CEDIMENTI DI GRANDI SERBATOI CILINDRICI FONDATI SU SABBIA (*)

R. JAPPELLI e E. MALQUORI (**)

SOMMARIO: Si comunicano i risultati di una ricerca teorico-sperimentale sui cedimenti di tre serbatoi metallici cilindrici per nafta a pianta circolare del diametro di m 42 posti alla mutua distanza di m 7.

I serbatoi sono fondati su di un banco di sabbia fina, spesso mista a limo in percentuale variabile.

Con opportuni accorgimenti sono stati rilevati i cedimenti del baricentro e di alcuni punti del contorno della base di ciascun serbatoio. Le misure sono state iniziate in fase di collaudo delle opere e sono proseguite nel tempo anche durante l'esercizio.

Tra i risultati delle misure ed i valori dei cedimenti calcolati in base a prove di compressione edometrica in laboratorio si trova un accordo soddisfacente.

1 - Premessa

L'interpretazione teorica dei risultati di misure di cedimenti di opere di fondazione non è sempre agevole, a causa della difficoltà di tener conto con il calcolo di tutti i numerosi parametri che influenzano il problema e che, caso per caso, assumono importanza e significato diversi.

Alcuni di questi parametri caratterizzano il tipo di opera e le relative fondazioni; altri si introducono per specificare la natura e definire le caratteristiche meccaniche dei terreni.

Uno dei principali parametri del primo gruppo è la rigidità dell'opera di fondazione. E' noto che per fondazioni molto rigide la distribuzione delle pressioni sul piano di posa è lungi dall'essere uniforme. Questo fatto comporta notevoli incertezze nel calcolo delle tensioni, che si trasmettono al sottosuolo, incertezze che si riflettono sui risultati dei calcoli dei cedimenti [8].

Nell'altro caso limite di fondazioni molto flessibili la distribuzione delle pressioni sul piano di posa riproduce punto per punto il diagramma delle pressioni applicate; se tale diagramma è uniforme, le pressioni risultano uniformemente distribuite sul piano di posa.

Le ricerche sui cedimenti di opere con fondazioni molto flessibili sono dunque particolarmente utili, in quanto consentono di eliminare una delle più gravi incertezze che sussistono nell'interpretazione dei risultati sperimentali.

I serbatoi metallici cilindrici, come vengono oggi molto frequentemente costruiti per il deposito dei carburanti, sono strutture che si prestano in modo particolare per lo sviluppo di ricerche sui cedimenti, nel senso innanzi precisato. Essi poggiano, infatti, sul terreno di fondazione con la semplice interposizione di una lamiera metallica, il cui comportamento ai fini statici si può assimilare, in pratica senza errore, a quello di una membrana infinitamente flessibile.

In queste condizioni appare senz'altro lecita l'ipotesi che la distribuzione delle pressioni sul piano di posa riproduca punto per punto il diagramma della pressione applicata sul fondo del serbatoio, cioé sia uniforme.

Di indagini compiute sui cedimenti di serbatoi metallici cilindrici si ha già notizia dall'estero (cfr. [1], [2], [4], [9], [12], [14]).

Anche in Italia sono state svolte alcuni anni or sono, con risultati particolarmente significativi, interessanti ricerche sui cedimenti di grandi serbatoi fondati su terreni a grana fina molto compressibili [3], [21].

Un'altra possibilità di svolgere una ricerca su questo argomento è quella che si offerta recentemente agli autori della presente nota, in occasione della costruzione di tre serbatoi della capacità di 20.000 m^3 nel parco nafta della centrale termoelettrica di Termini Imerese dell'E.N.E.L., *Impresa già della Società TIFEO* (raggruppamento S.G.E.S.).

(*) Questa comunicazione, che è stata presentata al *VI Convegno di Geotecnica* (Pisa, 1963) sul tema *Fondazioni,* rientra nel gruppo delle ricerche sui cedimenti delle fondazioni, in corso presso l'*Istituto di Idraulica* dell'Università di Palermo sotto gli auspici del *Consiglio Nazionale delle Ricerche.*

(**) Prof. Ing. Ruggiero JAPPELLI, Libero Docente di *Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra,* Incaricato di *Geotecnica* nell'Università di Palermo.

Dott. Ing. Enrico MALQUORI, Roma.

Il caso, qui esaminato, differisce dai precedenti, perché i terreni di fondazione sono questa volta costituiti prevalentemente da materiali a grana media e grossa, relativamente poco compressibili.

2 - Descrizione dei serbatoi e delle opere di fondazione

La nuova centrale termoelettrica dell'E.N.E.L., Impresa già della *Soc. TIFEO*, sorge ad est di Termini Imerese su di un'ampia distesa di litorale pianeggiante compresa fra questa cittadina e la foce del F. Torto; la zona prescelta è delimitata dalla riva del mare e dalla linea ferroviaria Palermo-Messina.

Il parco nafta è ubicato nelle adiacenze della centrale vera e propria su di un'area isolata ed opportunamente discosta dagli impianti. Esso comprende 7 serbatoi metallici fuori terra, dei quali tre, della capacità di m^3 20.000, sono destinati all'immagazzinamento della nafta; due, da m^3 1.200, vengono utilizzati per il servizio corrente giornaliero e due, da m^3 800, per deposito gasolio.

I tre serbatoi da m^3 20.000, oggetto della presente indagine (v. Fig. 1), hanno pianta circolare e sono ubicati in prossimità della spiaggia su di un allineamento parallelo alla battigia, alla distanza mutua di m 6,77.

I serbatoi (v. Fig. 2), del diametro di m 42,23 e dell'altezza massima di m 15,70, hanno fondo quasi piano, con lieve pendenza (1%) dal centro al bordo, e tetto galleggiante di forma conica sostenuto da un pilastro centrale e da 18 colonne disposte secondo due circonferenze concentriche di raggio rispettivamente m 8,20 e m 14,70. La colonna centrale di sostegno poggia su di un plinto di cemento armato.

L'involucro cilindrico, che costituisce la parete dei serbatoi, è in lamiera di spessore variabile da mm 25, per la virola più bassa, a mm 7 per la virola più alta.

I serbatoi poggiano su fondazioni dirette costituite da tre anelli concentrici di calcestruzzo armato, su cui grava il peso proprio della struttura, e da uno strato di fondazione interposto fra gli anelli, su cui agisce direttamente la pressione tramessa dalla nafta. Nella Fig. 3 è rappresentato l'anello esterno di uno dei serbatoi in corso di costruzione.

Lo strato di fondazione, interposto tra gli anelli,

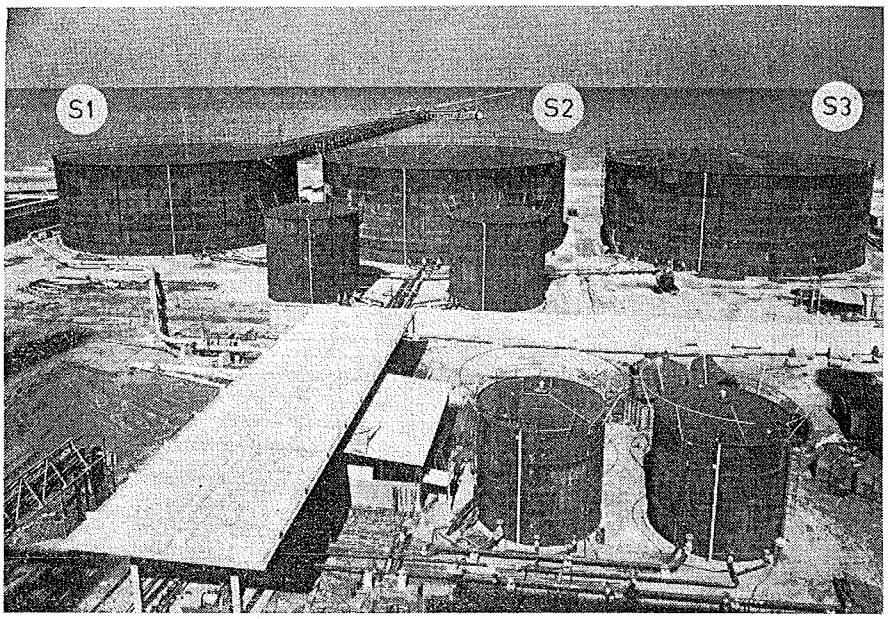

Fig. 1 - Il parco nafta della centrale termoelettrica di Termini Imerese con i tre serbatoi da m^3 20.000.

è costituito per m 1,00 da sabbia costipata, per m 0,25 da pietrisco da ballast di dimensioni mm 30÷70 accuratamente sistemato ed infine da cm 20÷25 di calcestruzzo magro. Sullo strato di calcestruzzo è steso un manto impermeabile costituito da una miscela di sabbia lavata e bitume, quest'ultimo nella proporzione di Kg 300 per ogni m^3 di sabbia. Segue infine il fondo vero e proprio del serbatoio, costituito da lamiere saldate dello spessore di mm 8 (v. Fig. 4).

Al fine di non interessare la falda freatica, il cui pelo libero trovasi poco al disotto del piano di campagna, il piano generale di sbancamento è stato tenuto a (+ 1,00) m.s.m. ed il piano d'appoggio del fondo dei serbatoi a circa (+ 2,50) m.s.m., in modo da sopraelevare le fondazioni di m 0,50 dal piano del piazzale (v. Fig. 2).

Per opporsi ad eventuali fenomeni di rifluimento il piano di posa dell'anello di fondazione esterno è stato posto a (− 1,50) m.s.m.; quello degli anelli interni trovasi a (− 1,00) m.s.m.

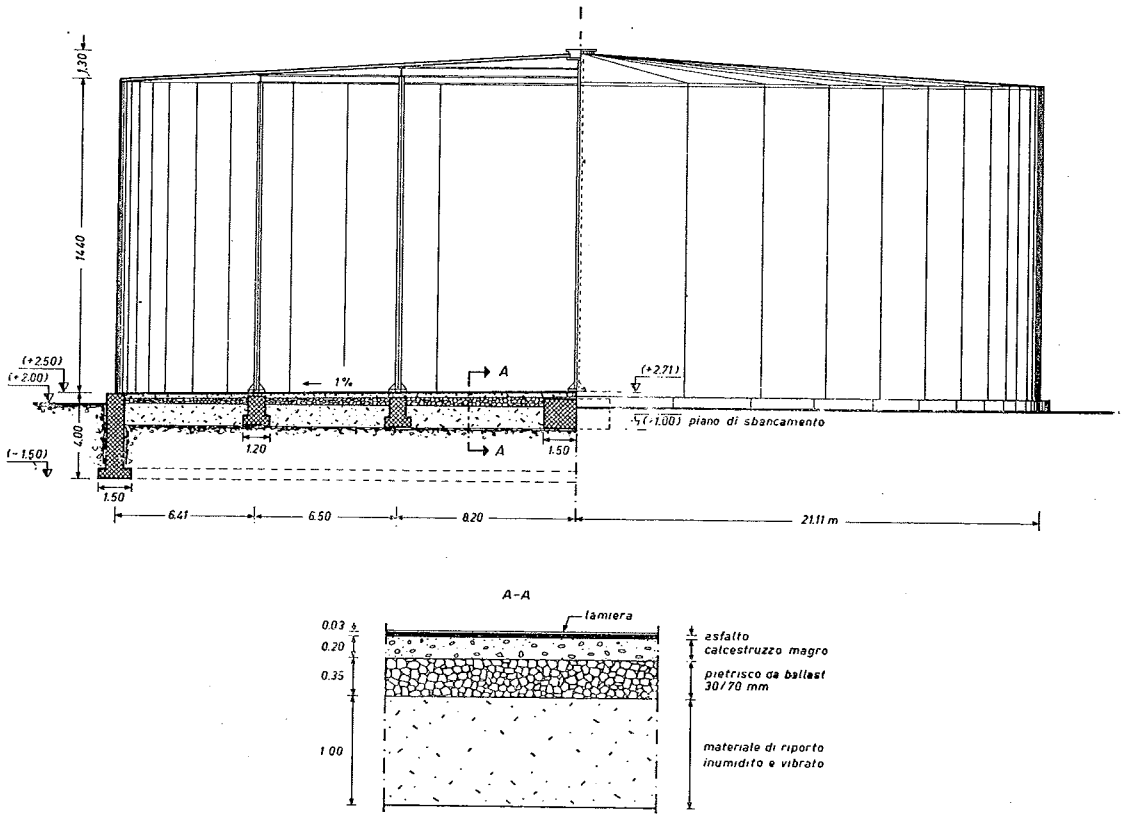

Fig. 2 - Sezione tipo di un serbatoio e particolari costruttivi.

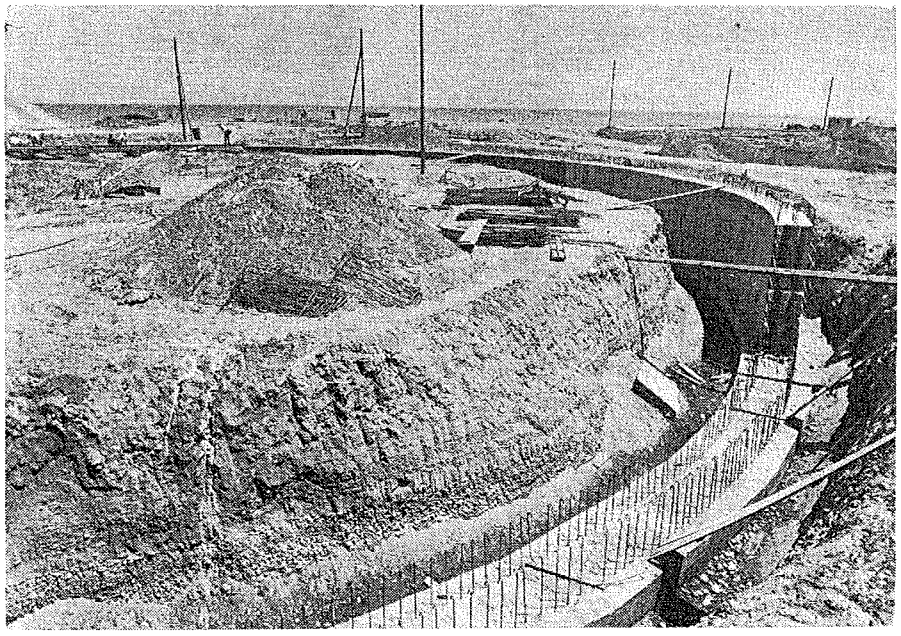

Fig. 3 - L'anello esterno di fondazione di un serbatoio in corso di costruzione.

Le pressioni massime di esercizio sul piano di posa sono:

per il plinto centrale:	2,00 kg/cm²
per gli anelli intermedi:	2,12 kg/cm²
per l'anello esterno:	1,67 kg/cm²

A pieno carico la nafta trasmette al fondo del serbatoio la pressione di circa 1,4 kg/cm².

Il coefficiente di sicurezza nei riguardi del carico limite, calcolato con la formula di TERZAGHI, è risultato pari a 4,2.

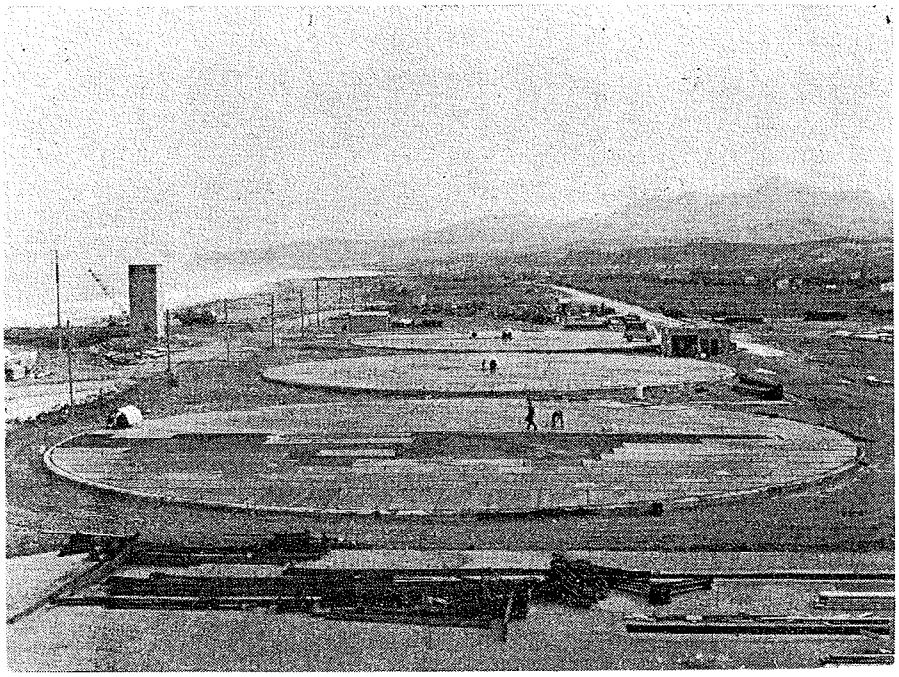

Fig. 4 - Posa in opera del fondo dei serbatoi.

3 - Caratteristiche dei terreni di fondazione

In fase di progetto le indagini geotecniche sui terreni di fondazione dei serbatoi furono condotte dall'*Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra* dell'Università di Napoli.

pleti ed inoltre alcuni campioni intatti con campionatore a percussione del diametro di mm 100. Altri dati sulle caratteristiche dei terreni di fondazione furono determinati effettuando prove penetrometriche in sito lungo 3 verticali, la cui posizione è indicata nella citata Fig. 5.

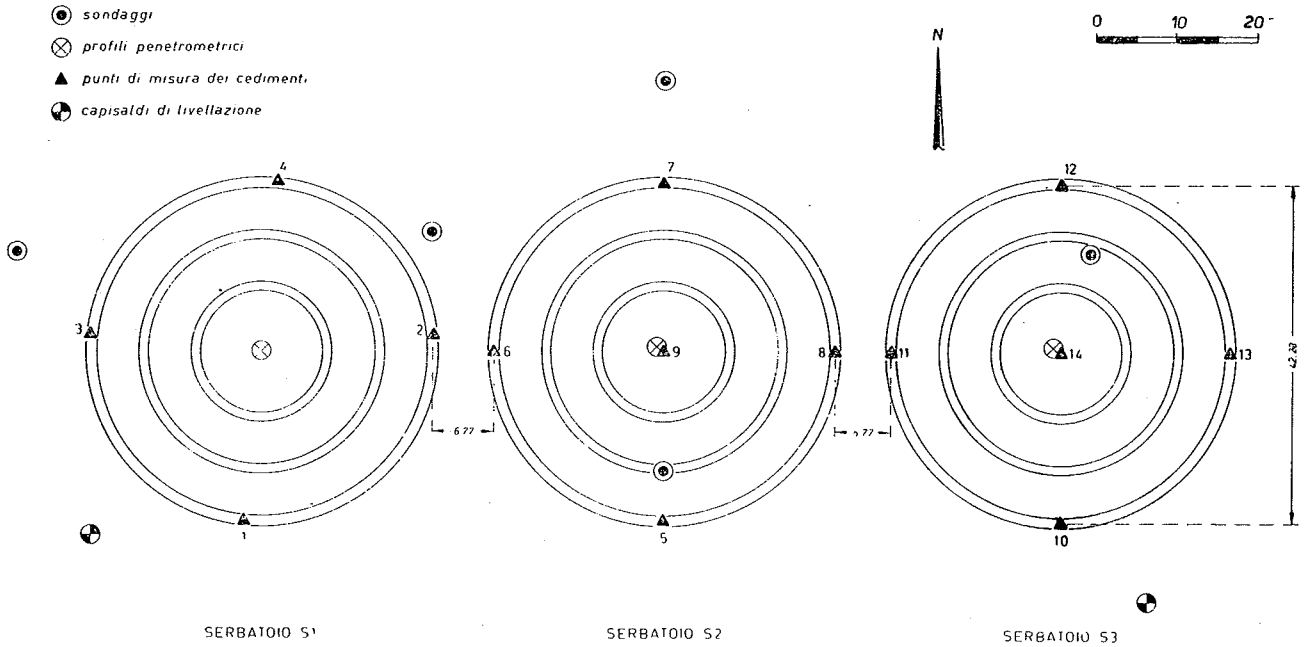

Fig. 5 - Piano delle misure ed ubicazione dei sondaggi.

I terreni furono esplorati con cinque sondaggi ubicati nelle posizioni di Fig. 5. Con questi sondaggi, oltre alla campionatura ordinaria (carote), furono prelevati numerosi campioni granulometricamente com-

Le prove penetrometriche furono eseguite con le modalità della prova di penetrazione normale [19], rilevando il numero N di colpi occorrenti per infiggere di cm 30 un campionatore tipo RAYMOND, sotto l'azione

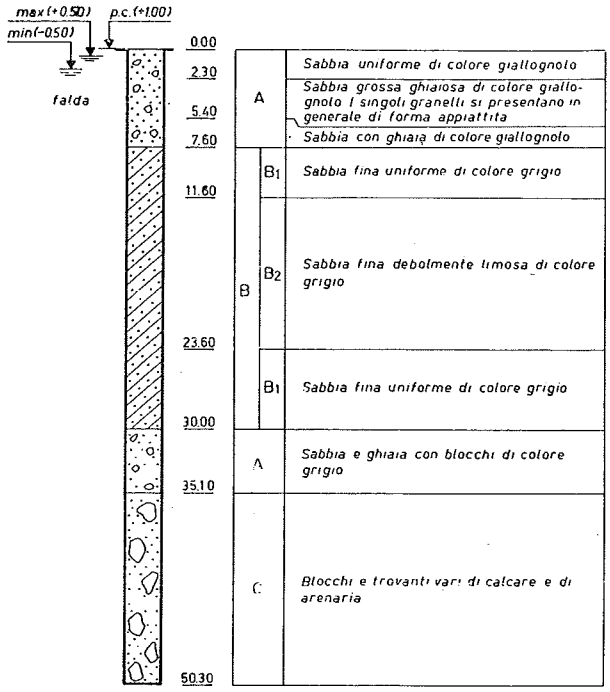

Fig. 6 - Profilo del sondaggio eseguito fra i serbatoi S1 e S2.

ciata una sezione d'insieme dei terreni di fondazione, quale si ottiene dai dati raccolti lungo le varie verticali esplorate.

Da questa sezione risulta che il sottosuolo è costituito fondamentalmente da un banco di sabbia *B* piuttosto fina; questo banco è compreso fra due strati del terreno *A*, costituito da sabbia grossa con ghiaia.

Lo strato inferiore del terreno *A* poggia a sua volta su di un banco di materiale grossolano *C*, costituito da trovanti e blocchi di arenarie e calcari, cui segue, alla profondità di circa m 40 dal piano di campagna, una formazione di argilla scagliosa compatta *D*.

Il terreno *A*, entro il quale sono fondati i serbatoi, si rinviene sia in superficie (v. Fig. 8) sia in profondità; esso è costituito da sabbia grossa con ghiaia, le cui dimensioni massime raggiungono circa mm 150.

Nella sabbia fina, che costituisce il banco B, è presente una frazione limosa in percentuale variabile: dopo un esame approfondito dei vari campioni dei terreni *B* è stato anzi possibile distinguere un tipo principale *B1* costituito prevalentemente da sabbia, un tipo *B2* costituito da sabbia debolmente limosa ed infine un tipo *B3*, meno frequente, nel quale la percentuale di limo raggiunge circa la quantità corrispondente ad una sabbia con limo. I terreni *B1*, *B2* e *B3* sono variamente intercalati (v. ad es. Fig. 6); in essi si riscontrano talvolta inclusioni di conchiglie e minuti frammenti calcarei.

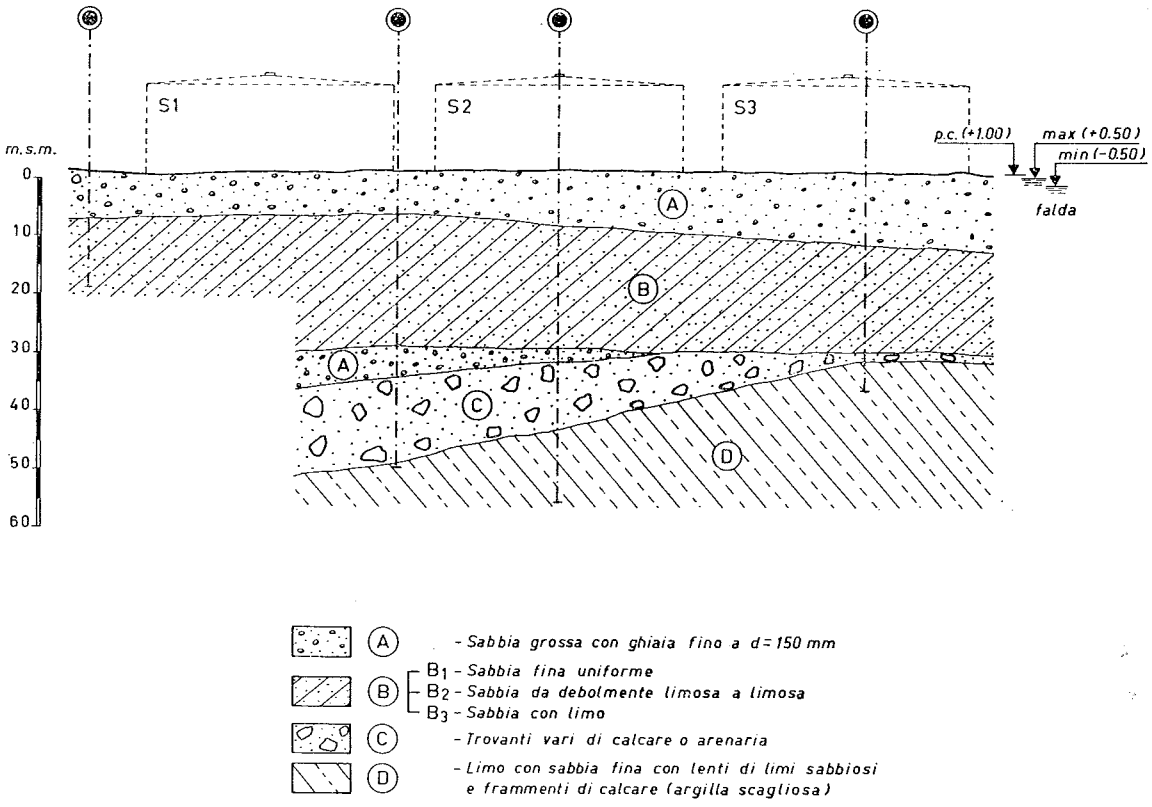

Fig. 7 - Sezione d'insieme dei terreni di fondazione.

di un maglio del peso di circa kg 65 cadente da un'altezza di cm 75. Le prove furono effettuate in appositi fori ricavati con sonde a rotazione.

Nella Fig. 6 è rappresentato il profilo del sondaggio eseguito tra i serbatoi S1 e S2. Nella Fig. 7 è trac-

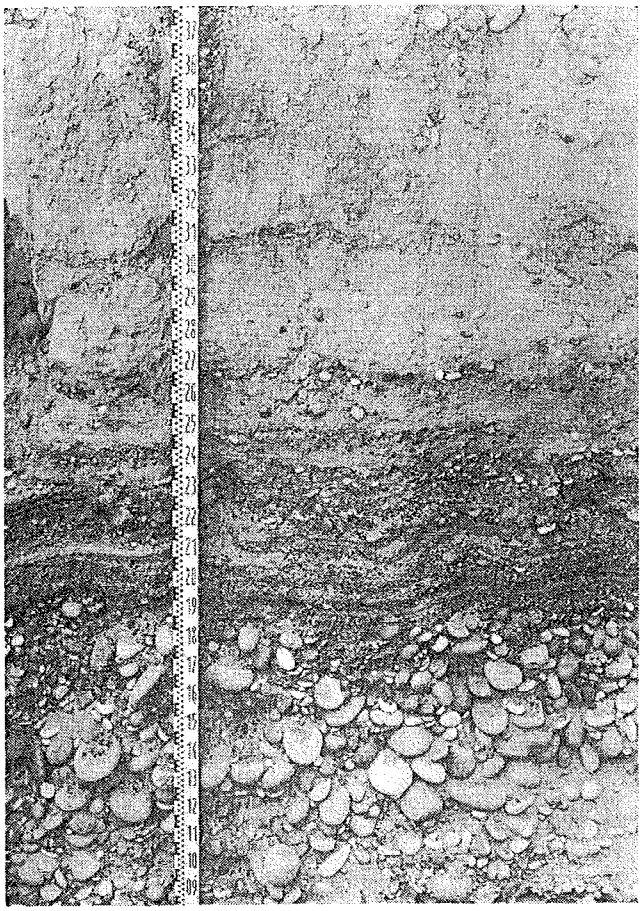

Fig. 8 - Particolare del terreno A.

Nella Fig. 9 è rappresentata la composizione granulometrica del materiale tipo *B1.*

Si noti, infine, che entro i terreni superficiali a grana grossa e media ha sede una falda freatica, il cui pelo libero oscilla fra le quote (− 0,50) e (+ 0,50) m.s.m. La falda defluisce lentamente verso il mare.

I risultati delle prove di penetrazione, effettuate entro il terreno *B,* sono sinteticamente rappresentati nella Fig. 10 in un diagramma del numero *N* di colpi del maglio occorrenti per affondare il campionatore di 30 cm, in funzione della profondità *z* dal piano di campagna. Si osserva che *N* cresce all'incirca linearmente con la profondità; tuttavia, non si rico-

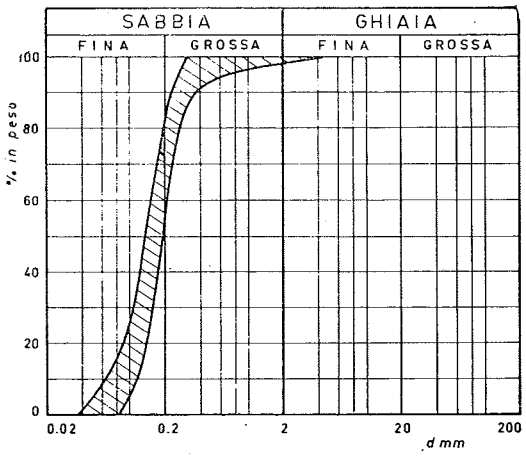

Fig. 9 - Composizione granulometrica del materialetipo B1.

nosce, da questo punto di vista, una sensibile differenza di comportamento fra i vari tipi *B1, B2* e *B3.*

Dai risultati delle prove di penetrazione si può dedurre che il materiale *B,* in esame, si presenta in sito piuttosto compatto [19].

Ai fini della presente ricerca sono state poi effettuate presso il laboratorio del *Centro Geotecnico* dell'Università di Palermo alcune prove di compressione edometrica su campioni intatti dei terreni *B.*

Le prove sono state eseguite su provini immersi in acqua, applicando il carico ad incrementi successivi fino a raggiungere il valore massimo di 16 kg/cm².

I risultati relativi a quattro provini prelevati a

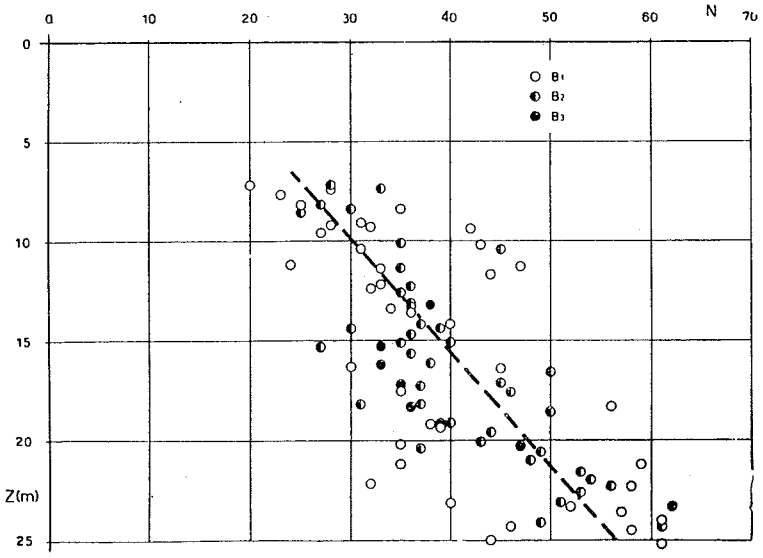

Fig. 10 - Risultati delle prove effettuate in sito lungo varie verticali con il penetrometro dinamico di Terzaghi.

Fig. 11 - Curve di compressione edometrica di campioni tipici dei terreni B.

profondità variabili tra m 13 e m 27, entro il banco *B*, sono rappresentati in Fig. 11, in diagrammi semilogaritmici dell'indice di porosità in funzione della pressione.

I valori medi del peso dell'unità di volume γ e della porosità n, misurati sui campioni intatti, sono risultati i seguenti (1):

$$\gamma = 1{,}92 \text{ t/m}^3$$

$$n = 0{,}43.$$

4 - Svolgimento della ricerca

Nel piano delle misure (v. Fig. 5) si è previsto il controllo dei cedimenti di quattro punti del contorno esterno degli anelli di sostegno di ciascun serbatoio, nonché del punto centrale.

Per eseguire la misura in quest'ultimo punto ci si è serviti di un'asta metallica verticale appoggiata sul fondo del serbatoio. La lettura veniva effettuata all'estremità superiore dell'asta, visibile dall'esterno attraverso uno dei fori del tetto.

Solo nel serbatoio *S1*, per difficoltà connesse con lo svolgimento dei lavori, non è stato possibile predisporre il punto di misura centrale.

Il rilievo dei cedimenti è stato eseguito con un livello di precisione WILD e stadia invar da m 3,00, munita di bolla, treppiede di sostegno e piastra di appoggio.

Tutte le misure sono state riferite a tre capisaldi di livellazione, due dei quali posti in vicinanza dei serbatoi (v. Fig. 5) ed il terzo posto a distanza notevole, in modo da servire per il controllo dei primi due.

Le letture allo strumento sono state eseguite apprezzando il centesimo di mm. Tuttavia, tenuto conto dei vari errori di misura, si ritiene che gli spostamenti siano stati rilevati con l'approssimazione del millimetro.

Il programma delle prove di riempimento con acqua è stato stabilito tenendo presente da un lato le esigenze del cantiere e dell'altro l'opportunità di evitare, per ovvi motivi di prudenza, la contemporanea applicazione dei carichi in due serbatoi vicini.

In effetti, le prove e, quindi, le misure dei cedimenti, hanno avuto inizio rispettivamente per i tre serbatoi otto, tredici e diciassette mesi dopo il termine della costruzione delle fondazioni.

Per i serbatoi *S1* e *S2* le prove di riempimento sono terminate ed i serbatoi medesimi sono entrati in esercizio; la prova sul serbatoio *S3* è tuttora in corso.

Il serbatoio *S1* è stato il primo ad essere sottoposto alla prova di carico; questa è durata complessivamente 9 mesi circa ed è stata eseguita in tre fasi successive, come si può osservare nella parte superiore della Fig. 12, dove è rappresentato il diagramma del carico applicato in metri d'acqua.

Nella prima fase il carico è stato incrementato con la velocità media di circa m 0,20 al giorno; raggiunto un carico pari alla metà del carico massimo di esercizio, si è lasciato invariato il livello del serbatoio per circa 50 giorni.

Nella seconda fase si è completato il riempimento con velocità pressocché eguale a quella della prima fase. E' trascorso poi un secondo periodo di circa 80 giorni, durante il quale il livello è rimasto costantemente alla quota di massimo riempimento.

Infine, nella terza fase, il serbatoio è stato svuotato con una velocità media di circa m 0,30 al giorno.

Dopo 70 giorni dall'ultimazione della prova con acqua, si è iniziato il regolare esercizio con la nafta, secondo il diagramma disegnato nella parte inferiore della citata Fig. 12.

Per il serbatoio *S2* la quota di massimo riempimento, durante la prova iniziale con l'acqua, è stata raggiunta dopo circa 100 giorni con una velocità media d'incremento di carico di m 0,15 al giorno.

Successivamente il livello è rimasto alla quota massima per tre mesi.

Infine, il serbatoio è stato svuotato in 20 giorni con una velocità media di circa m 0,75 al giorno; quindi, dopo una cinquantina di giorni, ha iniziato anch'esso l'esercizio con la nafta.

Per il serbatoio *S3* la prova di collaudo iniziale con acqua, anch'essa eseguita molto lentamente, trovasi tuttora in corso ed il livello ha appena raggiunto la massima quota.

Il rilievo dei cedimenti è stato eseguito ogni qualvolta il livello nei serbatoi variava di m 1,00 circa oppure ad intervalli regolari di tempo nei periodi in cui il carico era costante.

Si osservi che nel corso delle prove si è tenuto sotto controllo il livello della falda e si è constatato che questo ha oscillato al massimo entro l'intervallo di un metro circa.

5 - Risultati sperimentali

I risultati di tutte le misure finora effettuate sono raccolti nella Fig. 12.

Nella parte superiore di questa figura sono rappresentati in funzione del tempo, in giorni, i carichi, espressi in metri d'acqua, agenti sul fondo dei serbatoi.

I valori dei cedimenti di tutti i punti in osservazione sono riportati verso il basso.

Nell'esaminare i risultati delle misure occorre tener presente la successione e l'andamento dei diagrammi di carico ed inoltre per i serbatoi *S1* e *S2* è necessario distinguere le fasi di collaudo da quelle di esercizio.

Nella fase di collaudo si osserva che la curva dei cedimenti in funzione del tempo presenta un caratteristico andamento, che è all'incirca il medesimo in tutti i punti di osservazione.

Si prendano in esame dapprima i cedimenti dei punti del contorno. Per il serbatoio *S1*, ad esempio,

(1) I simboli adottati nella presente nota sono quelli proposti dalla *Commissione A.G.I. per la Nomenclatura e Classifica delle Terre* (cfr. Geotecnica 4, 1963).

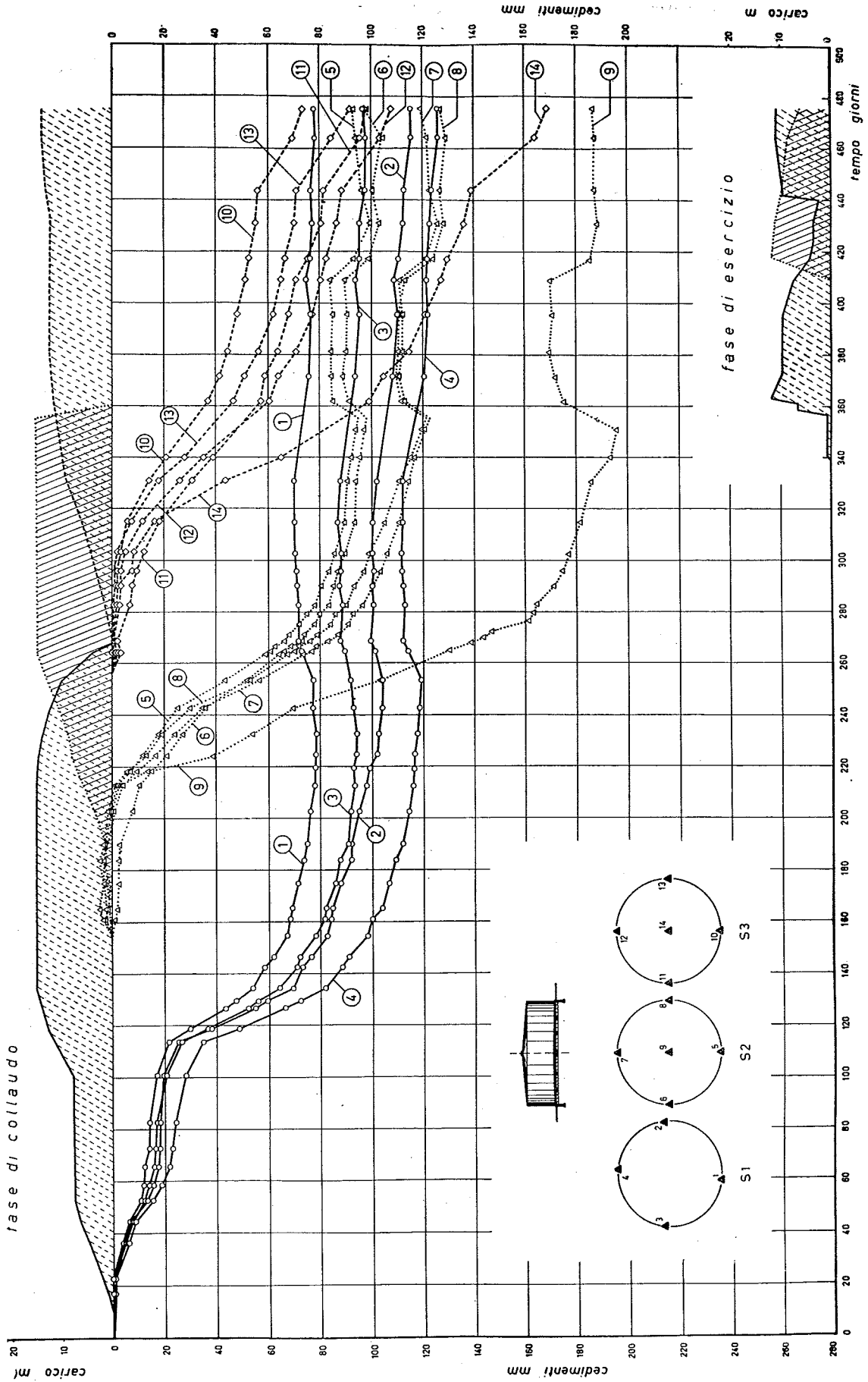

Fig. 12 - Cedimenti dei serbatoi durante le prove di riempimento e successivamente in fase di esercizio.

durante la prima fase di riempimento, che ha portato il carico sul fondo da 0 a m 7,15, pari cioé alla metà del carico massimo, il cedimento medio s_{1m} dei punti del contorno è risultato di mm 14. Successivamente, a carico costante, si è verificato in 48 giorni un incremento medio del cedimento di circa mm 20.

Durante la seconda fase di riempimento il cedimento medio ha subito un ulteriore incremento fino a raggiungere il valore di mm 65 all'inizio del secondo periodo di stasi del livello del serbatoio. Anche in questo secondo periodo, infine, l'abbassamento medio è proseguito a carico costante, ed all'inizio della fase di scarico aveva raggiunto il valore di mm 98.

In conclusione, si osserva che gli incrementi massimi del cedimento si sono verificati in corrispondenza delle due fasi di riempimento; tuttavia i cedimenti proseguono nel tempo anche quando il carico resta costante.

Analogo andamento presentano i diagrammi dei cedimenti dei punti del contorno del serbatoio *S2*, per il quale, all'inizio della fase di scarico, s_{1m} aveva raggiunto un valore massimo pari a mm 108, cioé dello stesso ordine di grandezza del precedente, se si tiene conto dei tempi e delle modalità leggermente diverse, con le quali sono state condotte le due prove (2).

Per il serbatoio *S3*, nel quale, alla data della presente nota, l'acqua ha appena raggiunto la quota corrispondente al massimo invaso, il valore medio dei cedimenti dei punti del contorno è di mm 91.

In ogni caso, anche per i primi due serbatoi i valori indicati dei cedimenti sono da considerarsi dei valori limiti inferiori, in quanto, per necessità inerenti allo svolgimento dei lavori, lo svuotamento ha avuto inizio quando ancora i cedimenti conseguenti alla fase di riempimento non si erano completamente esauriti.

Tuttavia, dall'esame dei diagrammi, risulta che i cedimenti misurati subito prima dell'inizio dello svuotamento possono considerarsi con una buona approssimazione i valori finali.

Si esaminino ora i risultati delle misure eseguite nei punti centrali n. 9 e 14 dei serbatoi *S2* e *S3*.

Risulta chiaramente che, mentre l'andamento dei diagrammi in funzione del tempo è il medesimo dei punti precedenti, il valore finale risulta sensibilmente più elevato.

Infatti, per il serbatoio *S2*, il cedimento finale s_0 del punto 9 raggiunge il valore di mm 196 pari a circa 1.8 s_{1m}.

Differenze sussistono anche fra i cedimenti di punti del contorno di un medesimo serbatoio. A questo proposito è anzi interessante notare che i valori massimi Δs_{1max} dei cedimenti differenziali crescono al crescere del cedimento massimo s_{1max} fino a raggiungere allo inizio della fase di svuotamento i valori finali indicati nella tabella I.

(2) Nella fase iniziale di riempimento del serbatoio S2 si è notato un piccolissimo innalzamento di alcuni punti del contorno. Il fenomeno, appena percettibile, non è chiaramente interpretabile, e può essere trascurato.

TABELLA I

Valori dei cedimenti finali

Serbatoio	Punti del contorno			Punto centrale
	s_{1m} mm	s_{1max} mm	Δs_{1max} mm	s_0 mm
S1	98	117	39	—
S2	108	120	26	196

Questa relazione è posta in evidenza nella Fig. 13, dove i valori di Δs_{1max} sono rappresentati in funzione dei cedimenti massimi s_{1max}.

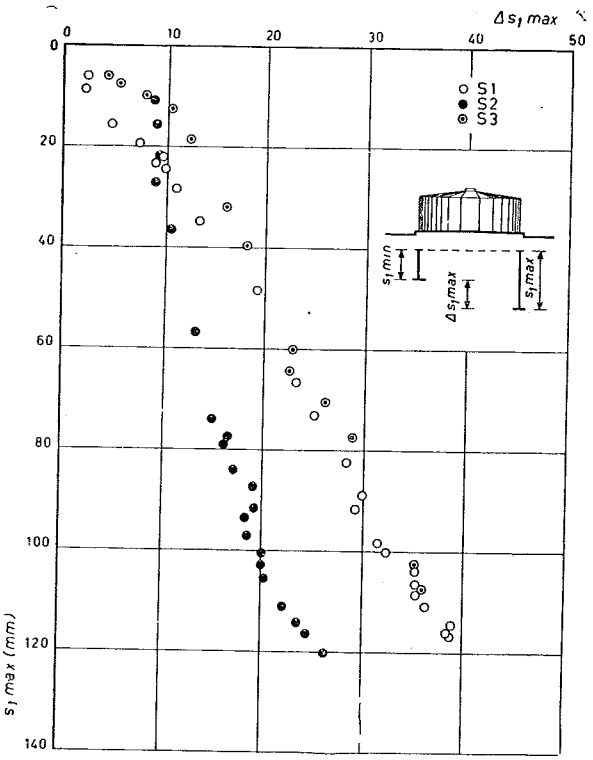

Fig. 13 - Relazione fra i cedimenti differenziali Δs_{1max} ed il cedimento s_{1max} per i tre serbatoi.

Risulta mediamente:

$$\Delta s_{1max} = 0{,}30\ s_{1max}$$

La distorsione angolare massima sul diametro $2R$ = m 42,23 risulta per il serbatoio *S1*:

$$\frac{\Delta s_{1max}}{2R} = \frac{39}{42.230} \cong 0{,}001$$

Tuttavia, è interessante notare, a questo proposito, che i serbatoi esterni non hanno manifestato alcuna tendenza ad inclinarsi verso quello centrale.

Ciò si spiega se si tiene anche presente che le prove sono state condotte, evitando, per quanto possibile, il contemporaneo riempimento di due serbatoi vicini.

Al termine delle prove i serbatoi *S1* e *S2* sono stati scaricati. In relazione a ciò dai diagrammi di Fig. 12 si osserva un leggero spostamento delle strutture verso l'alto; questo rigonfiamento è tuttavia di entità trascurabile rispetto al precedente cedimento, tanto che la deformazione del piano di posa può considerarsi permanente.

Le successive applicazioni del carico durante la fase di esercizio con nafta seguono una legge variabile, in dipendenza delle esigenze di servizio della centrale e della frequenza dei rifornimenti del combustibile a mezzo delle petroliere.

Tuttavia, si può osservare che, anche in questa fase, gli spostamenti dei serbatoi subiscono incrementi trascurabili rispetto ai valori raggiunti al termine della prima applicazione del carico.

6 - Interpretazione dei risultati

Per interpretare i risultati delle misure conviene far riferimento al profilo schematico del terreno rappresentato in Fig. 14.

Con i valori medi delle caratteristiche generali già riportati e tenendo presente che il pelo libero della falda trovasi poco al disotto del piano di campagna, il diagramma delle pressioni effettive p_0 esistenti prima della costruzione del manufatto su elementi piani orizzontabili situati a profondità z variabile lungo una generica verticale del sottosuolo, è rappresentato in Fig. 15.

Ai fini del calcolo delle tensioni trasmesse dai serbatoi, considerata la piccola profondità del piano di posa, è lecito supporre che quest'ultimo piano coincida con quello di campagna.

E' noto che, nell'ipotesi che il sottosuolo sia un semispazio omogeneo, isotropo ed elastico, caricato sul piano limite orizzontale da un carico concentrato P, la tensione σ_z agente su elementi piani orizzontali situati alla profondità generica z dal piano limite lungo una verticale alla distanza r dalla verticale del carico, si può calcolare con la formula trovata da BOUSSINESQ nel 1885 [20]:

$$\sigma_z = \frac{3}{2}\,\frac{P}{\pi}\,\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}} \qquad (1)$$

Tutti i metodi per il calcolo delle tensioni determinate da carichi distribuiti su aree finite del piano limite si possono ricondurre all'applicazione della formula di BOUSSINESQ, in virtù del principio di sovrapposizione degli effetti.

Il caso del carico distribuito con intensità p su di una area circolare di raggio R è stato trattato, limitatamente alla verticale baricentrica, da FRÖHLICH [5], che ha ottenuto per la σ_z la seguente espressione:

$$\sigma_z = p\left[1-\left(\frac{1}{1+\left(\frac{R}{z}\right)^2}\right)\right]^{3/2} \qquad (2)$$

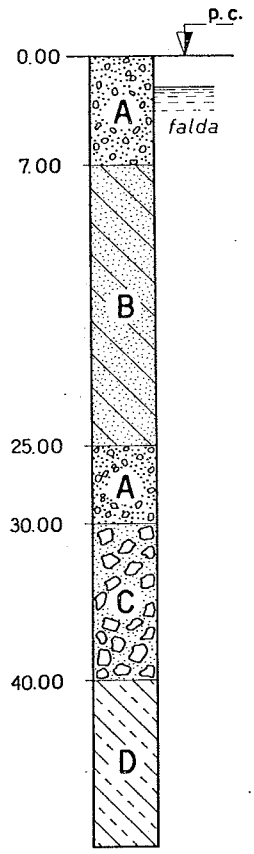

Fig. 14 - Profilo schematico dei terreni di fondazione.

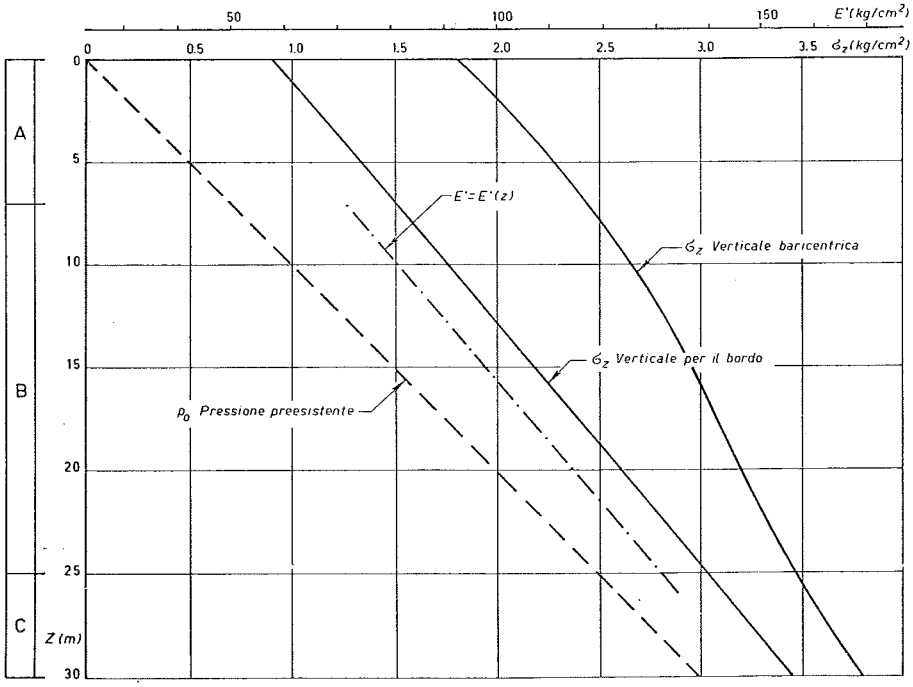

Fig. 15 - Ipotesi per il calcolo dei cedimenti.

LORENZ e NEUMEUR [11] hanno successivamente risolto il problema per le tensioni agenti lungo le verticali situate a distanza $\frac{R}{2}$, R e $2R$ dalla verticale baricentrica [6].

Per i serbatoi in esame, tenendo conto del peso proprio della struttura metallica e del sovraccarico dato dalla differenza di peso fra terreno naturale e riempimento (v. Fig. 2), il valore della pressione p mediamente trasmessa al piano di posa, vale 18 ton/m^2.

Ammettendo di trascurare la presenza degli anelli rigidi di calcestruzzo e di poter considerare il fondo del serbatoio come una membrana infinitamente flessibile uniformemente caricata, i valori di σ_z, calcolati lungo varie verticali, sono rappresentati in funzione di z nella Fig. 16.

che i cedimenti siano dovuti alla compressibilità del solo materiale B.

Pertanto, trascurando l'effetto di un eventuale rifluimento laterale per le notevoli dimensioni dell'area d'appoggio, il calcolo del cedimento finale s di un punto del piano limite può effettuarsi con la formula:

$$s = \int_{z_0}^{z_1} \frac{\sigma_z}{E'} \, dz \qquad (3)$$

dove z_0 = m 7 è lo spessore del banco dei terreni superficiali A ed E' indica il modulo di compressione edometrica delle sabbie limose B.

L'intervallo dei valori di E' ricavati dalle curve di compressione edometrica è riportato nel diagramma di Fig. 17 in funzione della pressione effettiva p_e.

Si osserva che per i quattro campioni esaminati E'

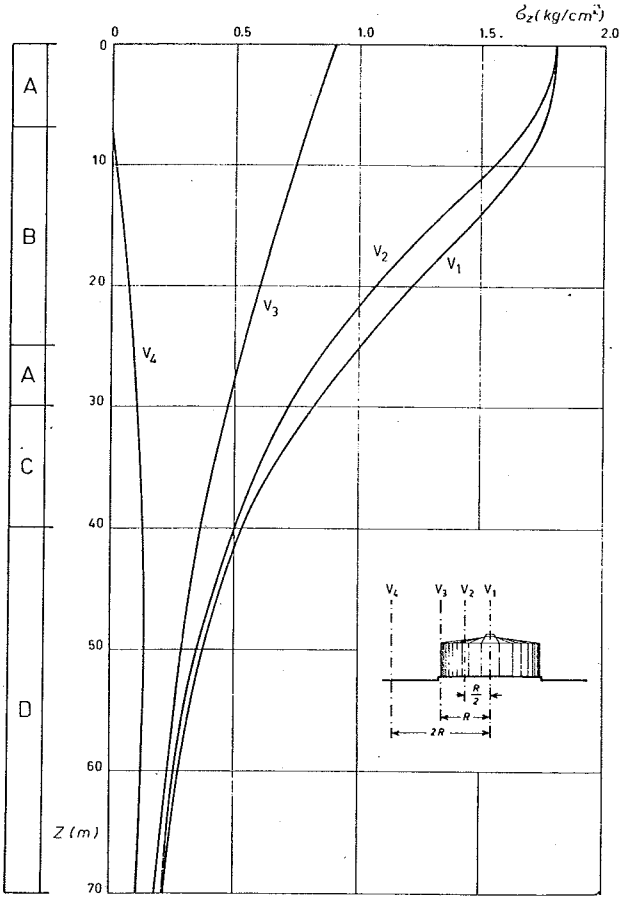

Fig. 16 - Tensioni σ_z indotte nel sottosuolo da un carico uniformemente distribuito su di un'area circolare del piano limite.

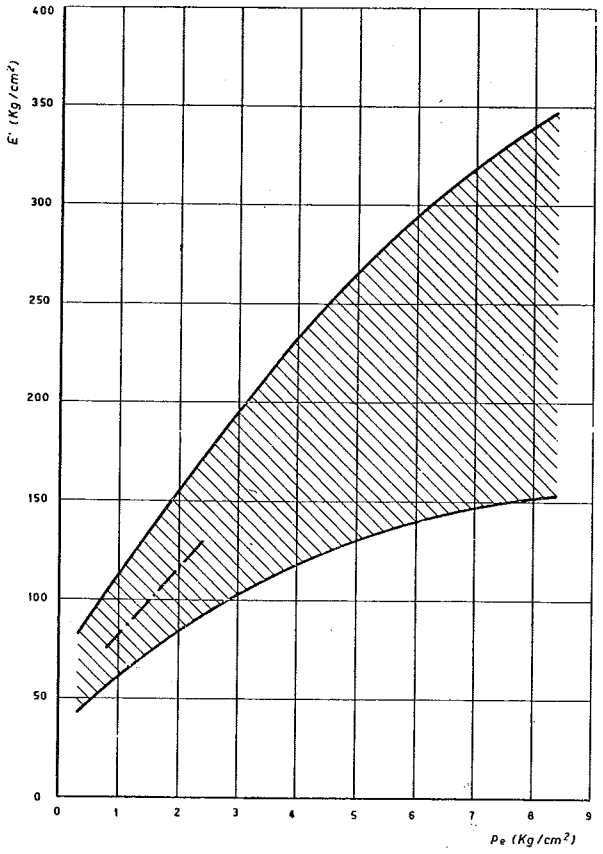

Fig. 17 - Variazione del modulo di compressione edometrica in funzione della pressione effettiva.

Dal confronto di questi diagrammi con quello della pressione preesistente (v. Fig. 15) si deduce che la profondità z_1 di m 25 circa alla quale si trova la base del banco B può essere considerata la profondita *significativa* ai fini del calcolo dei cedimenti [7]. In definitiva, se si trascura la compressibilità del terreno A rispetto a quella, certamente molto maggiore, della sabbia limosa B, sembra lecita l'ipotesi

varia mediamente con la pressione fra 70 e 250 kg/cm^2.

Ai valori del modulo di compressione edometrica E' si è cercato di risalire anche per via indiretta utilizzando i risultati delle prove di penetrazione in sito secondo il metodo proposto da SCHULTZE e MENZENBACH [16]. Questi AA., attraverso un'accurata indagine di confronto, hanno ricavato per vari tipi

di rocce sciolte una relazione empirica tra il modulo di compressione edometrica, che si deduce dalle prove di laboratorio, ed il numero N di colpi corrispondente alla prova di penetrazione normale.

La relazione proposta è del tipo:

$$E' = C_1 + C_2 N \quad (\text{kg/cm}^2) \qquad (4)$$

dove C_1 e C_2 sono costanti per determinate classi di materiali considerate dagli AA.

Nel caso in esame, tenuto conto della $N(z)$ che si deduce dalla Fig. 10 per interpolazione tra i punti sperimentali, la concordanza tra i valori di E' che derivano dalla (4) e quelli misurati in laboratorio si ottiene ponendo $C_1=45$ e $C_2=1{,}2$. Questi valori risultano alquanto più ridotti di quelli proposti dai citati AA. per terreni di caratteristiche simili.

I cedimenti sono stati calcolati assumendo per $E'(z)$ la distribuzione lineare media indicata in Fig. 15 e scindendo l'integrale nella seguente sommatoria:

$$s = \sum_{z_0}^{z_1} \frac{1}{E'_{mi}} \sigma_z \Delta z \qquad (5)$$

Lo strato complessivo $z_1 - z_0$ è stato suddiviso in 9 strati elementari di altezza Δz; ciascuno strato è stato caratterizzato da un modulo E'_{mi} pari alla media tra quello che corrisponde alla pressione p_0 e quello relativo alla pressione $p_0 + \sigma_z$ agenti mediamente sullo strato stesso prima della costruzione del serbatoio e dopo l'applicazione del massimo carico.

Il calcolo è stato effettuato per la verticale baricentrica e per la verticale passante per il contorno dell'area caricata, ottenendo i seguenti risultati:

verticale baricentrica $s_0 = 220$ mm

verticale per il contorno $s_1 = 120$ mm

Dal confronto con i risultati sperimentali, riportati nella tabella I, si deduce per la verticale baricentrica del serbatoio *S2* un rapporto fra cedimento calcolato e cedimento misurato pari a $\frac{220}{196} = 1{,}12$; per i punti del contorno, considerando la media dei valori ottenuti per i serbatoi *S1* ed *S2* si ottiene un rapporto pari a $\frac{120}{103} = 1{,}16$.

Tenuto conto delle varie approssimazioni del calcolo e dei risultati ottenuti in precedenza da altri AA. sui valori del rapporto fra cedimenti calcolati e cedimenti misurati [10], si può concludere molto favorevolmente sull'esito della ricerca.

Si osservi, infine, che, per il serbatoio *S2*, il valore misurato del rapporto $\frac{s_0}{s_{1m}} = \frac{196}{108} = 1{,}8$ fra il cedimento del baricentro e la media dei cedimenti dei punti del contorno è molto prossimo al valore teorico $\pi/2 \cong 1{,}6$, che si ottiene per un'area circolare dalla teoria dell'elasticità, secondo TERZAGHI [18].

Prima di concludere il presente paragrafo è utile completare l'esame dei risultati con alcune osservazioni a proposito dell'andamento dei cedimenti in funzione del tempo.

Nella Fig. 18 è rappresentata in scala semilogaritmica in funzione del tempo t in giorni la curva dei cedimenti s_{1m} relativi al serbatoio *S2*.

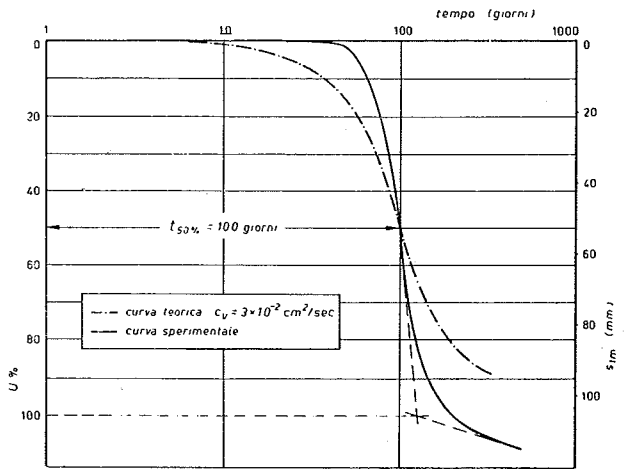

Fig. 18 - Confronto fra i risultati sperimentali e la curva teorica di consolidazione del banco dei terreni B.

E' possibile riconoscere un effetto primario, che può essere distinto da quello secondario mediante una nota costruzione proposta da CASAGRANDE. Risulta così che per $t \cong 100$ giorni il grado di consolidazione U del terreno di fondazione ha raggiunto all'incirca il 50%.

Nell'ipotesi semplificativa che il carico sia esteso all'infinito sul piano limite e tenendo conto, con il procedimento approssimato indicato da TERZAGHI [18], della sua graduale applicazione, si è tracciata nella medesima Fig. 18 la curva $U(t)$, che si deduce dalla teoria della consolidazione nell'ipotesi che il banco B, di spessore $2H$, dreni da entrambi i lati.

Per il coefficiente di consolidazione $c_v = \frac{H^2 T}{t}$ si è adottato il valore $3\times10^{-2}\,\text{cm}^2 \cdot \text{sec}^{-1}$, cui corrisponde la curva teorica che meglio si accorda con quella sperimentalmente rilevata.

Questo valore, che caratterizza il comportamento della formazione nel suo insieme, risulta notevolmente più alto dei valori che competono di regola ai materiali dotati di plasticità ed in particolare alle argille [19].

Il caratteristico andamento ora esaminato, delle curve dei cedimenti dei serbatoi in funzione del tempo è da porsi presumibilmente in relazione con la presenza delle intercalazioni o lenti di materiali limosi, specie del tipo *B3*, che si rinvengono nel banco delle sabbie *B*.

7 - Confronti con precedenti ricerche

Si è già accennato nella premessa che i cedimenti di grandi serbatoi cilindrici a pianta circolare sono stati già studiati in altre occasioni sia in Italia che all'estero. Sembra utile quindi, cercare di inquadrare brevemente i risultati della presente indagine fra quelli di precedenti ricerche sull'argomento.

Dall'esame dei vari dati disponibili sulla letteratura tecnica risulta innanzitutto che i casi finora studiati si differenziano da quello della centrale di Termini Imerese, perché si riferiscono essenzialmente ad opere fondate su terreni a grana molto fina, in particolare argille, di elevata compressibilità.

In secondo luogo, si rileva, purtroppo, che in quasi nessuno degli esempi riportati è possibile istituire un confronto, che possa risultare di utilità generale, fra risultati sperimentali e quelli teorici, giacché gli AA. non si soffermano di regola ad esporre le ipotesi ed il procedimento di calcolo adottato.

E' possibile, invece, trarre qualche notizia sul valore che assume il rapporto $\frac{s_o}{s_{1m}}$ fra il cedimento del baricentro e quello dei punti del contorno della base. Questo rapporto si aggira all'incirca fra 1,3÷1,5 ed è interessante osservare che esso risulta poco discosto da quello rilevato a Termini Imerese per terreni di caratteristiche profondamente diverse.

Nella tabella II sono raccolti a titolo di confronto i risultati più significativi riguardanti serbatoi di dimensioni all'incirca eguali a quelli di Termini Imerese, ma tutti poggianti su terreni a grana fina, molto cedevoli.

I dati si riferiscono ai valori finali ottenuti dopo un periodo di osservazione variabile da circa 800 giorni [3] a 10 anni [2].

Nella fascia tratteggiata di Fig. 19 ricadono i cedimenti misurati in funzione del tempo nel corso delle prove di collaudo su 15 strutture.

TABELLA II *Cedimenti di grandi serbatoi cilindrici*

Riferimento bibliografico	Carico m	Diametro m	S_o cm	S_{1m} cm	ΔS_{1max} cm	$\frac{S_o}{S_{1m}}$ (1)
[2]	14,40	45	150	102	9	1,5
	14,40	45	180	139	12	1,3
[3]	14,60	51	96	25	0,6	3,8
	14,60	51	113	27	2,6	4,2
	14,60	51	119	20	1,8	6,0
[21]	14,60	36	—	30	9	—
[12]	12.00	45	—	63	13	—
	12.00	45	—	59	7	—

(1) Il valore eccezionalmente elevato ottenuto per il rapporto $\frac{s_o}{s_{1m}}$ con la ricerca [3] non è confrontabile con gli altri, perché, nel caso, l'anello esterno dei serbatoi era fondato su pali.

In tutte queste prove il riempimento è stato effettuato secondo una legge compresa nella zona tratteggiata del diagramma riportato nella parte superiore della figura.

Nella medesima figura sono anche rappresentati i risultati ottenuti con le prove di Termini Imerese.

Pur tenendo debitamente conto che nei casi riportati nella letteratura le prove di riempimento sono state condotte con velocità molto diversa da quella adottata a Termini Imerese, i risultati della presente indagine si differenziano nettamente dagli altri e pongono in luce la natura profondamente diversa dei terreni sui quali sono fondati i serbatoi qui esaminati.

8 - Conclusioni

La buona concordanza ottenuta con la presente indagine fra i valori dei cedimenti misurati e le previ-

sioni teoriche consente di trarre favorevoli conclusioni sull'attendibilità del calcolo dei cedimenti di grandi strutture uniformemente caricate fondate su terreni prevalentemente sabbiosi. Con le misure qui eseguite si è inoltre confermato il valore teorico del rapporto

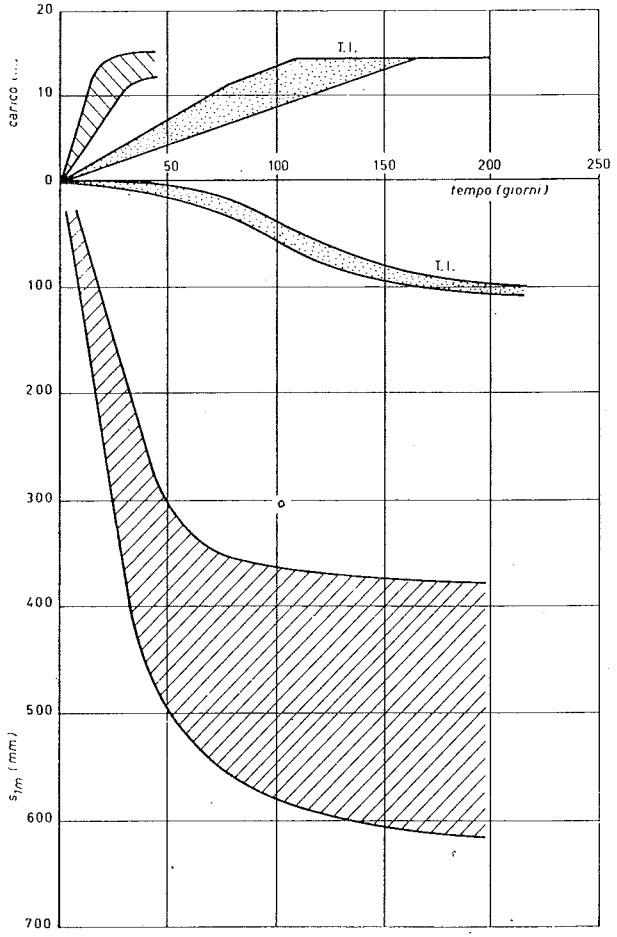

Fig. 19 - Confronto fra le misure eseguite a Termini Imerese (T.I.) ed i risultati di indagini sui cedimenti di serbatoi cilindrici fondati su terreni molto cedevoli.

fra il cedimento del baricentro e quello del contorno di un'area di carico circolare.

Altro risultato degno di nota riguarda i cedimenti differenziali di punti simmetrici del contorno, cedimenti che risultano crescere all'incirca linearmente al crescere del cedimento massimo.

Dal punto di vista applicativo è interessante anche osservare che, con i terreni in esame e con il prescelto programma per le prove di primo riempimento, non è stata rilevata apprezzabile interferenza nel comportamento delle tre opere, malgrado la loro distanza ravvicinata.

Infine, l'indagine ha fornito lo spunto per tarare nel caso in esame un nuovo metodo per valutare la compressibilità dei terreni attraverso ricerche penetrometriche.

Nel concludere la presente nota gli AA. esprimono la loro gratitudine all'Ing. Giovanni ARGIROFFI, per aver permesso lo svolgimento della presente ricerca.

Un particolare ringraziamento va pure agli Ingg. Ignazio VITALE e Rosolino GUCCIONE per la loro intelligente collaborazione nella organizzazione sul posto dei rilievi sperimentali.

Palermo. *Istituto di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, settembre 1963.

Bibliografia

[1] BRASWELL A. M. - Settlements of oil storage tanks Proc. A.S.C.E. S.M. Vol. 85, 1958.

[2] CARLSON E. D. e FRICANO S. P. - *Tank foundation in Eastern Venezuela* - A.S.C.E. SM5 paper 2.966, 1961.

[3] COLOMBO P. - *Osservazioni sul comportamento delle opere di fondazione di serbatoi per petroli a Porto Marghera (Venezia)* Geotecnica 5, 1961.

[4] COOLING L. F. e GIBSON - *Settlement studies on structures in England* - ICE Conf. on correlation between calculated and observed stresses and displacements - Prel. Vol., 1955.

[5] FRÖHLICH O. - *Druckverteilung im Baugrund* - Springer, Berlino, 1934.

[6] — *Grundbau Taschenbuch, Band I* - Wilhelm Ernst, 1955.

[7] HOUGH D. K. - *Compressibility as the basis for soil bearing value* - Proc. A.S.C.E., SM4, ag. 1959.

[8] JAPPELLI R. - *Pressioni sul piano di posa e cedimenti di un cassone pneumatico* - Geotecnica 4, 1958.

[9] KUMMENEJE O. - *Fundamentering av oljetank i Drammen* - Norges Geotekniske Institutt, pubbl. n. 12, Oslo 1956.

[10] LEUSSINK H. - *Die Genauigkeit von Setzungsberechnungen* - Baugrundtagung 1953, Hannover.

[11] LORENZ H. e NEUMEURER H. - *Spannungsberechnung infolge Kreislasten unter beliebigen Punkten innerhalb und ausserhalb der Kreisfläche* - Bautechnik H. 5. maggio 1953.

[12] MARIVOET L. - *Observations des tassements de reservoirs a pètrol dans le port d'Anvers* - Proc. III Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Vol. I°, 1953.

[13] NONVEILLER E. - *Settlement of a grain silo on fine sand* - Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Sect 4, Wiesbaden, 1963.

[14] PENMAN A. D. B. e WATSON G. H. - *Settlement observations of an oil tank* - Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Sect. 4, Wiesbaden, 1963.

[15] ROBERTS D. V. - *Foundations for cylindrical storage tanks* - Proc. V Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Vol. I, 1961.

[16] SCHULTZE E. e MENZENBACH E. - *Standard penetration test and compressibility of soils* - Proc. V Int. Conf. Soil Mech, Found. Eng., Vol. I, 1961.

[17] SUKLJE L. e SOVINC I. - *An applied analysis of distortional displacements of normally consolidated clays* - Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Sect. 4, Wiesbaden, 1963.

[18] TERZAGHI K. - *Theoretical Soil Mechanics* - John Wiley, 1943.

[19] TERZAGHI K. e PECK R. B. - *Soil Mechanics in Engineering Practice* - John Wiley, 1948.

[20] TIMOSHENKO - *Theory of elasticity* - McGraw Hill, N.Y. 1934.

[21] VEDER C. - *Osservazioni sul comportamento nel tempo delle fondazioni della centrale termoelettrica di Porto Corsini della S.A.D.E. e loro confronto con le previsioni di progetto* - Geotecnica 4, 1961.

TASSEMENTS DE GRANDS RESERVOIRS CYLINDRIQUES REPOSANT SUR SABLE

Sommaire: On présente les résultats d'une recherche théorique-experimentale sur les tassements de trois réservoirs métalliques et cylindriques pour naphte, dont la base circulaire a un diamètre de m 42, placés a la distance reciproque de m 7.

Les réservoirs reposent sur une couche de sable fin et silt en proportion variable.

Par une technique approprié, on a mesuré le tassement du centre et de certaines points du contour de la base de chaque réservoir. Les mesures ont été prises pendant la phase d'essais des oeuvres et ont été aussi poursuiviés au cours du fonctionnement.

On aboutit à un accord satisfaisant entre les résultats des mesurations et les valuers des tassements calculés selon les essais de compression edometrique en laboratoire.

SETTLEMENTS OF LARGE CYLINDRICAL OIL TANKS RESTING ON SAND

Summary: Paper describes results of a theoretical and experimental research on settlements of three steel cylindrical oil tanks with a base diameter of m 42 located at a mutual distance of m 7.

The tanks are founded on a bed of fine sand with frequent pockets of silty sand. Settlements of central points and of some contour points of loaded areas have been measured with appropriate technique.

Experiments have been started during first filling and prosecuted during subsequent operation.

A satisfactory agreement between results of measurements and settlements values computed on the basis of consolidation laboratory tests has been found.