

Fig. 3

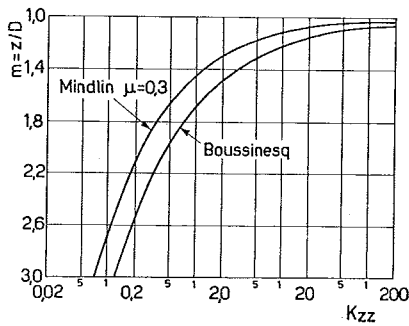


Fig. 4

altresì che, in una zona al di sopra del piano passante per il punto di applica-

L'espressione di Boussinesq per la σ_z diventa

$$(1) \quad \sigma_z = - \frac{3 P (z - D)^3}{2\pi [r^2 + (z - D)^2]^{5/2}}$$

Introducendo i coefficienti adimensionali $m = \frac{z}{D}$ ed $n = \frac{r}{D}$ la (1) diventa

$$(2) \quad \sigma_z = K'_B \frac{P}{D^2} = - \frac{3}{2\pi} \frac{(m-1)^3}{[n^2 + (m-1)^2]^{5/2}} \frac{P}{D^2}$$

I valori del coefficiente K'_B funzione solo di m ed n , sono stati tabellati per una serie di valori di $m > 1$ ed n .

Nei casi b) e c) invece la σ_z cor-

$$\text{caso b)} \quad d\sigma_z = - \frac{3}{2\pi} \frac{P}{D} \frac{(z-h)^3 dh}{[r^2 + (z-h)^2]^{5/2}}$$

$$\text{caso c)} \quad d\sigma_z = - \frac{3 P}{\pi D^2} \frac{(z-h)^3 h dh}{[r^2 + (z-h)^2]^{5/2}}$$

Con queste posizioni l'Autore ammette che ogni incremento di carico dP non provochi sforzi nel mezzo al di sopra del piano orizzontale passante per il suo punto di applicazione.

Integrando le precedenti fra i limiti 0 e D si ottengono delle espressioni del tipo della (2) che sono state anche esse tabellate.

Le formule ricavate dall'Autore e

presentate in grafici e tabelle di pronta ed agevole applicazione consentono di calcolare la componente σ_z della tensione indotta nel sottosuolo da carichi linearmente distribuiti all'interno del semispazio lungo segmenti di retta verticali. Pur nei limiti dell'approssimazione implicita nella soluzione di Boussinesq, queste espressioni presentano rispetto alle precedenti la sem-

plificazione di non contenere esplicitamente il modulo di Poisson del terreno, per la cui valutazione si incontrano ancora, come è noto, notevoli difficoltà di carattere concettuale e sperimentale.

Questa constatazione unita alla difficoltà di valutazione del coefficiente di Poisson, che peraltro non può ritenersi costante nel mezzo, hanno indotto l'Autore a riconsiderare la trattazione del 1966 ed a proporre nella presente memoria l'applicazione della soluzione di Boussinesq anche ai casi di carichi verticali agenti in profondità. Riferendosi sempre ai 3 casi fondamentali illustrati in fig. 1, applicando la formula di Boussinesq per il caso a), l'Autore ammette l'ipotesi che il piano limite del semispazio passi per il punto di applicazione del carico trascurando la presenza del terreno sovrastante.

zione del carico, si sviluppano sforzi verticali di trazione che possono assumere valore tale da annullare il preesistente stato di compressione nel mezzo dovuto al peso proprio del terreno sovrastante. Tuttavia, i terreni hanno in generale scarsa capacità di resistere a sforzi di trazione e, qualora si verificasse una rottura nella predetta zona, i valori degli sforzi calcolati con la formula di Mindlin risulterebbero in difetto.

(Carlo Carruba)

BIBLIOGRAFIA

- GEDDES F. D. (1966): *Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading*. Géotechnique 16, 3.
- GRILLO O. (1948): *Influence scale and influence chart for the computation of stresses due respectively surface point load and pile load*. Proc. II Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng. Vol. 6, pagg. 70-72.
- MARTINS H. A. (1945): *Tensões transmitidas ao terreno por estacas*. Revista Politécnica - São Paulo (Brazil).

Addensamento dei terreni in profondità con la vibroflottazione.

P. GRIEDER, P. LUPOLD - *Foundations économiques par compactage en profondeur, methode RDV*. Bulletin Technique de la Suisse Romande, 95, agosto 1969.

Gli AA. illustrano alcune applicazioni del metodo della vibroflottazione per il costipamento dei terreni in profondità, al fine di migliorarne le caratteristiche meccaniche.

L'attrezzatura adoperata consiste in un vibroflottatore della lunghezza di m 5 e del diametro di m 0,30 che affonda nel terreno per effetto dell'azione combinata del peso proprio, della vibrazione e dei getti d'acqua che fuoriescono dalla punta. Il costipamento si realizza nella fase di estrazione del vibroflottatore, durante la quale la diminuzione di porosità nel volume di terreno interessato, viene compensato immettendo nel foro ghiaia e sabbia a granulometria ben assortita.

Con questa operazione si ottiene, come è noto, una colonna di terreno costipato con indice di compattezza all'incirca costante lungo la verticale e variabile secondo il raggio.

Ripetendo il procedimento lungo un sufficiente numero di verticali, è possibile ottenere un buon addensamento del terreno di fondazione.

L'uso del vibroflottatore, inizialmente limitato ai terreni tipicamente incoerenti, è stato recentemente esteso al trattamento dei terreni coerenti, nei quali si realizza una vera e propria sostituzione di un certo volume del ter-

reno con materiale di migliore caratteristiche.

Tra i vari possibili impieghi della vibroflottazione, gli AA. si soffermano ad illustrarne un'interessante applicazione per l'esecuzione di scavi di fondazione al di sotto del pelo libero della falda. In questi casi il trattamento viene adottato con lo scopo di ridurre il coefficiente di permeabilità del terreno per potere effettuare lo scavo all'asciutto.

Negli schemi di fig. 1 si riportano alcune proposte degli AA. per raggiungere questo obiettivo in un terreno di permeabilità piuttosto elevata. Nella soluzione a) il trattamento è limitato al volume di terreno contenuto da una palancolata. In b) la palancolata è sostituita da un diaframma realizzato in sito con la tecnica della vibroflottazione. Nella soluzione c), infine, viene realizzato il solo diaframma, che raggiunge una formazione impermeabile di base.

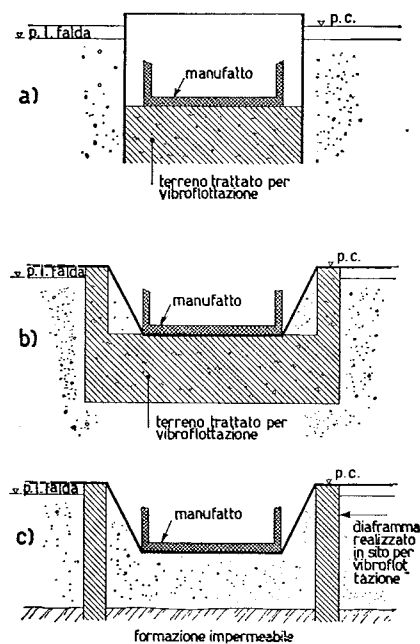


Fig. 1

Questo procedimento che, secondo gli AA., risulta economicamente più conveniente dei metodi tradizionali nell'esecuzione di scavi in presenza di acqua, amplia notevolmente il campo di applicazione della vibroflottazione.

Mancano tuttavia nella memoria risultati di misure in situ o in laboratorio che documentino l'entità della riduzione del coefficiente di permeabilità del terreno lungo le direzioni verticali ed orizzontali, per effetto del trattamento.

(Antonio Tusa)

La I.C.O.S. nei lavori del sottosuolo - vol. III - pp. 440 (1969) - Ufficio Studi e progetti dell'impresa I.C.O.S.

In questo volume, terzo di una serie dedicata alla diffusione delle opere realizzate nel sottosuolo, la I.C.O.S. raccoglie ed ordina — dividendole a seconda dei fini che si propongono — memorie e note tecniche, parte già apparse su riviste specializzate e parte inedite, sui diversi impieghi dei diaframmi.

Seguendo lo stesso ordine dell'opera indichiamo le più interessanti applicazioni dei diaframmi in relazione ai diversi problemi ingegneristici, applicazioni che stanno a testimoniare il notevole favore che gode questa tecnologia esecutiva nei confronti dei sistemi tradizionali.

a) *Intercettazione di flussi di filtrazione al disotto di dighe in terra e traverse e difese contro gli scalzamenti.*

Sono riportati esempi di diaframmi armati o non, con spessori varianti tra i 50 ed i 100 cm. e raggiungenti profondità massime di un centinaio di metri al disotto del piano di campagna (Diga della Villita sul Rio Balsas).

Sono anche riportati i criteri in base ai quali ai diaframmi in calcestruzzo sono talvolta sostituiti diaframmi plastici realizzati con miscele ternarie (sabbia, cemento e bentonite) o con materiali bituminosi.

Purtroppo la documentazione fornita dall'opera in questo campo, assai interessante data la possibilità di questo tipo di diaframma di meglio adeguarsi alla deformabilità del complesso terreno — opere di fondazione, è scarsa tanto nei riguardi della sperimentazione che in quello dei risultati conseguiti.

Sono quindi indicati i particolari del collegamento diaframma - nucleo di fondazione con eventuale inserimento sul diaframma del cunicolo d'ispezione.

b) *Protezione di scavi a ridosso di edifici o nelle vicinanze di falde con eventuali funzioni secondarie (realizzazione di intercapedine, funzioni portanti etc.).*

Numerosi ed interessanti gli esempi riportati, citiamo tra gli altri:

— Autosilo in Via Gozzi a Milano (scavo a piena sezione fino a 27 metri dal piano di campagna, getto di solaio rovescio in presenza di falda).

— The World trade center a New York (raggiungimento del terreno di fondazione avvolgendo con diafram-

mi opportunamente sagomati il preesistente tunnel del metrò).

— Realizzazione delle pareti laterali con funzione di protezione degli scavi e portanti per la metropolitana di Milano.

— Pozzi per l'installazione di pompe per la centrale di Lanzada (diaframmi ad elementi avvolti con scavo a piena sezione in presenza di falda ad una profondità di 30 metri dal piano campagna).

— Pozzi per l'installazione di turbine nell'impianto idroelettrico di Isola Serafini sul Po (diaframmi ad elementi avvolti con scavo a piena sezione nel corso d'acqua fino a circa 33 metri dal piano campagna).

Sempre per questi lavori sono riportati alcuni tipi particolari di diaframma (a greca, a speroni, a gradoni), il cui impiego si rende necessario allorchè particolari condizioni ambientali (spinta del terreno, dimensioni dell'opera, vicinanza di altri edifici, presenza di falde) impongono un maggiore momento resistente della struttura. In alternativa a questi diaframmi, sono indicati sistemi integrativi di sostentamento (puntellamento provvisorio del diaframma, ancoraggio del diaframma al terrapieno).

Interessante, tra i primi, la realizzazione del diaframma di protezione degli scavi per la centrale telefonica di Cavendish in cui il sostentamento provvisorio è ottenuto mediante puntoni d'angolo metallici a traliccio con appoggi regolabili.

c) *Elementi portanti di diaframma a varia forma planimetrica.*

E' riportata la genesi di questo tipo di struttura che, derivata dai diaframmi, ha assunto tutto un suo campo d'impegno in alternativa alle strutture portanti tradizionali (pali) rispetto alle quali presenta il vantaggio di una maggiore varietà di forme (a croce, a greca, ad y etc.) che consentono, oltre ad una maggiore adattabilità a situazioni tecniche diverse, una maggiore capacità di resistere alla risultante delle sollecitazioni trasmesse dai carichi sovrastanti al piano di fondazione.

Non è invece chiaramente indicato nella pubblicazione che questo tipo di struttura presenta degli inconvenienti (e solo prove di carico in situ possono sciogliere eventuali dubbi) allorchè le si richieda una resistenza per attrito laterale, resistenza che potrebbe risultare ridotta dal sistema esecutivo con circolazione di fanghi bentonitici in particolare per alcuni tipi di terreno.