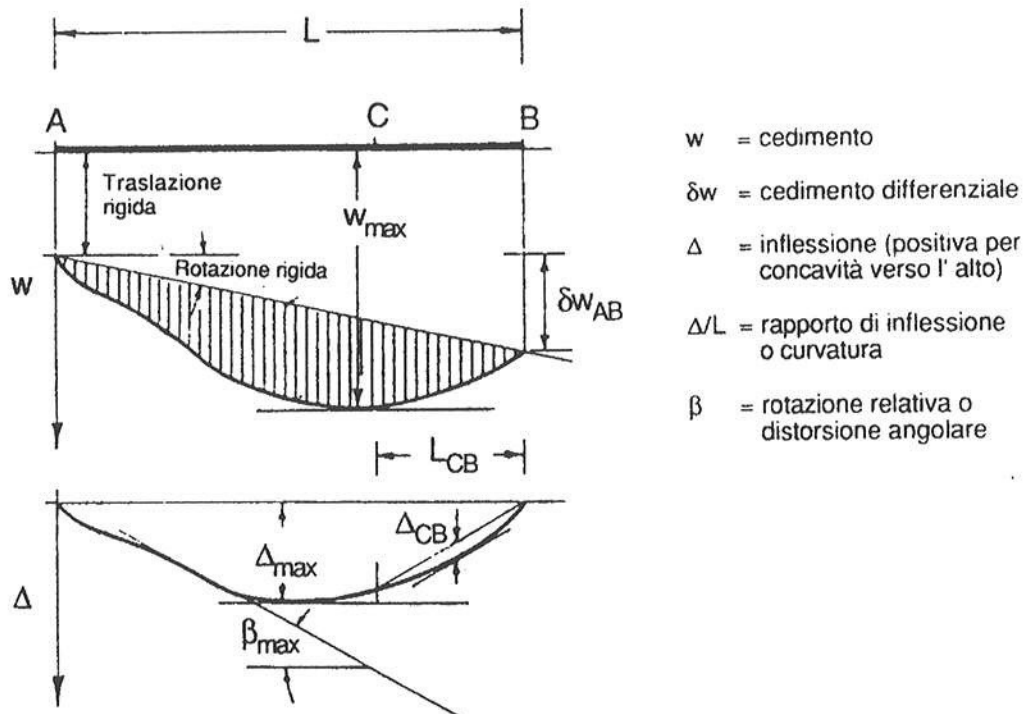


Figura 3.13 - Definizione dei parametri geometrici caratterizzanti la deformata di una fondazione

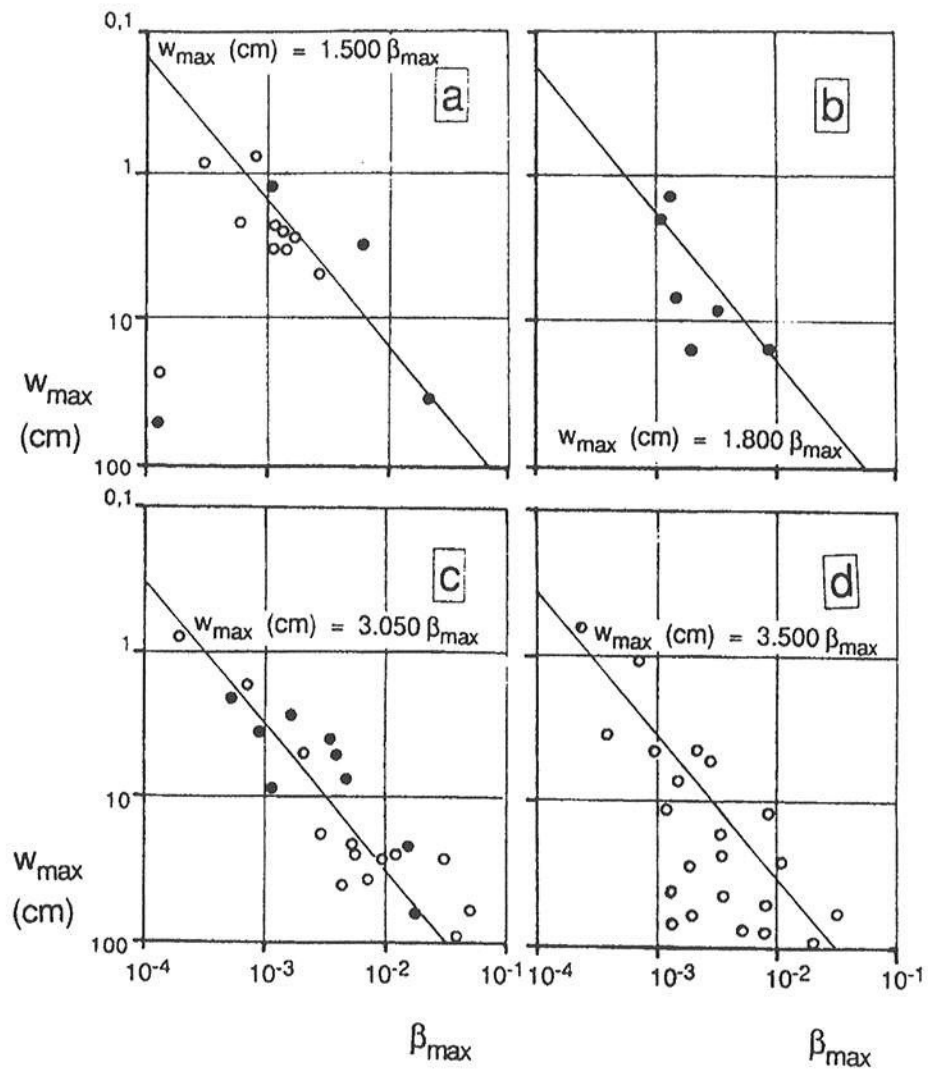


Figura 3.14 - Correlazione tra cedimenti assoluti massimi e distorsioni angolari massime.
 a) Fondazioni isolate su sabbie; b) fondazioni continue su sabbie;
 b) fondazioni isolate su argille; d) fondazioni continue su argille
 (Grant et al., 1974)

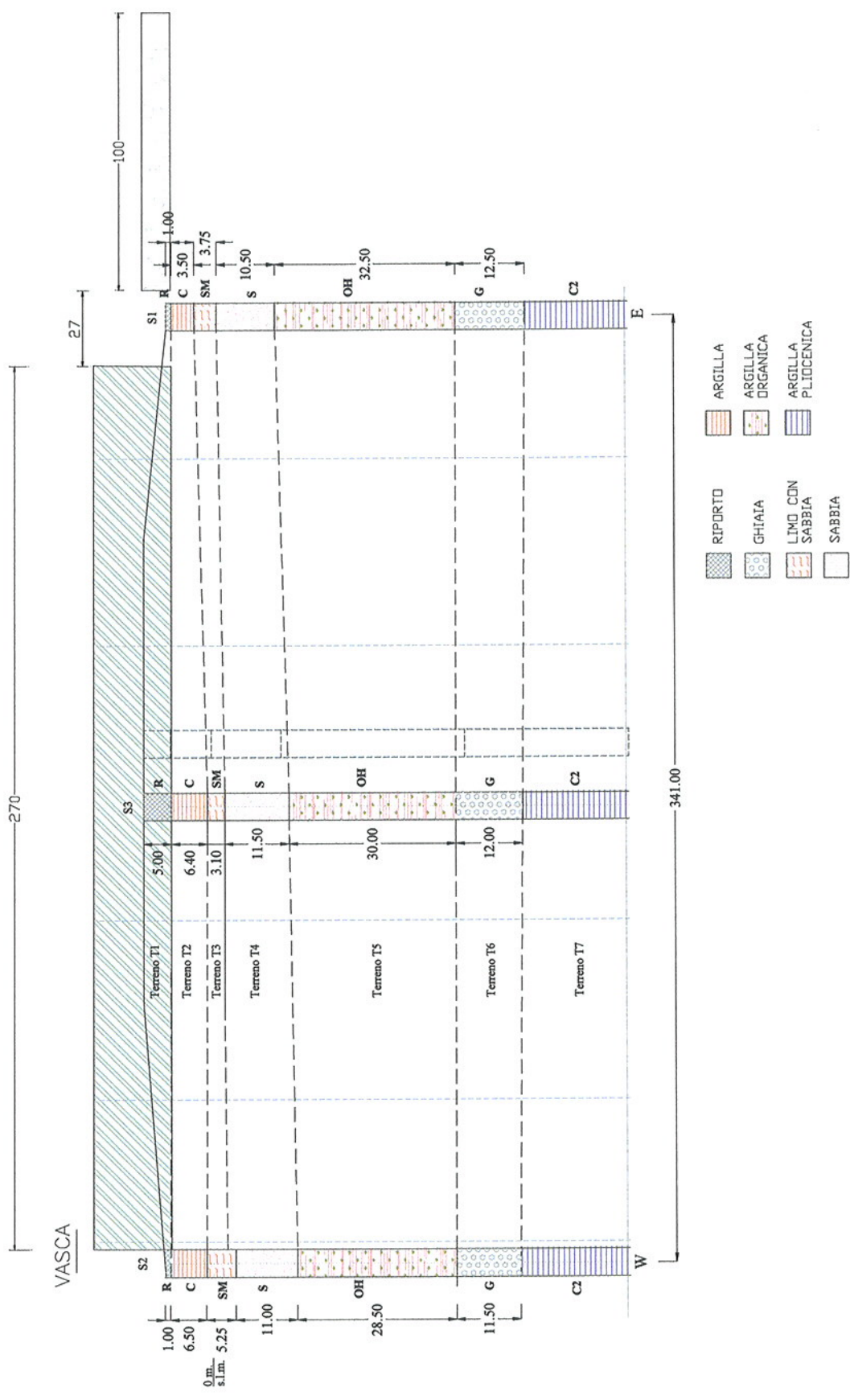


Figura 3.15

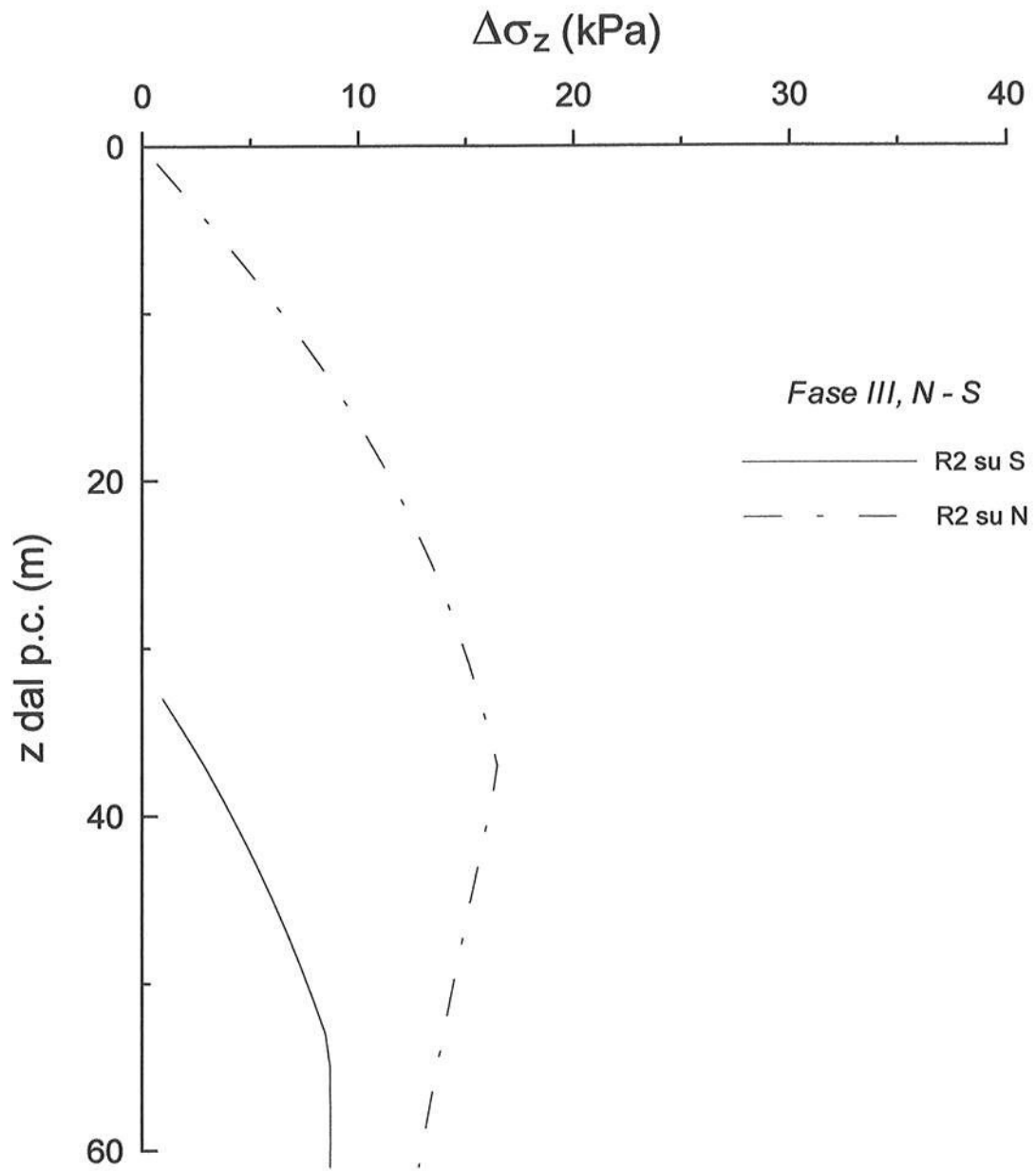


Figura 3.17 – Incrementi di tensione verticale indotti nella fase III lungo l'asse N-