

PROVE DI CARICO SU PLINTI FONDATI SU SABBIA

Risultati di prove di carico su plinti fondati su sabbia eseguite fino a rottura del terreno di fondazione - Primo rapporto sulle esperienze svolte nel 1951 - (Ergebnisse von Probelastungen auf grossen Lastflächen zur Ermittlung der Bruchlast im Sand - 1 Bericht, Versuche durchgeführt 1951) - MUHS H. - Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, H. 17, pagg. 58-82, 1954.

Risultati di prove di carico su plinti fondati su sabbia eseguite fino a rottura del terreno di fondazione - Secondo rapporto sulle esperienze svolte nel 1952 - (Ergebnisse von Probelastungen auf grossen Lastflächen zur Ermittlung der Bruchlast im Sand - 2 Bericht, Versuche 1952) - KAHL H. - Fortschritte und Forschungen im Bauwesen, H. 17, pagg. 83-109, 1954.

Sul carico limite di plinti con carico centrato ed eccentrico fondati su sabbia di differente compattezza - (Über Tragfähigkeit grosser Flächenfundamente bei mittigem und ausmittigem Lastangriff in verschiedenen gelagerten Sandböden) - KAHL H. - Vorträge der Baugrundtagung 1954 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, 1955.

Nel resoconto (1) sui lavori del terzo convegno tedesco di Geotecnica (« Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau » e « Arbeitsgruppe Baugrund des Normenausschusses », Baugrundtagung 1954, Stuttgart) avemmo occasione di accennare alle indagini che sono in corso a Berlino presso la « Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, (Degebo) » sul comportamento di plinti di fondazione su sabbia. Dato il carattere prevalentemente informativo del citato lavoro ci limitammo allora ad illustrare la posizione del problema ed a riassumere nelle grandi linee l'indirizzo sperimentale che i tecnici della Degebo vanno perseguendo per giungere alla sua risoluzione.

Considerata però la grande importanza che l'argomento riveste nel campo della Tecnica delle Fondazioni, abbiamo ritenuto di fare cosa utile riassumendo qui più in dettaglio lo svolgimento di queste indagini, iniziate nel 1951 e tuttora in corso, e gli interessanti risultati ai quali sono finora pervenuti gli sperimentatori tedeschi (MUHS, 1954; KAHL, 1954; KAHL, 1955).

Scopo delle indagini, è stato quello di giungere alla valutazione del cosiddetto « carico ammissibile » sul piano di posa delle opere di fondazione.

E' nota l'importanza che assume in pratica il problema del carico ammissibile, la cui valutazione costituisce il quesito più frequente, e certamente più impegnativo, di tutta l'ingegneria delle fondazioni. E' appena il caso di ricordare quindi che per dare una risposta a tale quesito occorre tener presente sia il problema dei cedimenti sia quello del carico limite del terreno di fondazione. In ogni caso si presentano infatti sia l'uno che l'altro dei due problemi; a seconda però della natura e del tipo di manufatto di fondazione acquista importanza determinante l'uno o l'altro di essi.

La valutazione dei cedimenti si esegue ponendo a base dei calcoli i risultati di prove di compressione a dilatazione trasversale impedita. Il calcolo del carico limite comporta invece la conoscenza della resistenza al taglio del terreno ed alcune ipotesi sulla forma e sulle dimensioni della superficie di rottura.

Sul primo argomento sono state effettuate in Germania negli ultimi anni importanti ricerche, sulle quali ci proponiamo di riferire in una prossima recensione.

Per la valutazione dei carichi ammissibili sul piano di posa quando il problema della rottura del terreno di fondazione ha importanza preponderante (ad es., il caso dei plinti), esistono oggi vari criteri. I principali fra di essi sono:

a) Il carico ammissibile viene stabilito prendendo come riferimento il carico limite, cioè quel carico unitario in corrispondenza del quale si verifica lo scorrimento della parte del terreno di fondazione, su cui direttamente poggia il manufatto, rispetto alla parte rimanente (PRANDTL, 1920).

b) Il carico ammissibile viene stabilito prendendo come riferimento il cosiddetto valore critico del carico, cioè quel carico che non deve venir superato se si desidera che in nessun punto del terreno di fondazione le sollecitazioni raggiungano i valori corrispondenti al limite del regime elastico (FRÖHLICH, 1934).

c) Il carico ammissibile viene scelto principalmente in relazione alla compressibilità del terreno. In dipendenza di tale compressibilità si verificano infatti, durante l'applicazione del carico, importanti variazioni della porosità, alle quali, come è noto, possono corrispondere sensibili variazioni della resistenza al taglio (OHBE, 1950).

I metodi teorici di calcolo, che si basano sui tre criteri suaccennati, conducono spesso a risultati differenti, per cui, in particolari circostanze, risulta difficile esprimere un giudizio preciso circa il grado di sicurezza di un manufatto di fondazione su di un determinato terreno.

Si riconosce quindi l'importanza delle indagini sperimentali, che sono state eseguite per il passato e che tuttora vengono eseguite con modalità e criteri diversi allo scopo di raccogliere dei dati sui quali basare una più precisa risposta al problema.

Senonché l'occasione di eseguire prove di carico fino a rottura del terreno di fondazione su manufatti sperimentali con dimensioni paragonabili a quelle reali si presenta raramente; e ciò per evidenti ragioni tecniche ed economiche. Nelle prove di carico che vengono più frequentemente eseguite le dimensioni sono sempre ridotte e rimane quindi il problema di estrapolare i risultati ottenuti con le prove stesse.

Per tali ragioni la Degebo ha adottato l'indirizzo di effettuare la sua indagine sperimentale con prove di carico su plinti in scala naturale fino a rottura del terreno di fondazione.

L'occasione di eseguire queste prove si è presentata ai tecnici tedeschi per la possibilità di disporre di un

(1) R. JAPPELLI: Questioni di Geotecnica al Convegno di Stoccarda (6-9 ottobre 1954) - Geotecnica n. 6, 1955.

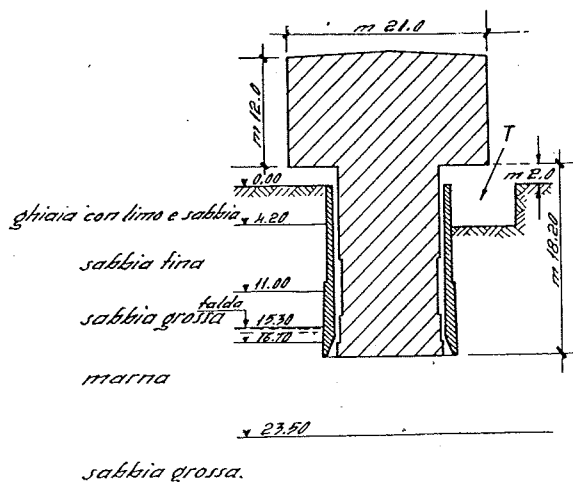


Fig. 1

grande cassone del peso di 12.650 ton, costruito durante la guerra per scopi speciali. Questo cassone è rappresentato nella fig. 1. Come si vede il cassone è costruito in buona parte nell'interno di un pozzo cilindrico affondato nel terreno e sporge a forma di fungo dal piano di campagna.

Per eseguire le prove di carico sfruttando della reazione offerta da questo cassone è stata scavata la trincea T all'esterno del pozzo, come indicato nella stessa fig. 1, avente in pianta la forma di un arco di corona circolare. All'interno di questo scavo sono state effettuate le prove, ad un'opportuna distanza l'una dall'altra.

Il profilo dei terreni è riportato nella stessa fig. 1. Dopo una coltre di m 4,20 di materiale con composizione granulometrica variabile, si rinviene un banco di sabbia fina che si estende fino a m 11,00 e poi una sabbia a grana più grossa; in quest'ultimo materiale si incontra la falda. Seguono infine marne ed ancora sabbia grossa.

La composizione granulometrica del banco di sabbia fina che si rinviene tra m 4,20 e m 11,00 rientra nella fascia A rappresentata nella fig. 2. Una prima serie di prove di carico è stata effettuata su questo terreno senza variare il suo stato naturale.

Le rimanenti prove sono state effettuate su di un materiale poco diverso da questo, v. fascia granulometrica B della fig. 2, posto in opera con opportune modalità nella stessa trincea, dopo asportazione del materiale precedente. Variando le condizioni di posa in opera sono stati realizzati nelle differenti esperienze due differenti valori della porosità del terreno B.

Le prove di carico sono state effettuate su plinti in scala naturale con le dimensioni indicate nella tabella I. Nella fig. 3 si riconosce il tipo di installazione adoperata. Nel corso delle prove sono stati rilevati i carichi ed i cedimenti; il carico è stato applicato lentamente e ad incrementi successivi.

Nella scelta dell'entità degli incrementi di carico non si sono applicati criteri speciali; si è cercato solo di fissare tali incrementi in modo da poter disporre di un sufficiente numero di punti per tracciare senza incertezze il diagramma carichi-cedimenti. Tra un incremento di carico e l'altro si è atteso un tempo sufficiente perché i cedimenti praticamente si esaurissero.

CURVE GRANULOMETRICHE

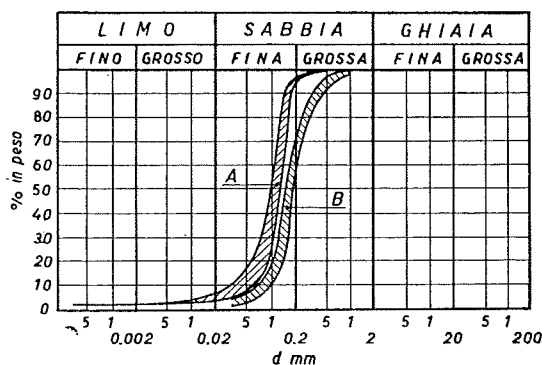


Fig. 2

Infine, prima di applicare ogni singolo incremento di carico, si è eseguito un accurato rilievo del piano di campagna nelle immediate vicinanze dell'area di carico.

Nella memoria di MUHS sono descritti in dettaglio l'installazione adoperata per la esecuzione delle prove e gli strumenti di misura.

Per facilitare l'interpretazione delle prove riassumiamo nella Tab. I, i fattori sperimentali che sono stati variati nel corso dell'indagine.

Come già si è detto sono state eseguite prove sia su terreno naturale che su terreno artificiale. Entrambi questi terreni sono stati classificati in base al loro grado di compattezza: il terreno naturale era un terreno da mediamente compatto a compatto (grado di compattezza: $0,40 \div 0,60$); il terreno artificiale, in una prima serie di esperienze, era compatto (grado di compattezza: $0,57 \div 0,65$), ed in una seconda serie di esperienze era da sciolto a mediamente compatto (grado di compattezza: $0,25 \div 0,35$). La profondità del piano di posa rispetto al piano di campagna è stata variata come segue: 0,0; 0,5; 2,2; 4,2 m, come risulta dagli schemi riportati nella Tabella II.

Anche la forma della superficie di carico è stata variata; in una serie di esperienze tale forma era quadrata con lato di m 1,00 mentre in un'altra serie di esperienze essa era rettangolare, m $0,50 \times 2,00$.

Sono state infine effettuate alcune prove con carico eccentrico. A queste accenneremo in ultimo.

Avvertiamo che tra i fattori subsperimentali va considerata la composizione granulometrica del materiale, che, per il terreno naturale era compresa nella fascia A della fig. 2 e per il terreno artificiale era compresa nella fascia B della stessa figura. Poiché tra le due fasce granulometriche non esistono differenze molto marcate, gli AA. hanno ritenuto di poter prescindere da queste nell'interpretare i risultati delle esperienze.

Poiché non è stato eseguito un numero di prove sufficiente per consentire di valutare l'influenza di tutti i fattori sperimentali (v. Tab. I) sui risultati delle prove, non è possibile effettuare tutti i confronti e studiare le interazioni in modo completo. I confronti che si possono eseguire sono solo tre (v. Tab. II), ma essi sono i più importanti dal punto di vista pratico:

TABELLA I

FATTORI SPERIMENTALI

Terreno di fondazione	origine	naturale (A) (2)			artificiale (B) (2)	
	porosità	0,41 ÷ 0,44			0,37 ÷ 0,39	
	grado di compattezza	da mediamente compatto a compatto			compatto	
					da sciolto a mediamente compatto	
Profondità del p. p. rispetto al p. c.	m	0,0;	0,5;	2,2;	4,2	
Superficie di carico rettangolare con dimensioni di	m × m	1,00 × 1,00;		2,00 × 0,50		

a) *Terreno A*; fondazione quadrata; profondità del p. p. rispetto al p. c.: 0,0; 2,2; 4,2 m. Confrontando i risultati delle prove eseguite alle varie profondità si può valutare l'influenza di quest'ultimo fattore.

b) *Terreno B compatto*; profondità del p. p. rispetto al p. c.: m 0,5; prove con fondazione quadrata e con fondazione rettangolare. Confrontandole fra loro si può valutare l'influenza della forma della superficie di carico.

c) *Terreno B sciolto*; stesse prove di cui in b). Confrontando queste prove con quelle di cui in b) si possono valutare l'influenza del grado di compattezza del terreno di fondazione e l'interazione della forma della superficie di carico.

Nella fig. 4 sono riportati i risultati delle prove di cui al punto a), sotto forma di diagrammi pressioni-cedimenti. Allo stesso modo, sono riportati nella fig. 5 i risultati delle prove di cui ai punti b) e c).

Le prove sono state tutte spinte fino a raggiungere valori molto rilevanti dei carichi e dei cedimenti. Si osserva che nella maggior parte dei casi le curve hanno una forma all'incirca parabolica con la concavità rivolta verso l'asse dei cedimenti, e da quasi nessuna di esse (se si eccettui il caso del plinto a pianta rettangolare su sabbia compatta) è possibile rilevare indizi di bruschi fenomeni di rottura del terreno di fondazione. Ciò corrisponde, con la dizione di TERZAGHI (3), ad ammettere che il fenomeno di rottura abbia sempre assunto l'aspetto della *rottura locale*.

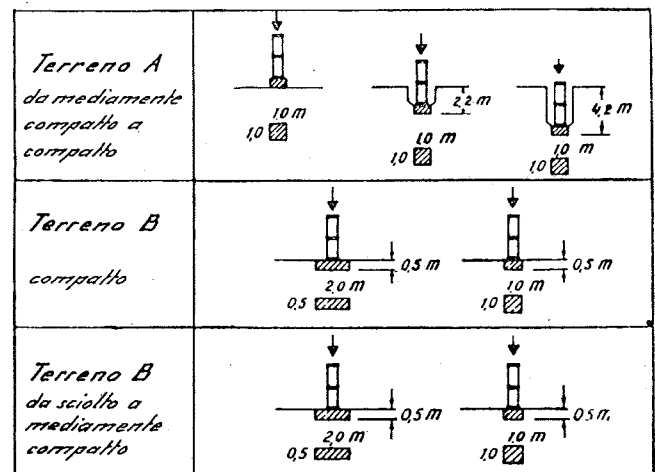
Per analizzare più da vicino il fenomeno di rottura del terreno di fondazione gli AA. si sono avvalsi dei rilievi della superficie del terreno intorno all'area di carico eseguiti subito prima dell'applicazione dei singoli incrementi di pressione. Essi osservano che, nelle prove con p. p. a piccola profondità dal p. c. (0,5 m),

gli spostamenti della superficie del terreno intorno all'area di carico, per bassi valori del carico, sono diretti dall'alto verso il basso, ciò che corrisponde ad una diminuzione della porosità del terreno, ma aumentando il carico il loro senso si inverte e si osserva un sollevamento della superficie, che sembra denotare l'inizio di un profondo dissesto nel terreno di fondazione. Questo sollevamento viene interpretato dagli AA. come un indice dell'inizio del fenomeno di rottura. Il carico che corrisponde al passaggio dal cedimento al sollevamento del terreno circostante l'area di carico è stato denominato dagli AA. *carico di inversione (Umkehrlast)*.

Nella Tabella III sono riportati i valori del carico di inversione per la fondazione rettangolare e per quella quadrata su sabbia sciolta e su sabbia compatta; a questi valori conviene far riferimento per eseguire più agevolmente il confronto fra i risultati sperimentali. Risulta subito che per la fondazione rettangolare si sono avuti valori più bassi del carico di inversione ri-

TABELLA II

SCHEMA DEI CONFRONTI FRA I RISULTATI SPERIMENTALI



(2) v. fig. 2.

(3) TERZAGHI K.: "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley - New York, 1942.

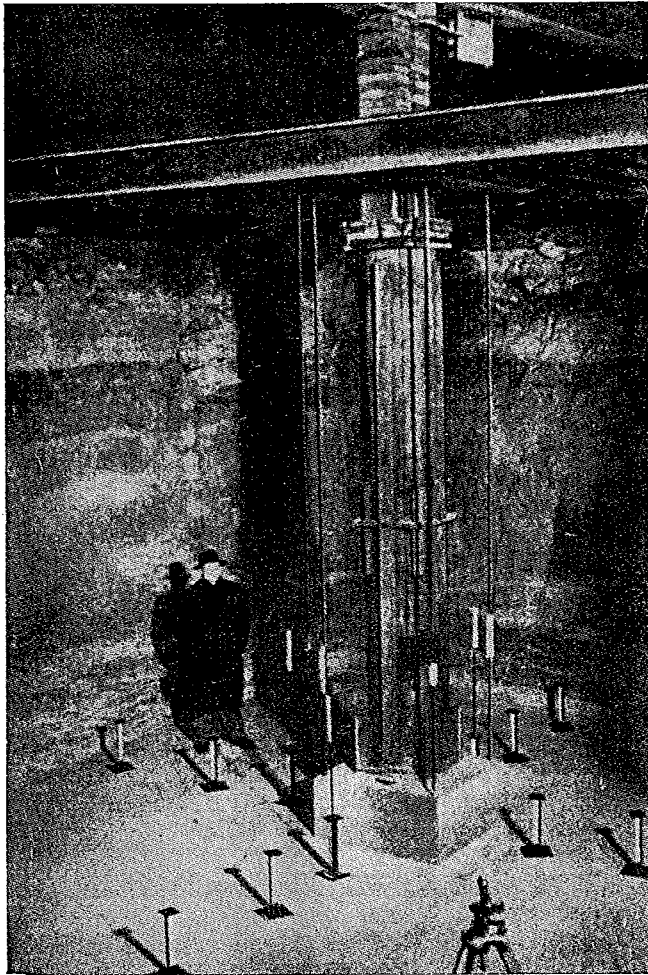


Fig. 3

spetto al caso della fondazione quadrata; ma, come osservano esplicitamente gli AA., le differenze tra i carichi di inversione corrispondenti a diversa forma della fondazione sono relativamente meno importanti di quelle che risultano quando si pongono a confronto i risultati ottenuti con sabbia da sciolta a mediamente compatta e con sabbia compatta, a parità di forma della fondazione.

Nell'ultimo rigo della Tabella III sono riportati i valori dei cedimenti corrispondenti al carico di inversione. Questi cedimenti sono maggiori nel caso della sabbia compatta che nel caso della sabbia da sciolta a mediamente compatta ed inoltre, a parità di compattezza, sono maggiori per la fondazione quadrata che non per quella rettangolare.

Gli AA. osservano ancora che *le pressioni ed i cedimenti che si misurano in corrispondenza dell'inizio del fenomeno di rottura non rappresentano la condizione limite del terreno*. Secondo quanto risulta dalle prove, infatti, le fondazioni sono in grado di sopportare carichi maggiori del carico di inversione senza che si verifichi il fenomeno di rifluimento vero e proprio. L'incremento di carico che il terreno è in grado di sopportare rispetto al carico di inversione, dipende dalla profondità del p. p., dal grado di compattezza del terreno e dalla forma della fondazione.

Gli AA. si preoccupano in ultimo di stabilire le pressioni ammissibili sul p. p. valendosi dei risultati delle prove. Essi osservano che ciò può essere fatto seguendo due criteri diversi. Il primo di tali criteri è quello di fissare, in base a considerazioni di altra indole, un determinato valore del cedimento ammissibile per l'o-

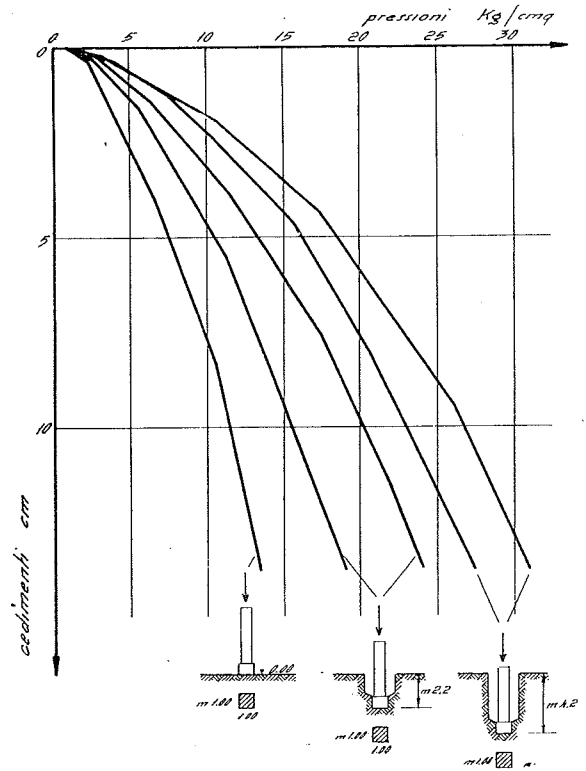


Fig. 4

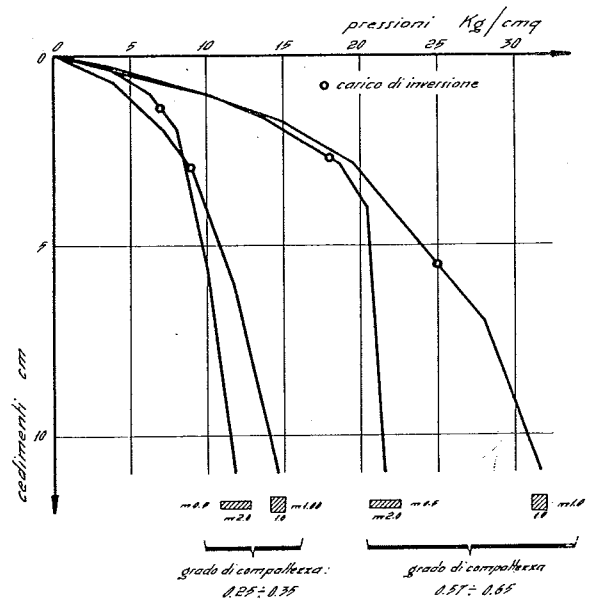


Fig. 5

pera di fondazione; il secondo criterio è quello di valersi del carico di inversione.

Con il primo criterio, se si assume come carico ammissibile sul p. p. quello che corrisponde ad un prefis-

TABELLA III

VALORI DEI CARICHI DI INVERSIONE E DEI CORRISPONDENTI CEDIMENTI DEL TERRENO B

Caratteristiche del terreno		da sciolto a mediamente compatto		compatto	
		Profondità del p. p.	m	0,5	
Superficie di carico rettangolare di	m × m	2,00 × 0,50	1,00 × 1,00	2,00 × 0,50	1,00 × 1,00
Carico di inversione	Kg/cm ²	7	9	18	25
Cedimento corrispondente al carico di inversione	cm	1,5	3,0	3,0	5,5

sato valore del cedimento ammissibile, il margine di sicurezza è già garantito da una prudente scelta di questo valore.

Se ci si vale del secondo criterio, occorre ricordare che, superato appena il valore del carico di inversione, esiste, almeno allo stato potenziale, la possibilità dello scivolamento e quindi il carico di inversione non può essere assunto come carico ammissibile, ma occorre applicare ad esso un adeguato coefficiente di sicurezza.

Gli AA. hanno eseguito a titolo di esempio il calcolo del carico ammissibile, per il caso della fondazione rettangolare, con entrambi i criteri suaccennati. Con il primo criterio essi hanno fissato un valore del cedimento ammissibile pari a 1 cm; con il secondo criterio essi hanno applicato al carico di inversione un coefficiente di sicurezza eguale a 1,3.

Osserviamo che il coefficiente di sicurezza 1,3 è quello che il regolamento tedesco DIN 1054 (4) suggerisce di applicare al carico limite quando si effettua la verifica di stabilità con il metodo di KREY; nell'applicare quindi lo stesso coefficiente al carico d'inversione, mi-

valori del carico ammissibile che si ottengono applicando i due criteri sopra illustrati esistono delle differenze, ma queste non sono molto marcate.

Nell'ultima colonna della Tabella IV gli AA. riportano infine i valori che si ottengono nel caso in esame applicando la tabella dei carichi ammissibili riportata a pag. 7 del citato regolamento.

Ricordiamo che, secondo lo stesso regolamento, questa tabella è applicabile solo per la risoluzione di problemi di fondazioni superficiali in casi semplici, con terreni di caratteristiche costanti ed in banchi approssimativamente orizzontali, e quando sia dimostrato che per il passato non si sono mai verificati danni ad opere simili esistenti nella zona.

E' appena il caso di avvertire che i valori della tabella, come lo stesso regolamento ribadisce, sono generici e puramente indicativi (v. anche nota 4).

Come risulta dalla Tabella IV, i valori ottenuti applicando la tabella dei carichi ammissibili risultano di gran lunga inferiori agli altri. Secondo gli AA. quindi i dati del DIN 1054 risulterebbero troppo cautelativi.

TABELLA IV

CARICHI AMMISSIBILI PER FONDAZIONE RETTANGOLARE DI m 0,5 × 2,0

Terreno	Grado di compattezza	Carichi ammissibili in Kg/cm ²		
		assumendo $\Delta_{max} = 1 \text{ cm}$	carico d'inversione 1,3	dal DIN 1054
B: da sciolto a mediamente compatto	0,25 ÷ 0,30	6,2	5,4 (ced. corrisp. = 0,9 cm)	< 1,6 ÷ 2,2
B: compatto	0,57 ÷ 0,65	9,5	13,8 (ced. corrisp. = 1,8 cm)	1,6 ÷ 2,2

nore del carico limite, gli AA. sono dalla parte della sicurezza.

I risultati di questi calcoli sono raccolti nella terza e quarta colonna della Tabella IV. Risulta che tra i

(4) DIN 1054 - Gründungen - Zulässige Belastung des Baugrundes, Richtlinien - Berlino, 1953.

Ci sembra utile osservare però a questo proposito che i valori così bassi che risultano applicando la tabella del DIN 1054 rispetto ai valori trovati dagli AA. non devono sorprendere. È noto infatti che questa tabella è stata compilata con il criterio di coprire un campo di incertezze molto ampio, sia per quanto riguarda le caratteristiche dei terreni, sia per quanto

riguarda il tipo dell'opera di fondazione; incertezze che devono essere compensate da un adeguato coefficiente di sicurezza.

Come si è già accennato, gli AA. hanno effettuato in ultimo anche una serie di prove con carico eccentrico. In queste prove, mantenendo costante l'eccentricità del carico, e cioè

$$x = 0; \quad e \quad y = \frac{1}{6} b,$$

dove b è il lato della fondazione (lato maggiore nel caso della fondazione rettangolare), sono stati variati gli stessi fattori sperimentali, di cui alle prove con carico centrato.

Esaminando i risultati delle prove con carico eccentrico si nota la differenza di comportamento dell'opera di fondazione in relazione alla maniera con la quale il carico viene trasmesso alla fondazione medesima.

Gli AA. hanno osservato che, se la trasmissione del carico avviene tramite una cerniera, la fondazione comincia a ruotare subito dopo i primi incrementi di carico; l'asse di rotazione passa approssimativamente per lo spigolo che si trova dalla parte opposta del carico rispetto al baricentro. Se invece, a parità di ogni altro fattore, la trasmissione del carico avviene tramite una superficie di area finita il piano di posa subisce cedimenti quasi uniformi.

Ciò può essere spiegato, secondo gli AA., considerando la ridistribuzione degli sforzi trasmessi dal pilastro al plinto conseguente agli spostamenti che il plinto stesso subisce.

Per paragonare tra di loro i risultati delle prove con carico centrato e con carico eccentrico, gli AA. calcolano in entrambi i casi il carico ammissibile, con il criterio, già illustrato precedentemente, di stabilire un valore ammissibile per il cedimento ($\Delta \max = 1 \text{ cm.}$).

Nel caso del carico eccentrico viene assunto come carico ammissibile il carico medio sul piano di posa per il quale si verifica un cedimento eguale a 1 cm in corrispondenza del bordo più vicino alla linea di azione del carico.

Da questi calcoli risulta che il carico ammissibile nel caso di plinti con carico eccentrico è minore del carico ammissibile su plinti con carico centrato, a parità di ogni altra condizione, e precisamente: nel caso del carico trasmesso tramite un punto la diminuzione è del 35%, nel caso di carico trasmesso con una super-

ficie di area finita la diminuzione è del 20% rispetto al caso del carico centrato.

Osserviamo esplicitamente che gli AA. non hanno trattato il caso del pilastro incastrato nel plinto, che è quello che più di frequente si verifica in pratica.

Prima di concludere questa recensione notiamo ancora che, allo scopo di procurarsi un utile elemento di confronto, i tecnici della *Degebo* hanno effettuato accanto ad ogni prova di carico alcune prove di penetrazione in sito.

Il penetrometro, adoperato a questo scopo, è costituito da una colonna di aste provvista di una puntazza in estremità. Questa colonna viene infissa nel terreno e se ne misura la resistenza all'affondamento; con opportuno dispositivo è possibile misurare separatamente la resistenza alla penetrazione della sola punta e la resistenza totale, che comprende la resistenza della punta e la forza di attrito tra il terreno e la superficie delle aste.

Le resistenze alla punta misurate con il penetrometro sono state messe a raffronto con i valori del grado di compattezza del terreno misurati direttamente; è stato possibile così stabilire una corrispondenza tra il grado di compattezza e la resistenza penetrometrica. Ad es., a 2,0 m di profondità rispetto al p. c.:

Terreni	Grado di compattezza	Resistenza alla punta Kg/cm ²
Terreno A	0,45 ÷ 0,50	~ 200
Terreno B compatto	0,57 ÷ 0,65	250 ÷ 300
Terreno B sciolto	0,25 ÷ 0,35	~ 100

Numeri empirici come quelli riportati nell'ultima colonna della tabella possono risultare in pratica molto utili per stimare il grado di compattezza del terreno di fondazione mediante prove penetrometriche. Come le indagini qui illustrate hanno dimostrato, il grado di compattezza è infatti uno dei principali fattori che occorre misurare, o almeno stimare, prima di stabilire il valore del carico ammissibile su di un banco di sabbia.

R. Jappelli

Fondazioni (*Fundamentowanie*) - R. PIETKOWSKI
Budownictwo i Architektura, Varsavia, 1956.

Per gentile omaggio dell'A., il Prof. RADZIMIR PIETKOWSKI del Politecnico di Varsavia, ci è pervenuto questo interessante libro sulle fondazioni, edito recentemente a Varsavia.

Il volume, che è frutto di trent'anni di esperienza professionale dell'A., merita di essere segnalato specialmente per lo spirito pratico cui è informato. Esso si compone di circa 400 pagine ed è suddiviso in 18 capitoli.

Il primo capitolo (troppo breve in verità!) è dedi-

cato ai terreni di fondazione ed all'esame sommario delle proprietà geotecniche dei terreni stessi.

Dopo avere illustrato poi nel capitolo successivo le proprietà più importanti dei materiali da costruzione (legno, calcestruzzo, acciaio) che vengono più frequentemente impiegati nella tecnica delle fondazioni, l'A. espone nel terzo capitolo i criteri per la scelta del carico ammissibile sui terreni di fondazione, appoggiandosi alle norme tedesche DIN 1054 ed alle norme polacche PN/B - 184. Nel capitolo seguente vengono ricordati i metodi per l'impostazione delle indagini geotecniche e per l'esplorazione dei terreni di fondazione.