

ADVERTIMENT. La consulta d'aquesta tesi queda condicionada a l'acceptació de les següents condicions d'ús: La difusió d'aquesta tesi per mitjà del servei TDX (www.tesisenxarxa.net) ha estat autoritzada pels titulars dels drets de propietat intel·lectual únicament per a usos privats emmarcats en activitats d'investigació i docència. No s'autoritza la seva reproducció amb finalitats de lucre ni la seva difusió i posada a disposició des d'un lloc aliè al servei TDX. No s'autoritza la presentació del seu contingut en una finestra o marc aliè a TDX (framing). Aquesta reserva de drets afecta tant al resum de presentació de la tesi com als seus continguts. En la utilització o cita de parts de la tesi és obligat indicar el nom de la persona autora.

ADVERTENCIA. La consulta de esta tesis queda condicionada a la aceptación de las siguientes condiciones de uso: La difusión de esta tesis por medio del servicio TDR (www.tesisenred.net) ha sido autorizada por los titulares de los derechos de propiedad intelectual únicamente para usos privados enmarcados en actividades de investigación y docencia. No se autoriza su reproducción con finalidades de lucro ni su difusión y puesta a disposición desde un sitio ajeno al servicio TDR. No se autoriza la presentación de su contenido en una ventana o marco ajeno a TDR (framing). Esta reserva de derechos afecta tanto al resumen de presentación de la tesis como a sus contenidos. En la utilización o cita de partes de la tesis es obligado indicar el nombre de la persona autora.

WARNING. On having consulted this thesis you're accepting the following use conditions: Spreading this thesis by the TDX (www.tesisenxarxa.net) service has been authorized by the titular of the intellectual property rights only for private uses placed in investigation and teaching activities. Reproduction with lucrative aims is not authorized neither its spreading and availability from a site foreign to the TDX service. Introducing its content in a window or frame foreign to the TDX service is not authorized (framing). This rights affect to the presentation summary of the thesis as well as to its contents. In the using or citation of parts of the thesis it's obliged to indicate the name of the author

LES TESIS DOCTORALS
NO ES PODEN FOTOCOPIAR,
PER DISPOSICIÓ LEGAL.

	ARRIBEN FINS A LA SUPERFICIE	QUEDEN ENTERRATS	DE VOI
LINEALS	PILOT PILOT PREFABRICAT PILOT AMB EIXAMPLAMENTS PILOT EXPANSIBLE ESTACA GANXO BARRA INJECTADA BARRA INJECTADA AMB EIXAMPLAMENT	TRONC TUB	FOU FOU EIXAMPLAT
SUPERFICIALS	PAL·LANXA PANTALLA	ENGRAELLAT PLACA CIRCULAR, RODA PLACA RECTANGULAR PLACA TRIANGULAR PLACA Y HÈLICE HÈLICE MÚLTIPLE	BLOC CIRCULAR ENTERRAT BLOC RECTANGULAR ENTERRAT

ANCORATGES PASSIUS D' ESTRUCTURES TRACCIONADES

tesi que presenta per l'obtenció del títol de Doctor en

JOSEP IGNASI DE LLORENS I DURAN

ESCOLA TECNICA SUPERIOR D'ARQUITECTURA DE BARCELONA
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

1986

LES TESIS DOCTORALS
NO ES PODEN FOTOCOPIAR,
PER DISPOSICIÓ LEGAL.

7.- MÈTODES D'AVUACIO

7.- METODES D'AVUACIO

7.1.- Antecedents

7.1.1.- L'ancoratge per gravetat

7.1.2.- La superfície cònica

1) Teoria clàssica

2) Superfície tòrica

3) Superfícies curvilínies

7.1.3.- La superfície cilíndrica

1) Teoria clàssica

2) Formulació de Meyerhof & Adams

7.1.4.- Expansió de cavitats a l'interior del sòl

7.2.- Efecte placa

7.2.1.- Sòls granulars

7.2.2.- Sòls coherents

7.2.3.- Mètode empíric de Das

7.2.4.- Avaluació de l'alçament

7.3.- Efecte fust

7.4.- Efecte directe de l'empenta

7.5.- Superposició d'efectes

7.5.1.- Càrrega inclinada sobre pilots verticals

7.5.2.- Pilots inclinats

7.5.3.- Pilots inclinats sotmesos a càrrega no coplanaria

7.5.4.- Pous i pilots eixamplats

7.6.- Correccions i comprovacions

7.6.1.- Factor de forma

7.6.2.- Inclinació de l'ancoratge (càrrega axial)

7.6.3.- Rugositat

- 7.6.4.- Efecte de grup
- 7.6.5.- Dilatància
- 7.6.6.- Humitat, immersió i succió
- 7.6.7.- Duració de la càrrega
- 7.6.8.- Repetició
- 7.6.9.- Inclínació de la càrrega (respecte a l'ancoratge)

7.-MÉTODES D'AVAUACIÓ

Els mètodes d'avaluació dels ancoratges passius tracten principalment de calcular la resistència a l'extracció. En alguns casos determinen també els moviments que produeixen les càrreges. Tot incorporen algun coeficient experimental. Proposen una formulació basada en el tipus d'ancoratge i el mecanisme resistent, les propietats del sòl i la forma de la superfície de trencadura. La diversitat de situacions a que dona lloc la combinació d'aquests elements ha generat el repertori de solucions actual.

Els estudis més recents, en canvi, es basen en la distribució de tensions i moviments a les proximitats de l'ancoratge i seràn d'aplicació més general a mesura que vagin incorporant a l'anàlisi totes les variables que determinen el comportament. Els anàlisis elàstics de plaques, per exemple, s'aproximen al cas dels materials amb comportament lineal i certa resistència a la tracció, com les roques no fisurades.

7.- MÉTODES D'AVAUACIÓ

En sòls, les deformacions plàstiques generen redistribucions de tensions tan bon punt s'inicia el moviment i fan impossible la transmissió de traccions. La cara inferior es separa quan la tracció supera la pressió vertical. Aixó es produeix en plaques superficials, perquè estàn sotmeses a poca pressió vertical, o plaques molt carregades, perquè estàn sotmeses a molta tracció.

També s'han desenvolupat mètodes empírics que es basen en el assaig de l'ancoratge que es projecta i apliquen directament els resultats o formulen expressions simplificades en base a coeficients experimentals. Poden aproximar-se molt als valors reals, però també estàn sotmesos a desviacions produïdes per les variacions en les característiques del sòl i de la càrrega, els canvis d'escala i la forma de realitzar l'assaig.

7.1.- Antecedents

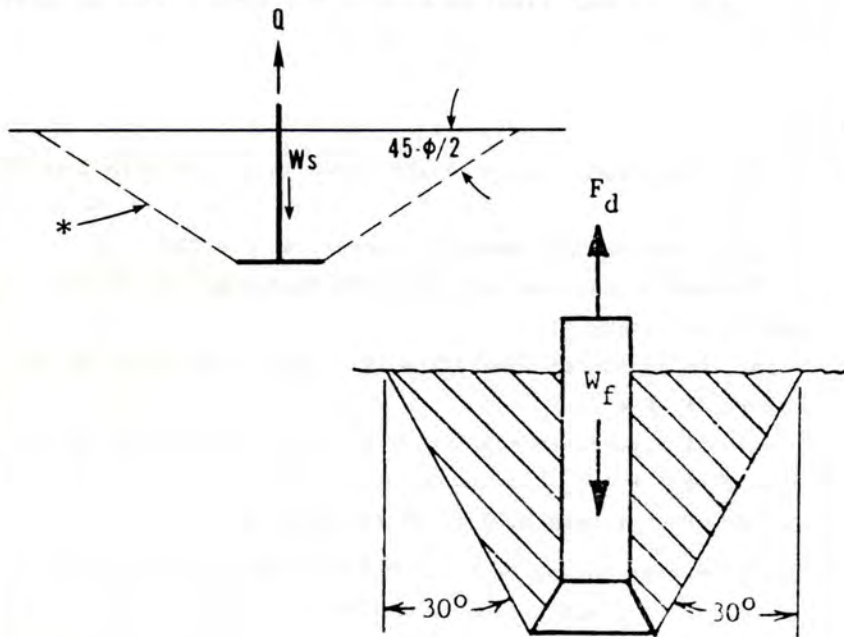
7.1.1.- L'ancoratge per gravetat

El procediment més elemental d'avaluar la resistència a l'extracció d'un ancoratge passiu consisteix en comptar solsament amb la contribució del pes propi del fonament. Aquest mètode no considera la contribució del sòl ni informa sobre la resistència lateral. Subministra doncs valors excessius per càrregues verticals i aleatoris al augmentar la component horitzontal de la càrrega en relació a la superfície lateral de l'ancoratge.

7.1.2.- La superfície cònica

1) Teoria clàssica (fig. 7.1)

Es el mètode més antic i encara s'utilitza molt als fonaments de les torres de transmissió d'energia elèctrica i telecomunicacions. Considera que la càrrega d'arrencament es resistida pel pes del sòl contingut en el fust de con invertit que s'inicia en el contorn de la base de l'ancoratge i arriba a la superfície formant un angle variable segons el tipus de sòl. Cal afegir-hi el pes propi del fonament.



$$\begin{aligned} \text{DESIGN FORCE} &= F_d = \text{FOOTING} \\ &\text{WEIGHT} + \text{CONE OF SOIL} \\ &\text{WEIGHT} = W_f + W_s \end{aligned}$$

Fig. 7.1.- Superfície de trencadura cònica.

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

$$Q_u = V\gamma + W_p$$

Q_u = càrrega límit d'arrencament

V = volum de sòl limitat entre l'ancoratge i el frust de con invertit de semiangle φ que parteix de la base de l'ancoratge. (Fig. 7.2.).

γ = pes unitari del sòl

W_p = pes propi de l'ancoratge

Fòrmules auxiliars

Volum del frust de con de revolució =

$$V = \frac{\pi D}{12} (3B^2 + 6BD \tan\varphi + 4D^2 \tan^2\varphi)$$

$$\text{per } \varphi = 30^\circ: V = (3B^2 + 1,33 D^2 + 3,46BD) \frac{\pi D}{12} = AD + \sqrt{AD^2 + 0,350^3}$$

A = àrea de la base

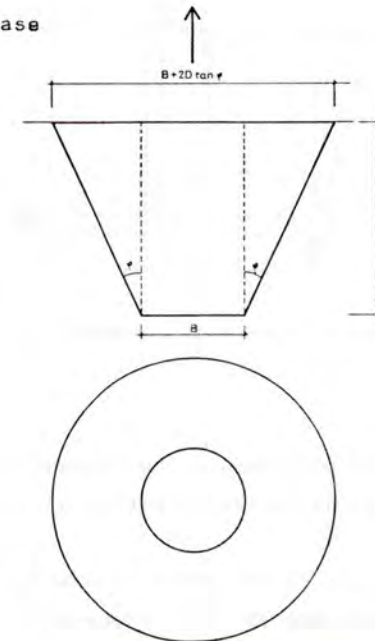


Fig. 7.2.- Teoria del frust de con invertit a φ , ancoratge circular.

Per ancoratges rectangulars (fig. 7.3) = volum del frust de piràmide =

$$V = D(BL + BD \tan\varphi + LD \tan\varphi + \frac{4}{3} D^2 \tan^2\varphi)$$

per $\varphi = 30^\circ$

$$V = D [BL + 0,58D (B + L + 0,77 D)]$$

Per ancoratges quadrats = volum del frust de piràmide:

$$V = D (B^2 + 2BD \tan\varphi + \frac{4}{3} D^2 \tan^2\varphi)$$

per $\varphi = 30^\circ$

$$V = AD + 1,15\sqrt{AD} + 0,44 D^3$$

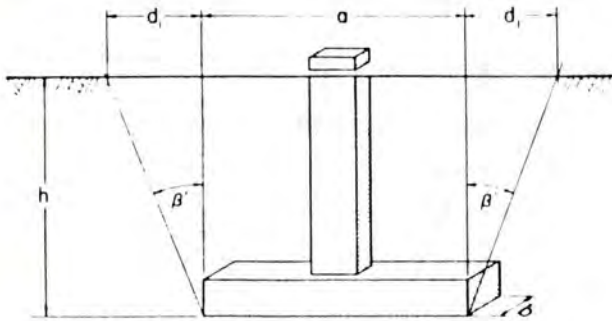


Fig. 7.3.- Teoria del con a φ . Ancoratges rectangulars.

Com que només es considera la participació del pes propi la resistència que es valora es l'última d'aixecament.

La màxima ha sigut ja mobilitzada, avans de produir-se la separació, amb la intervenció, no solsament del pes propi, sino també de les tensions aplicades sobre la superfície de trencament.

El mètode de la superfície cònica proporciona valors utilitzables per plaques i ancoratges acampanats superficials en sorres sempre i quan s'utilitzi un valor de φ adient, proxima a l'angle de fricció interna β en sorres compactes però nul en sorres soltes i reblertes sense compactar.

Hi han normes que especifiquen el valor de φ a utilitzar en el càlcul, el coeficient de seguretat i fins i tot, la pressió d'arrencament màxima a considerar.

Exemples:

- a) La DIN 4112 especifica $\varphi = 10^\circ$ (ancoratges lleugers i superficials).
- b) La "American Bridge Company" especifica $\varphi = 30^\circ$.
- c) El "Bureau of Reclamation" dels USA distingeix si el sòl està o no alterat:
 - per sòl inalterat especifica $\varphi = 30^\circ$ i coeficient de seguretat $F = 1$
 - per sòl alterat especifica $\varphi = 20^\circ$ amb coeficient de seguretat $F = 1,5$ i limita la pressió màxima d'arrencament a 48 kPa per cada 0,30 m. de profunditat.
- d) La "Tennessee Valley Authority" matisa molt més distingint no solsament l'alteració, sino també el tipus de sòl, la duració de la càrrega i la influència del nivell freàtic (taula 7.1).

Cal observar que l'angle d'obertura implica al sòl si situat fora del cilindre vertical de base la de l'ancoratge (fig. 7.1) Perque aixó sigui possible s'ha de col·locar l'ancoratge sense alterar el sòl inclòs en el frust de con invertit.

Si l'excavació l'afectés, caldria compactar meticulosament el reblert, perquè sino la trencadura seria cilíndrica vertical (fig. 7.12.), el volum de sòl involucrat inferior i per tant la resistència calculada amb la teoria cònica resultaria superior a la real.

Soil type	Vertical pressure (lb/ft ²)			Cone angle β' (°)*		
	A	B	C	A	B	C
Footings against well compacted fill						
Quicksand and alluvial	0	0	0	0	0	0
Soft clay	1,000	1,000	500	5	0	0
Moderately dry clay, clay and sand	2,000	2,000	1,000	25	20	15
Dry loam and clay	3,000	3,000	1,500	25	20	15
Fine firm sand	4,000	3,500	3,000	25	15	10
Compact coarse sand	5,000	4,500	4,000	25	15	10
Compact coarse gravel	8,000	8,000	8,000	30	15	10
Cemented sand and gravel	10,000	10,000	10,000	30	20	15
Good hardpan and hard shale	12,000	12,000	12,000	30	25	25
Footings against undisturbed natural ground						
Quicksand and alluvial	1,000	500	500	0	0	0
Soft clay	2,000	2,000	1,000	10	5	0
Moderately dry clay, clay and sand	4,000	4,000	2,000	30	25	20
Dry loam and clay	6,000	6,000	3,000	30	25	20
Fine firm sand	6,000	5,000	4,000	30	20	15
Compact coarse sand	8,000	7,000	6,000	30	20	15
Compact coarse gravel	12,000	12,000	12,000	30	20	15
Cemented sand and gravel	16,000	16,000	16,000	30	25	20
Good hardpan and hard shale	20,000	20,000	20,000	30	30	30

* Condition of soil: A = Naturally well drained.
 B = Subject to periodic flooding of short duration.
 C = Subject to ground water several months of the year.

Taula 7.1.- Teoria del frust de con invertit. Valors recomenats de per la "Tennessee Valley Authority".

7.- MÈTODES D'AVUACIÓ

En argiles els valors de la teoria del con resulten conservadors pels ancoratges superficials. A l'assaig de Java (1923), esmentat per M. Fayoux (1952), s'arrencà un pou afusat enterrat en argila grassa. La cohesió inalterada resultà de 25 kPa (0,25 kp/cm²). S'observà que el pes propi del pou més el del con de terres solidari en l'aixecament no subministraven la resistència mesurada. Cal pensar en la participació de la component vertical de la resistència al tall en la superfície de trencadura (fig. 7.4.) ja que en argiles la cohesió s'encarrega de conservar la resistència al tall en el moment de l'arrencament.

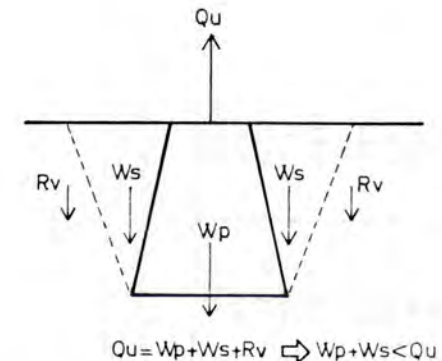


Fig. 7.4.- Assaig de Java (1923)

Qu = Càrrega d'arrencament

Wp = pes propi de l'ancoratge

Ws = pes del sòl aixecat en l'arrencament

Rv = component vertical de la resultant de les forces de tall sobre la superfície de trencament.

L'arrencament de pous acampanats en argila llimosa confirma la influència de la cohesió (taula 7.2.). La teoria del frust de con a 30° subestima de 4 a 7 vegades la resistència ja que no compta amb la resistència al tall sobre la superfície, molt extensa, de trencament.

Depth of bell bottom inches (cm)	Footing weight pounds (kg)	30° cone soil weight (kg)	Total weight of soil and footing pounds (kg)	Actual failure movement footing force pounds (kg)	Actual failure movement footing force divided by predicted design force
7.88 (20.02)	17 (7.7)	65 (30.8)	85 (38.5)	500 (227)	5.88
10.50 (26.67)	21 (9.5)	114 (51.7)	135 (61.2)	950 (431)	7.04
13.12 (33.32)	25 (11.3)	177 (80.3)	202 (91.6)	900 (408)	4.45
15.74 (39.98)	29 (13.2)	260 (117.9)	289 (131.1)	1,650 (748)	5.71
18.36 (46.63)	33 (15.0)	365 (165.5)	398 (180.5)	1,800 (816)	4.52

Taula 7.2.- Arrencament de pous acampanats ($B = 167$ mm, $B_0 = 89$ mm.) en argila llimosa (Horner, 1972)

B = diàmetre de la campana

B_0 = diàmetre del fust

D = profunditat de la base

W_p = pes propi del fonament

W_s = pes propi del sòl (en aquest cas = del con a 30°)

$W_p + W_s$ = resistència a l'arrencament

Q_u = resistència a l'arrencament mesurada al produir-se un moviment de 1,81 mm.

7.- MÈTODES D'AVAUACIÓ

El mètode del con tampoc es pot utilitzar quan augmenta la profunditat perquè es modifica la superfície de trencadura. El volum de sòl afectat deixa d'aproximar-se al fust de con invertit i la teoria proporciona valors excessius. Fayoux (1952) ho comprova arrencant pilots eixamplats de profunditat creixent (fig. 7.5.). La norma americana de Disseny d'Estructures de Transmissió (1967) assenyala que la teoria del frust de con invertit només es pot aplicar fins a profunditats relatives $D/B \leq 2$.

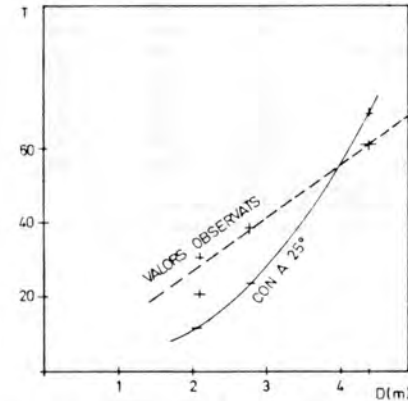
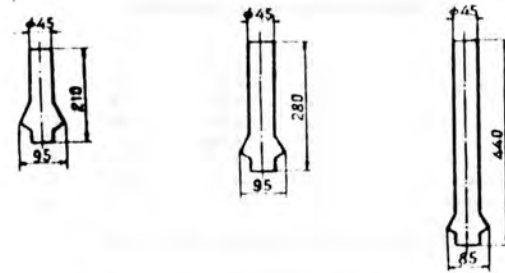


Fig. 7.5.- Arrencament de pilots eixamplats. Valors observats i calculats amb la teoria de frust de con invertit a β (Fayoux, 1952).

Els ancoratges que arriben fins a la superfície i no tenen eixamplaments, com pous, pilots i barres injectades, no mobilitzen l'efecte placa i per tant no s'els hi pot aplicar aquesta teoria.

Cal observar també que la única propietat del sòl que es pren en consideració és el pes unitari i que s'avalua l'estat límit de trencadura sense estudiar els moviments.

Les comprovacions realitzades manifesten les limitacions d'aquest mètode amb la dispersió dels resultats (fig. 7.6.)

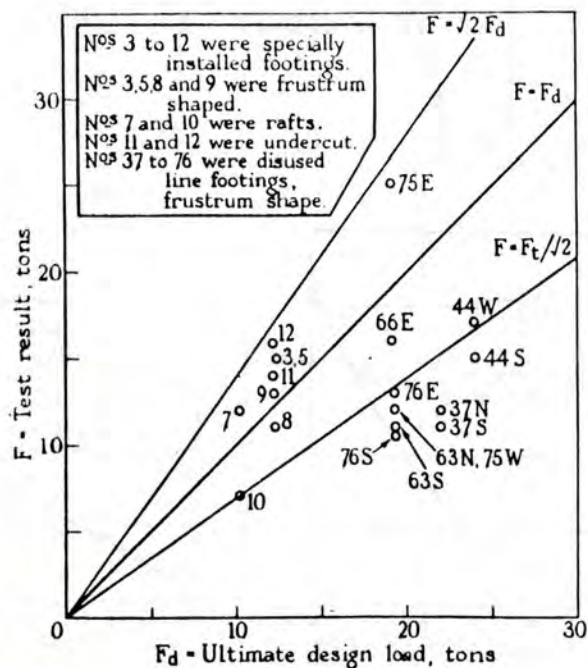


Fig. 7.6.- Comprovació del mètode del con a 30° (Parr & Vanner, 1962)

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

VALORS OBSERVATS, Q_u (tons)

VALORS CALCULATS, $Q_d \times F$ (tons)

1 ton = 9,96 KN

$Q_u = Q_d \times F \times \sqrt{2}$

$Q_u = Q_d \times F$

$Q_u = Q_d \times F / \sqrt{2}$

2) Superfície tòrica

Balla (1961) intenta aproximar-se més a la forma real de la superfície de trencadura. Observant l'arrencament de plaques circulars en sorra, dedueix una superfície de revolució amb generatriu circular i tangent vertical a la base, que travessa la superfície lliure a $\pi/4 - \phi/2$ aproximadament (fig. 7.7.).

La càrrega d'arrencament es resistida pel pes de l'ancoratge, el del sòl inclòs en la superfície de trencadura i la resistència al tall de la superfície d'esllavissament.

Ho analitza teòricament estudiant les tensions tallants que actuen sobre els meridians de la superfície de trencament considerant el cas pla, com si la placa fos contínua.

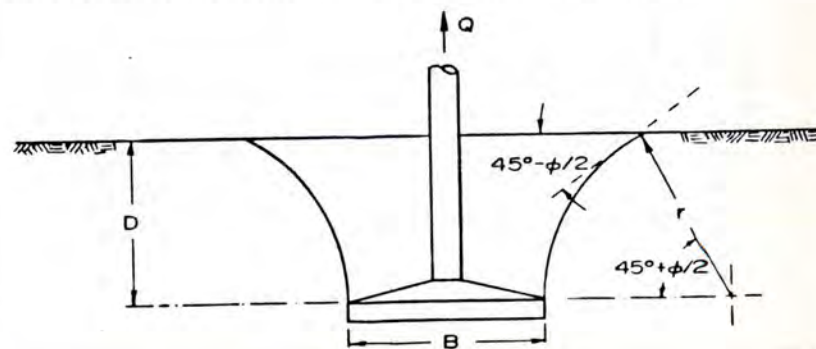


Fig. 7.7.- Superfície tòrica de Balla

$$Q_u = (D - H)^3 \left(F_1 + \frac{C}{\gamma} \frac{1}{D - H} F_2 + F_3 \right) + W_p \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_a} \right)$$

Q_u = resistència límit a l'arrencament

D = profunditat

H = cantell de la placa

F_1, F_2, F_3 = coeficients tabulats que depenen de la forma:

$$\frac{D - H}{B} \text{ i la fricció } \psi \text{ (fig. 7.8.)}$$

B = diàmetre de la placa

C = cohesió

γ = pes unitari del sòl

W_p = pes propi de l'ancoratge

γ_a = pes unitari de l'ancoratge

$$\text{Radi de la generatriu circular} = r = \frac{D - H}{\sin \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2} \right)}$$

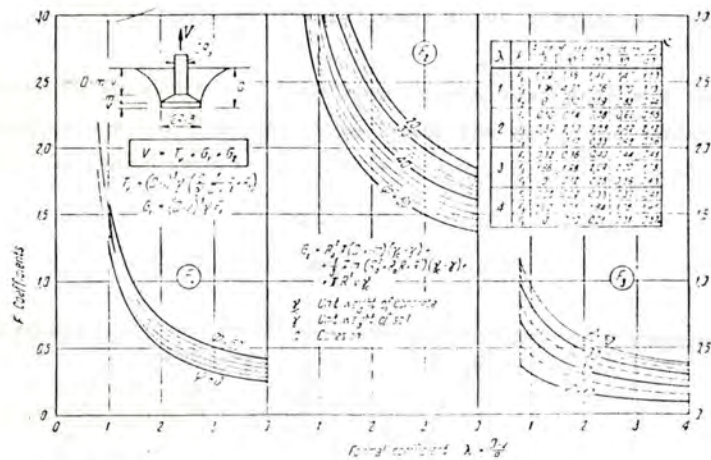


Fig. 7.8.- Coeficients d'arrencament de plaques circulars superficials de Balla (1961).

La resistència a l'arrencament resulta proporcional a la tercera potència de la profunditat i depèn del diàmetre, l'angle de fricció, la cohesió i la densitat.

Els resultats teòrics per plaques circulars superficials en sorra seca coincideixen bastant bé amb les observacions (fig. 7.9.).

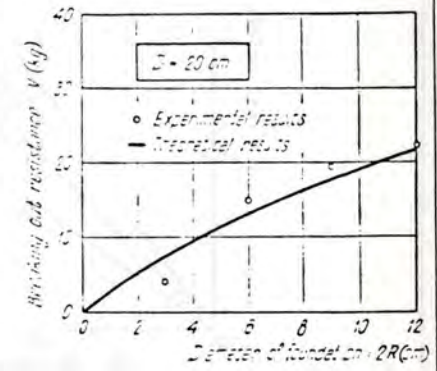
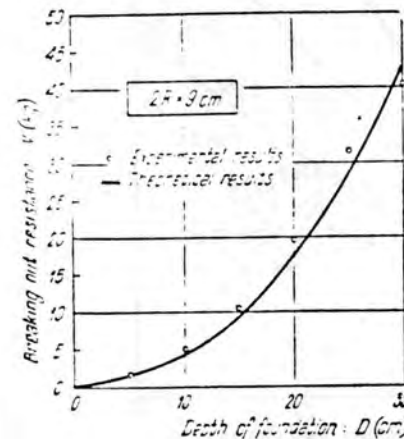
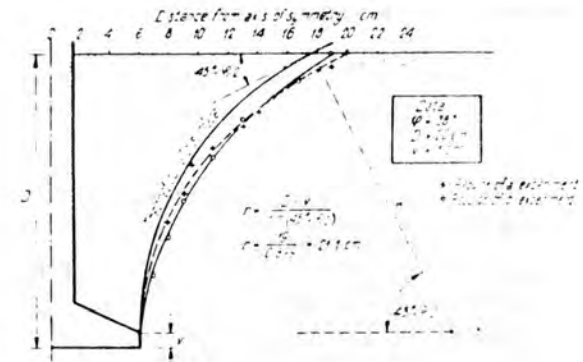


Fig. 7.9.- Comprovació de la teoria de Balla (1961) per plaques circulars superficials en sorra seca.

L'aplicació de la teoria d'en Balla es limita al cas per ell estudiat: placa circular superficial en sorra seca de densitat = $16,67 \text{ kN/m}^3$ i angle de fricció = 36° a 38° . Les observacions realitzades amb altres condicions es desvien considerablement dels valors teòrics, sobretot si augmenta la profunditat i varia la densitat.

En sorres soltes els valors teòrics queden per sobre dels reals, ja que la trencadura no segueix la forma observada en sorres denses sino que s'aproxima al cilindre vertical.

Si el sòl té cohesió la participació relativa de les tensions normals augmenta, però com que no han sigut tingudes en compte en l'anàlisi, no es reflexen en el resultat.

Si la profunditat augmenta per sobre del valor crític ($D/B > 6$), la trencadura queda localitzada en l'interior del semi-espai i no es mobilitzarà la superfície curvilínia fins a l'exterior mentre la placa, al desplaçar-se cap amunt, no arribi a col·locar-se a aquesta profunditat. El valor màxim de la càrrega d'arrencament resultarà doncs inferior al calculat.

Cal observar a més, que el càlcul d'en Balla es basa en el estudi del cas pla, suposa que al règim plàstic s'hi arriba simultàniament en tota la superfície de trencadura i no especifica la profunditat límit per la validesa dels seus càlculs. Es un estudi de l'estat límit que no informa sobre els moviments.

Malgrat tot, aporta al mètode del fust de con invertit un anàlisi més acurat del mecanisme de trencadura i les tensions i determina la resistència amb la participació de les característiques principals del sòl.

3) Superfícies curvilínies

Mariupol'skii (1965) matitza la teoria d'en Balla al considerar que en ancoratges superficials no hi ha sobrecàrrega de sòl que contrarresti traccions i per tant la fatiga crítica no es al tall sino a la tracció (fig. 7.10.):

- al aplicar la càrrega, es comprimeix el sòl que hi ha immediatament a sobre la placa en un cilindre de base la de l'ancoratge. La intensitat d'aquesta compressió disminueix cap a la superfície.

- al començar l'arrencament, les forces inicials que resisteixen l'extracció son doncs el pes de l'ancoratge i la columna de sòl abcd, el frec i la cohesió en la superfície de la columna.
- al progressar l'extracció, la compressió vertical augmenta i per tant s'incrementa el frec, que fa que s'arrossegui anells de sòl adjacents.

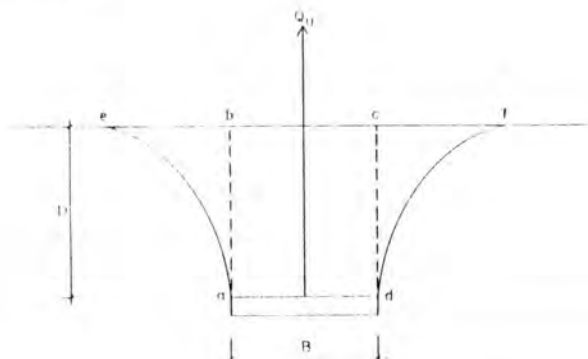


Fig. 7.10.- Arrencament de plaques superficials (Mariupol'skii, 1965)

- finalment es produeix la separació per tracció del massís delimitat per la superfície cònica de directriu corba abef.
- la resistència a l'extracció està composta per el pes de l'ancora, el del massís de terres arrossegat i la component vertical de la cohesió a lo llarg de la superfície de trencament.
- la màxima resistència al tall es mobilitza doncs sobre la superfície cilíndrica vertical que segueix el contorn de l'ancoratge.

L'aportació d'en Mariupol'skii resulta doncs més precisa en sòls coherents.

En canvi Matsuo (1967) considera que es mobilitza una empena semi-activa a les proximitats de la sabata i passiva a les proximitats de la superfície. Per aixó proposa una superfície de trencament mixta, composta per una espiral logàrítmica que arrenca del contorn de la base i que es converteix en una recta fins a arribar a la superfície (fig. 7.11.). Té en compte la resultant de les forces de tall i normals sobre la superfície de trencament. Les diferències amb els mètodes anteriors no son doncs substancials.

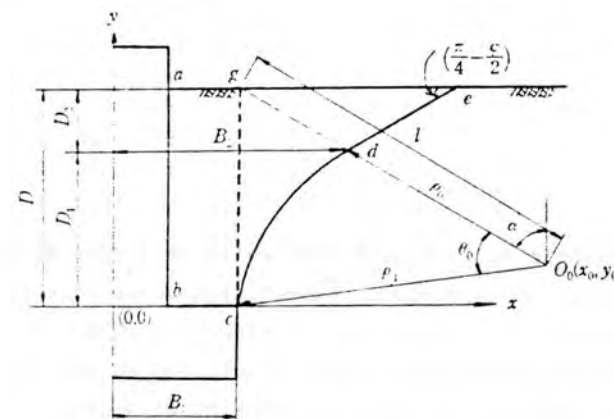


Fig. 7.11.- Superfície de Matsuo (1967). Espiral logarítmica (cd) i recta (de).

Sarac (1975) parteix d'una espiral logarítmica per determinar la càrrega d'arrencament d'una placa correguda i circular de revolució. Es troba amb resultants desviats fins al 10% dels valors observats en plaques superficials en sorra.

7.1.3.- La superfície cilíndrica

1) Teoria clàssica

Per substituir el mètode del frust de con invertit en els cassos en que no es aplicable, s'utilitza el mètode de la superfície cilíndrica. Suposa que la superfície de trencadura es un cilindre o prisma vertical de base la de l'ancoratge. La resistència a l'arrencament és la suma del pes de sòl contingut en el cilindre i la resistència al tall de la superfície vertical. Cal afegir-hi el pes propi del fonament (fig. 7.12.).

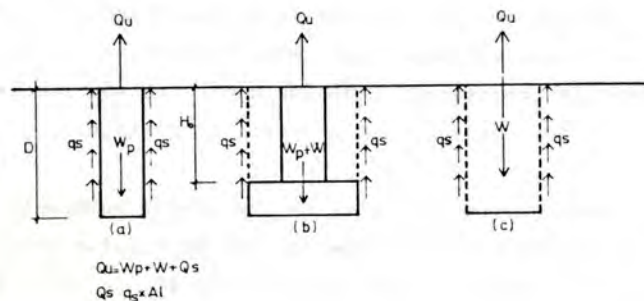


Fig. 7.12.- Superfícies de trencadura cilíndriques.

Q_u = càrrega límit

W_p = pes propi de l'ancoratge

W = pes del sòl contingut en el prisma o cilindre vertical de base igual a la de l'ancoratge.

Q_s = resistència al tall de la superfície lateral del cilindre.

q_s = resistència al tall unitària de la superfície lateral del cilindre.

A_l = àrea lateral del cilindre.

Pels ancoratges cilíndrics, de superfície vertical sense eixamplar que arriben fins a la superfície lliure del sòl (fig. 7.12.a.):

7.- MÈTODES D'AVAUACIÓ

$$Q_u = W_p + nBD (a + phm \tan \delta)$$

$$a = \alpha c$$

$$phm = 0,5 K \gamma D$$

B = diàmetre

D = profunditat

a = adherència unitària sòl-fonament

phm = pressió normal mitja sobre la superfície lateral

δ = angle de fricció sòl-fonament.

α = relació adherència/cohesió

c = cohesió

K = coeficient d'empenta

γ = pes unitari del sòl (γ del formigó per ancoratges abocats en obra)

Si l'ancoratge fos prismàtic:

$$Q_u = W_p + 2(L+B) D (a + phm \tan \delta)$$

L = longitud

B = amplada

La fricció entre el sòl i l'ancoratge està afectada pel fet de que la càrrega sigui d'arrencament. Els valors observats carregant cap a dalt són inferiors als que s'observen al carregar cap a baix i que s'utilitzarien per calcular la resistència lateral d'un pilot convencional. Per això, sino es disposa d'informació relativa a la fricció contrària a l'arrencament, es recomana reduir a 2/3 la calculada per un pilot carregat cap a baix (Poulos & Davis, 1980).

Per plaques (fig. 7.12.c.):

$$Q_u = W_p + W + nBD (c + phm \tan \beta)$$

B = diàmetre de la base o eixamplament

β = angle de fricció interna del sòl

Si l'ancoratge es prismàtic:

$$Q_u = W_p + W + 2(L+B) D (c + phm \tan \beta)$$

L = longitud de la base o eixamplament

B = amplada de la base o eixamplament

Si el sòl està estratificat hi ha que calcular la resistència al tall per parts:

$$D(c + phm \tan \delta) = \sum_{i=1}^n D_i (C_i + phm_i \tan \delta_i)$$

$$phm_i = K \left(\sum_{j=1}^{i-1} \gamma_j D_j + 0,5 \gamma_i D_i \right)$$

Si la cohesió augmentés linealment amb la profunditat d'acord amb la relació

$$c = kc \times D$$

caldrà substituir el seu valor c pel valor mitjà en la profunditat D : $kc \times \frac{D}{2}$.

Per ancoratges eixamplats (fig. 7.12.b.)

$$Q_u = W_p + W + \pi B [H_o (c + phm_1 \tan \delta) + (D - H_o) (a + phm_2 \tan \delta)]$$

H_o = cantell del fust

phm_1 = pressió normal mitja sobre la superfície lateral del cilindre de sòl de l'alçada del fust.

phm_2 = pressió normal mitja sobre la superfície lateral de l'eixamplament.

Si l'ancoratge fos prismàtic caldrà substituir el perímetre circular πB pel perímetre rectangular $2(L + B)$.

L'estratificació es considera com en el cas anterior. També es podria corregir el valor de la cohesió en el cas de que variés amb la profunditat.

En alguns casos pot resultar imprudent comptar amb la resistència al tall del primer metre de sòl ja que es pot alterar fàcilment.

El sistema constructiu pot modificar els valors de l'adherència, la cohesió, l'angle de fricció, el coeficient d'empenya i la densitat.

7.- MÈTODES D'AVAUACIÓ

El mètode de la superfície cilíndrica proporciona valors utilitzables per tots els tipus d'ancoratges superficials. En canvi als ancoratges fondos només es podrà aplicar si no es mobilitza l'efecte placa, ja que amb la profunditat la trencadura es localitza a les proximitats de l'ancoratge i deixa de prolongar-se fins a la superfície (fig. 6.44.).

La teoria cilíndrica presuposa una superfície de trencament que correspon amb la real segons el tipus d'ancoratge, la situació, la inclinació i el sòl. En aquest aspecte, s'assembla a la teoria del fust de con invertit. Però en canvi, el mètode cilíndric contempla les característiques de tall que determinen la resistència i avalua doncs amb més precisió l'efecte de les variacions d'aquestes propietats.

Al arrencar, per exemple, dos pous molt semblants en llim sorrenc modificant la humitat (taula 7.3.) s'observa que mentre la densitat només augmenta el 4%, la cohesió disminueix el 53%. Al tractar-se de zones pròximes a la superfície lliure, la influència de la cohesió en la resistència al tall encara és substancial.

Nº	POU		SÒL				CARREGA D'ARRENCAMENT				
	B (m)	D (m)	w (%)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	tan α	OBSERVADA (kN)	CÓNICA (kN)	CÓNICA OBS	CILINDRICA (kN)	CIL OBS
1	0,66	2,68	12,1	16,62	75,16	0,53	464	205	0,44	443	0,95
2	0,64	2,59	18,4	17,36	35	0,68	243	192	0,79	238	0,98

Taula 7.3.- Arrencament de pous en llims sorrencs variant la humitat (Horner, 1969).

El mètode del fust de con invertit considera solsament una superfície de trencament i la densitat. Les variacions de la resistència al tall només son valorades amb la mesura en que afectin a la densitat i per aixó no detecta la diferència entre el sòl natural i el embassat. (En el segon cas el resultat es una mica inferior perque el pou va resultar una mica més petit).

En canvi, el mètode cilíndric acusa clarament la diferència i manté la relació amb la càrrega mesurada quasi constant.

Així i tot, el mètode de la superfície cilíndrica no es pot aplicar de forma general perque comporta implícites una sèrie de limitacions:

- a) No considera l'efecte de la component de la càrrega perpendicular a l'eix de l'ancoratge.
- b) Assumeix que es mobilitza la màxima resistència al tall simultàniament sobre tota la superfície. En realitat aquesta mobilització es produeix de forma progressiva, de manera que hi han a la vegada parts en estat límit i altres que no hi han arribat.
- c) No contempla la influència del procés constructiu que varia segons es tracti de desplaçament o extracció.
- d) Queda sense valorar l'efecte de les càrregues permanents i de les repetides que son les habituals en estructures traccionades.
- e) Avalúa l'estat límit de trencadura sense estudiar els moviments.
- f) En eixamplaments acampanats es mobilitza un efecte de placa que involucra al sòl més enllà del cilindre vertical.
- g) No valora l'efecte de la profunditat crítica.

7.- MÈTODES D'AVUJACIÓ

Les comprovacions realitzades manifesten les limitacions d'aquest mètode amb la dispersió dels resultats (fig. 7.14.).

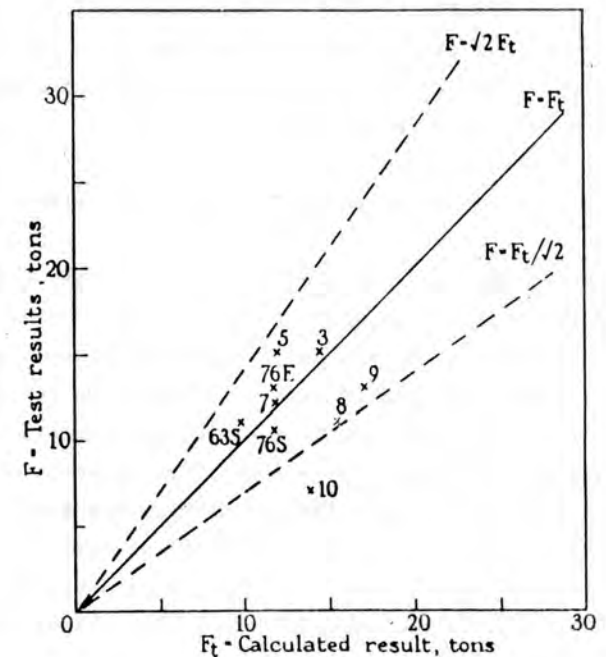


Fig. 7.14.- Comprovació del mètode cilíndric. (Parr & Vanner, 1962).

VALORS OBSERVATS , Q_u (tons)

VALORS CALCULATS , $Q_d \times F$ (tons)

1 ton = 9,96 kN

$Q_u = Q_d \times F \times \sqrt{2}$

$Q_u = Q_d \times F$

$Q_u = Q_d \times F / \sqrt{2}$

2) Formulació de Meyerhof & Adams

Meyerhof & Adams (1968) milloren la teoria cilíndrica en sòls amb fricció, considerant l'efecte de la forma i de la profunditat crítica.

Als càlculs realitzats per la teoria cilíndrica clàssica s'aplica la hipòtesi bidimensional d'empenta sobre faixa vertical indefinida. Com que la major part d'ancoratges utilitzats a la pràctica no són correguts, cal corregir el valor de l'empenta amb un coeficient de forma que consideri l'efecte tridimensional de les seccions circulars, quadrades o rectangulars.

L'altra consideració de Meyerhof i Adams es refereix a l'aplicació de la teoria cilíndrica quan la profunditat excedeix el valor crític, a partir del qual la trencadura deixa d'interferir amb la superfície lliure del sòl. Ho fan limitant l'alçada del cilindre vertical al valor d'aquesta profunditat crítica. Comproven a més que la resistència a l'arrencament no excedeix la capacitat de càrrega que tindria el mateix ancoratge treballant com a fonament convencional amb la càrrega dirigida cap a baix. Formulen doncs que, amb profunditat suficient, la resistència neta es torna independent de la direcció de la càrrega.

Plaques corregudes superficials (fig. 7.15.):

$$Q_u = 2 \left(cD + \frac{\gamma D^2}{2} K_u \tan \phi \right) + W_p + W$$

Q_u = càrrega límit d'arrencament

c = cohesió

D = profunditat

γ = pes unitari

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

K_u = coeficient d'empenta d'arrencament = 0,95 (sòls granulars)

ϕ = angle de fricció

W_p = pes propi de l'ancoratge

W = pes del cilindre vertical de terres definit pel contorn de l'ancoratge.

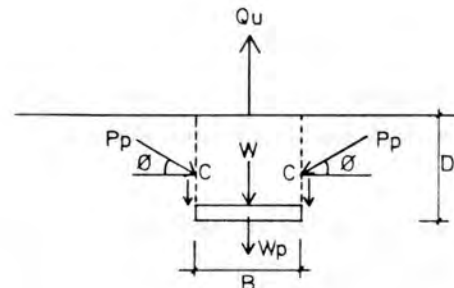


Fig. 7.15.- Placa correguda superficial (Meyerhof & Adams, 1968).

Plaques corregudes fondes (7.16.):

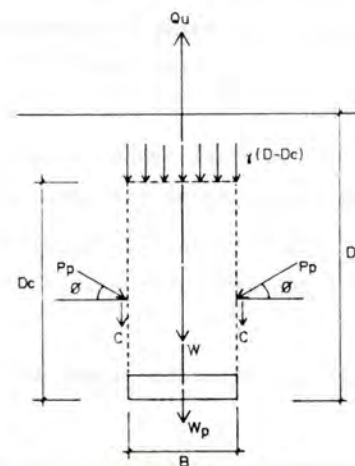


Fig. 7.16.- Placa correguda fonda (Meyerhof & Adams, 1968)

Es considera que la placa només afecta a la profunditat crítica D_c , que varia amb l'angle de fricció ϕ (fig. 7.17.). Les terres de la profunditat restant (de 0 a $D - D_c$) només contraresten la resurrecció amb el pes propi. Per tant, l'empenta i la cohesió només actuen sobre D_c .

Cohesió sobre l'alçada $D_c = 2c D_c$

Fricció sobre l'alçada $D = \gamma D^2 K_u \tan \phi$

Fricció sobre l'alçada $D - D_c = -\gamma (D - D_c)^2 K_u \tan \phi$

Pes de l'ancoratge i del sòl = $W_p + W$

Total $Q_u = 2c D_c + \gamma (2D - D_c) D_c K_u \tan \phi + W_p + W$

Observis que la profunditat crítica es considera independent de la forma de l'ancoratge (corregut, circular o rectangular).

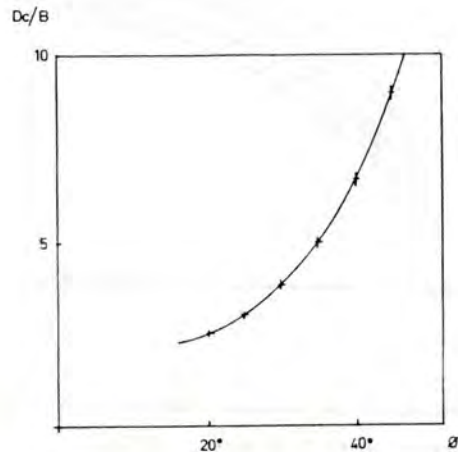


Fig. 7.17.- Profunditat relativa crítica D_c/B vs. angle de fricció interna ϕ (Meyerhof & Adams, 1968).

PROFUNDITAT RELATIVA CRÍTICA D_c/B

ANGLE DE FRICCIO INTERNA ϕ

7.- MÈTODES D'AVUACIÓ

Per més que s'augmenti la profunditat, la resistència màxima que es pot obtenir es la d'una sabata equivalent amb la càrrega dirigida cap a baix més la resistència lateral de l'element de connexió o fust i el pes propi.

$$Q_u = B (cN_c + \gamma DN_q) + A_{lo} q_s + W_p + W$$

N_c, N_q = factors de capacitat de càrrega

A_{lo} = àrea lateral del fust

q_s = resistència unitària lateral.

Plaques circulars:

Les fórmules obtingudes per plaques corregudes s'apliquen a les circulars utilitzant el valor apropiat del perímetre $= \pi B$ i afectant a l'empenta amb el coeficient de forma S esmentat al analitzar el comportament dels ancoratges (fig. 6.17.).

Plaques quadrades:

S apliquen les fórmules obtingudes per plaques corregudes amb el perímetre apropiat $= 4B$ i afectant a l'empenta amb el coeficient de forma S .

Plaques rectangulars:

Es consideren com la suma d'una sabata correguda de longitud $L - B$ més mitja sabata quadrada a cada extrem.

RESISTENCIA DE PLAQUES HORIZONTALS A L'ARRENCAMENT
RESUM GENERAL DE FORMULACIO
Meyerhof & Adams (1968)

	SUPERFICIAL	FONDA
CORREGUDA	$2cD + 2 \cdot 0,5 \gamma \cdot D^2 \tan \phi + W_p + W$	$2cD_c + \gamma(2D - D_c) D_c K_u \tan \phi + W_p + W$
CIRCULAR	$\pi BcD + 5\pi/2 B \gamma D^2 K_u \tan \phi + W_p + W$	$\pi BcD_c + 5\pi/2 B \gamma (2D - D_c) D_c K_u \tan \phi + W_p + W$
QUADRADA	$4BcD + 52B \gamma D^2 K_u \tan \phi + W_p + W$	$4BcD_c + 52B \gamma (2D - D_c) D_c K_u \tan \phi + W_p + W$
RECTANGULAR	$2(L+B)cD + \gamma D^2 K_u \tan \phi (L-B + 2sB) + W_p + W$	$2(L+B)cD_c + \gamma (2D - D_c) D_c K_u \tan \phi (2sB + L-B) + W_p + W$

Quadre 7.1.- Resum general de formulació (Meyerhof & Adams, 1968).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

S'han realitzat nombroses comprovacions experimentals de la teoria de Meyerhof & Adams. Els valors observats per plaques superficials en sorra solta coincideixen molt bé (fig. 7.18.) i la profunditat crítica resulta igual a 4,5 per $\beta = 31^\circ$ (fig. 7.19.) molt pròxima al valor teòric = 4,2 (fig. 7.17.).

Al augmentar la profunditat i la densitat, augmenta la dispersió (fig. 7.20.). La teoria sobre-valora els ancoratges fonsos en sorra solta perquè la trencadura queda molt localitzada a les proximitats de l'ancoratge. En canvi, es queda curta quan la densitat augmenta perquè el volum involucrat creix molt.

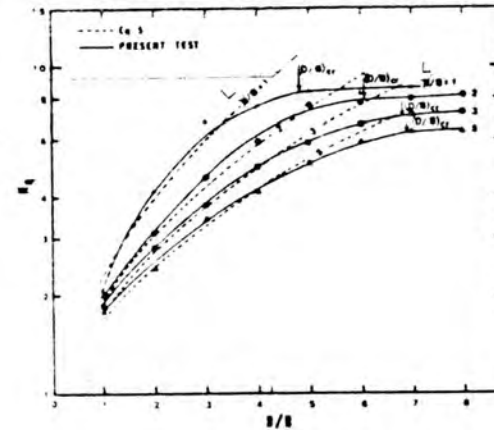


Fig. 7.18.- Arrencament de plaques quadrades i rectangulars en sordes (Das & Seeley, 1975).

FACTOR DE CAPACITAT DE CÀRREGA N_{qu}

PROFUNDITAT RELATIVA D/B

Teoria de Meyerhof & Adams (1968) -----

Observacions —————

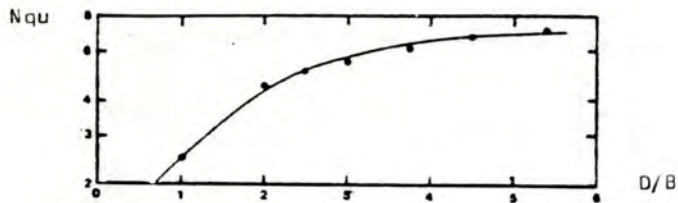


Fig. 7.19.- Efecte de la profunditat relativa en el factor de capacitat de càrrega a l'arrencament (Das & Seeley, 1975).

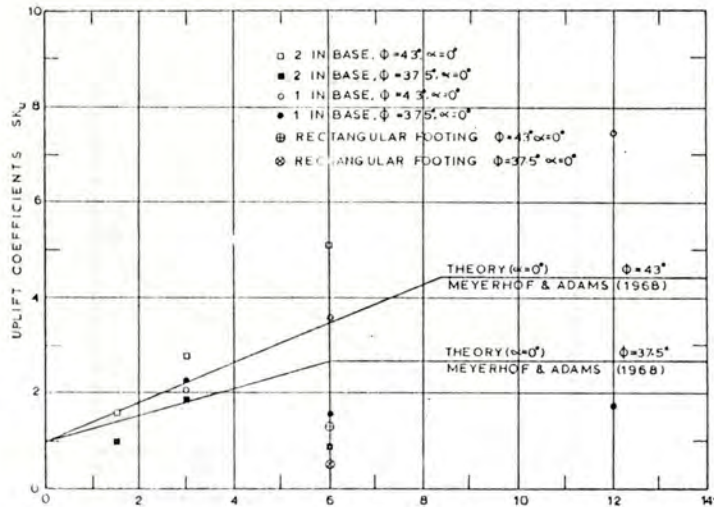
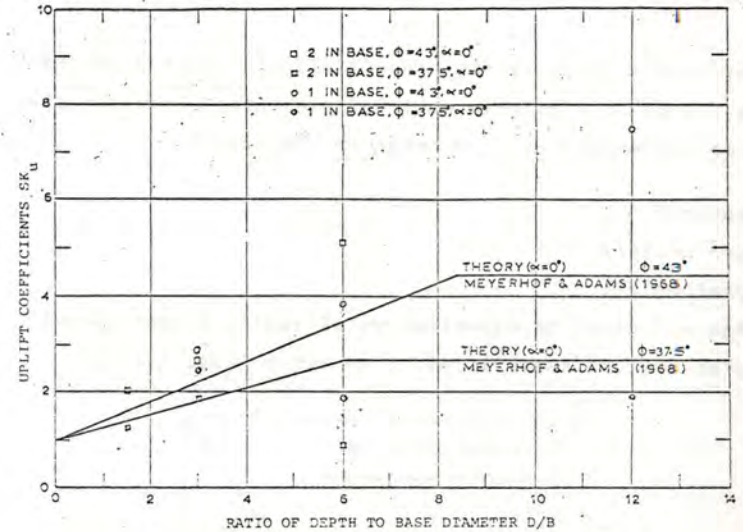


Fig. 7.20.- Comprovació de la teoria de Meyerhof & Adams (Bhalla, 1970 i Hope, 1969).

PRODUCTE S_{ku}
 PROFUNDITAT RELATIVA D/B

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ



7.1.4.- Expansió de cavitats a l'interior del sòl

Mariupol'skii (1965) i Vesic (1969, 1971) estudien l'extracció d'objectes enterrats aplicant la teoria de l'expansió d'una cavitat a l'interior del sòl.

Segons Mariupol'skii, el treball per aixecar una placa una distància S , és equivalent al necessari per expandir una cavitat cilíndrica en el sòl, desde el volum inicial de radi r_1 del connector i alçada S , fins al volum final de radi r_2 de la placa i la mateixa alçada S .

Pels ancoratges superficials, Vesic (1965) estudia l'expansió d'una cavitat esfèrica o cilíndrica pròxima a la superfície d'un sòlid semi-infinit homogeni i isòtrop i arriba a formular la pressió necessària per reventar aquesta cavitat.

Esquivel (1967) ho aplica a l'arrencament de plaques circulars enterrades en sorra i Vesic (1971) ho generalitza per sòls coherents i plaques rectangulars.

$$q_u = cN_{cu} + \gamma DN_{qu}$$

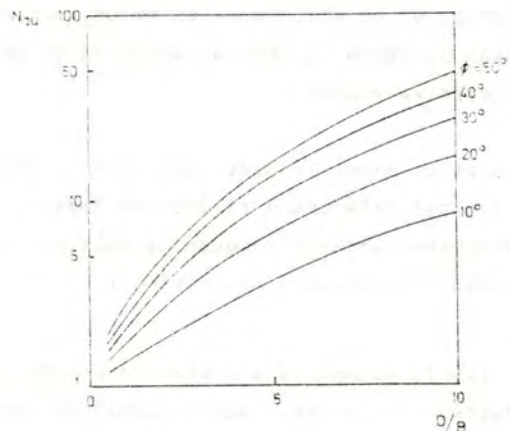
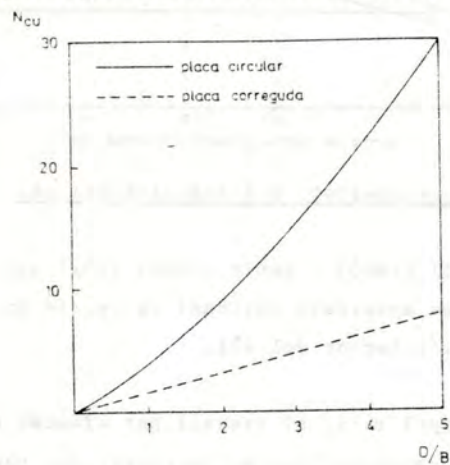
q_u = pressió necessària per produir el trencament referida a l'àrea de l'objecte enterrat projectada sobre un pla-nol perpendicular a la força de trencament.

c = cohesió

γ = pes unitari

D = profunditat

N_{cu} , N_{qu} = factors de capacitat de càrrega a l'arrencament d'ancoratges superficials d'en Vesic (fig. 7.21.).



7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

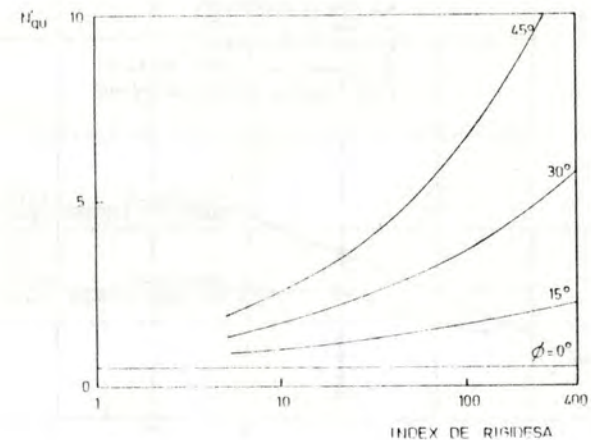
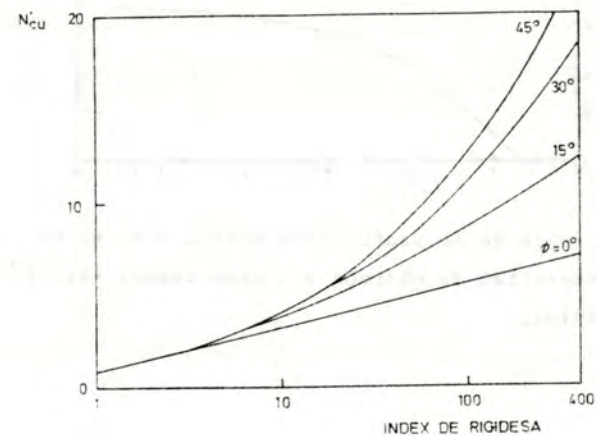


Fig. 7.21.- Factors de capacitat de càrrega a l'arrencament de Vesic:

N_{cu} = ancoratge superficial en argila

N_{qu} = ancoratge superficial en sorra

N'_{cu} = ancoratge fondo en argila

N'_{qu} = ancoratge fondo en sorra

Pels ancoratges profunds, Vesic (1971) estudia l'expansió d'una cavitat esfèrica en el interior d'una massa infinita i calcula la pressió límit que produeix un canvi de volum igual al volum de sòl desplaçat per l'ancoratge. Considera l'efecte dels canvis de volum en la zona plàstica i de l'índex de rigidesa:

$$Q_u = W_p + \eta \theta_0 (D - B + \theta_0) q_s + \frac{\eta (\theta^2 - \theta_0^2)}{4 (1 - 0,5 \tan \phi)} p_u$$

amb $p_u = CN'cu + DN'qu$

Q_u = càrrega límit d'arrencament

W_p = pes propi de l'ancoratge

B = diàmetre de l'ancoratge

θ_0 = diàmetre de la barra de connexió

q_s = resistència lateral de la barra

ϕ = angle de fricció interna

$N'cu$ i $N'qu$ = factors de capacitat de càrrega a l'arrencament d'ancoratges profunds d'en Vesic (fig. 7.21.).

Depenen de ϕ i de I_r :

$$I_r = \frac{G}{C + \gamma D \tan \phi}$$

I_r = índex de rigidesa

G = mòdul de tallant

La distinció entre superficial i profund es produeix a partir dels valors de la profunditat relativa mostrats a la taula 7.4.

SOL	D_c/B
SORRA SOLTA	3
SORRA DENSA	10
ARGILA TOVA	2
ARGILA DENSA	5

Taula 7.4.- Profunditat relativa crítica segons Vesic (1971).

7.- MÈTODES D'AVAUACIÓ

Els assaigs, tot i que confirmen la tendència indicada per la teoria aplicada als ancoratges superficials, es divorcien del 40 al 100% dels valors estimats (fig. 7.22.)

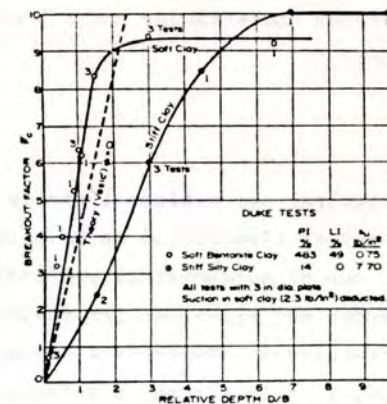
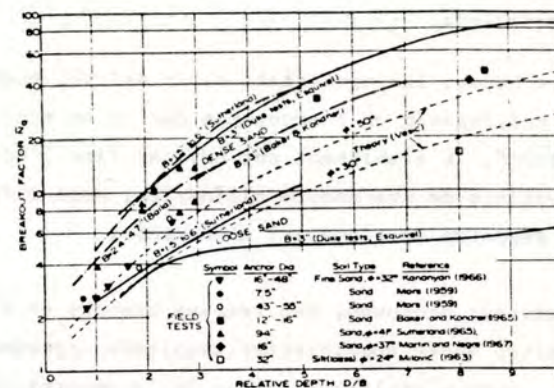


Fig. 7.22.- Verificació experimental dels factors de capacitat de càrrega a l'arrencament (Vesic, 1971).

N_{qu} (SORRES)

PROFUNDITAT RELATIVA (D/B)

N_{cu} (ARGILES)

La divergència procedeix de les limitacions de l'anàlisi i el desconeixement de les característiques reals del sòl. Les deduccions teòriques apliquen al cas real tridimensional, la distribució de tensions corresponent al cas pla i la superfície de trencament tòrica d'en Balla observada en sorres i ancoratges superficials.

Per altra banda, les propietats reals del sòl queden afectades per la col·locació de l'ancoratge que no es contemplada per la formulació. L'afebliment pot arribar fins i tot a produir una superfície de trencadura cilíndrica, molt diferent de la tòrica assumida en l'anàlisi d'en Vesic.

Per ancoratges profunds, les teories basades en l'expansió d'una cavitat poden subministrar resultats aproximats als reals sempre i quan s'utilitzin valors de la compressibilitat adients, encara que parteixen d'un model de comportament més adequat a les explosions subterrànies que a l'arrencament d'ancoratges passius.

7.2.- Efecte placa

El mètode més general per avaluar l'efecte placa dels ancoratges passius aplica l'expressió de la càrrega d'enfonsament. Es basa en que al augmentar la profunditat, la sobrecàrrega de sòl acaba per aproximar les resistències a la compressió i a l'arrencament. Meyerhof & Adams (1968) ja varen proposar el valor de la càrrega d'enfonsament com a límit superior de la resistència a l'extracció.

Als ancoratges superficials però, no son aplicables els factors de capacitat de càrrega de la teoria de l'enfonsament perquè la superfície de trencadura es diferencia molt de la dels fonaments comprimits. Per aixó s'han de corregir i es dissenyen com factors de capacitat de càrrega a l'arrencament.

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

$$Q_u = A (c N_{cu} + \gamma D N_{qu}) + Q_s + W_p$$

Q_u = càrrega límit d'arrencament

A = àrea de la placa o eixamplament projectada sobre un pla perpendicular a la direcció de la càrrega.

c = cohesió

γ = pes unitari

D = profunditat

Q_s = resistència lateral del fust o connector

W_p = pes propi de l'ancoratge

N_{cu}, N_{qu} = factors de capacitat de càrrega a l'arrencament.

7.2.1.- Sòls granulars

$$Q_u = \gamma D A N_{qu} + Q_s + W_p$$

N_{qu} = factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en sorres. Varia amb l'angle de fricció, la profunditat i les característiques particulars dels ancoratges i sòl assajats per determinar-lo (figs. 6.16., 6.39., 6.66., 7.18., 7.19., i 7.23.).

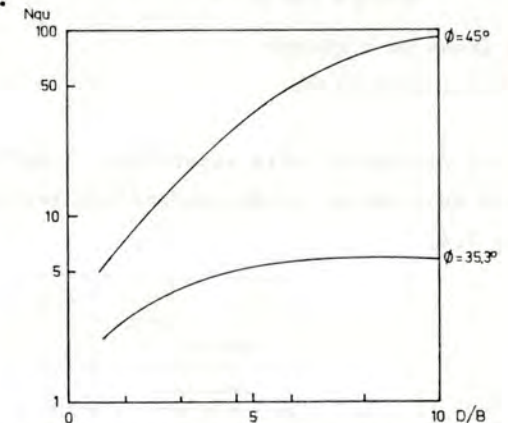


Fig. 7.23.- Factor de capacitat de càrrega a l'arrencament de plaques circulars en sorra de Chatta_hoochee seca (Esquivel Díaz, 1967).

Completant els valors esmentats amb els que es subministren al recull d'assaigs de l'annex segon, es dedueix l'expressió següent per plaques circulars i quadrades (fig. 7.24.):

de $0^\circ \leq \phi \leq 30^\circ$:

$$N_{qu} = 5 \frac{D/B}{25} \left(\sqrt{\frac{10\phi}{3}} - \frac{D}{B} \right) \quad \text{amb } \frac{D}{B} \leq \sqrt{\frac{5\phi}{6}}$$

de $30^\circ \leq \phi \leq 45^\circ$:

$$N_{qu} = (5 \times 16 \left(\frac{\phi}{15} - 2 \right) \left[1 - \left(\frac{D/B}{\frac{\phi}{3} - 5} - 1 \right)^2 \right]) \quad \text{amb } \frac{D}{B} \leq \frac{\phi}{3} - 5$$

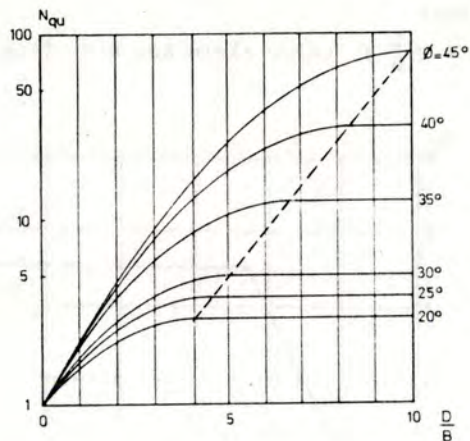


Fig. 7.24.- Valors de disseny de N_{qu} segons ϕ i $\frac{D}{B}$, s'indica també la corba $N_{qu\max}$ vs. $\frac{Dc}{B}$.

Per sòls submergits, Taylor et al. (1979) subministren els valors de N_{qu} , basats en les propostes de Vesic (1969) i Meyerhof & Adams (1968) (fig. 7.25.).

7.- MÈTODES D'AVUACIÓ

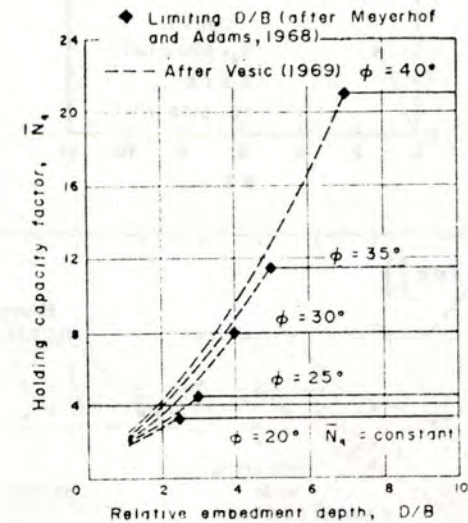


Fig. 7.25.- Valors de disseny de N_{qu} segons ϕ i D/B per sorres submergides (Taylor et al., 1979).

7.2.2.- Sòls coherents

$$Q_u = A_c N_{cu} + Q_s + W + W_p$$

W = pes del sòl contingut en el cilindre vertical de base la de l'ancoratge (per $\phi = 0$: $N_{qu} = 1$).

N_{cu} = factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en argiles. Varia amb la profunditat i les característiques particulars dels ancoratges i sòls assajats per determinar-lo (fig. 7.26.)

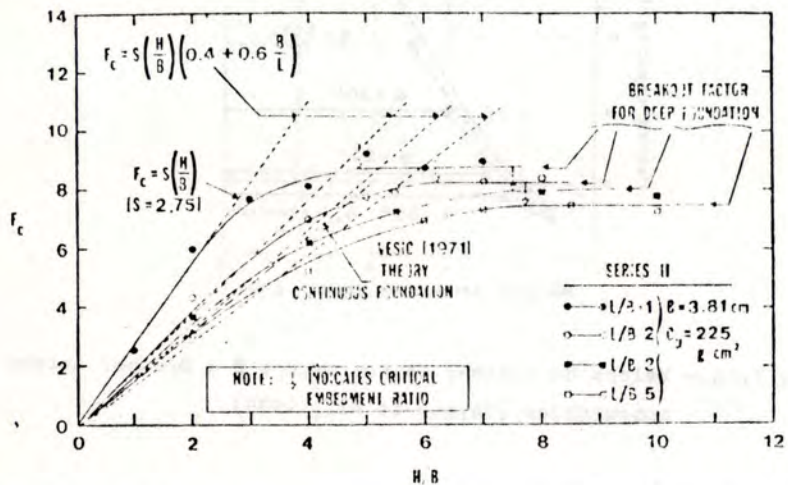
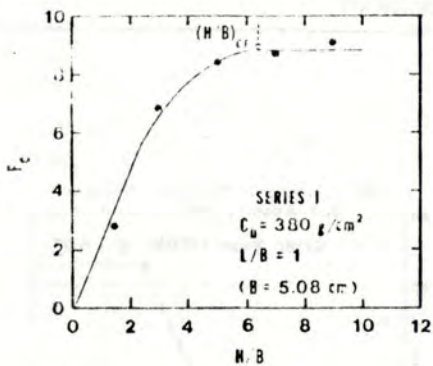


Fig. 7.26.- Factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en argila, plaques quadrades i rectangulars (Das, 1978).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

Meyerhof & Adams (1968) dedueixen els valors de N_{cu} de la resistència calculada amb les seves fórmules. Per ancoratges circulars

$$Q_u = \pi B c D + W_p + W \quad (\beta = 0)$$

Igualant-la amb l'expressió 7.1. sense considerar la resistència lateral del connector :

$$N_{cu} = 4 \frac{D}{B} \quad \text{ja que } A = \frac{\pi B^2}{4}$$

amb valor màxim $N_{cu} = 9$ igual al N_c dels fonaments a compressió (Meyerhof, 1951). Aquests valors resulten massa elevats per ancoratges superficials en argiles dures i es recomana reduir-los a la meitat:

$$N_{cu} = 2 \frac{D}{B} ; \quad \text{valor màxim } N_{cu} = 9 \quad (\text{fig. 7.27.})$$

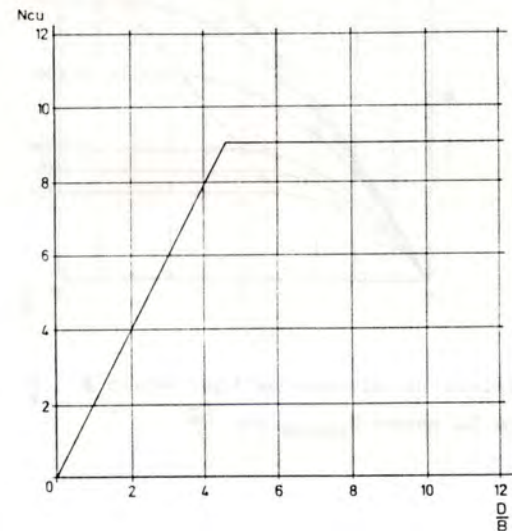


Fig. 7.27.- Factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en argiles (Meyerhof & Adams, 1968).

D'aquesta forma les observacions queden més ben representades pel valor estimat (fig. 7.28.).

De fet aquesta relació entre N_{cu} i D/B varia amb la cohesió (fig. 7.29.) i el valor màxim es manté molt pròxim al $N_{cu} = 9$ assenyalat.

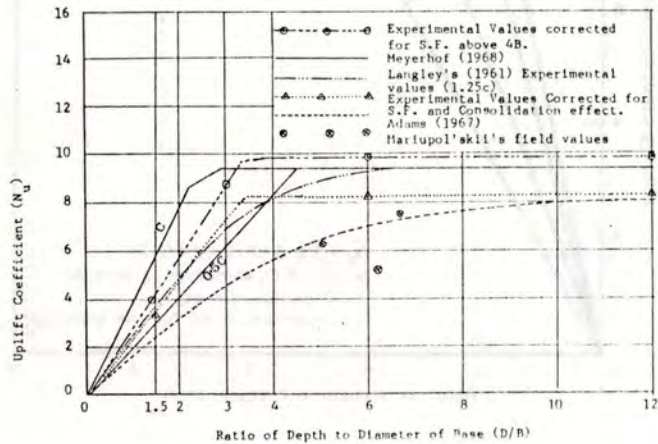


Fig. 7.28.- Factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en argiles. Comprovació dels valors de Meyerhof & Adams. (Valliappan, 1970).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

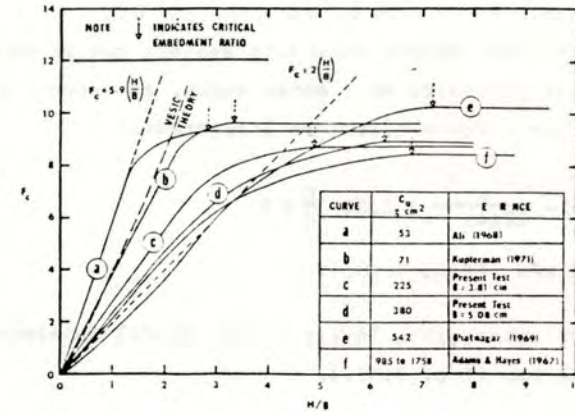


Fig. 7.29.- Factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en argiles N_{cu} vs. D/B , plaques circulars (Das, 1978).

F_c és N_{cu}
↓ indica D_c/B

corba	c(kPa)	Procedència
a	5,18	Ali (1968)
b	6,9	Kupferman (1971)
c	22,06	B = 38,1 mm. Das (1978)
d	37,27	B = 50,8 mm. Das (1978)
e	53,17	Bhatnagar (1969)
f	96,6 - 172,5	Adams & Hayes (1967)

Completant els valors esmentats amb els que es subministren al recull d'assais de l'annex segon, es dedueix l'expressió següent per plaques circulars i quadrades:

$$N_{cu} = \left(-\frac{c}{10,41} - 5,52 \right) \frac{D}{B} \leq 9$$

amb $c \leq 39,23$ kPa (fig. 7.30.)

Per sòls submergits, Taylor et al. (1979) subministren els valors de N_{cu} (fig. 7.31.).

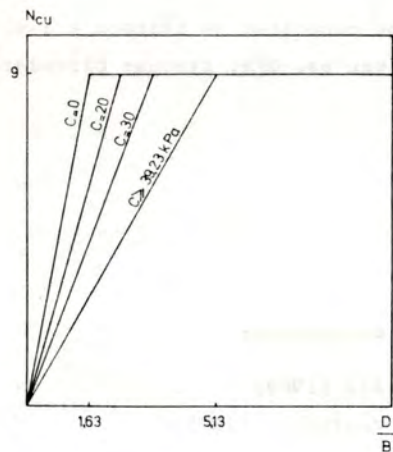


Fig. 7.30.- Valors de disseny de N_{cu} segons c i $\frac{D}{B}$.

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

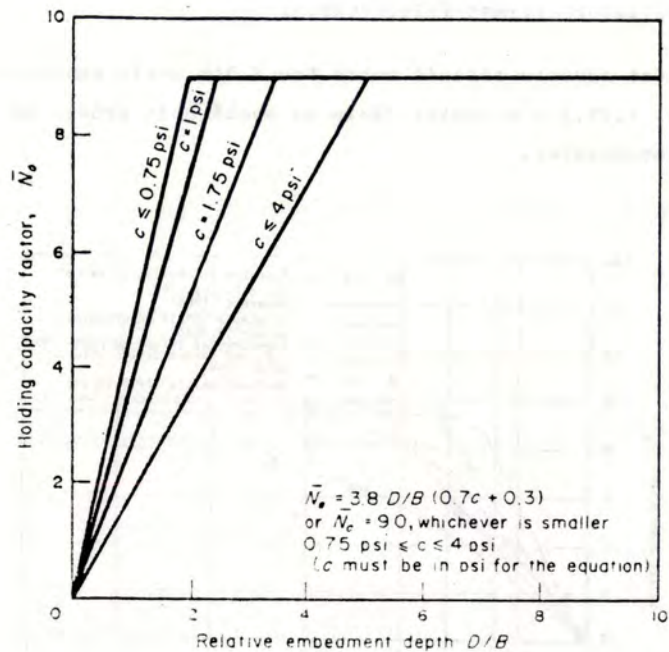


Fig. 7.31.- Valors de disseny de N_{cu} segons c i D/B per argiles submergides (Taylor et al., 1979).

- $c \leq 5,17$ kPa
- $c = 6,90$ kPa
- $c = 12,07$ kPa
- $c \leq 27,58$ kPa

7.2.3.- Mètode empíric de Das

Das (1980) millora la teoria dels factors de capacitat de càrrega en argiles considerant l'efecte de la forma i de la cohesió. Assajant plaques quadrades i rectangulars en argiles i recollint les observacions realitzades per altres investigadors, dedueix la relació entre cohesió i profunditat crítica (fig. 6.67.) que l'hi permet distingir, per cada argila, la situació superficial (factor de capacitat de càrrega N_{cu} variable) de la fonda (N_{cu} max.).

$$(Dc/B)_Q = 0,107 c + 2,5 \leq 7$$

Dc = profunditat crítica

B = amplada

$(Dc/B)_Q$ = profunditat relativa crítica, placa quadrada

c = cohesió en kPa

També estudia la relació entre la profunditat crítica d'una placa rectangular $B \times L$ i de la placa quadrada $B \times B$ en funció de la proporció L/B (fig. 7.32.).

$$(Dc/B)_R = (Dc/B)_Q (0,73 + 0,27 L/B) \leq 1,55 (Dc/B)_Q$$

Per representar el factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en argila N_{cu} defineix dos paràmetres β_1 i β_2 :

$$\beta_1 = \frac{D}{Dc} = \frac{D/B}{Dc/B} ; \beta_2 = N_{cu}/N_{cu} \text{ màx.}$$

Aquests paràmetres tenen l'avantatge d'estar relacionats amb independència de la cohesió i la forma (fig. 7.33.) i permeten per tant l'avaluació del factor N_{cu} per tots els valors de c i L/B .

7.- MÈTODES D'AVVALUACIÓ

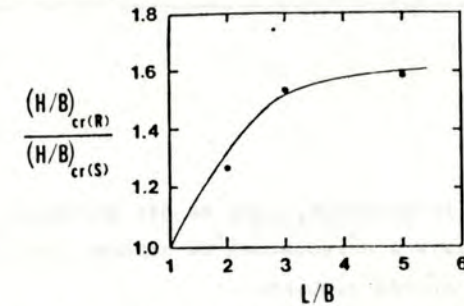


Fig. 7.32.- Efecte de la proporció L/B en la relació $(Dc/B)_R / (Dc/B)_Q$ (Das, 1978).

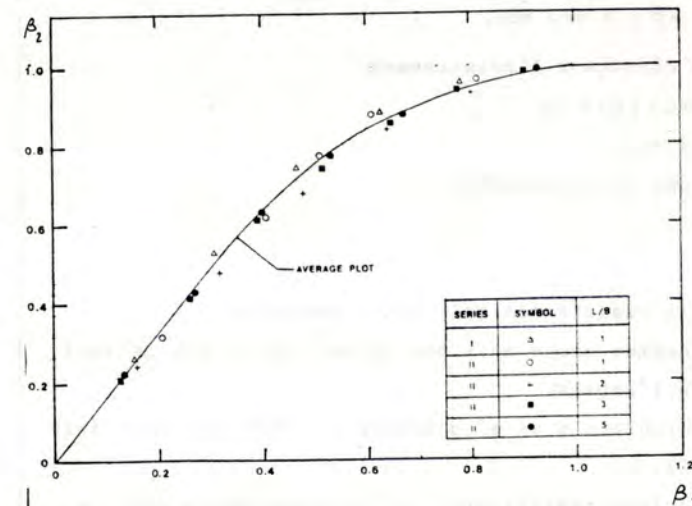
L = llargada

B = amplada

Dc = profunditat crítica

$(Dc/B)_R$ = profunditat relativa crítica de la placa rectangular

$(Dc/B)_Q$ = profunditat relativa crítica de la placa quadrada.



$$\beta_1 = \frac{D}{Dc}$$

$$\beta_2 = \frac{N_{cu}}{N_{cu} \text{ màx.}}$$

Fig. 7.33.- Relació entre els paràmetres de Das (1980)

La corba que relaciona β_1 i β_2 es pot utilitzar per avaluar la resistència a l'arrencament de plaques horitzontals en argila seguint el procés següent:

- a) cal determinar la cohesió c en kPa
 b) es calcula la profunditat crítica de la placa quadrada $B \times B$ amb l'expressió:

$$(Dc/B)_Q = 0,107 c + 2,5 \leq 7$$

per plaques rectangulars $L \times B$:

$$(Dc/B)_R = (Dc/B)_Q (0,73 + 0,27 L/B) \leq 1,55 (Dc/B)_Q$$

- c) es determina el valor màxim de N_{cu} per Dc/B :
 placa quadrada: $N_{cu} \text{ màx.} = 9$
 placa rectangular: $N_{cu} \text{ màx.} = 9 (0,84 + 0,16 B/L)$
 d) amb la corba β_1 vs. β_2 i el valor $\beta_1 = \frac{D}{Dc}$ es determina β_2 .
 Per tant $N_{cu} = \beta_2 \times N_{cu} \text{ màx.}$

- e) capacitat de càrrega a l'arrencament:

$$Q_u = BL (cN_{cu} + \gamma D) + W_p$$

γ = pes unitari

W_p = pes propi de l'ancoratge

Observacions:

- no considera la resistència del fust o connector.
- el fust o connector ocupa molt poc volum o té el pes unitari semblant al de l'argila.
- per plaques circulars B es el diàmetre i $\pi B^2/4$ la superfície (en lloc de BL).
- a les comprovacions realitzades, la correspondència amb els valors observats es considerable (fig. 7.34.).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

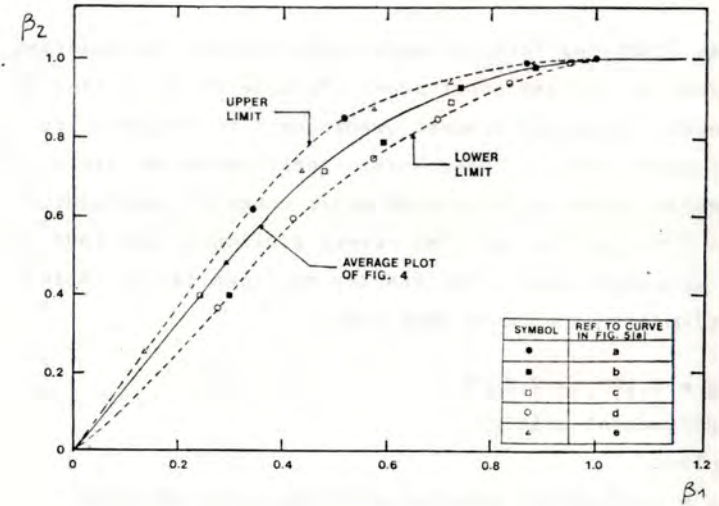


Fig. 7.34.- Comprovació del mètode d'en Das (1960)

$$\beta_1 = \frac{D}{Dc}$$

$$\beta_2 = \frac{N_{cu}}{N_{cu} \text{ màx.}}$$

Símbol	C(kPa)	Procedència
●	5,18	Alf (1968)
■	6,9	Kupferman (1971)
□	10,35 - 13,8	Adams & Hayes (1967)
○	53,17	Bhatnagar (1969)
△	96,6 - 172,5	Adams & Hayes (1967)

7.2.4.- Avaluació de l'alçament

En els assaigs d'extracció de plaques, s'observa que el principi de la corba càrrega vs. desplaçament es quasi recte

Això indica que es poden avaluar aproximadament els moviments inicials d'una placa mesurant la pendent del tram inicial de la corba esmentada.

Khadilkar & Gogate (1970) proposen l'anàlisi elàstic de la placa sotmesa a pressió d'alçament uniformement distribuïda, amb les equacions de Mindlin i Westergaard. Faciliten els resultats per plaques circulars horitzontals, inclinades 15° i verticals sotmeses a càrrega axial (taula 7.5.).

VALORS DE $(s/Q) \times 10^{-5}$ cm/kp per $E = 300$ kp/cm ²									
B (m)	HORITZONTAL			INCLINADA 15°			VERTICAL		
	D(m)	$\mu=0,3$	$\mu=0,5$	D(m)	$\mu=0,3$	$\mu=0,5$	D(m)	$\mu=0,3$	$\mu=0,5$
0,4	2	4,736	4,276	1,93	4,594	4,151	0,2	4,421	4,002
0,6	2	3,257	2,949	1,93	3,162	2,866	0,3	2,989	2,718
0,8	2	2,517	2,265	1,93	2,446	2,222	0,4	2,273	2,075
0,4	4	4,585	4,128	3,86	4,444	4,002	0,2	4,357	3,928
0,6	4	3,107	2,801	3,86	3,013	2,718	0,3	2,926	2,643
0,8	4	2,368	2,138	3,86	2,297	2,075	0,4	2,210	2,001

VALORS DE $(s/Q) \times 10^{-5}$ cm/kp per $\mu = 0,3$									
B (m)	HORITZONTAL			INCLINADA 15°			VERTICAL		
	D(m)	E=200	E=300	D(m)	E=200	E=300	D(m)	E=200	E=300
0,4	6	6,801	4,734	5,80	6,592	4,394	0,2	6,504	4,336
0,6	6	4,585	3,056	5,80	4,444	2,963	0,3	4,357	2,905
0,8	6	3,476	2,317	5,80	3,371	2,247	0,4	3,284	2,189
0,4	8	6,764	4,509	7,73	6,554	4,369	0,2	6,489	4,326
0,6	8	4,547	3,031	7,73	4,407	2,938	0,3	4,341	2,894
0,8	8	3,438	2,292	7,73	3,333	2,222	0,4	3,268	2,178

Taula 7.5.- Alçament de plaques circulars. Mètode elàstic (S = desplaçament en cm.; Q = càrrega en kp).

Khadilkar & Gogate, 1970.

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

7.3.- Efecte fust

Per avaluar la contribució del fust en la resistència es pot aplicar la teoria cilíndrica considerant l'efecte de la profunditat crítica, del material i la col.locació.

La resistència lateral unitària del fust en sorres no augmenta indefinidament amb la profunditat, sino que s'estabilitza a partir d'un valor de la relació D/B anomenat crític = D_c/B (figs. 7.35. i 7.36.) que es relaciona amb l'angle de fricció (fig. 7.37.) i la densitat relativa (fig. 7.38.).

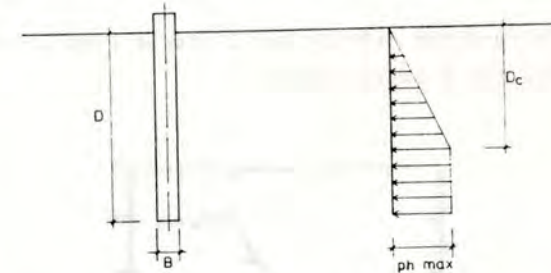


Fig. 7.35.- Distribució de l'empenta sobre el fust d'un pilot llarg en sorra.

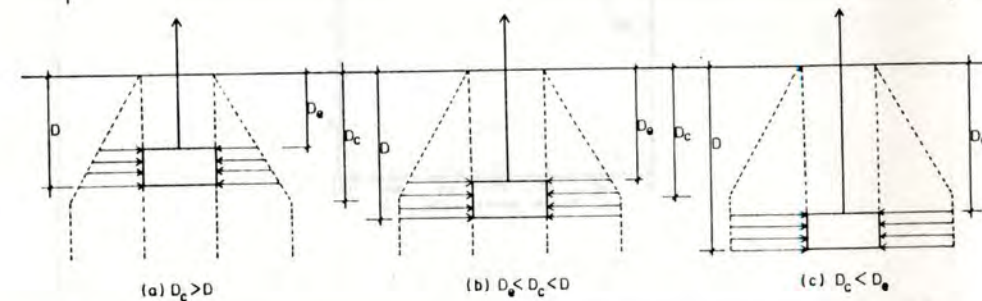


Fig. 7.36.- Empenta lateral sobre ancoratges cilíndrics fonsos.

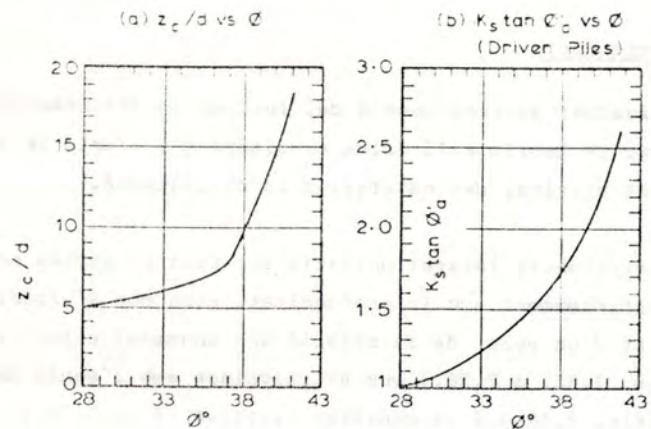


Fig. 7.37.- Profunditat crítica per l'efecte fust en sorres (Foulos & Davis, 1980).

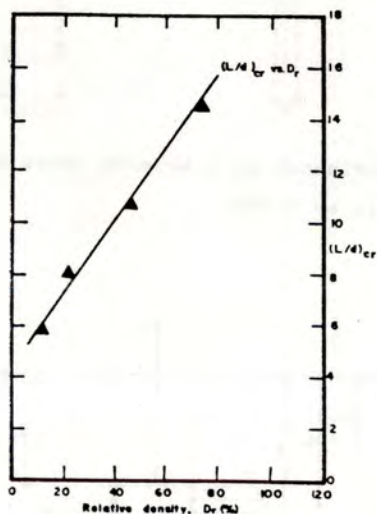
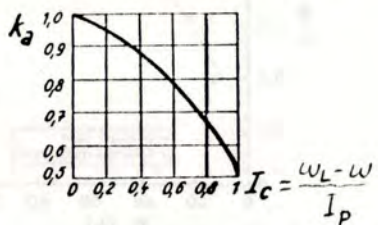
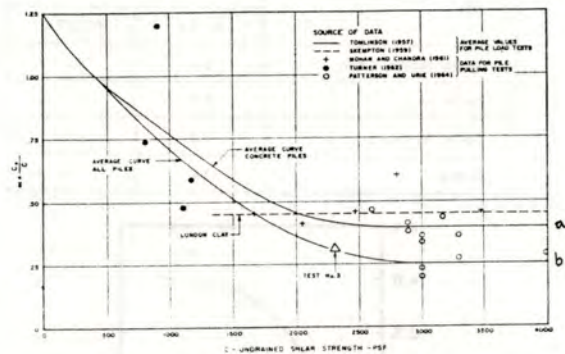


Fig. 7.38.- Arrencament de pilots. Profunditat crítica per l'efecte fust en sorres (Das, 1983).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

La col·locació i el material afecten sobretot a l'adherència, l'empenta i la fricció sòl-fust. A les taules 7.6 a 7.11. es recullen diversos valors.

Broms & Silberman (1964) comproven que la resistència del fust a l'extracció és la tercera part o la meitat de la que es mobilitza en compressió segons es tracti de sorra solta o densa respectivament, ja que la compressió incrementa la pressió lateral mentre que l'arrencament allivia el pes propi. També comproven la influència de la densitat relativa i la rugositat, que incrementen la fricció. La col·locació del pilot també pot influir perquè modifica la densitat augmentant-la en mètodes de desplaçament o disminuint-la en mètodes d'extracció.



CONSISTÈNCIA DE L'ARGILA	COHESIÓ (kPa)	FUSTA I FORMIGÓ	ACER
Molt tova	0 a 12	0 a 12	0 a 12
Tova	12 a 24	12 a 23	12 a 22
Mitjanament rígida	24 a 48	23 a 36	22 a 34
Rígida	48 a 96	36 a 46	34
Molt rígida	96 a 192	46 a 62	34 a 36

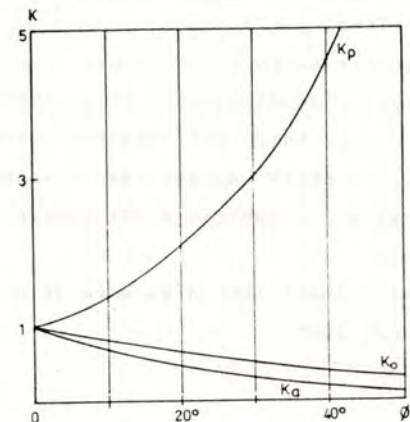
Taula 7.6.- A dalt: (adherència/cohesió) vs. cohesió, Sowa, 1970 (1 PSF = 47,9 Pa = 0,49 g/cm²).

a) corba mitjana dels pilots de formigó.
b) corba mitjana de tots els pilots.

Al mig: (adherència/cohesió) vs. índex de consistència (Jesenák et al., 1981).

A baix: valors orientatius de l'adherència en kPa (recollits per Flucker & Teng, 1965).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ



SOL	Ko
Sorra i grava	0,35 a 0,60
Argila normalment consolidada i llim	0,45 a 0,75
Argila sobre-consolidada	0,80 a 1,36

SORRA	N(SPT)	K
Molt solta	2 a 4	0,5
Solta	4 a 10	1
Densa	10 a 50	1,5
Molt densa	>50	2

SOL	K
Grava sorrenca densa	1,4 a 2,3
Sorra fina i llim sorrenc	0,5 a 1
Sorra densa	1,4

Taula 7.7.- Valors del coeficient d'empenta.

A dalt: coeficients d'empenta passiva, al repòs i activa:

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$



Taula 7.7 (cont) Al centre (superior): coeficient d'empenta al repòs (Teng, 1962)

Al centre (inferior): valors orientatius del coeficient d'empenta per pous i sabates de formigó a $D/\phi = 2$ en sorra poc alterada durant la construcció. En sorres submergides o sempre que es produeixi una alteració considerable: $K = 0,5$ (Adams, 1975).

A baix: coeficient d'empenta de barres injectades (Hanna, 1982).

$$[f_{\phi} = \delta/\phi, f_c = \frac{c_u}{c}, f_{cmax} = \frac{c_u max}{cmax}; \text{ SIN COEFICIENTE DE SEGURIDAD}]$$

MATERIAL DE CONSTRUCCION		ARENA		LIMO NO COHESIVO			SUELO GRANULAR COHESIVO		ARCILLA		
		0,06 < D < 2,0 mm		0,002 < D < 0,06			50% ARCILLA + 50% ARENA		D ≤ 0,06 mm		
ACABADO SUPERFICIAL		SECA	SATURADA	SECO	SATURADO		CONSISTENCIA = 1,0-0,5		INDICE DE CONSISTENCIA = 1,0-0,73		
		DENSA	DENSA	SUELTA	DENSA						
		f_{ϕ}	f_{ϕ}	f_{ϕ}	f_{ϕ}	f_{ϕ}	f_c	f_{ϕ}	f_c	f_{cmax}	
ACERO	LISO PULIDO	0,54	0,64	0,79	0,40	0,68	0,40	—	0,50	0,25	0,50
	RUBOSO OXIDADO	0,76	0,80	0,95	0,48	0,75	0,65	0,35	0,50	0,50	0,80
MADERA	// A LAS FIBRAS	0,76	0,85	0,92	0,55	0,87	0,80	0,20	0,80	0,4	0,85
	⊥ A LAS FIBRAS	0,88	0,89	0,98	0,63	0,95	0,90	0,40	0,70	0,50	0,95
HORMIGON	LISO HECHO EN MOLDE DE HIERRO	0,76	0,80	0,92	0,50	0,87	0,84	0,42	0,68	0,40	1,00
	ASPERO HECHO EN MOLDE DE MADERA	0,88	0,88	0,98	0,62	0,96	0,90	0,58	0,80	0,70	1,00
	RUBOSO HECHO SOBRE UN TERRENO PREPARADO	0,98	0,90	1,00	0,78	1,00	0,95	0,80	0,84	0,40	1,00

Taula 7.8.- Valors de les relacions δ/ϕ i a/c de Poty_ondy (1961).

δ = angle de fricció sòl-fonament

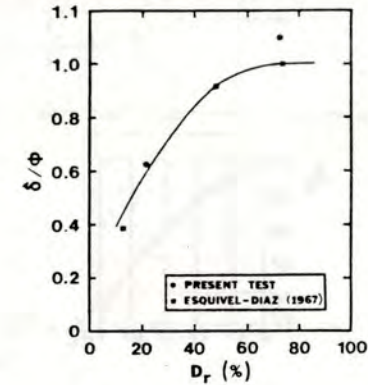
ϕ = angle de fricció interna del sòl

a = adherència sòl-fonament

c = cohesió

7.- MÈTODES D'AVALUACIO

SÒL	SUPERFICIE DE CONTACTE	
	LLISA	RUGOSA
Argila humida i lim	0,2	0,3
Sorra seca	0,5	0,7
Sorra humida	0,3	0,5
Grava	0,4	0,5



SÒL	HUMITAT	Tan δ (sòl-formigó)
Granular	sec	0,5
	humit	0,2 a 0,3
Coherent	sec	0,5
	humit	0,2

MATERIAL	ANGLE δ
Acer	$\phi/2$ a $3\phi/4$
Formigó	$3\phi/4$ a ϕ

Taula 7.9.- Coeficients de fricció entre el sòl i el fonament
 A dalt: fricció sòl-formigó (Flucker & Teng, 1965)
 Al mig: fricció sòl-formigó vs. densitat relativa (Das et al., 1977)
 A baix: valors proposats per la IASS (1985).

SÒL	RESISTÈNCIA LATERAL (kPa)
Fang	12 - 10
Llim	14 - 10
Argila tova	19 - 10
Argila llimosa	29 - 10
Argila sorrenca	29 - 10
Argila mitjana	34 - 10
Llim sorrenc	38 - 10
Argila ferma	43 - 10
Argila llimosa densa	57 - 14
Argila dura	72 - 19
Sorra, llim o argila molt solts	5 - 2,4
Sorra, llim o argila mitjans	24 - 5
Sorra, llim o argila densos	34 - 5
Sorra, llim o argila molt densos	43 - 5
Sorra (totes les densitats)	57 - 24
Sorra i grava	96 - 48
Grava	120 - 48

Taula 7.10.- Valors orientatius de la resistència lateral de pilots (recollits per Flucker & Teng, 1965).

SÒL	D(m)	FUSTA	FORMIGÓ PREFABRICAT	ACER
Turba		7 a 10		
Argila tova		14 a 24	14 a 24	14 a 24
Argila dura		29 a 43	29 a 43	29 a 43
Sorra i grava	105 - 396	38 a 57	38 a 48	38 a 48
Sorra i grava	> 396	57 a 105	48 a 67	48 a 77

SÒL	RESISTÈNCIA LATERAL kPa
Graves i sorres gruixudes	686 a 981
Sorres mitjanes i fines	294 a 588
Argiles:	
Resistència a la compressió simple ≥ 392 kPa	> 784
" " dc 98 a 392 kPa	392 a 784
" " dc 49 a 98 kPa	245 a 392

Taula 7.11.- Valors de la resistència lateral en kPa.

A dalt: recollits per Flucker & Teng, 1965.

A baix: per bulbs injectats (Muzás, 1980).

7.- MÈTODES D'AVUACIÓ

Exemple 1: pilot clavat en sorra de Casteldefels

$$B = 0,50 \text{ m.}$$

$$D = 6 \text{ m.}$$

$$\gamma = 17,16 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = 26^\circ$$

$$\tan \delta = 0,34$$

$$K \text{ (extracció)} = 3$$

Càrrega vertical límit

$$Q_{uv}; W_p + \pi B D p_{hm} \tan \delta$$

$$W_p = \pi \frac{B^2}{4} D \gamma a = \pi \times \frac{0,5^2}{4} \times 6 \times 23,54 = 27,73 \text{ kN}$$

Profunditat relativa crítica ($\beta < 37^\circ$)

$$\frac{D_c}{B} = \frac{1}{9} (2 \times \beta - 11) = 5$$

$$\text{Profunditat crítica } D_c = 5 \times 0,5 = 2,5 \text{ m.}$$

$$D \leq 2,5 \text{ m.: } p_{hm} = \frac{1}{2} K \gamma D_c = 64,35 \text{ kPa}$$

$$D > 2,5 \text{ m.: } p_{hm} = K \gamma D_c = 128,70 \text{ kPa}$$

$$Q_{uv} = 27,73 + \pi \times 0,5 \times (2,5 \times 64,35 + 3,5 \times 128,70) \times 34 =$$

$$= 27,73 + 326,49 = 354,22$$

Exemple 2: pilot perforat en argila

$$B = 0,50 \text{ m.}$$

$$D = 6 \text{ m.}$$

$$c = 50 \text{ kPa}$$

$$\alpha = 0,70$$

Càrrega vertical límit

$$Q_{uv} = W_p + \pi B D a$$

$$W_p = \pi \frac{B^2}{4} D \gamma a = \pi \times \frac{0,5^2}{4} \times 6 \times 23,54 = 27,73 \text{ kN}$$

$$\pi B D a = \pi \times 0,5 \times 6 \times 0,7 \times 50 = 329,87 \text{ kN}$$

$$Q_{uv} = 27,73 + 329,87 = 357,60 \text{ kN}$$

7.4.- Efecte directe de l'empenta

Pilots verticals sotmesos a càrrega horitzontal

Pilots curts, càrrega límit.

Es consideren curts els pilots que a penes es deformen i resisteixen més que el sòl.

Per calcular la càrrega horitzontal de trencadura d'un pilot curt, es poden aplicar les equacions de la estàtica (fig. 7.39.). No es contempla la contribució de la base ja que a l'efecte directe de l'empenta s'hi superposarà normalment una component vertical dirigida cap amunt.

Equilibri de forces horitzontals:

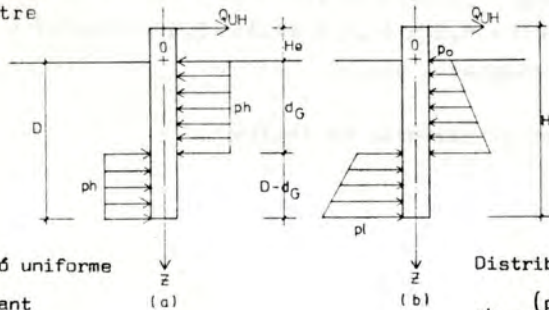
$$Q_{UH} - \int_0^{d_g} p_h(z) B dz + \int_{d_g}^D p_h(z) B dz = 0$$

Equilibri de moments

$$-Q_{UH} \times H_e - \int_0^{d_g} p_h(z) B z dz + \int_{d_g}^D p_h(z) B z dz = 0$$

p_h = empenta horitzontal unitària

B = diàmetre



Distribució uniforme

$p_h = \text{constant}$

$\bar{p}_h = p_h$

Distribució variable

$$p_h = \frac{(p_l - p_o)z}{D} + p_o$$

$$\bar{p}_h = \frac{p_o + p_l}{2}$$

Fig. 7.39.- Pilot curt sotmés a càrrega horitzontal. Estudi de la trencadura (Poulos & Davis, 1980).

\bar{p}_{hm} = empenta horitzontal unitària mitjana.

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

Amb aquestes dues equacions es poden determinar:

Q_{UH} = càrrega límit del pilot sotmés a càrrega horitzontal.

d_g = Profunditat del punt de rotació.

Cal conèixer les característiques geomètriques del problema i la distribució de l'empenta $p_h(z)$ en el moment de la trencadura.

Poulos & Davis (1980) subministren les solucions per distribució uniforme (aproximada al cas de les argiles) i variable linealment amb la profunditat (aproximada al cas de les sorres) (fig. 7.40.).

$$\frac{Q_u}{\bar{p}_{hm} D L}$$

$$\frac{H_e}{D}$$

$$\frac{D}{H_e}$$

Distribució uniforme $\bar{p}_{hm} = p_h$
Distribució lineal amb $p_o = 0$

$$P_{hm} = \frac{p_l}{2}$$

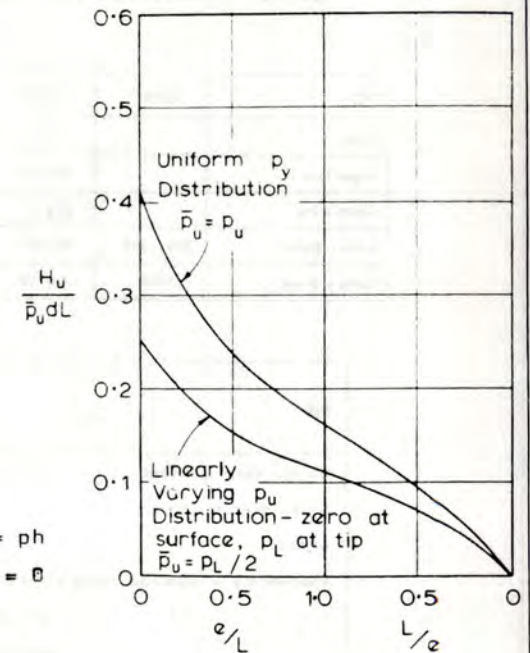


Fig. 7.40.- Càrrega horitzontal límit de pilots curts (Poulos & Davis, 1980)

Pel cas general de sòl amb cohesió i fricció es pot determinar la distribució de l'empenta amb l'expressió de la resistència lateral màxima del sòl:

$$P_h = \gamma DKq + CKc$$

Kq i Kc = factors variables amb β i D/B (fig. 7.41.)

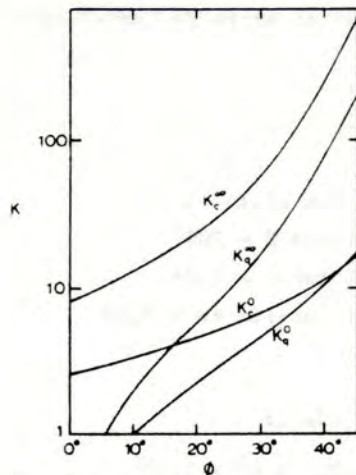
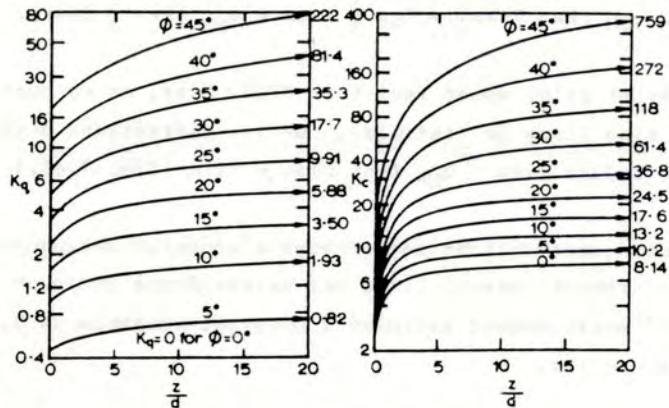


Fig. 7.41.- Factors de capacitat de càrrega lateral (Brinch Hansen, 1961).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

Com que aquesta distribució resultava una mica carregosa pels càlculs pràctics, en Broms (1964) va simplificar-la per sòls granulars i coherents.

a) Sòls granulars (fig. 7.42.)

Distribució de l'empenta:

$$P_h = 3 \gamma Z K_p$$

$K_p = (1 + \sin \beta) / (1 - \sin \beta)$ coeficient d'empenta passiva de Rankine

Considera que el punt de rotació està molt pròxim a la base i substitueix l'empenta posterior per una càrrega concentrada.

Equilibri de moments respecte la base:

$$0,5 \times 3 \gamma DBK_p \times D \times \frac{1}{3} D - Q_{UH} \times (H_e + D) = 0$$

$$Q_{UH} = \frac{0,5 \cdot 3 \gamma D^3 K_p}{H_e + D} \quad (\text{fig. 7.43.})$$

Cal comprovar que el pilot resisteix el moment màxim M_{max} , que es produeix a la profunditat Z_{max} en que s'anul·la l'esforç tallant.

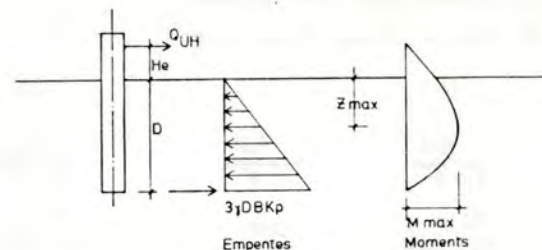


Fig. 7.42.- Distribució de l'empenta i del moment flector produït per una càrrega horitzontal sobre pilots curts verticals en sorra (Broms, 1964)

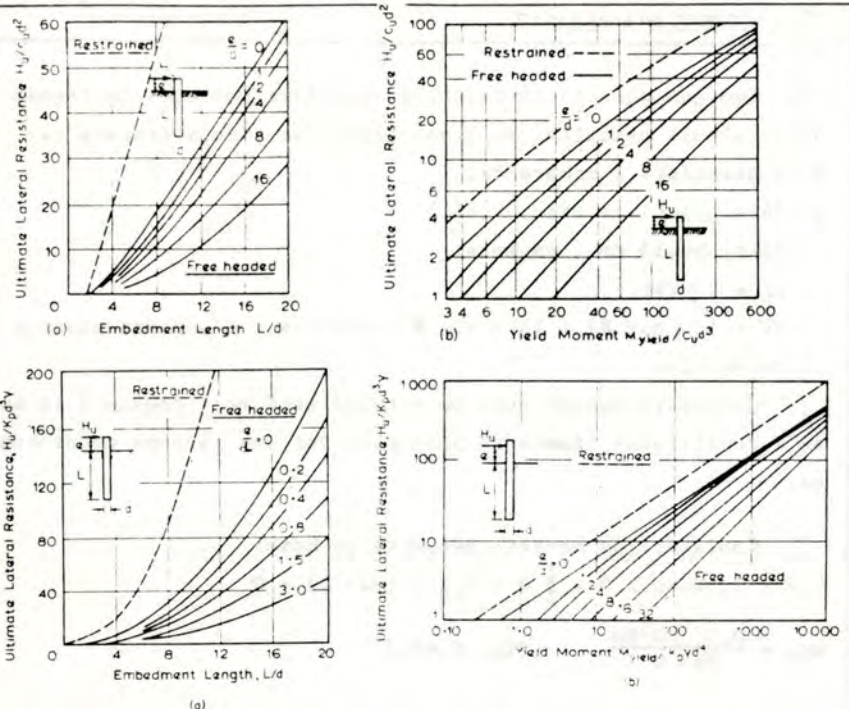


Fig. 7.43.- Resistència lateral (Broms, 1964)

- a) pilots curts en sorres
- b) pilots llargs en sorres
- c) pilots curts en argiles
- d) pilots llargs en argiles

(a)	(b)	(c)	(d)
$\frac{Q_{UH}}{K_p B^3 \gamma}$	$\frac{Q_{UH}}{K_p B^3 \gamma}$	$\frac{Q_{UH}}{c B^2}$	$\frac{Q_{UH}}{K_p B^3 \gamma}$
D/B	$\frac{M_{lim}}{K_p \gamma B^4}$	D/B	$\frac{M_{lim}}{C B^3}$

7.- MÈTODES D'AVUACIÓ

$$0,5 \times 3 \gamma Z_{max} B K_p \times Z_{max} = Q_{UH};$$

$$Z_{max} = \sqrt{\frac{Q_{UH}}{1,5 \gamma B K_p}}$$

$$M_{max} = Q_{UH} (H_e + Z_{max}) - 0,5 \times 3 \gamma Z_{max} B K_p Z_{max} \frac{1}{3} Z_{max} =$$

$$= Q_{UH} (H_e + Z_{max}) - Q_{UH} \frac{1}{3} Z_{max} = Q_{UH} (H_e + \frac{2}{3} Z_{max}).$$

Si el pilot només resisteix $M_{lim} < M_{max}$, no es curt (o rigid), sino llarg (o flexible). De les expressions anteriors es pot deduir Z_{max} i Q_{UH} fent $M_{max} = M_{lim}$ (fig. 7.43.).

Les comprovacions realitzades d'aquestes avaluacions de la resistència lateral límit pel mateix Broms indiquen una relació entre moment calculat i observat variable de 0,88 a 1,19 en sorres.

Exemple: pilot clavat en sorra de Castelldefels.

- Diàmetre $B = 0,50$ m.
- Profunditat $D = 6$ m.
- Vol. $H_e = 0$ m.
- Pes unitari del sòl $\gamma = 17,16$ kN/m³
- Angle de fricció interna $\phi = 28^\circ$
- Fricció sòl-fonament $\tan \delta = 0,34$
- Coefficient d'empenta passiva $K_p = 2,77$
- Moment límit = 900 mkN

Càrrega horitzontal límit:

$$Q_{UH} = \frac{0,5 \times 17,16 \times 0,5 \times 6^3 \times 2,77}{6} = 427,80 \text{ kN (pilot curt)}$$

$$Z_{max} = \sqrt{\frac{427,80}{1,5 \times 17,16 \times 0,5 \times 2,77}} = 3,46 \text{ m.}$$

$$M_{max} = 427,8 \times \frac{2}{3} \times 3,46 = 987,96 \text{ m. kN} > M_{lim}$$

Es tracta doncs de un pilot llarg, que aguanta menys que el sòl:

$$z_{\max} = 3,36 \text{ m.}$$

$$Q_{UH} = 401,79 \text{ kN}$$

Per determinar el moviment dels pilots curts en sòls granulars, es pot recórrer a l'aplicació de la teoria del coeficient de reacció que fan Dallas & Chieurzzi (1966) esmentada per Lloreéns (1980).

La pressió lateral p_h sobre la superfície lateral del pilot es considera proporcional al desplaçament d'aquest punt a través del coeficient de reacció K_H :

$$p_h = K_H \cdot s$$

En sorres s'admet que el coeficient de reacció K_H varia de forma lineal amb la profunditat desde 0 en la superfície fins a K_D a la profunditat D (fig. 7.44.). A la profunditat Z :

$$K_H = Z \frac{K_D}{D}$$

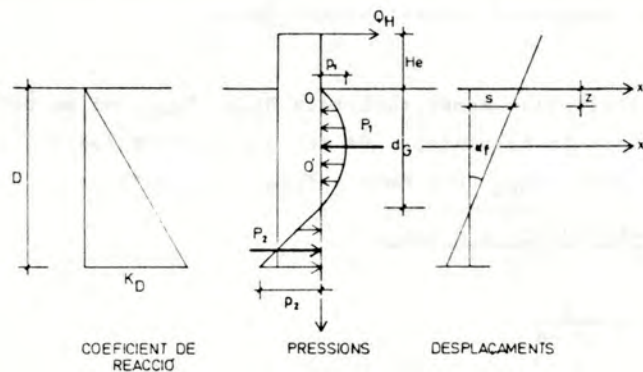


Fig. 7.44.- Pilot curt sotmés a càrrega horitzontal en sorra. Estudi del moviment.

7.- MÈTODES D'AVAUACIÓ

Com que:

$$s = (dg - z) \tan \alpha_f$$

la distribució de pressions queda:

$$p_h = -Z \frac{K_D}{D} (dg - z) \tan \alpha_f$$

Traslladant l'eix x a la profunditat $\frac{dg}{2}$:

$$p_h = -\frac{K_D}{D} \tan \alpha_f \left(\frac{dg^2}{4} - z'^2 \right)$$

Empenta P_1 :

$$\int_{-\frac{dg}{2}}^{\frac{dg}{2}} \left(-\frac{B \cdot K_D}{D} \tan \alpha_f \right) \left(\frac{dg^2}{4} - z'^2 \right) dz = -\frac{K_D B \tan \alpha_f}{6 D} dg^3$$

Empenta P_2 :

$$\int_{\frac{dg}{2}}^{D - \frac{dg}{2}} \left(-\frac{B K_D}{D} \tan \alpha_f \right) \left(\frac{dg^2}{4} - z'^2 \right) dz = \frac{K_D B \tan \alpha_f}{6 D} (D - dg)^2 (2D + dg)$$

$$\text{Per tant } Q_H = P_1 + P_2 \quad (7,2)$$

Equilibri de moments respecte a O' :

$$Q_H \times \left(He + \frac{dg}{2} \right) = \int_{\frac{dg}{2}}^{D - \frac{dg}{2}} \left(-\frac{B K_D}{D} \tan \alpha_f \right) \left(\frac{dg^2}{4} - z'^2 \right) z' dz$$

$$Q_H \left(He + \frac{dg}{2} \right) = \frac{B K_D D \tan \alpha_f}{4} (D - dg)^2 \quad (7.3)$$

Amb 7.2 i 7.3 es determinen:

$$dg = \frac{D}{2} \frac{(4He + 3D)}{(3He + 2D)}; \quad \tan \alpha_f = \frac{12 Q_H}{B D^3} \frac{(3He + 2D)}{K_D}$$

$$s_{\max} = dg \tan \alpha_f = \frac{6 Q_H}{B D^2} \frac{(4He + 3D)}{K_D}$$

Caldrà comprovar que la pressió màxima no supera el valor admissible (el triple de l'empenta passiva segons Broms, 1964) i que el pilot es curt:

$$p_1 = \frac{K_D \tan \alpha_f}{4D} dg^2 < \frac{3}{2} \gamma dg K_p$$

$$p_2 = \frac{6 Q_{UH}}{BD^2} (2 He + D) < 3 \gamma D k_p$$

$$\text{longitud elàstica} = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p D}{B K_H}} \leq 2$$

E_p = mòdul d'elasticitat del pilot

I_p = moment d'inèrcia

b) Sòls coherents (fig. 7.45.)

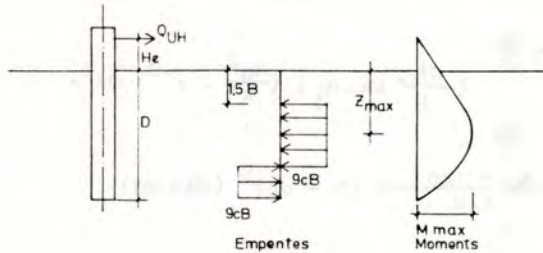


Fig. 7.45.- Distribució de l'empenta i del moment flector produït per una càrrega horitzontal sobre pilots curts verticals en argila (Broms, 1964).

Distribució de l'empenta constant = $9c$ a partir de $z = 1,5 B$ (Broms, 1964). A la profunditat z_{max} es produeix el moment màxim M_{max} i per tant s'hi anul·la l'esforç tallant:

$$Q_{UH} = 9cB (Z_{max} - 1,5 B)$$

$$Z_{max} = \frac{Q_{UH}}{9cB} + 1,5 B \quad (7.4)$$

7.- MÈTODES D'AVAUACIÓ

Valor del moment màxim:

$$M_{max} = Q_{UH} (He + Z_{max}) - \frac{9cB (Z_{max} - 1,5 B)^2}{2} =$$

$$= Q_{UH} (He + 0,5 Z_{max} + 0,75 B) \quad (7.5)$$

Però també:

$$M_{max} = 9cB \frac{1}{2} \times \frac{3}{4} \times (D - Z_{max})^2 - 9cB \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} \times (D - Z_{max})^2 =$$

$$= 2,25 cB (D - Z_{max})^2 \quad (7.6)$$

De les equacions 7.4, 7.5 i 7.6 es poden deduir Q_{UH} (fig. 7.43.), Z_{max} i M_{max} .

$$Q_{UH} = \frac{-C_2 + \sqrt{C_2^2 - 4 C_1 C_3}}{2 C_1}$$

$$\text{amb } C_1 = \frac{1}{36 cB}$$

$$C_2 = He + 0,75 B + 0,5 D$$

$$C_3 = \frac{9}{4} cB (3 BD - D^2 - \frac{9}{4} B^2)$$

Cal comprovar que el pilot resisteix el moment màxim M_{max} , que es produeix a la profunditat Z_{max} .

Si el pilot només resisteix $M_{lim} < M_{max}$, no es curt (o rigid) sino llarg (o flexible). De les expressions 7.4 i 7.5 es pot deduir Z_{max} i Q_{UH} fent $M_{max} = M_{lim}$ (fig. 7.43.).

$$Q_{UH} = \frac{-C_2 + \sqrt{C_2^2 - 4 C_1 C_3}}{2 C_1}$$

$$\text{amb } C_1 = \frac{1}{18 cB}$$

$$C_2 = 1,5 B + He$$

$$C_3 = -M_{lim}$$

Les comprovacions realitzades d'aquestes avaluacions de la resistència lateral límit pel mateix Broms indiquen una relació entre moment calculat i observat variable de 0,54 a 1,65 en argiles.

Exemple: pilot perforat en argila

Amplada $B = 0,50$ m.

Profunditat $D = 6$ m.

Vol. $H_e = 0$ m.

Cohesió = 50 kPa

Relació adherència/cohesió = 0,45

Inclinació de la càrrega $\alpha_c = 90^\circ$

Moment límit = 700 mkN

Càlcul de la càrrega horitzontal límit

$$C_1 = 1/900$$

$$C_2 = 3,38$$

$$C_3 = 1550,39$$

$$Q_{UH} = 404,82 \text{ kN (pilot curt)}$$

$$Z_{max} = 2,55 \text{ m.}$$

$$M_{max} = 667,79 \text{ mkN} < M_{lim} = 700 \text{ mkN}$$

Per determinar el moviment dels pilots curts en sòls coherents, es pot recórrer a la mateixa aplicació de la teoria del coeficient de reacció ja esmentada pels sòls granulars.

En argiles s'admet que el coeficient de reacció K_H no varia amb la profunditat (fig. 7.46.)

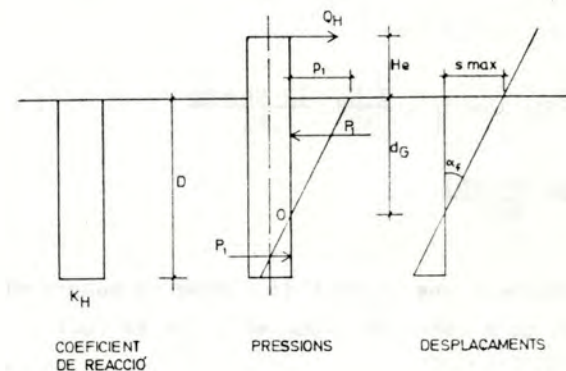


Fig. 7.46.- Pilot curt sotmès a càrrega horitzontal en argila. Estudi del moviment.

Desplaçament màxim:

$$s_{max} = dg \tan \alpha_f$$

Pressió unitària màxima:

$$p_1 = K_H dg \tan \alpha_f$$

$$\text{Empenta } P_1 = \frac{1}{2} BK_H dg^2 \tan \alpha_f$$

$$\text{Empenta } P_2 = \frac{1}{2} BK_H (D - dg)^2 \tan \alpha_f$$

$$\text{Per tant } Q_H = P_1 - P_2 \quad (7.7)$$

$$\begin{aligned} \text{Equilibri de moments respecte a O: } Q_H (H_e + dg) = \\ = \frac{2}{3} P_1 dg + \frac{2}{3} P_2 (D - dg) \quad (7.8) \end{aligned}$$

Amb 7.7 i 7.8 es determinen

$$dg = \frac{3 H_e + 2D}{6 H_e + 3D} D; \tan \alpha_f = \frac{6 Q_H}{BD^3} \frac{(2 H_e + D)}{K_H}$$

$$\max = \frac{2 Q_H}{BD^2} \frac{(3 H_e + 2D)}{K_H}$$

Caldrà comprovar que la pressió màxima no supera el valor admissible: $9c$ (c = cohesió) i que el pilot es curt

$$P_1 = \frac{2 Q_H}{BD^2} (3 H_e + 2D) < 9c$$

$$\text{longitud elàstica} \sqrt[5]{\frac{E_p I_p D}{BK_H}} \leq 1,5$$

Les principals limitacions de les teories d'avaluació de la càrrega límit i moviment dels pilots curts consisteixen en que no es tenen en compte les empentes actives ni la incidència de la forma de la secció transversal i es considera que la resistència màxima es mobilitza simultàniament sobre tota la superfície de contacte lateral.

Desplacament de pilots llargs (o flexibles) sotmesos a càrrega lateral

Si el pilot curt o pou supera la longitud elàstica, passa a ser un pilot llarg o flexible que es deforma, modifica la distribució de tensions i pot trencar-se avans que el sòl. Per analitzar els moviments s'han desenvolupat teories diverses, principalment les basades en el mètode del coeficient de reacció i del semiespai elàstic continu exposades extensament pels manuals de fonaments, per exemple Oteo (1980) i Poulos & Davis (1980).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

7.5.- Superposició d'efectes

7.5.1.- Càrrega inclinada sobre pilots verticals

La inclinació superposa l'efecte fust de la component axial amb l'efecte directe de l'empenta de la component lateral. La càrrega inclinada de trencament exhaureix la resistència lateral o la d'extracció segons el valor de l'angle α_c que forma la direcció de la càrrega amb la vertical.

a) Trencadura axial

$$Q_u \sin \alpha_c < Q_{UH} \text{ o bé } Q_{UV} \tan \alpha_c < Q_{UH}$$

Q_{UH} = càrrega horitzontal límit

Q_{UV} = càrrega vertical límit

Q_u = càrrega límit d'arrencament

α_c = inclinació de la càrrega (respecte a la vertical)

b) Trencadura lateral

$$Q_{UV} \tan \alpha_c > Q_{UH}$$

c) Sòls granulars

En sòls granulars, la component horitzontal de la càrrega millora la resistència axial perquè augmenta la pressió lateral i per tant la fricció. Es pot avaluar l'increment de resistència axial Q_{UV} amb l'anàlisi estàtic del pilot sotmès a la càrrega inclinada. La distribució de l'empenta també va ser simplificada per Broms, 1965. (fig. 7.47.)

La component horitzontal de la càrrega inclinada mobilitza les reaccions P_1 i P_2 que incrementen la resistència axial:

$$\Delta Q_{UV} = (P_1 + P_2) \tan \delta$$

δ = angle de fricció sòl-fonament.

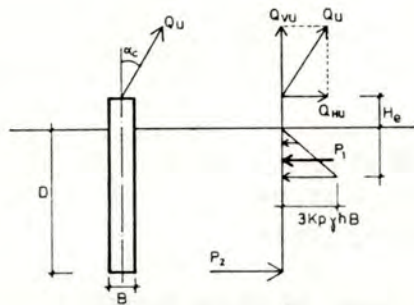


Fig. 7.47.- Distribució de l'empenta produïda per la component horitzontal d'una càrrega inclinada (Broms, 1965)

Es considera que l'empenta unitària contrària a la component horitzontal de la càrrega inclinada augmenta linealment desde la superfície fins a la profunditat h.

$$P_h = 3 K_p \gamma z \quad (0 \leq z \leq h)$$

Empenta total contrària a la component horitzontal:

$$P_1 = \frac{3}{2} K_p \gamma h^2 B \quad (7.10)$$

Equilibri de moments respecte al punt d'aplicació de la càrrega:

$$P_2 \times (D + H_e) = P_1 \times \left(\frac{3}{2} h + H_e\right)$$

$$P_2 = \frac{P_1 \left(\frac{3}{2} h + H_e\right)}{D + H_e} \quad (7.11)$$

Component horitzontal de la càrrega inclinada:

$$Q_{HU} = P_1 - P_2 = P_1 \frac{D - \frac{2}{3} h}{D + H_e} \quad (7.12)$$

Però també:

$$Q_{HU} = (Q_{UV} + \Delta Q_{VU}) \tan \alpha_c \quad (7.13)$$

Les equacions 7.9 a 7.13 subministren els valors de ΔQ_{VU}

i Q_{HU} .

7.- MÈTODES D'AVVALUACIÓ

La resistència límit a l'arrencament serà l'inferior dels valors:

$$Q_u = \sqrt{(Q_{UV} + \Delta Q_{VU})^2 + Q_{HU}^2} \quad (\text{trencadura axial})$$

$$Q_u = \frac{Q_{UH}}{\sin \alpha_c} \quad (\text{trencadura lateral})$$

ja que el valor de Q_{HU} (component horitzontal de la càrrega inclinada límit d'arrencament) està limitat per Q_{UH} (càrrega límit del pilot sotmès a càrrega horitzontal) que es considera independent de la component vertical.

Quan Q_{HU} iguala a Q_{UH} es produeix l'increment màxim de la component axial i per tant l'angle òptim de inclinació de la càrrega, que es pot determinar amb les expressions anteriors fent $Q_{HU} = Q_{UH}$

$$\tan \alpha_c (\delta \text{ptim}) = \frac{Q_{UH}}{Q_{UV} + \Delta Q_{VU} (\text{max})}$$

$$\alpha_c < \alpha_c (\delta \text{ptim}) = \text{trencadura axial } Q_u = \sqrt{(Q_{UV} + \Delta Q_{VU})^2 + Q_{HU}^2}$$

$$\alpha_c > \alpha_c (\delta \text{ptim}) = \text{trencadura lateral } Q_u = \frac{Q_{UH}}{\sin \alpha_c}$$

A les proximitats de $\alpha_c (\delta \text{ptim})$ la càrrega d'arrencament es torna molt sensible a les variacions de la inclinació (fig. 7.46.) Un valor alt de la resistència calculada en aquesta zona pot resultar imprudent per poc que variï la inclinació en altra. Per això es proposa suprimir els valors punta, tot i simplificant la trajectoria de la línia de trencadura axial:

$$Q_{VU} = \frac{\Delta Q_{VU} (\text{màx.})}{2 Q_{UH}} \quad Q_{HU} + Q_{UV}$$

$$Q_{VU} = \frac{Q_{UH}}{\tan \alpha_c}$$

$$\text{per tant } Q_{HU} = \frac{1}{\tan \alpha_c} - \frac{Q_{UH} (\text{màx.})}{2 Q_{UH}} \leq Q_{UH}$$

$$Q_u = \frac{Q_{UH}}{\sin \alpha_c}$$

$$\text{Angle òptim de càlcul: } \tan \alpha_c = \frac{Q_{UH}}{Q_{UV} + 1/2 \Delta Q_{VU} (\text{max.})}$$

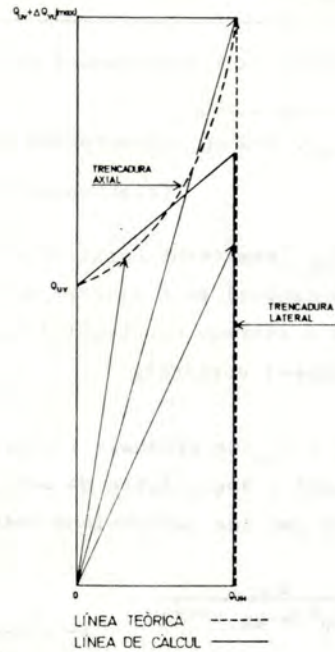


Fig. 7.48.- Representació en coordenades polars de la resistència a la càrrega inclinada de pilots verticals en sorra.

Exemple: pilot clavat en sorra de Castelldefels

- $B = 0,50 \text{ m.}$
- $D = 6 \text{ m.}$
- $H_e = 0$
- $\gamma = 17,16 \text{ kN/m}^3$
- $\phi = 28^\circ$
- $\tan \delta = 0,34$
- $K \text{ (extracció)} = 3$
- $K_p \text{ (passiva)} = 2,77$
- $M_1 = 900 \text{ mkN}$
- $\text{Pes propi} = 27,73 \text{ kN}$
- $\text{Càrrega vertical límit} = Q_{UV} = 326,49 \text{ kN}$

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

Càrrega horitzontal límit

$$Q_{UH} = 402,01 \text{ kN}$$

$$h = 5,10$$

$$P_1 = 927,25 \text{ kN}$$

$$P_2 = 525,44 \text{ kN}$$

$$\Delta Q_{VU} \text{ (màx.)} = 493,92 \text{ kN}$$

$$\text{Angle òptim de càlcul} = 33,77^\circ$$

$$\text{Resistència màxima} = 723,22 \text{ kN}$$

La taula 7.12 recull el càlcul numèric i la fig. 7.49. la construcció gràfica a partir dels valors de Q_{UH} , Q_{UV} i $Q_{VU} \text{ (màx.)}$.

α_c	Q_{HU}	Q_U	TRENCADURA
0º	0	354,22	axial
10º	70,05	403,38	axial
20º	166,05	485,51	axial
30º	316,91	633,82	axial
34º	402,01	723,22	límit
40º	402,01	625,42	lateral
50º	402,01	524,97	lateral
60º	402,01	464,20	lateral
70º	402,01	427,81	lateral
80º	402,01	408,21	lateral
90º	402,01	402,01	lateral

Taula 7.12.- Resistència a la càrrega inclinada d'un pilot vertical en sorra de Castelldefels ($B = 0,5 \text{ m.}$; $D = 6 \text{ m.}$) Càlcul numèric.

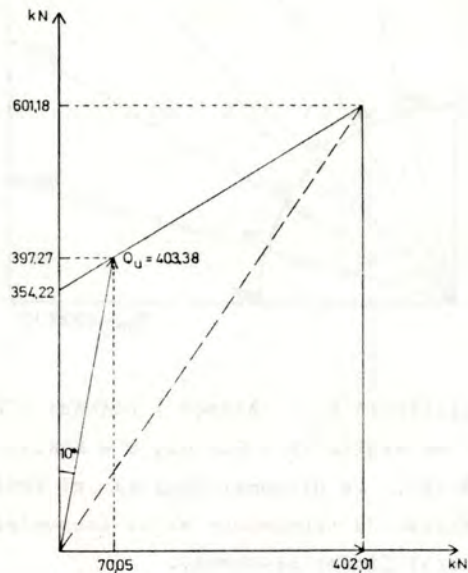


Fig. 7. 49.- Resistència a la càrrega inclinada d'un pilot vertical en sorra de Castelldefels (B = 0,5; D = 6 m.). Construcció gràfica. La diagonal divideix el quadrilàter en dos sectors: de trencadura axial (superior-esquerra) i lateral (inferior-dreta).

Per valors de α_c inferiors a $33,77^\circ$ la trencadura es axial i la resistència augmenta amb la inclinació, mentre que a partir de $33,77^\circ$ la trencadura es lateral i la resistència disminueix (fig. 7.50.).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

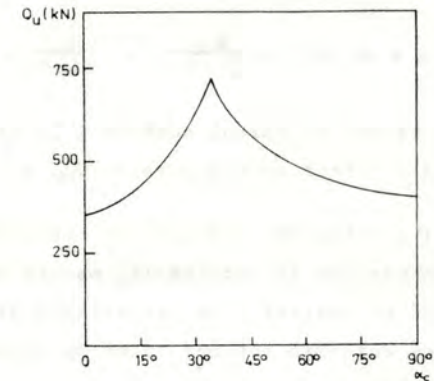


Fig. 7.50.- Efecte de la inclinació de la càrrega en la resistència d'un pilot clavat en sorra de Castelldefels (B = 0,50 m.; D = 6 m.)

d) sòls coherents

En sòls coherents es pot considerar que la resistència axial no depèn de la càrrega lateral i viceversa. La resistència a la càrrega inclinada serà la inferior de :

$$Q_u = \frac{Q_{uv}}{\cos \alpha_c} \quad \text{o bé} \quad Q_u = \frac{Q_{ul}}{\sin \alpha_c}$$

Exemple: pilot perforat en argila

B = 0,50 m.

D = 6 m.

H_e = 0

c = 50 kPa

$\alpha = 0,70$

Càrrega vertical límit = 357,60 kN

Càrrega horitzontal límit: $Q_{UH} = 404,82 \text{ kN}$

Inclinació òptima:

$$\text{arc tan } \frac{Q_{UH}}{Q_{UV}} = 48,54^\circ$$

$$Q_U (\alpha_c = 48,54^\circ) = \frac{Q_{UV}}{\cos \alpha_c} = \frac{Q_{UH}}{\sin \alpha_c} = 540,10 \text{ kN}$$

La taula 7.13 recull el càlcul numèric i la fig. 7.51. la construcció gràfica a partir dels valors de Q_{UH} i Q_{UV} .

Per valors de α_c inferiors a $48,54^\circ$ la trencadura es axial i la resistència augmenta amb la inclinació, mentre que a partir de $48,54^\circ$ la trencadura es lateral i la resistència disminueix (fig. 7.52.). L'angle que delimita els dos tipus de trencadura es l'òptim de resistència màxima.

α_c	$Q_{UV}/\cos \alpha_c$	$Q_{UH}/\sin \alpha_c$	Q_U (kN)	TRECADURA
0	357,6		357,6	axial
15	370,21	1564,10	370,21	axial
30	412,92	809,64	412,92	axial
45	505,72	572,50	505,72	axial
60	715,20	467,45	467,45	lateral
75	1381,66	419,1	419,1	lateral
90		404,82	404,82	lateral

Taula 7.13.- Resistència a la càrrega inclinada d'un pilot vertical en argila. ($B = 0,5 \text{ m.}$; $D = 6 \text{ m.}$) Càlcul numèric.

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

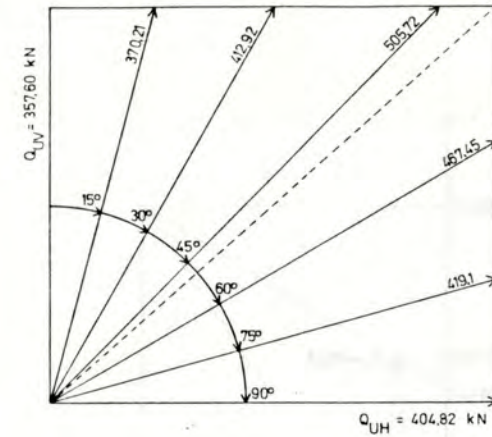


Fig. 7.51.- Resistència a la càrrega inclinada d'un pilot vertical en argila ($B = 0,5 \text{ m.}$; $D = 6 \text{ m.}$). Construcció gràfica. La diagonal divideix el rectangle en dos sectors: de trencadura axial (superior-esquerra) i lateral (inferior-dreta).

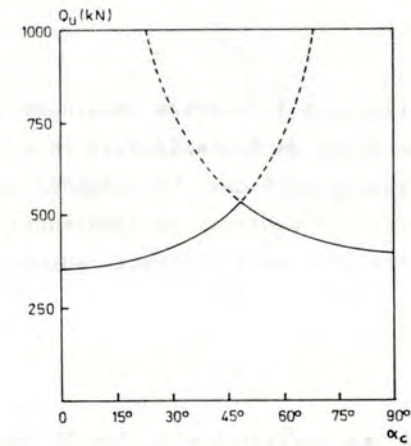


Fig. 7.52.- Efecte de la inclinació de la càrrega en la resistència d'un pilot excavat en argila ($B = 0,50 \text{ m.}$; $D = 6 \text{ m.}$)

e) Sòls de transició ($\phi \neq 0$; $c \neq 0$)

Al combinar-se els efectes de la cohesió i la fricció cal interpretar els símbols de la fig. 7.48 amb els significats següents:

$$Q_{UV} = Q_{UVG} + Q_{UVC} + W_p$$

$$Q_{UH} = Q_{UHG} + Q_{UHC}$$

Q_{UV} = resistència a l'arrencament, càrrega vertical ($\alpha c = 0$)

Q_{UH} = resistència a l'arrencament, càrrega horitzontal ($\alpha c = 90^\circ$)

Q_{UVG} = contribució de la fricció en la resistència vertical

Q_{UVC} = contribució de l'adherència en la resistència vertical

W_p = pes propi

Q_{UHG} = Contribució de la fricció en la resistència horitzontal

Q_{UHC} = contribució de l'adherència en la resistència horitzontal

(La cohesió no participa en l'increment de resistència vertical produït per la inclinació).

Exemple: pilot clavat en llim

$$B = 0,50 \text{ m.}$$

$$D = 6 \text{ m.}$$

$$H_e = 0$$

$$M_l = 900 \text{ m kN}$$

$$\gamma = 17,16 \text{ kN/m}^3$$

$$c = 50 \text{ kPa}$$

$$a = 35 \text{ kPa}$$

$$\phi = 28^\circ$$

$$\delta = 18,78^\circ$$

$$K = 3$$

$$\text{Pes propi} = 27,73 \text{ kN}$$

$$Q_{UVG} = 326,49 \text{ kN}$$

$$Q_{UVC} = 329,87 \text{ kN}$$

$$Q_{UHG} = 285,64 \text{ kN}$$

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

$$Q_{UHC} = 268,20 \text{ kN}$$

$$Q_{UV} = 684,09 \text{ kN}$$

$$Q_{UH} = 553,84 \text{ kN}$$

$$\Delta Q_{UV} (\text{max.}) = 231,27 \text{ kN}$$

Angle òptim de càlcul $34,70^\circ$

Resistència màxima = 972,88 kN

La taula 7.14 recull el càlcul numèric i la fig. 7.53 la construcció gràfica a partir dels valors de Q_{UH} , Q_{UV} i $\Delta Q_{UV} (\text{max.})$

Per valors de αc inferiors a $34,70^\circ$ la trencadura es axial i la resistència augmenta amb la inclinació, mentre que a partir de $34,70^\circ$ la trencadura es lateral i la resistència disminueix (fig. 7.54.).

α_c	Q_{HU}	Q_U	TRENCADURA
0	0	710,24	axial
10°	125,23	721,19	axial
20°	269,47	787,87	axial
30°	449,1	898,19	axial
34,70°	553,84	972,88	límit
40°	553,84	861,62	lateral
50°	553,84	722,99	lateral
60°	553,84	639,52	lateral
70°	553,84	589,38	lateral
80°	553,84	562,38	lateral
90°	553,84	553,84	lateral

Taula 7.14.- Resistència a la càrrega inclinada d'un pilot vertical en llim ($B = 0,50 \text{ m.}$; $D = 6 \text{ m.}$). Càlcul numèric.

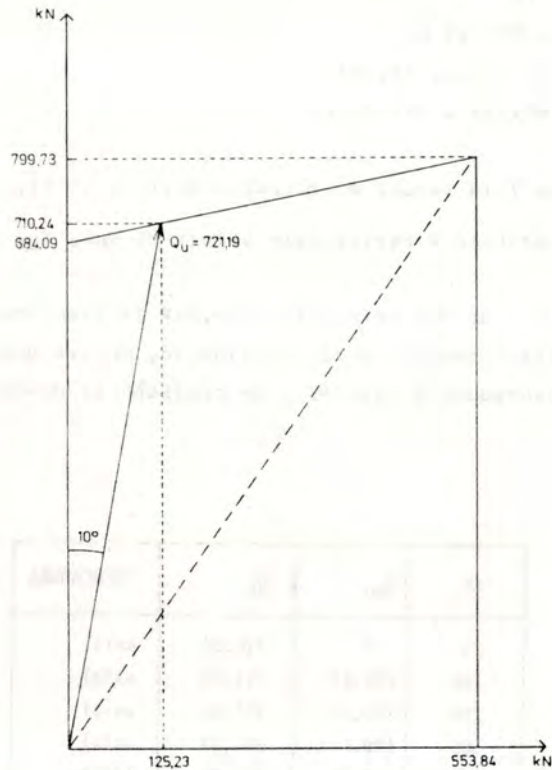


Fig. 7.53.- Resistència a la càrrega inclinada d'un pilot vertical en llim. ($B = 0,50$ m.; $D = 6$ m.). Construcció gràfica. La diagonal divideix el quadrilàter en dos sectors: de trencadura axial (superior-esquerra) i lateral (inferior-dreta).

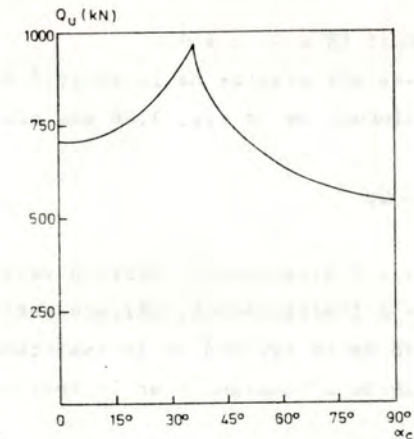


Fig. 7.54.- Efecte de la inclinació de la càrrega en la resistència d'un pilot clavet en llim ($B = 0,50$ m.; $D = 6$ m.).

7.5.2.- Pilots inclinats

La inclinació del pilot s'afegeix a la de la càrrega. Si van en la mateixa direcció es sumen, la component axial disminueix i augmenta la participació de l'efecte directe de l'empenta. Si van en direcció contrària es resten, la component axial augmenta i creix la participació de l'efecte fust (fig. 6.52.).

Per les inclinacions que s'utilitzen a la pràctica ($\alpha_f \leq 30^\circ$ respecte a la vertical), es considera que el pilot es pot analitzar com si fos vertical sense variar la inclinació de la càrrega respecte a l'eix (fig. 7.55.).

Els casos en que la component axial es dirigeix cap a la base ja no són ancoratges, encara que la trencadura vindrà determinada per la resistència lateral.

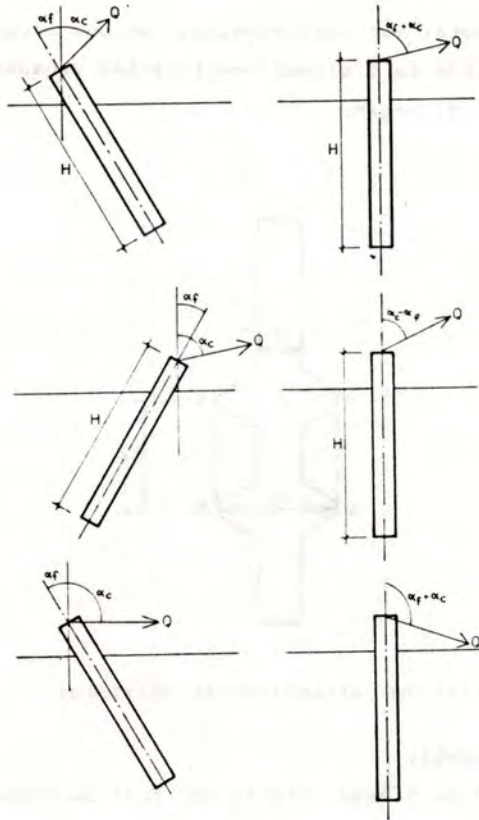


Fig. 7.55.- Avaluació de l'efecte de la inclinació de l'ancoratge per assimilació al cas vertical.

7.5.3.- Pilots inclinats sotmesos a càrrega no coplanària

Per pilots inclinats α_f respecte a la vertical en un plànol que forma un angle ω amb el de la càrrega inclinada Q , es pot descomposar la càrrega en una component coplanària amb el pilot i una altra perpendicular aplicada al pilot vertical de longitud $H \cos \alpha$ (fig. 7.56.)

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

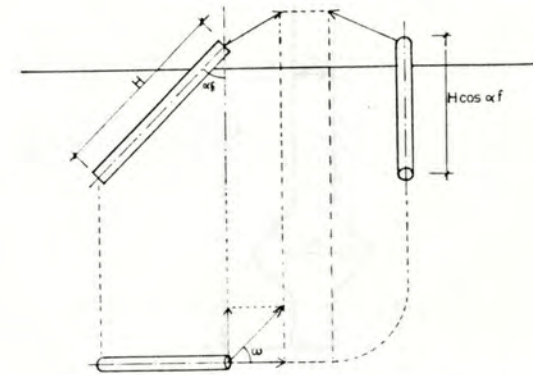


Fig. 7.56.- Pilot inclinat sotmés a càrrega no coplanària.

7.5.4.- Pous i pilots eixamplats

En pous i pilots eixamplats es superposen l'efecte placa de l'eixamplament, l'efecte fust del cilindre vertical i el pes propi.

a) Eixamplament únic (fig. 7.57.)

$$\text{efecte placa} = (c N_{cu} + \gamma D_e N_{qu}) \frac{\pi}{4} (B^2 - B_0^2)$$

c = cohesió

N_{cu} , N_{qu} = factors de capacitat de càrrega a l'arrencament

γ = pes unitari

D_e = profunditat de l'eixamplament

B = diàmetre de l'eixamplament

B_0 = diàmetre del fust

$$\text{efecte fust} = A_{l0} (a + p_{hm} \tan \delta)$$

A_{l0} = àrea lateral del fust disminuït en una longitud igual al diàmetre de l'eixamplament.

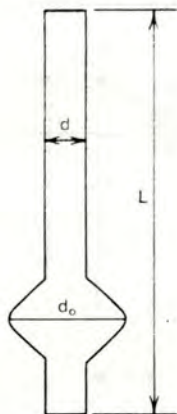


Fig. 7.57.- Pilet amb eixamplament únic.

a = adherència unitària sòl-fonament

p_{hm} = pressió normal mitja sobre la superfície lateral

δ = angle de fricció sòl-fonament.

Observacions:

- es disminueix la superfície lateral del fust per tenir en compte la superposició dels efectes.
- cal recordar que si la profunditat supera el valor crític, la resistència lateral unitària s'estabilitza (fig. 7.35.) i cal descomposar la contribució de l'efecte fust en dues parts:
 - 1a) de 0 a D_c amb $p_{hm} = 0,5 K \gamma D_c$
 - 2a) de D_c a D amb $p_{hm} = K \gamma D_c$
 als efectes placa i fust s'ha d'afegir el pes propi de l'ancoratge w_p .

b) Eixamplaments múltiples (fig. 7.58.)

Si estan separats més de $3 B_0$ a $5 B_0$ actuen independentment

(fig. 6.32.)

$$\text{efecte placa} = \sum_{i=1}^n (c N_{cu} + \gamma D_i N_{qu}) \frac{\pi}{4} (B_i^2 - B_0^2)$$

n = nombre d'eixamplaments

D_i, B_i = profunditat i amplada del eixamplament i .

$$\text{efecte fust} = A_{10} (a + p_{hm} \tan \delta)$$

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

A_{10} = àrea lateral del fust disminuït en una longitud igual a l'amplada de l'eixamplament tantes vegades com eixamplaments hi hagin.

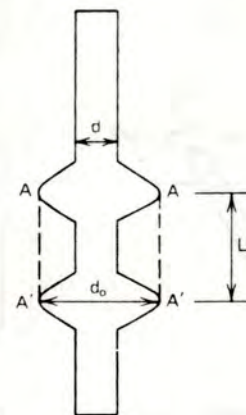


Fig. 7.58.- Pilet amb eixamplaments múltiples.

Si estan més junts:

- es descompta de l'àrea lateral del fust la inclosa entre eixamplaments.
- es compta la resistència lateral del cilindre determinat per les bases del primer i l'últim eixamplament.
- només es compta l'efecte placa del primer eixamplament
- l'àrea lateral del fust es disminueix en una longitud igual a l'amplada del primer eixamplament.

Mohan et al. (1969) recomanen calcular els dos valors i adoptar l'inferior.

7.6.- Correccions i comprovacions

Les teories esmentades avaluen el comportament dels tipus bàsics, però no recullen la influència d'algunes característiques singulars que modifiquen el resultat, com per exemple l'efecte de grup o de la repetició de la càrrega.

La ponderació de la incidència d'aquestes característiques es pot realitzar analitzant teòricament les variacions que produeixen i observant-les experimentalment. Dels resultats es dedueixen les correccions aplicables a les avaluacions principals.

7.6.1.- Factor de forma

El factor de forma relaciona la resistència a l'arrencament de les plaques aïllades (quadrades o rectangulars) amb el de les plaques corregudes:

$$S = \frac{Q_u \text{ placa aïllada}}{Q_u \text{ placa correguda}}$$

S'han esmentat al capítol anterior els valors proposats per Meyerhof & Adams, 1968 (fig. 6.17.) i observats per Dickin & Leung (fig. 6.18.) en sorres. Pels sòls amb cohesió i fricció Skempton (1951) formula l'expressió (fig. 7.59.):

$$S = \frac{0,84 + 0,16 B/L}{0,84}$$

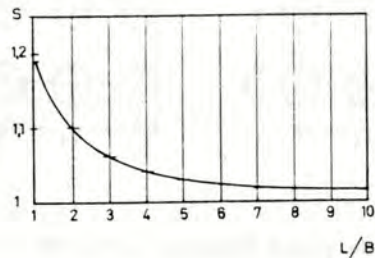


Fig. 7.59.- Factor de forma de Skempton (1951).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

7.6.2.- Inclinació de l'ancoratge (càrrega axial)

Meyerhof (1973) estudia les resistències a l'arrencament d'ancoratges inclinats i verticals (fig. 7.60.).

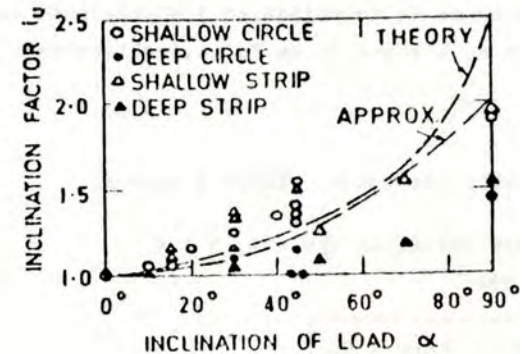


Fig. 7.60.- Efecte de la inclinació en sorres (càrrega axial). Meyerhof, 1973.

Pels ancoratges superficials en sorres dedueix la relació:

$$i_u = 1 + \left(\frac{\alpha_f}{90^\circ} \right)^2$$

i_u = relació entre les resistències de l'ancoratge inclinat i de l'ancoratge d'eix vertical

α_f = inclinació de l'eix de l'ancoratge respecte a la vertical.

Pels ancoratges fonsos i en argiles es pot considerar que $i_u = 1$ per les inclinacions habituals $\alpha_f \leq 45^\circ$ ja que la profunditat amortigua l'efecte de la inclinació i en argiles a poca profunditat l'efecte de la fissuració pot neutralitzar l'increment de la resistència observat en sorres.

7.6.3.- Rugositat

La influència de la rugositat en l'efecte placa es inapreciable per plaques horitzontals però afecta a les verticals col·locades a poca profunditat. S'avalua a través del coeficient corrector R_R que multiplica al factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en sorres N_{qu} .

La influència de la rugositat en l'efecte fust queda reflectida en el valor de l'angle δ de fricció sòl-fonament.

Exemple:

Placa vertical correguda, rígida i rugosa.

Profunditats relatives $D/B = 1, 3$ i 5 .

Sorra $\phi = 35^\circ$

$\frac{D}{B}$	N_{qu} (1)	R_R (2)	$N_{qu} \times R_R$
1	1,8	1,68	3,02
3	5,8	1,15	6,67
5	8,2	1,06	8,69

(1) fig. 6.66.

(2) fig. 6.51.

7.6.4.- Efecte de grup (fig. 7.62.)

Per analitzar l'efecte de grup es poden comparar la suma de les resistències dels ancoratges aïllats amb el d'un ancoratge equivalent que engloba a tots els elements amb el sòl contingut entre ells. El valor inferior serà la resistència de l'ancoratge. Si ho és el de l'ancoratge equivalent la relació amb la suma de les resistències dels elements aïllats defineix l'eficàcia del grup. (fig. 7.63.).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

En sorres aquesta teoria segueix a grans trets les orientacions observades experimentalment, (fig. 6.54.) però en argiles les eficàcies observades són inferiors a les teòriques. (Les resistències a l'arrencament observades en ancoratges superficials en argiles també resulten bastant inferiors a les previsions de la teoria de Meyerhof & Adams, 1968).

Aquest procediment d'avaluació de la resistència del grup no informa sobre la contribució de cada element.

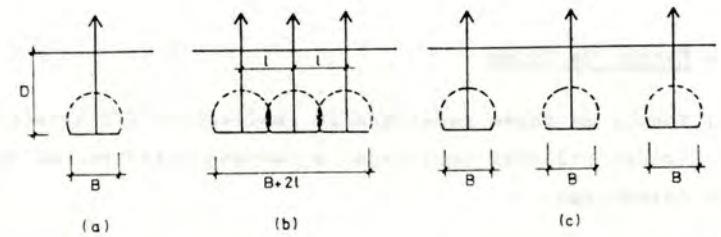


Fig. 7.62.- Efecte de grup.

a) element aïllat

b) els elements s'interfereixen: formen grup

c) els elements no s'interfereixen: no formen grup.

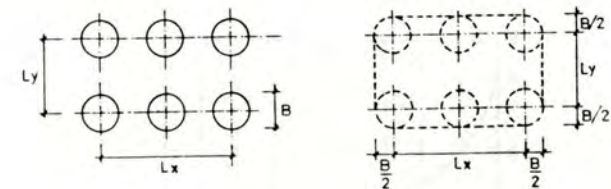


Fig. 7.63.- Efecte de grup: Exemple: grup de 6 plaques circulars superficials (Meyerhof & Adams, 1968).

Resistència a l'arrencament de l'ancoratge global: $4 \times \frac{1}{4}$ de placa circular de diàmetre $B = \pi BcD + s \frac{\pi}{2} B \gamma D^2 Ku \tan \phi$
 1 sabata correguda de llargada $Lx = (2cD + \gamma D^2 Ku \tan \phi) Lx$
 1 sabata correguda de llargada $Ly = (2cD + \gamma D^2 Ku \tan \phi) Ly$
 Total $2cD \left(\frac{\pi B}{2} + Lx + Ly \right) + \gamma D^2 Ku \tan \phi \left(s \frac{\pi}{2} B + Lx + Ly \right) + nWp + Wg$

Wg = pes de les terres englobades pel grup.

Suma de les resistències dels ancoratges aïllats:

$$n \left(\pi BcD + s \frac{\pi}{2} B \gamma D^2 Ku \tan \phi + Wp + W \right)$$

La norma japonesa de fonaments (AIJ, 1960) considera que per evitar l'efecte de grup entre pilots, la separació ha de superar el valor $1 \geq 1,06 \sqrt{BD}$

7.6.5.- Dilatància

Els sòls granulars densos dilaten al plastificar i milloren la resistència. El resultat es pot estimar a través del coeficient corrector $R\psi$ (fig. 6.65.), de Rowe & Davis (1982) deduit de l'anàlisi de plaques corregudes en sorra amb el mètode dels elements finits. Per ancoratges que arriben fins a la superfície es poden utilitzar els valors subministrats per Jesenák et al., 1981. (fig. 7.64.).

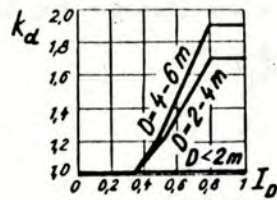


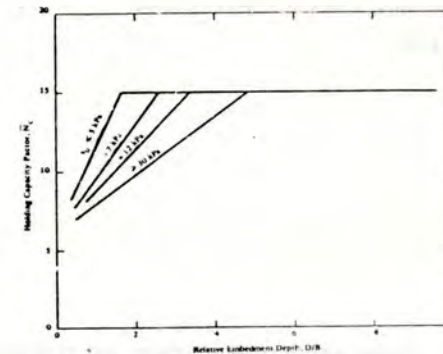
Fig. 7.64.- Efecte de la dilatància. Coeficient de correcció segons l'índex de densitat i la profunditat (Jesenák et al., 1981).

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

7.6.6.- Humitat, immersió i succió

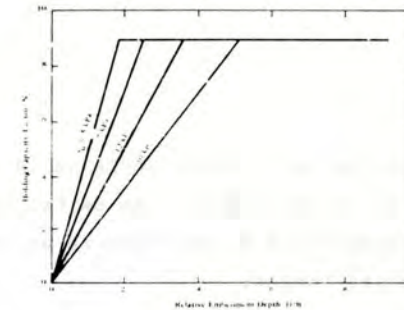
Si la humitat supera al límit líquid desapareix la resistència al tall. Només queda el pes propi de l'ancoratge, el sòl i la connexió.

La immersió afecta als valors de les densitats, la cohesió, la fricció i també als factors de capacitat de càrrega perquè al mesurar-los en sòls no submergits no es valora la influència de la succió i de la flotació (fig. 7.6b.).



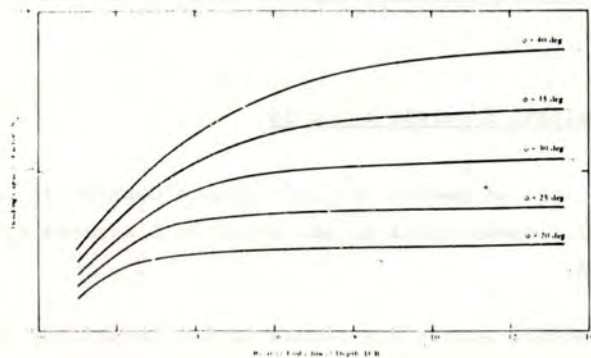
$c < 5 \text{ kPa}$
 $c = 7 \text{ kPa}$
 $c = 12 \text{ kPa}$
 $c > 30 \text{ kPa}$

(a)



$c' < 5 \text{ kPa}$
 $c' = 7 \text{ kPa}$
 $c' = 12 \text{ kPa}$
 $c' > 30 \text{ kPa}$

(b)



(c)

Fig. 7.65.- Factors de capacitat de càrrega a l'arrencament en sòls submergits (Beard, 1979).
 (a) argiles a curt termini.
 (b) argiles, càrrega permanent
 (c) sorres

En sòls tous i normalment consolidats es redueix 1/3 dels valors drenats de la cohesió i la $\tan \phi'$ per avaluar la resistència a llarg termini. Nqu s'ha de llegir doncs amb l'arc $\tan (\frac{2}{3} \tan \phi')$.

7.6.7.- Duració

Per valorar l'efecte de la permanència de la càrrega es poden utilitzar valors drenats de l'angle de fricció i la cohesió. Per evitar la disminució de resistència es recomanable col·locar els ancoratges fonsos.

7.- MÈTODES D'AVAUACIÓ

La norma japonesa d'estructures inflables (The Building Center of Japan & Membrane Structures Association, 1980) comprova experimentalment la resistència a llarg termini.

Mesura primer la resistència amb un assaig de càrrega sense drenatge. Després sotmet a l'ancoratge a una càrrega constant igual al 70% de la resistència ràpida i observa el temps i el desplaçament.

Si al cap de 10 minuts s'ha produït un desplaçament inferior a 0,05 mm., l'ancoratge es considera acceptable. Si no ho és, es retira la càrrega i es torna a aplicar durant 5 minuts. El desplaçament produït per aquest segon graó ha de ser inferior a 0,05 mm. Aquesta comprovació permet a més, estimar el desplaçament a llarg termini (fins a 6 mesos) sempre i quan la relació desplaçament vs. temps sigui coneguda.

Si es considera lineal la relació a escala logarítmica entre la velocitat de desplaçament i el temps (fig. 7.66.), es verifica l'e pressió:

$$\log \frac{ds}{dt} = -m (\log t - \log t_1) + \log C$$

$$\frac{ds}{dt} = C \left(\frac{t}{t_1}\right)^{-m}$$

- s = desplaçament
- t = temps
- t₁ = unitat de temps (1 minut)
- C = velocitat del desplaçament a l'instant t₁
- m = 0,75 a 1

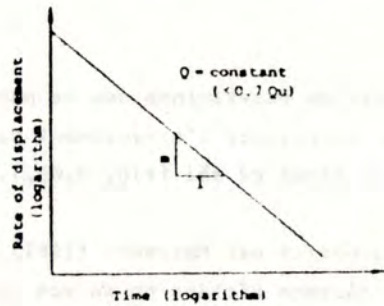


Fig. 7.66.- Relació velocitat de desplaçament vs. temps amb càrrega $Q = 0,7 Q_u$ constant durant l'assaig (The Building Center of Japan & Membrane Structures Association, 1980)

Es pot calcular el desplaçament produït durant el interval $t - t_1$ integrant aquesta expressió:

$$\int_1^t \frac{ds}{dt} = \int_1^{t_1} C t^{-m}$$

$$s - s_1 = \frac{C}{1-m} (t^{1-m} - 1)$$

per $m = 1$ i $t_1 = 1$:

$$s - s_1 = \int_1^{t_1} C t^{-1} = C \ln t = C \ln 10 \log t = 2,30 C \log t$$

Com que s'ha comprovat que en 10 min. el desplaçament màxim és de 0,05 mm. es pot deduir el valor de C:

Per $m = 0,75$

$$0,05 = \frac{C}{0,25} (11^{0,25} - 1); C = 0,0152$$

per $m = 1$

$$0,05 = 2,30 C \log 11; C = 0,0209$$

Aquests valors permeten estimar el desplaçament a llarg plaç (fig. 7.67.):

$$\text{per } m = 0,75: s - s_1 = 0,0609 (t^{0,25} - 1)$$

$$\text{per } m = 1 : s - s_1 = 0,0480 \log t$$

7.- MÈTODES D'AVALIACIÓ

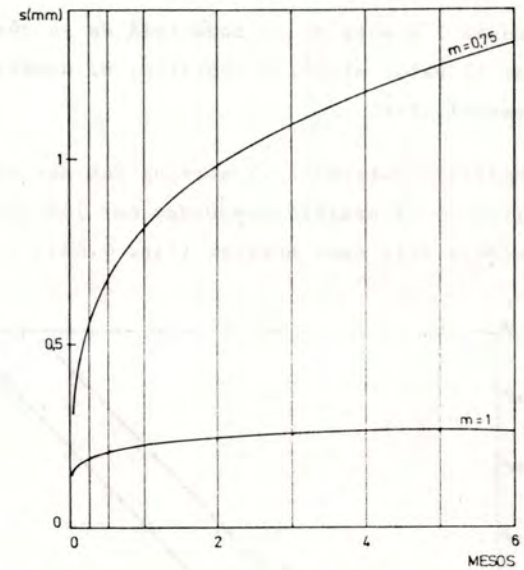


Fig. 7.67.- Desplaçament a llarg termini de l'ancoratge que, sotmés al 70% de la resistència ràpida, es desplaça 0,05 mm. (The Building Center of Japan & Membrane Structures Association, 1980).

mesos	m	
	1	0,75
1	0,22	0,82
2	0,24	0,98
3	0,25	1,09
4	0,25	1,18
5	0,26	1,25
6	0,26	1,31

7.6.8.- Repetició

Per comprovar l'efecte de la repetició de la càrrega, es necessari avaluar el valor mitjà, l'amplitud, el nombre de repeticions i la permeabilitat.

La permeabilitat determina el termini t_{cd} que no permet dissipar les variacions de pressió produïdes per les càrregues i esborrar l'acumulació dels seus efectes (fig. 7.68.)

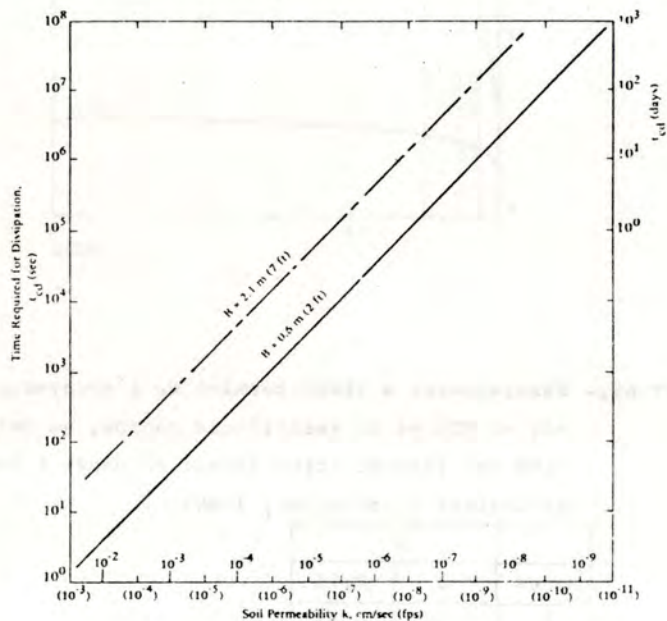


Fig. 7.68.- Temps necessari per dissipar l'excés de pressió intersticial (Herrmann, 1981).

TEMPS (s)
PERMEABILITAT en cm/s
TEMPS (dies)

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

El nombre màxim de repeticions que es poden produir durant aquest període sense provocar l'arrencament depèn de l'amplitud, el valor mitjà i el tipus de sòl (fig. 7.69.).

Els valors proposats per Herrmann (1981) presuposen que el valor mitjà de la càrrega cíclica no supera el 33% de la resistència ràpida. Si el superès, s'hauria d'incrementar el doble de l'amplitud amb l'excés.

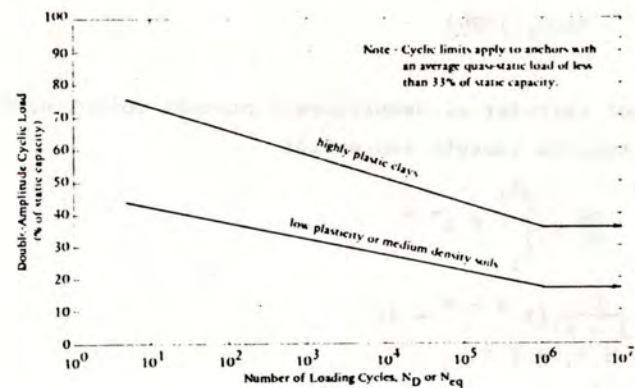


Fig. 7.69.- Nombre màxim de repeticions de la càrrega durant el període t_{cd} , avans de que es dissipï la pressió intersticial (Herrmann, 1981).

Per evitar l'arrencament a llarg termini (superior al període tcd), el nombre total de cicles s'ha de mantenir inferior a un límit variable amb l'amplitud, el valor mitjà i el tipus de sòl (fig. 7.70.). Els valors proposats per Herrmann (1981) presuposen que el valor mitjà de la càrrega no supera el 20% de la resistència ràpida. Si el superés, s'hauria de incrementar el doble de l'amplitud amb l'excés.

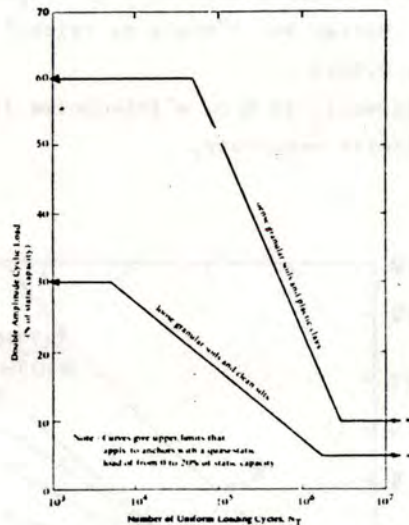


Fig. 7.70.- Nombre màxim de repeticions de la càrrega a llarg termini (Herrmann, 1981).

7.- MÈTODES D'AVUACIÓ

7.6.9.- Inclinació de la càrrega (respecte a l'ancoratge)

La resistència dels ancoratges als esforços no alineats, es a dir amb component perpendicular a l'eix de l'ancoratge, es un problema tridimensional. Cal utilitzar un coeficient corrector de les teories aplicades als murs i ancoratges correguts. A més, al augmentar la inclinació de la càrrega, la mobilització de les empentes límit es cada vegada menys simultània. Es genera una trencadura progressiva desde la part superficial, que es belluga molt més, cap al fons.

Meyerhof (1973) valora l'efecte de la inclinació modificant els factors de capacitat de càrrega.

1) Murs correguts (fig. 7.71.)

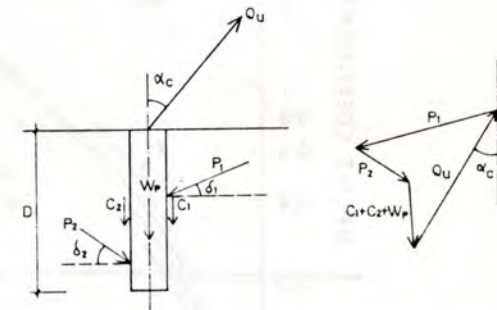


Fig. 7.71.- Equilibri de forces en el moment de la fallida, murs correguts (Meyerhof, 1973).

$$Q_u = cK_c D + \frac{\gamma D^2}{2} K_b + W_p \cos \alpha_c$$

Q_u = càrrega límit d'arrencament

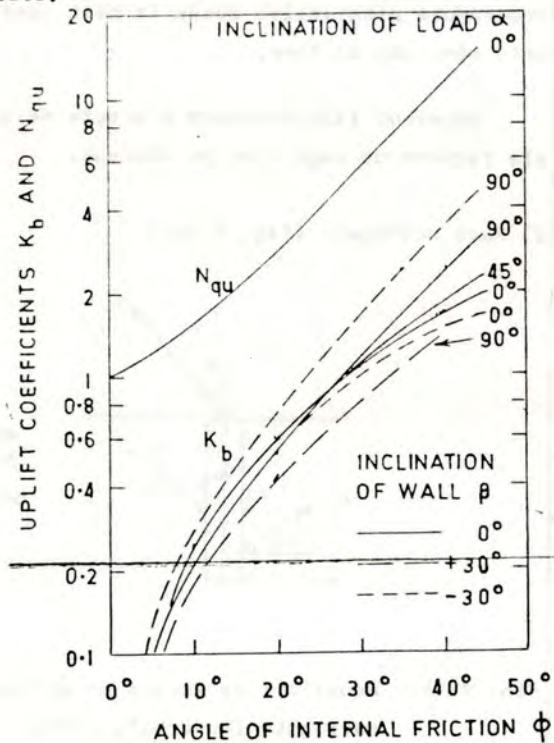
α_c = inclinació de la càrrega respecte a la vertical

K_c, K_b = factors d'arrencament de murs

$K_c = 2$ a 1 o menys per $\alpha_c = 0^\circ$ a 90° respectivament en argila saturada ($\beta = 0$) i murs rugosos. Comparant amb l'expressió de l'efecte fust (amb $a = c$): $K_c = 2$

$K_b =$ varia amb l'angle de fricció i el de inclinació de la càrrega (fig. 7.72.). Comparant amb l'expressió de l'efecte fust: $K_b = 2 K \tan \delta$

Pel càlcul de K_b s'ha suposat que $\delta_1 = \delta_2 = \frac{2}{3} \beta$ quan $\alpha_c = 0$ (càrrega vertical). Per $\alpha_c = 90^\circ$: $\delta_1 = \frac{\beta}{2}$; $\delta_2 = \beta$. Per valors intermedis de α_c s'han interpolat linealment δ_1 i δ_2 entre els límits esmentats.



Inclinació de la càrrega α_c

Fig. 7.72.- Factor d'arrencament K_b de murs rígids sotmesos a càrrega inclinada (Meyerhof, 1973)

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

2) Pilots

$$Q_u = B (c K_c^i D + \frac{\delta D^2}{2} K_b^i) + W_p \cos \alpha_c$$

K_c^i i $K_b^i =$ factors d'arrencament de pilots

Valors de K_c^i :

$K_c^i = 1$ o menys per $\alpha_c = 0^\circ$

$K_c^i = 1$ a 3 o menys per pilots curts i llargs respectivament i $\alpha_c = 90^\circ$ en argiles saturades ($\beta = 0$).

Valors de K_b^i : varien amb l'angle de fricció i la profunditat relativa (fig. 7.73.)

Per valors intermedis de α_c , s'interpolen linealment K_c^i i K_b^i entre els límits esmentats.

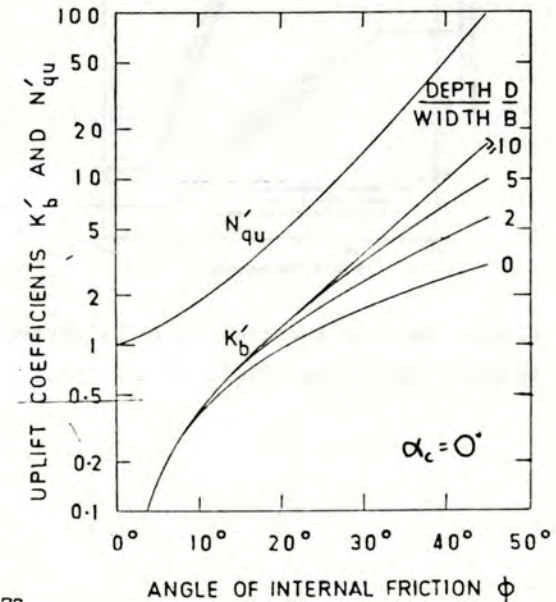


Fig. 7.73

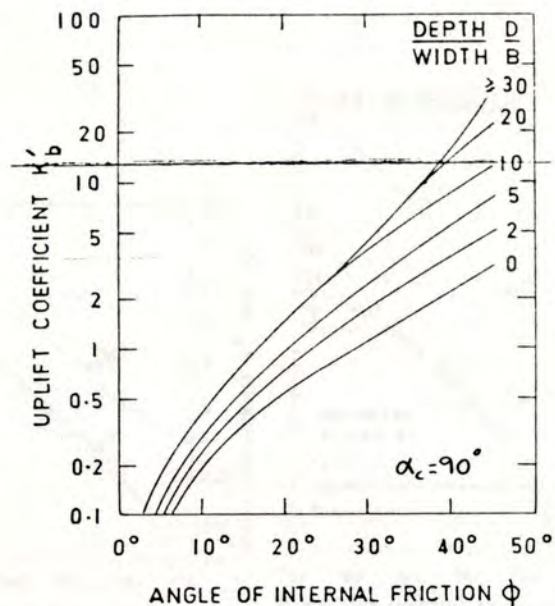


Fig. 7.73.- Factor d'arrencament K'_b en pilots rígids i rugosos (Meyerhof, 1973)

3) Murs rectangulars

Per murs rectangulars $L \times B$ es considera la resistència de $2 \times \frac{1}{2}$ pilot d'amplada B més la d'un tram de mur corregut de llargada $L - B$.

4) Murs i pilots eixamplats (fig. 7.74.)

La base eixamplada augmenta la resistència perquè incorpora una amplada superior de sòl i mobilitza una reacció R sota la base que equilibra el bolc.

7.- MÈTODES D'AVALUACIÓ

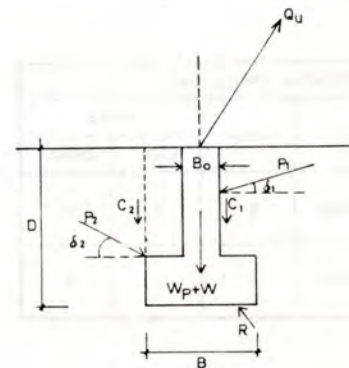


Fig. 7.74.- Equilibri de forces en el moment de la fallida, murs i pilots eixamplats (Meyerhof, 1973).

Per determinar la resistència a l'arrencament Q_u quan la càrrega està inclinada un angle α_c respecte a la vertical, cal avaluar les càrregues límits Q_{UH} i Q_{UV} per $\alpha_c = 90^\circ$ i 0° respectivament.

- Càrrega límit Q_{UH} de l'ancoratge sotmès a càrrega horitzontal ($\alpha_c = 90^\circ$): es calcula amb la fórmula dels murs o pilots cilíndrics amb $\alpha_c = 90^\circ$, afeigint-hi:
 - el 25% en argila
 - el 50% en sorra
 sempre i quan $B/B_0 \geq 4$
- Càrrega límit Q_{UV} de l'ancoratge sotmès a càrrega vertical ($\alpha_c = 0^\circ$): cal distingir entre ancoratges fonsos i superficials (Taula 7.15.).
 - Ancoratges superficials: es calcula amb la fórmula dels murs o pilots cilíndrics amb $\alpha_c = 0^\circ$ i l'amplada B de l'eixamplament.

PROFUNDITAT CRÍTICA D_c/B			
SÒL	ARGILA	SORRA	
		SOLTA	DENSA
MURS	8	5	12
PILOTS	4	4	8

Taula 7.15.- Profunditat crítica D_c/B (Meyerhof, 1973)

b.2) Ancoratges fonsos:

$$Q_{UV} = A(cN_{cu} + \gamma DN_{qu}) + Q_s + W_p$$

A = àrea de l'eixamplament

Q_s = resistència lateral del fust cilíndric

N_{qu} i N_{cu} = factors de capacitat de càrrega a l'arrencament

Valors de N_{qu} : varia amb el tipus de fonament i l'angle de fricció (fig. 7.75.)

$$N_{cu} = (N_{qu} - 1) \cot \beta$$

c) Càrrega límit Q_u de l'ancoratge sotmés a càrrega inclinada

α_c : es relaciona amb les resistències a la càrrega vertical

Q_{UV} i horitzontal Q_{UH} a través de l'expressió:

$$\frac{Q_u \cos \alpha_c}{Q_{UV}} + \left(\frac{Q_u \sin \alpha_c}{Q_{UH}} \right)^2 = 1$$

deduida per Meyerhof (1973) en base a la teoria ja exposada i els assaigs realitzats.

7.- MÈTODES D'AVALIACIÓ

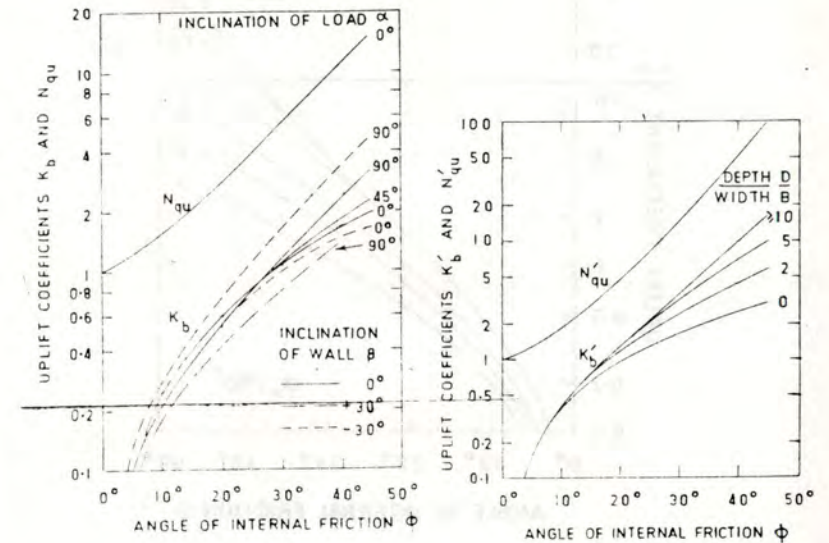


Fig. 7.75.- Valors del factor de capacitat de càrrega N_{qu} de murs (esquerra) i pilots (dreta) sotmesos a càrrega vertical, $\alpha_c = 0$ (Meyerhof, 1973)

8.- DISSENY

8.- DISSENY

8.1.- Informació prèvia

8.1.1.- Estructura a ancorar

- a) Càrregues. Tipus i magnitud
- b) Moviments admissibles

8.1.2.- Sòl

8.1.3.- Requeriments de l'ancoratge

8.1.4.- Mitjans disponibles

8.2.- Estudi comparatiu

8.2.1.- Elecció del tipus

8.2.2.- Elecció de la profunditat

8.2.3.- Avaluació de l'eficàcia

8.2.4.- Comparació d'ancoratges lleugers

8.3.- Predimensionat

8.4.- Càlcul. Resum general de formulació

8.4.1.- Efecte placa

8.4.2.- Efecte fust

8.4.3.- Efecte de l'empenta lateral

8.4.4.- Superposició de l'efecte placa amb l'efecte fust

8.4.5.- Superposició de l'efecte fust amb el de l'empenta lateral

8.4.6.- Programes de càlcul

8.4.7.- Correccions

8.4.8.- Coeficients de seguretat

8.4.9.- Mètodes empírics

8.- DISSENY

El projecte d'ancoratges passius pot seguir el procès lògic del disseny constructiu que es representa a la fig. 8.1.

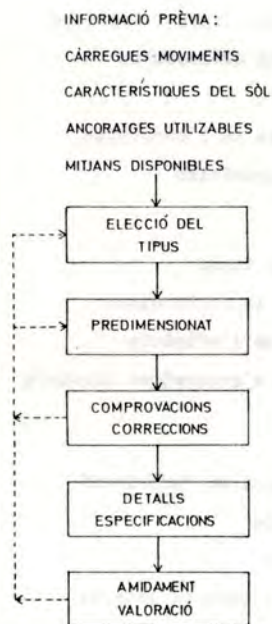


Fig. 8.1.- Anclorats passius. Procès de disseny

8.- DISSENY

S'inicia amb l'estudi de l'estructura a ancorar, les càrregues, els ancoratges utilitzables i els mitjans disponibles amb la finalitat de seleccionar un o més tipus i predimensionar-los. A continuació es comprova que respongui als requeriments plantejats i s'efectuen les correccions que siguin necessàries, fins i tot en l'elecció del tipus o el predimensionat. Per acabar de definir l'ancoratge s'han de confeccionar els detalls constructius i formular les especificacions relatives als materials, la col·locació, les toleràncies i el control. El projecte acabarà amb l'amidament i la valoració a menys que no qüestionin l'ancoratge escollit.

8.1.- Informació prèvia

8.1.1.- Estructura a ancorar

a) Càrregues. Tipus i magnitud

Les estructures d'edificació transmeten als ancoratges càrregues permanents (de suport, de pretensat o neu) i càrregues cícliques de vent o sísmiques. Són poc freqüents les càrregues estàtiques de poca durada encara que s'utilitzin molt a nivell de projecte per avaluar la resistència.

Interessa observar que les càrregues màximes de vent són ràpides o sigui sense drenatge mentre que les permanents són lentes i difícilment superen el 50% de les anteriors.

De totes les càrregues interessa saber la magnitud, però de les cícliques cal saber a més el valor mitjà, l'amplitud, el nombre de repeticions i en sols impermeables, la freqüència per tal de avaluar l'efecte de la repetició.

El comportament de l'ancoratge també està influït per la direcció (axial o inclinada) de la càrrega i la posició (centrada o no) del punt de connexió.

b) Moviments admissibles

Els moviments admissibles dels ancoratges depenen de l'estructura que suporten. Pels fonaments de les torres d'alta tensió, el USBR accepta aixecaments diferencials inferiors a 12,7 mm i moviments horitzontals inferiors a 25,4 mm. En canvi pels vents d'arriostament s'accepten fins a 100 mm de desplaçament.

Per les cases mòbils, la norma nordamericana del "Manufactured Housing Institute" i la "National Fire Protection Association" (1975) defineix com a fallida de l'ancoratge qualsevol de les situacions següents:

- el punt d'unió entre el tirant i l'ancoratge, sotmès a una càrrega de 21 KN (2141 Kp) en direcció vertical, es belluga més de 50 mm.
- el punt de unió entre el tirant i l'ancoratge, sotmès a una càrrega de 14 KN (1428 Kp) inclinada 45° respecte la vertical, es belluga més de 100 mm en direcció horitzontal

En edificació es poden utilitzar dispositius que recuperin els moviments de l'ancoratge, però cal tenir present que el recorregut d'aquests dispositius és limitat o que es pot acumular una deformació inadmissible abans de que hagi donat temps a regular novament la tensió. Per reduir els desplaçaments es pot recórrer a augmentar el pes propi, sobredimensionar l'ancoratge per la càrrega, pre-estirar-lo, per consumir els moviments inicials o augmentar la profunditat.

8.1.2. Sòl

Per projectar correctament els ancoratges d'una estructura, cal conèixer les propietats del sòl que els haurà de resistir. El disseny d'ancoratges passius s'ha recolzat tradicionalment en descripcions aproximades, molt sovint visuals, que encara utilitzen molts industrials com a base de partida per determinar el tipus i el tamany de l'ancoratge més apropiat. Aquesta falta de precisió s'accentua amb les variacions locals que s'acostumen a produir en els sòls i que no sempre poden detectar-se a ull.

Per millorar aquest procediment es recomana determinar les característiques del sòl necessàries per aplicar els mètodes d'avaluació o al menys, per identificar-lo i aprofitar els assaigs d'ancoratges disponibles que més s'assemblen al cas en qüestió.

El quadre 8.1. presenta la relació de dades del sòl necessàries per projectar ancoratges passius i fa referència a les taules de valors orientatius recollides en aquest treball. La taula 8.13 presenta els valors bàsics dels sòls tipus de la DIN 1055 i de uns quants sòls típics del Barcelonès.

Cal mesurar les característiques del sòl a les immediacions de l'ancoratge (fig. 8.2) a la primavera o època de pluges o desglaç per obtenir els valors més desfavorables. En cas contrari cal tenir-ho present.

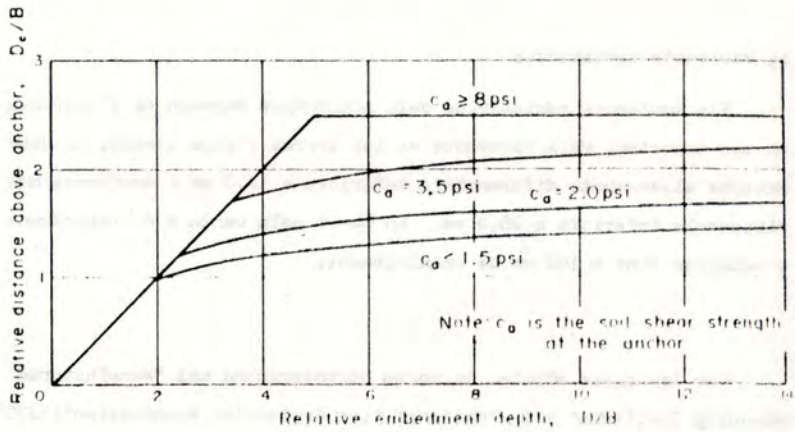


Fig. 8.2.- Situació del sòl a assajar (Taylor et al, 1979)

DISTÀNCIA RELATIVA SOBRE L'ANCORATGE X/B
 PROFUNDITAT RELATIVA D/B

SOL - DADES NECESSARIES PER PROJECTAR ANCORATGES PASSIUS		Taules	Figs.
Tipus		8.1 a 8.3	
Pes unitari, densitat relativa		8.4-8.5-8.6	8.4
Cohesió (sòls coherents, efecte placa)		8.6-8.7	8.3
Adherència sòl-fonament (sòls coherents, efecte fust)		7.6-7.8	
Angle de fricció interna (sòls granulars)		8.7-8.8	8.4
Angle de fricció sòl-fonament (sòls granulars, efecte fust)		7.8-7.9	
Coefficient d'empenya a l'arrencament (efecte fust)		7.7	
Coefficient d'empenya passiva		7.7	
DADES COMPLEMENTARIES			
Coefficient de reacció horitzontal (per avaluar el moviment d'ancoratges sotmesos a càrregues horitzontals)		8.9	
Humitat i grau de saturació (per preveure les possibles variacions)		8.10-8.11	
Permeabilitat (per distingir entre càrrega ràpida i lenta i avaluar l'efecte de la repetició de la càrrega en sòls coherents)		8.12	
Estat de la superfície, acabat i alteració (per descomptar o no el primer metre en l'avaluació de l'efecte fust)		-	
Geladicitat i expansivitat (es poden contrarrestar aflijant les connexions quan el sòl s'infla i tensant-les quan retreu o bé col·locant els ancoratges a la profunditat afectada pel moviment)		-	

CLASSE	DESCRIPCIO	N-SPT (nº de cops)	TORSOR STP (mN)
1	Sorra molt densa o cimentada Grava gruixida i còdols	60 a 100	90 a 208
2	Sorra fina densa Llim i argila molt durs (potser preconsolidats)	45 a 60	78 a 98
3	Sorra i grava denses Llim i argila durs	35 a 50	65 a 78
4	Grava sorrenca mitjana Llim i argila de molt rígids a durs	24 a 40	52 a 65
5	Sorra gravulosa mitjana Grava sorrenca Llim i argila de rígids a molt rígids	7 a 14	26 a 39
6	Sorra fina i gravulosa de solta a mitjana Llim i argila rígids	7 a 14	26 a 39
7	Sorra fina solta Al.luvions Argila de tova a rígida Reblerts	4 a 8	13 a 26
8	Turba Llim orgànic o unundat Cendres	0 a 5	0 a 13

Els sòls 7 i 8 no son aptes per ancorar. Cal atravesar-los per penetrar-ne d'altres millors, mínim classe 6.

Taula 8.1.- Classificació per avaluar la resistència d'hèlices
(A.B. Chance Co., 1977)

8.- DISSENY

TIPUS DE SOL	N-SPT (nº de cops)	TORSOR STP (mN)
Sorra densa o cimentada Grava gruixida Llims i argiles preconsolidats	40	62
Sorra i grava mitjans Grava sorrenca Llims i argiles molt rígids	de 24 a 39	de 40 a 61
Sorres mitjanes i soltes Llims i argiles rígids Reblerts al.luvials	de 14 a 23	de 23 a 39
Consultar a un enginyer professional	14	23

Taula 8.2.- Classificació per ancorar cases mòbils (Manufactured
Housing Institute & National Fire Protection Association
1975)

CLASSIFICACIO NTE-CEG	TAMANY DE LES PARTICULES (mm)
Rocs, blocs i còdols	63
Graves gruixides	20 a 63
Graves mitjanes	6 a 20
Graves fines	2 a 6
Sorres gruixides	0,6 a 2
Sorres mitjanes	0,2 a 0,6
Sorres fines	0,08 a 0,02
Llims	0,002 a 0,08
Argiles	0,002 (1)

Taula 8.3.- Classificació granulomètrica del sòl segons la NTE-CEG,
1975. (1 : El límit de les argiles és del MIT)

SOL	SOBRE L'AIGUA		SUBMERGIT
	HUMIT	SATURAT	
Sorra solta	16,67	18,63	8,83
Sorra mitjana	17,65	19,61	9,81
Sorra densa	18,63	20,59	10,79
Grava	16,67	19,61	9,81
Grava sorrenca	18,63	20,59	10,79
Blocs i còdols	16,67		9,81
Argila mitjana		20,59	10,79
Argila dura		19,61	9,81
Argila tova		17,65	7,85
Argila sorrenca dura		21,57	11,77
Argila sorrenca tova		20,59	10,79
Llim dur		19,61	9,81
Llim tou		18,63	8,83
Argila orgànica, llim i fang		16,67	6,86
Turba		10,79	0,98

Taula 8.4.- Pes unitari orientatiu (norma DIN 1055,H2)

DENSITAT RELATIVA DE LA SORRA	INDEX DE DENSITAT Ip(%)	N - SPT (nº de cops)	qp (kPa)
Molt solta	0 a 15	4	1961
Solta	15 a 35	4 a 10	1961 a 3922
Mitjana	35 a 65	10 a 30	3922 a 11768
Densa	65 a 85	30 a 50	11768 a 19613
Molt densa	85 a 100	50	19613

Taula 8.5.- Densitat relativa de la sorra segons l'índex de densitat, el resultat del SPT i la resistència per punta del penetròmetre estàtic. (Jimenez Salas & Justo Alpañes, 1975 i NTE-CEG,1975)

8.- DISSENY

CONSISTÈNCIA DE L'ARGILA	IDENTIFICACIO	RESISTÈNCIA A LA COMPRESSIO SIMPLE (kPa)	RESISTÈNCIA AL TALL SENSE DRE NATGE (kPa)	N-SPT (orientatiu)
Molt tova	Es penetra fàcilment varies polzades amb el puny	24	12	2
Tova	Es penetra fàcilment varies polzades amb el polze	24 a 48	12 a 24	2 a 4
Mitjanament rígida o mitjanament ferma	Es necessari aplicar un esforç moderat per penetrar varies polzades amb el polze	48 a 96	24 a 48	4 a 8
Rígida o ferma	Es marca fàcilment amb el polze però costa molt de penetrar	96 a 192	48 a 96	8 a 15
Molt rígida o molt ferma	Es marca fàcilment amb l'ungla	192 a 384	96 a 192	15 a 30
Dura	Costa molt de marcar amb l'ungla	384	192	30

Taula 8.6.- Consistència de l'argila (Peck et al.,1974)

SOL	ϕ	c' (kPa)	c (kPa)
Sorra solta rodona	30		
Sorra solta angulara	32,5		
Sorra mitjana rodona	32,5		
Sorra mitjana angulara	35		
Grava	37,5		
Escullera natural angulara	40		
Argila	25	25	50 a 100
Argila dura	20	20	25 a 50
Argila tova	17,5	10	10 a 25
Argila sorrenca mitjana	27,5	10	50 a 100
Argila sorrenca tova	27,5	-	10 a 25
Llim	27,5	-	10 a 50
Fang orgànic tou poc argilenc	20	10	10 a 25
Fang tou molt argilenc amb molta matèria orgànica	15	15	10 a 20
Turba	15	-	-
Turba moderadament preconsolidada	15	-	-

Taula 8.7.- Valors orientatius de l'angle de fricció interna i la cohesió efectiva i aparent (recollits per Buxadé i Margarit, 1977)

8.- DISSENY

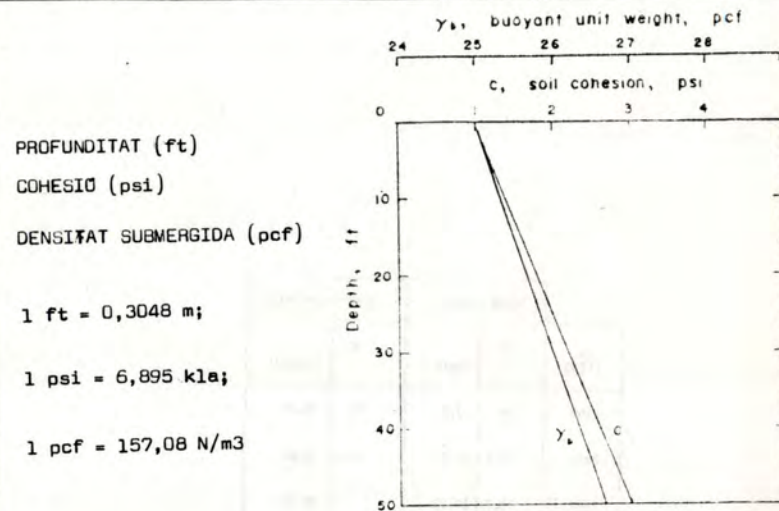


Fig. 8.3.- Valors orientatius de γ i c per sòls coherents submergits, en funció de la profunditat (Taylor et al., 1979)

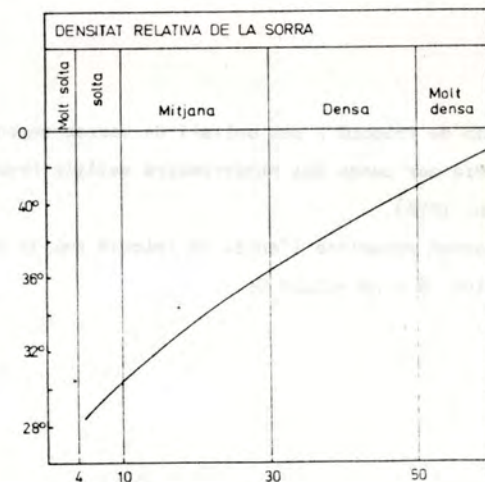


Fig. 8.4.- Relació ϕ vs. N del SPT amb indicació de la densitat relativa de les sorres (Peck et al., 1974)

Taula 8.8.- Angle de fricció i pes unitari de sorres segons la resistència per punta del penetrometre estàtic (recollits per Maña, 1975).
Meyerhof relaciona l'angle de fricció amb la densitat relativa $\phi = 28 + 0,15 D_r$

qp (kPa)	SORRES SEQUES		SORRES SATURADES	
	ϕ	(kN/m3)	ϕ	(kN/m3)
1569	29	13,24	27	18,14
2550	31,5	13,93	29,5	18,63
3727	34,5	14,71		19,02
8630	38	15,59	36	19,61
15691	42,5	16,67	40,5	20,2
24320	48	17,65	46	20,99

8.- DISSENY

SOL	E(kPa)	Ks (kN/m3) placa de 0,3 x 0,3 m
(2) S01 fangós	1079 a 3236	4903 a 14710
(1) Sorra seca o humida solta (N-SPT de 3 a 9)	15690 a 47070	11768 a 35304
(1) Sorra seca o humida mitjana (N-SPT de 9 a 30)	47070 a 156910	35304 a 117679
(1) Sorra seca o humida densa (N-SPT de 30 a 50)	156910 a 313810	117679 a 235538
(1) Grava fina amb sorra fina	104390 a 130430	78453 a 98066
(1) Grava mitjana amb sorra fina	130430 a 156910	98066 a 117679
(1) Grava mitjana amb sorra gruixuda	156910 a 196130	117679 a 147099
(1) Grava gruixuda amb sorra gruixuda	196130 a 26086	147099 a 196132
(1) Grava gruixuda firmement estratificada	260860 a 521710	196132 a 392264
(2) Argila tova (qu = 25 a 49 kPa)	1471 a 2942	6374 a 12749
(2) Argila mitjana (qu = 49 a 196 kPa)	2942 a 8826	12749 a 39226
(2) Argila compacta (qu = 196 a 392 kPa)	8826 a 17652	39226 a 78453
(2) Argila margosa dura (qu = 392 a 981 kPa)	17652 a 47072	78453 a 205939

Expressió aproximada per $K_h = 0,75 E/B$
 $B =$ amplada o diàmetre
 (1) per sòls granulars submergits cal multiplicar els valors de la taula per 0,6
 (2) els valors proposats corresponen a càrregues ràpides. Per càrregues permanents amb component horitzontal i moment, si s'ha de produir la consolidació, cal multiplicar els valors de la taula per 0,25

Taula 8.9.- Valors orientatius del mòdul de formació i coeficient de reacció (Lloréns, 1980)

SOL	HUMITAT (%)
Sorra humida	2 a 10
Loes	20 a 30
Argila sorrenca	20 a 40
Argila	20 a 60
Sòls orgànics	50 a 800

Taula 8.10.- Valors de la humitat natural (recollits per Buxadé & Margerit, 1977)

DESCRIPCIÓ	GRAU DE SATURACIÓ DE LA SORRA (%)
Seca	0
Poc humida	1 a 25
Humida	26 a 50
Molt humida	51 a 75
Mullada	75 a 99
Saturada	100

Taula 8.11.- Grau de saturació de la sorra (Terzaghi & Peck, 1967)

SOL	PERMEABILITAT m/s
Sorra gruixuda uniforme	$0,3 \times 10^{-2}$
Sorra mitjana uniforme	$0,9 \times 10^{-3}$
Sorra neta ben graduada	$0,9 \times 10^{-4}$
Sorra fina uniforme	$0,3 \times 10^{-4}$
Sorra llimosa ben graduada	$0,3 \times 10^{-5}$
Llim uniforme	$0,6 \times 10^{-6}$
Argila llimosa	$0,9 \times 10^{-8}$
Argila de baixa plasticitat (IP 20)	$0,9 \times 10^{-8}$
Argila mitjanament plàstica (20 IP 60)	$0,9 \times 10^{-9}$
Argila plàstica (60 IP 200)	$0,9 \times 10^{-10}$
Argila extraordinàriament plàstica (IP 200)	$0,9 \times 10^{-11}$

Taula 8.12.- Valors orientatius de la permeabilitat (recollits per Herrmann, 1981)

Taula 8.1.3.- Característiques de sòls tipus (DIN 1055,H2) i típics del Barcelonès (Mascareñas, 1985)

BARCELONÈS		DIN 1055 - H2							
Sòl		γ kN/m ³	D _r %	C kPa	ϕ	LL %	LP %	IC $\frac{LL-U}{Ip}$	
Sorra densa		18,63			35°				
Sorra solta		16,67			30°				
Llim dur		19,81		1,96	22,5°				
Llim tou		18,63			22,5°				
Argila mitjana		20,59		24,52	15°				
Argila tova		17,65			15°				
Sorra densa del Poble Nou (Barcelona)		18,63	70		33°				
Sorra solta de Castelfelers		17,16	42		28°				
Llims normals del trinxer de Barcelona		17,65		14,71	26°	30	24	1,3	
Llims molt tous del barri Marçesa (Barcelona)		16,67		9,81	25°	32	25	0,70	
Argila dura del trinxer de Barcelona		18,14		39,23	28°	40	25	1,85	
Argila tova del Prat de Llorençat		16,67		14,71	26°	35	23	1,25	

8.- DISSENY

8.1.3 Requeriments de l'ancoratge

L'element d'ancoratge ha de resistir les tensions internes promogudes per la transmissió de la càrrega exterior al sòl. La resistència estructural ha de superar doncs la resistència a l'arrancament i l'ancoratge no ha de quedar inutilitzat o no s'ha de veure perjudicat per les deformacions.

També interessa, des de un punt de vista econòmic, utilitzar els ancoratges amb més eficàcia resistent (relació resistència / pes propi) que depèn del tipus, el sòl i la profunditat.

Altres condicionaments dels ancoratges en aplicacions provisionals són la versatilitat per la utilització en diferents tipus de sòl i càrregues i la facilitat de recuperació. El Marine Corps Landing Force Development Center dels EEUU (1966), per exemple, abans d'escollir un tipus, mesura quantes vegades es pot col·locar sense fer-se malbé.

En qualsevol cas caldrà que l'ancoratge sigui sòlid, perquè resisteixi la col·locació, i durable per estalviar substitucions.

Smith (1954) observa els defectes més comuns dels pilots metàl·lics utilitzats com ancoratges. Al clavar-los es trenca la unió entre el cap massís i la resta del pilot o es produeix guerxament.

Al entrar en càrrega el pilot flexa massa o es trenca la connexió amb la càrrega o la soldadura transversal entre segments del pilot.

Per això recomana que:

- la secció transversal tingui resistència a la flexió suficient. Si ha d'actuar en diverses direccions és millor que sigui circular o quasi.

- Cal reforçar les unions amb el cap massís i la cadena o cable de tracció.
- Evitar les soldadures transversals.
- Adequar la secció del pilot a l'alçada i potència del martell o viceversa, per tal d'obtenir un rendiment acceptable sense trinxar ni sobredimensionar el pilot.

Altres causes que produeixen la patologia dels ancoratges són:

- defectes de projecte procedents de la insuficiència d'informació geotècnica o l'avaluació inadequada de la resistència a l'arrencament
- defectes de construcció relatius al tamany, la profunditat, l'alçada i la compactació del sòl i la compactació
- corrosió dels materials enterrats, principalment de l'acer i el formigó.

La durabilitat del formigó ve determinada per l'agressivitat del subsòl, inclosa l'aigua si n'hi ha, que es pot avaluar amb els criteris de la normativa existent, com per exemple la norma IGL de la República Democràtica Alemanya.

Per evitar la corrosió de l'acer caldrà recórrer a revestir-lo amb forros, amb els procediments de protecció proposats pel Bureau Securitas (1972) o el manual de Hobst & Zajíc (1983).

Cal recordar però, que Romanoff (1962) observà pilots i palpanxes d'acer enterrats en sòls molt diversos amb una antiguitat de 7 a 40 anys. Trobà que en sòls inalterats la corrosió no afectava a la resistència, independentment de la impermeabilitat, la resistivitat, el pH o la composició química degut a la pobresa d'oxigen. En canvi els sòls alterats per les excavacions i reblerts resultaven més o menys agressius segons les propietats ja esmentades. Observis doncs que els assaigs de corrosió en sòls alterats no són representatius dels ancoratges metàl·lics de desplaçament.

8.- DISSENY

Per contrarrestar la corrosió també es pot recórrer a sobredimensionar els ancoratges instal·lats en medis agressius o substituir-los periòdicament.

8.1.4 - Mitjans disponibles

La col·locació dels ancoratges requereix mà d'obra, materials i mitjans auxiliars, que condicionen l'elecció del tipus.

Poden ser decisius:

- l'existència d'ancoratges prefabricats de tipus industrial (estaques, plaques, hèlices o pilots)
- la possibilitat de prefabricar-los (engraellats metàl·lics o blocs i lloses de formigó)
- els materials i objectes disponibles, tals com formigó, troncs, rodons, perfils, tubs, poliers o barres
- el pes dels elements a manipular, els mitjans de transport, les distàncies i l'accessibilitat del tall
- la maquinària utilitzable per col·locar els ancoratges, excavar i formigonar

8.2.- Estudi comparatiu

Per facilitar l'elecció es subministra el quadre comparatiu 8.2 que reflexa les característiques principals i alguns valors orientatius. Es pot completar consultant les fitxes de cada tipus a l'Annex Ier.

Cal observar que el quadre 8.2 és un resum aproximat. Després de cada consulta s'haurà de comprovar i corregir el tipus escollit, tot i continuant el procés de disseny que s'exposa en aquest capítol.

TIPUS	MATERIAL	FABRICACIO	COL·LOCACIO	SOLS RECOMANATS	CARACTERISTIQUES TIPIQUES			
					AMPLADA (mm)	PROF. (m)	RESIST. MAX. (kN)	EFICACIA
PILOTS CILINDRICS	acer	prefabricats	vibrats	granulars	200 a 1000	≤ 20	S 8410	22
	formigó	en obra	clavats	tots			M 4029	10
	fusta		excavats	una mica coherents			C 2817	7
PILOTS EIXAMPLATS	acer	prefabricats (expansibles)	clavats	tots	500 a 2000	≤ 20	S -	-
	formigó	en obra	excavats	coherents			M 6935	14
ESTAQUES GANXOS	acer	prefabricats	clavats	tous i semi-durs	20 a 50	≤ 1	S 1,05	14
	fusta						M 3,58	48
							C 6,12	83
BARRES INJECTADES	acer i morter	en obra	perforats i injectats	durs	50 a 150	≤ 2	S 17	19
							M 25	28
							C 37	42
PANTALLES	formigó	en obra	excavades	una mica coherents	200 x 2500 a 1000 x 2500	≤ 20	S 19110	15
							M 10304	8
							C 6648	5
POUS BLOCS	formigó	en obra	excavats	una mica coherents	500 a 2000	≤ 5	S 2199	6
							M 1687	5
							C 1584	4
POUS I BLOCS EIXAMPLATS	formigó	en obra	excavats	coherents	1000 a 2000	≤ 5	S -	-
							M 1380	12
							C 1206	11
TRONCS	fusta	prefabricats	excavats	una mica coherents	50 x 500 a 500 x 2500	≤ 3	S 829	Alta
							M 422	Alta
							C 630	Alta
TUBS	acer	prefabricats	clavats	tous	50 x 200 a 150 x 500	≤ 3	S 51	Alta
							M 25	Alta
							C 38	Alta
ENGRAELLATS	acer	prefabricats	excavats (amb reblert i compactat)	una mica coherents	1000 a 2000	≤ 3	S 594	Alta
	fusta						M 843	Alta
							C 741	Alta
PLAQUES	acer	en obra prefabricades expansibles	excavades	una mica coherents	200 a 500	≤ 3	S 130	Alta
	formigó		clavades	tots			M 66	Alta
			vibrades	granulars			C 99	Alta
HELICES	acer	prefabricades	enroscades	tous o semidurs sense obstruccions	150 a 400	≤ 5	S 401	Alta
							M 211	Alta
							C 281	Alta
BLOCS ENTERRATS	formigó	en obra	excavats (amb reblert i compactat)	coherents	500 a 2000	≤ 5	S 1556	21
							M 1397	19
							C 1093	15

Quadre 8.2. Resum comparatiu

8.- DISSENY

QUADRE COMPARATIU. OBSERVACIONS

Pilots

Són el procediment obligat quan el sòl superficial és molt fluix. En sòls coherents es poden eixamplar augmentant considerablement l'eficàcia.

Estaques i ganxos

Ancoratges lleugers recuperables. Vid. quadres 8.3 i 8.4

Barres injectades

Ancoratges lleugers en sòls durs i compactes. En sòls coherents es poden eixamplar.

Pous i Blocs

S'utilitzen molt en sòls granulars o poc coherents excavant amb l'ajut de llots i formigonant de baix cap a dalt a través d'un tub auxiliar.

Pous i Blocs eixamplats

El pou eixamplat resulta molt interessant en sòls coherents per que la campana millora molt el rendiment. Necessita un dispositiu especial per confeccionar l'eixamplament desde el fons de l'excavació. El bloc eixamplat és un procediment car perque necessita molt material, excavació, encofrat, reblert i compactació.

Tubs

S'han de pre-estirar.

Engraellats i Plaques

Rendeixen molt. Les excavades s'han de reomplir i compactar. En sorres seques o submergides són difícils de col·locar. Les plaques clavades s'han de pre-estirar.

Hèlices

Són recuperables.

Blocs enterrats

Es molt eficaç excavar el perímetre desde sota.

NOTES

- Els límits indicats per l'amplada i la profunditat són els normals per cada tipus d'ancoratge però es poden superar.
- La resistència màxima és la d'arrencament sense drenatge per l'ancoratge més gran de l'interval proposat a les columnes d'amplada i profunditat.
- L'eficàcia és la relació entre la càrrega màxima i el pes propi. La indicació "alta" és refereix als ancoratges que pesen molt poc.
- L'excavació en sòls granulars nets o submergits necessita la utilització de dispositius especials tals com apuntaments encamisats o llots. No és possible excavar-hi eixamplaments.

SÒL TIPUS	γ (kN/m ³)	C (kPa)	a (kPa)	ϕ	δ	K
S SORRA	18			35°	23°	3
M LLIM	18	20	21	20°	13°	2
C ARGILA	18	50	39			1

Quadre 8.2 - Resum comparatiu (notes)

8.2.1.- Elecció del tipus

Els ancoratges que arriben fins a la superfície necessiten més material que els que queden enterrats, però a canvi són més rígids i sensibles a les variacions de profunditat més enllà de la crítica. Resulten doncs més apropiats que les plaques per dissenyar segons el desplaçament.

8.- DISSENY

Esquivel (1967) compara plaques circulars i pilots rugosos de 76,2 mm. d'amplada en sorra de Chattahoochee (fig. 8.5). En sorra densa venen a resultar equivalents però en sorra solta aguanta més la placa fins a $D/B = 6$ perquè mobilitza més sòl. A partir de $D/B = 6$ el pilot continua afectant necessàriament a tota la columna de sòl que el rodeja fins a la superfície, mentre que la placa mobilitza una alçada limitada de sòl. Per això el pilot aguanta més a partir de $D/B = 6$.

Els moviments de l'ancoratge també són semblants en sorra densa, però en sorra solta resulten més rígids els pilots (fig. 8.6).

Els moviments de la superfície del sòl en canvi, augmenten al disminuir la profunditat de les plaques i al augmentar la dels pilots (fig. 8.7).

La placa només mobilitza molt el sòl que té a les proximitats i per tant afecta a una alçada limitada; a més profunditat, menys afecta a la superfície. En canvi el pilot treballa per fricció en tota la seva alçada, fins a la superfície. Per tant, a més profunditat, més material arrossega i més afecta a la superfície.

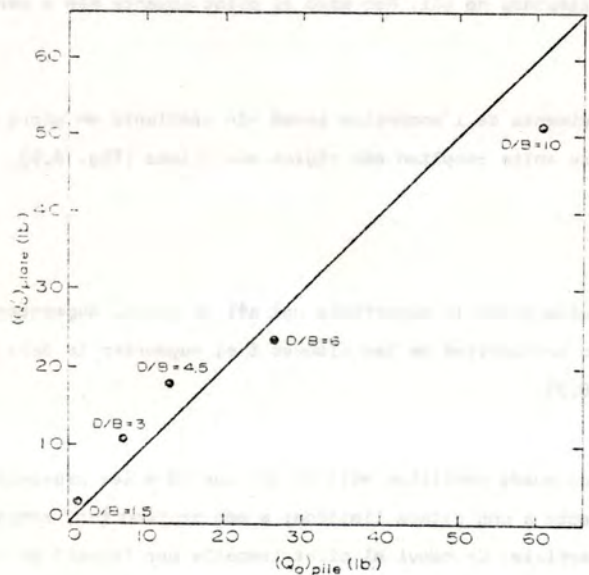
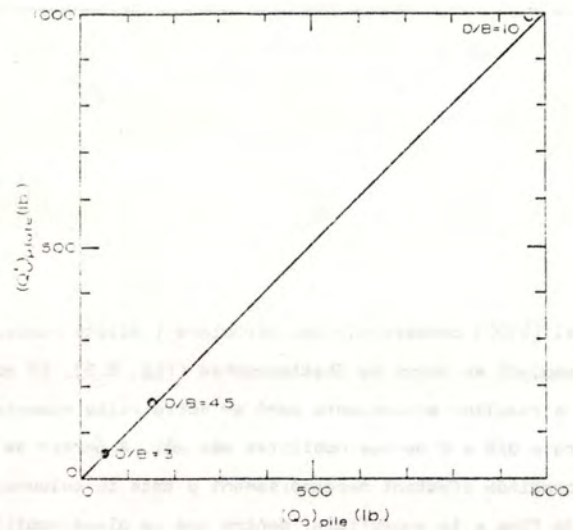


Fig. 8.5 - Arrencament de plaques i pilots en sorra (Esquivel, 1967)

A dalt: en sorra densa
A baix: en sorra solta

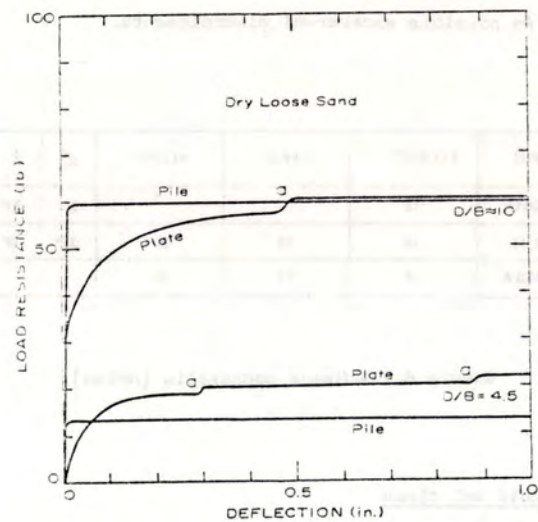
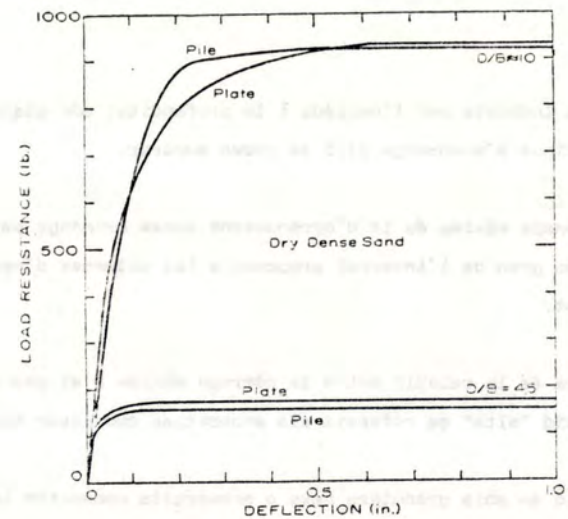
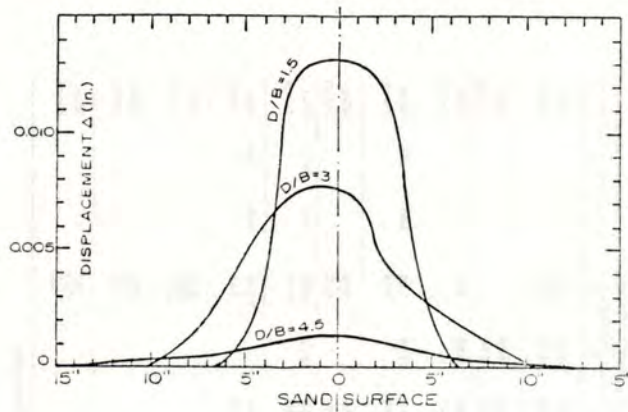
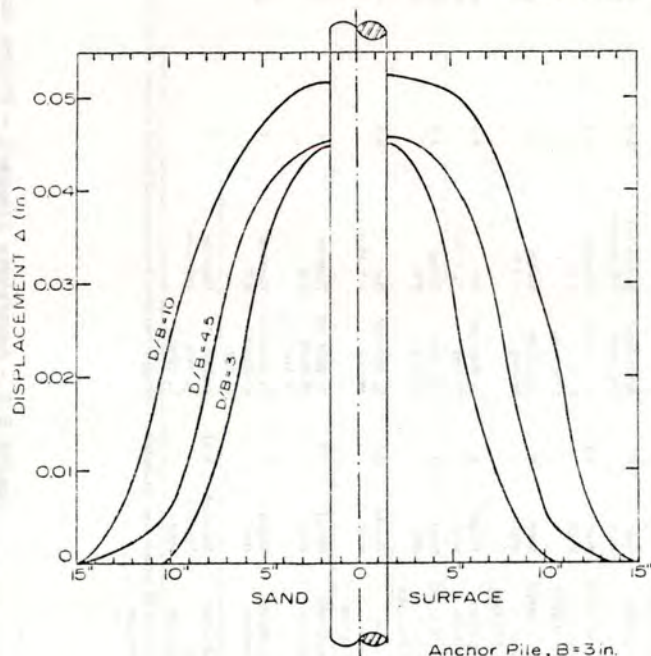


Fig. 8.6 - Càrrega \sqrt{s} moviment de plaques i pilots en sorra (Esquivel, 1967)

A dalt: en sorra densa
A baix: en sorra solta



Anchor Plate, $B=3$ in.
Displacement $\rho=0.03$ in.



Anchor Pile, $B=3$ in.
Displacement $\rho=0.1$ in.

Fig. 8.7 - Desplaçament de la superfície del sòl. (Esquivel, 1967)

A dalt: sobre plaques

A baix: sobre pilots

8.- DISSENY

8.2.2 - Elecció de la profunditat

Per decidir la profunditat de l'ancoratge, a més de la resistència del sòl, cal tenir en compte el tipus. És poc eficaç posar quelcom pesat molt fondo. Interessa disminuir el pes propi a mesura que augmenta la profunditat.

Si és més barat o fàcil abocar material que excavar, són preferibles els ancoratges superficials. En cas contrari ho són els profunds, tenint en compte que no és econòmic col·locar ancoratges que queden enterrats a profunditat superior a la crítica en argiles (per que la resistència no augmenta i l'excavació sí).

8.2.3 - Avaluació de l'eficàcia

L'eficàcia (relació entre la resistència i el pes propi) és una mesura orientativa del rendiment de cada tipus d'ancoratge. No depèn solament del tipus (com s'ha dit alguna vegada en relació a les àncorres marines) sino també de la grandària, el sòl i la profunditat. És una característica més a tenir en compte per valorar un ancoratge, però no és suficient, ja que no contempla la incidència de la mà d'obra ni dels mitjans de col·locació.

Al quadre comparatiu 8.2 l'eficàcia sempre supera la unitat perquè no es consideren els ancoratges que no mobilitzen gens el sòl.

S'observa també com augmenta el rendiment dels ancoratges eixamplats ja que mobilitzen més volum de sòl. Perque resultin econòmics hi ha que excavar l'eixamplament desde sota o amb dispositius especials, per eludir l'enconfat, reblert i compactació. D'aquesta forma s'evita a més l'alteració del sòl mobilitzat per l'efecte pla ca la qual cosa millora el comportament. Es poden eixamplar els pilots, les barres injectades, els pous i els blocs sempre i quan es compti amb una mica de cohesió perque no es produeixin desmoronaments.

8.2.4 - Comparació d'ancoratges lleugers

Pels ancoratges lleugers, el U.S.Army Electronics Command ha recollit el quadre comparatiu 8.3 que Kovacs (1975) completa amb els resultats dels assaigs de ganxos i estaques en llim (valors subratllats). El quadre 8.4 recull la classificació del sòl utilitzada per aquesta comparació. Cal observar que els ganxos de 1/2 i de 5/8 de polzada tenen una resistència comparable a la de l'estaca GP-112 però són més lleugers i econòmics, costen menys de col·locar que la resta de models comparats perque són més prims i es poden recuperar amb més facilitat.

Anchor type	Anchor material	Weight (lb)	Size (in.)	Installation tool	Embedment time (min)	Anchor capacity, lb								
						1	2	3	4	5	6	7		
Stake GP 112/G	Forged steel	3.6	1 1/4 diam 17 long	Hammer 4 lb	1-4	1350	1150	710	500	310	Max	Max	Max	Max
Stake no. 4030-291 9354														
4 in. Quarter muster	Cast alum	0.5	Across head 4 in. sides	Special rod 4 lb hammer	2-4		2500	1510	660		Max	Max	Max	Max
Stake GP-111/G	Steel	2.5	1 1/4 x 1 1/4 x 3 1/4	Hammer 4 lb	1-2		1900	935	590		Max	Max	Max	Max
Stake no. 4030-097-8670	angle						840	525	560		Max	Max	Max	Max
Stake GP-109/U	Steel	8	1 1/4 diam 36 long	Sledge 6-8 lb	2-5		2100	1310	1230	950	680	350	Max	Max
Stake no. 5975-223-4611	angle						1200	950	875		Max	Max	Max	Max
2 1/4 in. screw commercial	Forged steel	2	1/4 diam rod 32 long	Bar 7/8 x 30 in.	4-6		4020	2250	900		Max	Max	Max	Max
Stake GP-113/G	Steel	1.3	1 1/4 diam 46 long	Sledge 8 lb	3-6		3700	1700	660		Max	Max	Max	Max
Stake no. 4030-298-1382	pipe						4450	2050	2625	1900	1750	1425	Max	Max
3 in. screw SINO-850	Forged steel	3.3	1 1/4 diam rod 36 long	Bar 1 x 36 in.	5-8		2590	1940	1710		Max	Max	Max	Max
Stake GP-112/G	Forged steel	3.3	1 1/4 diam rod 36 long	Bar 1 x 36 in.	5-8		4010	2300	1210	500	330	Max	Max	Max
Stake no. 4030-298-1382							3500	1750	740		Max	Max	Max	Max
Anchor (hook) commercial	Spring steel	2.7	1/4 diam rod 18 shank 12 Arm	Hammer 2 lb	1		1250		410		Max	Max	Max	Max
Anchor (hook) commercial	Spring steel	2	1/4 diam rod 18 Shank 15 Arm	Hammer 2 lb	1		500		300		Max	Max	Max	Max
Grizzly Mint Stake commercial	Stamped 1/4 in. steel	0.12	Shaped 1/4 wide 1/2 deep	Hammer carpenter	1		1000		300		Max	Max	Max	Max
Stake no. 4030-298-1382							750		200		Max	Max	Max	Max
Stake no. 4030-298-1382							100		75		Max	Max	Max	Max

* See Table IV for soil class description. Load capacities given are averages of limited tests and should be used for guidance only.
1 Estimated.

Class	Type	Description
1a	Solid ice	
2	Shale, sandstone, or soft rock (solid or in layers). Coral, frozen ground	
3	Hard pan	Hard and dry, requires the use of a digging bar or pick mattock to break the ground.
4	Crumbling, damp	Consists principally of clay, in a state that will crumble when an attempt is made to squeeze it into a ball with the hand.
5	Firm, moist	In many cases, clay is predominant, although the soil may contain small stones, gravel, or sand, and when squeezed with the hand, forms a firm ball. Most soils in well-drained areas, other than hillside, fall into this classification.
6	Plastic, wet	In most cases, this soil is predominantly clay, as in Class 5. Because of unfavorable moisture conditions, such as areas subject to heavy seasonal rainfall, sufficient water is present to penetrate the soil to a considerable depth, even though the area may be fairly well drained. During such seasons the soil becomes plastic and, when squeezed in the hand, readily assumes any shape into which it is molded. This soil is frequently found in flat terrains, or near rivers and marshes.
7	Loose, dry	Usually found in arid regions where sand or gravel predominates. Filled-in or built-up areas in dry regions, or during very dry seasons, fall into this classification. Lack of bonding material to hold the particles together causes the soil to remain very loose.

Quadre 8.4 - Classificació del sòl utilitzada per la comparació del quadre anterior (Kovacs, 1975).

8.3 - Predimensionat

El predimensionat es pot realitzar amb les corbes i valors presentats a l'Annex 1er (quadre 8.5). Les corbes han estat elaborades amb els mètodes d'avaluació descrits al capítol 7è per sòls tipus de característiques mitjanes i alguns materials coneguts de la comarca del Barcelonès.

Un procediment ràpid i senzill consisteix en avaluar per separat la contribució de l'efecte placa, fust, del pes propi i de l'empenta lateral amb les dimensions estimades i un sòl semblant.

Es disposa també del recull d'assaigs de l'Annex 2n que es pot utilitzar per avaluar la resistència i el moviment amb els resultats de les observacions de tipus, sòls i càrregues similars als del cas estudiat.

8.4 - Càlcul. Resum general de formulació

8.4.1 - Efecte placa

Els ancoratges que mobilitzen l'efecte placa són:

- pilots eixamplats
- barres injectades amb eixamplaments
- pous i blocs eixamplats
- troncs i tubs
- engraelats
- plaques
- hèlices
- blocs enterrats

TIPUS	EFECTES A AVALUAR				EMPENTA	PREDIMENSIONAT (ANNEX 1er)	PROGRAMA DE CALCUL (ANNEX 4rt)
	PLACA	FUST	PES PROPI				
PILOTS		X	X		X	Quadre A.1 Corbes pilots cilíndrics	CCS
CILINDRICS							
PILOTS AMB UN EIXAMPLAMENT	X		X		X	Quadre A.2 Corbes rendiment pilots eixamplats	EUC
PILOTS AMB VARIS EIXAMPLAMENTS							EMC
ESTAQUES I GANXOS		X			X	Mètode de la DIN 4112 Corbes estaca B=0,05m;D=1m Figura A.15	CCS
BARRES INJ. CILINDRIQUES		X			X	Mètode de Littlejohn " d'Ostermayer & Scheele	CCS
BARRES INJ. AMB UN EIXAMPLAMENT	X				X	Com pilots	EUC
BARRES INJ. AMB VARIS EIXAMP.							EMC
PANTALLES		X	X		X	Mètode de Jesenak	CRS
POUS CILINDRICS		X	X		X	Mètode de la CTNE	CCS
BLOCS CILINDRICS							CRS
POUS EIXAMPLATS	X		X		X		EUC
BLOCS EIXAMPLATS							EUR

TRONCS I TUBS	X					Mètode de la CTNE	PUR
ENGRAELLATS	X		X			Corbes mort B=0,15m;L=1m Corbes del Standard Handbook for Electrical Engineers	PUR
PLAQUES CIRCULARS	X		X			Mètode de Heikkilä & Laine Corbes plaques - Quadre A.4	PUC
PLAQUES RECTANGULARS	X		X			Taula A.5 - Figura A.70 Quadre A.5 - Quadre A.6	PUR
PLAQUES TRIANGULARS	X		X			Mètode de Bemben	PUT
HELICES INDIVIDUALS	X					Taula A.7 Mètodes empírics	PUC
HELICES MULTIPLES							PMC
BLOCS ENTERRATS CIRCULARS	X		X			Corbes rendiment blocs circulars fondos	CCF
BLOCS ENTERRATS RECTANGULARS							CRF

Quadre 8.5 - Efectes a avaluar, valors de predimensionat i programes de càlcul

a) Informació necessària:

- de l'ancoratge:

B,L: amplada (o diàmetre) i llargada de la placa o eixamplament

Bo,Lo : amplada (o diàmetre) i llargada del fust

D : profunditat de la cara superior

A : àrea de la placa o eixamplament projectada sobre un plànol perpendicular a la direcció de l'esforç (quadre 8.6)

- del sòl:

γ : pes unitari en KN/m³

c : cohesió en KPa

ϕ : angle de fricció interna en graus sex.

FORMA	PLACA	EIXAMPLAMENT
CIRCULAR	$\pi B^2/4$	$\pi (B^2 - B_0^2)/4$
RECTANGULAR	BL	BL - B ₀ L ₀
TRIANGULAR	$\sqrt{3}B^2/4$	—

Quadre 8.6 - Àrea de plaues o eixamplaments (perpendiculars a la direcció de l'esforç)

L : longitud de la placa o eixamplament

Bo,Lo : amplada (o diàmetre) i longitud del fust

b) Valors auxiliars:

Ncu : factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en argiles

$$Ncu = (5,52 - \frac{c}{10,41}) \frac{D}{B} \text{ amb } c \leq 39,23 \text{ KPa i } Ncu \leq 9$$

8.- DISSENY

Nqu : factor de capacitat de càrrega a l'arrencament en sorres

$$\text{per } \phi \leq 30^\circ : Nqu = 5 \frac{D/B}{25} \left(\sqrt{\frac{10\phi}{3}} - \frac{D}{B} \right) \text{ amb } \frac{D}{B} \leq \sqrt{\frac{5\phi}{6}}$$

(ϕ = angle de fricció interna)

$$\text{per } \phi > 30^\circ : Nqu = (5 \times 16^{\frac{(\phi/15) - 2}{1}}) \text{ amb } \frac{D}{B} \leq \frac{\phi}{3} - 5$$

Aquests valors de Ncu i Nqu s'han presentat amb detall al capítol 7è. S'han deduit de l'anàlisi del comportament (capítol 6è) i les observacions disponibles (Annex 2n).

c) Resistència a l'arrencament subministrada per l'efecte placa (càrrega ràpida vertical)

$$Qp = A (c Ncu + \gamma DNqu)$$

8.4.2 - Efecte fust

Els ancoratges que mobilitzen l'efecte fust són:

- pilots
- estakes i ganxos
- barres injectades
- pantalles
- pous i blocs
- blocs enterrats

a) Informació necessària:

- de l'ancoratge:

B,L : amplada (o diàmetre) i llargada

D : profunditat de la base

H : cantell o alçada

- del sòl:

γ : pes unitari en KN/m³

c : cohesió en KPa

a : adherència sòl -fonament- si no s'indica es pot utilitzar la relació d'en Sowa (1970):

$$\text{per } c \leq 150 \text{ KPa : } a = (0,373196 (1,5 - c/100)^2 + 0,4) c$$

$$\text{per } c > 150 \text{ KPa : } a = 0,4 c$$

ϕ : angle de fricció interna

δ : angle de fricció sòl-fonament: si no s'indica es pot utilitzar $2\phi/3$

K : coeficient d'empenta a l'arrencament

b) Valors auxiliars:

D_c : profunditat crítica per l'efecte fust en sorres

$$\phi < 28^\circ : D_c = 5B$$

$$28^\circ < \phi < 37^\circ : D_c = (2\phi - 11) B/9$$

$$\phi > 37^\circ : D_c = (13\phi - 446) B/5$$

Aquests valors de D_c s'han deduit de l'anàlisi del comportament (capítol 6è) i la relació d'en Vesic esmentada per Poulos & Davis, 1980 (fig. 8.8)

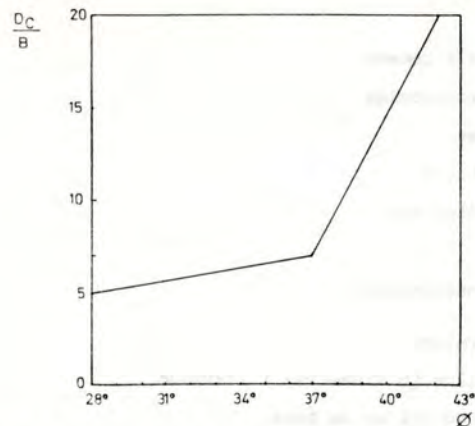


fig. 8.8 - Profunditat crítica per l'efecte fust en sorres.

Al comparar H , D i D_c es poden presentar 5 casos (fig. 8.9):

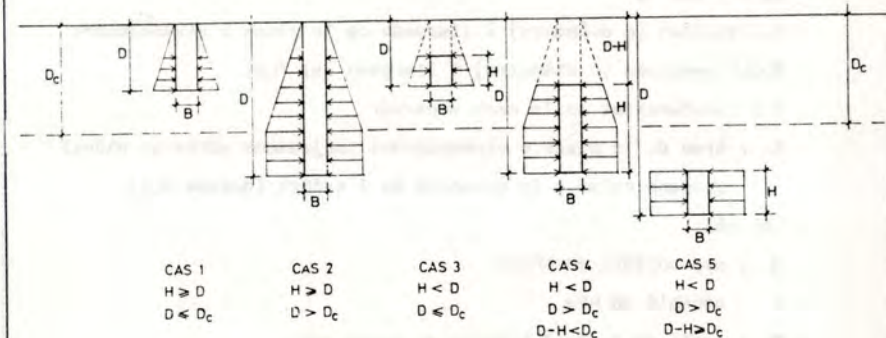


fig. 8.9 - L'efecte fust depèn de la profunditat crítica

- 1er cas : $H > D$ i $D \leq D_c$: l'ancoratge arriba fins a la superfície però no supera la profunditat crítica
- 2n cas : $H > D$ i $D > D_c$: l'ancoratge arriba fins a la superfície i supera la profunditat crítica
- 3er cas : $H < D$ i $D \leq D_c$: l'ancoratge queda enterrat però no supera la profunditat crítica
- 4art cas : $H < D$; $D > D_c$ i $D - H < D_c$: l'ancoratge queda enterrat, la part superior no supera la profunditat crítica però la base sí
- 5è cas : $H < D$; $D > D_c$ i $D - H > D_c$: l'ancoratge queda tot enterrat per sota de la profunditat crítica

c) Resistència a l'arrencament subministrada per l'efecte fust
(càrrega ràpida vertical)

1er cas: $H \geq D$ i $D \leq D_c$

terme de cohesió: $\pi B D a$
 pressió lateral mitjana: $\gamma D K / 2$
 superfície lateral: $\pi B D$
 $Q_f = \pi B D a + B \gamma D^2 K \tan \delta / 2$

2n cas: $H \geq D$ i $D > D_c$

terme de cohesió: $\pi B D a$
 pressió lateral de 0 a D_c : $\gamma D_c K / 2$
 superfície lateral de 0 a D_c : $\pi B D_c$
 pressió lateral mitjana de D_c a D : $\gamma D_c K$
 superfície lateral de D_c a D : $\pi B (D - D_c)$
 $Q_f = \pi B D a + \pi B \gamma D_c^2 K \tan \delta / 2 + \pi B \gamma (D - D_c) D_c K \tan \delta$
 $= \pi B D a + \pi B \gamma D_c (D - D_c / 2) K \tan \delta$

3er cas: $H < D$ i $D \leq D_c$

terme de cohesió: $\pi B H a$
 pressió lateral mitjana: $\gamma (D - H / 2) K$
 superfície lateral: $\pi B H$
 $Q_f = \pi B H a + \pi B \gamma H (D - H / 2) K \tan \delta$

4art cas: $H < D$; $D > D_c$ i $D - H < D_c$

terme de cohesió: $\pi B H a$
 pressió lateral mitjana de $D - H$ a D_c : $\gamma (D_c - (D_c - D + H) / 2) K$
 superfície lateral de $D - H$ a D_c : $\pi B (D_c - D + H)$
 pressió lateral mitjana de D_c a D : $\gamma D_c K$
 superfície lateral de D_c a D : $\pi B (D - D_c)$
 $Q_f = \pi B H a + \pi B \gamma (D + D_c - H) (D_c - D + H) K \tan \delta / 2 + \pi B \gamma D_c (D - D_c) K \tan \delta$

8.- DISSENY

Sè cas: $H < D$; $D > D_c$ i $D - H \geq D_c$

terme de cohesió: $\pi B H a$
 pressió lateral mitjana: $\gamma D_c K$
 superfície lateral: $\pi B H$
 $Q_f = \pi B H a + \pi B \gamma D_c H K \tan \delta$

Si l'ancoratge fos rectangular, s'hauria d'utilitzar el perímetre $2(B+L)$ en comptes de πB

8.4.3 - Efecte de l'empenta lateral

Els ancoratges que mobilitzen l'efecte de l'empenta lateral són:

- pilots
- estakes i ganxos
- barres injectades
- pantalles
- pous i blocs

a) Informació necessària:

- de l'ancoratge:
 - B: amplada o diàmetre
 - D: profunditat
 - H: cantell o alçada
 - H_e: volada = H - D
 - M_l: moment límit

- del sòl:

- γ : pes unitari (taula 8.4.)
- c : cohesió (taula 8.7.)
- ϕ : angle de fricció interna (taula 8.7.)
- K_p: coeficient d'empenta passiva (taula 7.7.)

b) Valors auxiliars:

$$\text{terme de fricció: } QUHG = 0,5 \sqrt{BD^3 Kp} / (He + D)$$

$$\text{terme de cohesió: } QUHC = (-C2 + 5QR(C2\lambda^2 - 4C1C3)) / (2C1)$$

$$\text{amb } C1 = 1 / (36cB)$$

$$C2 = He + 0,75B + 0,5D$$

$$C3 = 9cB(3BD - D^2 - 9B^2/4) / 4$$

c) La resistència a l'arrencament subministrada per l'efecte de l'empenya lateral (càrrega ràpida horitzontal) es pot estimar superposant els efectes de la fricció i de la cohesió:

$$QUH = QUHG + QUHC$$

d) Comprovacions:

Profunditat a la que es produeix el moment màxim:

$$Zm = (-C2 + 5QR(C2\lambda^2 - 4C1C3)) / (2C1)$$

$$\text{amb } C1 = 3 \sqrt{BKp} / 2 \text{ per } \phi \neq 0$$

$$C1 = 0 \text{ per } \phi = 0$$

$$C2 = 9cB$$

$$C3 = - (QUHG + 13,5cB^2 + QUHC)$$

Moment màxim:

$$Mm = - 1/2 \sqrt{BKp} Zm^3 - 9/2 cB Zm^2 + (QUHG + 13,5cB^2 + QUHC) Zm + QUHGHe - 10,13cB^3 + QUHCHe$$

Si $Mm \leq M1$ l'ancoratge és curt i aguanta més que el sòl. Es pot considerar acceptable el valor ja calculat de QUH

Si $Mm > M1$ l'ancoratge és llarg i es trenca abans que el sòl. El valor calculat de QUH és excessiu.

Participació del terme de fricció en el moment màxim:

$$Mmg = -1/2 \sqrt{BKp} Zm^3 + QUHG (He + Zm)$$

8.- DISSENY

Participació del terme de cohesió en el moment màxim:

$$Mmc = -9/2 cB (Zm - 1,5B)\lambda^2 + QUHC (He + Zm)$$

Distribució del moment límit entre l'efecte de fricció i el de cohesió:

$$M1g = M1 \times Mmg / Mm$$

$$M1c = M1 \times Mmc / Mm$$

Terme de fricció reduït:

$$QUHG = M1g / (He + 2Zmg/3)$$

el valor de Zmg es deriva de l'expressió

$$2Z^3 mg/3 + He Z^2 mg - M1g / (1,5 \sqrt{BKp}) = 0$$

Terme de cohesió reduït:

$$QUHC = (-C2 + 5QR(C2\lambda^2 - 4C1C3)) / (2C1)$$

$$\text{amb } C1 = 1 / (18cB)$$

$$C2 = He + 1,5B$$

$$C3 = -M1c$$

8.4.4 - Superposició de l'efecte placa amb l'efecte fust

Hi han ancoratges que mobilitzen l'efecte placa i l'efecte fust:

- pilots eixamplats
- barres injectades amb eixamplaments
- pous i blocs eixamplats
- blocs enterrats

En pilots, barres, pous i blocs eixamplats la construcció de l'eixamplament disminueix la llargada del fust en una longitud que es considera aproximadament igual a l'amplada de la campana.

En canvi els blocs enterrats compten amb tot el cantell H per mobilitzar l'efecte fust, ja que l'efecte placa es mobilitza sobre la cara superior, sense necessitat de construir cap eixamplament (fig. 6.2)

Els pilots i les barres injectades es poden construir amb més d'un eixamplament. Cada un d'ells disminueix la llargada del fust en una amplada, però si es col·loquen junts, mobilitzen un fust imaginari de diàmetre el dels eixamplaments a costa de l'efecte placa dels eixamplaments inferiors (fig. 6.32)

8.4.5 - Superposició de l'efecte fust amb el de l'empenta lateral

Hi han ancoratges que mobilitzen l'efecte fust i el de l'empenta lateral quan estan sotmesos a càrregues inclinades:

- pilots
- estaques i ganxos
- barres injectades
- pantalles
- pous i blocs

a) Informació necessària:

- de l'ancoratge:
 - B : amplada o diàmetre
 - D : profunditat
 - H : cantell o alçada
 - He: volada = H-D
 - Wp: pes propi
 - Qf: resistència límit a l'arrancament subministrada per l'efecte fust de l'ancoratge sotmès a càrrega vertical (vid. 8.4.2)
 - QUHG, QUHC: termes de fricció i cohesió de la resistència límit subministrada per l'efecte de l'empenta lateral de l'ancoratge sotmès a càrrega horitzontal (vid. 8.4.3)

9.- DISSENY

- del sòl:

- γ : pes unitari
- δ : angle de fricció sòl-fonament
- Kp: coeficient d'empenta passiva

- de la càrrega:

- αc : angle de inclinació respecte a la vertical

b) Valors auxiliars:

h : profunditat del punt de gir. Es deriva de l'expressió:

$$Kp\gamma Bh^3 - 3/2 Kp\gamma BDh^2 + (D+He) QUHG = 0$$

Resultant de l'empenta contrària a la component horitzontal de la càrrega:

$$P1 = 3Kp\gamma h^2 B/2$$

Resultant de l'empenta en la mateixa direcció de la càrrega:

$$P2 = P1 (2h/3 + He)/(D + He)$$

Increment de component vertical límit:

$$Iqvu = (P1 + P2) \tan \delta$$

Càrrega límit vertical:

$$Quv = Qf + Wp$$

Càrrega límit horitzontal:

$$Quh = Quhg + Quhc$$

Inclinació òptima:

$$\alpha c1 = \text{ATAN} (Quh / (Quv + Iqvu/2))$$

Component horitzontal límit:

$$\text{si } \alpha c \leq \alpha c1 : Qhu = Quv / (1/\text{TAN } \alpha c - Iqvu / (2Quh))$$

$$\text{si } \alpha c > \alpha c1 : Qhu = Quh$$

c) Resistència a l'arrancament subministrada per l'efecte combinat del fust i l'empenta lateral (càrrega ràpida inclinada)

$$Qu = Qhu / \text{SIN } \alpha c$$

Component vertical límit:

$$\text{si } \alpha c \neq 90^\circ : Qvu = Qhu / \text{TAN } \alpha c$$

$$\text{si } \alpha c = 90^\circ : Qvu = 0$$



8.4.6 - Programes de càlcul

El quadre 8.5 indica els efectes que mobilitzen cada un dels tipus d'ancoratge. Per facilitar el càlcul, l'Annex 4rt subministra el llistat dels programes en BASIC següents:

START: per començar (recorda els codis dels programes i s'encadena amb el que escolli l'operador)

CCF : cilíndric circular fondo

CCS : cilíndric circular superficial

CRF : cilíndric rectangular fondo

CRS : cilíndric rectangular superficial

EMC : eixamplament múltiple circular

EUC : eixamplament únic circular

EUR : eixamplament únic rectangular

PMC : placa múltiple circular

PUC : placa única circular

PUR : placa única rectangular

PUT : placa única triangular

El quadre 8.5 també indica el programa adequat a cada tipus d'ancoratge. Els programes no es corresponen exactament amb els tipus perquè la tipologia està basada en la forma i el càlcul en el comportament.

8.4.7 - Correccions

Les fórmules recollides en aquest capítol avaluen la resistència ràpida d'ancoratges circulars o rectangulars. Es possible corregir-les per tenir en compte altres situacions, com s'ha descrit al capítol 7.6 .

8.- DISSENY

8.4.8 - Coeficients de seguretat

La resistència a l'arrencament que subministren els mètodes esmentats és una estimació.

No es pot utilitzar com a valor de projecte perquè representa de forma imprecisa l'estat límit al que no interessa arribar. Per això es recomana l'aplicació d'un coeficient de seguretat que tingui en compte la precisió en el coneixement del sòl i l'exactitud del model de càlcul utilitzat. Es poden utilitzar valors variables de 1 a 3 segons la participació del pes propi en la resistència, la qualitat de les dades obtingudes i les simplificacions del mètode d'avaluació. És lògic aplicar un coeficient de seguretat igual a 1 a la contribució del pes propi de l'ancoratge ja que es coneix amb exactitud. El Codi de Califòrnia de fonaments per torres d'alta tensió aplica un coeficient de 1,5 per la resistència a les càrregues de vent i gel. La International Association for Shell and Spatial Structures recomana un coeficient igual a 1,1 pels ancoratges de formigó i de 2 per les hèlices i les plaques triangulars (a més contribució del pes propi, menys coeficient). Ambdues recomanacions es refereixen a la resistència avaluada empíricament. Als mètodes teòrics, tals com els proposats al capítol 7è, cal aplicar uns valors quelcom superiors, compresos entre 2 i 3 per absorbir prudentment les diferències que s'observen amb els resultats experimentals. Adams (1975) per exemple, recomana utilitzar un coeficient de seguretat igual a 2 per sòls ben coneguts i poc alterats durant la construcció i si l'alteració del sòl és notable recomana un coeficient igual a 3.

Quan es dimensiona en base a la resistència a l'arrencament, de l'aplicació d'un coeficient de seguretat en resulta també una limitació del moviment, o al menys es situa el comportament de l'ancoratge en la fase pseudo-elàstica, en la qual els moviments són limitats i més fàcilment quantificables.

Adams (1975) observa que de l'aplicació dels coeficients esmentats a la càrrega límit en resulten moviments inferiors a 25mm en sòls mitjans i durs. En sòls tous recomana comprovar el moviment. Observa també que per mantenir el moviment inferior a 25mm quan les càrregues aplicades són laterals, cal aplicar un coeficient de seguretat igual a 3.

Cal observar que els coeficients esmentats afecten només a la resistència a l'arrencament. Es suposa que la càrrega de càlcul ja inclou el seu coeficient de majoració per la imprecisió en el coneixement de les accions i les conseqüències de un trencament.

8.4.9 - Mètodes empírics

Per a determinar empíricament la resistència a l'extracció d'un ancoratge es pot recórrer a:

1. Relacionar la resistència amb assaigs in situ del sòl.

Es el mètode que proposen els fabricants. Amb un assaig SPT, STP, de laboratori o una descripció acurada es classifica el sòl. Per cada grup, tipus d'ancoratge i tamany, un gràfic de disseny proporciona la càrrega admissible. Porta implícits una profunditat mínima, una deformació màxima i un coeficient de seguretat.

2. L'experiència local adquirida pels instal·ladors, com per exemple la gent del circ i l'envelador.

3. Assaigs de camp en verdadera magnitud. Subministren valors de la resistència i de la relació càrrega-desplaçament.

Es realitzen sempre que es pot o que el nombre d'ancoratges ho justifica. Per exemple en ancoratges de torres per línies d'alta tensió en resulta un estalvi considerable en la partida de fonaments.

9.- CONSTRUCCIÓ

9.- CONSTRUCCIÓ

9.1.- Mètodes de col·locació

9.2.- El clavat i la vibració

9.3.- L'excavació i el reblert

9.4.- L'estirada prèvia

9.5.- Control

9.- CONSTRUCCIO

9.1.- Mètodes de col.locació (quadre 9.1)

	DE DESPLAÇAMENT				D'EXTRACCIÓ						OSER.
	CLAVAT A PERCUSSIO	A ROTACIO	PENETRACIO ESTÀTICA	VIBRAT	EXCAVACIO	ENCOFRAT	ABOCADA	REBLERT	COMPACTACIO	PREFABRICAT	ESTIRADA PREVIA
ARRIBEN FINS A LA SUPERFICIE	PILOTS CILINDRICS	X		X	X		X				X
	PILOTS EIXAMPLATS					X	X				
	ESTAQUES I GANXOS	X									X
	BARRES INJECTADES CILINDRIQUES					X	X				
	BARRES INJECTADES EIXAMPLADES					X	X				
	PANTALLES					X	X				
	PALPLANXES	X									X
	POUS I BLOCS CILINDRICS					X	X				
	POUS I BLOCS EIXAMPLATS					X	X	X	X	X	
QUEDEEN ENTERRATS	TRONS I TUBS	X							X	X	
	ENGRAELLATS					X	X	X	X	X	
	PLAQUES	X		X	X			X	X	X	X
	HELICES		X							X	X
	BLOCS ENTERRATS					X	X	X	X		

Quadre 9.1.- Col.locació d'ancoratges passius

9. CONSTRUCCIO

De desplaçament: clavet a persussió
rotació
penetració estàtica
vibració

D'extrecció: amb compactació
sense compactar
excavació manual apuntalada
excavació manual sense apuntalar
excavació mecànica: amb cullera
excavació mecànica: amb corona
excavació mecànica: amb hèlice
excavació encamisada
excavació amb llots

Ancoratges colgats (en assaigs)

NOTES:

- En sòls granulars nets o submergits l'excavació requereix apuntalament, llots, hèlice contínua o encamisat
- Els pous eixamplats es poden excavar desde sota amb dispositius especials. Aleshores no és necessari encofrar, reomplir ni compactar.

9.2.- El clavet i la vibració

El clavet i la vibració es poden utilitzar pels pilots, les palplanxes i les estaques i també per les plaques i tubs que queden enterrats. En aquest cas s'utilitza una barra auxiliar, que reb els cops o la vibració i es retira un cop assolida la profunditat adient.

Cal entrar la placa de cantell o utilitzar ancoratges expansibles per tal de reduir al mínim la resistència a l'avanç.

La instal·lació es completa estirant el cable tensor per travar l'ancoratge en el sòl, obligant a la placa a girar, situar-se perpendicular a la direcció de l'esforç i oferir la resistència màxima a l'arrencament. Si s'extracta de un mecanisme expansible, es provoca l'obertura de les ales i la seva penetració en el terreny.

R.J. Taylor et al. (1979) subministren un procediment per avaluar la penetració de plaques vibrades i Jimenez Salas (1980) pels pilots clavats.

9.3.- L'excavació i el reblert

Al construir els ancoratges, es pot debilitar el sòl considerablement perquè s'altera la part que té que resistir. Per evitar-ho, es pot mirar de restituir al màxim possible l'estat natural compactant cuidadosament els reblerts, malgrat que aquesta operació és lenta, costosa, delicada i difícil de controlar. Per reduir-la al mínim o evitar-la, es recomana estampar l'ancoratge contra el sòl inalterat o formigonar directament contra les terres sense encofrar (fig.9.1). L'excavació es pot reduir al mínim imprescindible per crear la forma projectada utilitzant dispositius mecànics que permetin l'eixamplament desde el fons del pou i a profunditats intermèdies (fig.9.2).

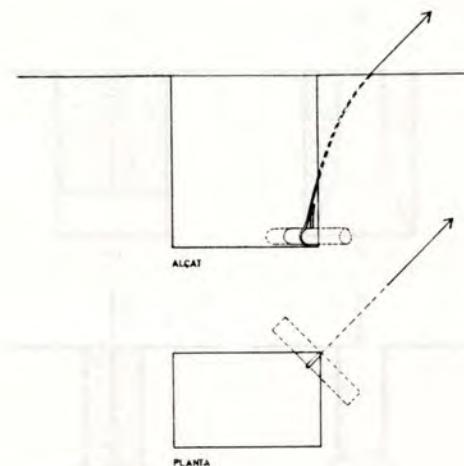


Fig. 9.1.- L'envelador estampia el mort contra les terres per tal de mobilitzar el sòl inalterat (Llorens & Soldevila, 1985)

Una altra alternativa a la compactació en sòls coherents és la de retrassar l'aplicació de la càrrega i donar temps a la consolidació natural. Pot ser possible si el procés constructiu és prou llarg i es realitzen els ancoratges al començament. En construccions ràpides i temporals poden realitzar-se anteriorment i quedar fixes si no molesten, fins i tot d'un any per l'altra en instal·lacions de temporada.

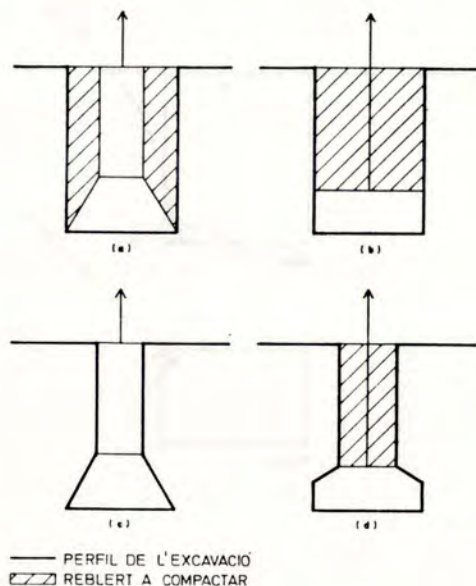


Fig. 9.2.- Eixamplant l'excavació desde el fons del pou es poden eliminar o reduir els efectes de la compactació.

- (a) i (b). Pou eixamplat i placa de formigó. L'amplada de l'excavació és igual a la de l'ancoratge. Cal reomplir i compactar tot el sòl situat sobre la base.
- (c) i (d). L'eixamplament o el contorn s'excaven desde el fons del pou. L'alteració produïda és molt inferior. L'efecte de la compactació no serà decisiu.

9.4.- L'estirada prèvia

Per tal d'entrar en càrrega, els ancoratges passius requereixen un moviment inicial proporcional al volum de sòl interessat.

Pot evitar-se la transmissió d'aquest moviment a l'estructura, provocant-lo prèviament amb una estirada de l'ancoratge anterior a la connexió de la càrrega definitiva.

Hi han ancoratges que es basen en aquesta operació per tal de quedar col·locats, com per exemple els expansibles, les plaques vibrades o clavades i les plaques en Y.

Si no és possible realitzar l'estirada prèvia dels ancoratges que ho requereixen o no s'ha aconseguit travar-los totalment, caldrà preveure que els punts de subjecció de l'estructura a l'ancoratge puguin recuperar uns moviments inicials importants.

El desplaçament produït per l'estirada prèvia pot variar entre 0 pels ancoratges que arriben fins a la superfície (i que no la necessiten) fins al triple de la llargada de les plaques expansibles o el doble de les clavades en posició vertical.

L'estirada prèvia no afecta a la essència de l'ancoratge passiu ja que no s'aplica de forma permanent, que és el que el convertiria en actiu. Tan sols representa una operació de millora del sòl o de posicionat de l'ancoratge.

Per evitar que amb aquests moviments es produeixin disminucions importants de la resistència es recomana col·locar els ancoratges a profunditat superior a la crítica ja que, a menys que no es tracti d'ancoratges lleugers, si no hi han dificultats d'excavació o penetració, és interessant col·locar els ancoratges més enllà de la profunditat relativa crítica per aprofitar al màxim les possibilitats de l'ancoratge, evitar la sensibilitat a les variacions de profunditat i les incerteses de la trencadura de tipus superficial en sòls alterats i irregulars i impedir la separació de la zona traccionada quan es supera la pressió vertical.

9.5.- Control

Els ancoratges de desplaçament admeten el control aproximat de la resistència durant la col·locació.

Si es claven es pot registrar el nombre de cops.

Si s'enrosquen es pot mesurar el moment aplicat.

Si es vibren es pot comptar l'energia consumida.

L'estirada prèvia també subministra informació sobre el comportament de l'ancoratge perquè proporciona la mesura del desplaçament que es produeix al aplicar una porció determinada de la càrrega de projecte.

La col·locació d'ancoratges excavats no subministra informació sobre la resistència però en canvi permet observar el sòl directament.

9.- CONSTRUCCIÓ

Un cop realitzats els ancoratges, es poden assajar fins a la trencadura, amb la qual cosa queden inutilitzats, o be estirar amb una porció de la càrrega prevista tot i observant el moviment. La norma japonesa d'estructures inflades fixa en 0,05mm el moviment màxim produït durant els 10 primers minuts d'aplicació de la càrrega permanent de projecte. Si es supera aquest valor, cal descarregar i tornar a aplicar la càrrega durant 5 minuts. El moviment ha de ser inferior a 0,05mm. Aquest assaig comprova que no es produirà arrencament a llarg termini (fig. 6,77)

10.- CONCLUSIONS**APLICACIONES**

- 1.- Els ancoratges passius es poden utilitzar per fonamentar les estructures traccionades comptant amb la contribució del sòl en la resistència a l'extracció.
 - 2.- Es troben antecedents històrics dels ancoratges passius en l'ancoratge de vaixells, l'enginyeria i l'edificació.
- Algunes de les aplicacions actuals són per:
- l'edificació de cobertes tibades, inflades, cases mòbils, ancoratge de fonaments, de lloses i l'arriostament provisional o definitiu.
 - el transport d'energia i les telecomunicacions.
 - l'enginyeria civil i militar.
 - el salvament.
 - els esports.
 - l'agricultura, pesca i ramaderia.
 - el transport.

TIPOLOGIA

- 3.- Els ancoratges passius es poden classificar en dos grans grups segons arribin fins a la superfície o es quedin enterrats. Els ancoratges que arriben fins a la superfície són els pilots, les estakes, els ganxos, les barres injectades, les palplanxes, les pantalles, els pous i els blocs superficials. Es caracteritzen per la mobilització de l'efecte fust i de l'empenta lateral, encara que amb eixamplaments poden mobilitzar també l'efecte placa. Els ancoratges que queden enterrats són els troncs, els tubs, les plaques, les hèlices i els blocs fondos. Es caracteritzen per la mobilització de l'efecte placa, encara que amb cantell poden mobilitzar també l'efecte fust.
- 4.- Per ancorar les estructures traccionades d'edificació s'han utilitzat fins ara pilots, estakes, barres injectades, pantalles, pous, troncs, engrallats, plaques, hèlices i blocs. Es pot completar aquest repertori utilitzant eixamplaments i mecanismes expansibles, ganxos, palplanxes, tubs, rodes i altres objectes enterrats.
- 5.- Fora interessant que la indústria proporcionés elements d'ancoratge prefabricats tals com hèlices, plaques i ganxos i subministrés mitjans d'excavació d'eixamplaments pels pous, les barres injectades i els pilots.

10.- CONCLUSIONS

COMPORTAMENT

- 6.- La resistència a l'arrencament es basa en la mobilització dels efectes placa, fust, del pes propi i l'empenta lateral, que es combinen segons el tipus d'ancoratge i la situació.
- 7.- La superfície de trencadura dels ancoratges que queden enterrats arriba o no fins a la superfície lliure segons la profunditat. En el primer cas es tracta dels ancoratges superficials, molt sensibles a les variacions de profunditat. El segon cas és el dels fondos, més rígids i resistents.
- En els ancoratges que arriben fins a la superfície, aquesta diferència entre les situacions superficial i fonda es nota en que la resistència lateral unitària deixa d'augmentar amb la profunditat.
- 8.- La forma de l'ancoratge influeix en el comportament ja que amb la relació entre el perímetre i superfície augmenta el volum de sòl mobilitzat. Per l'efecte placa la superfície activa és la projectada sobre un plànol perpendicular a la direcció de la càrrega, per l'efecte fust la superfície lateral i per l'efecte de l'empenta la superfície en projecció vertical.
- 9.- L'eixamplament dels ancoratges que arriben fins a la superfície i el cantell dels que queden enterrats milloren l'eficàcia perquè subministren l'efecte placa i fust respectivament tot i augmentant el volum de sòl mobilitzat.

10.- Els aixamplaments i plaques múltiples actüen per separat si la distància supera de 3 a 5 vegades l'amplada. Sino, es forma un fust imaginari de diàmetre el de l'aixamplament.

11.- Amb la grandària augmenta la resistència total però disminueix la resistència unitària, ja que es redueix la relació perímetre/superfície o sigui la incidència de la falca de sòl que mobilitza el contorn de l'ancoratge.

12.- Amb la inclinació de l'ancoratge sotmés a càrrega axial augmenta la resistència sempre i quan es mantingui la profunditat perquè es produeix una superfície de trencadura asimètrica que mobilitza un volum de sòl superior. L'efecte de la inclinació s'esmorzeix al augmentar la profunditat.

13.- La rugositat del fonament augmenta la fricció amb el sòl i per tant millora l'efecte fust, o sigui els ancoratges amb cantell. Incideix molt poc en plaques, hèlices i engruellats.

14.- Al col·locar més d'un ancoratge perquè treballin conjuntament, la relació entre la resistència del grup i la suma de les resistències dels elements individuals si treballessin independents augmenta amb la separació i disminueix al augmentar la profunditat, el nombre i la densitat del sòl. Encara que l'eficàcia disminueixi, el desplaçament augmenta, indicant que el grup modifica molt el comportament de l'ancoratge aïllat.

La configuració geomètrica del grup és decisiva de cara al repartiment de la càrrega entre els elements.

10.- CONCLUSIONS

15.- En sòls coherents es forma una superfície de trencadura única que es desenvolupa progressivament al augmentar la càrrega fins que es produeix la resistència màxima de la qual es conserva una bona part durant l'arrencament.

En sòls granulars, la superfície de trencadura varia constantment al augmentar la càrrega. La resistència màxima minva ràpidament al continuar l'extracció i varia molt amb la profunditat.

16.- Amb la densitat del sòl augmenta la resistència i disminueix el desplaçament perquè milloren tots els efectes resistents. L'efecte placa mobilitza més volum. La pressió vertical i l'angle de fricció intensifiquen l'efecte fust i el de l'empenta lateral. El pes del sòl arrossegat per l'extracció també creix i la profunditat crítica s'incrementa amb la capacitat de penetració.

17.- A més de la densitat, les característiques del sòl que modifiquen el comportament dels ancoratges, són la cohesió, l'adherència, l'angle de fricció interna, l'angle de fricció amb el fonament, la rigidesa, la humitat, la presència del nivell freàtic, l'estat inicial de tensions i la pre-consolidació.

18.- En sòls coherents saturats, l'arrencament modifica la distribució de pressions intersticials. On augmentin (per sobre dels ancoratges fonsos) millorarà la resistència perquè el sòl consolidarà, però on disminueixi es provocarà l'efecte contrari, o sigui que es produirà un debilitament (per sobre dels ancoratges superficials en argiles fissurades).

A vegades els dos efectes es compensen com per exemple per sota (succió) i per sobre (pressió) de les plaques fonses en sòls saturats.

19.- La permanència de la càrrega produeix l'arrencament si supera un percentatge de la resistència sense drenatge variable segons la fondària i la permeabilitat, que determinen fins a quin grau es produirà la consolidació per efecte de la càrrega permanent.

La resistència lenta pot fins i tot superar a la ràpida sempre i quan s'apliqui la càrrega per graons lents inferiors a la resistència sense drenatge, el sòl sigui poc permeable i l'ancoratge estigui situat a profunditat suficient.

20.- La repetició de la càrrega produeix l'arrencament si supera un percentatge de la resistència ràpida variable del 40% al 80% segons l'amplitud, el nombre de repeticions i la profunditat.

La descàrrega total després de cada cicle porta ràpidament a l'extracció mentre que les fluctuacions moderades sobre una càrrega estable allarguen la vida considerablement. Els ancoratges més vulnerables a la repetició de la càrrega són els que mobilitzen l'efecte fust en sòls granulars. Cal millorar-los amb eixamplaments ja que l'efecte placa no es deteriora tant amb la repetició.

21.- L'excentricitat d'aplicació de la càrrega debilita la resistència ja que produeix el gir de l'ancoratge i per tant la disminució de la superfície frontal de resistència contra les terres que s'oposen a l'alçament.

10.- CONCLUSIONS

PROCES DE DISSENY

22.- Els ancoratges passius es poden dissenyar a partir de la informació prèvia relativa a les càrregues, els moviments admissibles, les característiques del sòl, els ancoratges i els mitjans disponibles per a la col·locació. A la vista d'aquesta informació es selecciona un tipus que es predimensiona i calcula efectuant les comprovacions i correccions necessàries per tal d'assolir el comportament esperat.

Caldrà completar el projecte amb els detalls, les especificacions, l'amidament i la valoració.

INFORMACIÓ PRÈVIA

23.- Les dades bàsiques del sòl necessàries per calcular ancoratges passius són el tipus, el pes unitari, la cohesió, l'adherència, l'angle de fricció interna, l'angle de fricció sòl-fonament, el coeficient d'empenta passiva i a l'arrencament.

També poden ser necessaris en alguns casos particulars el coeficient de reacció horitzontal, la humitat, el grau de saturació, la permeabilitat, l'estat de la superfície, la geladicitat i l'expansivitat.

24.- Interessa que l'ancoratge sigui resistent i rígid, tingui l'eficàcia més alta possible i es conservi en bones condicions. Per les aplicacions provisionals interessa a més que sigui versàtil, sòlid i fàcil de recuperar.

ESTUDI COMPARATIU

- 25.- Per tal de facilitar l'elecció és interessant realitzar un estudi comparatiu dels ancoratges disponibles com el que es subministra al quadre 8.2.
- 26.- Els ancoratges que arriben fins a la superfície són més rígids i sensibles a les variacions de profunditat que els que queden enterrats encara que necessiten més material.
- 27.- La profunditat òptima està relacionada amb la resistència necessària, les dificultats d'excavació i el cost del material. Si és més fàcil abocar que excavar, són preferibles els ancoratges superficials. Cal recordar però que hi han ancoratges de desplaçament que no necessiten excavació. Si s'opta per augmentar la profunditat, s'ha de recordar que els sòls coherents subministren poca resistència més al superar la profunditat crítica i que és poc eficaç posar quelcom pesat molt fondo. Val més disminuir el pes propi a mesura que augmenta la profunditat.
- 28.- La relació entre la resistència i el pes propi, és l'eficàcia que depèn del tipus, la grandària el sòl i la profunditat. Es una mesura del rendiment mecànic però no de l'econòmic perquè no valora la incidència de la mà d'obra ni dels mitjans de col·locació.
- L'eficàcia augmenta eixamplant el fust perquè incrementa la contribució del sòl.

10.- CONCLUSIONS

PREDIMENSIONAT

- 29.- Per predimensionar els ancoratges passius es subministren corbes, fórmules i valors per a cada tipus, que es completen amb els assaigs recollits a l'Annex 2n.

CÀLCUL

- 30.- Per avaluar la resistència dels ancoratges s'utilitzen sovint les teories de les superfícies cònica i cilíndrica que s'aproximen a la realitat en alguns casos particulars. Mobilitzen la superfície cònica les plaques superficials en sòls densos o durs i mitjans. Mobilitzen la superfície cilíndrica les plaques i els pous superficials i els pilots fondos en sòls tous i solts. Aplicades en altres situacions, aquestes teories es desvien dels valors observats experimentalment sobretot al augmentar la profunditat.
- 31.- La resistència dels ancoratges passius a l'extracció sense drenatge es pot calcular a partir de la contribució dels quatre efectes resistents: de placa, de fust, de pes propi i de l'empenya lateral.
- 32.- L'efecte placa a profunditats superiors a la crítica es pot considerar equivalent al d'un fonament superficial amb la càrrega dirigida cap a baix. Al disminuir la profunditat cal corregir els factors de capacitat de càrrega que pels sòls granulars varia amb l'angle de fricció i pels sòls coherents amb la cohesió. Aquestes correccions s'han deduït de l'observació dels resultats de l'experimentació disponible

33.- L'efecte fust es pot avaluar amb la teoria cilíndrica considerant l'efecte de la profunditat (que incrementa la pressió vertical fins a un valor màxim), el material i la col·locació, que modifiquen l'empenta, l'adherència i la fricció. Es proposen els valors deduïts de l'observació dels resultats de l'experimentació disponible

34.- L'efecte directe de l'empenta lateral es pot avaluar amb el mètode de Broms. Simplifica la distribució de l'empenta i distingeix entre pilots curts i llargs.

35.- Els efectes resistents s'interfereixen entre sí. Cal tenir en compte que la contribució del fust augmenta amb l'efecte de l'empenta lateral en sòls granulars i disminueix amb l'efecte placa dels eixamplaments.

36.- La resistència bàsica de l'ancoratge sotmès a càrrega ràpida, calculada a partir de la contribució dels quatre efectes resistents s'ha de corregir per tenir en compte l'efecte de la forma, la inclinació, de grup, el nivell freàtic, la permanència de la càrrega i la repetició. Aquestes correccions s'han deduït de l'experimentació disponible

37.- Per avaluar l'alçament dels ancoratges passius sotmesos a càrregues moderades es pot recórrer a la teoria de l'elasticitat. El mètode dels elements finits permet considerar la plastificació progressiva i la desvinculació de les cares traccionades.

10.- CONCLUSIONS

MÈTODES EMPIRICS

38.- Per determinar la resistència a l'extracció i el moviment també es poden utilitzar mètodes empírics basats en els resultats d'assaigs del sòl, l'experiència local dels instal·ladors, els assaigs de laboratori i els de camp en veritable magnitud.

CONSTRUCCIÓ

39.- Els ancoratges es poden col·locar amb mètodes de desplaçament o extracció. Ambdós modifiquen l'angle de fricció de la superfície de contacte, el valor de l'empenta, l'adherència i la densitat. Els mètodes de desplaçament poden millorar-los perquè produeixen compactació, però els d'extracció els empitjoren perquè descomprimeixen el sòl.

40.- Els engrael·lats, les plaques i els blocs enterrats requereixen reblert de les terres que han de resistir l'arrencament. Perquè no es debilitin cal compactar curosament el reblert, excavar des de sota el contorn perimetral o retrassar l'aplicació de la càrrega tot i esperant l'efecte de la consolidació.

41.- Per consumir la deformació inicial es pot recórrer a l'estirada prèvia o pretensat no permanent. Les plaques clavades o vibrades ho requereixen per tal de completar la col·locació.

PROPOSTA DE NOVES INVESTIGACIONS

- 42.- Fóra interessant que la investigació dels ancoratges passius continués profunditzant en l'anàlisi del comportament de cada tipus en les situacions de sòl i càrrega que interessin a la pràctica i que s'ampliessin els assaigs de camp als cassos menys documentats i d'altres tipus de sòl.
- 43.- Per a les pròximes investigacions fóra útil normalitzar els assaigs d'arrencament determinant el procés de realització i les característiques que cal especificar.
- 44.- Es podrien assajar diferents ancoratges en varis tipus de sòl relacionant els resultats amb els d'alguns assaigs del sòl in situ per tal d'establir si fos possible una correlació.
- 45.- Fóra interessant desenvolupar un mètode d'assaig no destructiu per facilitar el control de recepció.

11.- AGRAÏMENTS

11.- AGRAÏMENTS

J.I. Adams
Group Manager
Civil, Architectural and Geotechnical Departments
Design and Development Division
Ontario Hydro

Prof. Ing. Riccardo F. Baldacci
Direttore dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni
Università degli Studi di Genova

A.J. Canson
Section Leader
Airfields & Fluids
Royal Armament Research and Development Establishment (Christchurch)

A. Claesson
University of Chalmers - Göteborg

Samuel P. Clemence
Chairman
Department of Civil Engineering
Syracuse University

Danish Geotechnical Institute
Lyngby

Ing. Rodolfo C. Gerardi

Vicepresidente 1º

Centro de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires

P. Habib

Laboratoire de Mécanique des Solides

École Polytechnique - E.N.S. des Mines de Paris. E.N.P.C.

Institut pour l'Encouragement de la Recherche Scientifique dans

l'Industrie et l'Agriculture

Bruxelles

Tony W. Klym

Supervising Engineer

Soils Section

Civil Research Department

Ontario Hydro

C. Lyum Allison

Minute Man anchors, Inc.

Juan Carlos Llorens Alcón

Fondedile SAE

A.B. Magazeni

General Transmission Engineer

Ohio Edison

11.- AGRATIMENTS

Dott. Ing. M. Majowiecki

Facultat d'Enginyeria Civil

Universitat de Bologna

Pere Mascareñas Rubies

Llicenciat en Ciències Geològiques

Lawrence D. Pedde

Technical Services Staff

Engineering Research Center

Bureau of Reclamation

United States Department of the Interior

H.S. Radhakrishna

Engineer

Soils Section

Civil Research Department

Ontario Hydro

R.K. Rowe

Faculty of Engineering Science

The University of Western Ontario

F. Vallejo

Joslyn Mfg. and Supply Co.

Robert M. White

Senior Structural Standards Engineer

Niagara Mohawk Power Corporation

1. *Journal of the Royal Society of Medicine*
 2. *Proceedings of the Royal Society of Medicine*
 3. *Transactions of the Royal Society of Medicine*
 4. *Annals of the Royal Society of Medicine*
 5. *British Medical Journal*
 6. *Lancet*
 7. *The Practitioner*
 8. *The Medical Review*
 9. *The Medical Record*
 10. *The Medical News*
 11. *The Medical Times and Gazette*
 12. *The Medical Standard*
 13. *The Medical Observer*
 14. *The Medical Herald*
 15. *The Medical Record and Review*
 16. *The Medical Record and Review*
 17. *The Medical Record and Review*
 18. *The Medical Record and Review*
 19. *The Medical Record and Review*
 20. *The Medical Record and Review*

1. *Journal of the Royal Society of Medicine*
 2. *Proceedings of the Royal Society of Medicine*
 3. *Transactions of the Royal Society of Medicine*
 4. *Annals of the Royal Society of Medicine*
 5. *British Medical Journal*
 6. *Lancet*
 7. *The Practitioner*
 8. *The Medical Review*
 9. *The Medical Record*
 10. *The Medical News*
 11. *The Medical Times and Gazette*
 12. *The Medical Standard*
 13. *The Medical Observer*
 14. *The Medical Herald*
 15. *The Medical Record and Review*
 16. *The Medical Record and Review*
 17. *The Medical Record and Review*
 18. *The Medical Record and Review*
 19. *The Medical Record and Review*
 20. *The Medical Record and Review*