

Fondazioni di serbatoi metallici

G. RICCERI *

SOMMARIO: L'articolo analizza il comportamento, durante le prove di carico, di tre serbatoi metallici per olii combustibili a Marghera. In relazione ai rilievi dei cedimenti e delle pressioni neutrali eseguiti, viene rispettivamente messa in luce l'influenza degli scorrimenti plastici e del coefficiente A della pressione dei pori. Vengono poi confrontati i risultati di verifiche di stabilità eseguite sia in termini di pressioni totali, sia in termini di pressioni effettive; per quest'ultimo tipo di verifica, è messo a punto un programma di calcolo in Fortran IV le cui caratteristiche sono descritte in appendice.

1. Premessa

Il progetto di serbatoi metallici per oli minerali pone in genere problemi geotecnici diversi da quelli che si riscontrano nelle usuali strutture di ingegneria civile.

Per quel che riguarda il terreno infatti è da notare che nella maggior parte dei casi la loro costruzione avviene in terreni poco consistenti come le aree di riempimento, zone barenose, etc.

Dal punto di vista dei carichi bisogna inoltre considerare che il peso proprio dei serbatoi metallici è trascurabile rispetto a quello che essi trasmettono quando sono pieni, sicché, a meno che non si adottino particolari accorgimenti, l'aumento della resistenza al taglio nel terreno di fondazione a costruzione ultimata è anch'esso trascurabile.

Dal punto di vista della struttura, infine, va tenuto presente che i serbatoi metallici ammettono notevoli cedimenti differenziali.

La prima alternativa che si pone al progettista è quella della scelta tra fondazioni profonde e superficiali. Nel primo caso interviene in genere il problema dell'elevato costo, talvolta maggiore di quello del serbatoio, nel secondo caso invece assume particolare importanza l'entità del tempo necessario perché lo strato poco consistente si consolidi e raggiunga quindi quel valore della resistenza al taglio necessario a sopportare il peso del serbatoio pieno con un adeguato coefficiente di sicurezza.

Il processo di consolidazione può avvenire o con un precarico o, come più comunemente usato, con il peso stesso del serbatoio durante la prova del suo riempimento con acqua; il tempo necessario può essere diminuito con dei dreni

verticali di sabbia lungo il perimetro del serbatoio o con la parziale sostituzione di una parte del terreno poco consistente con sabbia o addirittura annullato con la totale sostituzione dello strato molle qualora esso sia poco profondo. La sostituzione del materiale poco consistente oltre a diminuire i tempi di consolidazione migliora, ovviamente, la capacità portante del terreno e limita i cedimenti sia totali che differenziali.

Da quanto detto risulta chiaramente che il maggior pericolo per le strutture di fondazione e, anche se in misura minore, per le pareti del serbatoio, si ha durante la prova di carico con acqua. Tale prova viene quindi condotta aumentando l'altezza d'acqua nel serbatoio gradualmente ed a determinati intervalli di tempo valutati sulla base dei coefficienti di consolidazione e controllati poi con l'osservazione dei cedimenti e delle pressioni neutrali che si sviluppano nel terreno di fondazione durante la prova stessa.

In taluni casi viene effettuata una consolidazione degli strati di fondazione durante la costruzione del serbatoio stesso usando come piano di lavoro il tetto galleggiante e riempiendo il serbatoio man mano che procede la erezione delle pareti.

L'indagine geotecnica sia nella prima fase di esplorazione del terreno che nella seconda fase di studio delle caratteristiche meccaniche deve essere completa ed accurata. Le rotture che avvengono nei serbatoi metallici sono in genere rotture locali dovute in massima parte a variazioni stratigrafiche del terreno. È quindi senz'altro da escludere, nei calcoli di verifica, l'uso di un profilo medio rappresentativo con valori medi della resistenza del terreno.

Al riguardo va citato il caso riportato da BJERUM ed OVERLAND [1957] riguardante serbatoi metallici a grande diametro costruiti in Norvegia; i calcoli di stabilità eseguiti avevano fornito un coefficiente di sicurezza di 1,7, ma si verificò una

* Prof. ing. Giuseppe RICCERI, incaricato di *Geotecnica e Fondazioni* presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Firenze; assistente ordinario alla cattedra di *Geotecnica* dell'Università di Padova.

rottura per taglio localizzata ed imputabile ad un sottile strato di argilla sotto una porzione del serbatoio.

Una accurata e rispondente stratigrafia consentirà inoltre una più precisa valutazione dei tempi di consolidazione accertando, ad esempio, la eventuale presenza di sottili strati drenanti nello strato di materiale coerente.

2. Verifiche di stabilità e calcolo dei cedimenti

Il calcolo della capacità portante delle fondazioni è in genere eseguito sulla base della teoria della plasticità.

Per una fondazione circolare rugosa su uno spesso strato di argilla il MEYERHOF [1951] ha fornito l'espressione

$$q = (\pi + 3) c \quad (1)$$

dove c è la resistenza al taglio non drenata. Per gli strati sottili con rapporti $D/H \geq 6$ viene invece consigliato l'uso della

$$q = \left(\frac{D}{3H} + \pi + 1 \right) c \quad (2)$$

in cui $\frac{D}{H} \geq 6$

D è il diametro della fondazione

H è lo spessore dello strato di terreno molle tenendo presente che tale espressione, con un trascurabile errore, può essere applicata nel caso di rapporti D/H minori di quelli indicati. Dalla (2) si vede che per strati sottili la capacità portante cresce in proporzione diretta con il rapporto tra il diametro del serbatoio e lo spessore dello strato di materiale coerente.

Usualmente si è d'accordo nell'ammettere che il cedimento totale di una struttura sia la somma di un cedimento immediato e di un cedimento di consolidazione.

Il cedimento immediato viene usualmente calcolato sulla base della teoria dell'elasticità ed è dovuto ad uno spostamento laterale del terreno senza variazione di volume. Per una fondazione circolare flessibile caricata uniformemente esso può essere valutato con la

$$S_e = \frac{3 p H I}{2 \pi E_0} \quad (3)$$

in cui p è il carico; I un fattore in influenza dipendente dal rapporto tra il diametro della fondazione e lo spessore H dello strato ed E_0 è il modulo tangente iniziale di elasticità.

Il cedimento di consolidazione viene in genere calcolato con il ricorso alla teoria di consolidazione del TERZAGHI ricavando gli opportuni coefficienti dalle prove edometriche.

È da considerare inoltre che, allorché i carichi sono di una certa entità in relazione alle caratteristiche di resistenza al taglio dello strato di materiale coerente, il cedimento immediato oltre che di una porzione elastica è composto di una porzione plastica.

È questo in genere il caso dei serbatoi che, accettando cedimenti totali e differenziali notevolmente superiori a quelli delle usuali strutture di ingegneria civile, talvolta affidano allo strato di argilla dei carichi che generano nel terreno uno stato plastico.

Lo stato di sollecitazione nel terreno varia, quindi, durante la prova di carico, dallo stato elastico a quello plastico ed il passaggio tra i due stati avviene per un certo valore del carico che usualmente viene calcolato con uno dei seguenti tre metodi [DARRAGH, 1964].

Il primo di essi è quello suggerito dal MEYERHOF [1951] secondo cui tale passaggio avviene quando il carico eguaglia o supera la metà della capacità portante del terreno, cioè quando

$$p \geq \frac{1}{2} q \quad (4)$$

JURGENSON, partendo da studi su modello, ha invece proposto l'uso di una formula che tien conto del diametro del serbatoio, dello spessore dello strato e della resistenza al taglio non drenata

$$p = \frac{1}{2} \frac{D}{H} c \quad (5)$$

KALINOVSKY, infine, partendo da considerazioni sull'equilibrio tra la spinta attiva e passiva in una sezione verticale di altezza pari al diametro del serbatoio nello strato di argilla, suggerisce l'uso della

$$p = 4 c \quad (6)$$

Nel caso che il serbatoio poggi su uno strato resistente al disotto del quale si trovi il terreno coerente, le (5) e (6), per tener conto delle varie ipotesi di distribuzione del carico, diventano rispettivamente

$$p = \frac{1}{2} \left[\frac{(D')^3}{D^2 H} \right] c \quad (5')$$

e

$$p = 4 c \left[\frac{D'}{D} \right]^2 \quad (6')$$

in cui $D' = 2 h \cotg \vartheta$

con h = spessore dello strato di terreno resistente
 φ = angolo di distribuzione delle tensioni con
 l'orizzontale.

Il calcolo dell'entità del cedimento plastico [MEYERHOF, 1951] può essere eseguito con la teoria dell'elasticità inserendo però nella formula un modulo effettivo

$$E_1 = \frac{E_0 E_s}{E_0 - E_s} \quad (6'')$$

dove E_s è il modulo secante non drenato calcolato ad $\frac{1}{2}$ della resistenza a compressione; oppure con le formule

$$S_p = \left(1 + \frac{2H}{D}\right) H e_p \quad \text{per} \quad \frac{H}{D} \leq 0,7 \quad (7)$$

o con la

$$S_p = 1,7 D e_p \quad (8)$$

valida per strati spessi con e_p deformazione plastica.

Le verifiche di stabilità possono essere eseguite in termini di pressioni totali [BJERRUM ed OVERLAND, 1957] calcolando il coefficiente di sicurezza con la

$$F = \frac{N_c c}{P} \quad (9)$$

con N_c = fattore di capacità portante variabile tra 5,2 e 6,2;

c = resistenza al taglio non drenata;

P = carico trasmesso al terreno dal serbatoio pieno.

In questo caso però non si tiene conto dell'aumento di resistenza del terreno durante la prova di carico con acqua.

Per tener conto di questo ultimo fattore si può ricorrere ad una verifica in termini di pressioni effettive [BISHOP, 1955] che permette di calcolare in modo iterativo il coefficiente di sicurezza:

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha} \sum \left\{ \begin{array}{l} \left[\operatorname{tg} \varphi' (\sum W_i \right. \\ \left. \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{F}} \right] \end{array} \right\} \quad (10)$$

per valori di B variabili tra 0 e 0,8.

in cui α è l'angolo con segno rispetto alla orizzontale della tangente al cerchio di slitta-

mento nel punto medio di ciascun concio;
 w_i sono i pesi del serbatoio e dei vari strati di terreno per ciascun concio;

φ' è l'angolo di resistenza al taglio in termini di pressioni affettive;

F è il coefficiente di sicurezza.

Si ricavano quindi i valori minimi del coefficiente di sicurezza per ciascun valore di B . In base al valore di F fissato si trova la pressione dei pori massima sotto il serbatoio, pressione espressa come percentuale di quella trasmessa dal serbatoio pieno. Si calcola quindi il tempo necessario per la consolidazione dello strato interessato sotto il carico trovato. Sulla base di tali dati si è in grado di stabilire le modalità di carico nella prova con acqua ed i tempi di mantenimento di ciascun livello, tempi che possono essere, se necessario, abbreviati con la creazione di opportuni dreni di sabbia o, ancora, con la parziale sostituzione del materiale coerente.

3. Osservazioni sul comportamento di alcuni serbatoi

3.1. Generalità

Gli stabilimenti della SAVA sorgono in una zona, bonificata nel periodo tra il 1914 ed il 1938, situata al margine della Laguna di Venezia alla estremità Sud-Est della seconda zona industriale. In tale zona sono stati costruiti tre serbatoi per petroli del tipo a tetto fisso: due di essi hanno un diametro di 35,60 m ed una capacità di 10.000 m³, il terzo ha un diametro di 8,00 m ed una capacità di 500 m³; l'altezza dei tre serbatoi è di 11,00 m.

Nell'area interessata dalla costruzione dei suddetti serbatoi sono stati eseguiti 5 sondaggi, 4 prove penetrometriche statiche e 6 trivellazioni (fig. 1).

3.2. Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

La stratigrafia del terreno di fondazione presenta un primo strato di argilla marrone di circa 0,50 m di spessore, cui fa seguito uno strato di limo sabbioso grigio giallo dello spessore di 1,50 metri con straterelli di argilla e caratterizzato da una resistenza di punta nella prova penetrometrica statica variabile tra 60 e 100 kg/cm². Seguono quindi due banchi di limo argilloso ed argilla grigio scura con materiale organico di spessore variabile da 2,00 a 4,70 m. La resistenza media al taglio non drenata di tali materiali varia tra 0,15 e 0,20 kg/cm², mentre l'indice di compres-

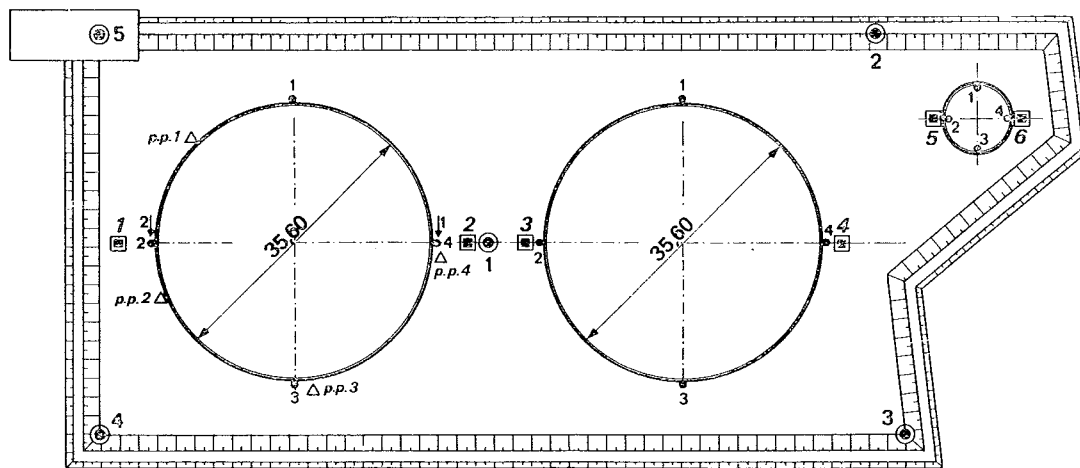


Fig. 1

bilità, calcolato sulla base delle prove di consolidazione eseguite, è pari a 0,20-0,25.

Dopo tali strati si incontra un banco di sabbia fine grigia dello spessore di circa 11,00 m, intervallato da un sottile strato di argilla grigia: la resistenza media di punta al penetrometro statico varia tra 70 e 120 kg/cm² rispettivamente per gli strati al di sopra ed al di sotto del banco di argilla. Segue quindi uno strato di argilla con materiale organico dello spessore medio di 3,50 m con resistenza media al taglio non drenata variabile tra 0,3 e 0,5 kg/cm². Fino alla profondità raggiunta con i sondaggi si incontrano quindi strati alternati di sabbia fine, argilla ed argilla limosa.

In fig. 2 viene riportata la stratigrafia rappresentativa con alcune proprietà indici, i valori della resistenza al taglio non drenata dei terreni coerenti e, relativamente al primo strato, l'andamento del modulo di elasticità (modulo tangente iniziale non drenato) E_0 .

3.3 Fondazioni

Nella scelta delle fondazioni è prevalso il criterio della parziale sostituzione del materiale di scarsa consistenza tenuto conto sia della discontinuità stratigrafica dei terreni superficiali sia della loro bassa resistenza al taglio.

Per i due serbatoi a diametro maggiore è stato sostituito il materiale argilloso lungo il bordo per

una profondità di 4 metri ed una larghezza di circa 12 metri in sommità e 4 metri al fondo; nella parte centrale invece la sostituzione è stata limitata a 1,50 m di materiale.

Nel serbatoio a diametro minore il terreno coerente è stato sostituito per tutta l'area interessata dal serbatoio stesso per una profondità di 3,50 metri circa.

Il bordo dei serbatoi poggia su un anello di calcestruzzo a sezione rettangolare di 0,30 × 0,50 m che serve di contenimento ad uno strato di ghiaia bitumata e compattata.

3.4 Strumentazione di misura

Per il controllo del comportamento dei tre serbatoi durante le prove di carico sono state eseguite misure di cedimenti e, per il serbaio Nord-Ovest, misure di pressioni neutre.

Più precisamente per il serbatoio da 500 m³ sono stati misurati i cedimenti di quattro punti diametralmente opposti lungo il perimetro e il cedimento del punto centrale durante i 74 giorni della prova di carico (fig. 3).

Per il serbatoio centrale da 10.000 m³ sono state eseguite le stesse misure del serbatoio da 500 m³; la durata della prova di carico è stata di 54 giorni. Da notare che il controllo dei cedimenti del punto centrale è stato interrotto a circa metà della prova per un inconveniente tecnico (fig. 4).

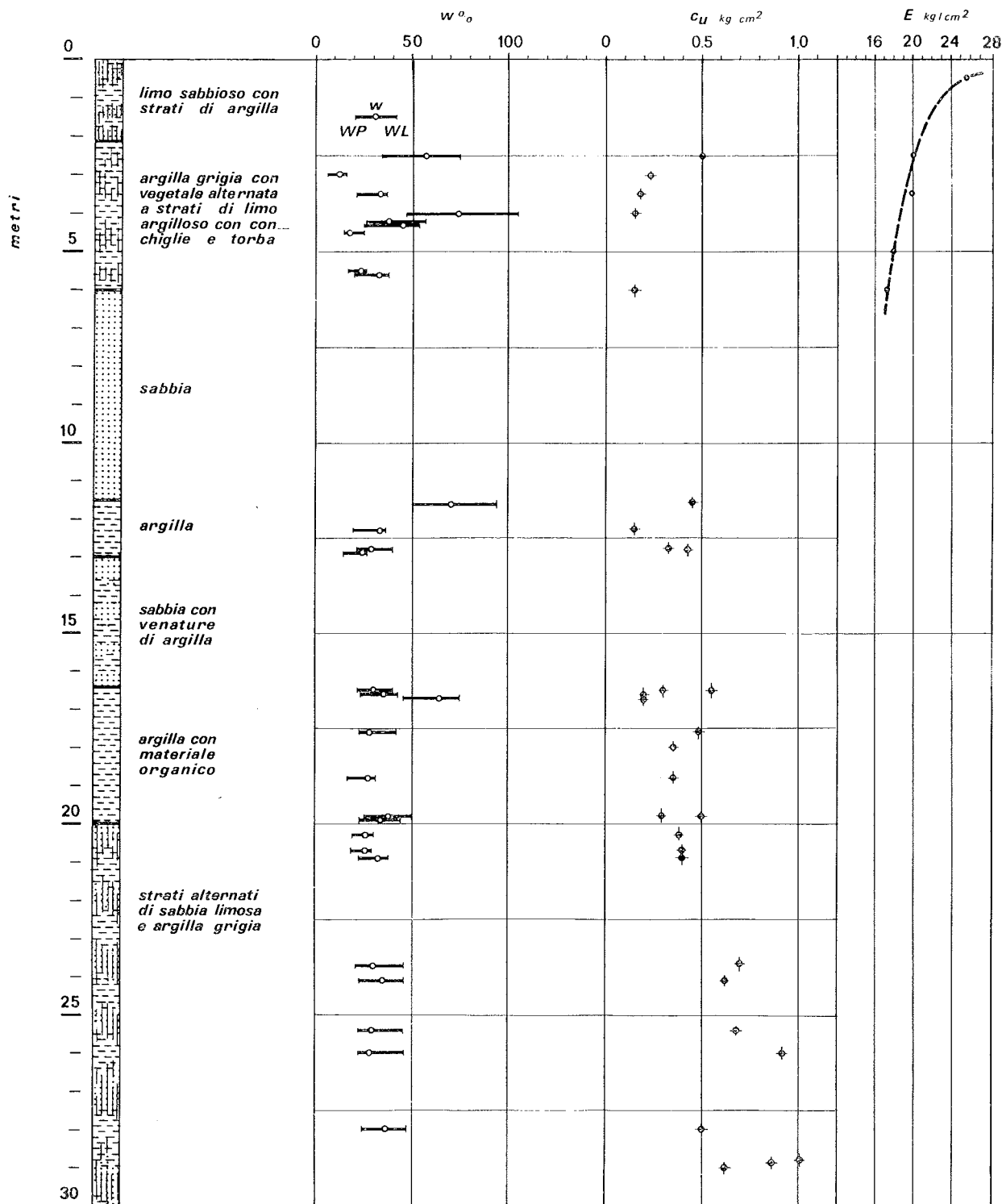


Fig. 2

Per il serbatoio Nord-Ovest, oggetto di una più accurata indagine, oltre ai cedimenti dei quattro punti perimetrali è stata rilevata la pressione dei pori con celle capacitive tipo Van Reysen poste nello strato di argilla lungo la verticale dal bordo del serbatoio in corrispondenza dei punti di misura 2 e 4, alla profondità, del bordo superiore dell'anello di calcestruzzo, rispettivamente di 4,05 e 4,55 m.

I rilievi dei cedimenti nei tre serbatoi, durante la prova di carico, sono riportati nelle figure 3, 4 e 5.

3.5. Considerazioni generali e discussione dei risultati

Cedimenti. — I maggiori cedimenti assoluti e differenziali perimetrali si sono avuti nel serba-

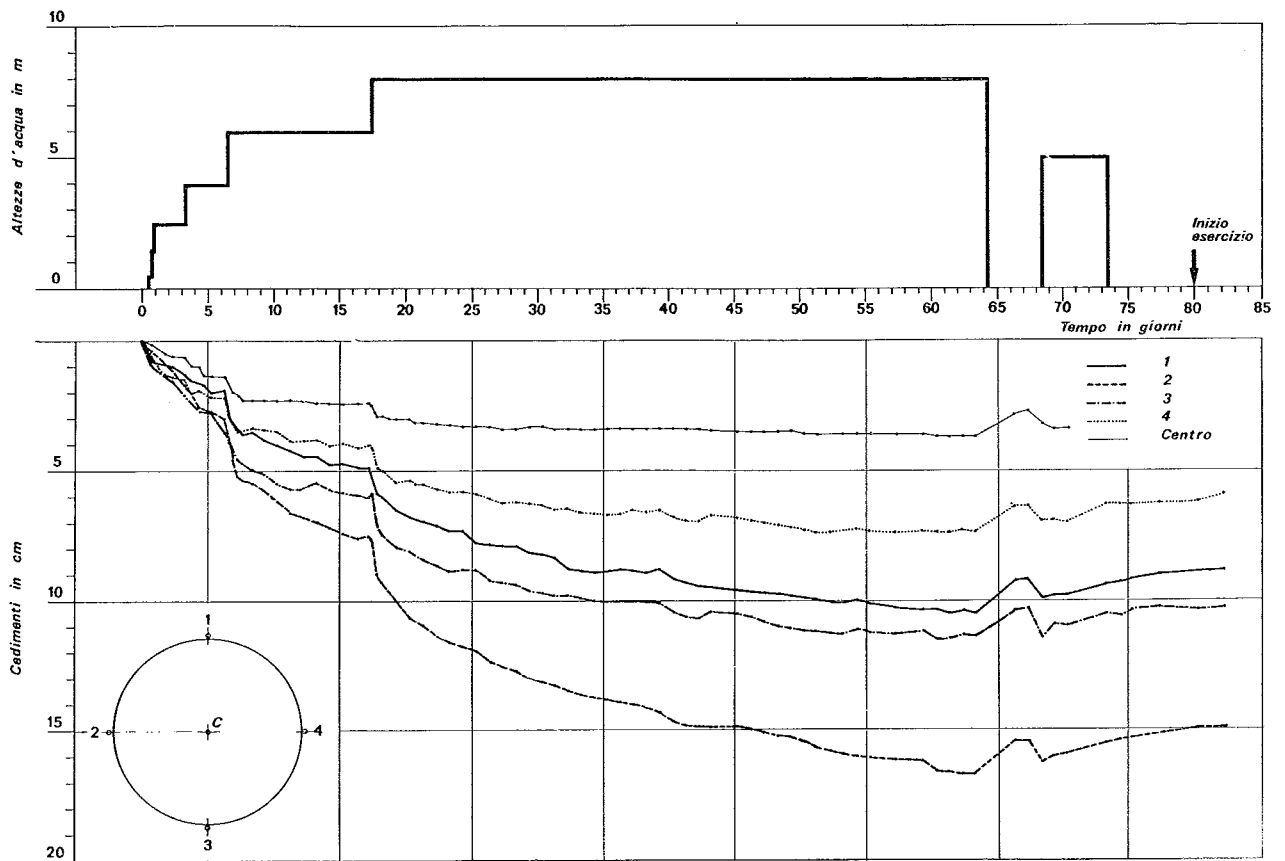


Fig. 3

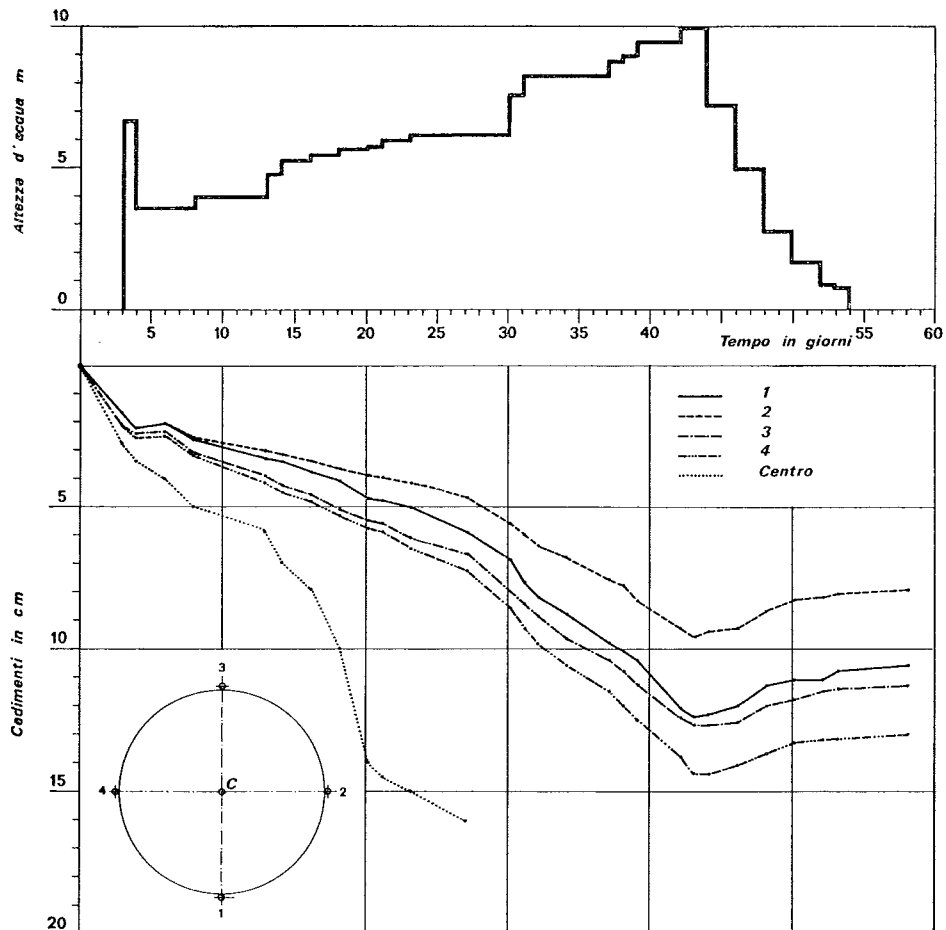


Fig. 4

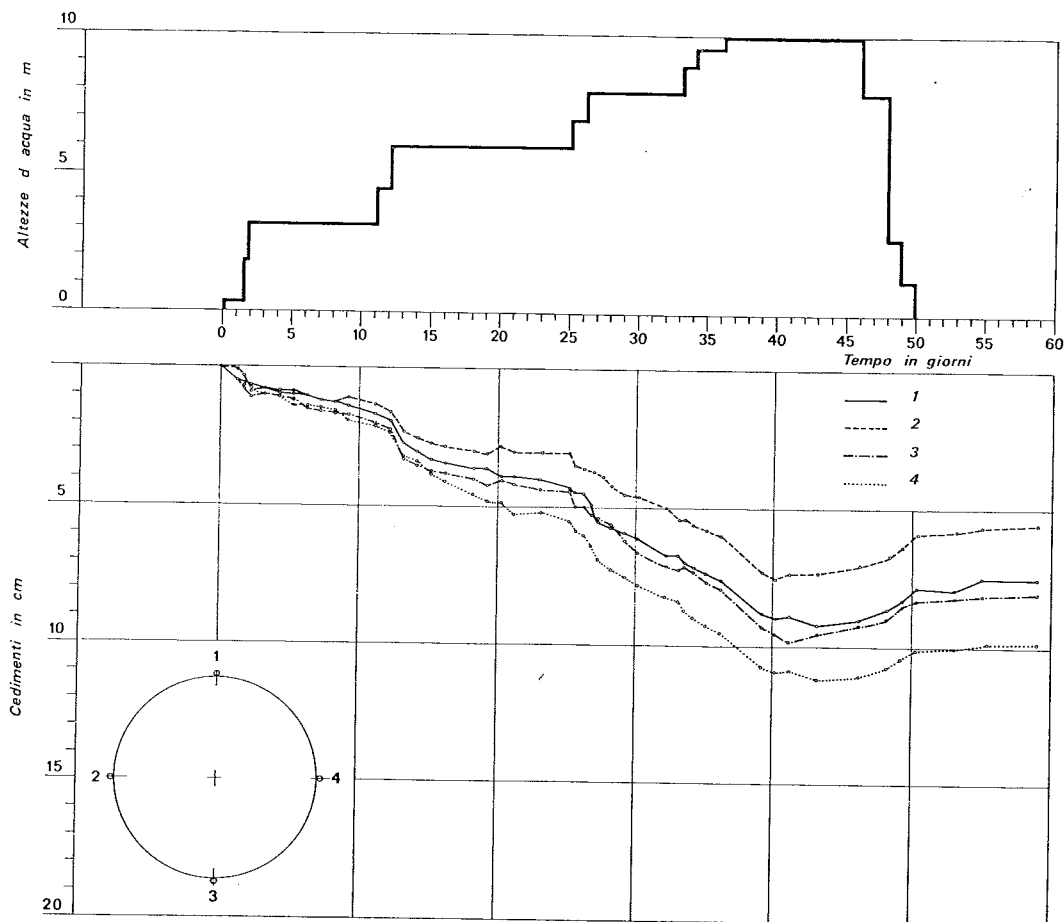


Fig. 5

toio a diametro minore; la ragione principale è imputabile al maggiore spessore dello strato superficiale di argilla che, come è stato detto, aumenta man mano che ci si sposta da Nord-Ovest a Sud-Est. È da notare che per questo serbatoio il carico d'acqua finale è di due metri inferiore a quello raggiunto negli altri due casi, ma va tenuto presente che la sostituzione del materiale coerente con sabbia ha interessato un'area quasi pari a quella del serbatoio nella parte più profonda e si è estesa verso l'alto con una pendenza di 1:1 ed è quindi probabile che si sia avuto uno scorrimento radiale del terreno coerente ovviamente maggiore ai bordi che non al centro.

Delle tre formule proposte per il calcolo delle tensioni nel terreno che danno luogo a scorrimenti plastici, quella del MEYERHOF sembra in questo caso la più aderente alla realtà. La formula di KALINOVSKY infatti non sembra applicabile in relazione al piccolo diametro del serbatoio; per angoli di diffusione del carico alla BOUSINESQ o WESTERGAARD, infatti, il fattore $\left(\frac{D'}{D}\right)$

assume valori tali da non giustificarne l'uso, mentre la formula di JURGENSON tenendo conto, a dif-

ferenza di quella del MEYERHOF, del fattore $\frac{D}{H}$ sembra applicabile quando tale rapporto superi il valore di 6, cioè per strati sottili.

Il valore della tensione nel terreno calcolato con il metodo del MEYERHOF, corrisponde ad un carico d'acqua nel serbatoio di 6,00 m e tale valore sembra giustificato dalle brusche variazioni che si rilevano dall'esame delle curve tempo-cedimenti.

Per quanto riguarda i due serbatoi da 10.000 m³ si osserva che quello centrale ha avuto nei punti perimetrali dei cedimenti maggiori di quello Nord-Ovest; probabilmente anche in questo caso la circostanza è imputabile al maggiore spessore dello strato superficiale di argilla. La sostituzione con sabbia di parte del materiale compressibile, limitata alla parte perimetrale dei due serbatoi, giustifica poi l'entità del cedimento del punto centrale che, al momento in cui è stato interrotto il suo controllo, superava di 2,5 volte il cedimento maggiore dei punti perimetrali.

In fig. 6 sono riportati, per il serbatoio Nord-Ovest, che è stato oggetto di una più accurata in-

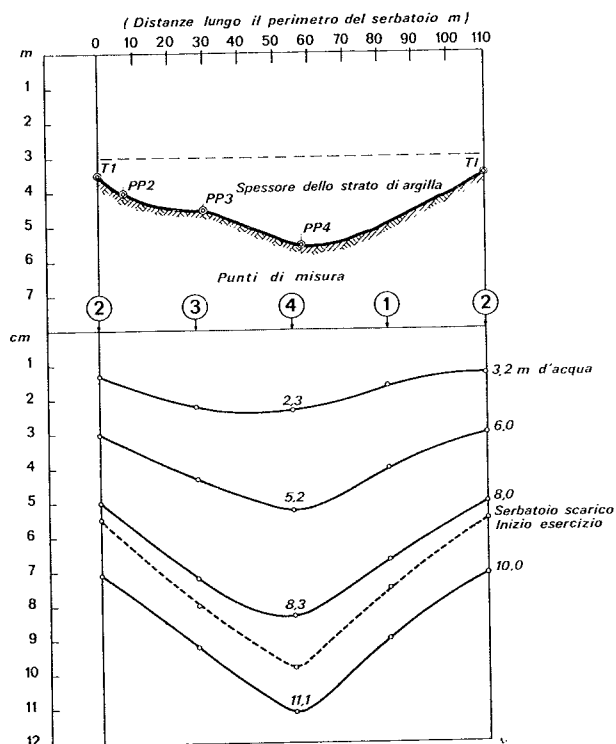


Fig. 6

dagine geotecnica, lo spessore di argilla al di sotto del perimetro del serbatoio e l'andamento dei cedimenti per i quattro punti diametralmente opposti del perimetro stesso in corrispondenza a vari carichi d'acqua ed a serbatoio scarico a fine prova. Si nota subito come la distribuzione dei cedimenti abbia, per ciascuno dei carichi, lo stesso andamento della linea che delimita l'inizio dello strato di sabbia, abbastanza irregolare lungo lo sviluppo di tutto il perimetro. Lo strato superficiale di argilla è quindi responsabile di gran parte del cedimento totale e di quasi tutto il cedimento differenziale perimetrale, circostanze queste abbastanza note ed evidenti in relazione alle maggiori pressioni trasmesse alle più piccole profondità da un lato e allo spessore variabile dello strato dall'altro.

Per questi serbatoi sorge qualche perplessità per il calcolo delle tensioni che generano nel terreno deformazioni plastiche, in quanto lo spessore H dello strato di terreno coerente varia per effetto della sostituzione, sia lungo il perimetro sia tra centro e perimetro stesso.

Comunque semplificando il problema, e facendo riferimento ad uno spessore di argilla pari a tre metri e delimitato superiormente da uno strato di terreno incoerente dello spessore di due metri, cioè facendo riferimento alla situazione della parte centrale del serbatoio, si riscontra un ottimo accordo con l'applicazione dei metodi di

JURGENSON e MEYERHOF, che danno ambedue un carico d'acqua nel serbatoio variabile tra 8,0 e 8,80 m a seconda delle tre ipotesi di distribuzione del carico a 90° con l'orizzontale, alla BOUSSINESQ ed alla WESTERGAARD. Il metodo di KALINOVSKY dà invece dei valori notevolmente superiori e comunque tali da escludere, con i carichi d'acqua nel serbatoio, deformazioni plastiche nello strato di argilla.

Facendo invece riferimento ad uno strato di argilla pari ad un metro (valore medio dello spessore al di sotto del perimetro del serbatoio), delimitato superiormente da uno strato di terreno incoerente di 4,00 m, si trova invece che, con i carichi d'acqua compatibili con le altezze dei serbatoi, non si hanno praticamente nel terreno deformazioni plastiche. Tale ultima ipotesi sembra la più aderente alla realtà in quanto tien conto delle condizioni di deformazione del materiale coerente racchiuso dall'anello di sabbia.

L'assenza di deformazioni plastiche nei serbatoi da 10.000 m^3 ed il minore spessore di materiale coerente, potrebbero giustificare la minore entità dei cedimenti di questi serbatoi rispetto a quello a diametro minore, non dimenticando che in quest'ultimo il carico d'acqua è stato del 20 % inferiore rispetto ai serbatoi di diametro maggiore che, tra l'altro, interessano, con le loro pressioni, profondità maggiori.

Pressioni neutre. — In fig. 7 è riportato, in funzione del tempo, l'eccesso delle pressioni neutre rilevato ai due piezometri, unitamente all'andamento dei livelli nel serbatoio durante la prova di carico. Si nota che ciascuna applicazione di carico produce un rapido aumento di pressione neutra; tale aumento è meno netto nel piezometro n. 2 posto al di sotto del punto di misura 2, probabilmente in relazione alla presenza di strati più limosi. Durante il periodo in cui il carico viene mantenuto costante si nota poi una diminuzione graduale della pressione dei pori.

È noto che in terreni saturi l'aumento di pressione dei pori è legato ai tipo di terreno ed alla variazione delle tensioni principali secondo la

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (11)$$

in cui A = coefficiente della pressione dei pori definito da SKEMPTON [1954];

σ_1 = tensione principale maggiore;

σ_3 = tensione principale minore.

Tale relazione è valida per $\sigma_2 = \sigma_3$ situazione che si verifica in laboratorio nelle prove triassiali standard e nel caso in esame, per la simmetria, al centro del serbatoio.

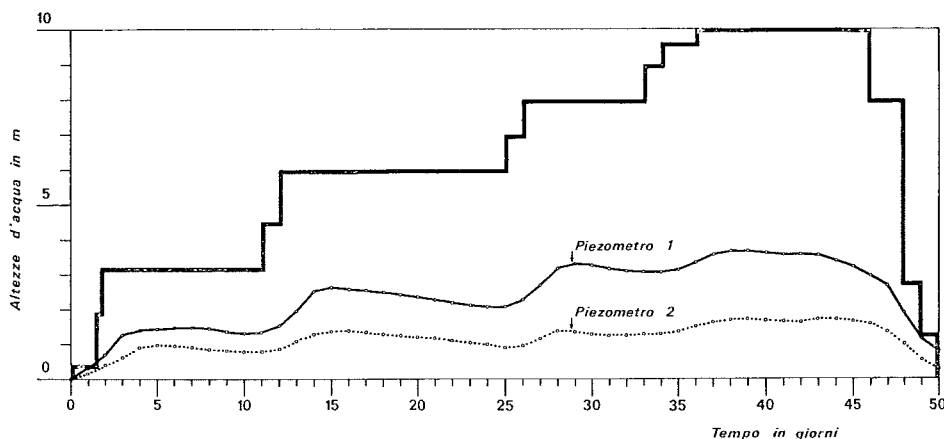


Fig. 7

Al bordo dei serbatoi, essendo $\sigma_2 \neq \sigma_3$, la pressione dei pori può essere espressa da [HENKEL, 1960]:

$$\Delta u = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) + a \sqrt{(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_2)^2 + (\Delta \sigma_2 - \Delta \sigma_3)^2 + (\Delta \sigma_3 - \Delta \sigma_1)^2} \quad (12)$$

dove a è un parametro della pressione dei pori legato al coefficiente A .

Nell'ipotesi che la (11) sia valida anche al bordo del serbatoio, ipotesi questa che include un piccolo errore percentuale, e calcolando le $\Delta \sigma_1$ e le $\Delta \sigma_3$ sulla base della teoria dell'elasticità, si sono trovati, dalla (11), i valori di Δu corrispondenti ai valori di A pari a $-\frac{1}{3}$; 0 ; $\frac{1}{3}$; $\frac{2}{3}$

(fig. 8).

Su tale diagramma sono stati poi riportati i punti relativi ai risultati rilevati dai due piezometri installati. Si vede che i valori di A trovati sono in buon accordo con quelli che usualmente si riscontrano rispettivamente in terreni limosi ed in argille consolidate normalmente. Da notare infine che le prove triassiali eseguite sulle argille hanno indicato valori di A a rottura variabili tra 0,52 e 0,72:

Verifiche di stabilità. — I valori della resistenza al taglio dello strato di argilla in prossimità della prova penetrometrica n. 1 sono i più bassi riscontrati durante l'indagine eseguita. In questa zona quindi si potrebbero verificare delle rotture locali nel terreno.

Una prima verifica di stabilità può essere quella proposta da BJERRUM ed OVERLAND [1957] i risultati di tale indagine indicano che con un coefficiente di sicurezza di circa 1,2 possono essere immessi nel serbatoio non più di 6,5 m d'acqua.

Questo metodo però mette in conto la resisten-

za al taglio non drenata e non prende in considerazione l'aumento di resistenza al taglio del terreno durante la prova di carico con acqua.

Tale aumento viene invece considerato eseguendo una verifica in termini di pressioni effettive. I risultati di tale verifica, eseguita con il metodo proposto da BISHOP utilizzando i risultati delle prove triassiali, sono illustrati in fig. 9. Il programma di calcolo utilizzato viene illustrato in appendice.

Come si vede, con un coefficiente di sicurezza di 1,2 la pressione massima sotto il serbatoio deve essere minore del 45 % della pressione trasmessa dal serbatoio pieno.

Con riferimento ad uno spessore di argilla di 2,0 m, drenato da ambedue i lati, il tempo richie-

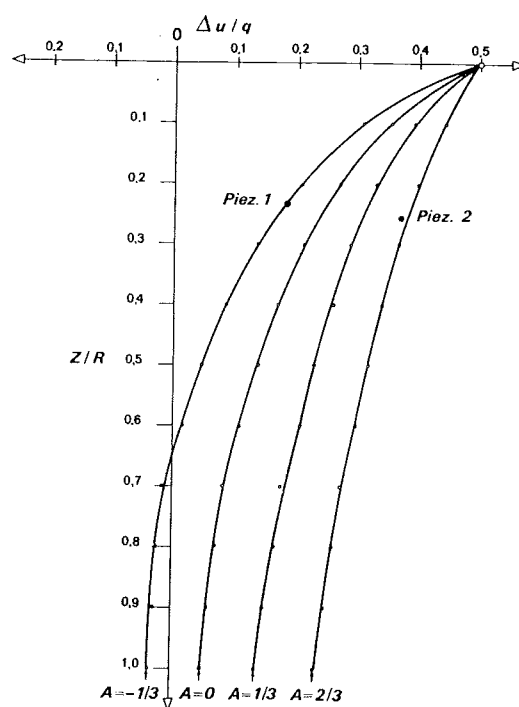


Fig. 8

sto per il 55 % di dissipazione della pressione dei pori, con $T_v = 0,42$ e $C_v = 8 \times 10^{-4}$ cm²/sec, risulta di 60 giorni. La sostituzione con sabbia, oltre ai vantaggi già descritti, diminuisce quindi notevolmente anche i tempi di consolidazione facendo entrare in gioco la maggiore permeabilità orizzontale degli strati di terreno.

APPENDICE

Analisi di stabilità⁽¹⁾

Il programma permette di calcolare il coefficiente di sicurezza F per la verifica della stabilità, secondo la (10), a rotture locali lungo cerchi di scorrimento nel caso di situazioni assimilabili a quelle riprodotte nel disegno riportato in fig. 9.

Per ogni strato vengono forniti i dati caratteristici con formato G 10.4 nell'ordine:

TYPE tipo di strato:

(0 = carico distribuito uniformemente nel semispazio);

1 = strato costituito dalla fondazione del serbatoio in rilevato;

2 = strati di fondazione al disotto del piano campagna;

3 = strato limite.

BED limite superiore dello strato;

GAMMA peso di volume dello strato;

COHES coesione del terreno riferita allo strato;

FI angolo di attrito del terreno riferito allo strato.

Inoltre vengono fornite le coordinate dei centri

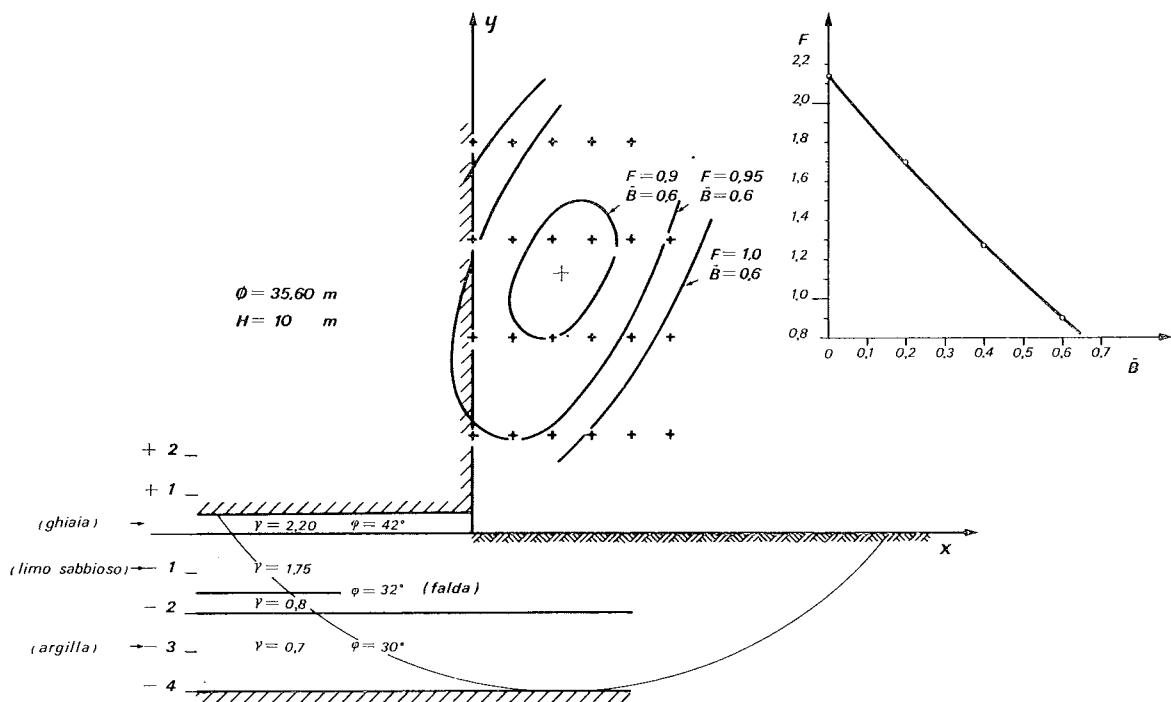


Fig. 9

I dati da fornire per effettuare il calcolo sono quelli fisici e geometrici che caratterizzano il carico del serbatoio, la parte in rilevato della fondazione e la situazione stratigrafica del terreno di fondazione.

Per uniformità di rappresentazione il carico del serbatoio è assimilato a uno strato di spessore unitario con peso di volume pari all'altezza del carico idraulico e distribuito uniformemente nel semispazio limitato dalla parete del serbatoio.

(1) Il programma riportato è stato eseguito in collaborazione con l'Ing. Giorgio Clemente e l'Ing. Francesco Colleselli.

dei cerchi (XC, YC) lungo i quali si vuole effettuare la verifica di stabilità utilizzando il sistema di coordinate cartesiane che ha come ascissa il piano campagna e come ordinata la parete verticale del serbatoio.

È da tener presente che i cerchi sono tangenti allo strato limite e che per motivi di calcolo i centri dei cerchi dovranno soddisfare a delle condizioni:

$XC > 0$

$YC > BED 1$ (piano di posa del serbatoio)

$XC < YC + BED 3$ (strato limite).

Nel programma la dimensione massima dei conchi è indicata da UWIDITH, tale parametro deve es-

sere modificato opportunamente a seconda delle condizioni geometriche del problema in rapporto alle scale usate per ottenere risultati corretti. Il massimo numero dei conci è 200, quello degli strati compreso lo strato limite è 10 e quello dei centri dei cerchi utilizzabili con un solo programma 50.

I risultati, attraverso un opportuno sistema di tabulazione, forniscono, per ogni centro di cerchio, la variazione del coefficiente di sicurezza F ($\leq 2,5$) in funzione di B ($0 \div 0,8$).

BIBLIOGRAFIA

BISHOP A. W. (1955) - *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique, n. 1, pp. 7-17.
BJERRUM L., OVERLAND A. (1957) - *Foundation failure of an oil tank in Fredrikstad, Norway*. Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrs., London, vol. I, pp. 287-290.

DARRAGH R. D. (1964) - *Controlled water tests to preload tank foundations*. Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, pp. 377-403.

GIBSON R. E., MARSLAND A. (1960) - *Pore-water pressure observations in a saturated alluvial deposit beneath a loaded oil tank*. Proc. Conf. Pore pressure and suction on soil, Butterworths, pp. 112-118.

HENKEL D. S. (1960) - *The shear strength of Saturated Remoulded clays*. Research Conference on Shear Strength of Cohesive soils - Colorado, pp. 533-554.

MEYERHOF G. G. (1951) - *The tilting of a large tank on soft clay*. Proc. South Wales Institute of Engineers, vol. LXVII, n. 2, pp. 53-71.

PENMAN A. D., WATSON G. H. (1967) - *Foundations for storage tanks on reclaimed land at Teesmouth*. Proc. Institution of Civil Engineers, vol. 37, May, pp. 19-42.

PENMAN A. D., WATSON G. H. (1965) - *The improvement of a tank foundation by the weight of its own test load*. Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Canada, vol. II, pp. 169-173.

SKEMPTON A. W. (1954) - *The pore pressure coefficients A and B*. Géotechnique, vol. 4, n. 4.

SUMMARY

Settlement of oil tanks

The paper describes settlement and pore pressure observations made on three metallic oil tanks in Marghera during load tests. The analysis of measured data has emphasized the influence of plastic strain and of pore pressure parameter A .

The results of stability analysis, performed both with reference to the total pressure and to the effective one, are compared.

A Fortran IV program, described in appendix, was developed for the effective stress analysis according to Bishop method.