

Recensioni

Ricerche sperimentali su fondazioni sollecitate da carichi inclinati o eccentrici

P. GIRAUDET - *Recherches expérimentales sur les fondations soumises a des efforts inclinés ou excentrés* - Annales des Ponts et Chaussées, 3, 1965.

Nel 1953 il Prof. MEYERHOF ha proposto una teoria per il calcolo del carico limite di una fondazione a forma di striscia indefinita sollecitata da sforzi con risultante inclinata ed eccentrica.

In questa teoria il carico limite viene espresso da una formula analoga a quella relativa al carico verticale e centrato, nella quale si introducono dei coefficienti correttivi, che dipendono dall'eccentricità e dall'inclinazione della risultante, nonché delle caratteristiche del terreno.

Indicando con γ , φ e c , rispettivamente, il peso dell'unità di volume, l'angolo d'attrito e la coesione del terreno, il carico limite per carico verticale e centrato è espresso dalla nota formula:

$$q_1 = A \gamma h + B c + C \gamma b \quad (1)$$

dove A, B, C sono funzioni della sola φ .

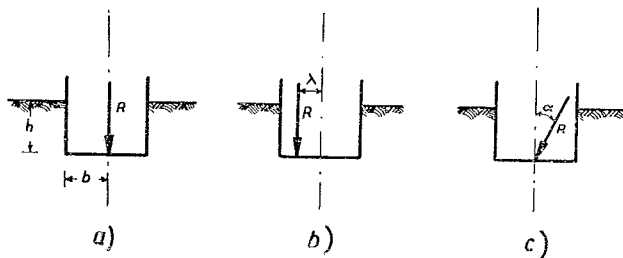


Fig. 1 - a) Risultante verticale e centrata.
b) Risultante verticale ed eccentrica.
c) Risultante inclinata.

I valori di q relativi agli altri due casi indicati in fig. 1 si ottengono, secondo MEYERHOF, con le seguenti formule rispettivamente:

$$q_2 = \mu_1 A \gamma h + \mu_1 B c + \mu_2 C \gamma b \quad (2)$$

$$q_3 = \mu_3 A \gamma h + \mu_3 B c + \mu_4 C \gamma b \quad (3)$$

in cui

$$\mu_1 = 1 - \frac{\lambda}{b} \quad ; \quad \mu_2 = \left(1 - \frac{\lambda}{b}\right)^2 \quad (4)$$

$$\mu_3 = \left(1 - \frac{2\alpha}{\pi}\right)^2 \quad ; \quad \mu_4 = \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2$$

L'A. della memoria, qui recensita, riferisce sui risultati di una serie di esperienze eseguite su un modello di fondazione a base rettangolare di lati $m 0,40 \times 1,40$ sottoposta a carichi inclinati con α variabile da 0 a 22° ed eccentrici con λ variabile tra 0 e $0,50$ m. La profondità h del piano di posa variava tra 0 e $0,30$ m.

I carichi sono stati applicati con martinetti idraulici, la cui reazione era contrastata da un robusto telaio metallico.

Le esperienze sono state condotte in un cassone cilindrico del diametro di $m 6,50$ e di profondità $m 4,40$. Sono stati impiegati due materiali distinti. Il primo era costituito da sabbia con ghiaia con grani di dimensioni comprese all'incirca fra $0,1 \div 10$ mm, posta in opera all'asciutto con un peso secco medio dell'unità di volume $\gamma_d = 1,90$ ton/mc, cui corrisponde un valore dell'angolo d'attrito $\varphi = 48^\circ$, rilevato con prove di compressione triassiale.

Il secondo materiale era una sabbia con grani di dimensioni comprese fra $0,05 \div 0,5$ mm circa e $\gamma_d = 1,60$ ton/mc. La resistenza al taglio di questa sabbia, rilevata sperimentalmente, è caratterizzata da un valore $\varphi = 40^\circ$ e da un modesto valore della coesione $c = 0,5$ ton/mq.

Una seconda serie di esperienze è stata effettuata su di un mezzo artificiale costituito da cilindretti di metallo della lunghezza di 60 mm e di due diversi diametri (3 e 5 mm) mescolati in eguali proporzioni. Questo materiale è stato disposto tra due lastre parallele situate a distanza poco superiore alla lunghezza dei cilindretti, in modo da costituire un ammasso regolare con $\gamma_d = 2,13$ ton/mc.

Il modello di fondazione, costituito in questo caso da una piastrina della lunghezza di 360 mm, era sollecitato da carichi verticali ed orizzontali applicati a mezzo di sistemi di carrucole; la posizione e l'inten-

sità dei carichi poteva essere variata entro certi limiti, in modo da riprodurre diverse condizioni con risultante eccentrica ed inclinata.

Per l'angolo d'attrito di questo materiale si è assunto $\varphi = 23^\circ$, valore rilevato anche in precedenti esperienze effettuate da Schneebeli ⁽¹⁾ su di un mezzo simile.

I risultati sperimentali vengono confrontati dall'A. con quelli che si ottengono calcolando il carico limite con le formule 2 e 3, assumendo per i coefficienti A, B, C i valori forniti dalla teoria di CAQUOT-KERISEL e da quella di TERZAGHI e per i coefficienti μ_i quelli che si ottengono dalle espressioni (4) di MEYERHOF.

I risultati sono rappresentati con una serie di grafici del carico limite in funzione dell'eccentricità e dell'inclinazione della risultante per i due differenti tipi di sabbia nonché per l'ammasso dei cilindretti e per vari valori della profondità del piano di posa della fondazione.

A parità di eccentricità e di inclinazione della risultante i valori del carico limite che risultano dall'applicazione della formula di TERZAGHI sono generalmente più elevati di quelli che si ottengono con la formula di CAQUOT e KERISEL. Tuttavia, le differenze che si riscontrano tra i valori delle due formule sono contenute, nel complesso, entro l'intervallo in cui ricadono i punti sperimentali.

Per quanto riguarda l'influenza dell'eccentricità, si osserva che al crescere di λ il carico limite diminuisce gradualmente; tuttavia la diminuzione diviene più

rapida quando l'eccentricità supera il valore $\frac{b}{3}$,

che corrisponde anche, secondo le osservazioni compiute dall'A., ad una variazione nel meccanismo con il quale si verifica la rottura nel terreno.

Secondo l'A. la formula (2) proposta da MEYERHOF non interpreta adeguatamente i risultati sperimentali, che sarebbero meglio rappresentati dalla seguente nuova formula:

$$q_2' = \mu_5 (A \gamma h + B c + C \gamma b)$$

in cui, al posto di μ_1 e μ_2 , viene introdotto il coefficiente globale μ_5 che ha la seguente espressione:

$$\mu_5 = e^{-3 \frac{\lambda^2}{b^2}}$$

Anche l'inclinazione della risultante esercita una notevole influenza sul carico limite, che decresce sensibilmente al crescere di α . Tuttavia, per questo parametro l'A. trova soddisfacente conferma sperimentale alla teoria di MEYERHOF, espressa dalla formula (3).

Naturalmente, per generalizzare i risultati della ricerca, sarebbe necessario estendere le esperienze ad altri terreni posti in opera in differenti condizioni.

(Ruggiero Jappelli)

⁽¹⁾ G. SCHNEEBELI, *Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions*, Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. and Found Eng., Londra, 1957.

La stabilità di uno scavo in terreni incoerenti in presenza di fanghi

N. MORGENSTERN e I. A. TAGMASSEB - *The stability of a slurry trench in cohesionless soils* - Geotechnique, vol. XV, 4, dicembre 1965.

La tecnica dell'esecuzione di fori o scavi senza rivestimento entro fanghi di bentonite subisce, come è noto, una continua evoluzione con applicazioni sempre più varie ed interessanti alla esecuzione di sondaggi, allo scavo di pozzi, alla costruzione di pali di fondazione e diaframmi di tenuta.

Si deve riconoscere, tuttavia, che, malgrado gli indiscutibili progressi tecnici raggiunti, l'aspetto più strettamente scientifico dell'argomento, cioè il meccanismo, per il quale, in presenza del fango, le pareti degli scavi restano in equilibrio anche in terreni incoerenti, presenta, ancora oggi, molti punti oscuri.

Secondo l'interpretazione di vari autori, la stabilità delle pareti è dovuta ad un effetto d'arco, all'azione della spinta del fango, o, addirittura, all'esistenza di forze di tipo elettroosmotico.

Il Prof. CROCE ha esaminato il problema in una memoria ⁽¹⁾ pubblicata su questa rivista or sono dieci anni, avanzando l'ipotesi che la stabilità delle pareti di uno scavo pieno di fango sia assicurata da una pellicola impermeabile, che si forma sulla superficie limite del terreno, e per la cui esistenza le pressioni idrostatiche esercitate dal fango si trasmetterebbero ai grani del terreno come se fossero pressioni totali.

Il Prof. CROCE ha limitato la sua analisi alla stabilità di fori cilindrici.

Seguendo la medesima via, gli AA. della memoria, che si segnala ai lettori di questa Rivista, estendono lo studio al caso degli scavi in trincea di lunghezza indefinita e confrontano le deduzioni teoriche con quanto risulta dall'analisi di una serie di dissesti verificatisi durante la costruzione di un diaframma entro le alluvioni grossolane del F. Reno.

Supposto il problema piano, gli AA. considerano l'equilibrio di un generico prisma di terreno delimitato come in figura 1 dalla parete della trincea, dal piano di campagna e dal piano inclinato dell'angolo α rispetto all'orizzontale.

Il prisma, oltre che dal peso proprio W , è sollecitato al contorno dalle forze normale N e tangenziale S applicate al piano inclinato, nonché da una spinta orizzontale P applicata alla parete della trincea, che si suppone foderata da una membrana impermeabile.

Con i simboli della fig. 1, indicati con φ' e γ rispettivamente, l'angolo d'attrito ed il peso dell'unità di volume del terreno, e con U la risultante del diagramma delle pressioni neutre sul piano inclinato, si ha:

⁽¹⁾ A. CROCE, *Osservazioni sulla perforazione di fori e scavi senza rivestimento*, Geotecnica 5, 1954.