

CHAPITRE XV : Fondations profondes

1	DÉFINITIONS D'UN PIEU	3
2	PRINCIPAUX TYPES DE PIEUX	4
2.1	PRINCIPES D'EXÉCUTION DES PRINCIPAUX TYPES DE PIEUX	4
2.1.1	<i>Pieux battus</i>	4
2.1.2	<i>Pieux forés</i>	4
2.2	PUITS	4
3	ESSAI DE CHARGEMENT STATIQUE D'UN PIEU SOUS COMPRESSION AXIALE	5
4	EVOLUTION DE LA RÉSISTANCE DE POINTE Q_U EN FONCTION DE LA PROFONDEUR	7
5	DÉFINITIONS ET MÉCANISMES DU FROTTEMENT LATÉRAL POSITIF ET NÉGATIF	8
6	DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS LA POINTE Q_U POUR UN ÉLÉMENT DE FONDATION À PARTIR DES ESSAIS AU PRESSIOMÈTRE MENARD (FASC.62-TITREV)	9
6.1	CALCUL DE LA PRESSIOMÈTRE NETTE ÉQUIVALENTE : P	9
6.2	DÉTERMINATION DU FACTEUR DE PORTANCE K_p	10
7	DÉTERMINATION DU FROTTEMENT LATÉRAL UNITAIRE Q_s POUR UN ÉLÉMENT DE FONDATION À PARTIR DES ESSAIS AU PRESSIOMÈTRE MENARD (FASC.62-TITREV)	11
8	DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS PROFONDES SOUS DIFFÉRENTS TYPES DE CHARGEMENT (FASC.62-TITREV)	12
8.1	PRINCIPES DU CALCUL	12
8.2	SITUATIONS ET ACTIONS	13
8.2.1	<i>Situations</i>	13
8.2.2	<i>Actions</i>	13
8.3	COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL	14
8.3.1	<i>Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis à vis des états-limites ultimes</i>	14
8.3.1.1	Combinaisons fondamentales.....	14
8.3.1.2	Combinaisons accidentelles	14
8.3.1.3	Combinaisons vis à vis des états-limites de stabilité d'ensemble.....	14
8.3.2	<i>Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service</i>	15
8.3.2.1	Combinaisons rares	15
8.3.2.2	Combinaisons fréquentes	15
8.3.2.3	Combinaisons quasi permanentes	15
8.4	JUSTIFICATION D'UNE FONDATION PROFONDE SOUMISE À UN EFFORT AXIAL	15
8.4.1	<i>Etats-Limites de mobilisation locale du sol</i>	15
8.4.2	<i>Justifications de la fondation profonde vis à vis des matériaux constitutifs</i>	16
9	DISPOSITION ET RÉGLEMENTS PARTICULIERS AUX MICROPIEUX	17

9.1	DÉFINITION	17
9.2	DOMAINES D'APPLICATION	18
9.3	ARMATURES DES MICROPIEUX	18
9.4	PRINCIPES D'EXÉCUTION.....	18
9.5	PRINCIPES DE CONCEPTION DES FONDATIONS SUR MICROPIEUX	19
9.6	CALCUL DES MICROPIEUX SOUMIS À DES CHARGES AXIALES	19
9.6.1	<i>Principes du calcul</i>	19
9.6.2	<i>Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul</i>	20
9.6.3	<i>Calcul de la charge limite du micropieu</i>	20
9.6.4	<i>Justifications du micropieu vis à vis du sol</i>	20
9.6.5	<i>Justifications concernant l'acier</i>	21
9.6.6	<i>Justification vis à vis de l'état-limite ultime de stabilité de forme</i>	21

1 Définitions d'un pieu

Un pieu est une **fondation élancée** qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple)

Les 3 parties principales d'un pieu sont la **tête**, la **pointe**, et le **fût** compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e .

Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu (Fig. 1)

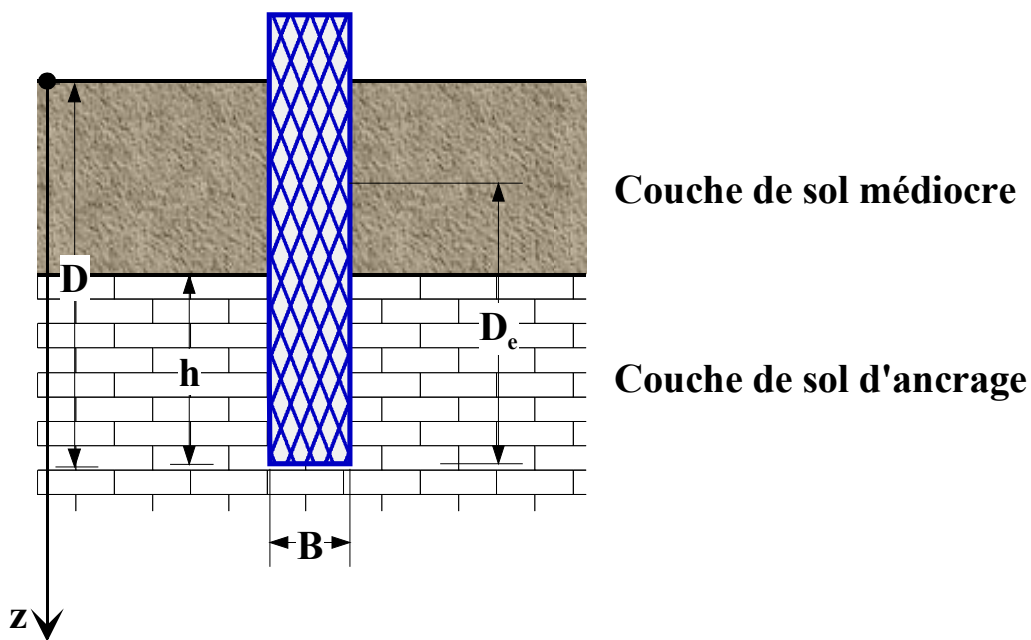


Fig.1 Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

On considère (Fascicule 62 titre V) qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5.

2 Principaux types de pieux

On distingue deux grands groupes de pieux : les **pieux** mis en œuvre **avec refoulement** du sol et les **pieux** réalisés par **excavation** du sol (Cf. chap.14 – Technologie des pieux). Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés. En France on utilise surtout les pieux forés à cause des horizons géologiques qui généralement empêchent l'exécution de pieux battus et grâce à l'excellent matériel de forage des entreprises françaises.

2.1 Principes d'exécution des principaux types de pieux

Il existe plusieurs dizaines de types de pieux en France et à l'étranger. Une description exhaustive est donnée par l'actuelle norme expérimentale P 11-212 / DTU 13-2 de septembre 1992. Les principaux types de pieux sont les suivants.

2.1.1 Pieux battus

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

Les pieux métalliques sont généralement sous forme de tube ou en forme de H. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base. Les pieux métalliques sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

Les pieux en béton armé sont fabriqués sur des aires proches du chantier. Ils sont mis en œuvre par battage ou par vibration.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

2.1.2 Pieux forés

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux **pieux à la tarière creuse** qui ont connu un très fort développement ces dix dernières années et qui sont très utilisées dans les **fondations de bâtiment**. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. On distingue trois types de tarière creuse : les tarières creuses sans enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (type 1), les tarières creuses (type 2) avec enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression de béton, quantité de béton), et ces mêmes tarières équipées en plus d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant le bétonnage (type 3) Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 12 -15m.

Au-delà, des techniques de béton armé de fibres en acier ont été développées et permettent d'injecter directement dans le sol les fibres mélangées au béton. Grâce à l'amélioration spectaculaire du matériel de forage on peut exécuter des pieux de 600 à 1200mm de diamètre jusqu'à des profondeurs allant jusqu'à 30-35m. Actuellement les pieux à la tarière creuse sont parmi les moins chers sur le marché français.

2.2 Puits

Les puits sont des fondations creusées à la main. De section circulaire, ils doivent avoir un diamètre supérieur à 1,20m ; de section quelconque ils doivent avoir une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1m².

Les parois du puits sont soutenues par un blindage qui peut-être récupéré ou abandonné. Après curage du fond du puits, le forage est bétonné à sec.

3 Essai de chargement statique d'un pieu sous compression axiale

L'essai sera exécuté suivant la norme NF 94-150-1 de décembre 1999. C'est un **essai à charges contrôlées**, essai par paliers de fluage, qui consiste à mettre le pieu en charge par incréments ΔQ égaux à $0,1Q_{max}$ jusqu'à Q_{max} . Il permet de déterminer la charge limite conventionnelle Q_{le} et la charge critique de fluage conventionnelle Q_{ce} . Pendant chaque palier de fluage, maintenu 60 minutes, on enregistre le déplacement de la tête du pieu **en maintenant la charge rigoureusement constante**. Pour chaque palier Q_n on calcule la pente α_n du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps entre 30 et 60 minutes (Fig.2a). La charge critique de fluage est déterminée par la construction effectuée sur la courbe de α_n en fonction de la charge au palier Q_n (Fig.2b). Cette courbe permet de distinguer une première partie pour laquelle le fluage est faible et peut être supporté par la structure portée par la fondation profonde et une seconde partie où le fluage du sol entraînerait des déplacements incompatibles avec le bon fonctionnement de la structure.

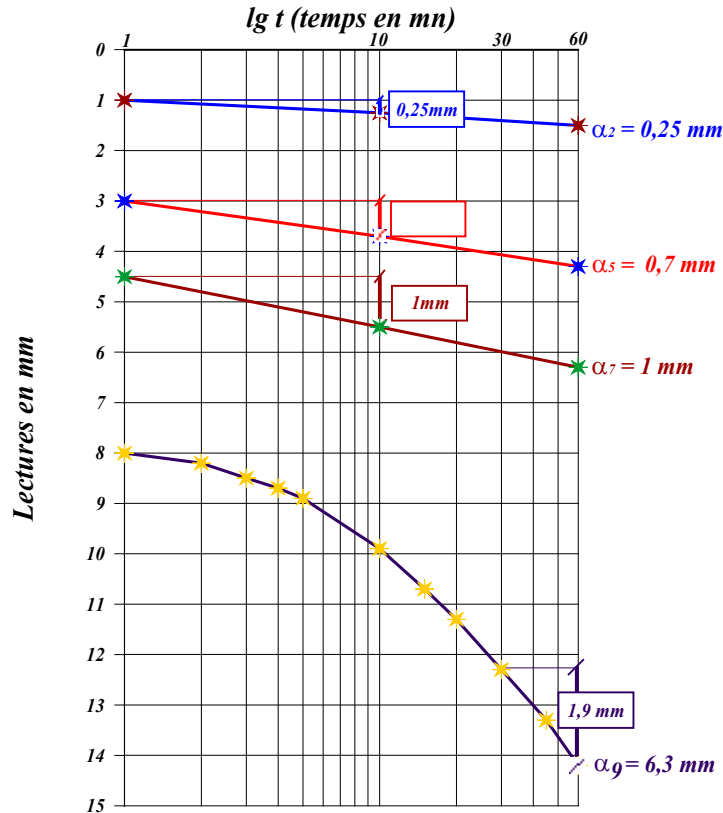


Fig. 2a Droites et courbes de fluage des 2^{ème}, 5^{ème}, 7^{ème} et 9^{ème} palier

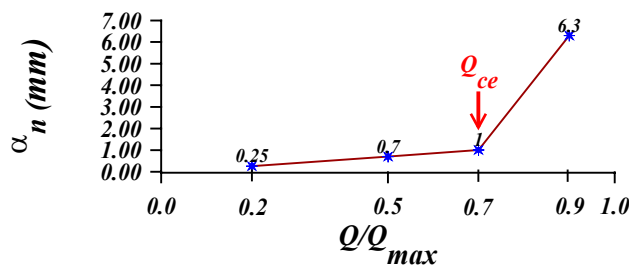


Fig. 2b Détermination de la charge critique de fluage Q_{ce} (vitesses de fluage α_n et calcul de Q_{ce})

Considérons, pour simplifier, un pieu de longueur D , dans un sol homogène mécaniquement, soumis à un chargement vertical de compression axiale. Si on enregistre pendant le chargement du pieu l'effort et le déplacement en tête on obtient la courbe effort-déplacement de la figure 3.

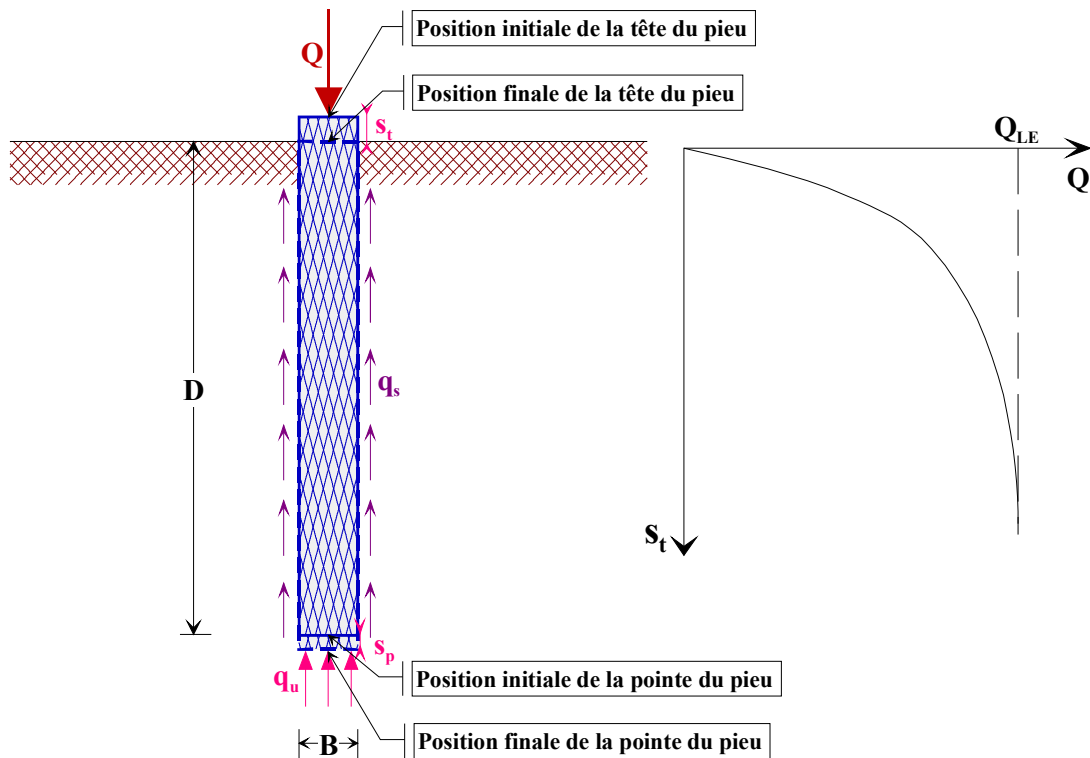


Fig. 3 Essai de chargement de pieu. Courbe effort déplacement en tête.

Cette courbe donne la charge limite Q_{LE} ou Q_u qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites : la **résistance de pointe** q_u qui donne la charge limite de pointe $Q_{pu} = q_u \cdot A$ (A : section droite de la pointe du pieu) et le **frottement latéral** q_s qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral $Q_{su} = q_s \cdot \pi \cdot B \cdot D$ (Fig.3).

$$Q_{LE} = Q_{pu} + Q_{su}$$

Pour atteindre cette charge limite Q_{LE} , le pieu s'est déplacé en tête de s_t et en pointe de s_p ($s_t > s_p$)

Si on considère maintenant le chargement progressif du pieu de la charge 0 à la charge Q_{LE} on constate qu'on mobilise d'abord le frottement latéral puis l'effort de pointe. Sous une charge Q la tête du pieu se déplace de s_t et la pointe de s_p ($s_t > s_p$) et tout point du fût du pieu se déplace de s par rapport au sol. Toutes les mesures qui ont été faites sur chantier montrent qu'on mobilise beaucoup plus vite le frottement latéral q_s que la résistance de pointe q_u (Fig. 4). On peut estimer en première approximation qu'il faut de l'ordre de **5mm pour atteindre le frottement latéral limite** et de l'ordre de **5cm pour atteindre la résistance de pointe limite**.

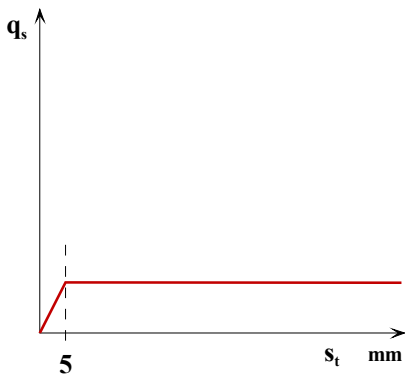


Fig. 4a Loi de mobilisation simplifiée du frottement latéral unitaire q_s

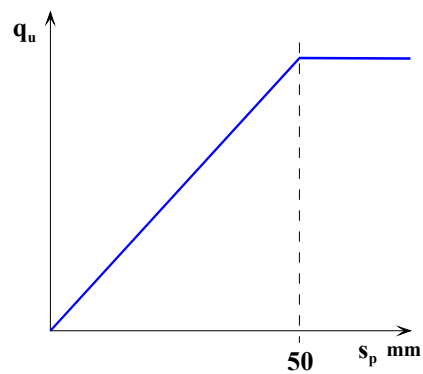


Fig. 4b Loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe q_u

Le pieu se déplaçant plus vers la tête que vers la pointe et le frottement latéral se mobilisant beaucoup plus vite que la résistance de pointe, **le pieu mobilisera d'abord sous les premières charges Q le frottement latéral**. Quand le frottement latéral sera complètement mobilisé les charges supplémentaires seront transmises à la pointe. Enfin quand la résistance de pointe sera complètement mobilisée, on atteindra la rupture totale du sol.

En général, compte tenu des coefficients de sécurité appliqués aux résistances limites, **le pieu sous les charges de service travaillera essentiellement au frottement latéral** et peu en pointe.

Toutefois, des pieux courts et/ou des pieux traversant des terrains très médiocres travailleront principalement en pointe (Fig.5).

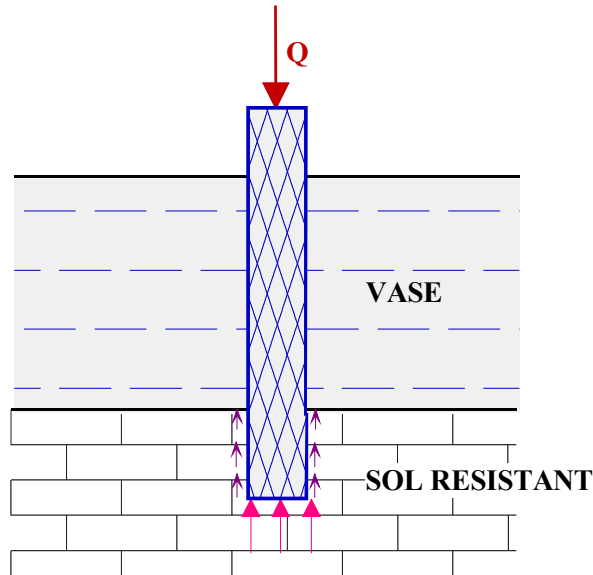


Fig.5 Pieu court traversant un sol très médiocre ancré dans un sol résistant

4 Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée **profondeur critique D_c** et reste quasi-constante ensuite (Fig.6). La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 :

- pour une seule couche de sol $D_c = 6B$ avec un minimum de 3m,

- pour un **sol multicouche** pour lequel la contrainte effective σ_v' due au poids des terrains au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à 100kPa (environ 7 à 10m de terrain) $D_c = 3B$ avec un minimum de 1.5m ; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage du pieu dans la couche résistante.

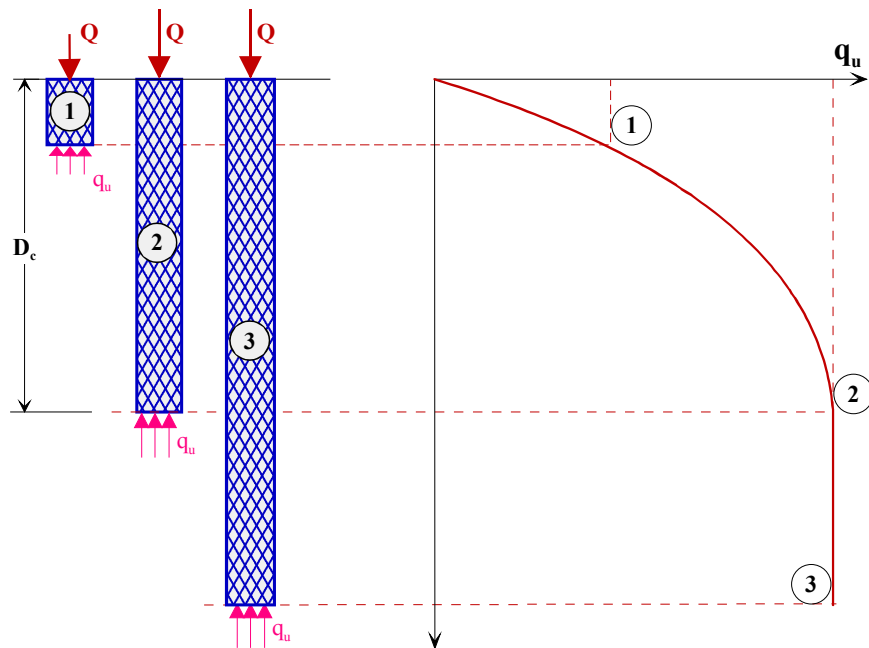


Fig.18.6 Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu

5 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif

Pour qu'il y ait *frottement latéral* il faut qu'il y ait un *déplacement relatif entre le pieu et le sol*. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un **frottement latéral positif** f_p , *vers le haut* (Fig.7). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (s_s) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu *vers le bas* et lui applique un **frottement négatif** f_n qui le surcharge (Fig.7). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

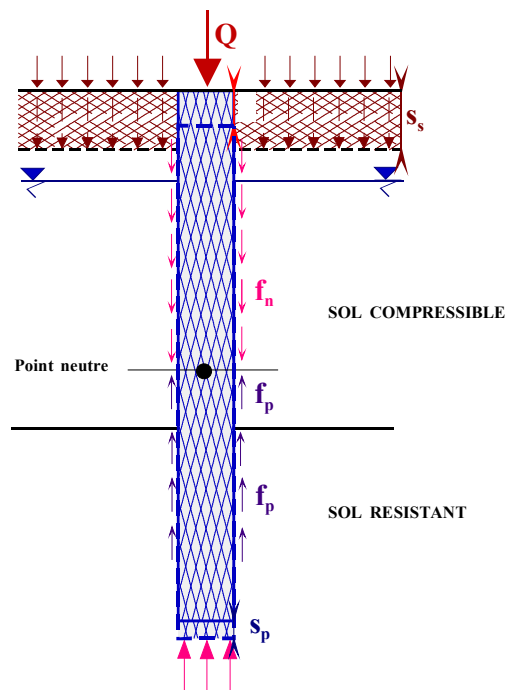


Fig.7 Mécanismes du frottement latéral positif et négatif

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol,
- des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein,
- de l'interface entre le sol et le pieu.

Il pourra être évalué conformément à la méthode de **COMBARIEU** préconisée par le fasc.62–titreV.

6 Détermination de la contrainte de rupture sous la pointe q_u pour un élément de fondation à partir des essais au pressiomètre **MENARD** (fasc.62-titreV).

Les valeurs de la résistance de pointe q_u ont été établies empiriquement à **partir d'essais de chargement de pieux**. La banque de données qui a permis de fournir les valeurs de q_u est basée sur les résultats d'environ 200 essais sur des chantiers de référence concernant l'ensemble des **types de pieux** utilisés en France dans la plupart des **natures des sols**.

On ne traite dans ce chapitre que la méthode **pressiométrique**, la méthode pénétrométrique étant similaire(cf.fasc.62-titreV).

La contrainte de rupture est donnée par l'expression :

$$q_u = k_p \times p_{le}^*$$

6.1 Calcul de la pression limite nette équivalente : P

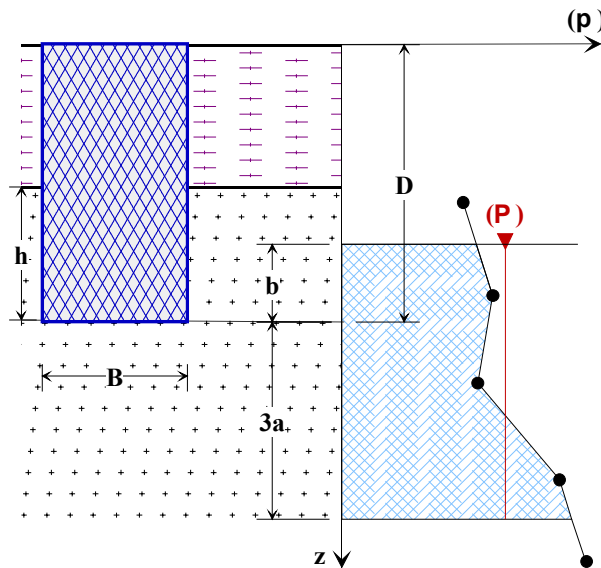


Fig.8 Schéma de calcul de la pression limite nette équivalente

Dans une formation porteuse homogène, elle est calculée par l'expression :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) \cdot dz$$

avec :

$b = \min(a, h)$

$a =$ la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1m et à 0,50m dans le cas contraire.

$h =$ ancrage dans la couche porteuse

$p_l^*(z)$ est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_l^* .

6.2 Détermination du facteur de portance k_p

La valeur de k_p , facteur de portance, est fixée par le tableau ci-dessous en fonction de la **nature du sol** (tableau n°2) et du mode de **mise en œuvre (type de pieu)**, quelle que soit la géométrie de la section droite de l'élément de fondation (tableau n°1).

Cette valeur n'est applicable qu'au-delà de la profondeur critique D_c , en deçà on pourra appliquer une interpolation linéaire entre 0 et D_c .

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
Argiles, Limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, Graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes ; marno-calcaires		1,8	2,6

Tableau n° 1
Valeurs du coefficient de portance k_p

CLASSE DE SOL		DESCRIPTION	PRESSIOMETRE P_1 (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes ; marno-calcaires	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5

Tableau n° 2
Classification des sols

7 Détermination du frottement latéral unitaire q_s pour un élément de fondation à partir des essais au pressiomètre MENARD (fasc.62-titreV).

Les valeurs du frottement latéral unitaire q_s ont été établies, également, empiriquement à partir d'essais de **chargement pieux**. La banque de données qui a permis de fournir les valeurs de q_s est basée environ sur les résultats de 200 essais sur des chantiers de référence concernant l'ensemble des **types de pieux** utilisés en France dans la plupart des **natures de sol**.

La valeur du frottement latéral q_s , à une profondeur z , est donné par les courbes du jeu d'abaques ci-dessous en fonction de la valeur de la pression limite nette $p_i^*(z)$. La courbe à utiliser est fonction de la **nature du sol** et de l'**élément de fondation** considéré.

	Argiles, limons			Sables, graves			Craies			Marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$	$Q_2, Q_3^{(1)}$				Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré boue	Q_1	$Q_1, Q_2^{(1)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$	Q_3	$Q_4, Q_5^{(1)}$
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_1, Q_2^{(3)}$		Q_1	$Q_2, Q_1^{(2)}$	$Q_3, Q_2^{(2)}$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4^{(3)}$	Q_3	Q_4
Foré tubé (tube perdu)		Q_1		Q_1		Q_2		$^{(4)}$		Q_2	Q_3
Puits ⁽⁵⁾	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3		$^{(4)}$		Q_3	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2			Q_3			$^{(4)}$		Q_3	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2		Q_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3		Q_4		$^{(4)}$		Q_3	Q_4
Injecté basse pression	Q_1	Q_2			Q_3		Q_2	Q_3	Q_4		Q_5
Injecté haute pression ⁽⁶⁾		Q_4	Q_5		Q_5	Q_6		Q_5	Q_6		Q_6

Tableau n°3 Détermination des abaques

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).
- (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
- (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
- (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

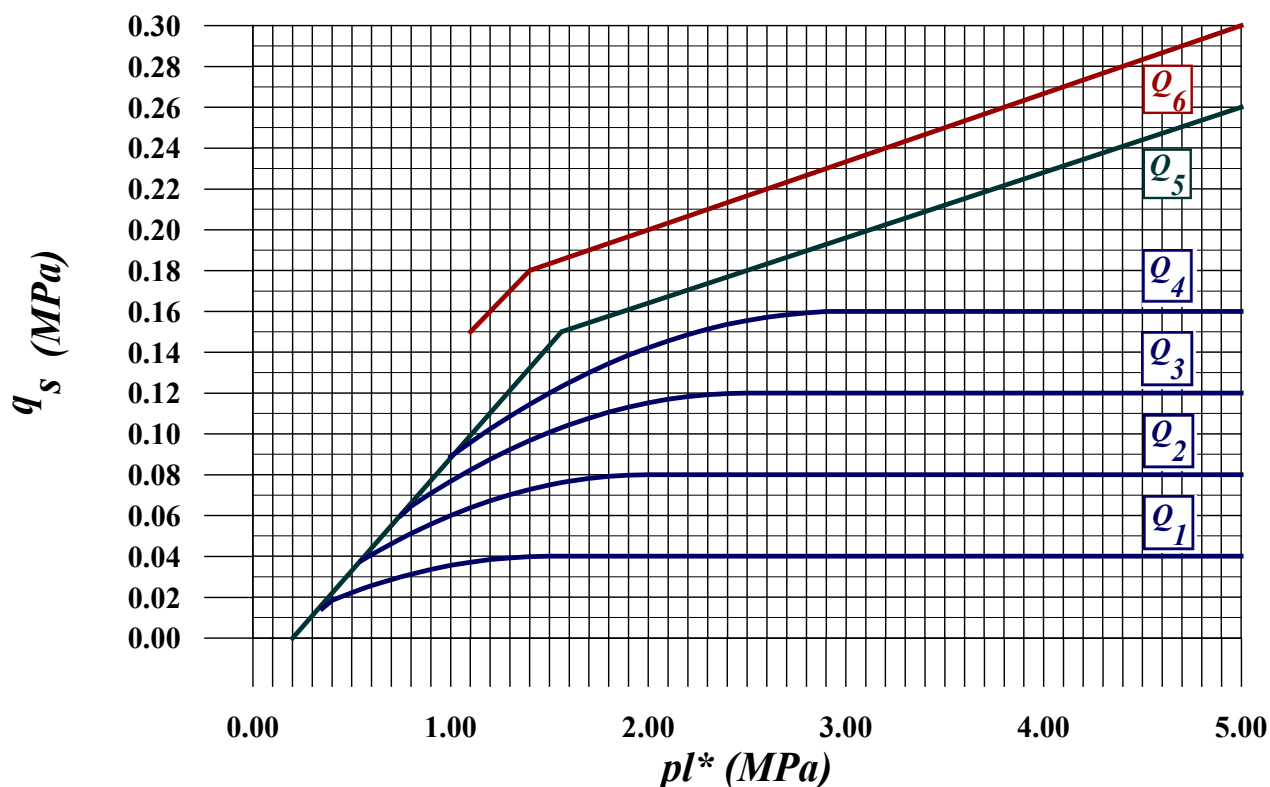


Fig. 9 Valeurs du frottement latéral unitaire

8 Dimensionnement des fondations profondes sous différents types de chargement (fasc.62-titreV).

En 2005, en attendant les normes françaises d'application de l'EC7-1 (novembre 2004) il subsiste deux règlements concernant le calcul des fondations profondes. La norme P 11-212 / DTU13-2 s'applique au calcul des fondations profondes de *bâtiment*, le fascicule 62 titre V aux fondations de *génie civil*. Dans ce chapitre on présentera seulement le fascicule 62 titre V. L'utilisation de la norme P 11-212 / DTU13-2 est similaire.

8.1 Principes du calcul

Les principes de justification des fondations profondes sont conformes à la théorie générale du calcul aux états limites qui consiste, pour un état limite donné, à vérifier que la charge axiale de calcul reste égale ou inférieure à la charge maximum de l'élément de fondation.

On distingue :

- les *états limites ultimes (ELU)* qui ont pour objet de s'assurer que la probabilité de ruine de l'ouvrage est acceptable,
- les *états limites de service (ELS)* qui ont pour objet de s'assurer qu'un seuil de déplacement jugé critique est acceptable.

La charge axiale de calcul résulte, *pour une situation donnée*, de la détermination de la **sollicitation de calcul** à partir d'une combinaison d'actions. Les **actions** sont multipliées par des **coefficients de pondération γ** et il est appliqué un **coefficient de méthode de 1,125** dans le calcul de la **sollicitation** due aux actions.

La charge maximum, dans un état limite donné, est obtenue en divisant par un **coefficient de sécurité partiel** la **charge limite** de ce même état.

8.2 Situations et actions

8.2.1 Situations

La justification de la structure est envisagée pour différentes actions :

- situations en cours de construction;
- situations en cours d'exploitation;
- situations accidentelles.

8.2.2 Actions

Les actions sont classées en actions permanentes, variables et accidentelles :

- **G** actions *permanentes*;
- **Q** actions *variables*;
- **F_A** actions *accidentelles*.

Les valeurs représentatives des actions sont :

- pour les actions permanentes : G_k ;
- pour les actions variables :
 - ✓ valeurs caractéristiques Q_{ik} de l'action Q_i ;
 - ✓ valeurs de combinaison $\psi_{0i} \cdot Q_{ik}$;
 - ✓ valeurs fréquentes $\psi_{1i} \cdot Q_{ik}$
 - ✓ valeurs quasi-permanentes $\psi_{2i} \cdot Q_{ik}$

Les **actions** sont **transmises** aux fondations profondes :

- directement **par la structure** (exemple charges de ponts routiers définies par le fasc.61 titreII), en tenant compte éventuellement de l'interaction sol-structure.
- **par le sol** :
 - ✓ actions dues à un déplacement d'ensemble du sol :
 - ◆ tassement du sol entraînant un frottement négatif (action permanente G_{sn});
 - ◆ instabilité du sol pour des fondations dans une pente entraînant des poussées latérales (action permanente G_{sp});
 - ◆ fluage du sol, dans le cas par exemple de fondations profondes implantées à proximité d'un remblai sur sol compressible entraînant des poussées latérales (action permanente G_{sn}).
 - ✓ actions dues à l'**eau** :
 - ◆ pressions interstitielles en tenant compte des forces d'écoulement si elles existent (action G_w , avec $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)
 - ◆ effets hydrodynamiques (poussée de courant, houles, séisme..)

8.3 Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul

Les **sollicitations** (efforts internes) dans les fondations profondes sont calculées à partir des **actions** (efforts externes) en tenant compte de modèles de comportement plus ou moins complexes et représentatifs de la réalité.

8.3.1 Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis à vis des états-limites ultimes

8.3.1.1 Combinaisons fondamentales

$$1,125.S \left\{ 1,2.G_{max} + 0,9G_{min} + \gamma_{Gw}G_w + [\gamma_{sn}G_{sn}] + \gamma_{sp}G_{sp} + \gamma_{Fw}F_w + \gamma_{F1Q1}Q_{1k} + \sum_{i>1} 1,15.\psi_{0i}Q_{ik} \right\}$$

Le « + » signifie qu'il faut combiner toutes les actions indiquées pour une combinaison donnée.

- G_{max} : actions permanentes défavorables,
- G_{min} : actions permanentes favorables,
- G_w : actions des pressions statiques de l'eau,
- G_{sn} : actions éventuelles de frottement négatif,
- G_{sp} : actions éventuelles de poussées latérales,
- F_w : actions hydrodynamiques,
- Q_{1k} : valeur caractéristique de l'action variable de base,
- $\psi_{0i}Q_{ik}$: valeur de combinaison d'une action variable d'accompagnement.

Les sollicitations dues au frottement négatif ont été isolées car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables. Pour les justifications on prendra le maximum, soit des actions permanentes et du frottement négatif, soit des actions permanentes et des surcharges.

- γ_{Gw} vaut 1, lorsque la pression interstitielle présente un caractère favorable,
1,05 lorsque la pression interstitielle présente un caractère défavorable.
- γ_{sn} vaut 1,2 ou 1, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable,
- γ_{sp} vaut 1,2 ou 0,6, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable,
- γ_{Fw} vaut 1,2 ou 0,9, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.
- γ_{F1Q1} vaut **1,33** dans le cas général,
1,20 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.

8.3.1.2 Combinaisons accidentelles

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + \{G_{sn}\} + G_{sp} + F_w + F_A + \psi_{11}Q_{1k} + \sum \psi_{2i}Q_{ik} \right\}$$

- F_A : valeur nominale de l'action accidentelle,
- $\psi_{11}Q_{1k}$: valeur fréquente d'une action variable Q_1 ,
- $\psi_{2i}Q_{ik}$: valeur quasi permanente d'une autre action Q_i .

8.3.1.3 Combinaisons vis à vis des états-limites de stabilité d'ensemble

$$1,125.S \left\{ 1,05.G_{max} + 0,95.G_{min} + G_w + \gamma_{F1Q1}Q_1 + \sum 1,15.\psi_{0i}Q_{ik} \right\}$$

8.3.2 Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service

8.3.2.1 Combinaisons rares

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + Q_{Ik} + \sum \psi_{0i} Q_{ik} \right\}$$

8.3.2.2 Combinaisons fréquentes

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + \psi_{11} Q_{Ik} + \sum \psi_{2i} Q_{ik} \right\}$$

8.3.2.3 Combinaisons quasi permanentes

$$S \left\{ G_{max} + G_{min} + G_w + G_{sn} + G_{sp} + F_w + \sum \psi_{2i} Q_{ik} \right\}$$

8.4 Justification d'une fondation profonde soumise à un effort axial

8.4.1 Etats-Limites de mobilisation locale du sol

Elles consistent à vérifier que la *sollicitation axiale de calcul*, y compris éventuellement les frottements négatifs, reste *inférieure à* Q_{max} déterminée dans les deux états limites (ELU et ELS).

L'expression des *charges limites* en compression Q_u et en traction Q_{tu} d'un élément de fondation profonde est la suivante.

- $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$
- $Q_{tu} = Q_{su}$

avec Q_{pu} : effort limite mobilisable sous la **pointe** de l'élément de fondation
 Q_{su} : effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du fût de celui-ci par le **frottement positif**.

Les *charges de fluage* en compression Q_c et en traction Q_{tc} d'un élément de fondation profonde sont évalués, à défaut d'essai en place, à partir de Q_{pu} et de Q_{su} par les relations suivantes.

- pour les éléments de fondation mis en œuvre par **excavation du sol** :
 $Q_c = 0,5 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su}$
 $Q_{tc} = 0,7 \cdot Q_{su}$
- pour les éléments de fondation mis en œuvre avec **refoulement du sol**
 $Q_c = 0,7 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su} = 0,7 \cdot Q_u$
 $Q_{tc} = 0,7 \cdot Q_{su}$

Etats Limites Ultimes	Q_{max}
Combinaisons fondamentales	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaison accidentelles	$\frac{Q_u}{1,20}$

Etats Limites de Services	Q_{max}
Combinaisons rares	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaison quasi-permanentes	$\frac{Q_c}{1,40}$

La vérification vis à vis des états limites ultimes est donc faite par rapport à la charge limite Q_u et la vérification vis à vis des états limites de service par rapport à la charge critique de fluage Q_c .

8.4.2 Justifications de la fondation profonde vis à vis des matériaux constitutifs

Pour les fondations en béton armé, les justifications sont conduites conformément au B.A.E.L, en tenant compte des spécificités du béton de pieu, qui n'est pas vibré pour les pieux forés et est doté d'une ouvrabilité très supérieure à celui d'un béton de structure. La résistance conventionnelle du béton f_c est égale à :

$$f_c = \inf \frac{\{f_{cj}, f_{c28}, f_{clim}\}}{k_1 \times k_2}$$

dans laquelle f_{cj} et f_{c28} désignent les résistances caractéristiques à j jours et à 28 jours. En l'absence de prescriptions différentes du marché, les valeurs à considérer pour f_{clim} et k_1 sont données par le tableau n°4.

Groupe A		f_{clim}	k_1
Pieux mis en place dans un forage		f_{c28}	1,00
Pieux tubulaires précontraints		30 MPa	1,15
Pieux préfabriqués battus en béton armé		30 MPa	1,15
Pieux avec béton vibré		f_{c28}	1,00
Pieux avec béton non vibré		f_{c28}	1,20

Groupe B		f_{clim}	k_1
Pieux battus pilonnés		25 MPa	1,20
Pieux battus moulés		25 MPa	1,20
Pieux et barrettes forés simples		25 MPa	1,20
Pieux forés tubés	♣ bétonnés à sec	25 MPa	1,20
	♣ bétonnés sous l'eau	25 Mpa	1,20
Pieux forés à la tarière creuse	♣ type 1	25 Mpa	1,50
	♣ type 2	25 Mpa	1,20
	♣ type 3	25 Mpa	1,05
Pieux et barrettes bétonnés sous boue		25 MPa	1,20

Tableau 4 : valeurs de f_{clim} et k_1

Généralement le coefficient k_2 prend les valeurs suivantes :

- ✓ éléments du groupe A 1,00
- ✓ éléments du groupe B
 - dont le rapport de la plus petite dimension nominale d (m) à la longueur est inférieure à 1/20 1,05
 - dont la plus petite dimension nominale d (m) est inférieure à 0,60m 1,30 – (d/2)
 - réunissant les deux conditions précédentes 1,35 – (d/2)
 - autres cas 1,00

Pour les aciers de béton armé les règles du B.A.E.L sont applicables.

On mène les vérifications vis à vis des états ultimes de résistance sous sollicitations normales sous les sollicitations de calcul précédemment définies. Pour les vérifications sous les états limites de service sous

sollicitations normales, les règles B.A.E.L sont complétées, d'une part en limitant la contrainte moyenne de compression du béton sur la surface comprimée à $0,3.f_c$ (au lieu de $0,6.f_c$), d'autre part, lorsque la fissuration est considérée comme peu nuisible, la contrainte de traction des armatures est limitée à $2/3 \times f_c$.

Note : le calcul du ferrailage des pieux est développé dans les cours de constructions civiles A3 (béton armé).

Les éléments de fondation métalliques sont justifiés suivant le fascicule 61 titre V du C.P.C. On minore la limite élastique σ_e de l'acier par un coefficient de sécurité γ_a de 1,25 pour les combinaisons fondamentales et par 1 pour les combinaisons accidentelles. Lorsque les éléments de fondation métallique ne sont pas munis d'une protection contre la corrosion, les calculs justificatifs sont conduits en neutralisant, sur le périmètre extérieur, et intérieur pour un tube non rempli de béton, une épaisseur sacrifiée à la corrosion.

Le tableau 5 (article C.4.2,22 du fascicule 62 titre V) donne, à défaut de valeur fixée par le marché, la diminution d'épaisseur suivant la durée de l'ouvrage et la corrosivité des sols. La corrosivité des sols est évaluée suivant la norme NF A 05-251. Toutefois on adoptera une épaisseur sacrifiée minimum de 2 mm sur l'ensemble du périmètre.

	25 ans	50 ans	75 ans	100 ans
Sols ou remblais peu corrosifs	0,25	0,60	0,70	0,80
Sols ou remblais moyennement corrosifs	1,00	1,60	2,00	2,50
Sols ou remblais fortement corrosifs	2,50	4,00	5,00	6,00

Tableau5. Diminution d'épaisseur, en mm, suivant la durée de l'ouvrage et la corrosivité des sols. (article C.4.2,22 du fascicule 62 titre V)

9 Disposition et règlements particuliers aux micropieux

9.1 Définition

Un micropieu est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm, généralement entre 76 et 200 mm, qui comporte des armatures centrales scellées dans un coulis de ciment. Ils travaillent seulement en compression ou en traction. A l'origine ils étaient destinés à reprendre des charges de 150 à 250 kN, actuellement ils peuvent atteindre 1000 kN. L'emploi des micropieux a été introduit en France par l'entreprise FONDEDILE (entreprise internationale italienne) dans les années 1960, puis repris et développé avec les techniques propres aux entreprises françaises et européennes.

On classe en France, (DTU 13.12 et fasc. 62-titre V), suivant le matériel de forage et les techniques d'injection 4 types de micropieux.

- Type I :** pieu foré tubé, rempli de mortier (micropieux de type FONDEDILE), n'est plus actuellement utilisé en France.
- Type II :** pieu foré, équipé d'armatures, scellé au coulis de ciment ou au mortier par gravité au moyen d'un tube plongeur.
- **Type III :** pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite en tête à une pression égale ou supérieure à 1MPa, elle est globale et unitaire (IGU).
- **Type IV :** pieu foré, équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. L'injection du coulis de ciment est faite, à chaque niveau de manchettes, avec un obturateur simple ou double à une pression égale ou supérieure à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective (IRS)

A côté de ces micropieux, dont l'exécution est "normalisée" on utilise d'autres types de micropieux, en particulier les micropieux autoforeurs (de type Ischebeck par exemple)

9.2 Domaines d'application

A l'origine ils ont été très utilisés pour les reprises en sous-œuvre, ils sont employés actuellement aussi comme mode de fondation pour des ouvrages neufs. Ils peuvent participer à des fondations soumises alternativement à des tractions et à des compressions.

9.3 Armatures des micropieux

Les micropieux peuvent être équipés de barres d'acier ou de tubes. Les aciers sont des aciers de béton armé ou des aciers de précontrainte. Les tubes sont généralement des tubes pétroliers de récupération dont la gamme habituelle comprend des diamètres de 101 à 178mm pour des épaisseurs de 9 à 10 mm.

9.4 Principes d'exécution

Les micropieux de Type I peuvent ne pas être armés, ils ne sont plus employés en France actuellement. On ne décrit ici que l'exécution des micropieux de type II, III et IV et des micropieux autoforeurs.

Le principe d'exécution des micropieux de type II est sensiblement identique à celui des pieux forés, perforation du terrain et scellement d'une armature en acier généralement au coulis de ciment à l'aide d'un tube plongeur.

Par contre le principe d'exécution des micropieux de type III et IV s'apparente tout à fait à celui des tirants d'ancrage dont les phases sont les suivantes.

La perforation du terrain est faite avec un matériel approprié au terrain à forer et au chantier à exécuter. Contrairement au matériel utilisé dans l'exécution des pieux forés le **matériel** nécessaire à l'exécution des micropieux de **dimension réduite** est peu encombrant. Ceci permet de **travailler** dans des **sites difficilement accessibles** et sous des **hauteurs réduites**, en sous-sol par exemple, qui peuvent être inférieures à 2m.

Le forage est ensuite équipé en scellant au coulis de gaine (coulis de ciment et de bentonite avec un rapport pondéral ciment/eau, C/E = 0,2 à 0,5) l'armature en acier et le tube à manchettes (tube crépiné muni de bracelets en caoutchouc).

Environ vingt-quatre heures après l'équipement le scellement est réalisé suivant des techniques différentes pour les types III et IV. Pour le type III le scellement est réalisé par une injection de coulis de ciment en tête de forage à des pressions assez faibles (injection globale et unitaire IGU). Pour le type IV le scellement est réalisé par une injection de coulis de ciment manchette(s) par manchette(s) en commençant par le bas et en remontant et sous des pressions élevées supérieures à 1 MPa et généralement de l'ordre de 3 MPa à l'aide d'un simple et plus souvent d'un double obturateur gonflable (injection répétitive et sélective IRS)

Autour de ces principes de base, il existe de nombreuses variantes qui ont été développées dans le cadre de chaque entreprise.

Pour les micropieux autoforeurs la barre creuse est utilisée à la fois, dans les opérations de forage comme trains de tiges, dans l'injection du coulis de ciment par l'intermédiaire du taillant et comme élément porteur (Fig.10). Cette même technique est aussi utilisée pour les tirants d'ancrage.

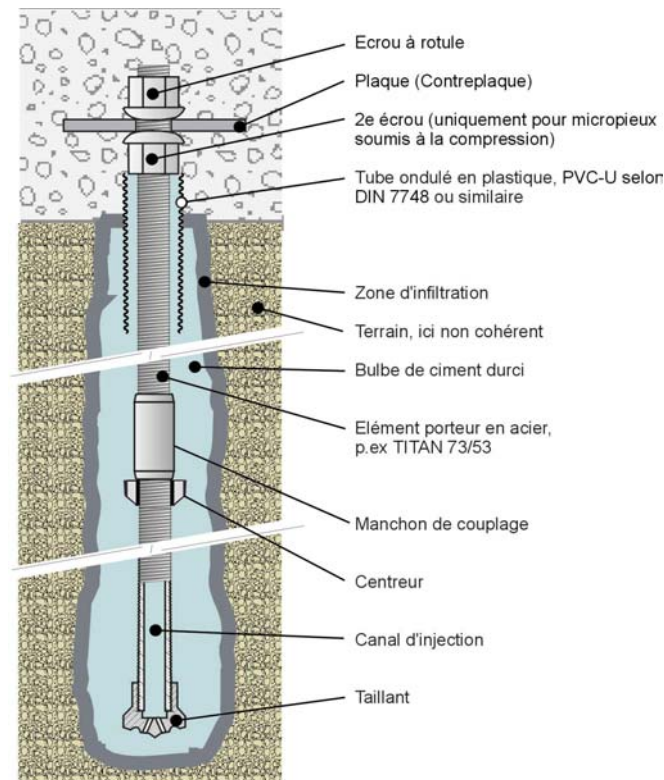


Fig.10 Schéma de principe d'un micropieu autoforeur (doc. Ischebeck)

Le schéma de la figure 10 donne une vue globale du système d'un micropieu autoforeur (doc. Ischebeck) et présente tous les différents éléments qui sont associés à l'élément porteur lors de la réalisation d'un micropieu. La tête du micropieu peut être liaisonnée à la structure par une plaque prise entre deux écrous à rotule ou par la barre elle-même si l'épaisseur de la structure est suffisante pour reprendre l'effort par adhérence barre-structure (massif en béton ou maçonnerie). Dans la zone de transition on met en place un tube de protection en plastique ondulé, contre la corrosion de la barre, entre le sol et le béton de l'ouvrage. Le diamètre intérieur de ce tube doit être supérieur d'au moins 20 mm au diamètre extérieur de la barre Titan. L'intervalle entre le tube et la barre doit être soigneusement rempli de coulis de ciment.

9.5 Principes de conception des fondations sur micropieux

La spécificité des micropieux impose certaines précautions dans la conception de ce type de fondations. Les micropieux ne pouvant **pas** reprendre de **moments fléchissants** on placera 3 micropieux sous les charges isolées (poteau) et 2 micropieux sous les charges linéairement réparties (mur, voile). Pour les mêmes raisons on limitera la tolérance d'implantation à 4cm au lieu des 15cm habituels pour les pieux. Pour éviter les interactions entre micropieux on réservera une distance minimale de 0,50m entre fûts. On vérifiera le déplacement de la tête du micropieu, spécialement pour les micropieux de fort élancement équipés de barre à très haute limite élastique, qui devra rester compatible avec le fonctionnement de la structure portée. La liaison avec la superstructure est faite par des connecteurs ou plus généralement par des platines scellées dans la semelle qui coiffe les micropieux.

9.6 Calcul des micropieux soumis à des charges axiales

9.6.1 Principes du calcul

Les principes de justification des micropieux sont conformes à ceux exposés pour le calcul des fondations profondes avec les différences suivantes.

Contrairement aux calculs des pieux, *seul l'acier est pris en compte* dans les justifications pour les micropieux de type 2, 3 et 4 et autoforeurs. Pour tenir compte de la corrosion on conduit les calculs avec une **section d'acier réduite**.

9.6.2 Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul

Ce sont les mêmes que celles décrites pour les pieux

9.6.3 Calcul de la charge limite du micropieu

Etant donné le grand élanement des micropieux, généralement largement supérieur à 100, **on néglige la résistance de pointe**. La **charge limite** ne correspond donc qu'à l'effort mobilisable par **frottement latéral Q_{su}** . La valeur du frottement latéral unitaire q_s à une profondeur z est donnée à partir du tableau de l'annexe C3 du fasc.62-titreV qui fixe, en fonction de la classe de sol et du type de pieu, l'abaque à utiliser (Tableau n°3 et fig.7)

Contrairement au DTU 13.12, on calcule le frottement latéral total Q_{su} à partir du diamètre du forage sans aucune augmentation due à la pression d'injection qui, pour les types III et IV, permet généralement d'obtenir un bulbe de diamètre supérieur au diamètre du forage (Fig.10)

Le frottement latéral Q_{su} n'est pris, en compte que sur les terrains résistants où l'injection est efficace ; il est négligé, généralement, dans les terrains médiocres (Fig. 11)

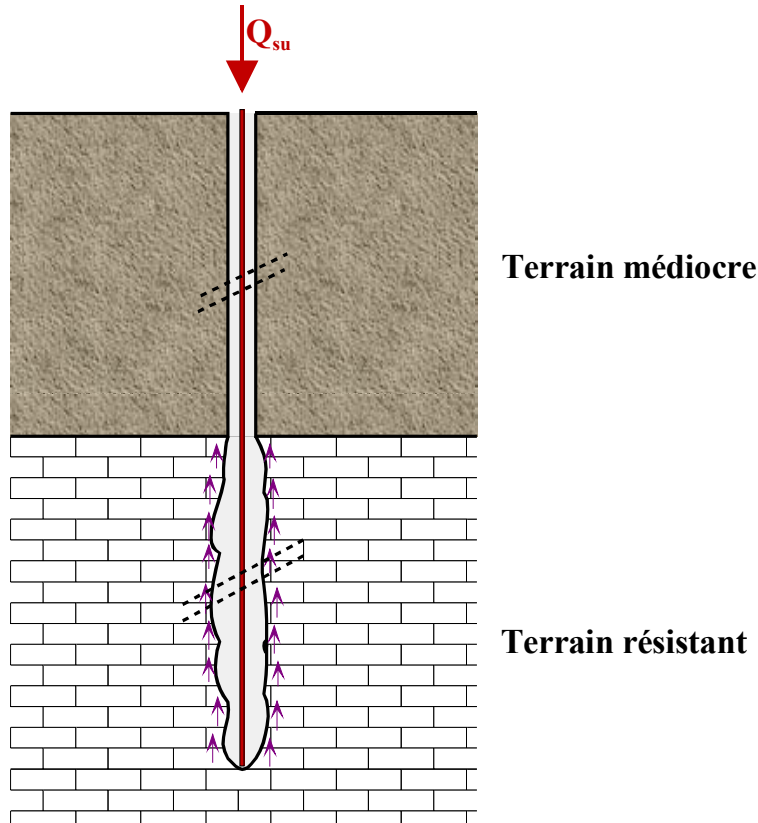


Fig.11 Schéma d'un micropieu de type IV

9.6.4 Justifications du micropieu vis à vis du sol

Elles consistent à vérifier que la **charge axiale de calcul** reste comprise entre Q_{min} (traction) et Q_{max} (compression) dans les deux états limites.

Etats Limites Ultimes	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1,40}$	$\frac{Q_u}{1,40}$

Combinaison accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1,20}$	$\frac{Q_u}{1,20}$
Etats Limites de Services	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{tc}}{1,10}$	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaison quasi-permanentes	$-\frac{Q_{tc}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,40}$

9.6.5 Justifications concernant l'acier

L'acier est justifié, aux états limites ultimes en prenant une section réduite due à la corrosion et en appliquant un coefficient de sécurité partiel de 1,25. Il n'est justifié aux états limites de service que pour les armatures de précontrainte, sous combinaisons rares, en limitant la contrainte moyenne de traction à $0,6 f_{peg}$ pour éviter le risque de corrosion sous tension.

Le tableau 5 (article C.4.2,22 du fascicule 62 titre V) donne, à défaut de valeur fixée par le marché, la diminution d'épaisseur suivant la durée de l'ouvrage et la corrosivité des sols. La corrosivité des sols est évaluée suivant la norme NF A 05-251. Toutefois on adoptera une épaisseur sacrifiée minimum de 2 mm sur l'ensemble du périmètre (soit une diminution du diamètre de 4mm pour une barre).

9.6.6 Justification vis à vis de l'état-limite ultime de stabilité de forme

On vérifie que les micropieux travaillant en compression ne **flambent** pas, spécialement quand ils traversent, en tête des sols médiocres. En effet, contrairement aux pieux qui ont une inertie de flexion, EI, suffisante pour ne pas flamber, les micropieux ont une très faible inertie surtout quand ils sont équipés de barres. Pour des charges importantes et à la traversée de sols peu résistants on utilisera donc **plutôt des tubes** pour bénéficier d'une inertie suffisante qui évitera le flambement du micropieu.

Dans tous les cas *on vérifiera les micropieux au flambement* en appliquant la méthode de MANDEL ou à l'aide de logiciels adaptés à ce type de problème.

Les abaques de **MANDEL** permettent d'obtenir la force critique de flambement F_c dans un **sol homogène** avec :

- EI, la **rigidité à la flexion** du micropieu en ne prenant en compte que l'**armature**;
- **k**, module de réaction du sol en prenant le **diamètre total B** du micropieu (armature + coulis), calculé à partir du module pressiométrique et sous longue durée d'application.
- l : $\frac{1}{2}$ longueur du micropieu dans la couche où le micropieu risque de flamber.

La force de flambement tend rapidement vers une valeur limite pour $\lambda = l \times (kB/EI)^{\frac{1}{4}} \geq 2$.

Cette valeur vaut :

- ◆ 1 pour un micropieu libre ou encastré à une extrémité et libre à l'autre ;
- ◆ 2 pour un micropieu biarticulé ou encastré aux deux extrémités.

Donc en première approche, on pourra prendre pour un micropieu supposé **biarticulé** :

$$F_c = 2\sqrt{kBEI}$$

Pour un essai préalable, on obtiendrait une force critique plus faible (**tête libre**), F tendant vers \sqrt{kBEI} pour un micropieu de grand élancement, libre en tête et en pied.

Ces formules ont été établies pour un milieu homogène. Dans les cas réels, plus complexes, il faudra tenir compte de l'hétérogénéité du sol et de l'interaction sol-micropieu en utilisant des logiciels de calcul adaptés au calcul du flambement dans le domaine élastique et dans le domaine plastique.