Interazione terreno-struttura in un palo sollecitato da una frana tipo "colata"

F. ESU *, B. D'ELIA **

SOMMARIO: Per studiare il problema delle azioni che un terreno in frana esercita su strutture di fondazione, nel corpo di una frana è stato trivellato un palo di prova. La frana del tipo « colata » ha sede in argilliti laminate e scagliose ed ha uno spessore compreso tra circa 5 e 7,5 m. Le caratteristiche geometriche e cinematiche della frana e le proprietà geotecniche dei terreni sono state determinate con indagini in sito e con prove di laboratorio. Il palo di prova, realizzato in calcestruzzo armato, e rivestito da una camicia di lamierino, aveva il diametro di 790 mm ed era lungo 30 m. Esso è stato strumentato con tubi inclinometrici per la misura delle inclinazioni del suo asse, eseguite per mezzo di un inclinometro di precisione. Sulla superficie del palo ,a diversa profondità, sono state inoltre disposte 3 coppie di celle di pressione per la misura diretta delle spinte e delle reazioni del terreno. I diagrammi delle inclinazioni e degli spostamenti dell'asse hanno indicato che il palo deve essere assimilato ad una trave, incastrata nel terreno al disotto della superficie di scorrimento della colata, e sollecitata, nel tratto più superficiale, dalla spinta del terreno in frana. Il diagramma delle inclinazioni dell'asse ottenuto sperimentalmente è stato considerato equivalente, dati i piccoli valori degli angoli di inclinazione, al diagramma delle rotazioni di una trave elastica alla quale il palo è stato assimilato. Tra i valori sperimentali è stata interpolata, col metodo dei minimi quadrati, una curva polinomiale dalla quale per derivazioni successive sono stati ottenuti i diagrammi delle sollecitazioni (momento flettente, sforzo di taglio e carico ripartito).

1. Premesse

Il comportamento dei pali sollecitati da forze orizzontali è stato oggetto di numerosi studi miranti soprattutto ad accertare le interazioni tra struttura e terreno in campo elastico. Un ampio elenco bibliografico dei lavori su questo argomento è riportato nella relazione generale alla Sezione III b del 5° Congresso Europeo di Meccanica dei Terreni [BROMS, 1972].

Gli studi riguardano soprattutto i pali di fondazione sollecitati da azioni trasversali (forze e momenti) trasmesse dalla struttura in elevazione ed agenti alla testa dei pali stessi.

È invece meno trattato il caso in cui le azioni trasversali sono trasmesse direttamente dal terreno. Sono da ricordare a questo proposito gli studi sul comportamento delle palificate di fondazione delle spalle di ponti e viadotti [TSCHEBOTARIOFF, 1973; MARCHE e LACROIX, 1972] o dei pali siti in prossimità di alti rilevati o di mucchi di stoccaggio di inerti [HEYMAN e BOERSMA, 1961; HEYMAN, 1965; DE BEER e WALLAYS, 1972; LEUSSINK e WENZ, 1969].

Ancora più scarsi sono gli studi sulle azioni trasmesse ai pali di fondazione da terreni in movimento per frana [ANDREWS e KLASELL, 1964; GOULD, 1970]. Questo problema si è invece imposto drammaticamente all'attenzione del mondo tecnico soprattutto nel campo delle costruzioni stradali. La costruzione di strade di grande comunicazione attraverso regioni di montagna può comportare infatti la necessità di attraversare aree di frana. Per l'attraversamento di queste zone si tende ad adottare la soluzione con viadotto e dato che le aree dissestate hanno dimensioni spesso maggiori dei valori più frequentemente adottati per le luci tra gli appoggi è inevitabile che alcune fondazioni siano interessate dai movimenti del terreno.

Le fondazioni su pali, adottate in molti casi, si sono rivelate di regola inadeguate a garantire la stabilità del manufatto.

Esistono, in effetti, difficoltà obiettive non solo di valutare l'entità delle spinte del terreno, ma anche di comprendere il meccanismo della interazione tra terreno spingente, terreno reagente sottostante e struttura di fondazione.

Si è ritenuto perciò utile effettuare delle misure in sede su un palo di fondazione strumentato, trivellato attraverso un terreno in movimento per studiare i possibili meccanismi di trasferimento delle spinte del terreno sul palo.

* Prof. Ing. Franco ESU - Incaricato di *Geotecnica* - Facoltà Ingegneria - Università L'Aquila. Collaboratore del Centro di Studio per la *Geologia Tecnica* del CNR Roma.

** Dr. Ing. Beniamino D'ELIA - Incaricato di *Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni* - Facoltà d'Architettura - Università di Roma. Collaboratore del Centro di Studio per la *Geologia Tecnica* del CNR, Roma.

2. Interazione tra terreno in frana e strutture di fondazione

Una struttura di fondazione indeformabile e di resistenza infinita che attraversi un terreno sede di spostamenti e deformazioni con componente orizzontale predominante e che sia incastrata nel basamento, anch'esso indeformabile ed infinitamente resistente, rappresenta un ostacolo fisso al libero moto del terreno.

Una situazione analoga si verifica per le opere destinate a sopportare le spinte delle masse di neve depositate sui pendii [HAEFELI, 1939]. Le misure e le osservazioni eseguite su queste strutture hanno mostrato che a monte dell'ostacolo si genera una zona di materiale sottoposto a sforzi di compressione e a valle una zona di materiale in trazione. Con il progredire della deformazione e dello spostamento della massa, intorno all'ostacolo si formano delle zone di plasticizzazione che si ampliano gradualmente fino a dare luogo a delle linee di scorrimento continue che circondano completamente l'ostacolo. La forma e l'estensione di queste zone sono funzione delle proprietà del materiale e dei rapporti geometrici tra dimensioni trasversali dell'ostacolo (D) e spessore del materiale in movimento (H); esse non si estendono indefinitamente a monte dell'ostacolo e definiscono un volume finito di materiale idealmente spingente sulla struttura.

Un'analisi delle azioni trasversali del terreno su pali di fondazione è stata fatta, come si è accennato nelle premesse, per il caso di pali, trivellati o infissi, in terreni molli soggetti a deformazioni o spostamenti orizzontali per effetto di sovraccarichi superficiali (rilevati d'accesso a viadotti, mucchi di stoccaggio di inerti o di minerali). Sono state anche eseguite misure di spostamenti e tensioni per mezzo di pali strumentati.

TSCHEBOTARIOFF [1973], su basi soprattutto empiriche, suggerisce un metodo per il calcolo delle forze agenti su pali che attraversino terreni in frana. Il palo viene assimilato ad un rivetto di collegamento tra due piastre e in conseguenza vengono valutate le forze sul palo. Tale schema appare troppo rigido e di conseguenza non applicabile ai casi reali.

In base a considerazioni di moto relativo, appare logico riportare il problema della valutazione della spinta trasmessa dal terreno al palo a quello del carico limite di un palo sollecitato da forze orizzontali.

Un'analisi del comportamento del sistema palo-terreno, per il caso di mezzo granulare incoerente, è dovuta a BLUM [1932] il quale ipotizzò superfici di rottura secondo cunei di spinta passiva nel terreno di fronte al palo.

Nei casi in cui il rapporto tra la dimensione trasversale (D) e la lunghezza libera del palo (H), è piccolo, le superfici di scorrimento possono essere assimilate a cilindri con direttrici giacenti in piani normali all'asse del palo e con generatrici parallele a detto asse (fig. 1). Sulla base di questa ipotesi e dei risultati di dati sperimentali BROMS [1964 a, 1965 e 1972] suggerisce di valutare il carico limite di un terreno puramente coesivo ($\varphi_u = 0$) ponendo che fino alla profondità di 1,5 D dalla superficie sia $c_u = 0$ e che al disotto si abbia resistenza costante pari a 9 c_u. Nei terreni non coesivi secondo lo stesso BROMS [1964 b] la resistenza sarebbe pari a 3 p_p ove p_p è la resistenza passiva di Rankine.

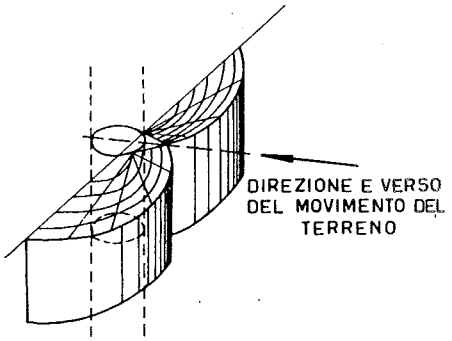


Fig. 1. — Superfici di scorrimento intorno ad un palo costituente un ostacolo fisso in un terreno in movimento da BAGUELIN e JÉZÉQUEL (1972).

Secondo BRINCH HANSEN [1961] il carico limite di un terreno dotato di coesione ed attrito è dato dall'espressione:

$$p_{lim} = q \cdot k_q + c \cdot k_c$$

in cui $q = \gamma z$ è la tensione verticale litostatica, c = coesione del terreno e k_q e k_c sono coefficienti di carico limite, funzione dell'angolo d'attrito e della profondità.

Le relazioni qui ricordate consentono di valutare la resistenza massima che un terreno oppone allo spostamento del palo e possono essere utilizzate anche per calcolare la spinta che il terreno in movimento esercita su un palo indeformabile e infinitamente resistente.

Nelle condizioni reali è però possibile che non si mobiliti il valore massimo della spinta; prima di raggiungere questo valore può infatti verificarsi la rottura del terreno d'incastro oppure la rottura del terreno d'incastro e del palo.

Il primo caso (rottura del terreno di incastro) si ha se la lunghezza di infissione nel terreno fermo (h) è piccola in rapporto alla dimensione tra-

sversale (D) del palo ($h/D < 10$). Il secondo ed il terzo caso si hanno invece se il rapporto h/D è maggiore di 10 [BROMS, 1972].

Se la rigidezza flessionale del palo non è elevata, si ha una complessa interazione tra la struttura, il terreno spingente e quello reagente.

In queste condizioni, che peraltro sono aderenti a molte situazioni reali, gli spostamenti e le sollecitazioni sul palo dipendono da numerosi fattori quali il rapporto tra le rigidezze del palo e del terreno, le condizioni di vincolo, l'entità e la distribuzione degli spostamenti del terreno intorno al palo. Un'analisi teorica [POULOS, 1973] ha mostrato che le pressioni al contatto terreno-palo, a parità di ogni altra condizione, sono tanto maggiori quanto più rigido è il palo e che, nel caso di palo libero in testa, gli spostamenti orizzontali della testa di un palo rigido possono essere molto maggiori di quelli della testa di un palo flessibile.

È perciò difficile valutare l'entità delle azioni che un terreno in frana può esercitare sulle strutture di fondazione e soltanto la sperimentazione in sede su strutture in scala naturale può indicare i criteri da seguire per il dimensionamento delle fondazioni.

3. **Parte sperimentale**

3.1. *Caratteristiche della frana*

Per lo studio dell'interazione tra terreno in movimento e struttura di fondazione ci si è riferiti a situazioni semplici dal punto di vista geometrico e cinematico, riducendo così il numero di parametri da prendere in considerazione senza dover peraltro adottare schematizzazioni troppo rigide e perciò lontane dalla realtà dei fenomeni.

Si è fatto riferimento al caso di un palo di fondazione trivellato attraverso una frana per colata (tipo *earthflow* o *mudflow*) [SKEMPTON e HUTCHINSON, 1969]. Queste frane sono infatti caratterizzate da: superficie di scivolamento pressoché piana e parallela alla superficie del suolo; spessore del materiale in movimento quasi costante e di regola non elevato; moto in regime permanente, se considerato in intervalli di tempo lunghi (dell'ordine dell'anno); velocità bassa e circa costante nel corpo della colata.

La colata nella quale è stato eseguito lo studio è molto ben definita dal punto di vista geometrico; essa è larga circa 50 m, misurati nelle sezioni perpendicolari alla direzione del moto, e si estende per una lunghezza di circa 300 metri. Il rapporto larghezza/lunghezza è circa 1/6 ed il rapporto spessore/lunghezza è circa 1/30.

Per determinare le caratteristiche del moto della colata, sono state disposte delle postazioni clinometriche, per mezzo delle quali si è riconosciuto che la profondità della superficie di scorrimento è di circa 7,5 m al centro della colata e di circa 5 m verso i bordi. Le misure clinometriche hanno indicato, inoltre, che lungo una stessa verticale la velocità della colata è praticamente costante.

Durante il periodo di osservazione (8 mesi), la velocità di spostamento, in periodi di precipitazioni intense, è stata dell'ordine di 1 cm/giorno, mentre in periodi di siccità è stata minore di 1 cm/mese.

I piezometri nel corpo della colata hanno indicato che il livello delle acque del sottosuolo oscilla tra 1 e 2 m di profondità a seconda degli eventi meteorici.

3.2. *Caratteristiche geotecniche dei terreni*

La colata ha sede in argilliti laminate e scagliose con abbondanti frammenti lapidei di varie dimensioni (1).

Le indagini eseguite (rilievi di superficie, sondaggi e indagini geofisiche, prove di laboratorio su numerosi campioni indisturbati) hanno consentito di distinguere, dal basso in alto, tre tipi di materiali caratterizzati da strutture e proprietà meccaniche diverse.

Il primo tipo, a profondità maggiori di 10-12 m, è costituito dalle argilliti laminate e scagliose non allentate e non degradate ed è formato da una massa di scaglie con superfici laminate, giustapposte tra loro e fortemente serrate. Nell'ambito delle dimensioni dei campioni, le scaglie non presentano orientazioni preferenziali.

Il secondo tipo di materiale è costituito dalle argilliti allentate, ma che non sono state interessate da movimenti franosi. Esso è molto simile al terreno sottostante non allentato; si tratta cioè di una massa di scaglie di argillite in alcuni casi ammorbidite in superficie. Nella massa del materiale sono presenti delle bande di argilla completamente ammorbidita con consistenza media o bassa. La struttura di insieme è caotica.

Il terzo tipo è costituito dal terreno superficiale degradato e rimaneggiato da frane, formante la « colata » di spessore 5,0-7,5 m; esso si presenta come un'argilla di media consistenza, di colore avana chiaro o marrone scuro con frammenti lapidei e senza strutture evidenti.

(1) Il materiale rientra nella categoria delle « argille scagliose » in senso lato.

TABELLA 1. — **Proprietà indici**

Materiali	w_n %	w_L	I_p	γ (g/cm³)	γ_s (g/cm³)	% < 2 μ
Argilliti non allentate	15 - 25	50 - 65	15 - 30	2,00 - 2,15	2,73 - 2,77	40 - 60 %
Argilliti allentate	25 - 30	50 - 65	15 - 30	1,85 - 2,00	2,73 - 2,77	40 - 60 %
Terreno superficiale	25 - 40	50 - 65	15 - 30	1,80 - 1,95	2,73 - 2,77	65 - 70 %

I valori delle proprietà indici dei tre tipi di terreni sono riportati in Tab. 1.

La resistenza al taglio è stata determinata con prove triassiali C D, ottenendo per il terreno allentato e di frana $c' = 0{,}15\text{-}0{,}25$ kg/cm² e $\varphi' = 16°$ e per il terreno non allentato $c' = 0{,}15\text{-}0{,}35$ kg/cm² e $\varphi' = 16°\text{-}20°$.

3.3. *Palo strumentato*

Le interazioni tra un palo sollecitato da forze trasversali ed il terreno possono essere studiate se sono noti gli spostamenti relativi del palo rispetto al terreno e la distribuzione delle pressioni al contatto palo-terreno.

La sperimentazione in questo campo è piuttosto ampia [BAGUELIN e JÉZÉQUEL, 1972; KERISEL e ADAM, 1973; MARCHETTI, 1972] e sono ben note le difficoltà tecnologiche che si incontrano per ottenere misure significative e ripetibili.

Nel caso in esame, si sono eseguite una serie di misure di spostamenti e di deformazioni dell'asse del palo e del terreno mediante inclinometri, dalle quali sono state ricavate, come si dirà al paragrafo 4.1, le pressioni al contatto palo-terreno.

Si è inoltre controllata la distribuzione delle pressioni al contatto, mediante coppie di celle di pressione disposte sulla superficie del palo a diversa profondità e diametralmente opposte nella direzione del moto del terreno.

Mentre la sistemazione nel palo dei tubi per le misure inclinometriche non ha presentato alcuna difficoltà, quella delle celle sulla superficie del palo stesso ha fatto sorgere alcuni problemi d'ordine tecnologico, relativi alla necessità di garantire il contatto celle-terreno e di evitare che le celle stesse risultassero inglobate nel calcestruzzo.

Tali difficoltà sono state superate trivellando un foro del diametro 800-1000 mm e rivestendo il palo con una camicia di lamierino d'acciaio con diametro esterno 690 mm e con spessore 2 mm.

Gli elementi del rivestimento sono stati preparati fuori opera con incamerazioni nelle quali sono state alloggiate le celle, fissate su un sottofondo di resina epossidica. All'interno della camicia erano disposti dei tubi per il passaggio delle tubazioni di collegamento delle celle (figg. 2 e 3).

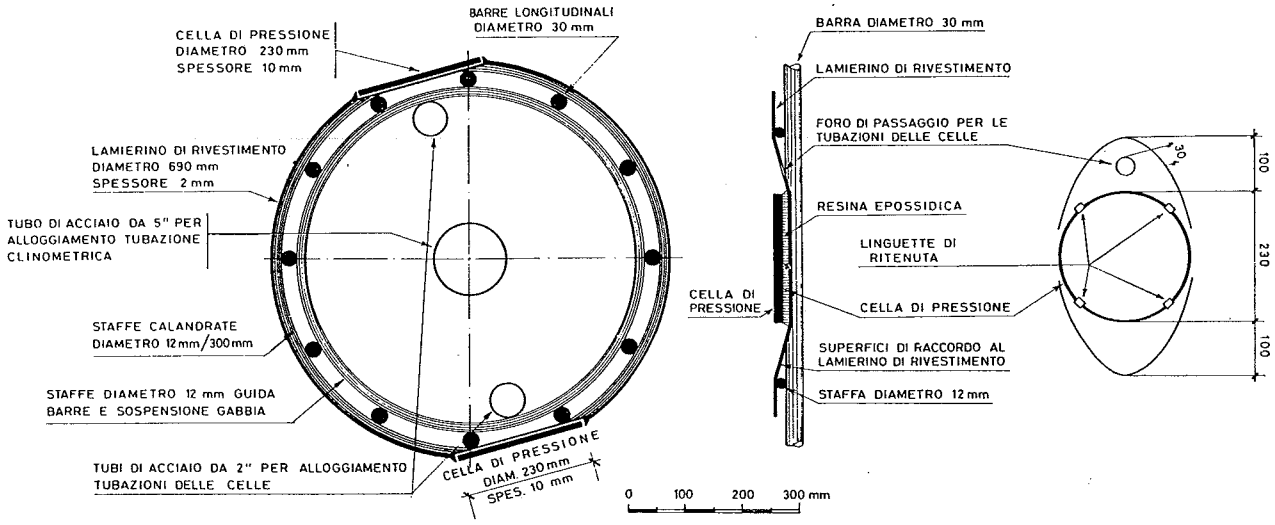
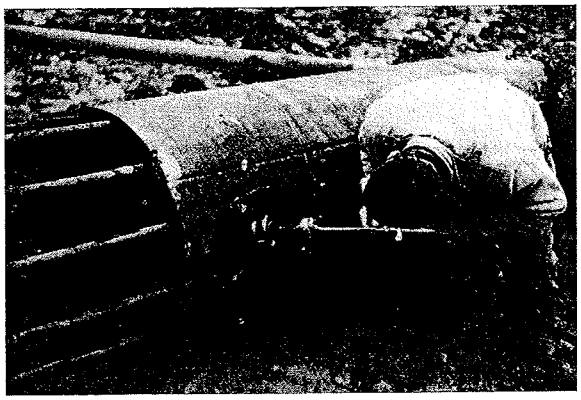
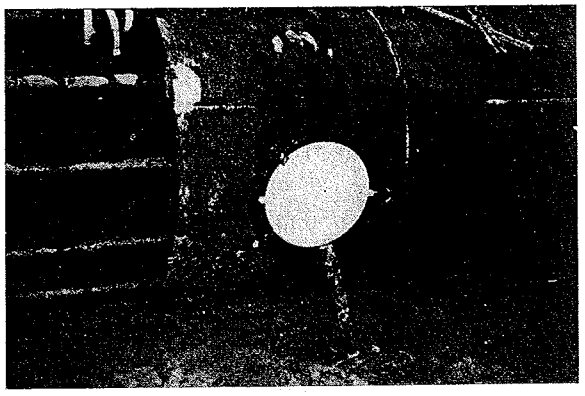


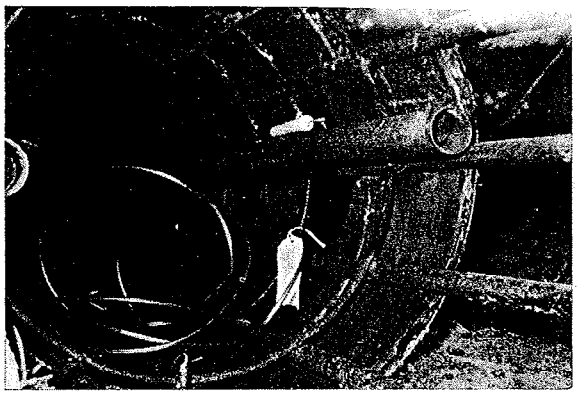
Fig. 2. — Disposizione delle celle di pressione sul lamierino di rivestimento del palo. Particolari dell'armatura del palo e posizione dei tubi per il passaggio delle tubazioni di collegamento delle celle e per l'alloggiamento della tubazione clinometrica.



a)



b)



c)

Fig. 3

a) Preparazione dell'alloggiamento di una cella di pressione sul lamierino di rivestimento del palo;
b) cella predisposta fuori opera sul lamierino di rivestimento;
c) vista dell'interno di un elemento di rivestimento del palo con i tubi di acciaio per il passaggio delle tubazioni di collegamento delle celle.

Il palo è stato trivellato a percussione; le operazioni per la esecuzione del palo e la posa in opera della camicia di rivestimento sono illustrate nei grafici di fig. 4. Per garantire il contatto tra palo e terreno, l'intercapedine è stata riempita con malta di cemento nel tratto tra la base del palo e la profondità di 15,50 m dalla superficie del suolo, e con sabbia nel tratto tra 15,50 m e la testa del palo.

L'armatura era costituita da 12 barre Ø 30 saldate con staffatura Ø 12 ogni 30 cm. L'armatura preparata fuori opera era saldata alla camicia di rivestimento.

Il momento di inerzia della sezione del palo omogeneizzato (n = 10) è $J = 1{,}81 \times 10^6$ cm^4. Dato un modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 200.000 kg/cm^2, la rigidezza flessionale

$$E J = 3{,}62 \times 10^{11} \text{ kg} \times \text{cm}^2.$$

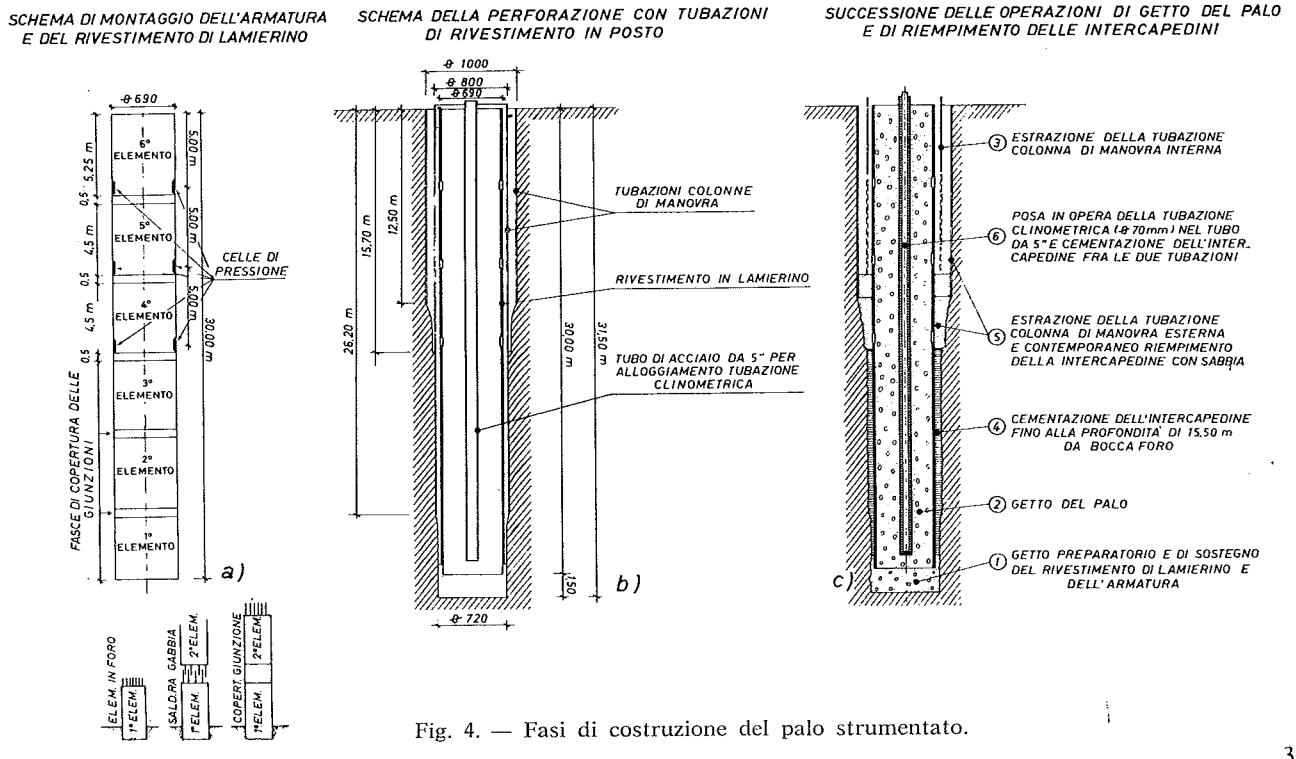


Fig. 4. — Fasi di costruzione del palo strumentato.

3.4. *Strumenti impiegati*

Inclinometro. — È stato impiegato un inclinometro Digitilt della Slope Indicator, Seattle (USA) la cui sensibilità teorica è dell'ordine di 2-3 $\times$ 10^{-4} rad [JAMIOLKOWSKI e MARCHETTI, 1973]. Le misure sono state eseguite entro canne inclinometriche di resina sintetica a giunti fissi, con diametro esterno 70 mm e con 4 scanalature a 90° ricavate sulla parete interna, calate e cementate entro un tubo d'acciaio del diametro 5", annegato nel getto del palo.

L'apparecchiatura consente di misurare l'inclinazione dell'asse del foro in due piani diametrali tra loro ortogonali; essa fornisce le letture digitali $L_A = 2$ sen θ_A e $L_B = 2$ sen θ_B, ove θ_A e θ_B sono le inclinazioni dell'asse nei due piani considerati.

Le letture si eseguono calando lo strumento nel foro due volte con rotazione di 180°; per ogni punto di misura si ottengono così due coppie di valori di segno opposto. Tali valori, mediati e composti tra di loro, forniscono l'inclinazione dell'asse e l'angolo che il piano di deformazione forma con una delle direzioni di lettura assunta come direzione di riferimento. Le misure sono state effettuate ad intervalli di 60 cm l'una dall'altra.

Celle di pressione totale. — Sono state impiegate le celle oleo-pneumatiche della Terratec Div. della Laucks Lab. Inc. Redmond, Wash. (USA). Le celle sono costituite da dischi con diametro di 230 mm e spessore 10 mm.

3.5. *Risultati delle misure*

Risultati delle misure di inclinazione del palo strumentato. — L'andamento dell'inclinazione dell'asse del palo è stato controllato con misure periodiche per circa 8 mesi ed è riportato nella fig. 5 in funzione della profondità, ai diversi tempi di osservazione. L'inclinazione è molto elevata nel tratto di palo tra la superficie del suolo e la profondità di 7,50 m; diminuisce con l'aumentare della profondità nel tratto tra 7,50 m e 16 m e raggiunge valori molto piccoli a profondità maggiori di 16 m. Nel tratto tra 16 e 22 m l'inclinazione ha segno opposto rispetto a quella dei tratti sovrastanti e sottostanti.

Tra le letture eseguite in tempi successivi si ha un graduale aumento dell'inclinazione nel tratto compreso tra la superficie del suolo e la profondità di circa 11 m; a profondità maggiori, le differenze tra le varie letture sono dell'ordine di grandezza del possibile errore strumentale.

Dai diagrammi delle inclinazioni sono state ricavate per integrazione le deformate dell'asse del palo (fig. 5). Lo spostamento alla testa del palo è compreso tra circa 12 cm (1ª misura) e circa 15 cm (lettura finale). Gli spostamenti dell'asse

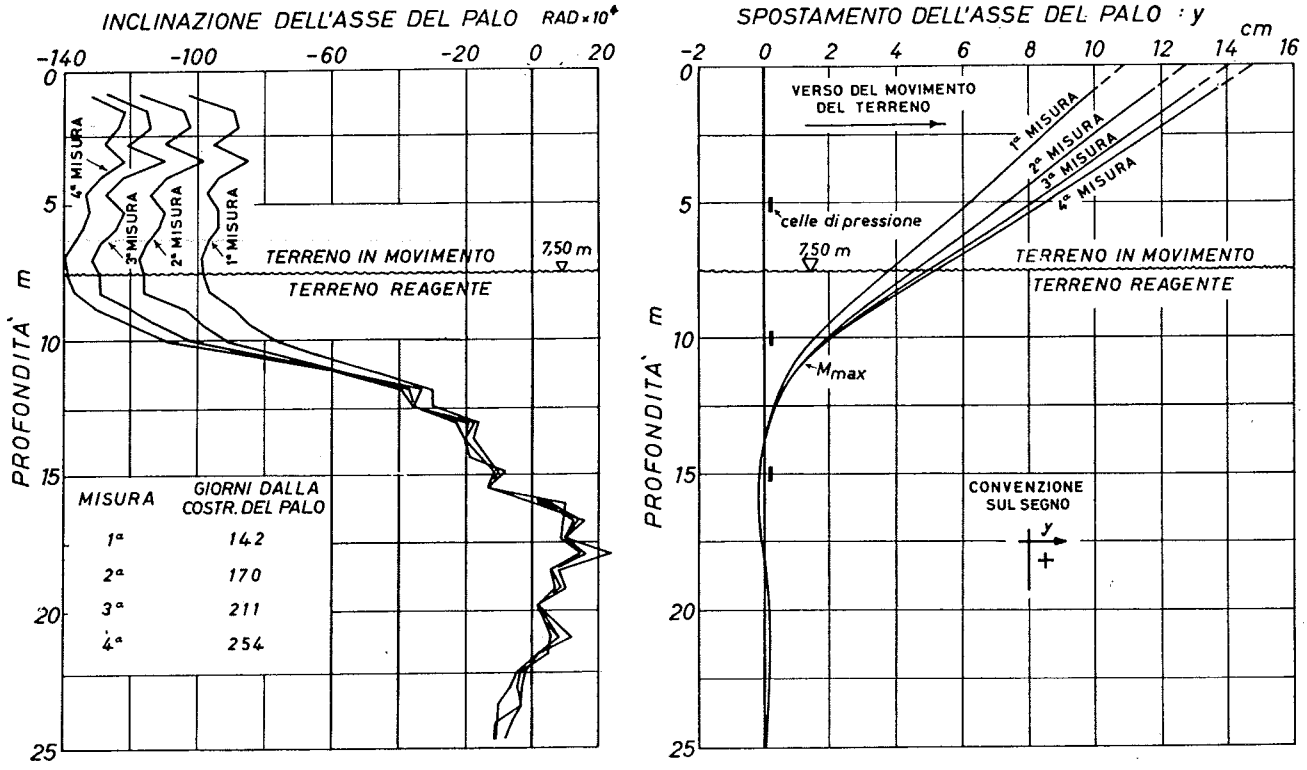


Fig. 5. — Risultati delle misure di inclinazione del palo strumentato e relative deformate del suo asse.

nel tratto di palo fino a circa 14 m di profondità hanno direzione e verso coincidenti con quelli del movimento della colata; tra circa 14 m e circa 18 m lo spostamento, molto piccolo (2-3 mm), ha invece verso contrario; a profondità maggiori di 18 m, il verso dello spostamento è uguale a quello del tratto superficiale.

Risultati delle misure effettuate con le celle di pressione. — La lettura iniziale, eseguita subito dopo la realizzazione del palo, ha fornito valori delle pressioni molto bassi, lievemente crescenti con la profondità e praticamente eguali per le celle di monte e di valle alla stessa quota.

Nelle misure successive si è rilevato (fig. 6 e fig. 7):

1. un aumento in funzione del tempo della pressione in tutte le celle;
2. una differenza di pressione tra le celle di monte e quelle di valle poste alle stesse profondità; tale differenza è positiva per le celle a — 5 e — 15 e negativa per le celle a — 10;
3. la differenza di pressione monte-valle delle celle a — 5 è cresciuta gradualmente da circa 0,6 kg/cm² a circa 1,6 kg/cm² nel periodo di 8 mesi; i valori più elevati della pressione, misurati nella cella di monte, sono stati di circa 2 kg/cm²;
4. la differenza di pressioni monte-valle per le celle a — 10 è cresciuta da circa — 0,4 kg/cm² a circa — 1,3 kg/cm² nel periodo di osservazione; la pressione più elevata, misurata nella cella di valle, è stata di circa 2 kg/cm²;
5. la differenza di pressione monte-valle per la cella a — 15 si è mantenuta costante e pari a circa 0,3 kg/cm² in tutto il periodo di osservazione; le pressioni nelle due celle sono cresciute fino a circa 1,3 e 1,6 kg/cm².

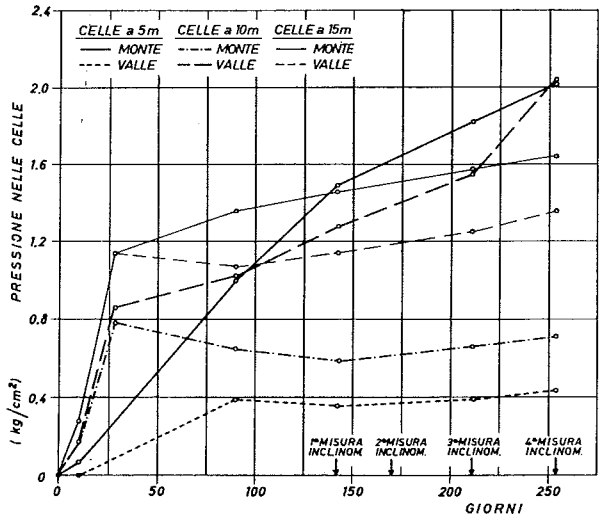


Fig. 6. — Risultati delle misure effettuate con le celle di pressione — Diagrammi pressioni-tempo

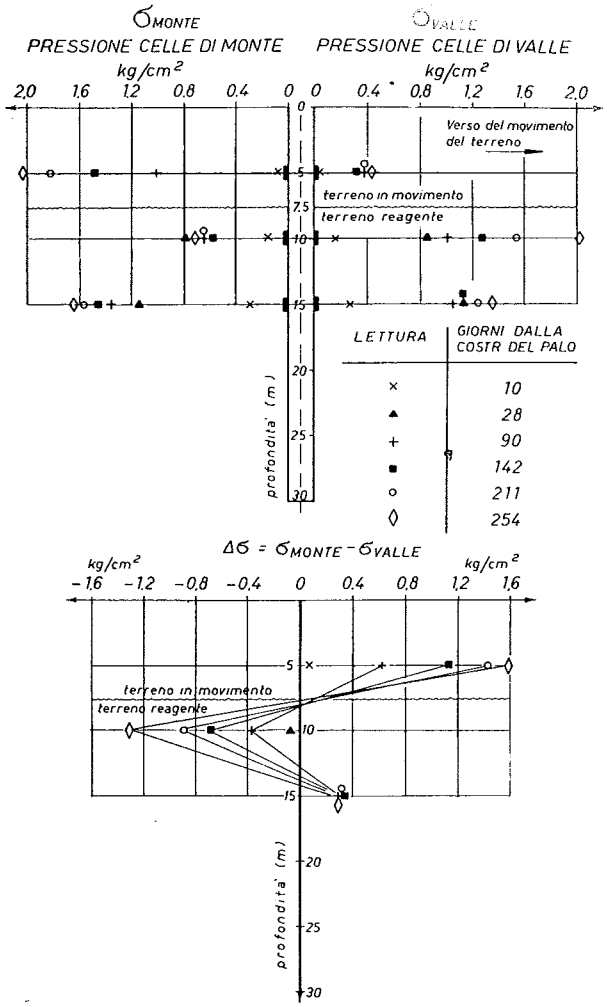


Fig. 7. — Risultati delle misure effettuate con le celle di pressione, riportati in corrispondenza della posizione delle celle sul palo strumentato.

4. Sollecitazioni nel palo

4.1. *Metodi di calcolo*

Il palo trivellato nel corpo della colata e spinto in profondità nel terreno fermo si comporta come una trave soggetta ad un sistema di carichi ripartiti dovuti alle azioni ed alle reazioni del terreno. Fino a che queste hanno valori per i quali non vengono superati i limiti del campo di elasticità dei materiali costituenti il palo, la deformata dell'asse geometrico del palo rappresenta la linea elastica y (z) della trave a cui il palo è stato assimilato. Come è noto, dall'equazione di detta linea si ottengono per successive derivazioni i diagrammi delle inclinazioni i (z) e, a meno della rigidezza flessionale, quelli del momento M (z), del taglio T (z) e del carico ripartito p (z).

Nel caso in esame, l'inclinometro ha fornito una serie di valori puntuali dell'inclinazione dell'asse del palo, affetti da errori sperimentali do-

vuti principalmente al sistema inclinometro-tubo. Una funzione continua interpolata tra detti punti e depurata delle irregolarità locali esprime l'inclinazione in funzione della profondità e, dati i piccoli valori degli angoli che la tangente geometrica alla deformata del palo forma con l'asse verticale, rappresenta la i (z), derivata prima della equazione della linea elastica. Da essa per successive derivazioni si possono ottenere, a meno di E I, i diagrammi M (z), T (z) e p (z) e, per integrazione, l'equazione della linea elastica, una volta definite le condizioni di vincolo.

Sulla base di tali considerazioni, tra i dati sperimentali forniti dalle misure inclinometriche è stata interpolata per via analitica, con il metodo dei minimi quadrati, una curva polinomiale di 9° grado (fig. 8).

Il grado del polinomio è stato stabilito dopo alcuni tentativi effettuati con polinomi di grado inferiore (6° ÷ 8°). La scelta è stata determinata dalla considerazione delle condizioni al contorno per il palo circondato dal terreno in movimento ed incastrato nel terreno fermo. Tali condizioni

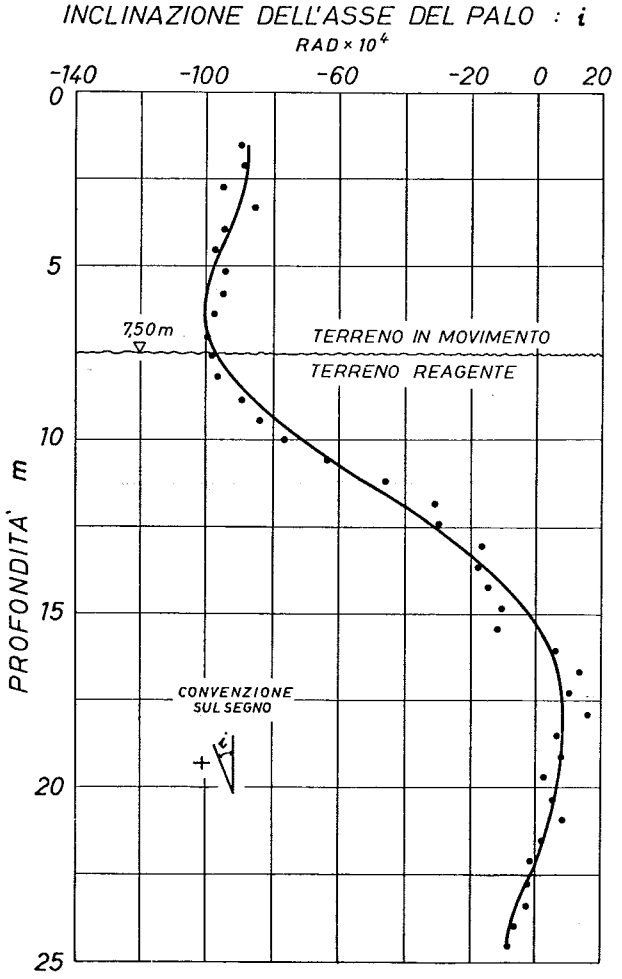


Fig. 8. — Risultati della 1ª misura di inclinazione del palo e relativo polinomio interpolatore di 9°.

sono differenti da quelle che si hanno per i pali sollecitati da forze orizzontali applicate all'estremo superiore per i quali l'andamento delle reazioni del terreno, rappresentato dal diagramma p (z), può essere approssimato da una funzione polinomiale di grado terzo [JAMIOLKOWSKI e MARCHETTI, 1973]. Nel caso considerato, invece, il palo è sollecitato dalla spinta del terreno in movimento e dalle reazioni del terreno fermo. Ne risulta perciò un andamento del diagramma p (z) con numerosi punti di intersezione con l'asse delle z che può essere rappresentato da un polinomio di grado pari almeno al 5°.

Per tenere conto del fatto che il palo provato era libero in testa, al polinomio interpolatore è stata imposta la condizione $\frac{d\,i}{d\,z} = M/E\,I = 0$ per $z = 0$. Non si è invece potuta imporre la condizione $\frac{d^2\,i}{d\,z^2} = \frac{T}{E\,I} = 0$ per $z = 0$. Con questo condizionamento infatti si ottenevano diagrammi dei momenti, dei tagli e dei carichi che non soddisfacevano alle condizioni al contorno.

La funzione i (z), ottenuta per interpolazione tra i dati sperimentali, è stata derivata per via analitica ricavando una funzione M (z) accettabile fino ai valori della profondità per i quali erano significative le misure inclinometriche.

Per derivazione analitica della funzione M (z) si è ottenuta la funzione T (z) che, nel tratto superficiale corrispondente a bassi valori di z, è stata raccordata, imponendo graficamente la condizione di taglio nullo in testa.

La funzione p (z), infine, è stata ottenuta per derivazione dalla T (z); anche in questo caso si è imposta graficamente la condizione $p = 0$ per $z = 0$.

In conseguenza delle successive derivazioni i valori dei momenti, dei tagli e dei carichi ripartiti sono via via meno precisi dei valori dai quali sono stati ottenuti. Le approssimazioni sono tuttavia largamente sufficienti per studiare il problema dell'interazione terreno-palo.

4.2. *Diagramma dei momenti*

In fig. 9 a sono riportati i diagrammi dei momenti ricavati dalle 4 misure dell'inclinazione.

Il diagramma relativo alla prima misura ha un massimo positivo di circa 60 t × m alla profondità di 11 m. Nelle misure successive i valori del momento massimo ottenuti per via analitica crescono nel tempo fino a 87 t × m.

È da osservare però che il momento massimo

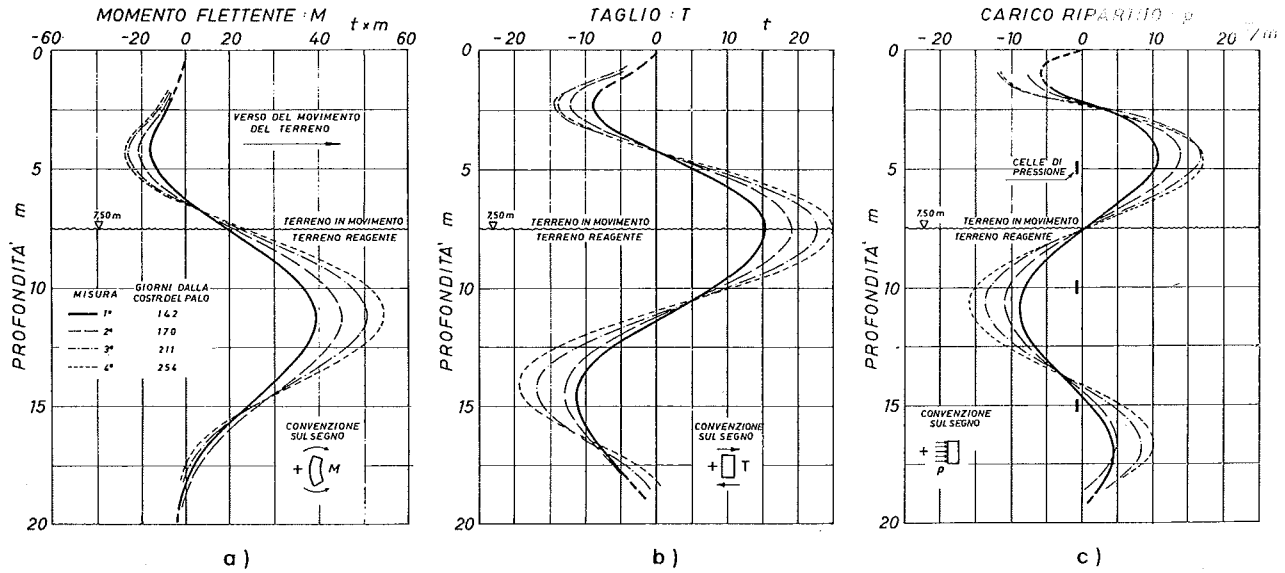


Fig. 9. — Diagrammi delle sollecitazioni nel palo ricavati dalle 4 misure dell'inclinazione del suo asse.

del palo in campo elastico è di circa 60 t × m, e che il momento resistente limite è di circa 75 t × m (tali valori sono stati calcolati tenendo conto delle caratteristiche di deformabilità e di resistenza dei materiali impiegati per la confezione del palo).

Può perciò dirsi che nell'intervallo di tempo trascorso tra la 1ª lettura e quelle successive le spinte del terreno sul palo hanno raggiunto valori tanto elevati da dare inizio alla formazione di una cerniera plastica nella sezione di momento massimo. Negli intorni di questa sezione il calcolo delle sollecitazioni a partire dall'equazione della linea elastica cade in difetto ed i valori dei momenti sono indeterminati, a meno di non tenere conto della variazione di rigidezza flessionale del palo in seguito alla parzializzazione della sezione.

Nell'interpretare i dati delle misure successive alla prima si è perciò considerato solo il tratto di palo compreso tra la testa e le sezioni in via di plasticizzazione. D'altra parte, ciò è giustificato anche dal fatto che i diagrammi i (z) relativi alle misure successive alla prima indicano solo piccole e non significative variazioni dell'inclinazione dell'asse del palo nel tratto a profondità maggiori di quella corrispondente alla sezione di momento massimo (fig. 5).

Per il tratto di palo al disopra della sezione di momento massimo, le variazioni di inclinazione tra le varie letture sono invece rilevanti, e perciò i diagrammi dei momenti mantengono il loro significato fisico.

Come risulta dal diagramma di fig. 9 a, il valore del momento nella sezione coincidente con la superficie di scorrimento della colata è di circa 18 t × m per la prima lettura ed aumenta col tempo fino a 28 t × m. Nel tratto di palo attraverso la colata, il diagramma dei momenti presenta un massimo negativo alla profondità di 4,5 metri che aumenta gradualmente da — 15 t × m (1ª misura) a — 28 t × m (4ª misura).

4.3. *Diagrammi del taglio*

I diagrammi del taglio hanno un massimo positivo (15 t alla 1ª misura e 25 t alla 4ª misura) alla profondità di 7,50 m (fig. 9 b) in corrispondenza della superficie di scorrimento della colata.

Questo massimo equivale al valore della risultante delle spinte esercitate dal terreno nel tratto di palo attraverso la colata che, tenuto conto dei corrispondenti valori dei momenti, è applicata ad una altezza $\frac{M}{T} \cong 1{,}0$ m rispetto alla superficie di scorrimento della colata.

I diagrammi del taglio presentano un massimo negativo nel tratto attraverso la colata con valori crescenti da circa — 7,5 t a circa — 15 t.

4.4. *Diagrammi del carico ripartito lungo il palo*

Al passaggio tra terreno in movimento e terreno fermo il carico ripartito è nullo. Sono stati perciò distinti due tratti di palo: il primo nel terreno in movimento ed il secondo nel terreno fermo (fig. 9 c).

Nel 1° tratto i diagrammi p (z) presentano un massimo positivo alla profondità di 4,5 m che è aumentato gradualmente nel tempo da 11 t/m a 18 t/m.

Nel tratto di palo nel terreno fermo il diagramma p (z) relativo alla 1ª misura presenta due massimi uno negativo (— 7,5 t/m) ed uno positivo (4 t/m).

4.5. *Confronto tra i valori delle pressioni del terreno calcolati mediante le misure clinometriche ed i valori delle pressioni misurate con le celle*

Come si osserva nella fig. 7, le differenze di pressione tra le celle di monte e di valle hanno lo stesso segno dei valori del carico ripartito, ricavati dal diagramma p (z) alle stesse profondità (fig. 9 c).

Per un confronto quantitativo, sia pure di prima approssimazione, i carichi ripartiti p (z) sono stati divisi per il diametro del palo (D), ottenendo un valore medio dell'intensità delle azioni e delle reazioni del terreno sul palo, assimilato ad una trave prismatica di larghezza D. Tali valori, medi, alle profondità di 5, 10 e 15 m, sono risultati pressoché eguali alle differenze di pressione tra le celle di monte e di valle poste alle stesse profondità.

Tale concordanza, pur tenuto conto delle schematizzazioni insite nel calcolo delle pressioni a partire dalle misure inclinometriche e di quelle insite, nell'avere considerato che la differenza di pressione tra le celle di monte e di valle rappresenti la risultante delle azioni e delle reazioni del terreno sulla superficie del palo, conferma la validità dei metodi diretti ed indiretti impiegati per valutare le interazioni terreno-palo.

Nel grafico di fig. 10 sono riportati in funzione del tempo i valori delle differenze di pressione misurate con le celle a profondità di 5 m, i valori delle pressioni calcolate p (z)/D e gli spostamenti dell'asse del palo relativi alla stessa profondità.

Come si vede, nell'intervallo di tempo intercorso tra la 1ª e la 4ª misura inclinometrica, la differenza di pressione misurata e la pressione calcolata aumentano con leggi analoghe.

L'inversione di andamento dei diagrammi pressioni-tempo che si ha nell'intervallo tra prima e seconda misura inclinometrica indica che, in questo intervallo, il palo ha modificato il suo comportamento di struttura resistente. Dopo una fase iniziale di assestamento (corrispondente ai primi 50 giorni di osservazione), il palo ha reagito alle spinte del terreno, mobilitando gradualmente la sua resistenza flessionale; nel diagramma di fig. 10 le pressioni nelle celle aumentano più che linearmente in funzione del tempo. Nel periodo successivo si ha un'inversione di andamento del diagramma con pressioni crescenti men che linearmente con il tempo. Ciò è in accordo con le considerazioni relative alla formazione di una cerniera plastica nel palo, dedotte dai valori del momento massimo nel palo ricavati dalla linea elastica.

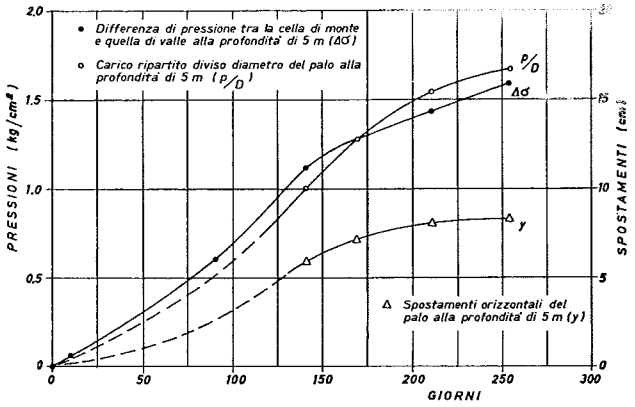


Fig. 10. — Andamento in funzione del tempo della differenza di pressione delle celle poste alla profondità di 5 m, del corrispondente valore della pressione p/D ricavata dalle misure di inclinazioni dell'asse del palo (p = carico ripartito, D = diametro del palo) e dello spostamento orizzontale del palo alla profondità di 5 m.

4.6. *Confronto tra pressioni misurate e resistenza del terreno*

Le pressioni al contatto, ricavate dalle misure effettuate con le celle e con l'inclinometro, rappresentano le azioni e le reazioni del terreno sul palo.

I valori di tali pressioni sono stati confrontati con la massima resistenza che il terreno può opporre allo spostamento di un palo sollecitato da forze orizzontali.

Tenuto conto della lentezza con cui si è attuata la deformazione del palo la mobilitazione della resistenza del terreno è avvenuta senza che nel terreno stesso insorgessero apprezzabili eccessi di pressione neutra. Questa è rimasta cioè funzione delle sole condizioni idrauliche e la resistenza del terreno deve essere calcolata in termini di pressioni efficaci. Per tale calcolo si è adottata la relazione di B. HANSEN (1961), assumendo i valori di c' e φ' ricavati dalle prove triassiali C D eseguite su campioni prelevati a diverse profondità nel corpo della colata.

Date la eterogeneità e le caratteristiche strutturali del terreno (presenza di superfici laminate comunque orientate, di zone di argilla ammorbidita, etc...) si è assunto però il valore minimo fornito dalle prove di laboratorio (1,5 t/m²). Per tenere conto anche del possibile totale ammorbidimento dell'argilla si è esaminato il caso $c' = 0$.

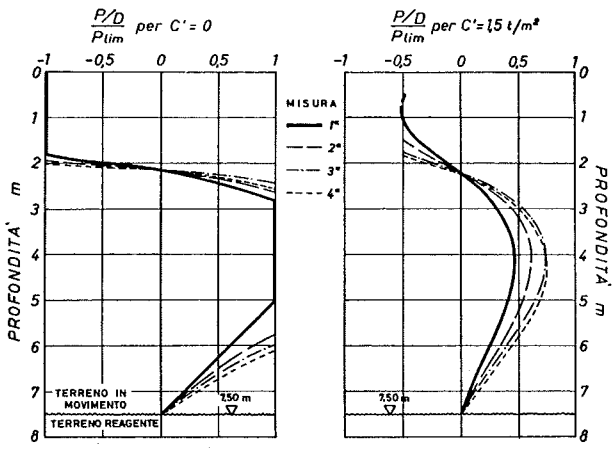


Fig. 11. — Andamento attraverso la colata del rapporto tra le pressioni p/D calcolate in base alla deformata del palo e le resistenze del terreno calcolate con la relazione di B. HANSEN (1961) per due valori della coesione c'.

In fig. 11 sono riportati, in funzione della profondità, i rapporti $\frac{p}{D}/p_{lim}$ calcolati per il caso $c' = 0$ e $c' = 1{,}5$ t/m². I valori delle pressioni al contatto, ricavati dalle misure, risultano ovunque minori della resistenza calcolata per $c' = 1{,}5$ t/m² e solo per brevi tratti poco maggiori della resistenza calcolata per $c' = 0$.

Sulla base di tali risultati è lecito ammettere che la resistenza ultima del terreno è stata mobilitata solo per brevi tratti, soprattutto in corrispondenza del tratto di palo più prossimo alla superficie del suolo ove è più probabile che per effetto dei processi di degradazione superficiale e dei movimenti del terreno si abbia $c' = 0$.

5. Conclusioni

Le misure effettuate nel palo trivellato nella colata consentono di trarre delle conclusioni sulle azioni mutue tra palo e terreno. Gli strumenti hano infati consentito di seguire l'andamento nel tempo delle deformazioni del palo e la graduale mobilitazione delle azioni e delle reazioni del terreno.

Come si è detto ai paragrafi precedenti, la spinta esercitata dal terreno in movimento è gradualmente aumentata nel tempo fino a raggiungere valori sufficientemente elevati da provocare la formazione di una cerniera plastica nel palo.

Tali valori sono risultati tuttavia sensibilmente minori di quelli che si sarebbero potuti calcolare per un palo indeformabile, dati i parametri di resistenza del terreno. La differenza è dovuta all'influenza delle condizioni al contorno (palo libero in testa) ed alla limitata rigidità flessionale del palo che è stato realizzato.

Tra le tre ipotesi di comportamento ricordate al paragrafo 2, si è cioè verificata quella della rottura del palo e perciò nel terreno ad esso adiacente non si sono formate le superfici di scorrimento corrispondenti alla mobilitazione della massima spinta del terreno.

I diagrammi delle sollecitazioni ricavati dalla prima lettura inclinometrica per il tratto di palo a profondità maggiore della superficie di scorrimento della colata coincidono con quelli ottenuti, per via teorica e controllati per via sperimentale, per i pali sollecitati in testa da una forza orizzontale e da un momento.

A profondità maggiori di circa 8 diametri dalla superficie di scorrimento il palo è praticamente incastrato nel terreno come indicano i bassissimi valori degli spostamenti del suo asse ed il basso valore positivo della differenza di pressione tra le celle di monte e di valle poste alla profondità di 15 m.

Nel tratto di palo attraverso la colata, i diagrammi delle sollecitazioni presentano dei massimi negativi che, pur tenuto conto delle approssimazioni del calcolo, sono significativi ai fini dell'interpretazione del comportamento del complesso palo-terreno. Essi indicano infatti che nel tratto più prossimo alla superficie del suolo il terreno ha esercitato sul palo una reazione di verso contrario a quello della spinta della frana. Può cioè dirsi che in questo tratto lo spostamento relativo del palo rispetto al terreno è stato sufficientemente elevato per mobilitare la reazione del terreno. Questa, almeno per i primi due metri circa, eguaglia la resistenza del terreno calcolata con la relazione di B. HANSEN nell'ipotesi, più che ragionevole per il terreno superficiale, di coesione nulla.

Lo studio ha infine confermato che i valori della spinta di un terreno in movimento su una struttura di fondazione dipendono in misura determinante dalla deformabilità della struttura stessa e sono perciò minori di quelli massimi possibili, ma tuttavia sufficientemente elevati da causare la rottura della stuttura. La valutazione del valore della spinta, fatta considerando la struttura indeformabile e perfettamente incastrata alla base, dovrebbe perciò fornire il valore limite superiore delle azioni che un terreno in movimento può esercitare sulla struttura.

Ringraziamenti

Studio eseguito con il contributo del CNR. La possibilità di eseguire questo studio è stata of-

ferta dal Servizio Viabilità della Cassa per il Mezzogiorno che, nell'ambito delle indagini per la progettazione di una strada, ha fornito i mezzi per la realizzazione del palo di prova. Gli AA. ringraziano la Soc. Geosonda, ed in particolare il Geom. Del Bon, per la fattiva collaborazione nell'esecuzione del palo e nell'installazione degli strumenti. Gli AA. ringraziano anche l'Ing. P. Giorgi che ha collaborato nell'elaborazione dei dati sperimentali.

BIBLIOGRAFIA

ANDREWS G. H., KLASELL J. A. (1964) - *Cylinder pile retaining wall.* Highway Research Record, n. 56, p. 83-97, Wash. (D.C.).

BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J. (1972) - *Etude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement.* Ann. Inst. Tech. Bat. et Trav. Pub., 25, 9, pp. 129-170.

BLUM H. (1932) - *Wirtschaftliche Dalbenformen und deren Berechnung.* Bautechnik, 9, 5, p. 50.

BRINCH HANSEN J. (1961) - *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces.* Danish Geotech. Ist. Bull., 12, pp. 5-9.

BROMS B. B. (1964, a) - *Lateral resistance of piles in cohesive soils.* Journ. SMFD, Proc. ASCE, 90, SM 2, pp. 27-63.

BROMS B. B. (1964, b) - *Lateral resistance of piles in cohesionless soils.* Journ. SMFD, Proc. ASCE, 90, SM 3. pp. 123-156.

BROMS B. B. (1965) - *Design of laterally loaded piles.* Journ. SMFD, Proc. ASCE, 91, SM 3, pp. 79-99.

BROMS B. B. (1972) - *Stability of flexible structures (Piles and pile groups).* General Report. Proc. 5th Eur. CSMFE, Madrid, 2, pp. 239-269.

DE BEER E. E., WALLAYS M. (1972) - *Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles.* Proc. 5th Eur. CSMFE, Madrid, 1, pp. 325-332.

GOULD J. P. (1970) - *Lateral pressures on rigid permanent structures.* Spec. conf. on lat. stresses in the ground and des. of earth retain. struct., Cornell Univ., Ithaca, pp. 219-269.

HAEFELI R. (1939) - *Schneemechanik mit hinweisen auf die Erdbaumechanik.* Geologie der Schweiz, Geotechnische Serie, 3, pp. 65-241.

HEYMAN L. (1965) - *Measurement of the influence of lateral earth pressure on pile foundations.* Proc. 6th ICSMFE, Montreal, 2, pp. 257-260.

HEYMAN L., BOERSMA L. (1961) - *Bending moments in piles due to lateral earth pressure.* Proc. 5th ICSMFE, Paris, 2, pp. 425-429.

JAMIOLKOWSKI M., MARCHETTI S. (1973) - *Determinazione del modulo di reazione orizzontale del terreno attraverso misure inclinometriche effettuate durante prove di carico orizzontale su pali.* Atti 11° Convegno di Geotecnica, Milano, T 1-5.

KERISEL J., ADAM M. (1967) - *Calcul des forces horizontales applicables aux fondations profondes dans les argiles et limons.* Ann. Inst. Tech. Bat. e Trav. Pub., 20, 11, pp. 1655-1693.

LEUSSINK H., WENZ K. P. (1969) - *Storage yard foundations on soft cohesive soils.* Proc. 7th ICSMFE, Mexico, 2, pp. 149-155.

MARCHE R., LACROIX Y. (1972) - *Stabilité des culées de ponts établies sur des pieux traversant une conche molle.* Can. Geot. Journ. 9, 1, pp. 1-18.

MARCHETTI S. (1972) - *Metodi di osservazioni del comportamento dei pali.* Riv. Ital. di Geotecnica, 7, 2-3, pp. 87-104.

POULOS H. G. (1973) - *Analysis of piles in soil undergoing lateral movement.* Journ. SMFD, Proc. ASCE, 99, SM 5, pp. 391-406.

SKEMPTON A. W., HUTCHINSON J. N. (1969) - *Stability of natural slopes.* Proc. 7th ICSMFE, Mexico, 4, pp. 291-340.

TSCHEBOTARIOFF G. B. (1973) - *Foundations, retaining and earthstructures.* 2nd ed., New York, pp. 642.

SUMMARY

Soil-structure Interactions in the Case of a Foundation Pile Loaded by an Earthflow

A test pile was drilled into a clay-shale earthflow from 5.00 to 7.5 m thick.

The geometry and kinematics of the earthflow and the engineering properties of the shales were determined by means of in situ investigations and laboratory tests.

The test pile, in reinforced concrete with a steel casing, was 790 mm in diameter and 30 m long, and was equipped with an inclinometer for measuring the slope of its axis. Three pairs of pressure cells were installed on the pile surface to measure the soil reactions at different depths.

The slope and the deflexion curves of the pile axis show that the pile must be considered as an elastic beam fixed in the soil beneath the slide surface of the flow, and whose upper part is subjected to the pressure of the moving soil.

The pile slope curve, because of the small slope angles, has been considered as the equivalent of the slope curve of an elastic beam. The bending moment, shear strength and distributed load curves have been obtained by subsequent derivatives of a polynomial curve which had been interpolated in the experimental values by using the least-square method.

Measurements carried out during an 8 month period have shown that the stresses on the pile have increased gradually up to the formation of a plastic hinge in the maximum bending moment section located in the pile portion which is below the slide surface of the flow.

The soil pressure distribution on the pile, calculated from the distributed load curve, agrees well with the soil pressure measured with the cells on the pile surface.

The pressure acting on the pile has values lower than the maximum value exerted by the soil on a rigid pile, calculated on the basis of the measured soil strength parameters.

This difference has been attributed to the influence of the pile stiffness and of the boundary conditions on the pressure which could have been mobilized.