

Su alcuni aspetti del dimensionamento dei pali soggetti a carichi orizzontali

M. JAMIOLKOWSKI *

SOMMARIO: Viene preso in esame il problema del dimensionamento di un palo verticale parzialmente immerso nel terreno e soggetto in testa ad una forza orizzontale ovvero ad un momento flettente. Il comportamento del terreno viene schematizzato con un modello alla WINKLER, con costante di sottofondo E_s , variabile con la profondità con legge esponenziale o polinomiale; l'attendibilità di tale schematizzazione ed i valori più opportuni dei parametri per i vari terreni sono analizzati e discussi.

Le espressioni risolutive del problema vengono presentate sotto forma adimensionale in una serie di abachi; un esempio numerico illustra l'applicazione del procedimento e l'uso degli abachi.

1. Introduzione.

Nel presente lavoro si espone un metodo di calcolo delle sollecitazioni indotte nei pali di fondazione quando sono soggetti a carichi orizzontali, in presenza di uno strato di terreno di spessore finito (l_0) avente costante di sottofondo (E_s) nulla. Tale caso corrisponde anche a quello delle fondazioni dei ponti quando si verifichi uno scalzamento che interessi il terreno per una profondità pari a l_0 , o più generalmente a qualsiasi fondazione su pali o diaframmi continui aventi un tratto non immerso nel terreno.

Con riferimento alla teoria adimensionale di MATLOCK e REESE [1960], il problema viene affrontato adottando l'ipotesi del « suolo elastico » ed introducendo il concetto di « costante di sottofondo » che risulta dall'espressione ⁽¹⁾:

$$E_s = p/y \quad (1)$$

Dove: y = deformazione laterale del palo

p = reazione del terreno riferita alla unità di lunghezza del palo.

Inoltre lo schema di una palificata generica soggetta a carichi orizzontali o momenti flettenti, con

* Dott. Ing. Michele JAMIOLKOWSKI, Torino. La presente ricerca è stata condotta nell'ambito dell'Istituto di Costruzioni di Strade, Ferrovie ed Aeroporti del Politecnico di Torino.

⁽¹⁾ Si noti che il carico P è riferito all'unità di lunghezza del palo e quindi la costante E_s assume le dimensioni $[FL^{-2}]$ anziché le dimensioni $[FL^{-3}]$ che usualmente sono attribuite alla costante di sottofondo c nella teoria di WINKLER. Le due costanti sono legate fra loro dalla relazione:

$$E_s = cD$$

ove con D si indica il diametro del palo.

un vincolo qualsiasi alla testa dei pali, viene ridotto a quello di un singolo palo soggetto ad una forza orizzontale H_t e ad un momento M_t agenti alla quota in cui si inizia a sviluppare la resistenza del terreno.

Risulta in queste condizioni che la soluzione del problema richiede:

1) La conoscenza della curva reazioni/deformazioni del terreno in relazione alle caratteristiche elastiche e geometriche del palo.

2) Una veste matematica che permetta di impostare le equazioni differenziali fondamentali delle travi inflesse per quelle funzioni $E_s = f(z)$ che possono caratterizzare i principali tipi di terreno riscontrabili nella pratica corrente.

2. Considerazioni sulla variabilità del modulo di reazione del terreno.

La pendenza della secante che unisce l'origine ed un punto generico della curva sforzi/deformazioni, rappresenta il modulo di reazione di un terreno generico.

Analizzando tale definizione e confrontandola con le curve sforzi/deformazioni di alcuni terreni tipo (fig. 1), appare ovvia la non linearità tra la reazione del terreno (p) e la deformazione del palo (y). In realtà, il modulo di reazione del terreno dipende dalle seguenti variabili:

- profondità (z)
- deformazione del palo (y)
- intensità dei carichi
- caratteristiche del carico (dinamico o statico)
- frequenza di applicazione e tempo di permanenza dei carichi.

Con queste variabili in gioco, la soluzione delle equazioni differenziali generali, riportate in seguito, incontra delle difficoltà in quanto, a causa della complessità e dell'interazione dei parametri anzidetti, non è possibile dare a $E_s = f(z)$ una forma matematica semplice.

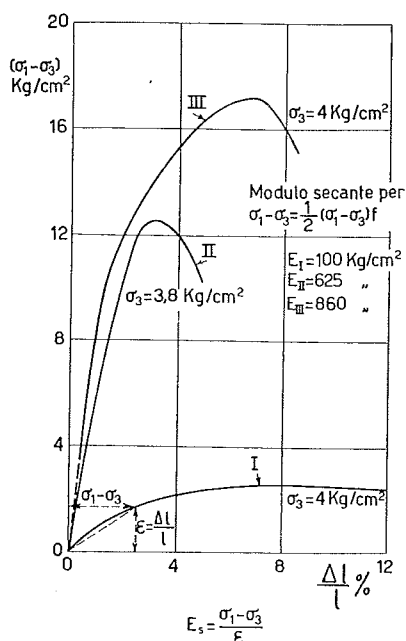


Fig. 1. - Curve sforzi/deformazioni ottenute dalle prove di compressione triassiale. I) Argilla normalmente consolidata; II) Argilla preconsolidata; III) Sabbia. I valori di E_s sono stati calcolati nell'intervallo $0 \leq \sigma_1 - \sigma_3 \leq 0,5 \sigma_1$.

Dovendo pertanto imporre le condizioni semplificate, si considera E_s variabile e crescente con la profondità secondo una delle espressioni seguenti:

$$E_s = K \cdot z^n \quad (\text{forma esponenziale}) \quad (2)$$

$$E_s = K_0 + K_1 \cdot z + \dots + K_n \cdot z^n \quad (\text{forma polinomiale}) \quad (3)$$

La tendenza all'aumento di E_s coll'aumentare della profondità è dovuta alle due seguenti ragioni principali:

- la resistenza del terreno in genere, sia essa al taglio, alla deformazione ecc. (e di conseguenza anche il valore del modulo) aumenta nella maggioranza dei casi con il crescere della profondità a causa dell'aumento della pressione di contenimento ed a causa dei fenomeni di consolidamento, fattori che dipendono entrambi dalla pressione dei terreni sovrastanti;
- le deformazioni del palo (y) diminuiscono coll'aumentare della profondità del terreno, men-

tre E_s tende ad aumentare col diminuire delle stesse deformazioni.

Tale tendenza sembra trovare conferma nelle prove in situ eseguite sui pali forniti di estensimetri e di celle per il rilievo delle deformazioni.

In pratica, allo stato attuale delle conoscenze, risulta consigliabile adottare i seguenti schemi di variazione per E_s in funzione della profondità z :

a) per terreni sabbioso-ghiaiosi e comunque privi di coesione.

$$E_s = K \cdot z^n \quad (4)$$

dove: $0,5 \leq n \leq 2,0$

b) per terreni limoso-argillosi normalmente consolidati.

$$E_s = K \cdot z^n \quad (5)$$

dove: $0,5 \leq n \leq 2,0$

c) per terreni limoso-argillosi preconsolidati.

$$E_s = K_0 + K \cdot z \quad (6)$$

o

$$E_s = K \cdot z^n$$

dove: $n \leq 1,0$

La determinazione del valore del coefficiente di proporzionalità K si realizza mediante prove di carico orizzontale su un palo prototipo oppure, in mancanza di tali prove, in modo più approssimativo mediante prove di compressione triassiale eseguite su campioni indisturbati seguendo opportune modalità sperimentali. (Vedi fig. 1) [Mc CLELLAND e FOCHT, 1958].

Volendo tenere conto della variazione di E_s con il variare della y [tale variazione non è considerata nelle espressioni (2 ÷ 6)] si può procedere per successive approssimazioni nel modo seguente:

- si assume una certa variazione di $E_s = E_s(z)$ e si calcola in base ad essa la linea elastica del palo;
- con le deformazioni y ottenute si entra nella curva sforzi/deformazioni del terreno (che si suppone nota) e si leggono i corrispondenti valori di E_s . I valori di E_s così ottenuti formano una nuova funzione $E_s = E'_s(z)$ diversa da quella assunta all'inizio del calcolo;
- in base alla nuova funzione $E'_s(z)$ si calcola con le stesse formule la linea elastica y_1 .

Tale procedimento viene ripetuto finché non si ottiene una coincidenza soddisfacente tra l'ultima linea elastica calcolata e quella immediatamente precedente.

Recenti esperienze di KUBO [1965] hanno permesso di stabilire per alcuni terreni la relazione:

$$E_s = K \cdot z \cdot y^{0.5} \quad (7)$$

3. Soluzione matematica del problema.

La base teorica generale che permette la soluzione del problema dei pali caricati trasversalmente è la stessa delle travi inflesse soggette a carichi non uniformi. Le seguenti equazioni differenziali esprimono la deformazione (y), il momento (M), la reazione (p), la rotazione (φ) ed il taglio (V), in un punto generico del palo in funzione del modulo di reazione del terreno E_s :

$$\varphi = \frac{dy}{dz} \quad (8a)$$

$$M = \frac{d^2 y}{dz^2} EI \quad (8b)$$

$$V = \frac{d^3 y}{dz^3} EI \quad (8c)$$

$$p = \frac{d^4 y}{dz^4} EI = -E_s \cdot y \quad (8d)$$

Nelle condizioni di variazione generica della funzione di $E_s = E_s(z)$ la risoluzione delle equazioni (8a ÷ 8d) è possibile solo in modo approssimativo adottando il metodo delle differenze finite suggerito da GLESER [1953] e da PALMER e THOMPSON [1948].

Tale metodo consiste nell'esprimere le varie derivate della funzione $y = f(z)$ di un punto generico in funzione delle coordinate dei punti adiacenti. Si perviene ad una serie di equazioni algebriche simultanee che permettono con sufficiente approssimazione di determinare la linea elastica e le sollecitazioni agenti sul palo.

Il calcolo eseguito nel modo sopraindicato risulta assai laborioso anche impiegando calcolatori elettronici, per il fatto che si deve in generale tenere conto della già menzionata non linearità della relazione E_s/y .

In pratica si possono raggiungere risultati soddisfacenti assumendo per le leggi di $E_s = E_s(z)$ una delle forme matematiche semplici riportate

nel paragrafo precedente. Ciò è possibile se si tiene conto:

- della poca sensibilità del regime di sforzi e di deformazione del palo al variare di E_s ;
- della difficoltà di determinare sperimentalmente i valori di E_s ;
- della disuniformità del terreno in generale con le incertezze di calcolo che da essa derivano.

Per la soluzione delle equazioni differenziali sotto forma adimensionale, MATLOCK e REESE [1960] considerano un palo di rigidezza finita EI , immerso nel terreno per la lunghezza L , e soggetto alla forza orizzontale H_t ed al momento flettente M_t agenti alla quota dove inizia il terreno reagente⁽²⁾.

In queste condizioni la linea elastica è funzione dei seguenti sette parametri:

$$y = y(z, T, L, E_s, EI, H_t, M_t) \quad (9)$$

essendo:

T = coefficiente di rigidezza relativa, che ha le dimensioni di una lunghezza, ed esprime la relazione tra la rigidezza del palo e quella del terreno.

Ammettendo che le deformazioni del palo siano piccole e che il palo si comporti elasticamente è possibile applicare il principio della sovrapposizione degli effetti, scrivendo:

$$y = y_H + y_M \quad (10)$$

da cui:

$$\frac{y_H}{H_t} = f(z, T, L, E_s, EI) \quad (11)$$

$$\frac{y_M}{M_t} = f'(z, T, L, E_s, EI) \quad (12)$$

essendo f ed f' due funzioni diverse delle stesse variabili.

In ambedue i casi compaiono variabili aventi le dimensioni di lunghezza e di pressione. Queste variabili possono essere raggruppate in quattro parametri adimensionali:

⁽²⁾ Qualsiasi altra condizione di carico può essere riportata a quella sopracitata.

$$A_y^{IV} = \frac{y_H EI}{H_t T^3} \quad \text{ovvero} \quad B_y^{IV} = \frac{y_M EI}{M_t T^2} = \text{coef-}$$

ficienti di deformazione (13)

$$Z = z/T = \text{coefficiente di profondità relativa} \quad (14)$$

$$Z_{\max} = L/T = \text{coefficiente di profondità massima} \quad (15)$$

$$\phi(z) = \frac{E_s T^4}{EI} = \text{funzione del modulo di}$$

reazione del terreno (16)

In base ai parametri sucitati ed adottando il principio di sovrapposizione degli effetti, si ottiene

$$y = y_H + y_M = \left(\frac{EI}{H_t T^3} \right) A_y^{IV} + \left(\frac{EI}{M_t T^2} \right) B_y^{IV} \quad (17)$$

In modo analogo si può scrivere

$$\varphi = \varphi_H + \varphi_M = \left(\frac{H_t T^2}{EI} \right) A_y^I + \left(\frac{M_t T}{EI} \right) B_y^I \quad (18)$$

$$M = M_H + M_M = H_t T A_y^{II} + M_t B_y^{II} \quad (19)$$

$$V = V_H + V_M = H_t A_y^{III} + (M_t/T) B_y^{III} \quad (20)$$

$$p = p_H + p_M = \frac{H_t}{T} A_p + \frac{M_t}{T^2} B_p \quad (21)$$

Le (17 ÷ 21) forniscono la soluzione generale del problema dei pali elastici in forma adimensionale.

Per l'applicazione pratica occorre determinare i coefficienti adimensionali A_y^{IV} ; B_y^{IV} ; A_y^I ; B_y^I ; A_y^{II} ; B_y^{II} ; A_y^{III} ; B_y^{III} ; in funzione di z , e pertanto si rende necessario il ricorso alle equazioni (8a ÷ 8b) previa trasformazione in modo da sostituire i parametri dimensionali con quelli adimensionali elencati nella pagina precedente.

Volendo determinare in primo luogo i parametri A_y^{IV} e B_y^{IV} la equazione (8d) diventa:

$$-y = f(M_t); \quad \frac{d^4 y_M}{dz^4} + \frac{E_s y_M}{EI} = 0 \quad (8d')$$

$$-y = f(H_t); \quad \frac{d^4 y_H}{dz^4} + \frac{E_s y_H}{EI} = 0 \quad (8d'')$$

Sostituendo i parametri dimensionali con quelli adimensionali (equazioni 13 ÷ 16) si ottiene:

$$\frac{d^4 B_y^{IV}}{dZ^4} + \phi(Z) B_y^{IV} = 0 \quad (22a)$$

$$\frac{d^4 A_y^{IV}}{dZ^4} + \phi(Z) A_y^{IV} = 0 \quad (22b)$$

Per risolvere le equazioni (22a) e (22b) occorre fissare $\phi(Z)$ e Z_{\max} , e porre le condizioni ai limiti. Equazione (22a):

$$\text{per } z = 0; \quad \frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{M_t}{EI}; \quad \frac{d^3 y}{dz^3} = 0$$

$$\text{per } z = z_{\max}; \quad \frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{d^3 y}{dz^3} = 0$$

Equazione (22b):

$$\text{per } z = 0; \quad \frac{d^2 y}{dz^2} = 0; \quad \frac{d^3 y}{dz^3} = \frac{H_t}{EI}$$

per $z = z_{\max}$; come per la (22a).

Una volta calcolati i coefficienti A_y^{IV} e B_y^{IV} , tramite le (8a ÷ 8c) si ottengono per integrazione altri coefficienti adimensionali riportati nelle formule (15 ÷ 19).

Nelle figg. 2 ÷ 13 sono riportati in funzione di Z i valori di questi coefficienti che, introdotti nelle formule (16 ÷ 20) permettono di risolvere il caso di un palo a condizione che:

$$Z_{\max} \geq 2^{(3)}$$

$$E_s = K \cdot z^n \quad \text{per } n = 0,5 \quad T = \sqrt[4+n]{\frac{EI}{K}} \quad (23a)$$

e $n = 2,0$

Inoltre vengono riportate le curve di $A^n = f(Z)$ e $B^n = f(Z)$ per una legge di variazione polinomiale e per $Z_{\max} \geq 2$, dove:

$$T \approx \sqrt[5]{\frac{EI}{K_1}} \quad \text{valido per: } 0,25 \leq R_0 \leq 1 \quad (23b)$$

$$\text{essendo: } R_0 = \frac{1}{T} \cdot \frac{K_0}{K_1}$$

(3) I pali aventi $Z_{\max} < 2$ si possono considerare come membri rigidi immersi nel suolo elastico.

(4) Per il caso di $n=1$ vedi MATLOCK e REESE [1960].

4. Applicazione della teoria adimensionale al caso di un palo parzialmente vincolato in testa. ⁽⁵⁾

Con riferimento al paragrafo 1 si considera una palificata immersa in un terreno la cui parte superficiale ha spessore l_0 , ed un modulo di reazione nullo (vedi fig. 7). In tali condizioni, per poter calcolare le sollecitazioni nel palo con l'uso dei parametri adimensionali, si rende necessaria la determinazione del valore di M_t e di H_t .

A tale proposito si possono distinguere due casi:

Caso 1°: la struttura superiore risulta infinitamente rigida, pertanto la testa del palo non subisce rotazioni. Il valore di M_t può essere ricavato eguagliando le due equazioni che esprimono la rotazione del palo alla quota del terreno reagente, rispettivamente in funzione della deformazione della parte immersa nel terreno (L) e quella sovrastante (l_0).

Caso 2°: la struttura superiore possiede una rigidità finita e pertanto trasmette ai pali una parte del momento flettente.

Il valore di M_t viene calcolato in modo analogo

al caso precedente, ma tenendo conto della rotazione della testa dei pali ($\varphi_0 \neq 0$).

Per il caso 1°, che risulta assai comune nella pratica corrente, si danno di seguito le espressioni dalle quali si può ricavare il valore di M_t : ⁽⁶⁾

$$\varphi_t = \varphi_H + \varphi_M = \frac{H_t T^3}{EI} A_y + \frac{M_t T^2}{EI} B_y \quad (24a)$$

$$\varphi_t^0 = \varphi_p^0 + \varphi_M^0 = \frac{M_t l_0}{EI} - \frac{0,5 H_t l_0^2}{EI} \quad (24b)$$

Essendo $\varphi_t^0 = \varphi_t$ si ottiene

$$M_t = \frac{A_y H_t T^2 + 0,5 H_t l_0^2}{l_0 - B_y T} \quad (25)$$

Una volta determinato M_t si calcolano le sollecitazioni nella parte del palo immersa nel terreno, adottando i parametri adimensionali esposti nelle figure 2 ÷ 13.

⁽⁵⁾ Nel caso dei pali incastrati nel plinto di fondazione quando $l_0 = 0$, MATLOCK e REESE [1960] danno coefficienti adimensionali per la soluzione di tale problema.

⁽⁶⁾ Essendo ovviamente $H_t =$ forza orizzontale applicata.

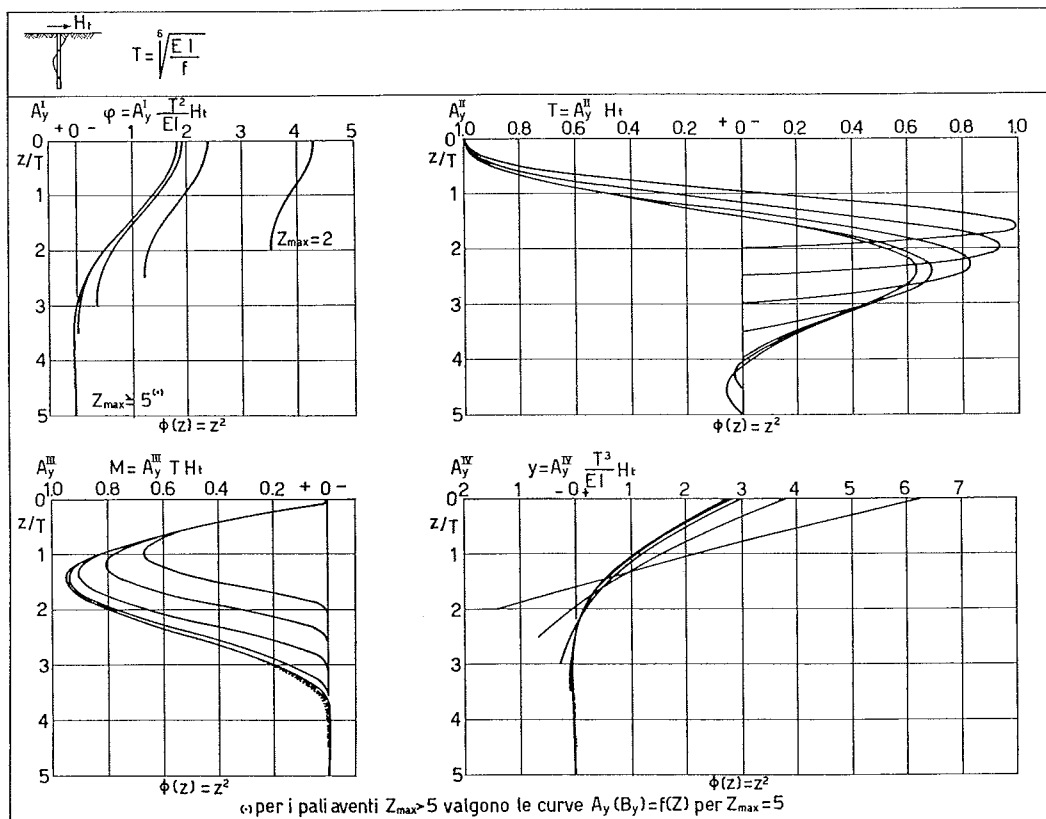


Fig. 2.

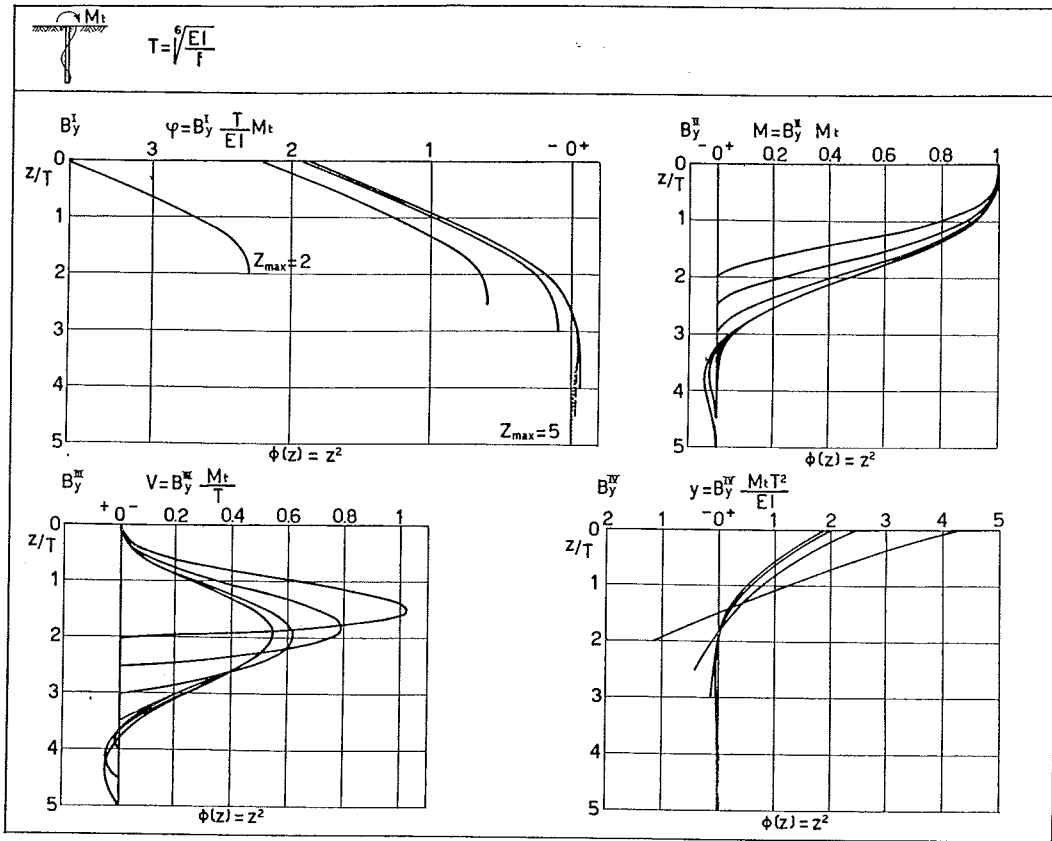


Fig. 3.

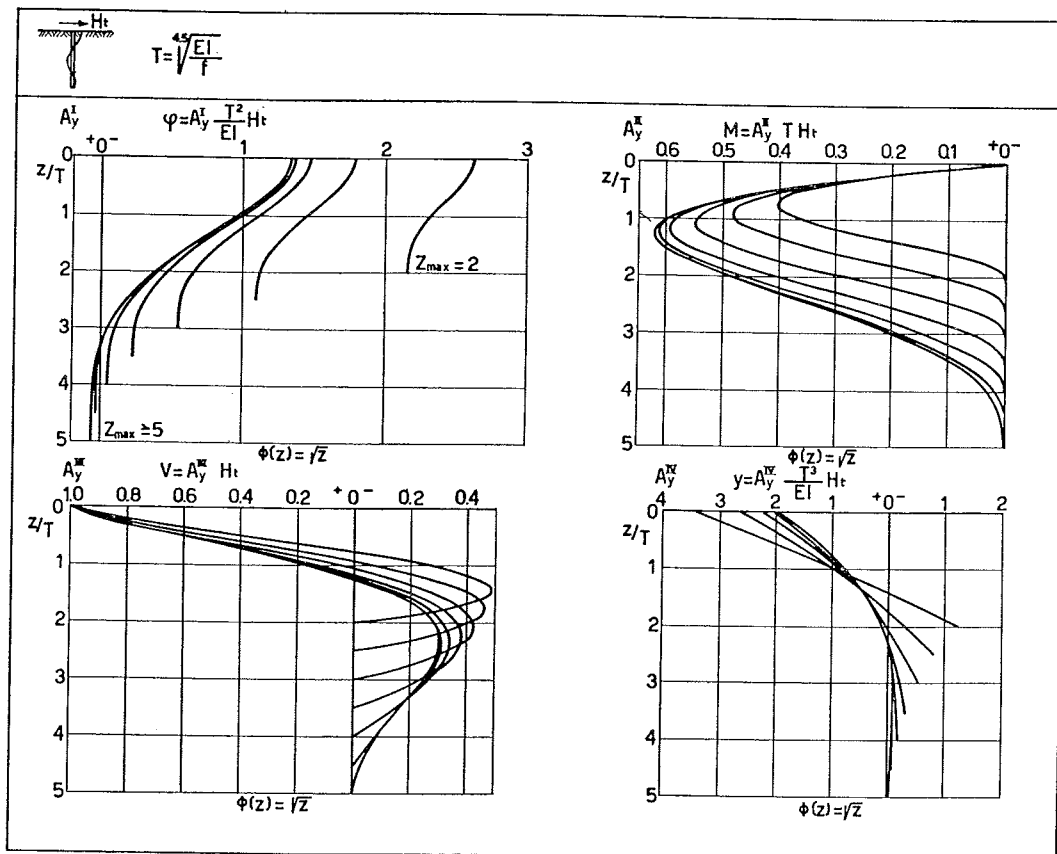


Fig. 4.

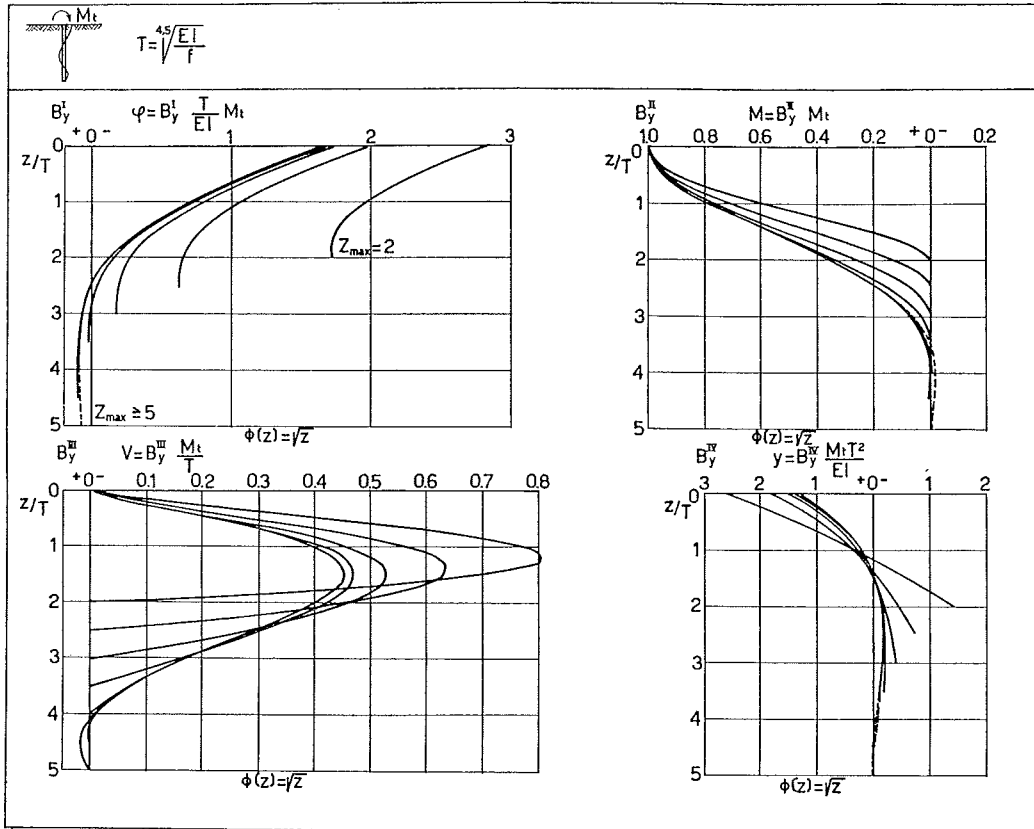


Fig. 5.

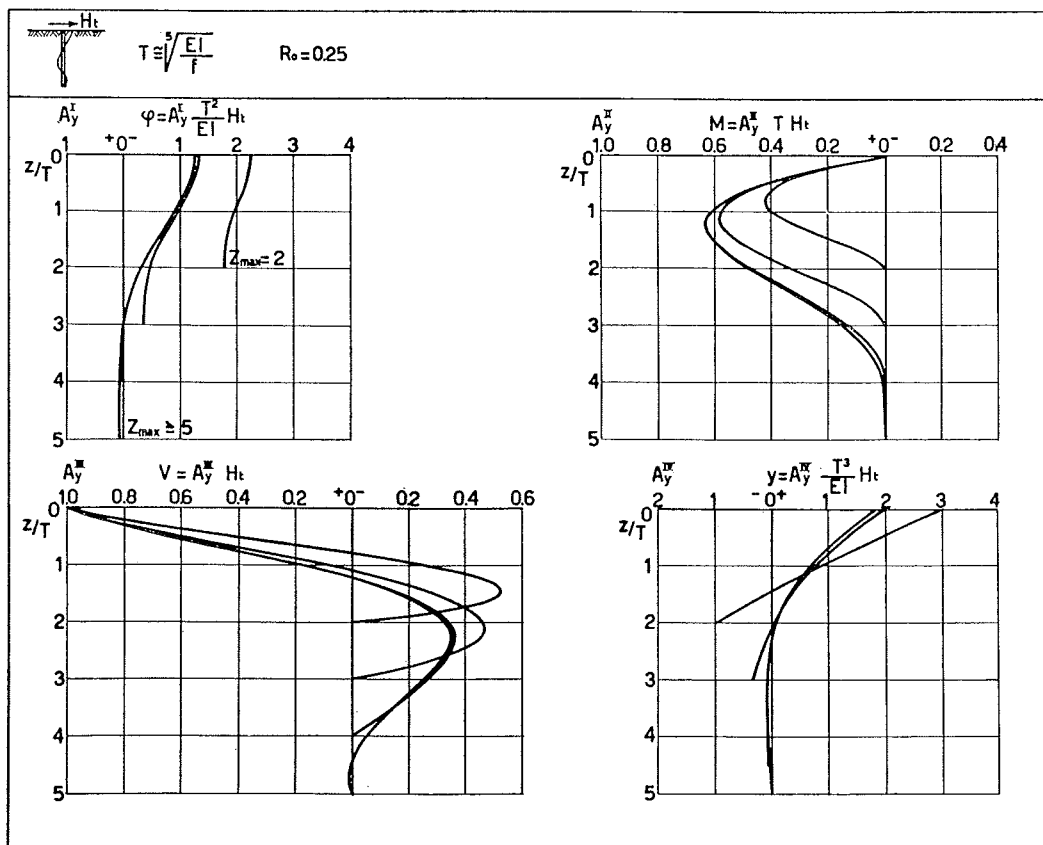


Fig. 6.

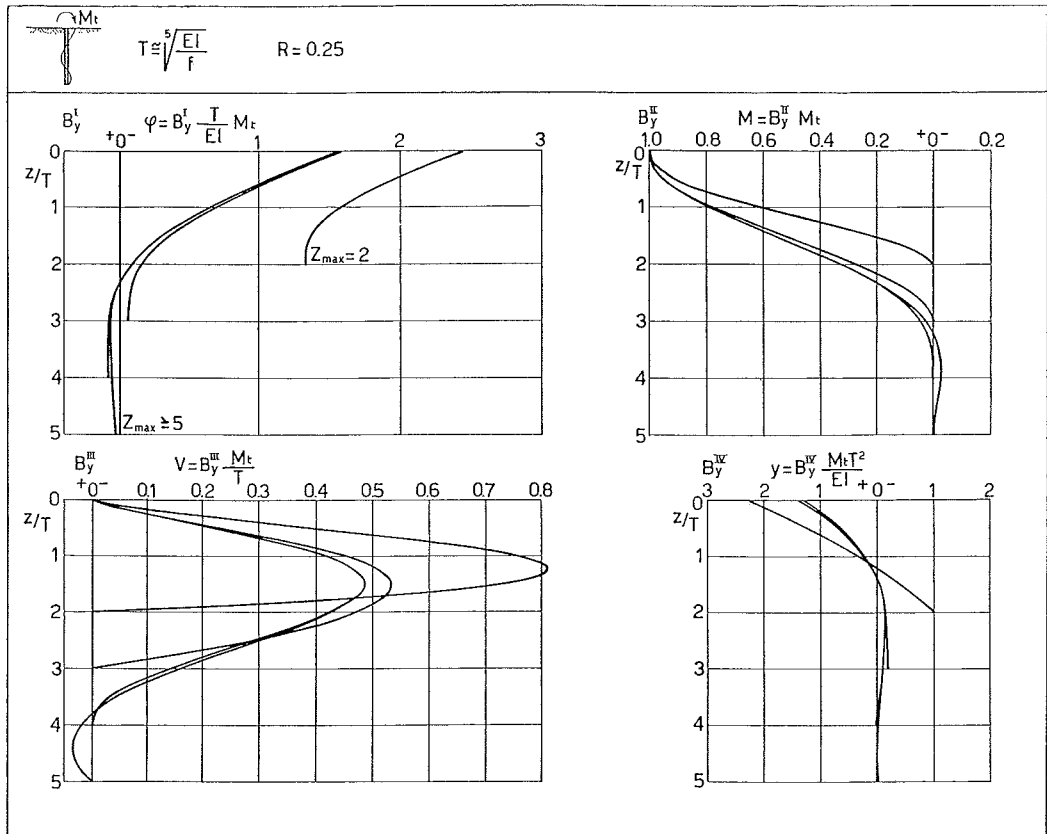


Fig. 7.

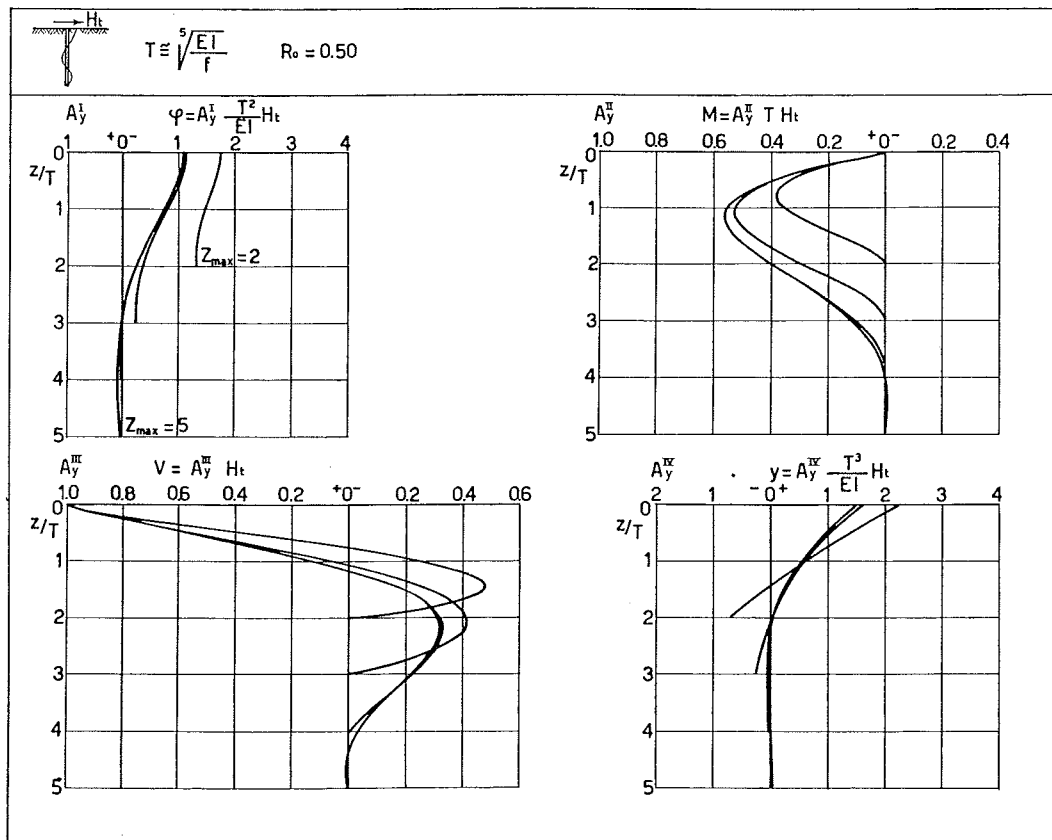


Fig. 8.

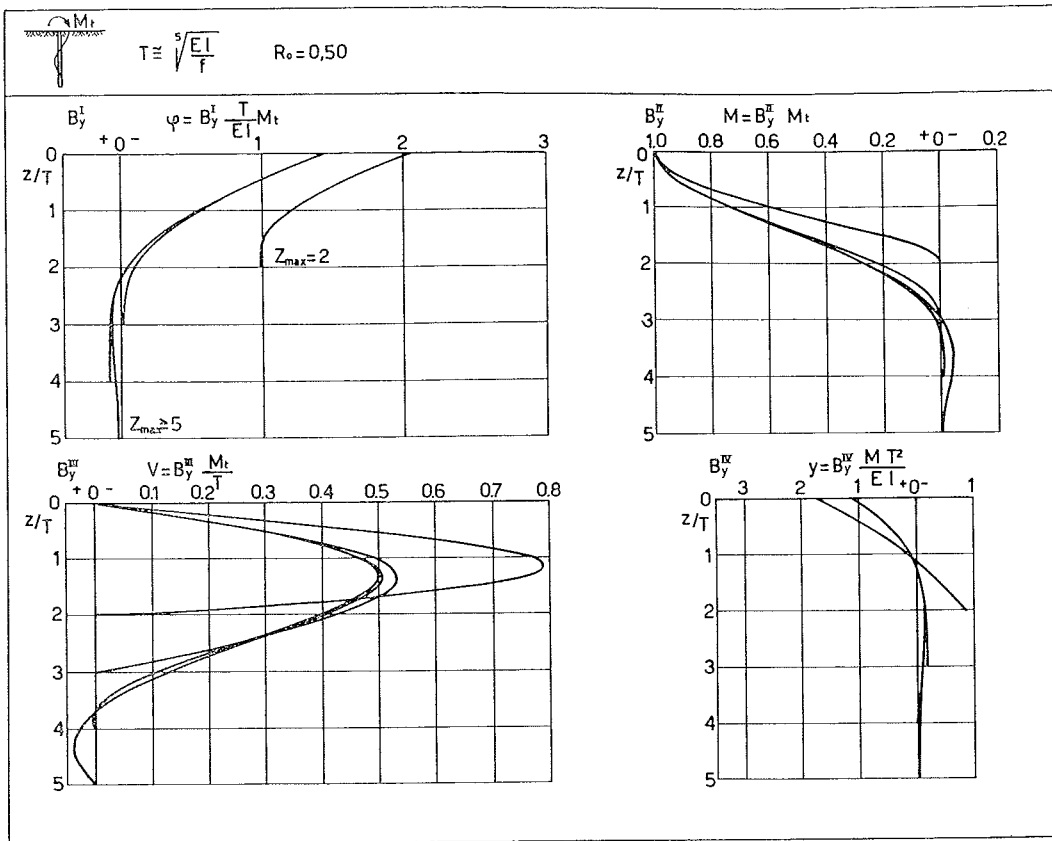


Fig. 9.

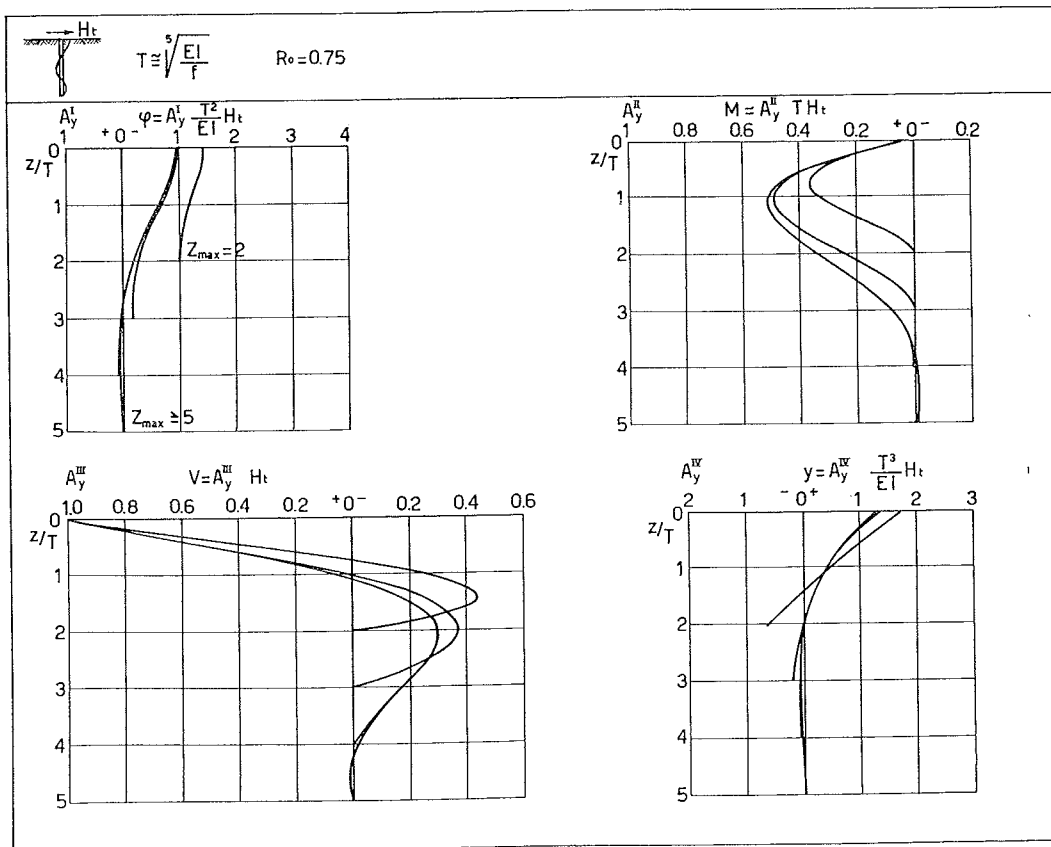


Fig. 10.

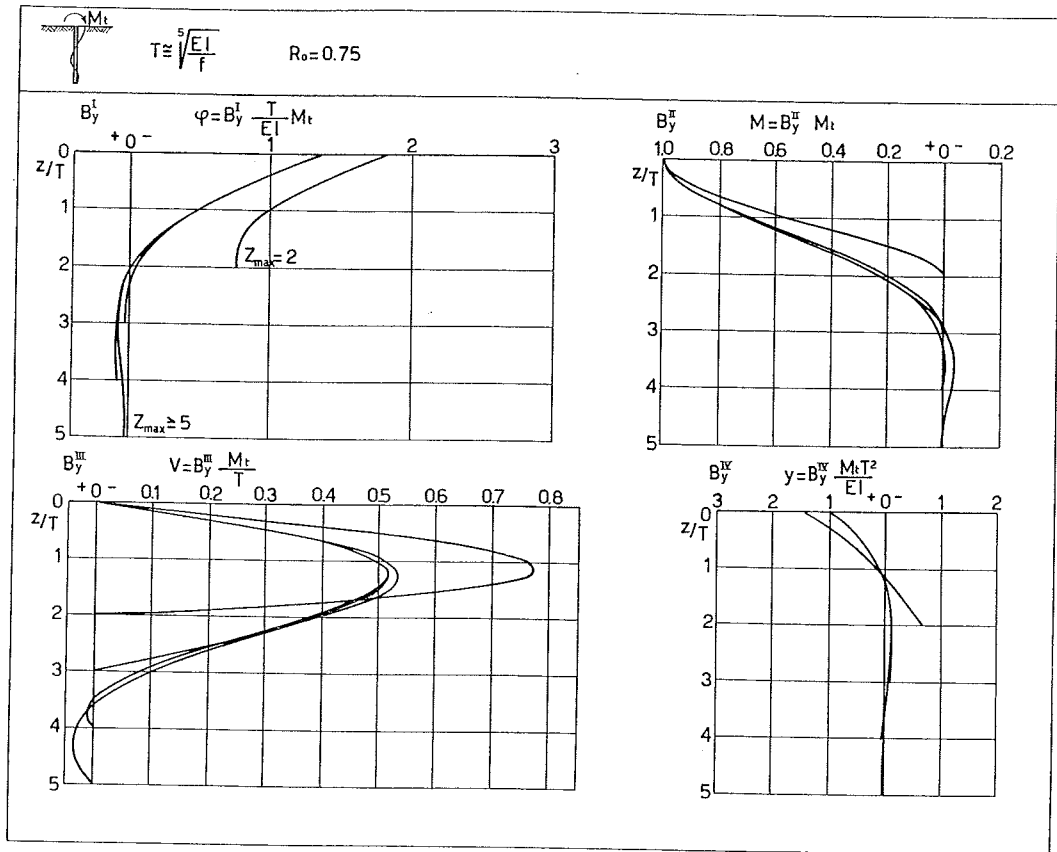


Fig. 11.

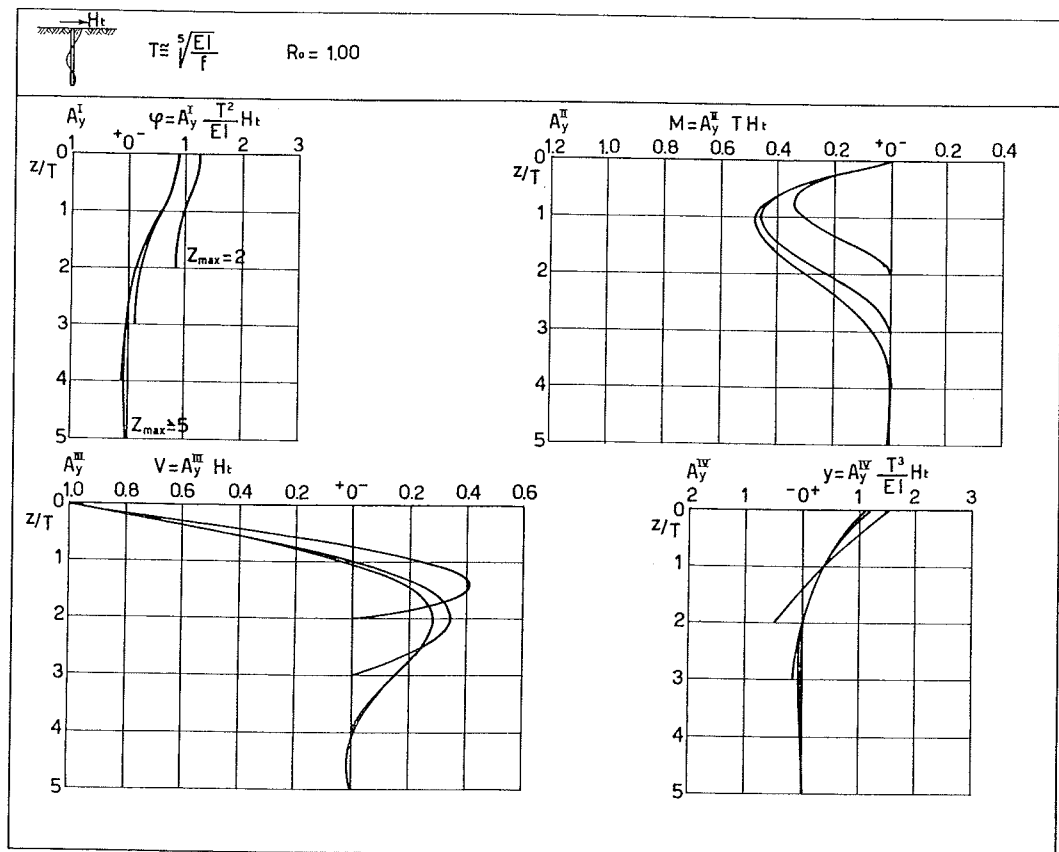


Fig. 12.

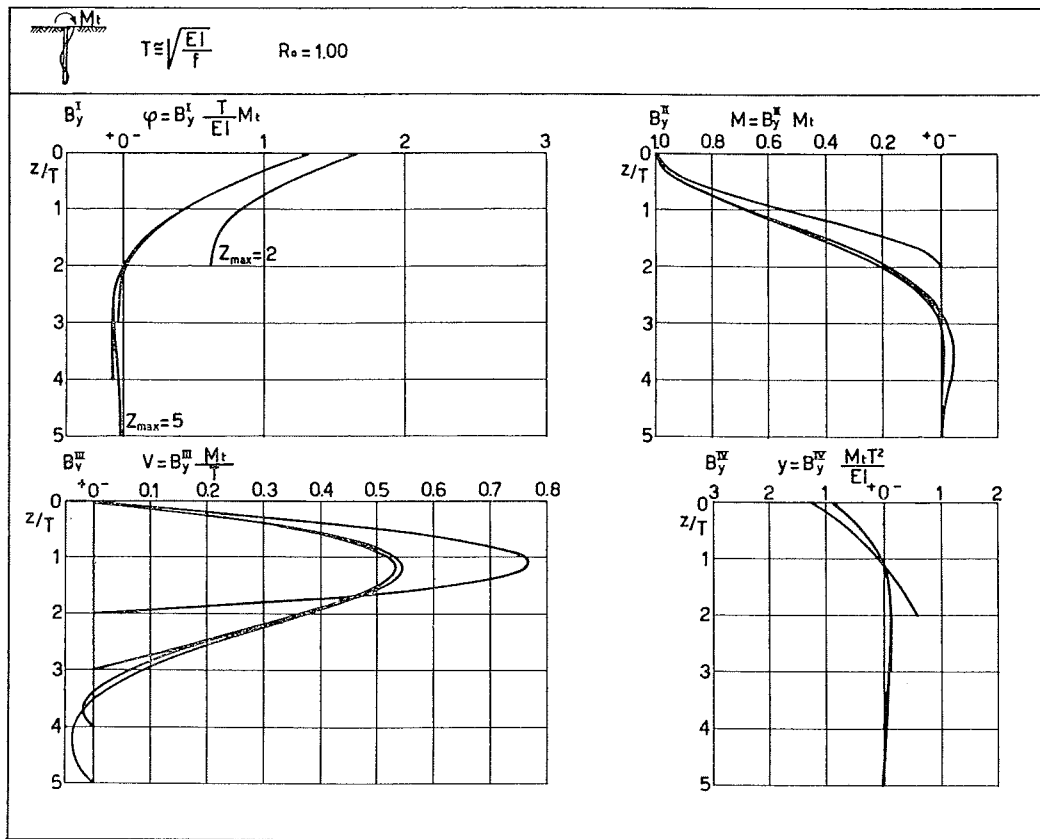


Fig. 13.

Per il caso 2°, si procede in modo analogo, cioè tagliando la struttura alla quota dove inizia il terreno reagente e scrivendo le opportune equazioni di congruenza.

Infine si fa presente che i risultati ottenuti con il metodo qui esposto sono validi nel caso di un singolo palo. Per i pali in gruppo, particolarmente quando essi sono posti con gli interassi minori di quattro volte il diametro si rimanda il lettore agli scritti di TSCHEBOTARIOF [1953] e S. PRAKASH [1967] che forniscono indicazioni utili circa le correzioni da apportare alle soluzioni ottenute per un singolo palo.

5. Esempio di calcolo.

Si consideri la stilata di un pontile fondato (vedi fig. 14) su tubolari in acciaio aventi diametro 602 mm e spessore 20,5 mm.

I pali hanno l'estremità superiore incastrata in una piastra di cemento armato la cui inerzia può ritenersi infinita a confronto con quella dei pali.

Il terreno è costituito da uno strato di sabbie fini

avente spessore dell'ordine di 8 m seguito da sabbie medie con ghiaia.

Dalle prove di carico orizzontale su un solo palo, avente le stesse caratteristiche dei pali del pontile, si è dedotta la freccia (f) in testa che, per un carico di 3 t, è pari a 15,4 cm. Il carico è stato applicato alla quota + 1,50 s.l.m.

In base alle prove penetrometriche statiche e dinamiche si è supposto che la variazione della co-

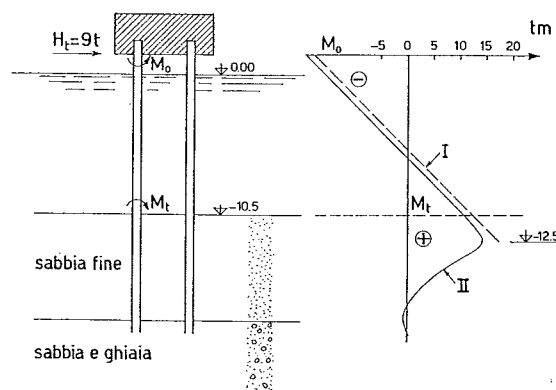


Fig. 14. - Esempio di calcolo.

stante di sottofondo del terreno possa essere espressa dalla legge

$$E_s = K \cdot z^2$$

Pertanto il valore K poteva essere ricavato dalla seguente espressione:

$$f = + \frac{H_t l_0^3}{3 EI} - \left(A_y^I \frac{H_t T^2}{EI} + B_y^I \frac{M_t T}{EI} \right) l_0 + A_y^{IV} \frac{H_t T^3}{EI} + B_y^{IV} \frac{M_t T^2}{EI}$$

Introducendo: $f = 15,4 \text{ cm}$
 $H_t = 3000 \text{ kg}$
 $I = 6,9 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$
 $l_0 = 1200 \text{ cm}$
 $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

ed assumendo in prima approssimazione $z_{\max} = 4,5$ si ricava $T = 182 \text{ cm}$ dal quale risulta ⁽⁷⁾

$$K = \frac{EI}{T^6} = 0,08 \text{ kg/cm}^4$$

Avendo T e K risulta possibile calcolare, tramite l'espressione (25) il valore di M_t , che risulta:

$$M_t = 10,8 \text{ tm}$$

Pertanto $M_0 = M_t - H_t l_0 = 19,2 \text{ tm}$.

Nella figura 14 è riportato l'andamento del momento flettente in funzione della profondità (II) calcolato tramite la (19). Accanto è indicato anche l'andamento del momento flettente (I) supponendo il palo incastrato alla quota dove si verifica + M_{\max} .

⁽⁷⁾ Si richiama l'attenzione sul fatto che il valore di K non è costante per un dato tipo di palo e di terreno ma diminuisce con l'aumentare dei carichi, tendendo ad un valore asintotico che in questo caso è pari a $0,065 \text{ kg/cm}^4$.

ELENCO DEI SIMBOLI

A_y^I	coefficiente adimensionale della rotazione	} per H_t
A_y^{II}	» » del momento	
A_y^{III}	» » del taglio	
A_y^{IV}	» » dello spostamento	
B_y^I	coefficiente adimensionale della rotazione	} per M_t
B_y^{II}	» » del momento	
B_y^{III}	» » del taglio	
B_y^{IV}	» » della deformazione	
y	deformazione laterale del palo in un punto generico (L)	
p	reazione del terreno riferita all'unità di lunghezza del palo (F/L)	
z	profondità generica riferita all'inizio del terreno reagente (L)	
E_s	costante di sottofondo del terreno (F/L ²)	
n	esponente	
φ	rotazione	
M	momento flettente (F × L)	
V	taglio (F)	
H_t	forza orizzontale applicata alla quota dove inizia il terreno reagente (F)	
K_0	modulo E_s per $Z=0$	
M_t	momento flettente applicato alla quota dove inizia il terreno reagente (F × L)	
E	modulo elastico del materiale del palo (F/L ²)	
I	momento d'inerzia (L ⁴)	
T	coefficiente di rigidità relativa palo-terreno (L)	
Z	z/T	
K	coefficiente di proporzionalità (F/L ⁴⁺ⁿ)	
l_0	lunghezza libera del palo (L)	
R_0	$\frac{K_0}{T K_1}$	

BIBLIOGRAFIA

- GLIESER S. M. (1953) - *Lateral load tests on vertical fixed-head and free-head piles*. ASTM, STP 154.
- KUBO K. (1965) - *Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles*. Proc. IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Montreal.
- MATLOCK H., REESE L. C. (1960) - *Generalized solutions for laterally loaded piles*. Journ. Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE.
- MC CLELLAND B., FOCHT J. A. (1958) - *Soil modulus for laterally loaded piles*. Trans. ASCE, vol. 123.
- PALMER L. A., THOMPSON J. B. (1948) - *Horizontal pressures on pile foundation*. Proc. II Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Rotterdam.
- PRAKASH S., SORAN D. (1967) - *Behaviour of laterally loaded piles in cohesive soils*. Proc. III Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Haifa.
- TSCHEBOTARIOFF G. P. (1953) - *The resistance to lateral loading of single piles and pile groups*. ASTM, STP 154.

SUMMARY

Design of laterally loaded piles.

In this study the problem of the design of a laterally loaded pile has been analyzed.

The pile is supposed to be loaded by an horizontal load at its head or by a bending moment.

The behaviour of the soil is approximated by a Winkler type model (soil elements are regarded as independent) but

a soil modulus E_s (Kg/cm²) instead of the classic coefficient of subgrade reaction K (Kg/cm³) is adopted.

Tables are given for the solution in caso of E_s monomial power or polynomial function of the depth.

The reliability of such a model and the choice of the parameters are discussed.

A numerical example is given to show how to use the tables in practice.