

Comportamento di un alto edificio fondato su argille sopraconsolidate

G. CALABRESI *

SOMMARIO: Vengono esaminate le misure dei cedimenti di un edificio di rilevante altezza fondato su un banco di argille sopraconsolidate. I relativi risultati sono paragonati ai valori che si ottengono con calcoli effettuati in diverse ipotesi e basandosi sui risultati di prove di laboratorio e di prove in sito; il confronto è condotto separatamente per i cedimenti immediati e per quelli di consolidazione.

Il valore calcolato per il cedimento immediato risulta molto maggiore di quello misurato, quando i calcoli siano basati sui risultati di prove di laboratorio; un soddisfacente accordo si ottiene invece utilizzando i dati deducibili dalle prove in sito.

Il cedimento di consolidazione, calcolato sulla base di prove di laboratorio, risulta in ottimo accordo con i valori misurati.

1. Premessa.

I cedimenti di opere fondate in terreni molto o mediamente compressibili, che vengano sollecitati su aree estese in relazione allo spessore degli strati cedevoli, si possono calcolare con sufficiente approssimazione in base ai dati ottenuti da normali indagini geotecniche: l'esame di numerosi casi e il confronto dei dati rilevati con le previsioni di progetto hanno generalmente confermato la validità dei metodi di calcolo tradizionali.

Al contrario nel caso di terreni poco compressibili, in particolare di argille sovraconsolidate, e di carichi distribuiti su aree ristrette rispetto allo spessore degli strati di terreno interessato, il calcolo dei cedimenti costituisce tuttora un problema di non facile e spesso incerta soluzione.

Può essere perciò interessante l'esame dei dati rilevati nello studio del comportamento di un fabbricato di notevole altezza, fondato su argille sopraconsolidate.

Le caratteristiche dell'opera e dei terreni di fondazione si prestano, infatti, a considerazioni di carattere generale.

2. Caratteristiche dell'edificio.

L'edificio, che ha strutture in c. a., è costituito da un blocco centrale di 26 piani, alto 87 m sul suolo, da 2 corpi adiacenti, alti 22 m, e da un

blocco disposto lateralmente alto 51 m. La pianta generale è riportata in fig. 1; una sezione del blocco centrale in fig. 2.

Considerati i risultati delle indagini sul terreno di fondazione, eseguite in fase progettuale ed esecutiva e di cui si dirà nel seguito, fu stabilito di fondare l'edificio su due platee scatolari irrigidite, di cui la pianta è riportata in fig. 3, poste su una maglia regolare di pali trivellati di 42 cm di diametro.

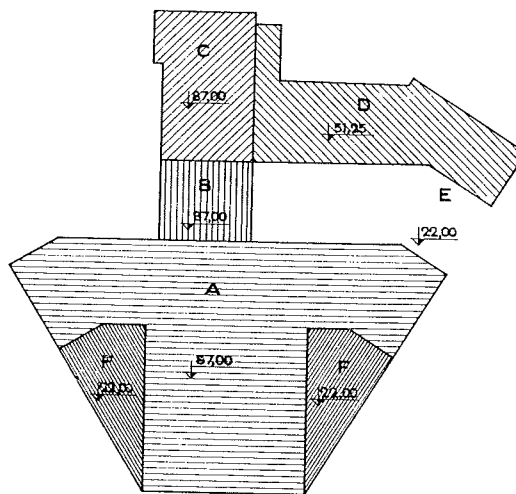


Fig. 1. - Pianta generale del fabbricato ed altezza dei diversi corpi sul piano di campagna.

L'interasse dei pali è mediamente di 1,25 m nella platea grande e di 1,50 m in quella piccola; la base è a 20 m circa dal p. c.

I cedimenti della fondazione furono controllati

* Dott. Ing. Giovanni CALABRESI, Assistente ordinario alla Cattedra di *Tecnica delle Costruzioni I* della Facoltà di Ingegneria, Università di Roma.

mediante la livellazione di 7 punti della platea grande e 3 punti di quella piccola, la cui posizione è indicata in fig. 3. Le misure furono intraprese, a lavori iniziati, nel dicembre '62 e sono state proseguite fino ad oggi.

I lavori di costruzione ebbero termine nei primi mesi del '66, ma nel marzo '64 si era già praticamente raggiunto il totale dei carichi permanenti sulla platea piccola e nel settembre successivo su quella grande.

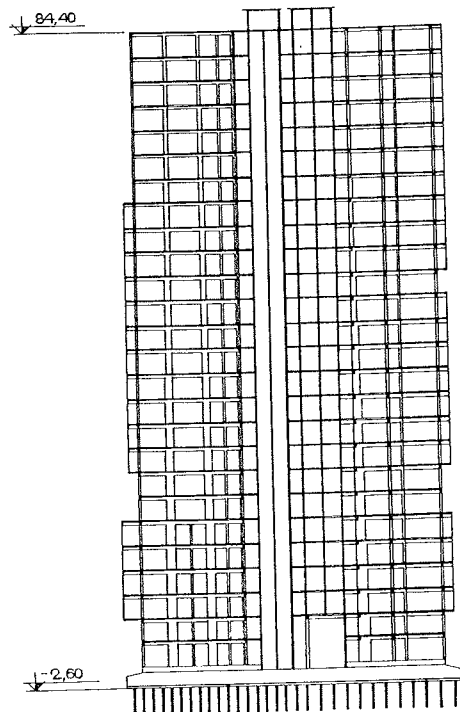


Fig. 2. - Sezione trasversale del blocco centrale.

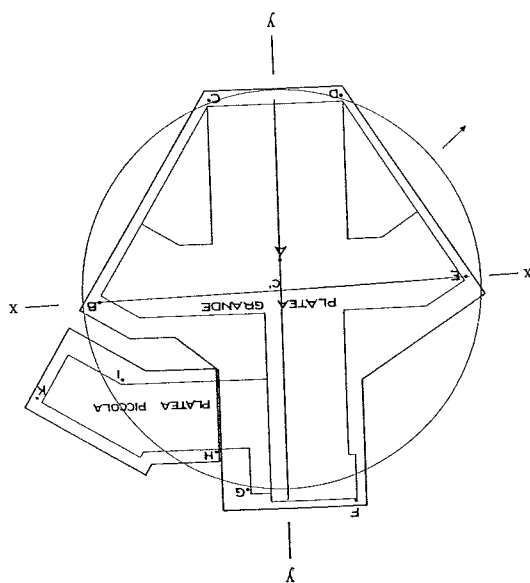


Fig. 3. - Platee di fondazione e punti di misura dei cedimenti.

3. Caratteristiche del terreno di fondazione.

Nelle linee generali e sotto l'aspetto geologico le caratteristiche del sottosuolo nell'area interessata dalla costruzione erano già note.

La formazione di base è costituita da argille marine ed ha uno spessore non inferiore a 150 m.

Una prima indagine sul terreno di fondazione fu effettuata nel 1959, in fase di studio preliminare. Furono allora eseguiti 4 sondaggi a rotazione, spinti fino a profondità comprese fra 35 e 52 m, e prelevati numerosi campioni indisturbati.

Di questi alcuni furono sottoposti a prove di classificazione e a prove meccaniche, di compressione triassiale e edometrica ⁽¹⁾.

L'indagine permise di rilevare l'esistenza di uno strato di copertura di spessore molto modesto (4 m), costituito da sabbie e argille limose giallastre di deposito recente, con inclusione di elementi lapidei eterogenei. Lo strato è sede di una falda freatica con superficie piezometrica a 1,50 m dal piano di campagna.

Immediatamente al disotto di questo strato è presente la formazione delle argille marine, di colore grigio-azzurro, prevalentemente limose, con frequenti interstratificazioni di sabbia molto fine. Nei campioni furono osservate sottili fenditure: lungo le superfici di fessurazione il colore passava da grigio a giallastro per evidente ossidazione.

Si può quindi ritenere che queste superfici di discontinuità siano presenti anche nel terreno in sede.

Una seconda indagine sul terreno di fondazione fu effettuata all'inizio dei lavori, nel 1961. In questa fase furono eseguiti 3 sondaggi a percussione, fino alla profondità di 50 m. Le stratigrafie confermarono i risultati ottenuti precedentemente.

L'indagine aveva lo scopo di acquisire ulteriori dati sulle caratteristiche meccaniche dei terreni profondi. Furono perciò prelevati altri campioni indisturbati ed eseguite prove di compressione ad espansione laterale libera, di taglio diretto e di compressione edometrica ⁽²⁾.

Il complesso dei dati ottenuti nelle indagini mise in luce la notevole omogeneità e uniformità di caratteristiche dei terreni di fondazione, al disotto dello strato di copertura, peraltro di limitato spessore.

In effetti non si hanno sensibili variazioni dell

⁽¹⁾ Presso l'Istituto di Geologia Applicata dell'Università di Roma.

⁽²⁾ Presso l'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Roma.

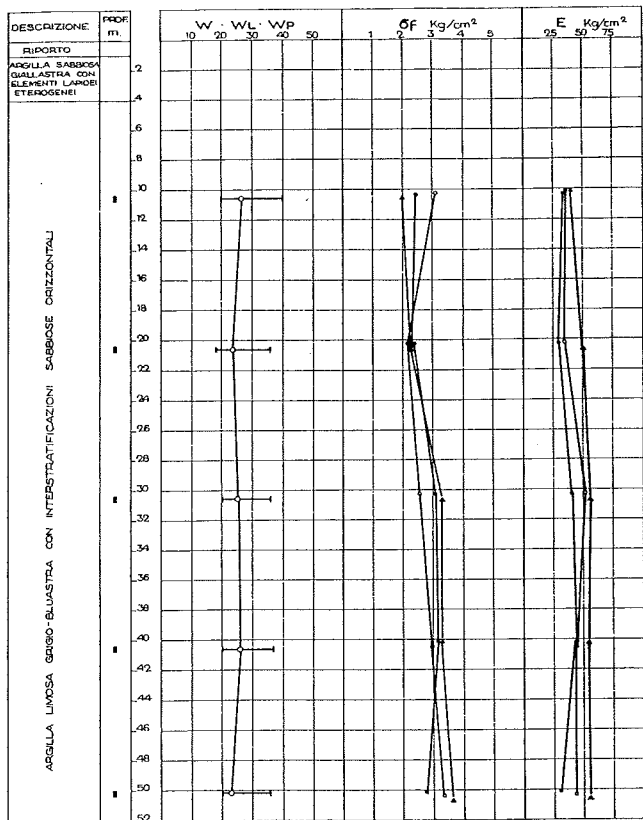


Fig. 4. - Stratigrafia del terreno di fondazione (Sond. 2), con valori della resistenza a compressione ad espansione laterale libera σ'_t e dei moduli di compressibilità non drenati E (Sond. 1, 2, 3).

caratteristiche fisiche e meccaniche né in senso orizzontale, da sondaggio a sondaggio, né in senso verticale con l'aumentare della profondità (fig. 4).

Alcune curve sollecitazioni-deformazioni ottenute da prove di compressione ad espansione laterale libera su campioni a diverse profondità sono riportate in fig. 5. Si può osservare che i diagrammi hanno un tratto iniziale pressoché rettilineo: a questo tratto si riferiscono i valori dei moduli indicati nella fig. 4.

Le curve pressioni-indice di porosità, ricavate da prove edometriche (fig. 6) mostrano chiaramente che i terreni sono sovraconsolidati. Tuttavia la determinazione del carico di preconsolidazione è resa alquanto incerta dal fatto che i carichi massimi raggiunti nelle prove non sono molto elevati (8-20 kg/cm²) e la curvatura del diagramma varia con continuità, in dipendenza di qualche disturbo dei campioni.

Con la costruzione grafica di CASAGRANDE si ottiene mediamente:

$$\sigma'_p = 1,6 + \sigma'_c \quad \text{kg/cm}^2$$

indicando con σ'_p la pressione di preconsolidazione

e con σ'_c la pressione efficace verticale esistente in sito. Ma considerata l'origine dei terreni e la geologia della regione questo risultato deve ritenersi errato per difetto.

4. Criteri di progetto della fondazione.

I risultati delle indagini geotecniche suggeriscono per la fondazione dell'edificio la soluzione descritta in quanto precede. In particolare, tenuto conto degli elevati carichi trasmessi in fondazione e delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera, e in considerazione del valore non elevato della resistenza al taglio del terreno di fondazione e dell'andamento del modulo di compressibilità edometrica in funzione della pressione applicata, fu stabilito di approfondire il piano di fondazione, scartando una soluzione con fondazione superficiale.

Una previsione dei cedimenti fu effettuata in base ai risultati delle prove edometriche. Il terreno di fondazione, fino a una profondità di 85 m dal p. c. fu suddiviso in strati di spessore variabile, con l'aumentare della profondità, da 5 a 20 m. Gli incrementi delle pressioni verticali furono calcolati in base alle carte di influenza di NEWMARK [1942] in corrispondenza dei limiti degli strati, applicando il carico delle platee su un piano posto alla profondità di 20 m, cioè alla quota delle basi dei pali. Il carico di ciascuna platea si suppose ripartito uniformemente sull'area che si ottiene aggiungendo alla superficie della platea una striscia perimetrale larga 2 m.

Per il calcolo delle deformazioni fu assunto un incremento di pressione verticale costante per ogni strato e pari alla media degli incrementi corrispondenti alle quote delimitanti lo strato; quale modulo di compressibilità fu introdotto nel calcolo quello ($E_{ed} = 200-300 \text{ kg/cm}^2$) ricavato dal ciclo di carico delle prove edometriche, in corrispondenza dell'intervallo di pressioni che interessava.

I cedimenti in punti diversi della fondazione, calcolati con queste ipotesi, erano compresi fra 18 e 33 cm; della loro entità si tenne conto come di un dato orientativo sul comportamento della fondazione.

L'influenza reciproca delle platee sui cedimenti di punti perimetrali vicini consigliò di apportare alcune modifiche alle caratteristiche delle fondazioni previste nel progetto preliminare. In particolare un giunto previsto fra le fondazioni dei corpi A e B fu soppresso e la platea grande irrigidita in senso longitudinale ed allargata nella zona centrale, mentre furono separati i corpi D e C. In definitiva ne risultò la forma illustrata in fig. 3.

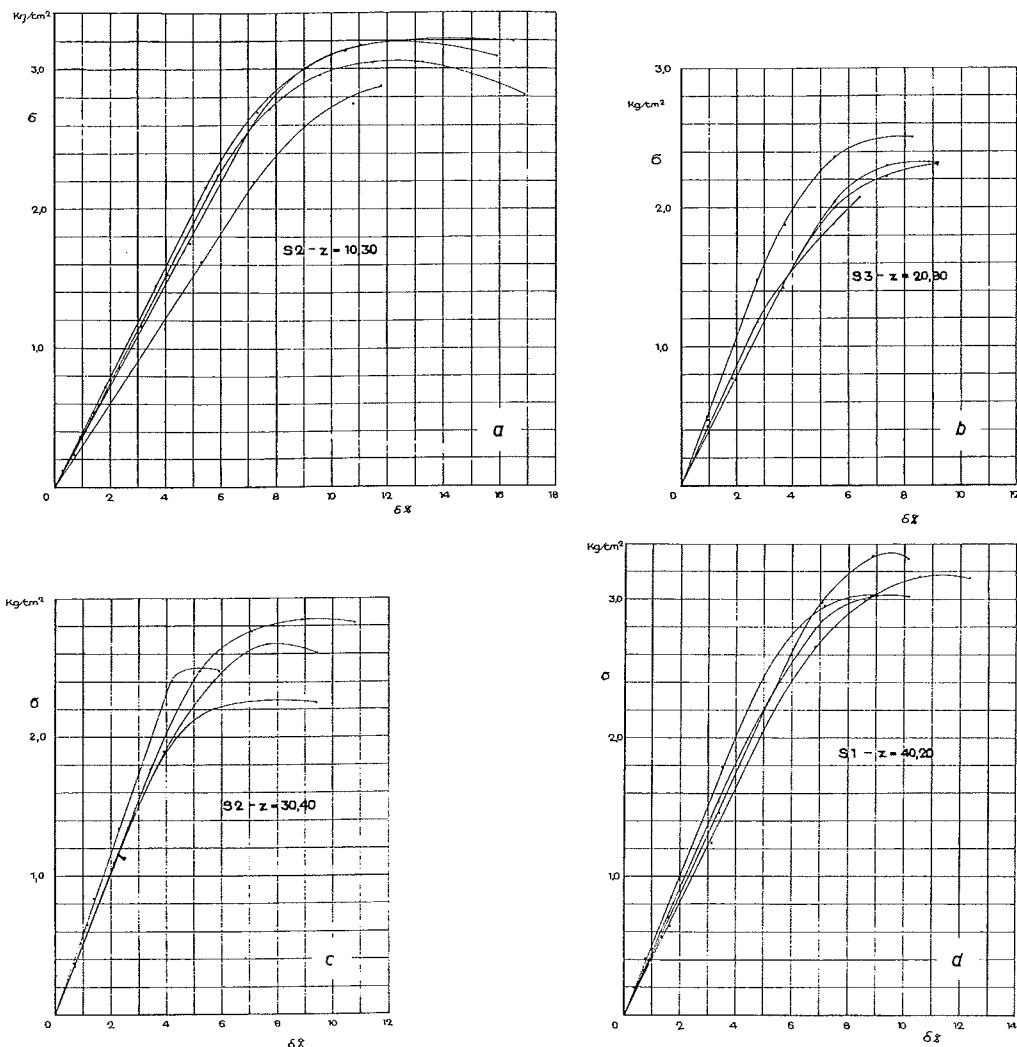


Fig. 5 - Curve tipiche sollecitazioni - deformazioni di prove di compressione ad espansione laterale libera.

5. Prove di carico sui pali.

Nella fig. 7 sono illustrati i risultati di una prova di carico su un palo di fondazione. Furono eseguiti 3 cicli di carico e scarico successivi, mantenendo il palo sotto il carico massimo di ogni ciclo per alcuni giorni ed osservando l'andamento dei cedimenti nel tempo.

Il diagramma carichi-cedimenti è caratterizzato da un rapido passaggio dalla fase elastica a quella di rottura, per un carico tra 80 e 90 t, nel secondo ciclo di prova.

Nel terzo ciclo (non rappresentato in figura), nel quale si cercò di mantenere un carico di 90 t, si ebbe il continuo progredire dei cedimenti, che al termine della prova avevano raggiunto i 50 mm.

Il diagramma cedimenti-tempo non è particolarmente significativo, in quanto è stato influenzato notevolmente dalle cadute e dalle riprese dei carichi applicati al palo.

6. Cedimenti osservati e loro interpretazione.

I risultati delle misure dei cedimenti delle due platee, dal 1962 a oggi, ed i carichi insistenti, sono diagrammati in fig. 8 in funzione del tempo. Si nota subito che i cedimenti tendono ad arrestarsi e che i valori raggiunti sono dell'ordine di 1/10 di quelli ricavati dal calcolo precedentemente descritto.

L'imprecisione di questo era nota a priori: infatti le condizioni di deformazione del terreno in uno strato di spessore notevole rispetto alle dimensioni della superficie caricata non possono essere assimilate a quelle che si realizzano nell'edometro. Inoltre è noto che i cedimenti di opere fondate su argille sovraconsolidate sono generalmente inferiori a quelli che si deducono dai moduli di compressibilità ricavati dai cicli di carico delle prove edometriche [TERZAGHI e PECK, 1948; SCHMERTMANN, 1953; HANSEN, 1957].

Nel caso presente, tuttavia, l'entità delle differen-

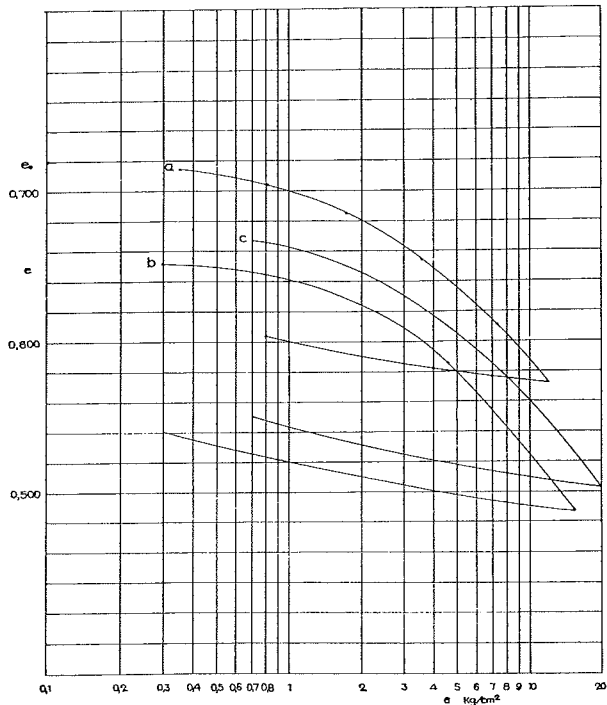


Fig. 6. - Curve tipiche pressione-indice di porosità di prove di compressione edometrica eseguite su campioni prelevati a diverse profondità (a: m 13,4; b: m 17,8; c: m 22,0).

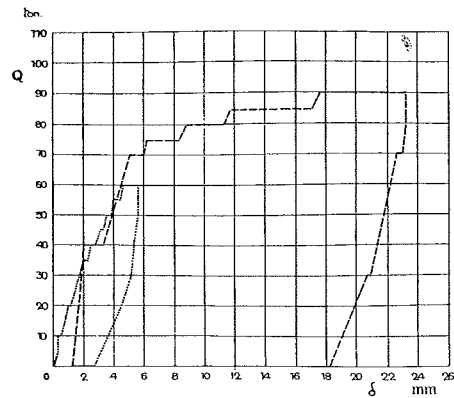


Fig. 7. - Prova di carico su un palo: curva carichi-cedimenti.

ze riscontrate fra cedimenti effettivi e previsti è tale da giustificare un più approfondito esame del problema e un confronto dei dati osservati con i risultati di calcoli più approssimati del precedente e fondati su ipotesi più aderenti alla realtà.

Per la platea grande l'interpretazione dei dati osservati è resa più agevole se si considerano i valori relativi al centro e alla periferia della platea. Si può rilevare in proposito (fig. 3) che i punti E, F,

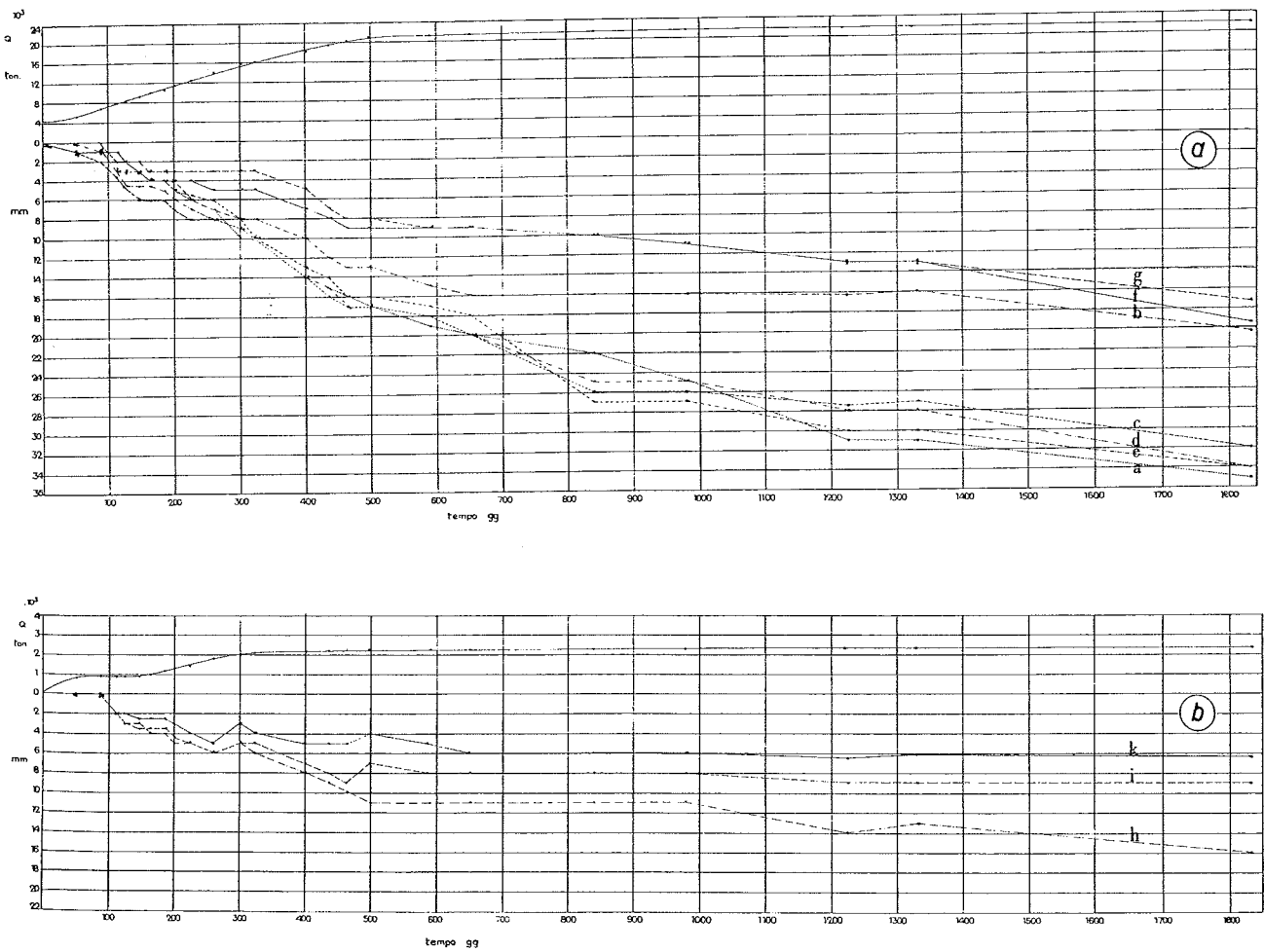


Fig. 8. - Carichi insistenti sulle fondazioni e cedimenti osservati: a) platea grande; b) platea piccola.

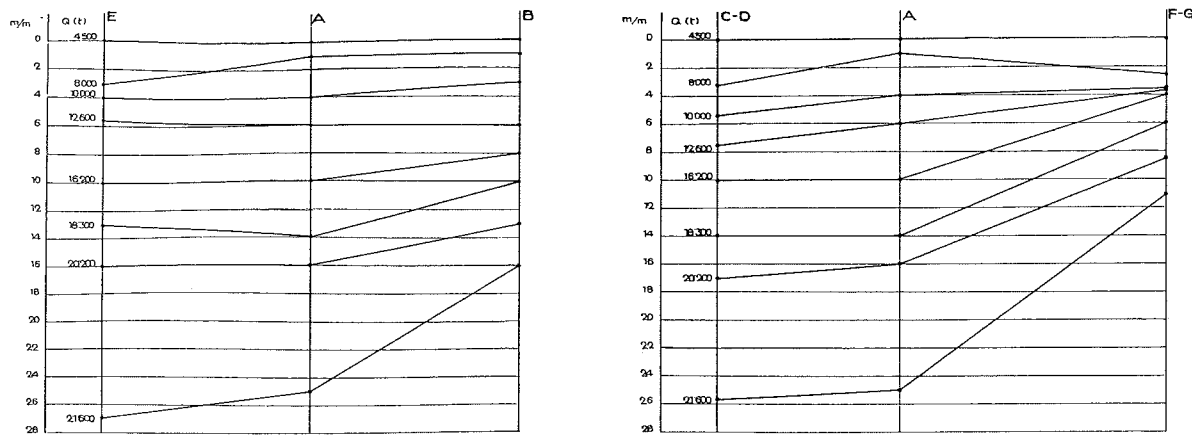


Fig. 9. - Cedimenti al centro della platea grande ed agli estremi degli assi xx ed yy.

G, B, C, D sono prossimi a una circonferenza con centro in C', non lontano da A, e che i punti F, G e D, C sono equidistanti dall'asse y-y. Si può quindi assumere come media dei cedimenti alla periferia della platea (m) la media dei valori osservati in E e B e delle medie di quelli in F e G e in D e C e come cedimento al centro quello in A (a).

Nel diagramma di fig. 10 sono riportati i valori di a e m in funzione dei carichi insistenti: si può rilevare che fino a carichi dell'ordine del 50 % di quello finale (21.700 t) il cedimento al centro è praticamente coincidente con quello medio della periferia.

Ma il comportamento delle strutture è meglio illustrato dai diagrammi dei cedimenti al centro e lungo gli assi x-x e y-y (fig. 9), i quali mostrano che la platea grande si è inclinata leggermente nella direzione indicata in fig. 3 e che l'inflessione conseguente ai maggiori cedimenti al centro si manifesta solo dopo l'applicazione di un carico circa metà di quello finale e si mantiene limitata: la dif-

ferenza tra i cedimenti in A e la media dei cedimenti agli estremi degli assi y-y e x-x non supera 1/4-1/5 del cedimento al centro. Pertanto il complesso delle strutture di fondazione e in elevazione può con buona approssimazione essere considerato come un corpo rigido.

La inclinazione sopra accennata, del resto piccola in senso assoluto, è probabilmente dovuta alla forma della platea di fondazione. Gli allargamenti di questa a destra dell'asse y-y (fig. 3) e al disopra di quello x-x, suggeriti dai calcoli effettuati in sede di progetto per limitare gli effetti delle tensioni indotte dalla platea piccola, sono probabilmente eccessivi.

Una corretta impostazione della analisi dei cedimenti richiede necessariamente la distinzione tra cedimenti immediati e per consolidazione⁽³⁾.

Nei cedimenti osservati si possono separare le due componenti assumendo che la prima sia proporzionale ai carichi applicati e la seconda sia trascurabile nel periodo iniziale della costruzione.

In tale ipotesi la retta che meglio approssima l'andamento dei cedimenti in funzione dei carichi nel tratto iniziale (fig. 10) fornisce il cedimento immediato e, per differenza, quello per consolidazione⁽⁴⁾.

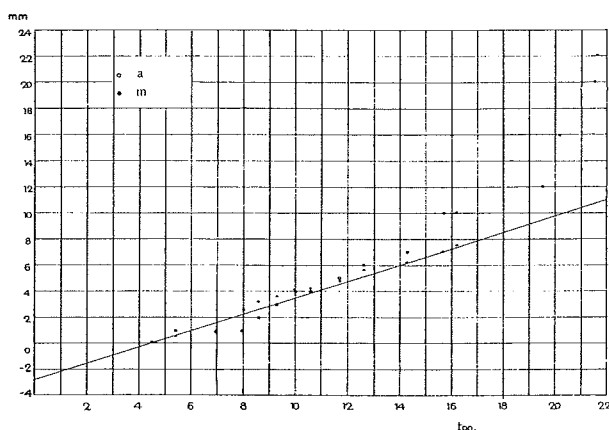


Fig. 10. - Cedimenti della platea grande in funzione dei carichi applicati.

⁽³⁾ Nel caso presente i primi potrebbero derivare, oltre che dalla deformazione a volume costante del terreno di fondazione sollecitato su un'area ristretta rispetto allo spessore dello strato che interessa, anche dalla chiusura delle fessure presenti nel terreno.

⁽⁴⁾ Si deve notare che le misure dei cedimenti della platea grande sono iniziate quando il carico aveva raggiunto circa il 20 % del valore finale. Poiché i cedimenti si mantengono proporzionali ai carichi fino al 70 % circa del valore finale, è possibile ricavare per estrapolazione i cedimenti verificatisi dall'inizio dei lavori alla prima misura: circa 3 mm (fig. 10).

Cedimenti immediati.

In funzione del carico totale applicato alla platea grande (t), la cui area è 997 m², i cedimenti immediati medi (m) risultano (fig. 10):

$$\delta_i = 0,63 \cdot 10^{-6} Q.$$

È anzitutto questa relazione che ci si propone di confrontare con quelle ricavabili teoricamente.

Nel caso esaminato si possono seguire due vie diverse per giungere ad una relazione carichi-cedimenti: assimilare la forma della platea a una forma geometrica regolare, per la quale sia possibile ricavare la distribuzione delle pressioni e i cedimenti di un semispazio elastico, nella ipotesi di perfetta rigidità o perfetta flessibilità della fondazione; oppure servirsi delle carte di influenza [NEWMARK, 1942] con le quali si può tenere conto con migliore approssimazione della forma della superficie caricata e delle pressioni indotte da una fondazione vicina, ma solo nel caso di fondazione flessibile e limitandosi a considerare l'effetto degli incrementi della sola pressione verticale.

La prima via è sembrata preferibile, dato che l'influenza della forma della fondazione diminuisce con l'aumentare dello spessore dello strato di terreno che interessa.

La platea grande è stata perciò assimilata a un cerchio posto a una profondità di 20 m dal p. c. Trascurando la diffusione del carico prodotta dai pali e attribuendo al cerchio la stessa area della platea si ha il raggio $r = 18$ m.

Per tener conto di una diffusione laterale del carico, per es. di 1/5 della lunghezza dei pali, si può in prima approssimazione assegnare al cerchio un raggio $r = 22$ m.

Nell'ipotesi di mezzo elastico isotropo per una profondità $z = \infty$ sotto il piano di fondazione, il cedimento al centro dell'area caricata, vale, come è noto [BOUSSINESQ, 1885; FISCHER, 1965]:

$$\delta_r = (1 - \mu^2) \frac{1}{2} \frac{Q}{r E}$$

nel caso di fondazione rigida, e

$$\delta_i = (1 - \mu^2) \frac{2}{\pi} \frac{Q}{r E}$$

nel caso di fondazione flessibile, dove μ è il coefficiente di Poisson, E il modulo elastico del mezzo, r il raggio della fondazione e Q il carico totale applicato.

Trascurando i possibili cedimenti per chiusura delle fessure ed essendo il terreno saturo, si deve porre $\mu = 0,5$ e ricavando E si ha:

$$E = 0,375 \frac{Q}{r \delta_r} \quad \text{e} \quad E = 0,480 \frac{Q}{r \delta_i}$$

Sostituendo $r = 22$ e $r = 18$ m, rispettivamente nei due casi, si delimita il campo dei probabili valori di E

$$E = (17,0 \div 26,6) \frac{Q}{\delta_i} \cdot 10^{-3} \quad \text{t/m}^2$$

Confrontando queste espressioni con la relazione ricavata dall'analisi dei cedimenti:

$$\frac{Q}{\delta_i} = 0,63 \cdot 10^{-6} \quad \text{m/t}$$

si ricava $E = 2.700 \div 4.200 \text{ Kg/cm}^2$.

Considerato il comportamento della platea e dato che la palificata produce certamente una diffusione laterale del carico, anche se di entità difficilmente valutabile, si può ritenere che il modulo E sia meglio approssimato dal valore inferiore.

È però immediata la constatazione che i valori dei moduli ottenuti dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (fig. 5), compresi tra 30 e 60 kg/cm², sono di altro ordine di grandezza di quelli che si ricavano dall'osservazione del comportamento della fondazione.

Forti differenze tra i moduli di compressibilità iniziale non drenata di argille sovraconsolidate, ottenuti da prove di compressione ad espansione laterale libera, prove triassiali consolidate-non drenate ed esame del comportamento di strutture, erano già state rilevate [ad es. SIMONS, 1957, 1963]. Si è constatato anche che il valore del modulo è fortemente influenzato dalla pressione di consolidazione [WILSON, DIETRICH, 1960; SKEMPTON, HENKEL, 1957].

Nel caso esaminato non era possibile ricavare dalle indagini eseguite i dati necessari per un esame, anche solo qualitativo, della relazione fra il modulo E e la pressione di consolidazione.

Si sono perciò utilizzati i risultati di indagini più approfondite eseguite recentemente su terreni della stessa origine e natura, con caratteristiche geotecniche simili: ($w_L = 42\%$; $w_P = 16\%$; $w = 23\%$).

Su campioni prelevati a profondità comprese fra 20 e 35 m e sottoposti a prove di compressione

triassiale e ad espansione laterale libera si sono ottenuti i seguenti risultati

$$\sigma_c = 2,2 \div 5,3 \text{ kg/cm}^2 ; E = 45 \div 85 \text{ kg/cm}^2.$$

nelle prove ad espansione laterale libera, ed

$$E = \frac{\sigma'_c + p_0}{g}$$

nelle prove triassiali consolidate-non drenate, indicando con σ'_c la pressione efficace di consolidazione, con p_0 e g due costanti:

$$p_0 = 0,785 \text{ Kg/cm}^2 \quad g = 11,2 \cdot 10^{-3}.$$

I moduli secanti sono stati calcolati in corrispondenza di una deformazione assiale $\epsilon = 0,5 \%$.

L'ultima espressione è stata utilizzata per il calcolo dei cedimenti immediati della platea grande, applicando la teoria della distribuzione radiale delle tensioni [FRÖHLICH, 1934].

Per una fondazione circolare flessibile posta alla profondità $t = 20 \text{ m}$ e spessore dello strato compressibile $z = \infty$ posto $\sigma'_c = \gamma'z$, indicando con γ' il peso volume sommerso, ed

$$E = \frac{\gamma'z + p_0}{g}$$

il cedimento al centro vale [FRÖHLICH, 1934]:

$$\delta = \frac{1}{4} \cdot \frac{g}{\gamma'} \cdot \frac{Q}{\pi r^2} \cdot F(c),$$

dove

$$c = \frac{1}{r} \left(t + \frac{p_0}{\gamma} \right)$$

e

$$F(c) = \frac{1}{(1+c^2)^2} \left[2(1+c^2) + \pi c(1+3c^2) - 4(1+2c^2) \ln c \right]$$

Sostituendo i dati del problema:

$$\gamma' = 1,02 \text{ t/m}^3 \quad r = 18,22 \text{ m}$$

si ricava

$$\frac{\delta_1}{Q} = 8,7 \cdot 10^{-6} \text{ m/t per } r = 18 \text{ m}$$

e

$$\frac{\delta_1}{Q} = 6,5 \cdot 10^{-6} \text{ m/t per } r = 22 \text{ m}.$$

Si tratta perciò di valori circa 10 volte quelli misurati.

In conclusione non sembra possibile giustificare i cedimenti immediati dell'edificio con i dati ottenuti dalle prove di laboratorio.

Una diversa via per valutare il modulo di compressibilità non drenata è l'analisi delle prove di carico su pali, seguendo la teoria di HAEFELI [HAEFELI, BUCHER, 1961; HAEFELI, 1963]. Questa, sviluppata nella ipotesi di deformazione uniassiale del terreno, conduce a una relazione tra il carico applicato, il cedimento alla base del palo e il modulo di compressibilità edometrica: può però essere estesa al caso dei cedimenti immediati, tenendo conto del coefficiente di POISSON. Le ipotesi fondamentali della teoria vengono anzi soddisfatte con migliore approssimazione.

La relazione empirica di HAEFELI così modificata, diviene:

$$E = \frac{4 Q'}{\delta_b \pi d} (1 - \mu^2) \phi_0$$

dove ϕ_0 è una funzione del rapporto fra lunghezza e diametro del palo e del rapporto λ fra il carico trasmesso alla base e il carico totale applicato Q' , e δ_b è il cedimento della base.

Indicando con δ_1 il cedimento immediato misurato alla testa del palo e con δ_0 l'accorciamento elastico di questo, $\delta_b = \delta_1 - \delta_0$.

Prendendo in esame i risultati della prova di carico già menzionata (fig. 7), si può anzitutto ricavare dal carico di rottura Q'_u del palo, la coesione non drenata del terreno c_u per mezzo della relazione empirica:

$$Q' = \omega N_c c_u + \pi L' d c_u \alpha$$

dove d , L' ω sono il diametro, la lunghezza utile, e l'area della base del palo; per i coefficienti N_c e α si può porre $N_c = 9$ [SKEMPTON, 1951], $\alpha = 0,3$ [BURLAND, BUTLER, DUNICAN, 1966].

Sostituendo: $Q'_u = 85 \text{ t}$, $L' = 16 \text{ m}$, $d = 0,42 \text{ m}$, $\omega = 0,139 \text{ m}^2$ si ricava $c_u = 11,5 \text{ t/m}^2$, corrispondente a una resistenza alla compressione ad espansione

sione laterale libera $\sigma_r = 2,3 \text{ kg/cm}^2$, in buon accordo con i risultati delle prove.

Nelle stesse ipotesi, confermate dal risultato precedente, il rapporto λ prima definito vale:

$$\lambda = \frac{\omega N_c}{L' \pi d \alpha + \omega N_c} = 0,165$$

Supposto [HAEFELI, 1961] che tale valore rimanga costante anche in condizioni diverse da quelle di rottura, la deformazione elastica del palo è:

$$\delta_e = \frac{Q'}{E_c \omega} \left[L - \frac{1}{2} (1 - \lambda) L' \right]$$

dove L è la lunghezza totale del palo, L' quella utile, lungo la quale si trasmette parte del carico per adesione laterale, ed E_c il modulo elastico del calcestruzzo.

Sostituendo: $L = 18 \text{ m}$, $L' = 16 \text{ m}$, $\alpha = 0,165$ ed assumendo $E_c = 2,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ (tenuto conto delle modalità esecutive del palo), si ottiene:

$$\frac{\delta_e}{Q'} = 3,7 \cdot 10^{-5} \quad (\text{m/t})$$

Per ricavare dal diagramma delle prove di carico (fig. 7) una relazione fra carichi e cedimenti, è opportuno fare riferimento al primo ciclo di prova, nell'intervallo 0-50 t, o al II ciclo nell'intervallo 40-70 t. Nel primo tratto del II ciclo la curva $Q-\delta$ è infatti presumibilmente influenzata dalla fase di scarico del ciclo precedente.

Negli intervalli considerati la relazione carichi-cedimenti immediati (fig. 7) può essere approssimata dalla espressione:

$$\frac{\delta_i}{Q'} = 5,3 \cdot 10^{-5} \quad (\text{m/t})$$

La deformazione elastica del palo rappresenta quindi circa 2/3 del cedimento immediato.

Si può ora ricavare

$$\frac{\delta_b}{Q'} = \frac{\delta_i - \delta_e}{Q'} = 1,6 \cdot 10^{-5} \quad (\text{m/t})$$

Sostituendo ora $d = 0,42$, $\mu = 0,5$ (condizioni non drenate) nella espressione

$$E = \frac{4 Q'}{\delta_b \pi d} (1 - \mu^2) \phi_c$$

essendo per $L'/d = 40$

$$\phi_c = 0,0437 + 0,9563 \lambda \quad [\text{HAEFELI, 1957}]$$

$$\text{posto } \lambda = 0,165 \quad \text{e} \quad \frac{\delta_b}{Q'} = 1,6 \cdot 10^{-5} \quad \text{m/t}$$

si ricava $E = 2850 \text{ Kg/cm}^2$.

Si constata quindi che il modulo E ricavato per questa via, dalle prove in sito, è in accordo con quello ottenuto precedentemente dai cedimenti immediati misurati, nella ipotesi di corpo di carico rigido.

Questi risultati si prestano anche all'ovvia constatazione della differenza fra il comportamento del palo singolo e dell'intera palificata. Infatti al carico finale sulla platea corrisponde un carico per palo di circa 34 t, per il quale si ha un cedimento immediato totale (fig. 7) $\delta_i = 1,8 \text{ mm}$, circa 1/8 di quello ottenuto dalle misure (fig. 10):

$$\delta_i = 0,63 \cdot Q \cdot 10^{-6} \quad , \quad \text{per } Q = 21'700 \text{ t}$$

$$\delta_i = 13,7 \text{ mm}$$

In conclusione nel caso esaminato una valutazione dei cedimenti immediati non si può ottenere in base ai risultati delle prove di laboratorio, mentre l'analisi di una prova in sito fornisce valori dei cedimenti in buon accordo con quelli misurati.

Resta da chiarire se la misura dei moduli E nelle prove di laboratorio sia stata falsata da un difettoso campionamento o dall'operazione di prelievo dei campioni per sé stessa. Alcune considerazioni fanno propendere per la seconda ipotesi.

Moduli E dello stesso ordine di grandezza di quelli dei terreni qui considerati, sono stati misurati in numerosissime prove di compressione ad espansione laterale libera su campioni di terreni delle stesse caratteristiche e origine, prelevati con tecniche e modalità diverse⁽⁵⁾.

I valori introdotti nei calcoli rappresentano dunque dati tipici ottenuti in laboratorio su questi materiali.

Si può quindi avanzare l'ipotesi che, nel campionamento, la sostituzione dello stato di sollecitazione esistente in sito, generalmente caratterizzato da valori diversi delle tensioni verticale e orizzontale, con quello idrostatico prodotto dalla pressione interstiziale negativa, che nasce nel campione per effetto del rilassamento delle tensioni nel campiona-

⁽⁵⁾ Dati non pubblicati del laboratorio dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Roma.

mento, pur se non ha grande influenza sulla coesione non drenata, c_u , e su parametri c' e φ' , in termini di tensioni efficaci [SKEMPTON, SOWA, 1963], alteri sensibilmente la forma delle relazioni sforzi-deformazioni, soprattutto per piccoli valori di queste e in terreni sovraconsolidati e fessurati.

b) Cedimenti per consolidazione.

Sottraendo dai cedimenti totali quelli immediati si sono ricavati i cedimenti per consolidazione. Questi sono stati diagrammati in fig. 11 in funzione del logaritmo del tempo, ponendo l'origine dei tempi

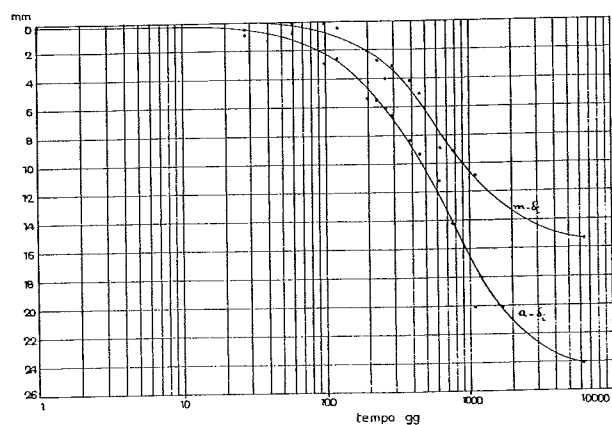


Fig. 11. - Cedimenti per consolidazione; $(a - \delta_i)$ ed $(m - \delta_i)$ in funzione di tempo.

al 200° giorno dall'inizio delle misure, in corrispondenza di un carico metà di quello finale.

Si può notare dalle curve ottenute che i cedimenti per consolidazione si stanno esaurendo. Il valore raggiunto attualmente è di 24 mm al centro e 15 mm alla periferia.

SKEMPTON e BJERRUM [1957] proposero di calcolare i cedimenti per consolidazione di strati di terreno di forte spessore, caricati su aree ristrette, in base alle relazioni deformazioni-pressioni ottenute da prove edometriche, ma tenendo conto dell'effettivo valore della pressione interstiziale iniziale. La soluzione non è esatta, ma di più pratica applicazione di quella, teoricamente più convincente, di riferirsi all'effettivo « percorso di sollecitazione » del terreno [LAMBE, 1964]. Secondo SKEMPTON si può porre $\delta_c = \beta \delta_{ed}$ dove con δ_c e δ_{ed} sono rispettivamente indicati il cedimento effettivo per consolidazione e quello calcolato nell'ipotesi di deformazione uniassiale, come nell'edometro, mentre β è una

funzione delle tensioni indotte nel terreno e del coefficiente A di SKEMPTON [1954]:

$$\beta = A + \alpha (1 - A)$$

$$\alpha = \frac{\int_0^z \Delta \sigma_3 dz}{\int_0^z \Delta \sigma_1 dz}$$

Nel caso di una superficie circolare e per $z = \infty$, $\alpha = 0,25$. Ad A, in mancanza di dati relativi ai terreni in sito, si possono attribuire i valori determinati nelle indagini già menzionate in terreni analoghi: $A = 0,06 \div 0,12$. Mediamente $A = 0,09$ e quindi $\beta = 0,29$.

Dalle prove edometriche si possono ricavare i moduli E_{ed} , facendo riferimento, come suggerisce SCHMERTMANN [1953] ai cicli di rigonfiamento. Mediamente nel tratto $\sigma = 5-3 \text{ kg/cm}^2$ si ha $E_{ed} = 600 \text{ kg/cm}^2$. Il cedimento può esprimersi, come precedentemente,

$$\delta_{ed} = (1 - \mu^2) \frac{1}{2} \frac{Q}{r E_{ed}}$$

ma con $\mu < 0,5$ (condizioni drenate).

Si può assumere $\mu = 0,25$ e posto $r = 22 \text{ m}$ e $E_{ed} = 6000 \text{ t/m}^2$ si ricava $\delta_{ed} = 77 \text{ mm}$ e $\delta_c = \beta \delta_{ed} = 22 \text{ mm}$, valore in ottimo accordo con quanto misurato, essendo intermedio fra i cedimenti per consolidazione registrati al centro e alla periferia della platea.

Per quanto riguarda il decorso dei cedimenti nel tempo, data la difficoltà di stabilire le lunghezze dei percorsi di drenaggio, per la presenza delle interstratificazioni sabbiose, irregolarmente distribuite nel terreno di fondazione, i dati osservati non si prestano a considerazioni analitiche.

Considerata la forma della curva cedimenti-tempo (fig. 11), simile a quella teorica di una prova edometrica, si può tuttavia ritenere che attualmente si sia raggiunto un grado di consolidazione dell'ordine del 90%.

Conclusioni.

La teoria di HAEFELI sulla interpretazione delle prove di carico dei pali, applicata all'esame dei soli cedimenti immediati, nel caso presentato ha fornito valori del modulo di compressibilità non drenata in accordo con quelli ricavati dall'analisi dei cedimenti del fabbricato. Notevoli incertezze

sussistono, invece, sulla possibilità di ottenere valori approssimati dei moduli di argille sovraconsolidate e fessurate nelle prove di laboratorio.

I cedimenti per consolidazione misurati sono in buon accordo con quelli che si ottengono dal calcolo, purché si tenga conto della pressione interstiziale iniziale, che nelle argille del tipo considerato è generalmente molto piccola.

BIBLIOGRAFIA

- BURLAND, J. B., BUTLER, F. G., DUNICAN, P. (1966) - *The behaviour and design of large diameter bored piles in London clay* - Symposium on large bored piles - I.C.E. London 1966.
- FISCHER, K. (1965) - *Beispiele zur Bodenmechanik* - Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.
- FRÖHLICH O. K. (1934) - *Druckverteilung im Baugrunde* - Julius Springer, Wien.
- HAEFELI, R., BUCHER, H. (1961) - *New methods for determining bearing capacity and settlement of piles* - V Int. Conf. S.M.F.E., Paris 1961, vol. II.
- HAEFELI, R. (1963) - *Beitrag zur bestimmung der Zusammenaruckarbeit des Bodens in situ*.
- HANSEN, B. (1957) - *Discussion on: Foundations of structures* - IV Int. Conf. S.M.F.E., London 1957, vol. III.
- LAMBE, W. T. (1964) - *Methods of estimating settlement* - Proc. ASCE, Vol. 90.
- NEWMARK, N. M. (1942) - *Influence charts for computation of stresses in elastic foundations* - Univ. of Illinois, Bull. 307.
- SCHMERTMANN, J. M. (1953) - *Estimating the true consolidation behaviour of clay from laboratory test results* - Proc. A.S.C.E., Vol. 79.
- SIMONS, N. E. (1957) - *Settlement studies on two structures in Norway* - IV Int. Conf. S.M.F.E., London 1957, Vol. I.
- SIMONS, N. E. (1963) - *Settlement studies on a nine storey apartment building at økernbråten, Oslo* - Eur. Conf. S.M.F.E., Wiesbaden 1963, Vol. I.
- SKEMPTON, A. W. (1951) - *The bearing capacity of clays* - Bld. Res. Congress.
- SKEMPTON, A. W. (1954) - *The pore pressure coefficients A and B* - Géotechnique, Vol. 14.
- SKEMPTON, A. W., SOWA, V. A. (1963) - *The behaviour of saturated clays during sampling and testing* - Géotechnique, Vol. 13.
- SKEMPTON, A. W., BJERRUM, L. (1957) - *A contribution to the settlement analysis of foundations on clay* - Géotechnique, Vol. 7.
- SKEMPTON, A. W., HENKEL, D. J. (1957) - *Tests on London clay from deep borings at Paddington, Victoria and the South bank* - IV Int. Conf. S.M.F.E., London 1957, Vol. I.
- TERZAGHI, K., PECK, R. B. (1948) - *Soil mechanics in engineering practice* - Wiley, N. Y.
- WILSON, S. D., DIETRICH, R. J. (1960) - *Effect of consolidation pressure on elastic and strength properties of clay* - Res. Conf. on shear strength of cohesive soils, Boulder, Colorado 1960.

SUMMARY

Immediate and consolidation settlement of a tall building on overconsolidated clay.

The Paper deals with a comparison between observed and calculated settlement of a tall building, founded on a very thick (150 m) and homogeneous layer of overconsolidated marine clay. The building rests on two rigid reinforced concrete rafts, supported by 20 m long bored piles uniformly distributed under the whole foundation area (fig. 1 to 3).

Vertical displacements of several points of the rafts have been observed since the beginning of construction (fig. 8); observed values are compared with the results of calculation based on laboratory tests on undisturbed samples.

Undrained modulus E obtained from the analysis of obser-

ved immediate settlement is shown to be much higher than values measured in laboratory with unconfined compression tests and undrained triaxial tests. On the contrary, an analysis of a load test on a bored pile brings to E values in rather good agreement with those deduced from immediate settlement of the building.

Discrepancies between the values of undrained modulus measured in situ and in laboratory may depend on sample disturbance and on stress release connected with sampling operations; it is suggested that in overconsolidated fissured clays the latter factor predominates.

Consolidation settlement (fig. 11) calculated according to SKEMPTON and BJERRUM [1957] are in close agreement with observed values.