

TEXTES OFFICIELS

LOGEMENT

EQUIPEMENT

RÈGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GÉNIE CIVIL

Cahier des clauses techniques générales
applicables aux marchés publics de travaux

FASCICULE N° 62 - Titre V

[Document annexé à l'arrêté du 30 mai 2012](#)

N° 93-3 T.O.

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT
ET DES TRANSPORTS



Page laissée intentionnellement blanche

CIRCULAIRE N° 93-66 DU 20 DÉCEMBRE 1993

*relative aux mesures d'application aux ouvrages relevant du Ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme, du fascicule 62, titre V,
« Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil »
du Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux passés au nom de l'État.*

NOR : EQUÉ 93 10 117 C

Références :

Décret n° 93-466 du 23 mars 1993 relatif à la composition du Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux passés au nom de l'État.

Le Ministre de l'Équipement, des Transports et du Tourisme,

à

MM. les directeurs et chefs de service de l'administration centrale ;

M. le vice-président du Conseil général des ponts et chaussées ;

MM. les inspecteurs généraux, coordonnateurs des missions d'inspection générale territoriale ;

MM. les inspecteurs généraux chargés d'une circonscription d'inspection des services maritimes ou de navigation ;

MM. les préfets de région, à l'attention :

- des directions régionales de l'équipement ;
- des centres d'études techniques de l'équipement d'Aix-en-Provence, Bordeaux, Lille, Lyon, Metz, Nantes et Rouen ;
- des services de navigation ;
- des ports autonomes de Dunkerque, Le Havre, Rouen, Saint-Nazaire, Bordeaux, Marseille, Strasbourg, Paris et la Guadeloupe ;
- des services spéciaux des bases aériennes des Bouches-du-Rhône, de la Gironde et de l'Île-de-France ;

MM. les préfets, à l'attention :

- des directions départementales de l'équipement ;
- des services maritimes des ports de Boulogne et de Calais, du Nord (Dunkerque), de la Seine-Maritime (Le Havre et Rouen), de la Loire-Atlantique (Nantes), de la Gironde (Bordeaux) et des Bouches-du-Rhône (Marseille) ;

M. le chef du service technique des bases aériennes ;

MM. les chefs de l'aviation civile de Nouméa et Papeete ;

MM. les directeurs et chefs de service des travaux maritimes de Toulon, Brest, Lorient, Cherbourg et Rochefort ;

M. le directeur général d'Aéroports de Paris ;

M. le directeur du laboratoire central des ponts et chaussées ;

M. le directeur du service d'études techniques des routes et autoroutes.

Le décret n° 93-446 du 23 mars 1993 a approuvé le fascicule 62 du C.C.T.G., titre V : « Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil ». Ce fascicule est applicable à compter du 1^{er} septembre 1993.

Ce fascicule, entièrement nouveau, vient combler une lacune du C.C.T.G. en matière de conception et de calcul de fondations adaptées aux ouvrages de génie civil. Il s'appuie sur les concepts semi-probabilistes présentés dans les directives communes de 1979 et est ainsi cohérent avec les règles de conception et de calcul des structures telles que le B.A.E.L. 91 (fascicule 62, titre premier, section I).

Le document est articulé en trois grandes parties : dispositions communes, fondations superficielles, fondations profondes ; il renvoie largement, pour les modèles de comportement des fondations et les méthodes de calcul particulières, à des annexes (dix annexes au texte, contractuelles, et onze annexes aux commentaires, informatives ou éventuellement contractualisables). Cette structure du document, qui peut apparaître complexe, facilitera son adaptation aux progrès des travaux de normalisation du domaine géotechnique qui sont engagés tant au plan français qu'au plan européen (EUROCODE 7).

Le rapport de présentation publié avec ce fascicule expose plus en détail les points particuliers à tel ou tel chapitre en annexe. Il convient d'attirer l'attention sur les règles indiquées en annexe A pour les ouvrages d'importance modeste. La taille de l'ouvrage n'est pas le seul critère à respecter pour appliquer ces règles, il faut aussi que le fonctionnement de l'ouvrage et les conditions de fondation ne donnent pas lieu à incertitude.

Les difficultés d'application auxquelles donnerait lieu ce fascicule seront signalées sous le timbre de la direction des affaires économiques et internationales (mission de la réglementation technique et de la normalisation).

*Le Ministre de l'Équipement, des Transports et du Tourisme,
Pour le Ministre et par délégation,
Le Sous-directeur du Bâtiment et des Travaux publics,*

J.-M. ÉTIENNE

**EXTRAITS DU DÉCRET N° 93-446 DU 23 MARS 1993
RELATIF À LA COMPOSITION DU CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GÉNÉRALES
APPLICABLES AUX MARCHÉS PUBLICS DE TRAVAUX ET APPROUVANT OU MODIFIANT DIVERS FASCICULES**

NOR : ECOX9300145D

Le Premier ministre,

Sur le rapport du ministre de l'économie et des finances,

Vu le code des marchés publics, notamment ses articles 12, 24, 112 et 113 ;

Vu l'article 33 du décret n° 76-88 du 21 janvier 1976 modifiant le code des marchés publics ;

Vu l'avis de la commission centrale des marchés,

Décète :

Article premier. - Sont approuvés, en tant que fascicules du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, les fascicules suivants :

Fascicules applicables au génie civil (annexe 1).

Fascicule 62 (titre V) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

[.....]

Art. 7. - Est abrogé le décret n° 92-72 du 16 janvier 1992 relatif à la composition du cahier des clauses techniques générales aux dates d'entrée en vigueur du présent décret.

Art. 8. - Les dispositions du présent décret sont applicables aux marchés pour lesquels la consultation sera engagée à compter du premier jour du sixième mois suivant celui de sa publication, à l'exception des fascicules D.T.U. qui entreront en vigueur à compter du premier jour du deuxième mois suivant celui de la publication de ce décret.

Art. 9. - Le ministre de l'économie et des finances est chargé de l'exécution du présent décret, qui sera publié au *Journal officiel* de la République française.

Fait à Paris, le 23 mars 1993.

PIERRE BÉRÉGOVOY

Par le Premier ministre :

Le ministre de l'économie et des finances,

MICHEL SAPIN

Page laissée intentionnellement blanche

SOMMAIRE

PREMIÈRE PARTIE : DISPOSITIONS COMMUNES

Pages

A.1. - Principes et définitions	7
A.2. - Données pour le calcul concernant les sols	9
A.3. - Données pour le calcul concernant les matériaux	11
A.4. - Situations et actions	14
A.5. - Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul	22

DEUXIÈME PARTIE : FONDATIONS SUPERFICIELLES

B.1. - Domaine d'application	27
B.2. - Modèles de comportement	27
B.3. - Justifications	30
B.4. - Dispositions constructives	34

TROISIÈME PARTIE : FONDATIONS PROFONDES

C.1. - Domaine d'application	38
C.2. - Modèles de comportement en l'absence de déplacements d'ensemble du sol	38
C.3. - Modèles de comportement en présence de déplacements d'ensemble du sol	43
C.4. - Justifications	47
C.5. - Dispositions constructives	54

ANNEXES AU TEXTE

	Pages
ANNEXE A. Règles simplifiées	60
ANNEXE B.1. Évaluation de la contrainte de rupture sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée à partir des essais au pressiomètre Ménard	67
ANNEXE B.2. Évaluation de la contrainte de rupture sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée à partir des essais de pénétration statique	70
ANNEXE C.1. Évaluation des paramètres de charge d'un élément de fondation profonde à partir d'essais de chargement statique	73
ANNEXE C.2. Principes de calcul des paramètres de charge d'un élément de fondation profonde	78
ANNEXE C.3. Calcul des contraintes q_u et q_s pour un élément de fondation profonde à partir des essais au pressiomètre Ménard	82
ANNEXE C.4. Calcul des contraintes q_u et q_s pour un élément de fondation profonde à partir des essais de pénétration statique	87
ANNEXE C.5. Modélisation du comportement transversal d'un élément de fondation profonde à partir des essais au pressiomètre Ménard	90
ANNEXE C.6. Dispositions particulières aux micropieux	97
ANNEXE D. Fondations semi-profondes	102

ANNEXES AUX COMMENTAIRES

ANNEXE E.1. Caractères représentatifs du comportement des sols	109
ANNEXE E.2. Évaluation de la pression limite équivalente, de la résistance de pointe équivalente et de la hauteur d'encastrement équivalente	119
ANNEXE F.1. Évaluation du coefficient minorateur lié à l'inclinaison des charges et à la géométrie du sol de fondation	125
ANNEXE F.2. Évaluation du tassement d'une fondation superficielle	130
ANNEXE F.3. Évaluation du module de réaction sous une fondation superficielle à partir des essais au pressiomètre Ménard	137

	Pages
ANNEXE G.1. Évaluation de l'interaction entre plusieurs éléments rapprochés de fondation profonde	140
ANNEXE G.2. Évaluation du frottement négatif sur un élément de fondation profonde	146
ANNEXE G.3. Évaluation du déplacement horizontal d'une couche de sol soumise à une charge de remblai dissymétrique	156
ANNEXE G.4. Évaluation de la rigidité anale d'un élément de fondation profonde	162
ANNEXE G.5. Définitions des différents types de fondations profondes	166
ANNEXE H. Notations	170
RAPPORT DE PRÉSENTATION	177

Page laissée intentionnellement blanche

PREMIÈRE PARTIE

DISPOSITIONS COMMUNES

SOMMAIRE

	Pages
A.1. - PRINCIPES ET DÉFINITIONS	7
A.1.1. - Domaine d'application	7
A.1.2. - Définitions	7
A.1.3. - Modèles de comportement	7
A.1.4. - Principe des justifications	8
A.2. - DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES SOLS	9
A.2.1. - Généralités	9
A.2.2. - Rapport géotechnique	9
A.3. - DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX	11
A.3.1. - Béton	11
A.3.2. - Aciers	13
A.4. - SITUATIONS ET ACTIONS	14
A.4.1. - Situations	14
A.4.2. - Actions	16
A.5. - COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL	22
A.5.1. - Principes généraux	22
A.5.2. - Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes	22
A.5.3. - Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service	24

Page laissée intentionnellement blanche

CHAPITRE A.1. PRINCIPES ET DÉFINITIONS

ARTICLE A.1.1. : DOMAINE D'APPLICATION

* Sont exclus en particulier du domaine d'application :

- les tirants d'ancrage,
- les procédés de soutènement ou de renforcement des sols rapportés ou en place.

** La définition des ces différents types de fondations est respectivement donnée dans les parties B et C, et à l'annexe D.

ARTICLE A.1.2. : DÉFINITIONS

* Dans certains cas, le marché pourra donner une définition plus précise à ce terme. Par exemple, dans le cas de pieux-colonnes pour lesquels la technique de construction est identique dans le sol et hors sol, il y a lieu de considérer l'ensemble de l'élément comme faisant partie de la fondation.

ARTICLE A.1.3. : MODÈLES DE COMPORTEMENT

* Les actions sont définies dans le chapitre A.4. Dans le cas des sols, elles se traduisent par une distribution de contraintes sur les parties en contact avec la structure.

** À titre d'exemple, les diagrammes ci-après illustrent, dans l'hypothèse dite de Winkler, l'allure des pressions sous une poutre reposant sur le sol en fonction de la valeur du « module de réaction » adopté.

CHAPITRE A.1. PRINCIPES ET DÉFINITIONS

ARTICLE A.1.1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles de conception et de calcul sont applicables à la justification des fondations suivantes des ouvrages de génie civil (*) :

- fondations directes par semelles ou radiers en béton armé ;
- fondations par puits, pieux ou barrettes ;
- fondations par caissons.

Suivant les cas, leur fonctionnement peut être assimilé à celui de fondations superficielles, profondes ou semi-profondes (**).

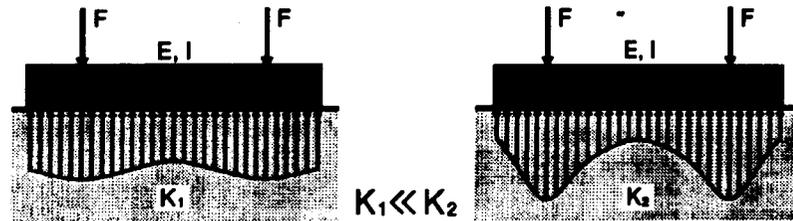
ARTICLE A.1.2. : DÉFINITIONS

Dans ce qui suit :

- le terme « structure » désigne l'ensemble de l'ouvrage,
- le terme « fondation » désigne l'ensemble des éléments de fondation énumérés en A.1.1. ci-dessus, y compris la semelle de liaison éventuelle en tête de puits, pieux ou barrettes (*),
- le terme « structure portée » désigne l'ensemble de la structure ne faisant pas partie des fondations.

ARTICLE A.1.3. : MODÈLES DE COMPORTEMENT

À défaut de modèles plus élaborés, la justification des ouvrages en interaction avec le sol est conduite en isolant la structure ou la partie de structure considérée du sol environnant et en modélisant la présence de celui-ci par des lois approchées dites lois d'interaction sol-structure. Il découle de ce principe que l'intensité et la distribution des actions (*) appliquées à la structure peuvent dépendre de la loi d'interaction adoptée (**).



*** On veillera en particulier à ne pas utiliser de modèles inutilement complexes nuisant à la clarté des justifications.

ARTICLE A.1.4. : PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

* Les présentes règles sont homogènes, quant aux principes et aux équations de sollicitations, avec les règles B.A.E.L. et B.P.E.L. (respectivement fascicule 62 titre I - sections I et II du C.C.T.G.) et s'inscrivent dans le cadre plus général de l'« Instruction technique sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions », dite D.C. 79. (Circulaire n° 79-25 du 13 mars 1979). En ce qui concerne les définitions et les principes d'application, on se reportera aux textes précités.

** De tels états-limites sont généralement des états-limites de déplacement et ne peuvent être définis que dans le cadre de la conception et de la justification de la structure portée elle-même.

*** L'exécution de fouilles, de remblais ou de soutènements ou la mise en charge de fondations près de constructions avoisinantes peut avoir des conséquences sur le fonctionnement des fondations de ces dernières :

- par une diminution de leur capacité portante,
- en provoquant des déplacements,
- en compromettant la stabilité d'ensemble.

Il y a donc lieu de justifier que les travaux envisagés ne perturbent pas le comportement des constructions avoisinantes. Le marché peut par ailleurs imposer des clauses particulières vis-à-vis de ces constructions.

D'une façon générale, le choix des modèles de comportement et des lois d'interaction doit être adapté à la complexité des problèmes posés, tant du point de vue du fonctionnement de la structure que du point de vue géotechnique (**).

ARTICLE A.1.4. : PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états-limites (*). Un « état-limite » est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Conformément à cette théorie on distingue :

- les états-limites ultimes,
- les états-limites de service.

Ces états-limites concernent :

- le sol,
- les matériaux constitutifs de la fondation.

Les états-limites à considérer dans le cas général sont énumérés dans les parties B et C en fonction du type de fondation utilisé.

On peut également avoir à considérer d'autres états-limites dont le dépassement pourrait nuire au bon comportement de la structure portée (**), ou d'éventuelles constructions avoisinantes (***).

Dans la plupart des cas, une justification menée en attribuant aux paramètres des lois d'interaction des valeurs « moyennes » ou « probables » peut être considérée comme suffisante. Il appartient au projeteur d'apprécier dans chaque cas particulier s'il est nécessaire ou non d'effectuer deux justifications, l'une avec des valeurs « basses » des paramètres, l'autre avec des valeurs « hautes ».

CHAPITRE A.2.

DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES SOLS

ARTICLE A.2.1. : GÉNÉRALITÉS

* Les aspects spécifiques au comportement des roches ne sont pas abordés, une fondation « au rocher » étant dans la plupart des cas justifiable par les méthodes proposées dans le présent fascicule. Il conviendra d'apprécier dans quels cas le recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches est nécessaire.

** Compte tenu des situations diverses pouvant être rencontrées (marchés d'études, marchés de travaux avec ou sans variantes, etc.), on ne préjuge pas ici du statut contractuel du rapport géotechnique dans la réalisation du marché.

Il appartient à ce dernier de définir les rôles et les responsabilités des différents intervenants, ainsi que de fixer le statut de la totalité ou de chacune des pièces dudit rapport.

ARTICLE A.2.2. : RAPPORT GÉOTECHNIQUE

* Le nombre, la profondeur et la nature des essais effectués sont fixés en tenant compte :

- de l'importance de l'ouvrage ainsi que du mode de fondation envisagé,
- de la connaissance préalable des terrains intéressés,

CHAPITRE A.2.

DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES SOLS

ARTICLE A.2.1. : GÉNÉRALITÉS (*)

Les différentes données à retenir pour la justification des fondations d'un ouvrage sont consignées dans un rapport géotechnique.

Si nécessaire, ce rapport est tenu à jour en fonction des constatations ou des essais complémentaires effectués pendant la réalisation des travaux (**).

ARTICLE A.2.2. : RAPPORT GÉOTECHNIQUE

Le rapport géotechnique est établi à partir des essais effectués (*) et de l'expérience locale des terrains, acquise en particulier lors de la réalisation de constructions antérieures.

- de la nature et des particularités des terrains rencontrés (vallées fossiles, terrains karstiques, etc.) et en particulier de la variabilité de leurs caractéristiques,
- de la géométrie du terrain naturel et des couches sous-jacentes (terrain ou substratum en pente, couches d'épaisseur rapidement variable).

** Les valeurs des paramètres à retenir pour les justifications résultent de l'interprétation des résultats d'essais. Cette interprétation tient compte en particulier :

- pour les essais de laboratoire, de l'aptitude du sol à fournir des échantillons intacts, de la précision liée au type d'essai, ainsi que de l'hétérogénéité spatiale plus ou moins marquée du paramètre mesuré. La valeur représentative à retenir est en général obtenue à partir de plusieurs essais de même type ;
- pour les essais en place, et plus particulièrement pour les essais pressiométriques, de la possibilité de mauvaise exécution de certains essais et de l'hétérogénéité des terrains.

Le mémoire de synthèse donne des indications sur les critères de choix des valeurs proposées pour les paramètres : valeurs minimales, moyennes, etc. Il peut également proposer des valeurs minimales et maximales lorsqu'il y a lieu de procéder à des justifications en « fourchette ».

Conformément aux D.C. 79, les valeurs fournies sont à considérer comme des valeurs caractéristiques, les coefficients γ_m à leur appliquer étant définis dans la suite du texte en tant que de besoin.

*** Les particularités visées sont, entre autres :

- la nature compressible des sols,
- les risques d'instabilité d'ensemble,
- les frottements négatifs,
- les poussées latérales.

Il comporte :

- une première partie constituant le mémoire de synthèse géologique, géotechnique et hydrogéologique,
- une deuxième partie où sont consignés les résultats des essais effectués, accompagnés de la description des modes opératoires utilisés et de toute précision utile sur les difficultés éventuellement rencontrées et sur la fiabilité des résultats obtenus.

Le mémoire de synthèse géologique, géotechnique et hydrogéologique comporte les éléments nécessaires à la justification des fondations et en particulier :

- la description de la nature, des caractères et de la géométrie des couches intéressées par la ou les fondations,
- les cotes des nappes aquifères, des indications sur la variabilité de leur niveau et sur les circulations d'eau éventuelles,
- les valeurs proposées pour les paramètres intervenant dans les justifications (**),
- une note décrivant les particularités éventuelles des justifications en fonction de la nature des terrains et du projet de fondations (***)).

Lorsque le projet de fondations n'est pas totalement fixé, le mémoire précise ses propres limites d'application, ainsi que les essais complémentaires éventuellement nécessaires en fonction de chaque type de fondation envisagé.

CHAPITRE A.3.

DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX

ARTICLE A.3.1. : BÉTON

A.3.1.1. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA COMPRESSION À 28 JOURS

* L'attention est attirée sur le fait que, pour les pieux et parois moulées exécutés en place, la spécification des caractères de base des bétons autres que la résistance revêt une importance toute particulière.

A.3.1.2. RÉSISTANCE CONVENTIONNELLE

* Dans cette expression :

- f_{clim} tient compte de la consistance qu'il est nécessaire de donner au béton frais suivant la technique de fondation utilisée, ainsi que des difficultés de mise en œuvre du béton et, en particulier, de l'absence de vibration. Elle ne doit être en aucun cas considérée comme une valeur de la résistance caractéristique contractuelle f_{c28} , cette dernière étant fixée par le marché, Notamment, pour les pieux et barrettes exécutés en place, il est conseillé de prescrire une classe de résistance B.25 ou supérieure.
- Le coefficient k_1 tient compte du mode de mise en place dans le sol ainsi que des variations possibles des sections, selon le procédé d'exécution adopté.
- Le coefficient k_2 tient compte des difficultés de bétonnage liées à la géométrie de la fondation.

** Le marché pourra autoriser une diminution d'au plus 0,1 en valeur absolue du coefficient k_1 , notamment dans les cas suivants :

- pour les pieux et barrettes forés simples, lorsque la nature des terrains rencontrés garantit une stabilité absolue des parois ;
- pour les pieux forés tubés, lorsque l'extraction du tube est effectuée avec vibrations et présente toutes les garanties vis-à-vis du respect de l'intégrité du pieu.

CHAPITRE A.3.

DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX

ARTICLE A.3.1. : BÉTON

A.3.1.1. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA COMPRESSION À 28 JOURS

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression f_{c28} (*), conformément aux dispositions des règles B.A.E.L.

A.3.1.2. RÉSISTANCE CONVENTIONNELLE

Les calculs justificatifs des fondations sont conduits à partir d'une résistance conventionnelle du béton, notée f_c , obtenue par application de la formule suivante (*) :

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

dans laquelle f_{cj} et f_{c28} désignent les résistances caractéristiques à j jours et à 28 jours, suivant les dispositions des règles B.A.E.L. Cette résistance f_c est à considérer en lieu et place de f_{cj} pour les calculs.

En l'absence de prescriptions différentes du marché, les valeurs à considérer pour f_{clim} et k_1 (**) sont données par le tableau suivant (***) :

*** L'annexe G.5 rappelle les définitions des types de pieux les plus courants. Pour les types de pieux non mentionnés dans le tableau, le marché fixe le cadre des justifications à apporter.

***.* De façon générale, les pieux battus pilonnés et les pieux forés à la tarière creuse de type 1 sont à proscrire pour les ponts. Les pieux forés à la tarière creuse de type 2 et 3 pourront être autorisés par le marché à condition de s'assurer que les techniques mises en œuvre permettent :

- une maîtrise parfaite des mouvements de la tarière en fonction du volume et de la pression du béton injecté, de manière à éviter toute inclusion dans le pieu ;
- un contact franc entre la pointe et le sol, sans pollution du béton du pieu ;
- un ferrailage exempt de tout aléa, par insertion de la cage d'armatures dans le béton frais.

***.** Lorsque l'importance des ouvrages justifie que des précautions spécifiques soient prises lors de l'exécution, le marché pourra autoriser des valeurs plus faibles pour le coefficient k_2 , avec une limite inférieure de 1.

GROUPE A	f_{clim}	k_1
Semelles superficielles et radiers	f_{c28}	1,00
Pieux ou parois préfabriqués 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
Puits avec béton vibré	f_{c28}	1,00
Puits avec béton non vibré	f_{c28}	1,20
GROUPE B		
Pieux battus pilonnés (1)	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	1,10
- bétonnés sous l'eau	25 MPa	1,20
Pieux forés à la tarière creuse (1) :		
- type 1	25 MPa	1,50
- type 2	25 MPa	1,20
- type 3	25 MPa	1,05
Pieux et barrettes bétonnés sous boue, parois moulées	25 MPa	1,20
(1) Sauf dispositions différentes du marché, ces types de pieux ne peuvent être utilisés pour les fondations des ponts (**.*).		

Sauf circonstances particulières (**.*), le coefficient k_2 prend les valeurs suivantes:

- Eléments du groupe A : 1,00
 - Eléments du groupe B :
 - dont le rapport de la plus petite dimension nominale d à la longueur est inférieur à 1/20 : 1,05
 - dont la plus petite dimension nominale d est inférieure à 0,60 m : 1,30 - ($d/2$)
 - réunissant les deux conditions précédentes : 1,35 - ($d/2$)
 - autres cas : 1,00
- d étant exprimé en mètres.

A.3.1.3. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA TRACTION

* Il s'ensuit que dans le cas général la résistance à la traction à considérer est : $f_{ij} = 0,6 + 0,06 \cdot f_c$ f_{ij} et f_c étant exprimés en MPa.

A.3.1.3. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA TRACTION

La résistance caractéristique à la traction f_{ij} s'obtient en appliquant à la résistance conventionnelle f_c définie en A.3.1,2 ci-dessus la formule préconisée par les règles B.A.E.L. (*).

A.3.1.4. DÉFORMATIONS LONGITUDINALES DU BÉTON

* Il s'ensuit que, dans le cas général, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} et différée E_{vj} à considérer sont donnés par :

$$E_{ij} = 11\,000 \cdot f_c^{1/3} \quad , \quad E_{vj} = 3\,700 \cdot f_c^{1/3} \quad \text{l'unité utilisée étant le MPa}$$

** Les éventuels effets du retrait (cas des radiers par exemple) doivent être traités par des dispositions constructives appropriées.

ARTICLE A.3.2. : ACIERS

A.3.2.1. ACIERS DE BÉTON ARMÉ

A.3.2.2. ACIERS POUR GAINES

A.3.2.3. PIEUX MÉTALLIQUES ET PALPLANCHES

* Actuellement Fascicule 61, titre V, du C.P.C.

** Au sens de l'actuel Fascicule 61, titre V, du C.P.C., cela revient à substituer à la limite élastique σ_e de l'acier une limite élastique de calcul $\sigma_{ed} = \sigma_e / \gamma_a$.

La valeur, relativement élevée, du coefficient γ_a tient compte des dégradations et déviations parasites subies par le profilé lors du battage, ainsi que de la possibilité d'une corrosion plus intense que celle prévue (cf. article C.4.2,22.).

A.3.2.4. ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

A.3.1.4. DÉFORMATIONS LONGITUDINALES DU BÉTON

Les règles B.A.E.L. s'appliquent dans les mêmes conditions que ci-dessus (*), cependant, dans les cas usuels, le retrait du béton des fondations n'est pas à considérer (**).

ARTICLE A.3.2. : ACIERS

A.3.2.1. ACIERS DE BÉTON ARMÉ

Les règles B.A.E.L. sont applicables.

A.3.2.2. ACIERS POUR GAINES

Le diagramme déformations-contraintes à considérer est identique à celui défini par les règles B.A.E.L.

Le diagramme de calcul des aciers s'en déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_a$. Le coefficient γ_a est pris égal à 1,15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1,00 (unité).

A.3.2.3. PIEUX MÉTALLIQUES ET PALPLANCHES

Le diagramme déformations-contraintes à considérer est celui défini par le fascicule du C.C.T.G. relatif à la conception et au calcul des constructions métalliques (*).

Le diagramme de calcul des aciers s'en déduit en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_a$. (**). Le coefficient γ_a est pris égal à 1,25 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1,00 (unité).

A.3.2.4. ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

Les règles B.P.E.L. sont applicables.

CHAPITRE A.4. SITUATIONS ET ACTIONS

ARTICLE A.4.1. : SITUATIONS

A.4.1.1. GÉNÉRALITÉS

* Compte tenu de la diversité des situations pouvant apparaître lors de la construction d'un ouvrage, le marché doit les fixer et, éventuellement, préciser les règles particulières d'évaluation des actions, des sollicitations et des résistances.

** Les situations accidentelles résultent généralement d'une modification accidentelle de l'environnement comme, par exemple, la liquéfaction des sols au cours d'un séisme. Dans chaque cas, une analyse particulière doit être faite par des spécialistes.

*** Les situations à envisager dans le cas d'ouvrages soumis à l'eau d'une nappe ne sont pas développées. Elles doivent être analysées dans chaque cas d'espèce et en particulier lorsque le niveau de cette nappe est lié à celui d'un plan d'eau soumis à des variations de hauteur rapides (crues, décrues, marées, etc.).

CHAPITRE A.4. SITUATIONS ET ACTIONS

ARTICLE A.4.1. : SITUATIONS

A.4.1.1. GÉNÉRALITÉS

En règle générale, la justification de la structure est envisagée pour différentes situations, chacune d'elles nécessitant une justification séparée. On distingue :

- les situations en cours de construction (*),
- les situations en cours d'exploitation,
- les situations accidentelles (**).

Les articles qui suivent définissent les situations à considérer systématiquement dans le cas d'ouvrages en site aquatique et en site affouillable (***). Si nécessaire, le marché fixe d'autres situations particulières dans lesquelles la structure doit être justifiée.

A.4.1,2. OUVRAGES EN SITE AQUATIQUE

A.4.1,21. SITUATION EN COURS DE CONSTRUCTION

* La considération d'un niveau minimal ne présente généralement pas d'intérêt. L'attention est attirée sur le fait que la définition d'un niveau maximal doit être compatible avec certaines dispositions d'exécution, notamment celles relatives aux ouvrages provisoires.

A.4.1,22. SITUATIONS EN COURS D'EXPLOITATION

* La considération d'un niveau minimal de l'eau et non d'un niveau moyen permet d'évaluer l'intensité maximale des charges verticales.

** Il est rappelé que les effets d'un choc de bateau sur une pile de pont sont assimilés à ceux d'une force statique dont le point d'application est situé au niveau des P.H.E.N. (B.A.E.L. et B.P.E.L.).

A.4.1,3. COMPLÉMENTS RELATIFS AUX OUVRAGES EN SITE AFFOUILLABLE

A.4.1,31. SITUATION EN COURS DE CONSTRUCTION

A.4.1,2. OUVRAGES EN SITE AQUATIQUE

A.4.1,21. SITUATION EN COURS DE CONSTRUCTION

La situation à considérer est définie par le niveau maximal de l'eau (*). Ce niveau est fixé par le marché ou, à défaut, fait l'objet d'une proposition soumise au maître d'œuvre.

A.4.1,22. SITUATIONS EN COURS D'EXPLOITATION

En l'absence de prescriptions différentes du marché on considère, suivant les cas, deux ou trois situations :

- une situation durable définie par un niveau minimal de l'eau égal à celui des plus basses eaux connues (*);
- une situation transitoire définie par un niveau maximal égal à celui de la crue ou de la marée centennale, ou, à défaut, des plus hautes eaux ou des plus hautes marées connues ;
- lorsque l'ouvrage est situé sur une voie d'eau navigable et susceptible d'être soumis à un choc de bateau, une deuxième situation transitoire définie par le niveau des plus hautes eaux navigables (P.H.E.N.) (**), cette situation n'étant à considérer que dans le cadre des justifications relatives audit choc.

A.4.1,3. COMPLÉMENTS RELATIFS AUX OUVRAGES EN SITE AFFOUILLABLE

Pour les ouvrages implantés dans un cours d'eau dont le lit est réputé affouillable, les situations définies à l'article A.4.1,2. sont complétées par les profondeurs d'affouillement définies ci-après.

A.4.1,31. SITUATION EN COURS DE CONSTRUCTION

Le niveau d'affouillement à prendre en compte est défini par le marché ou, à défaut, fait l'objet d'une proposition soumise au maître d'œuvre.

A.4.1.32. SITUATIONS EN COURS D'EXPLOITATION

A.4.1.32. SITUATIONS EN COURS D'EXPLOITATION

Pour ces situations, la cote du fond du lit est définie en tenant compte de son évolution prévisible du fait de travaux ultérieurs d'aménagement ou d'extractions de matériaux.

À partir de cette cote, on associe :

- à la situation durable, une profondeur d'affouillement nulle ;
- à chacune des situations transitoires, une profondeur d'affouillement égale à la somme de l'affouillement maximal local et de l'affouillement général correspondant au niveau d'eau considéré.

ARTICLE A.4.2. : ACTIONS

ARTICLE A.4.2. : ACTIONS

A.4.2.1. GÉNÉRALITÉS

A.4.2.1. GÉNÉRALITÉS

* Il s'agit des valeurs qu'il y a lieu de considérer dans la formation des combinaisons d'actions et sollicitations de calcul, décrites au chapitre A.5.

Pour former les combinaisons et évaluer les sollicitations de calcul, les actions sont classées en actions permanentes, variables et accidentelles.

** Dans le cas des fondations de ponts, l'action accidentelle peut être :

- un choc de bateau sur une pile,
- un choc de véhicule sur une pile,
- l'action dynamique de l'eau dans une situation accidentelle,
- un séisme.

D'une façon générale, on note :

- G les actions permanentes,
- Q les actions variables,
- F_A les actions accidentelles.

Lorsqu'il y a lieu de les prendre en compte, les actions accidentelles correspondant aux chocs de bateaux ou de véhicules sur les piles des ponts sont définies soit par le marché, soit par le C.C.T.G. (B.A.E.L. ou B.P.E.L.).

Les différentes valeurs de l'intensité des actions, dites valeurs représentatives (*), sont :

- pour les actions permanentes, les valeurs caractéristiques G_k ;
 - pour les actions variables :
 - les valeurs caractéristiques Q_{ik} ,
 - les valeurs de combinaison $\Psi_{0i} Q_{ik}$,
 - les valeurs fréquentes $\Psi_{1i} \cdot Q_{ik}$,
 - les valeurs quasi permanentes $\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}$,
- Q_{ik} étant la valeur caractéristique de l'action Q_i .

Pour les séismes, il y a lieu de se reporter au D.T.U. P.S. 69 (D.T.U. P 06-003) « Règles parasismiques P.S. 69, annexes et addenda 1982 ».

Les actions accidentelles ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoient. À défaut de textes réglementaires, les valeurs représentatives de ces actions sont fixées par le marché (**).

A.4.2.2. ACTIONS À TRANSMISSION DIRECTE

* L'attention est attirée sur le fait que l'intensité des actions à transmission directe peut dépendre de l'interaction sol-structure. Par exemple, la répartition d'une action entre différentes fondations supportant une structure peut dépendre de la rigidité relative de celles-ci.

** En attendant la mise en cohérence de l'ensemble des textes avec les directives communes de 1979, les valeurs représentatives des actions à transmission directe sont fixées par les textes suivants :

- règles B.A.E.L. pour les ouvrages ou parties d'ouvrages en béton armé,
- règles B.P.E.L. pour les ouvrages ou parties d'ouvrages en béton précontraint,
- fascicule 61 - titre V du C.P.C., pour les ouvrages métalliques en acier,
- fascicule 61 - titre II du C.P.C. (règlement de charges des ponts-routes).

A.4.2.3. ACTIONS DUES AU SOL

A.4.2,31. GÉNÉRALITÉS

* Les actions dues au sol s'entendent comme résultant des contraintes effectives régnant dans celui-ci, l'effet des pressions interstitielles étant à rattacher aux actions dues à l'eau. Il est cependant à noter que l'étude du comportement à court terme des sols fins rend souvent cette distinction délicate. On sera dans ce cas amené à considérer les contraintes totales et à rattacher globalement celles-ci aux actions dues au sol.

A.4.2,32. ACTIONS D'ORIGINE PONDÉRALE

* Pour l'évaluation des actions d'origine pondérale, on tient compte, lorsqu'elle est prévisible, d'une éventuelle modification défavorable de la géométrie du sol.

** Par exemple, dans le cas d'une structure assurant une fonction de soutènement, le volume des terres engendrant un effet pondéral sur le talon de la semelle dépend du modèle adopté pour la mobilisation de la poussée.

*** Ces circonstances peuvent se présenter lorsqu'il est fait usage de matériaux de remblai d'origine particulière. Le marché fixe alors les poids volumiques à prendre en compte.

A.4.2.2. ACTIONS À TRANSMISSION DIRECTE

Les actions à transmission directe sont les actions appliquées à la structure, autres que celles dues à l'eau, dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol environnant et qui ne sont pas transmises par l'intermédiaire de celui-ci (*).

Les différentes valeurs représentatives des actions permanentes, variables ou accidentelles entrant dans la catégorie des actions à transmission directe sont fixées par les textes normatifs ou réglementaires relatifs à la structure portée (**).

Le poids propre des fondations est introduit dans les calculs avec sa valeur la plus probable (ou moyenne), évaluée à partir des volumes définis d'après les dimensions prévues sur les dessins d'exécution.

A.4.2.3. ACTIONS DUES AU SOL

A.4.2,31. GÉNÉRALITÉS

Les actions dues au sol (*) peuvent se traduire par :

- des effets pondéraux,
- des effets de poussée,
- des effets liés à des déplacements d'ensemble de celui-ci.

A.4.2,32. ACTIONS D'ORIGINE PONDÉRALE

En règle générale, les actions du sol d'origine pondérale sont évaluées à partir des volumes (*), définis de manière spécifique pour chaque type d'ouvrage, que fait intervenir le modèle de fonctionnement adopté (**).

Les poids volumiques des sols sont déterminés de la façon suivante :

- pour les sols rapportés, on admet, sauf circonstances particulières (***) ou indication différente du marché, que leur poids volumique est de 20 kN/m³ pour les sols humides et de 22 kN/m³ pour les sols saturés (**.*). Dans les cas où ce poids est susceptible d'être favorable vis-à-vis d'une combinaison d'actions donnée, on admet, pour cette combinaison, que ces mêmes poids volumiques sont respectivement de 18 et de

***.* Les sols rapportés sont considérés comme saturés lorsqu'ils se trouvent sous le niveau de la nappe.

A.4.2.33. ACTIONS DE POUSSÉE

* L'intensité et la distribution des poussées dues aux terres dépendent du type de structure considéré, des caractéristiques mécaniques du sol, du sens et de l'amplitude des déplacements susceptibles d'affecter l'écran sur lequel s'exercent ces pressions. Il est rappelé que les pressions du sol résultant d'un déplacement de la structure sous l'effet d'actions d'origine différente ont le même caractère que des réactions d'appui. C'est le cas, par exemple, de la réaction du sol autour d'un pieu sollicité par une force horizontale en tête, ou de la pression passive (butée) qui se mobilise à l'avant d'un mur de soutènement du fait de son déplacement.

** Par exemple, dans le cas d'un portique dont les piédroits sont au contact d'un remblai, il est nécessaire de considérer deux valeurs, l'une ou l'autre pouvant engendrer les sollicitations les plus défavorables selon la section considérée de la structure.

A.4.2.34. ACTIONS DUES A UN DÉPLACEMENT D'ENSEMBLE DU SOL

* Ce type de problème se rencontre fréquemment dans le cas d'ouvrages implantés en site montagneux dont les fondations traversent des formations d'éboulis en stabilité limite. Dans chaque cas, une analyse spécifique doit être faite par des spécialistes, tant au niveau de la conception que des justifications.

20 kN/m³, ces valeurs étant toutefois à justifier par des contrôles d'exécution ;

- pour les sols en place, les poids volumiques sont évalués sur la base de mesures représentatives. En l'absence de telles mesures, il est loisible de leur attribuer des valeurs forfaitaires à condition qu'il en résulte à l'évidence une sécurité accrue pour l'ouvrage.

Pour former les combinaisons, ces actions sont classées comme actions permanentes, sous la dénomination générique *G*.

A.4.2.33. ACTIONS DE POUSSÉE

Les effets de poussée du sol sur un écran sont évalués suivant un modèle approprié, fonction du type de structure considéré (*). On attribue au poids volumique du sol la même valeur que pour l'évaluation des actions d'origine pondérale.

Suivant les cas, on attribue à ces effets soit une valeur caractéristique maximale seule, soit un couple de valeurs caractéristiques, respectivement maximale et minimale (**).

Lorsque les pressions des terres sont dues à un sol rapporté, l'évaluation des valeurs représentatives des actions correspondantes tient compte de sa nature et de son mode de mise en œuvre.

Pour former les combinaisons, ces actions sont classées comme actions permanentes, sous la dénomination générique *G*.

A.4.2.34. ACTIONS DUES A UN DÉPLACEMENT D'ENSEMBLE DU SOL

Les déplacements d'ensemble du sol ne sont considérés comme une action que vis-à-vis des fondations profondes ou semi-profondes ; ils peuvent être dus :

- soit à un phénomène d'instabilité (*),
- soit à un tassement ou un fluage du sol sous l'effet durable d'un chargement ou d'un abaissement du niveau de la nappe phréatique.

** L'étude des poussées latérales sur les pieux présente en général un caractère non linéaire marqué et il n'est donc pas possible de faire porter les pondérations sur les seules sollicitations, comme on le fait habituellement. Le fait que le déplacement $g(z)$ soit considéré comme une action signifie que le coefficient γ_{F1} porte sur la fonction $g(z)$. Ainsi, si G_{sp} désigne l'action due aux poussées latérales, la notation $\gamma_{F1} \cdot G_{sp}$ représente l'action de calcul $\gamma_{F1} \cdot g(z)$.

*** Les actions dues à des déplacements d'ensemble du sol ont une intensité qui varie généralement dans le même sens en tendant vers une limite, c'est pourquoi on convient de les ranger dans la catégorie des actions permanentes. Ces actions ont été isolées des autres actions permanentes car elles ne peuvent faire l'objet des mêmes pondérations.

A.4.2.4. LES ACTIONS TRANSMISES PAR LE SOL

* Dans les cas usuels, il s'agit principalement des effets des pressions sur une structure assurant la fonction de soutènement d'un sol supportant une charge d'exploitation ou de stockage.

** Par exemple, la diffusion d'une charge variable à travers un remblai peut être étudiée suivant différents modèles dont la validité dépend du type de la charge, de sa durée d'application, ainsi que de la nature de la structure.

A.4.2.5. LES ACTIONS DUES À L'EAU

A.4.2.51. GÉNÉRALITÉS

Seul ce deuxième type de déplacements entre dans le cadre des justifications envisagées par le présent fascicule. Dans la suite du texte, on distingue :

- les actions engendrées par un tassement du sol, appelées frottements négatifs,
- les actions engendrées par un déplacement horizontal du sol, appelées poussées latérales.

Les efforts dus au frottement négatif se développant sur une fondation sur pieux ou sur une partie de structure remblayée sont évalués suivant un modèle approprié et introduits dans les calculs en tant que valeur représentative de l'action correspondante.

Les poussées latérales sur une fondation sur pieux ou sur une partie de structure remblayée sont évaluées à partir d'une fonction représentative du déplacement du sol, notée $g(z)$. Cette fonction, qui définit une déformation imposée au sol, est considérée comme une action (**).

Pour former les combinaisons, ces actions sont classées comme actions permanentes (***). Leurs valeurs caractéristiques sont notées :

- G_{sn} pour les actions de frottement négatif,
- G_{sp} pour les actions de poussées latérales.

A.4.2.4. LES ACTIONS TRANSMISES PAR LE SOL

Les actions transmises par le sol sont les actions appliquées à la structure, autres que celles dues à l'eau, dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol environnant, mais qui sollicitent la structure par l'intermédiaire de celui-ci (*).

L'intensité et la répartition des sollicitations engendrées par ces actions sont évaluées à l'aide de modèles de diffusion appropriés pour chaque type de structure en fonction de la nature de l'action, de la nature du sol et de la loi d'interaction sol-structure (**).

A.4.2.5. LES ACTIONS DUES À L'EAU

A.4.2.51. GÉNÉRALITÉS

Les prescriptions du présent fascicule ne sont applicables que dans les cas où l'eau contenue dans le sol est en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique, c'est-à-dire lorsque l'effet des gradients hydrauliques est négligeable.

* Il s'agit du champ de pressions de l'eau en contact avec la structure. Cette action s'apparente à une action à transmission directe. Dans la plupart des cas, elle se traduit par la « poussée d'Archimède » sur la structure.

La présence d'eau a également pour effet de modifier les actions dues au sol par l'effet de « déjaugage » de celui-ci.

En cas de circulations d'eau dans le sol, le gradient hydraulique modifie également les actions dues au sol par l'effet communément appelé « pression decourant ».

** Les effets hydrodynamiques peuvent être :

- la poussée hydrodynamique du courant,
- les efforts dus à la houle,
- ceux engendrés par un séisme.

A.4.2,52. PRESSIONS STATIQUES

* L'article A.4.1. définit les situations et les niveaux de référence à considérer dans les cas usuels.

** Cette action n'est pas en toute rigueur une action permanente au sens des D.C. 79. Il est toutefois commode de la considérer comme telle, son caractère variable étant pris en compte dans le cadre des différentes situations.

A.4.2,53. ACTIONS HYDRODYNAMIQUES

* Dans le cas de structures implantées en site maritime, l'attention est attirée sur le fait que l'intensité des effets de la houle devient importante dès que l'amplitude des ondes atteint deux mètres. Une étude spécifique (dynamique) est nécessaire dans chaque cas particulier car ces effets dépendent étroitement des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure considérée.

** Dans les cas usuels, les efforts engendrés par une veine d'eau de vitesse moyenne v et de hauteur h sur un obstacle fixe de largeur B peuvent être assimilés à un diagramme de pressions triangulaire dont la pression maximale est située au niveau de la surface libre et dont la résultante vaut :

Dans cette hypothèse, les actions dues à l'eau peuvent être conventionnellement représentées sous la forme :

- de pressions statiques (*),
- d'effets hydrodynamiques (**).

A.4.2,52. PRESSIONS STATIQUES

L'intensité et la répartition des pressions sont évaluées à partir des niveaux de référence définis pour la situation considérée (*).

Sauf cas particuliers, le poids volumique de l'eau douce est pris égal à 10 kN/m^3 .

Pour former les combinaisons, cette action est classée comme action permanente (**). Sa valeur caractéristique est notée G_w .

A.4.2,53. ACTIONS HYDRODYNAMIQUES

Les actions hydrodynamiques du courant (*) sont évaluées à partir des niveaux de l'eau relatifs à la situation considérée (**).

Pour former les combinaisons, cette action est assimilée à une action permanente (***). Sa valeur caractéristique est notée F_w (***.*).

$$F = k \cdot \rho_w \cdot h \cdot B \cdot v^2$$

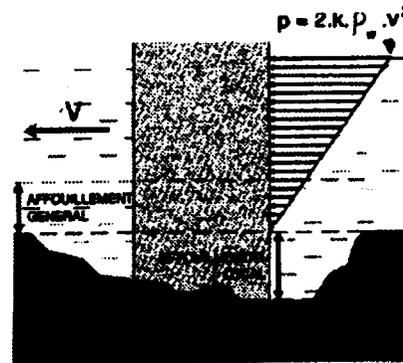
h et B sont exprimés en m, v en m/s et F en Newtons.

ρ_w représente la masse volumique de l'eau, qu'il est admis de prendre égale à $1\,000\text{ kg/m}^3$ dans tous les cas.

k prend les valeurs suivantes :

- 0,72 si la section plane de l'obstacle est carrée ou rectangulaire,
- 0,35 si la section plane de l'obstacle est circulaire.

La hauteur h tient compte de l'affouillement général éventuel correspondant au niveau d'eau considéré mais n'intègre pas la hauteur d'affouillement local.



Ces dispositions sont illustrées par la figure ci-dessus.

*** De même que pour les pressions statiques, cette action n'est pas en toute rigueur une action permanente. Il est toutefois commode de la considérer comme telle, son caractère variable étant pris en compte dans le cadre des différentes situations.

***.* Il est rappelé que les effets hydrodynamiques autres que l'action du courant doivent faire l'objet d'une étude spécifique. L'action correspondante pourra, suivant sa nature et son intensité, être classée parmi les actions variables ou accidentelles. La notation Q_w est conseillée pour ce type d'actions.

CHAPITRE A.5.

COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL

* Les valeurs représentatives des actions ainsi que les notations utilisées dans ce chapitre sont définies à l'article A.4.2.

ARTICLE A.5.1. : PRINCIPES GÉNÉRAUX

* Il peut être nécessaire de considérer un état-limite de stabilité de forme dans le cas d'une fondation sur micropieux ou d'une fondation dont les pieux ne sont pas au contact d'un sol compact sur une forte hauteur, soit du fait de la conception même de la fondation, soit du fait d'une situation d'affouillement.

ARTICLE A.5.2. : COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL VIS-À-VIS DES ÉTATS-LIMITES ULTIMES

A.5.2.1. COMBINAISONS FONDAMENTALES

* Les sollicitations dues au frottement négatif ont été isolées car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables. Les règles de cumul sont précisées à l'article C.3.3.

CHAPITRE A.5.

COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL (*)

ARTICLE A.5.1. : PRINCIPES GÉNÉRAUX

Les sollicitations dans les différents éléments de la fondation sont calculées à partir des actions en tenant compte des modèles de comportement décrits au chapitre B.2. en ce qui concerne les fondations superficielles et aux chapitres C.2. et C.3. en ce qui concerne les fondations profondes.

Pour chaque combinaison d'actions, il y a lieu de considérer la ou les situations pouvant s'avérer les plus défavorables vis-à-vis de l'effet recherché.

Les sollicitations du second ordre ne sont à considérer que dans le cas de vérifications à l'état-limite ultime de stabilité de forme (*).

Lorsqu'un ouvrage est exécuté en plusieurs phases, il en est tenu compte dans l'évaluation des sollicitations et des résistances, aussi bien en cours d'exécution qu'en service.

ARTICLE A.5.2. : COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL VIS-À-VIS DES ÉTATS-LIMITES ULTIMES

Les différentes combinaisons à prendre en compte sont définies ci-après.

A.5.2.1. COMBINAISONS FONDAMENTALES

En règle générale, les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes (*) :

** Il est rappelé que, dans une combinaison donnée, G_{\max} et G_{\min} désignent des actions d'origine et de nature différentes, ce qui exclut de partager une même action entre les deux parties. Par exemple, on ne peut affecter à un même sol deux masses volumiques différentes selon que l'on évalue une action de poussée ou une action pondérale.

*** Il est rappelé que les niveaux de l'eau, choisis dans le cadre des situations définies à l'article A.4.1., doivent correspondre à une probabilité d'occurrence faible.

***.* Les coefficients 1 et 1,05, qui peuvent paraître n'apporter qu'une faible sécurité, ont été choisis pour tenir compte de deux facteurs :

- la corrélation existant entre la valeur de la poussée d'Archimède et la valeur des charges permanentes immergées, ces deux actions étant liées par une valeur unique du volume ;
- la faible incertitude sur le poids volumique de l'eau.

***.** Dans les cas usuels, la valeur 1,2 amène à des sollicitations plus défavorables en toute section de l'élément de fondation. La valeur 0,6 doit être envisagée lorsque les poussées latérales équilibrent partiellement d'autres actions permanentes.

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

avec les notations suivantes :

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

Le coefficient γ_{Gw} vaut :

- 1,00 lorsque la pression de l'eau présente un caractère favorable,
- 1,05 lorsque la pression de l'eau présente un caractère défavorable (**.*).

Lorsqu'il y a lieu de prendre en compte des déplacements du sol :

- γ_{sn} vaut 1,2 ou 1,0, 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 (**.*).

Le coefficient γ_{Fw} vaut 1,2 ou 0,9, sa valeur étant choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

Le coefficient γ_{F1Q1} vaut :

- 1,33 dans le cas général,
- 1,20 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.

Lorsque le modèle de calcul employé est linéaire, on peut avoir recours à l'équation simplifiée suivante :

$$S \left\{ 1,35 \cdot G_{\max} + G_{\min} + 1,125(\gamma_{Gw} G_w + [\gamma_{sn} G_{sn}] + \gamma_{sp} G_{sp} + \gamma_{Fw} F_w) + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i>1} 1,3 \cdot \Psi_{0i} Q_{ik} \right\}$$

A.5.2.2. COMBINAISONS ACCIDENTELLES

* Les sollicitations dues au frottement négatif ont été isolées car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables. Les règles de cumul sont précisées à l'article C.3.3.

** Dans la plupart des cas, il n'y a pas lieu de considérer d'actions variables concomitantes avec l'action accidentelle, leurs effets étant généralement faibles par rapport à la partie d'origine accidentelle des sollicitations.

A.5.2.3. COMBINAISONS VIS-À-VIS DES ÉTATS-LIMITES DE STABILITÉ D'ENSEMBLE

**ARTICLE A.5.3. :
COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL
VIS-À-VIS DES ÉTATS-LIMITES DE SERVICE**

A.5.3.1. COMBINAISONS RARES

* Les sollicitations dues au frottement négatif ont été isolées car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables. Les règles de cumul sont précisées à l'article C.3.3.

Le coefficient γ_{Q1} vaut :

- 1,50 dans le cas général,
- 1,35 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.

A.5.2.2. COMBINAISONS ACCIDENTELLES

En général, les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes (*) :

$$S \left\{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + F_A + \Psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ik} \right\}$$

avec:

- 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 variable Q_i .

A.5.2.3. COMBINAISONS VIS-À-VIS DES ÉTATS-LIMITES DE STABILITÉ D'ENSEMBLE

En règle générale, les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$$1,125 \cdot S \left\{ 1,05 \cdot G_{\max} + 0,95 \cdot G_{\min} + G_w + \gamma_{FIQ1} Q_{1k} + \sum_{i \geq 1} 1,15 \cdot \Psi_{0i} Q_{ik} \right\}$$

**ARTICLE A.5.3. :
COMBINAISONS D' ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL
VIS-À-VIS DES ÉTATS-LIMITES DE SERVICE**

Les différentes combinaisons à prendre en compte sont définies ci-après.

A.5.3.1. COMBINAISONS RARES

Les sollicitations de calcul sont de la forme (*) :

$$S \left\{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + Q_{1k} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0i} Q_{ik} \right\}$$

A.5.3.2. COMBINAISONS FRÉQUENTES

* Les sollicitations dues au frottement négatif ont été isolées car elles ne se cumulent pas intégralement avec celles dues aux actions variables. Les règles de cumul sont précisées à l'article C.3.3.

A.5.3.3. COMBINAISONS QUASI PERMANENTES

A.5.3.2. COMBINAISONS FRÉQUENTES

Les sollicitations à considérer sont de la forme (*) :

$$S \left\{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + [G_{sn}] + G_{sp} + F_w + \Psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ik} \right\}$$

A.5.3.3. COMBINAISONS QUASI PERMANENTES

Les sollicitations à considérer sont de la forme :

$$S \left\{ G_{\max} + G_{\min} + G_w + G_{sn} + G_{sp} + F_w + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ik} \right\}$$

DEUXIÈME PARTIE

FONDATIONS SUPERFICIELLES

SOMMAIRE

	Pages
B.1. - DOMAINE D'APPLICATION	27
B.2. - MODÈLES DE COMPORTEMENT	27
B.2.1. - Généralités	27
B.2.2. - Comportement vis-à-vis des charges verticales	27
B.2.3. - Comportement vis-à-vis des charges horizontales	29
B.3. - JUSTIFICATIONS	30
B.3.1. - États-limites de mobilisation du sol	30
B.3.2. - État-limite ultime de renversement	31
B.3.3. - État-limite de service de décompression du sol	31
B.3.4. - État-limite ultime de glissement	32
B.3.5. - États-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation	32
B.3.6. - État-limite ultime de stabilité d'ensemble	33
B.4. - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	34
B.4.1. - Dispositions générales de conception	34
B.4.2. - Semelles non calculées à la flexion	35
B.4.3. - Semelles calculées à la flexion	35

CHAPITRE B.1.

DOMAINE D'APPLICATION

* En règle générale, on peut considérer qu'une fondation est superficielle lorsque sa hauteur d'encastrement D_e , telle qu'elle est définie à l'annexe E.2., est inférieure à 1,5 fois sa largeur.

CHAPITRE B.2.

MODÈLES DE COMPORTEMENT

ARTICLE B.2.1. : GÉNÉRALITÉS

* Les règles énoncées dans ce chapitre correspondent à des schémas de calcul valables dans la plupart des cas usuels. Pour les fondations à structure complexe, ou lorsque les sols ont un comportement inhabituel, par exemple sols artificiellement consolidés ou renforcés, des analyses spécifiques sont nécessaires.

ARTICLE B.2.2. : COMPORTEMENT VIS-À-VIS DES CHARGES VERTICALES

B.2.2.1. CONTRAINTES NORMALES APPLIQUÉES AU SOL

* Conformément aux principes énoncés en A.4.2.31., il s'agit de contraintes effectives ; cependant, l'étude du comportement à court terme des sols fins amènera en général à adapter ces prescriptions pour raisonner en termes de contraintes totales.

CHAPITRE B.1.

DOMAINE D'APPLICATION

Les prescriptions de la présente partie B s'appliquent aux fondations superficielles (*).

Dans un but de simplification, ces fondations sont supposées horizontales et non munies de dispositifs (bêches, tirants, etc.) destinés à améliorer leur résistance au glissement.

CHAPITRE B.2.

MODÈLES DE COMPORTEMENT

ARTICLE B.2.1. : GÉNÉRALITÉS

À défaut de méthode plus élaborée, la justification des fondations superficielles est menée à partir des modèles de comportement simplifiés définis ci-après (*).

ARTICLE B.2.2. : COMPORTEMENT VIS-À-VIS DES CHARGES VERTICALES

B.2.2.1. CONTRAINTES NORMALES APPLIQUÉES AU SOL

Dans le cas général, le diagramme des contraintes normales (*) appliquées au sol est déterminé dans le cadre des hypothèses suivantes :

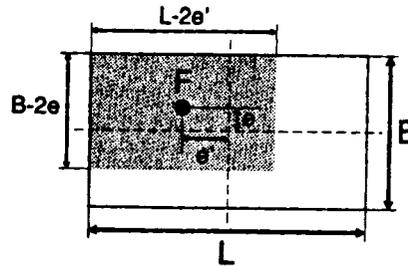
- le sol ne réagit pas aux efforts de traction,
- les contraintes sont proportionnelles aux déplacements (**).

** Il résulte de ces hypothèses que, dans le cas de semelles ou radiers pouvant être considérés comme rigides, les diagrammes de contraintes sont plans.

Des indications sur l'évaluation des coefficients de proportionnalité entre contraintes et déplacements sont données à l'annexe F.3.

*** Ces hypothèses, classiques, sont illustrées par la vue en plan ci-contre, la contrainte sous la fondation valant :

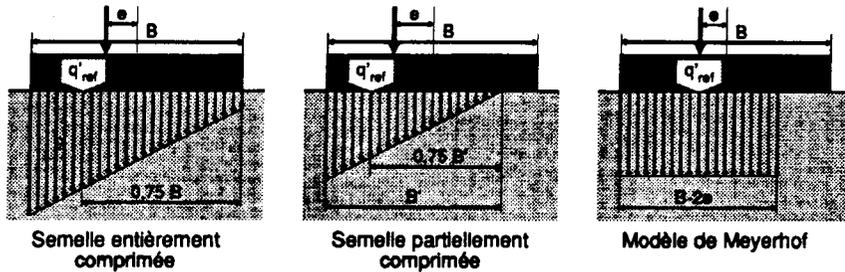
$$q' = \frac{F}{(B - 2e)(L - 2e')}$$



B.2.2.2. CONTRAINTE DE RÉFÉRENCE q'_{ref}

* L'intérêt de cette contrainte de référence est de tenir compte de l'effet défavorable de l'excentrement des charges.

** Ces dispositions sont illustrées par les figures suivantes :



B.2.2.3. CONTRAINTE DE RUPTURE DU SOL SOUS CHARGE VERTICALE CENTRÉE

Pour les semelles rectangulaires, il est loisible d'admettre que les contraintes normales sont uniformes sur un rectangle de surface réduite, suivant le modèle de Meyerhof. La valeur de la contrainte normale et les dimensions du rectangle sont choisies de manière à équilibrer les efforts appliqués (**).

B.2.2.2. CONTRAINTE DE RÉFÉRENCE q'_{ref}

La justification des fondations vis-à-vis de certains états-limites est menée à partir d'une contrainte conventionnelle de référence notée q'_{ref} (*). Cette contrainte est définie par l'expression suivante :

$$q'_{ref} = \frac{3 \cdot q'_{max} + q'_{min}}{4}$$

où q'_{max} et q'_{min} sont respectivement les contraintes maximale et minimale (éventuellement nulle) du diagramme des contraintes normales appliqué par la semelle au sol de fondation.

Lorsqu'il est fait usage du modèle de Meyerhof cité en B.2.2.1. ci-dessus, q'_{ref} est prise égale à la contrainte uniforme qui équilibre les actions appliquées (**).

B.2.2.3. CONTRAINTE DE RUPTURE DU SOL SOUS CHARGE VERTICALE CENTRÉE

La contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée, notée q'_u , est calculée en tenant compte de la géométrie de la fondation et en supposant le sol horizontal. Les annexes B.1. et B.2. donnent les méthodes d'évaluation de q'_u en fonction du type d'essai de sol utilisé.

B.2.2.4. DÉFAUTS DE PORTANCE LOCALISÉS

* Cet article vise à se prémunir contre les hétérogénéités de portance du sol.

Lorsqu'il existe des risques de formation de vides ou de fontis sous la fondation, une étude spécifique doit être entreprise.

** Les justifications à apporter dans le cas de radiers ou de semelles isolées sont fixées par le marché.

*** Ces dispositions concernent uniquement les états-limites des matériaux constitutifs de la semelle. Elles ne sont pas à prendre en compte, en particulier, dans le calcul de q'_{ref} .

***.* En pratique, on affecte à cette zone une rigidité réduite du sol. La valeur de cette réduction est fixée par le marché ou proposée au maître d'œuvre.

ARTICLE B.2.3. : COMPORTEMENT VIS-À-VIS DES CHARGES HORIZONTALES

* La prise en compte d'une réaction du terrain sur les faces latérales de la fondation ne peut être envisagée qu'à condition :

- que ce terrain soit soigneusement compacté, s'il est rapporté ;
- qu'aucun phénomène (affouillements, travaux ultérieurs, etc.) ne soit susceptible de modifier sa géométrie ;
- que les déplacements nécessaires pour mobiliser cette réaction soient compatibles avec les états-limites relatifs à la structure portée.

B.2.2.4. DÉFAUTS DE PORTANCE LOCALISÉS (*)

Les dispositions du présent article ne sont applicables qu'aux semelles filantes (**) recevant des efforts concentrés et situées sur un terrain susceptible de présenter des défauts de portance localisés. Dans ce cas, on tient compte, pour l'évaluation des sollicitations dans la semelle (***), d'une absence de réponse partielle ou totale du sol sur toute la largeur de la semelle et sur une longueur égale au 1/5 de sa longueur totale sans toutefois excéder cinq mètres (***.*). Pour chaque section de la semelle, la position de ce défaut de portance est choisie de telle sorte qu'elle y engendre les sollicitations les plus défavorables.

ARTICLE B.2.3. : COMPORTEMENT VIS-À-VIS DES CHARGES HORIZONTALES

Sauf prescription différente du marché, les charges horizontales sont supposées être intégralement reprises par les forces de frottement s'exerçant à l'interface entre le sol et la fondation (*).

Il est cependant loisible de tenir compte d'une réaction du terrain sur les faces latérales de la fondation dans les justifications relatives aux états-limites ultimes sous combinaisons accidentelles, dans la mesure où il existe une certitude que cette réaction peut être effectivement mobilisée.

CHAPITRE B.3. JUSTIFICATIONS

ARTICLE B.3.1. : ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION DU SOL

B.3.1.1. ÉTATS-LIMITES ULTIMES DE MOBILISATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE

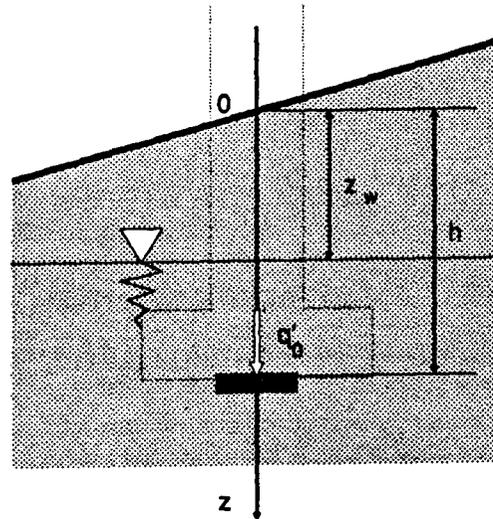
* Il est à noter que q'_0 , ainsi que q'_u représentent ici des contraintes intergranulaires (ou effectives). Comme l'indique le commentaire (*) de l'article B.2.2.1., l'étude du comportement à court terme des sols fins amènera en général à adapter ces prescriptions pour raisonner en termes de contraintes totales.

Lorsque la base de la semelle est oblique, ou lorsque la fondation est établie sur un terrain en pente, q'_0 représente la pression verticale des terres calculée au niveau du centre géométrique de la semelle.

La figure ci-contre donne un exemple de calcul de q'_0 :

$$q'_0 = \int_0^h \gamma \cdot dz - (h - z_w) \cdot \gamma_w$$

** Il s'agit en particulier des fondations sur sol en pente ou situées en crête de talus.



CHAPITRE B.3. JUSTIFICATIONS

ARTICLE B.3.1. : ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION DU SOL

B.3.1.1. ÉTATS-LIMITES ULTIMES DE MOBILISATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux états-limites ultimes, définies aux articles A.5.2.1. et A.5.2.2.

Pour chaque combinaison d'actions on vérifie que :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \cdot i_{\delta\beta} + q'_0$$

où :

- q'_{ref} est définie à l'article B.2.2.2.
- q'_u est définie à l'article B.2.2.3.
- q'_0 représente la contrainte verticale effective (*) que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci. S'il existe une nappe de niveau variable, cette contrainte est à calculer dans la situation dans laquelle la fondation est justifiée.
- $i_{\delta\beta}$ est un coefficient minorateur tenant compte de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation (**). A défaut d'autres modèles fixés par le marché ou soumis au maître d'œuvre, $i_{\delta\beta}$ est évalué suivant les indications de l'annexe F.1.

Sauf disposition différente du marché, γ_q prend la valeur 2.

B.3.1.2. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

* Comme dans le cas des pieux (*cf.* chapitre C.4.), les justifications vis-à-vis des états-limites de service devraient normalement être conduites par rapport à la contrainte de fluage q'_c . Malheureusement, le faible nombre d'essais disponibles ne permet pas, pour les semelles, de déduire facilement q'_c de q'_u .

Dans le cas présent, si l'on admet que $q'_c \sim q'_u / 2$, la vérification demandée revient à une vérification par rapport à q'_c , avec $\gamma_m = 1,5$.

ARTICLE B.3.2. : ÉTAT-LIMITE DE RENVERSEMENT

ARTICLE B.3.3. : ÉTAT-LIMITE DE SERVICE DE DÉCOMPRESSION DU SOL

B.3.1.2. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux combinaisons rares des états-limites de service, définies à l'article A.5.3,1.

Pour chaque combinaison d'actions on vérifie que :

$$q'_{ref} \leq \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) \cdot i_{\delta p} + q'_0$$

Sauf disposition différente du marché, γ_q prend la valeur 3 (*).

ARTICLE B.3.2. : ÉTAT-LIMITE DE RENVERSEMENT

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux états-limites ultimes, définies aux articles A.5.2,1. et A.5.2,2.

La surface de sol comprimé sous la fondation doit être au moins égale à 10 % de la surface totale de celle-ci.

ARTICLE B.3.3. : ÉTAT-LIMITE DE SERVICE DE DÉCOMPRESSION DU SOL

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux états-limites de service, définies à l'article A.5.3.

Le sol sous la fondation doit rester entièrement comprimé sous combinaisons fréquentes.

La surface de sol comprimé sous la fondation doit être au moins égale à 75 % de sa surface totale sous combinaisons rares.

ARTICLE B.3.4. : ÉTAT-LIMITE ULTIME DE GLISSEMENT

* Les justifications demandées correspondent aux caractéristiques à long terme (ou drainées) du sol. Pour les sols cohérents, il convient de s'assurer qu'il n'existe pas de risque de glissement à court terme. Si un tel risque existe, il doit en général y être remédié par des dispositions constructives adéquates plutôt que par le dimensionnement de la fondation.

** Dans cette expression, la composante V_d des efforts intervient comme une « résistance ». On veillera à respecter le principe de cohérence en attribuant le même coefficient pondérateur aux parties de V_d et de H_d provenant d'une même action.

*** Le frottement sous la base de la semelle est généralement de type rugueux. Il en résulte que les plans de glissement éventuels sont contenus dans le sol de fondation, de sorte qu'il est admis de prendre un coefficient de frottement sol-semelle égal à $\tan \varphi'$.

***.* L'attention est attirée sur le fait que la mobilisation totale de la cohésion est incertaine ; c'est pour cette raison, entre autres, que le coefficient γ_{g2} est supérieur à γ_{g1} . D'une façon générale, la plus grande prudence est conseillée quant au choix de la valeur de c' adoptée dans les calculs. En tout état de cause, il est fortement recommandé de limiter celle-ci à 75 kPa.

ARTICLE B.3.5. : ÉTATS-LIMITES CONCERNANT LES MATÉRIAUX CONSTITUTIFS DE LA FONDATION

* Seul l'article A.3.1.4. introduit un changement par rapport aux règles B.A.E.L. dans le cas des fondations superficielles.

ARTICLE B.3.4. : ÉTAT-LIMITE ULTIME DE GLISSEMENT

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles relatives aux états-limites ultimes, définies aux articles A.5.2,1. et A.5.2,2.

Pour chaque combinaison d'actions, on vérifie que (*) :

$$H_d \leq \frac{V_d \cdot \tan \varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c' \cdot A'}{\gamma_{g2}} \quad (**)$$

avec les notations suivantes :

- H_d et V_d : composantes de calcul horizontale et verticale de l'effort appliqué à la fondation,
- A' : surface comprimée de celle-ci,
- φ' : angle de frottement interne du sol (***),
- c' : cohésion (***.*).

Sauf dispositions différentes du marché :

- γ_{g1} est pris égal à 1,2,
- γ_{g2} est pris égal à 1,5.

ARTICLE B.3.5. : ÉTATS-LIMITES CONCERNANT LES MATÉRIAUX CONSTITUTIFS DE LA FONDATION

Les sollicitations de calcul à considérer sont définies aux articles A.5.2,1., A.5.2,2. et A.5.3.

Les justifications sont conduites conformément aux règles B.A.E.L. en tenant compte des caractères des matériaux définis au chapitre A.3. (*).

ARTICLE B.3.6. : ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ D'ENSEMBLE

* Le cas de fondations sur terrain naturel en pente doit en général faire l'objet d'une analyse spécifique.

** Pour les sols en place, il convient de vérifier qu'il n'existe pas de lignes de rupture préférentielles dues, par exemple, au pendage des couches ou à la présence d'une couche moins consistante de faible épaisseur. Lorsqu'une telle ligne existe, il convient de vérifier la stabilité le long de celle-ci, avec les mêmes modalités que pour les ruptures circulaires.

*** Il faudrait normalement considérer un schéma de rupture tridimensionnel mais, le rapport longueur sur largeur des fondations ayant en général une valeur élevée, il est admis de considérer une surface cylindrique. Dans certains cas particuliers de fondations concentrées, des justifications plus élaborées que celles explicitées dans cet article peuvent être prescrites par le marché ou proposées au maître d'œuvre.

B.3.6.1. VÉRIFICATIONS RELATIVES À LA SITUATION INITIALE

* Conformément aux D.C.79, les résistances de calcul, obtenues en divisant les résistances caractéristiques par un coefficient γ_m , sont indicées par « d ».

** L'attention est attirée sur les incertitudes affectant la mesure de la cohésion, ainsi que sur sa variabilité possible dans le temps.

*** Il est conseillé d'utiliser la méthode de Bishop dans les cas courants. La vérification à effectuer consiste alors à s'assurer que $F \geq 1$ pour tous les cercles, les caractéristiques du sol étant prises égales à φ_d et c_d .

B.3.6.2. VÉRIFICATIONS RELATIVES À LA SITUATION FINALE

ARTICLE B.3.6. : ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ D'ENSEMBLE

Le présent article ne traite que du cas des fondations en tête de talus de déblai ou rapporté (*).

Sauf dispositions différentes du marché, on suppose l'existence d'une ligne de rupture circulaire (**) contenue dans le sol, le long de laquelle sont mobilisés des efforts résistants s'opposant à l'action d'efforts moteurs (***).

Les sollicitations de calcul à considérer sont définies à l'article A.5.2.3.

B.3.6.1. VÉRIFICATIONS RELATIVES À LA SITUATION INITIALE

La ligne de rupture la plus défavorable doit rester stable en considérant les paramètres de calcul φ_d et c_d (*) tels que :

$$\operatorname{tg} \varphi_d = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{1,20} \quad \text{et} \quad c_d = \frac{c}{1,50}$$

φ et c désignant l'angle de frottement et la cohésion (**) en chaque point de la ligne considérée, avec leurs valeurs à court terme ou à long terme, suivant la justification envisagée (***).

B.3.6.2. VÉRIFICATIONS RELATIVES À LA SITUATION FINALE

Les mêmes vérifications que ci-dessus sont effectuées, en se restreignant aux cercles de rupture ne coupant pas la semelle de fondation, mais en prenant en compte les charges apportées par celle-ci.

CHAPITRE B.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

ARTICLE B.4.1. : DISPOSITIONS GÉNÉRALES DE CONCEPTION

B.4.1,1. NIVEAU D'APPUI

* Par effets climatiques, on entend gel et dessiccation. En ce qui concerne le gel, cette profondeur est fonction de la nature du sol et du climat. Même si le sol ne gèle pas profondément, la teneur en eau du sol sous-jacent peut être modifiée fortement par le gel. La portance du sol s'améliorant en général avec la profondeur, il est indiqué de descendre au moins à 0,50 m en pays tempéré et d'aller parfois au-delà d'un mètre en montagne, compte tenu de l'altitude et de la nature du sol.

** Cf. article A.4.1,3.

B.4.1,2. FONDATIONS EN TÊTE DE TALUS

B.4.1,3. ENROBAGE DES ARMATURES

CHAPITRE B.4. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

ARTICLE B.4.1. : DISPOSITIONS GÉNÉRALES DE CONCEPTION

B.4.1,1. NIVEAU D'APPUI

Le niveau d'appui d'une fondation est descendu à une profondeur suffisante pour mettre le sol d'assise à l'abri des effets climatiques (*). Dans les terrains meubles, cette profondeur ne peut être inférieure à 0,50 m.

En site aquatique affouillable, le niveau d'appui de la fondation sur le sol doit être situé :

- au-dessous de la cote d'affouillement (**) s'il s'agit de terrains résistants ou rocheux dans lesquels l'évolution des affouillements est reconnue lente ;
- au moins 0,50 m au-dessous de la cote d'affouillement dans le cas contraire.

B.4.1,2. FONDATIONS EN TÊTE DE TALUS

Le bord inférieur d'une semelle implantée en tête d'un talus ou sur une pente, en terrains meubles, ne peut être situé à moins de deux mètres (2,00 m) de la surface du talus ou de la pente, cette distance étant mesurée dans le plan horizontal passant par le bord inférieur de la fondation.

B.4.1,3. ENROBAGE DES ARMATURES

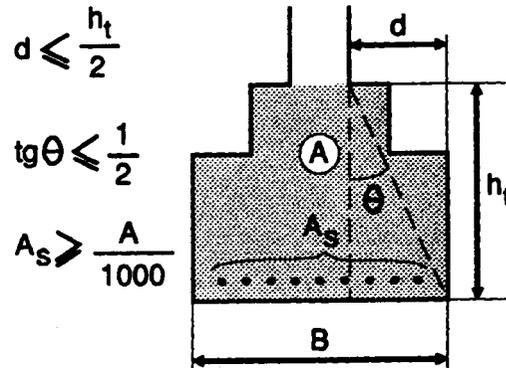
L'enrobage des armatures est fixé conformément aux règles B.A.E.L., sans être inférieur à 5 cm sur les faces bétonnées à pleine fouille. Cet enrobage est compté à partir, soit de la paroi du coffrage, soit de la surface du béton de propreté.

ARTICLE B.4.2. : SEMELLES NON CALCULÉES À LA FLEXION

* Ces semelles peuvent être envisagées sur terrain très résistant ou rocheux.

** Le débord est la distance du parement de l'appui (mur, voile, etc.) au bord de la semelle.

*** Ces dispositions sont illustrées par la figure suivante :



ARTICLE B.4.3. : SEMELLES CALCULÉES À LA FLEXION

B.4.3.1. ÉPAISSEUR

B.4.3.2. ARMATURES LONGITUDINALES

ARTICLE B.4.2. : SEMELLES NON CALCULÉES À LA FLEXION (*)

Une semelle continue soumise à une charge répartie longitudinalement et centrée transversalement peut ne pas être armée à la flexion si elle satisfait aux conditions suivantes :

- son épaisseur totale est au moins égale au double de son débord (**);
- elle comporte des armatures longitudinales réparties sur toute sa largeur ; la section de ces armatures, sur la face inférieure de la semelle, ne peut être inférieure au un millième (1/1000) de la section transversale de la semelle (**).

ARTICLE B.4.3. : SEMELLES CALCULÉES À LA FLEXION

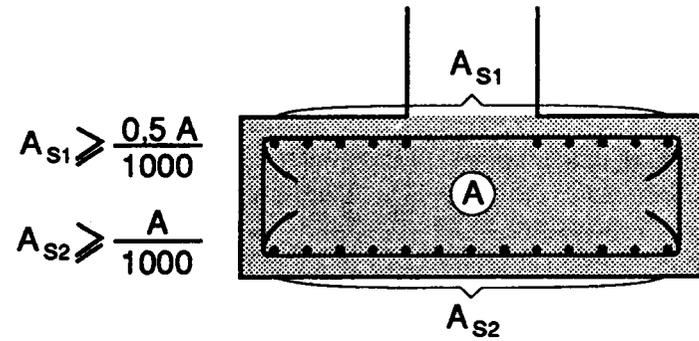
B.4.3.1. ÉPAISSEUR

L'épaisseur ne peut être inférieure à 0,50 m dans le cas des fondations de ponts.

B.4.3.2. ARMATURES LONGITUDINALES

Les semelles continues non soumises à des efforts concentrés comprennent des armatures longitudinales réparties sur toute leur largeur ; la section minimale de ces armatures est définie par la plus restrictive des deux conditions suivantes :

* Ces dispositions sont illustrées par la figure suivante :



- au moins un millième (1/1000) de la section transversale de la semelle sur la face inférieure de celle-ci et la moitié de cette valeur (0,5/1000) sur sa face supérieure (*) ;
- par mètre de largeur de la semelle, au moins le quart (1/4) de la section des aciers de flexion par mètre de longueur.

TROISIÈME PARTIE

FONDATIONS PROFONDES

SOMMAIRE

	Pages
C.1. - DOMAINE D'APPLICATION	38
C.2. - MODÈLES DE COMPORTEMENT EN L'ABSENCE DE DÉPLACEMENTS D'ENSEMBLE DU SOL	38
C.2.1. - Comportement axial d'un élément isolé	38
C.2.2. - Comportement transversal d'un élément isolé	39
C.2.3. - Comportement de la fondation complète	41
C.3. - MODÈLES DE COMPORTEMENT EN PRÉSENCE DE DÉPLACEMENTS D'ENSEMBLE DU SOL	43
C.3.1. - Frottement négatif sur un élément isolé de fondation	44
C.3.2. - Comportement d'ensemble d'une fondation soumise à des frottements négatifs	44
C.3.3. - Règles de cumul des frottements négatifs et des charges dues aux actions variables	45
C.3.4. - Comportement d'un élément isolé vis-à-vis de déplacements horizontaux du sol	46
C.3.5. - Comportement d'ensemble de la fondation vis-à-vis de déplacements horizontaux du sol	47
C.4. - JUSTIFICATIONS	47
C.4.1. - États-limites de mobilisation du sol	47
C.4.2. - États-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation	50
C.4.3. - État-limite ultime de stabilité d'ensemble	53
C.5. - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	54
C.5.1. - Dispositions générales de conception	54
C.5.2. - Pieux préfabriqués en béton armé	54
C.5.3. - Pieux tubulaires en béton précontraint	55
C.5.4. - Pieux exécutés en place et barrettes	56
C.5.5. - Puits	59

CHAPITRE C.1.

DOMAINE D'APPLICATION

* En règle générale, on peut considérer qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement D_e , telle qu'elle est définie à l'annexe E.2., est supérieure à cinq fois sa largeur.

CHAPITRE C.2.

MODÈLES DE COMPORTEMENT EN L'ABSENCE DE DÉPLACEMENTS D'ENSEMBLE DU SOL

ARTICLE C.2.1. : COMPORTEMENT AXIAL D'UN ÉLÉMENT ISOLÉ

* Pour les pieux possédant une forte hauteur libre ou traversant des épaisseurs importantes de sols inconsistants, il peut s'avérer nécessaire de tenir compte du poids propre du pieu, éventuellement déjaugé, dans l'évaluation des sollicitations et dans l'évaluation des paramètres de charge.

CHAPITRE C.1.

DOMAINE D'APPLICATION

Les prescriptions de la présente partie C s'appliquent aux fondations constituées d'un ou plusieurs éléments, pouvant être individuellement assimilés à des éléments de fondation profonds (*).

CHAPITRE C.2.

MODÈLES DE COMPORTEMENT EN L'ABSENCE DE DÉPLACEMENTS D'ENSEMBLE DU SOL

ARTICLE C.2.1. : COMPORTEMENT AXIAL D'UN ÉLÉMENT ISOLÉ

À défaut de méthode plus élaborée, la justification des fondations profondes est menée à partir de modèles de comportement simplifiés permettant de relier les déplacements de la tête de chaque élément constituant la fondation aux sollicitations s'exerçant sur celle-ci.

Le comportement d'un élément de fondation isolé sous charge axiale de compression est caractérisé par la loi charge axiale en tête (*) - enfoncement de la tête.

Cette loi définit deux paramètres de charge :

- la charge de fluage Q_c ,
- la charge limite Q_u .

Dans certains cas, il peut être également nécessaire de faire intervenir les deux paramètres de charge homologues vis-à-vis des charges de traction :

- la charge de fluage en traction Q_{tc} ,
- la charge limite en traction Q_{tu} .

C.2.1,1. DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE CHARGE

* L'annexe C.1. définit les conditions que doit remplir un essai statique de chargement pour qu'il puisse être considéré comme représentatif. En général, on ne tire pas directement de celui-ci les valeurs de Q_c et de Q_u , mais on en déduit les moyens de les déterminer dans la configuration réelle de la fondation.

C.2.1,2. RIGIDITÉ AXIALE VIS-À-VIS DE L'EFFORT NORMAL

* L'annexe G.4. présente deux modèles qu'il est également loisible d'utiliser.

** La distinction entre charges de courte durée et de longue durée d'application est essentiellement fonction du comportement rhéologique du sol. Dans les cas usuels il n'existe généralement pas d'ambiguïté pour établir cette distinction compte tenu de la nature des actions.

C.2.1,3. RIGIDITÉ DE TORSION AXIALE

ARTICLE C.2.2. : COMPORTEMENT TRANSVERSAL D'UN ÉLÉMENT ISOLÉ

C.2.1,1. DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE CHARGE

À défaut d'essais statiques de chargement représentatifs (*), les valeurs de Q_c , Q_u , Q_{tc} et Q_{tu} sont déterminées suivant l'annexe C.2., complétée par les indications de l'annexe C.3. (essais au pressiomètre Ménard) ou C.4. (essais pénétrométriques).

C.2.1,2. RIGIDITÉ AXIALE VIS-À-VIS DE L'EFFORT NORMAL

Pour le calcul des sollicitations, on admet que l'élément de fondation se comporte de façon élastique et linéaire. À défaut de modèle plus élaboré (*), la rigidité axiale de l'élément est calculée en supposant l'élément libre sur sa surface latérale et encastré au niveau de sa pointe. On définit ainsi deux rigidités :

- R_v vis-à-vis des charges de longue durée d'application (**),
- R_i vis-à-vis des charges de courte durée d'application.

C.2.1,3. RIGIDITÉ DE TORSION AXIALE

La rigidité de torsion axiale ne peut être prise en compte que si des dispositions constructives adéquates sont prises pour encastrer les éléments de fondation dans la semelle vis-à-vis de la torsion.

À défaut de modèle plus élaboré, la rigidité de torsion de l'élément est calculée en supposant l'élément libre sur sa surface latérale et encastré au niveau de sa pointe.

Comme pour la rigidité axiale, la rigidité de torsion dépend de la durée d'application des charges.

ARTICLE C.2.2. : COMPORTEMENT TRANSVERSAL D'UN ÉLÉMENT ISOLÉ

Le comportement transversal est caractérisé par les relations liant le déplacement et la rotation de la tête de l'élément aux efforts tranchants et aux moments fléchissants qui y sont appliqués.

C.2.2.1. MODÉLISATION DE L'INTERACTION SOL-ÉLÉMENT DE FONDATION EN PARTIE COURANTE DU FÛT

C.2.2.1. MODÉLISATION DE L'INTERACTION SOL-ÉLÉMENT DE FONDATION EN PARTIE COURANTE DU FÛT

Comme dans le cas du comportement axial, on définit deux types de lois effort - déplacement transversal, l'une vis-à-vis des sollicitations de longue durée d'application, l'autre vis-à-vis des sollicitations de courte durée d'application. À une profondeur donnée, ces lois donnent, localement, la relation entre le déplacement transversal δ et la densité linéique de forces r résultant de ce déplacement.

Ces lois sont notées :

- $r_v = \Phi_v(\delta_v)$ pour les sollicitations de longue durée d'application,
- $r_i = \Phi_i(\delta_i)$ pour les sollicitations de courte durée d'application.

Le mode de construction de ces lois est donné à l'annexe C.5.

C.2.2.11. LOI EFFORT-DÉPLACEMENT POUR UN TYPE DE SOLlicitATION DONNÉ

C.2.2.11. LOI EFFORT-DÉPLACEMENT POUR UN TYPE DE SOLlicitATION DONNÉ

* On peut citer parmi les cas qui doivent en général faire l'objet d'une analyse non linéaire l'effet des chocs de véhicules ou de bateaux sur un appui.

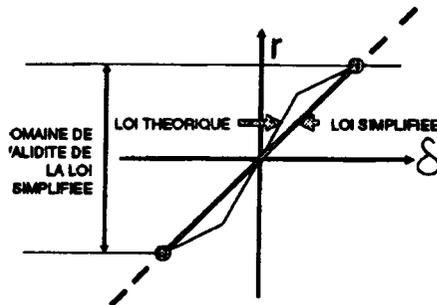
Dans les cas usuels (*), il est loisible de ne retenir que la partie linéaire des lois définies à l'annexe C.5., relative aux petits déplacements, à condition (**):

** Il est à noter que ces simplifications supposent que l'attribution de caractéristiques minimales aux lois de comportement du sol aboutit aux sollicitations les plus défavorables en tout point de la structure. Il y a donc lieu d'apprécier dans quels cas ces simplifications sont admissibles (cf. article A.1.4).

- de négliger la présence des sols pour lesquels le palier plastique risquerait d'être dépassé,
- de vérifier, pour les combinaisons d'actions considérées, que le domaine de validité de la loi n'est pas dépassé dans les couches qui ont été prises en compte. Il est également admis de représenter une loi bilinéaire ou trilinéaire par une loi linéaire sécante, en s'assurant que le palier plastique n'est pas dépassé (**).

*** Cette approximation est illustrée par le schéma ci-après.

À défaut de mesures ou d'éléments plus représentatifs, il est loisible, lorsque les éléments de fondation traversent un sol rapporté de bonnes caractéristiques et soigneusement compacté, d'assimiler ce remblai à un sol granulaire de pression limite $p_1 = 1$ MPa et de module pressiométrique $E_M = 10$ MPa, ces valeurs étant toutefois à justifier par des contrôles d'exécution.



C.2.2.2. RIGIDITÉ DE FLEXION

* Ces simplifications reviennent à considérer ce que l'on appelle communément les sections « brutes ».

Il est toutefois rappelé que cette approximation n'est admissible que dans la mesure où les rapports de déformabilité des différentes pièces n'est pas fondamentalement changé.

C.2.2.3 MOBILISATION DE L'INTERACTION SOL-BASE

* Cette modélisation, dite « pointe libre » revient à négliger les frottements qui peuvent se développer entre le sol et la base du pieu, ainsi que l'excentrement de l'effort normal.

Dans le cas de pieux ancrés dans un substratum, traditionnellement calculés avec des conditions dites de « pointe articulée » ou « encastrée », suivant la longueur de l'ancrage, on conservera l'hypothèse de la « pointe libre » en schématisant le substratum par un sol de rigidité élevée.

ARTICLE C.2.3. : COMPORTEMENT DE LA FONDATION COMPLÈTE

C.2.3.1. RIGIDITÉ AXIALE DES ÉLÉMENTS

* Il s'agit ici de modèles destinés au calcul des sollicitations. Ainsi, cette hypothèse n'exclut pas que la charge limite d'une fondation composée de n éléments puisse être inférieure à n fois la charge limite d'un élément isolé (effet de groupe).

C.2.2.2. RIGIDITÉ DE FLEXION

Pour le calcul des sollicitations, il est loisible d'utiliser les simplifications admises par les règles B.A.E.L. (*). Cependant, pour les pieux en béton munis d'une gaine épaisse, on tient compte de cette dernière dans le calcul de la rigidité de flexion en lui attribuant son épaisseur initiale.

C.2.2.3. MODÉLISATION DE L'INTERACTION SOL-BASE

On admet que les déplacements transversaux et les rotations de la base d'un pieu ne mobilisent aucune réaction de la part du sol, c'est-à-dire que l'effort tranchant et le moment fléchissant sont nuls au niveau de celle-ci (*).

Lorsque l'interaction sol-base intervient de façon notable (barrettes ou puits de grandes dimensions transversales, pieux courts, etc.), il est loisible de retenir des lois de comportement plus élaborées.

ARTICLE C.2.3. : COMPORTEMENT DE LA FONDATION COMPLÈTE

Les prescriptions du présent article s'appliquent aux cas de fondations profondes composées d'un ou plusieurs éléments verticaux de même section transversale. Dans le cas contraire, des adaptations sont nécessaires pour représenter au mieux le comportement de la fondation.

Pour le calcul des sollicitations dans les différents éléments de la structure, on admet les modélisations conventionnelles décrites ci-après.

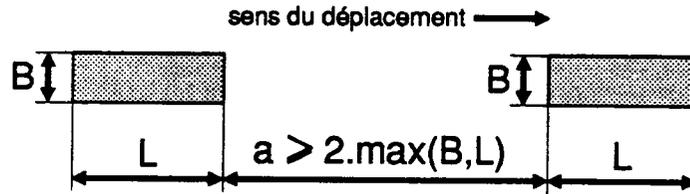
C.2.3.1. RIGIDITÉ AXIALE DES ÉLÉMENTS

Les lois de comportement axial des éléments de fondation ne sont pas influencées par la présence des éléments voisins (*).

C.2.3,2. COMPORTEMENT TRANSVERSAL DES ÉLÉMENTS

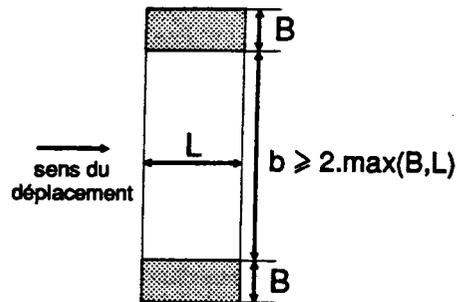
C.2.3,21. ÉLÉMENTS PLACÉS DANS LE SENS DU DÉPLACEMENT

* Cette condition est illustrée par la figure suivante :



C.2.3,22. ÉLÉMENTS PLACÉS PERPENDICULAIREMENT AU SENS DU DÉPLACEMENT

* Cette condition est illustrée par la figure suivante :



C.2.3,2. COMPORTEMENT TRANSVERSAL DES ÉLÉMENTS

C.2.3,21. ÉLÉMENTS PLACÉS DANS LE SENS DU DÉPLACEMENT

On admet que les lois de comportement transversal de n ($n > 1$) éléments de fondation alignés dans le sens du déplacement n'interfèrent pas si la distance a de nu à nu entre ces éléments satisfait la condition (*) :

$$a \geq 2 \cdot \max(B, L)$$

où :

- B est la plus grande largeur des éléments mesurée perpendiculairement au déplacement,
- L est la longueur des éléments mesurée dans le sens du déplacement.

Dans le cas contraire, les lois effort-déplacement des éléments sont définies en tenant compte de leur interaction. À défaut d'autres dispositions fixées par le marché ou soumises au maître d'œuvre, cette interaction est évaluée suivant les indications de l'annexe G.1.

C.2.3,22. ÉLÉMENTS PLACÉS PERPENDICULAIREMENT AU SENS DU DÉPLACEMENT

On admet que les lois de comportement transversal de n ($n > 1$) éléments de fondation situés perpendiculairement au sens du déplacement n'interfèrent pas si la distance b de nu à nu entre ces éléments satisfait la condition (*) :

$$b \geq 2 \cdot \max(B, L)$$

où B et L gardent la même signification qu'à l'article C.2.3,21. ci-dessus.

Dans le cas contraire, les lois effort-déplacement des éléments sont définies en tenant compte de leur interaction réciproque. À défaut d'autres dispositions fixées par le marché ou soumises au maître d'œuvre, cette interaction est évaluée suivant les indications de l'annexe G.1.

C.2.3.3. ENCASTREMENT DES ÉLÉMENTS DANS LA SEMELLE DE LIAISON

C.2.3.3. ENCASTREMENT DES ÉLÉMENTS DANS LA SEMELLE DE LIAISON

Pour le calcul des sollicitations, le contact entre les éléments de fondation et la semelle est modélisé, soit par un encastrement, soit par une articulation, en fonction du type d'élément de fondation utilisé et des dispositions constructives adoptées.

Sauf dispositions différentes du marché, toute hypothèse intermédiaire est à exclure.

C.2.3.4. COMPORTEMENT DE LA SEMELLE DE LIAISON

C.2.3.4. COMPORTEMENT DE LA SEMELLE DE LIAISON

Pour le calcul des sollicitations, il est loisible de considérer la semelle de liaison comme un corps infiniment rigide si elle respecte la condition :

$$h \geq d/2,5$$

h désignant la hauteur de la semelle et d le plus grand entraxe entre deux éléments de fondation voisins.

CHAPITRE C.3.

CHAPITRE C.3.

MODÈLES DE COMPORTEMENT EN PRÉSENCE DE DÉPLACEMENTS D'ENSEMBLE DU SOL

MODÈLES DE COMPORTEMENT EN PRÉSENCE DE DÉPLACEMENTS D'ENSEMBLE DU SOL

* Le déplacement d'ensemble du sol peut avoir des origines diverses telles que, par exemple :

- l'action d'un remblai sur un sol compressible, qui se traduit par un tassement vertical et éventuellement par un déplacement horizontal,
- le rabattement d'une nappe,
- l'instabilité d'un versant.

Le déplacement d'ensemble du sol (*) engendrant une fondation profonde engendre sur celle-ci des sollicitations dont il est tenu compte dans les justifications (**).

** L'attention est attirée sur la difficulté à bien appréhender l'intensité de ces sollicitations, malgré l'apparente rigueur des modèles théoriques. Il est fortement conseillé de réduire le plus possible ce type d'efforts par un choix approprié de la conception de la fondation et du phasage des travaux.

*** Dans les autres cas, la fondation doit être justifiée à partir des modèles qui semblent le plus appropriés, éventuellement obtenus en adaptant les principes énoncés dans ce chapitre.

ARTICLE C.3.1. : FROTTEMENT NÉGATIF SUR UN ÉLÉMENT ISOLÉ DE FONDATION

* Il résulte de l'origine de ce phénomène que l'intensité des frottements négatifs augmente avec le temps, pour atteindre sa valeur maximale en fin de consolidation du sol.

C.3.1,1. INTENSITÉ DU FROTTEMENT NÉGATIF

* Sont visés essentiellement des modèles plus simples mais plus pessimistes que ceux de ladite annexe, qui peuvent s'avérer suffisants dans certains cas.

C.3.1,2. POINT NEUTRE

* Le point neutre est théoriquement le point du pieu dont le tassement est égal au tassement du sol.

C.3.1,3. FROTTEMENT NÉGATIF TOTAL

ARTICLE C.3.2. : COMPORTEMENT D'ENSEMBLE D'UNE FONDATION SOUMISE À DES FROTTEMENTS NÉGATIFS

* Lorsque le frottement négatif est faible on pourra, par exemple, faire l'hypothèse pessimiste que le frottement négatif sur chaque élément reste égal à celui d'un élément supposé isolé.

Les modèles de comportement définis ci-après sont applicables lorsque (***) :

- la fondation est uniquement composée d'éléments verticaux identiques reliés en tête par une semelle rigide,
- les déplacements du sol sont provoqués par le chargement des terrains en place.

ARTICLE C.3.1. : FROTTEMENT NÉGATIF SUR UN ÉLÉMENT ISOLÉ DE FONDATION

Un tassement relatif du sol par rapport à une section donnée d'un élément de fondation engendre sur le périmètre de celle-ci des contraintes de frottement dirigées vers le bas appelées frottements négatifs (*).

C.3.1,1. INTENSITÉ DU FROTTEMENT NÉGATIF

À une profondeur z donnée, l'intensité de la contrainte de frottement négatif est notée τ_n .

À défaut d'autres modèles fixés par le marché ou soumis au maître d'œuvre (*), τ_n est évalué suivant les indications de l'annexe G.2.

C.3.1,2. POINT NEUTRE

Le point neutre est le point de l'axe de l'élément au-dessus duquel les sections de celui-ci sont soumises au frottement négatif (*).

C.3.1,3. FROTTEMENT NÉGATIF TOTAL

La somme des contraintes de frottement négatif sur l'ensemble de la section latérale située au-dessus du point neutre constitue le frottement négatif total sur l'élément isolé.

ARTICLE C.3.2. : COMPORTEMENT D'ENSEMBLE D'UNE FONDATION SOUMISE À DES FROTTEMENTS NÉGATIFS

À défaut d'autres modèles fixés par le marché ou soumis au maître d'œuvre (*), le frottement négatif F_{ni} subi par l'élément n° i de la fondation est évalué suivant les indications de l'annexe G.2.

ARTICLE C.3.3. : RÈGLES DE CUMUL DES FROTTEMENTS NÉGATIFS ET DES CHARGES DUES AUX ACTIONS VARIABLES

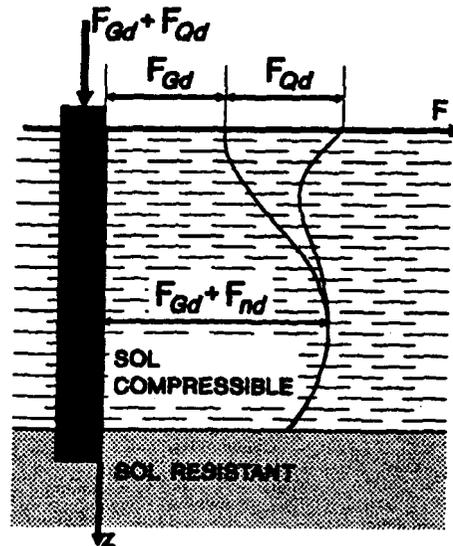
* La nécessité de telles règles provient du fait que la répartition de l'effort normal le long du fût des éléments est différente dans le cas du frottement négatif et dans le cas des charges variables. Il n'y a donc pas cumul des maxima.

Le schéma ci-contre illustre ce comportement pour un élément isolé.

À l'heure actuelle, il n'existe pas de modèle satisfaisant permettant de prévoir la répartition de l'effort normal le long du fût pour chaque type de sollicitation ; surtout dans le cas le plus courant de fondations comprenant plusieurs éléments.

** Conformément aux D.C.79, les valeurs de calcul des actions, obtenues en multipliant leurs valeurs représentatives par le coefficient γ_{F1} , sont indiquées par "d".

*** F_{Gd} comprend, lorsqu'elle existent, les valeurs quasi permanentes des actions variables.



Les charges de fluage Q_c et limite Q_u sont estimées en supposant que le frottement latéral est nul au-dessus du point neutre déterminé pour un élément supposé isolé.

ARTICLE C.3.3. : RÈGLES DE CUMUL DES FROTTEMENTS NÉGATIFS ET DES CHARGES DUES AUX ACTIONS VARIABLES (*)

À défaut de modèle plus représentatif, on adopte les dispositions ci-après.

Soit F_{Nd} le frottement négatif de calcul (**), sur un élément de fondation, F_{Gd} l'effort normal de calcul dû aux autres actions permanentes et F_{Qd} l'effort normal de calcul dû aux actions variables sur ce même élément (**).

1) Pour les justifications vis-à-vis desquelles l'effort normal présente un caractère défavorable, on admet que celui-ci est constant le long du fût et égal à :

$$F_d = \max(F_{Nd}; F_{Qd}) + F_{Gd}$$

***.* Cette disposition se justifie notamment par le fait que les déplacements nécessaires pour inverser le sens du frottement sont plus importants dans le cas d'une culée que dans le cas d'un pieu.

***.** Les justifications visées sont notamment celles relatives à la flexion composée dans l'élément de fondation. Par ailleurs, il est rappelé que l'article A.5.2,1. impose d'adopter $\gamma_{sn} = 1$ dans ce cas.

ARTICLE C.3.4. : COMPORTEMENT D'UN ÉLÉMENT ISOLÉ VIS-À-VIS DE DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX DU SOL

* Lorsqu'une fondation doit être justifiée vis-à-vis d'un déplacement horizontal du sol, l'amplitude de ce déplacement est en général suffisamment importante pour nécessiter une analyse non linéaire du comportement. Les lois de comportement développées au chapitre C.2. ne pourront donc généralement pas être adoptées.

** Voir également commentaire (**) à l'article A.4.2,34.

Les éventuels frottements négatifs s'exerçant sur la semelle de liaison et les terrains ou parties de structure la surmontant sont considérés comme intégralement reportés en tête des éléments. Leur valeur de calcul s'ajoute donc directement à F_{Gd} (**.*).

2) Pour les justifications vis-à-vis desquelles l'effort normal présente un caractère favorable, on admet que l'effort normal engendré par le frottement négatif sur les éléments de fondation est nul en tête de ceux-ci (**.**).

Par ailleurs, il est tenu compte de l'évolution dans le temps des frottements négatifs (y compris sur la semelle de liaison et les terrains ou parties de structure la surmontant), ce qui peut amener à effectuer certaines justifications avec une valeur réduite, voire nulle, de ceux-ci.

ARTICLE C.3.4. : COMPORTEMENT D'UN ÉLÉMENT ISOLÉ VIS-À-VIS DE DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX DU SOL

Pour la justification des fondations, un déplacement horizontal éventuel du sol est caractérisé par une fonction notée $g(z)$ donnant l'amplitude de ce déplacement en fonction de la profondeur.

À défaut de mesures représentatives, le choix de la fonction $g(z)$ est effectué suivant les indications de l'annexe G.3.

Le comportement de l'élément est modélisé suivant les principes énoncés à l'article C.2.2 en considérant, pour l'étude des actions de longue durée d'application, les déplacements relatifs entre le pieu et le sol (*), ce qui revient à prendre comme expression de r_v :

$$r_v = \Phi_v (\delta_v - \gamma_{sp} \cdot g)$$

Le coefficient γ_{sp} est choisi conformément à l'article A.5.2. (**).

L'attention est attirée sur le fait qu'en présence de déplacements du sol ce sont en général les lois d'interaction sol-structure possédant les caractéristiques maximales qui engendrent les sollicitations les plus défavorables. Il

convient donc de choisir en conséquence les fonctions Φ_i et Φ_v définies à l'article C.2.2,1.

À défaut de modèle plus représentatif, les caractéristiques maximales de ces lois d'interaction sont évaluées suivant les indications de l'annexe C.5.

ARTICLE C.3.5. : COMPORTEMENT D'ENSEMBLE DE LA FONDATION VIS-À-VIS DE DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX DU SOL

* En l'état actuel des connaissances, il est impossible de donner des indications de portée générale lorsque cette condition n'est pas remplie. Il est en particulier fortement déconseillé de prévoir des éléments rapprochés perpendiculairement au sens de déplacement du sol.

ARTICLE C.3.5. : COMPORTEMENT D'ENSEMBLE DE LA FONDATION VIS-À-VIS DE DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX DU SOL

Le comportement d'ensemble de la fondation se déduit des principes énoncés à l'article C.2.3. sous réserve que les éléments de fondation soient suffisamment distants les uns des autres pour que l'on puisse considérer que leurs lois de comportement transversal n'interfèrent pas (*cf.* article C.2.3,2.) (*).

En règle générale, on adopte la même fonction $g(z)$ pour tous les éléments d'une même fondation.

CHAPITRE C.4. JUSTIFICATIONS

ARTICLE C.4.1. : ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION DU SOL

* Il est à noter que les justifications requises concernent uniquement les contraintes mobilisées dans le sol sous l'effet d'un déplacement axial des éléments de fondation, aucune limitation n'étant imposée aux contraintes mobilisées sous l'effet d'un déplacement transversal de ceux-ci. Pour ce dernier type de déplacements, la sécurité porte sur le respect des états-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation et de la structure portée et, le cas échéant, sur le respect des états-limites de déplacement exigés par la structure portée ou fixés par le marché.

** Cet état-limite est destiné à couvrir le phénomène communément appelé « effet de groupe », qui peut conduire à un mécanisme de rupture global du sol enserrant la fondation.

CHAPITRE C.4. JUSTIFICATIONS

ARTICLE C.4.1. : ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION DU SOL

On considère conventionnellement deux catégories d'états-limites (*) :

- états-limites de mobilisation locale du sol,
- états-limites de mobilisation globale du sol (**).

C.4.1,1. ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION LOCALE DU SOL
C.4.1,11. PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

* Pour les pieux possédant une forte hauteur libre ou traversant des épaisseurs importantes de sols inconsistants, il peut s'avérer nécessaire de tenir compte du poids propre du pieu, éventuellement déjaugé, dans l'évaluation des sollicitations et dans l'évaluation des paramètres de charge. Cette façon de procéder donne en outre des résultats plus favorables pour les pieux travaillant en traction.

** Dans le cas de micropieux, se référer à l'annexe C.6.

C.4.1,12. ÉTATS-LIMITES ULTIMES

C.4.1,13. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

* Les éléments de fondation visés ici ne sont normalement pas conçus pour travailler en traction de façon permanente. Ce type de fonctionnement est admis pour les micropieux (voir annexe C.6.) ou pour les tirants d'ancrage, ces derniers ne faisant pas partie du champ d'application du présent fascicule.

C.4.1,1. ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION LOCALE DU SOL
C.4.1,11. PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

Les justifications requises consistent à vérifier que la charge axiale de calcul en tête d'un élément reste comprise entre deux limites notées Q_{min} et Q_{max} .

Il est cependant loisible de considérer la charge axiale totale et de considérer le poids du pieu et le déjaugage éventuel comme des actions (*). Les indications des annexes C.1., C.2. et C.3. doivent alors être modifiées en conséquence.

Les valeurs de Q_{min} et Q_{max} sont définies en C.4.1,12 et C.4.1,13. ci-après en fonction de la combinaison d'actions considérée (**).

C.4.1,12. ÉTATS-LIMITES ULTIMES

Les sollicitations de calcul à considérer sont définies aux articles A.5.2,1. et A.5.2,2.

	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{IU}}{1,40}$	$\frac{Q_U}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{IU}}{1,30}$	$\frac{Q_U}{1,20}$

C.4.1,13. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

Les sollicitations de calcul à considérer sont définies à l'article A.5.3.

	Q_{min}	Q_{max}
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{IC}}{1,40}$	$\frac{Q_C}{1,10}$
Combinaisons quasi permanentes	0 (*)	$\frac{Q_C}{1,40}$

C.4.1,2. ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION GLOBALE DU SOL
C.4.1,21. EFFET DE GROUPE

* Cette justification n'est normalement à apporter que dans le cas d'un groupe de pieux flottants. Un élément de fondation est qualifié de flottant lorsque, pour sa charge de fluage Q_c , l'effort résistant mobilisé par frottement latéral est supérieur à l'effort résistant mobilisé sous la pointe.

C.4.1,22. COMPORTEMENT GLOBAL DE LA FONDATION

* Cette justification n'est normalement à apporter que dans les cas suivants :

- groupe de pieux flottants ;
- groupe de pieux travaillant globalement en traction sous certaines combinaisons d'actions ;
- groupe de pieux mobilisant un effort de pointe dans une couche de bonnes caractéristiques mécaniques mais surmontant une couche de moindres caractéristiques.

** Lorsqu'il y a lieu de justifier la fondation vis-à-vis d'un état-limite de déplacement exigé par la structure portée (calcul du tassement d'un groupe de pieux), il convient de choisir des modèles de comportement appropriés, ces modèles n'étant pas développés dans le présent fascicule.

C.4.1,2. ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION GLOBALE DU SOL
C.4.1,21. EFFET DE GROUPE (*)

On vérifie, pour chaque combinaison d'actions, que :

$$\sum_{i=1}^n F_{di} \leq C_e \cdot n \cdot Q_{\max}$$

avec les notations suivantes :

- F_{di} charge axiale du pieu i ,
- n nombre total de pieux,
- Q_{\max} charge définie aux articles C.4.1,12. et C.4.1,13.,
- C_e « coefficient d'efficacité » du groupe de pieux.

À défaut de méthode plus représentative, le coefficient C_e est calculé suivant les indications de l'annexe G.1.

C.4.1,22. COMPORTEMENT GLOBAL DE LA FONDATION (*)

Pour la justification vis-à-vis de ces états-limites, on admet que l'ensemble des éléments de fondation et du sol qu'ils enserrant se comporte comme un bloc monolithique dont la section droite est délimitée par le plus petit périmètre circonscrit aux éléments.

Cette modélisation aboutit à considérer un élément de fondation unique qui peut-être, suivant son encastrement, superficiel, semi-profond ou profond.

Cet élément est justifié vis-à-vis des états-limites de mobilisation locale du sol conformément aux articles correspondants du présent fascicule (**), y compris lorsque la fondation est soumise à des frottements négatifs.

ARTICLE C.4.2. : ÉTATS-LIMITES CONCERNANT LES MATÉRIAUX CONSTITUTIFS DE LA FONDATION

C.4.2,1. ÉLÉMENTS DE FONDATION EN BÉTON ARMÉ

C.4.2,11. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE RÉSISTANCE SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

C.4.2,12. JUSTIFICATION VIS-À-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

* En règle générale, les justifications demandées n'amèneront pas à augmenter la quantité d'armatures transversales requises par les dispositions constructives définies par le chapitre C.5.

** Il est rappelé que V_u désigne la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état-limite ultime.

ARTICLE C.4.2. : ÉTATS-LIMITES CONCERNANT LES MATÉRIAUX CONSTITUTIFS DE LA FONDATION

C.4.2,1. ÉLÉMENTS DE FONDATION EN BÉTON ARMÉ

Les justifications sont conduites en conformité avec les règles B.A.E.L., en tenant compte des caractères des matériaux définis par le chapitre A.3. et des précisions apportées ci-après.

C.4.2,11. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE RÉSISTANCE SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

Les sollicitations de calcul à considérer sont définies aux articles A.5.2,1. et A.5.2,2.

Si les éléments de fondation ne sont pas reconnus nécessiter une justification vis-à-vis de l'état-limite de stabilité de forme, les effets du second ordre sont négligés.

Pour les fondations constituées d'une file unique d'éléments, on considère toutefois que la résultante de l'effort normal possède une excentricité additionnelle, dans le sens le plus défavorable, égale à :

$$\max \left(\frac{L}{20}; 5 \text{ cm} \right)$$

L étant la longueur de la section droite des éléments, mesurée perpendiculairement à l'axe de la file.

C.4.2,12. JUSTIFICATION VIS-À-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES (*)

Les sollicitations de calcul à considérer sont définies aux articles A.5.2,1. et A.5.2,2.

Pour les pieux circulaires, la contrainte tangente conventionnelle τ_u des règles B.A.E.L. est prise égale à :

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_u}{B \cdot d}$$

expression dans laquelle B désigne le diamètre du pieu et d la distance entre la fibre la plus comprimée et l'armature la plus tendue (**).

C.4.2,13. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ DE FORME

* La justification d'une fondation profonde vis-à-vis des états-limites de stabilité de forme n'est à envisager que dans des cas particuliers. On peut citer comme exemples :

- fondation sur pieux présentant une grande hauteur libre, cette situation pouvant découler de la conception de la fondation ou être liée à un affouillement ;
- fondation sur pieux de faible inertie traversant des hauteurs importantes de terrains inconsistants.

En général, ce n'est pas la seule stabilité de pieux qui est analysée mais la stabilité d'ensemble de la fondation et, éventuellement, de tout ou partie de la structure qu'elle porte.

C.4.2,14. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

* Cette limitation est justifiée par les incertitudes liées à la mise en œuvre du pieu.

** Cette limitation est justifiée par le souci de limiter l'ouverture des fissures, principalement pour les pieux circulaires, pour lesquels les seules justifications aux états-limites ultimes prévues par les règles B.A.E.L. sont insuffisantes.

*** L'attention est attirée par l'importance que revêt, pour ce type d'éléments, la compatibilité entre la disposition des armatures et la mise en place correcte du béton. Il est conseillé de ne prescrire des conditions de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable que dans des cas motivés et en s'assurant que les dispositions constructives relatives au ferrailage puissent être respectées (cf. art. C.5.4,22).

C.4.2,15. TUBES DE RÉSERVATION

* Cette approximation ne peut être considérée comme admissible que dans la mesure où il n'est pas dérogé aux dispositions constructives définies à l'article C.5.4.

C.4.2,13. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ DE FORME (*)

Les sollicitations de calcul à considérer sont définies aux articles A.5.2,1. et A.5.2,2.

Les justifications sont effectuées conformément aux règles B.A.E.L.

À défaut de modèle plus représentatif, les lois d'interaction à prendre en compte entre l'élément et le sol sont celles définies à l'article C.2.2. pour les sollicitations de longue durée d'application.

C.4.2,14. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

Les sollicitations de calcul à considérer sont définies à l'article A.5.3.

Les justifications requises par les règles B.A.E.L. sont complétées comme suit :

- la contrainte moyenne de compression du béton sur la surface comprimée est limitée à $0,3 \cdot f_c$ (*) ;
- lorsque la fissuration est considérée comme peu nuisible, la contrainte de traction des armatures ou des gaines, lorsque ces dernières sont prises en compte dans la résistance de la section, est limitée à $2/3 \cdot f_e$ (**).

Sauf dispositions contraires du marché, on considère que la fissuration est peu nuisible pour les éléments de fondation appartenant au groupe B défini à l'article A.3.1,2 (***).

C.4.2,15. TUBES DE RÉSERVATION

Les tubes de réservation destinés aux contrôles de la qualité d'exécution des pieux ne sont pas pris en compte dans la résistance de la section. À titre de simplification, les vides créés par ces mêmes tubes ne sont pas déduits de la section résistante du béton (*).

C.4.2,16. GAINES

C.4.2,16. GAINES

La prise en compte de la résistance de la gaine métallique éventuelle est admise pour les pieux circulaires dans les conditions suivantes :

- l'épaisseur initiale de celle-ci est supérieure à 2 millimètres,
- il est tenu compte des phénomènes de corrosion suivant les dispositions de l'article C.4.2,22,
- sauf prescription contraire du marché, les soudures faites sur chantier sont considérées comme une interruption totale de la continuité.

Lorsqu'aucun dispositif spécial de connexion n'est prévu pour assurer l'adhérence entre la gaine et le béton, on considère que celle-ci n'est parfaitement obtenue qu'à partir d'une distance de régularisation égale à $2 \cdot B$, comptée depuis l'extrémité de la gaine. La justification d'une section située dans cette zone de régularisation, à une distance x de l'extrémité de la gaine, est conduite en prenant en compte une épaisseur de gaine égale à :

$$\frac{x}{2 \cdot B} e$$

où e désigne l'épaisseur retenue en section courante.

C.4.2,2. ÉLÉMENTS DE FONDATION MÉTALLIQUES

* Actuellement, fascicule 61, titre V, du C.P.C. Il est rappelé que ces justifications portent uniquement sur les états-limites ultimes.

C.4.2,2. ÉLÉMENTS DE FONDATION MÉTALLIQUES

Les éléments de fondation métalliques sont justifiés suivant le fascicule du C.C.T.G. relatif à la conception et au calcul des constructions métalliques (*), en tenant compte des caractères des matériaux définis en A.3.2,3. et des précisions apportées ci-après.

Les sollicitations de calcul à considérer sont définies aux articles A.5.2,1. et A.5.2,2.

C.4.2,21. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ DE FORME

* Voir le commentaire (*) de l'article C.4.2,13.

C.4.2,21. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ DE FORME

À défaut de modèle plus représentatif, la charge critique d'Euler F^* est calculée en tenant compte des lois d'interaction entre l'élément et le sol définies à l'article C.2.2. pour les sollicitations de longue durée d'application (*).

C.4.2.22. ÉPAISSEUR D'ACIER SACRIFIÉE À LA CORROSION

* Dans le cas des aciers laminés pour construction métallique, on pourra admettre qu'un enrobage de mortier ou de coulis de ciment approprié peut constituer une protection efficace si les dispositions prévues permettent de garantir un enrobage minimal de 5 cm et que le coulis mis en œuvre est dosé à plus de 500 kg de ciment par mètre cube, avec un rapport eau sur ciment inférieur à 0,5.

Dans le cas d'utilisation de barres pour armatures de précontrainte, des indications complémentaires sont données à l'annexe C.6. « Dispositions particulières aux micropieux ».

** Cette disposition s'applique en particulier à tous les pieux tubulaires battus, que leur base soit obturée ou non.

*** Le tableau ci-dessous donne, à titre indicatif, des valeurs moyennes de diminution d'épaisseur par face exposée que l'on pourra adopter pour l'acier non protégé en l'absence d'études spécifiques (l'évaluation de la corrosivité des sols est conforme à la norme NF A 05-251). Pour les ponts, la durée de référence à considérer est de 100 ans.

DIMINUTION D'ÉPAISSEUR SUIVANT LA DURÉE D'EXPOSITION (en millimètres.)

	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

ARTICLE C.4.3. : ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ D'ENSEMBLE

* Le cas de fondations sur terrain naturel en pente doit généralement faire l'objet d'une étude spécifique.

C.4.2.22. ÉPAISSEUR D'ACIER SACRIFIÉE À LA CORROSION

Lorsque les éléments de fondation ne sont pas munis d'une protection reconnue efficace contre la corrosion (*), les calculs justificatifs sont conduits en neutralisant, sur l'ensemble du périmètre extérieur, une épaisseur sacrifiée à la corrosion. Pour les profils creux non entièrement remplis de béton ou de mortier, cette épaisseur est également neutralisée sur l'ensemble du périmètre intérieur (**).

Lorsqu'elle n'est pas fixée par le marché, la valeur de cette épaisseur sacrifiée fait l'objet d'une proposition soumise au maître d'œuvre : cette valeur ne pouvant toutefois être inférieure à 2 millimètres (***) .

ARTICLE C.4.3. : ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ D'ENSEMBLE

Le présent article ne traite que le cas d'une fondation en tête de talus de déblai ou rapporté (*).

** Compte tenu de la diversité des cas pouvant être rencontrés, les modalités de cette étude sortent du cadre d'application du présent fascicule.

Compte tenu du caractère stabilisateur apporté par les pieux, la vérification minimale consiste à s'assurer, dans les mêmes conditions que l'article B.3.6,2. relatif aux fondations superficielles, que, dans la situation finale, tous les cercles de rupture ne coupant pas la fondation sont stables.

Il peut être nécessaire, par ailleurs, en fonction de la stabilité du talus seul, d'effectuer une étude spécifique de la stabilité de l'ensemble talus-pieux (**).

CHAPITRE C.5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

ARTICLE C.5.1. : DISPOSITIONS GÉNÉRALES DE CONCEPTION

* Eléments de fondation reliés par une même semelle de liaison.

** Béton armé, métal, etc.; il est recommandé, en outre, que tous les éléments d'une même fondation soient mis en œuvre dans les mêmes conditions.

ARTICLE C.5.2. : PIEUX PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON ARMÉ

CHAPITRE C.5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

ARTICLE C.5.1. : DISPOSITIONS GÉNÉRALES DE CONCEPTION

En l'absence de contraintes particulières, la disposition en plan des éléments d'une même fondation permet :

- d'assurer une répartition homogène des charges axiales entre les différents éléments, sous combinaisons d'actions quasi permanentes ;
- d'assurer le centrage des éléments ou groupe d'éléments sous les parties de la structure qui transmettent les sollicitations à la fondation.

Sauf prescription différente du marché, tous les éléments constitutifs d'une même fondation (*) possèdent la même constitution (**).

ARTICLE 5.2. : PIEUX PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON ARMÉ

Sauf stipulations différentes du marché, les dispositions des règles B.A.E.L. sont complétées comme suit :

- Les armatures longitudinales sont, autant que possible, d'une seule longueur. S'il n'en est pas ainsi, les recouvrements ou soudures n'intéressent pas plus du tiers du nombre des barres dans une même section transversale et se trouvent à une distance des extrémités supérieure ou égale à six fois la plus petite dimension transversale du pieu.
- Le diamètre des armatures longitudinales est au moins de 12 millimètres. Leurs extrémités ne peuvent pas être terminées par des crochets. Elles sont entièrement ancrées dans la semelle de liaison au sens des règles B.A.E.L.

- Le diamètre des armatures transversales est au moins de 5 millimètres. Leur espacement courant n'exède pas 20 centimètres.
- À chaque extrémité, cet espacement est divisé au moins par deux sur une longueur égale à deux fois la plus petite dimension transversale du pieu. Lorsque la sévérité de la mise en œuvre, notamment par battage, le motive, cet espacement est divisé par trois sur la longueur indiquée ci-dessus. De plus, une zone de transition de même longueur comporte un espacement des armatures transversales égal aux deux tiers de l'espacement courant.
- Dans les pieux de section carrée comportant des armatures longitudinales intermédiaires, celles-ci sont maintenues par des cadres ou épingles supplémentaires.

Dans le cas où les dispositifs de suspension des pieux aux engins de manutention sont susceptibles d'affaiblir la résistance du pieu, il en est tenu compte dans les calculs.

ARTICLE C.5.3. : PIEUX TUBULAIRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

C.5.3.1. ARMATURES PASSIVES

C.5.3.2. ARMATURES DE PRÉCONTRAINT

* Cette compression minimale est destinée à compenser les sollicitations de traction dues à la réflexion des ondes de choc qui apparaissent lors de la mise en œuvre du pieu.

ARTICLE C.5.3. : PIEUX TUBULAIRES EN BÉTON PRÉCONTRAIT

C.5.3.1. ARMATURES PASSIVES

La tête et la base du pieu comportent des armatures de frettage permettant d'assurer l'intégrité du béton sous l'effet des actions localisées de la précontrainte et de la mise en œuvre.

C.5.3.2. ARMATURES DE PRÉCONTRAINT

Sauf dispositions différentes du marché, ces armatures sont employées conformément aux prescriptions des règles B.P.E.L. Lors de la mise en œuvre du pieu, elles assurent au béton une compression moyenne supérieure ou égale à 5 MPa (*).

ARTICLE C.5.4. : PIEUX EXÉCUTÉS EN PLACE ET BARRETTES

C.5.4,1. DISPOSITIONS GÉOMÉTRIQUES

C.5.4,11. DIMENSIONS

* D'une façon générale, il est déconseillé d'utiliser des pieux exécutés en place de diamètre inférieur à 0,80 m pour les ponts-route.

C.5.4,12. INCLINAISON

C.5.4,13. ÉLARGISSEMENT DE LA BASE

C.5.4,14. DISTANCE ENTRE AXES

* Cette prescription a pour objectif d'éviter les désordres que la mise en œuvre d'un pieu peut causer aux pieux voisins, surtout dans le cas fréquent où leur béton constitutif est très jeune, voire en deçà du phénomène de prise.

C.5.4,2. ARMATURES

C.5.4,21. GÉNÉRALITÉS

ARTICLE C.5.4. : PIEUX EXÉCUTÉS EN PLACE ET BARRETTES

C.5.4,1. DISPOSITIONS GÉOMÉTRIQUES

C.5.4,11. DIMENSIONS

Pour les ponts-route, la plus petite dimension transversale des éléments de fondation est supérieure ou égale à 0,60 m. Elle est supérieure ou égale à 0,80 m pour les pieux circulaires disposés sur une seule file (*).

C.5.4,12. INCLINAISON

Sauf prescription différente du marché, seuls peuvent être inclinés les pieux dont l'exécution est entièrement conduite à l'abri d'un tube de travail, récupéré ou non.

C.5.4,13. ÉLARGISSEMENT DE LA BASE

Sauf dispositions différentes du marché, l'élargissement de la base des pieux est interdit, à l'exception des pieux battus pilonnés, ou lorsque les pieux sont réalisés à sec dans un terrain de consistance telle qu'aucun éboulement des parois ne soit à craindre.

C.5.4,14. DISTANCE ENTRE AXES (*)

Sauf dispositions différentes du marché, la distance de nu à nu entre deux éléments de fondation voisins est supérieure ou égale à 0,75 fois la somme de leurs diamètres lorsqu'il s'agit de pieux circulaires et 0,75 fois la somme de leurs largeurs lorsqu'il s'agit de barrettes.

C.5.4,2. ARMATURES

C.5.4,21. GÉNÉRALITÉS

Sauf dispositions différentes du marché :

- les pieux exécutés en place peuvent ne pas être armés si :
 - ils sont utilisés pour un bâtiment,

- ils sont verticaux,
 - ils restent entièrement comprimés sous toutes les combinaisons d'actions ;
- dans le cas contraire, les pieux sont armés sur toute leur longueur.

Les pieux forés à la tarière creuse peuvent être armés par l'insertion de cages d'armatures rigides descendues dans le béton frais. Dans ce cas, l'entrepreneur apporte la preuve (références et essais de faisabilité) que la profondeur voulue peut être atteinte sans nuire à l'intégrité de la cage d'armatures.

C.5.4.22. CONSTITUTION ET DIMENSIONS DES CAGES D'ARMATURES

C.5.4.22. CONSTITUTION ET DIMENSIONS DES CAGES D'ARMATURES

Les cages d'armatures des pieux de section circulaire sont constituées par des armatures longitudinales en acier disposées suivant les génératrices d'un cylindre autour desquelles sont enroulées et fixées rigidement des cerces ou hélices. Pour les pieux de section non circulaire et notamment les barrettes, les armatures transversales sont constituées par des cadres, épingles et étriers. Le diamètre extérieur (ou la largeur) de la cage d'armatures est :

- au plus égal au diamètre intérieur du tube diminué de 8 cm pour les pieux battus pilonnés et battus moulés,
- au plus égal au diamètre intérieur du tubage provisoire diminué de 10 cm pour les pieux forés tubés,
- au moins égal à 1,25 fois le diamètre extérieur de la colonne de bétonnage éventuelle.

C.5.4.23. ARMATURES LONGITUDINALES

C.5.4.23. ARMATURES LONGITUDINALES

Le nombre minimal de barres longitudinales est de 6 et leur diamètre minimal de 12 mm. Elles sont entièrement ancrées dans la semelle de liaison au sens des règles B.A.E.L.

L'espacement des barres longitudinales ne peut être inférieur à 10 cm entre nus. Sauf dispositions différentes du marché, cette distance doit être respectée entre les nus de couples de barres au droit des recouvrements.

Dans le cas des pieux circulaires, les armatures possèdent le même diamètre et un écartement uniforme.

C.5.4,24. ARMATURES TRANSVERSALES

* Il est recommandé d'adopter les valeurs suivantes :

Ø armatures longitudinales	12-14	16	20	25	32
Ø armatures transversales	6-8	8-10	12-14	12-16	16

C.5.4,25. RIGIDITÉ

C.5.4,3. TUBES DE RÉSERVATION

* Quelle que soit leur destination, les tubes doivent être rigides, étanches, et protégés durant les travaux contre toute détérioration susceptible de nuire à leur utilisation.

** Il s'agit généralement de tubes 50/60 permettant une auscultation sonore ou gammamétrique par transparence. La distance entre tubes doit être adaptée à la sensibilité de la méthode.

La section minimale d'armatures longitudinales est alors au moins égale à la fraction suivante de la section du béton :

- 0,005 lorsque la largeur ou le diamètre B de l'élément est inférieur à 1 m,
- 0,005. $\sqrt{1/B}$ dans les cas contraires, avec un minimum de 0,0035.

C.5.4,24. ARMATURES TRANSVERSALES

L'écartement des armatures transversales est au plus égal à 15 fois le plus petit diamètre des barres longitudinales, avec un maximum de 35 cm.

Leur diamètre est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6 mm (*).

Dans le cas de pieux non circulaires et notamment des barrettes, elles sont disposées de façon à éviter tout mouvement des barres longitudinales vers la paroi la plus proche.

Il est toutefois admis que certaines barres longitudinales ne soient que partiellement maintenues en vue de permettre le passage de la ou des colonnes de bétonnage.

C.5.4,25. RIGIDITÉ

Outre les justifications relatives à la résistance du pieu fini, la conception de la cage d'armatures et, en particulier, le choix des diamètres des fers, doit lui assurer une rigidité suffisante pour limiter les déformations lors des opérations de manutention, ainsi que tout risque de flambement pendant le bétonnage.

Dans le cas des barrettes ou de pieux de gros diamètre, cette rigidité doit être améliorée par adjonction de barres obliques disposées et fixées de façon à obtenir un contreventement effectif de la cage.

C.5.4,3. TUBES DE RÉSERVATION

Les tubes d'auscultation, d'injection, etc., sont placés de façon à ne pas nuire au bon enrobage des armatures (*).

Dans les cas des ouvrages d'art, tous les pieux sont munis de tubes d'auscultation permettant de réaliser des essais de contrôle par transparence (**).

C.5.4.4. ENROBAGE

C.5.4.4. ENROBAGE

L'épaisseur du béton qui enrobe les armatures est au moins égale à :

- 4 cm pour les pieux ou parties de pieux exécutés avec un tube provisoire ou une chemise,
- 7 cm pour les pieux, parties de pieux ou barrettes exécutés sans tube.

Cet enrobage est obtenu à l'aide de centreurs dont la répartition et le nombre sont adaptés aux dimensions et à la géométrie de la cage d'armatures. Ces centreurs doivent présenter une résistance à la corrosion au moins égale à celle du béton du pieu.

ARTICLE C.5.5. : PUIITS

ARTICLE C.5.5. : PUIITS (*)

* Les puits sont excavés et bétonnés à sec. En règle générale le béton est vibré.

C.5.5.1. DISPOSITIONS GÉOMÉTRIQUES

C.5.5.1. DISPOSITIONS GÉOMÉTRIQUES

* Par définition (cf. annexe G.5.), les puits nécessitent la présence d'hommes au fond du forage et sont soumis de ce fait aux dispositions législatives relatives à la sécurité du travail.

Sous réserve du respect des dispositions législatives en vigueur (*), les puits de section circulaire ont un diamètre supérieur ou égal à 1,20 m et les puits de section quelconque ont une largeur minimale de 0,80 m et une section minimale de 1,1 m².

Les puits sont verticaux.

C.5.5.2. ARMATURES

C.5.5.2. ARMATURES

Sauf dispositions différentes du marché, les puits peuvent ne pas être armés s'ils restent entièrement comprimés sous toutes les combinaisons d'actions.

Dans le cas contraire, ils sont armés sur toute leur longueur suivant les mêmes modalités que celles définies à l'article C.5.4.2. pour les pieux exécutés en place et les barrettes.

C.5.5.3. ENROBAGE

C.5.5.3. ENROBAGE

L'enrobage de toute armature est au moins égal à 5 cm.

ANNEXE A.

(ANNEXE AU TEXTE)

RÈGLES SIMPLIFIÉES

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	61
2. - CRITÈRES D'APPLICATION DES RÈGLES SIMPLIFIÉES	61
2.1. - Nature des ouvrages et des actions	61
2.2.- Nature et caractéristiques des fondations	62
2.3. - Nature et caractéristiques des sols	62
2.4. - Situation par rapport à la nappe phréatique	62
3. - ACTIONS ET COMBINAISONS D' ACTIONS	63
3.1. - Actions à considérer	63
3.2. - Combinaisons d'actions	63
4. - JUSTIFICATIONS	66
4.1. - Cas des fondations superficielles	66
4.2. - Cas des fondations profondes	66

Lorsque le marché le prévoit explicitement, les dispositions de la présente annexe se substituent aux dispositions homologues des parties A, B et C du présent fascicule.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* Le but de la présente annexe est de donner des règles simplifiées de justification et de permettre des procédures allégées de reconnaissance géotechnique lorsque :

- l'ouvrage à justifier est de taille modeste et possède un fonctionnement suffisamment simple pour que les combinaisons d'actions les plus défavorables puissent être facilement appréhendées,
- la configuration et le comportement géotechnique des sols de fondation sont simples et bien connus.

L'attention est attirée sur l'importance de cette deuxième condition, un ouvrage, même modeste, ne pouvant être fondé sans précautions spéciales lorsque les conditions de sol sont difficiles ou mal connues.

ARTICLE 2. : CRITÈRES D'APPLICATION DES RÈGLES SIMPLIFIÉES

2.1. NATURE DES OUVRAGES ET DES ACTIONS

* Les ouvrages visés peuvent être, par exemple :

- des réservoirs de capacité faible ou moyenne (< 500 m³),
- des stations de pompage ou de traitement,
- de petits ouvrages tels que dalots, transformateurs, etc.

** Il en résulte en particulier que les ouvrages concernés ne sont pas soumis à des actions accidentelles.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les dispositions de la présente annexe définissent (*) :

- les critères auxquels doivent satisfaire les ouvrages pour permettre l'application des règles spécifiées aux articles 3 et 4 ci-après,
- les combinaisons d'actions pour la vérification des états-limites ultimes de résistance et des états-limites de service,
- les règles simplifiées de justification.

ARTICLE 2. : CRITÈRES D'APPLICATION DES RÈGLES SIMPLIFIÉES

2.1. NATURE DES OUVRAGES ET DES ACTIONS

Les ouvrages concernés sont en maçonnerie ou en béton armé ou précontraint et leurs fondations subissent des charges permanentes et d'exploitation modérées (*). Les combinaisons d'actions vis-à-vis des états-limites de service n'aboutissent pas à une pression moyenne supérieure à :

- 0,3 MPa pour une semelle superficielle,
- 0,4 MPa pour une semelle de répartition sur pieux.

Seules les actions mentionnées dans la présente annexe interviennent dans les combinaisons d'actions (**).

*** Cette règle permet d'éviter, entre autres, la vérification de certains états-limites tels que l'état-limite ultime de glissement et l'état-limite ultime de renversement.

2.2. NATURE ET CARACTÉRISTIQUES DES FONDATIONS

* Ce critère exclut en particulier les radiers de grande surface.

** Un pieu est qualifié de flottant lorsque, pour sa charge de fluage Q_c , l'effort résistant mobilisé par frottement latéral est supérieur à l'effort résistant mobilisé sous la pointe.

2.3. NATURE ET CARACTÉRISTIQUES DES SOLS

* Ces conditions supposent que les formations concernées par l'implantation de l'ouvrage soient homogènes, tant en ce qui concerne leurs caractéristiques mécaniques que leur épaisseur.

2.4. SITUATION PAR RAPPORT À LA NAPPE PHRÉATIQUE

Dans les combinaisons vis-à-vis des états-limites de service, l'inclinaison de la résultante générale des actions par rapport à la verticale n'excède pas $1/10^\circ$ et son excentrement est limité au tiers central de la semelle de fondation ou de répartition des charges sur les pieux (**).

2.2. NATURE ET CARACTÉRISTIQUES DES FONDATIONS

Les fondations sont de forme simple et constituées :

- par une semelle superficielle pouvant être considérée comme rigide (*),
- par un ensemble de pieux verticaux non flottants (**) coiffés par une semelle de répartition,
- par des puits.

Les fondations sont établies sur un terrain de pente inférieure à 10 %. Dans le cas des fondations sur pieux, la nature des sols concernés et des pieux est telle que manifestement aucune justification vis-à-vis des états-limites ultimes de stabilité de forme de ces derniers n'est nécessaire.

2.3. NATURE ET CARACTÉRISTIQUES DES SOLS

Les sols intéressés par l'ouvrage sont de nature homogène, non compressibles et non susceptibles de développer des frottements négatifs ou des poussées latérales.

Le comportement mécanique des sols peut être correctement apprécié sur la base de l'expérience locale et d'essais pressiométriques ou pénétrométriques, antérieurs ou non, effectués dans les formations concernées (*).

Dans tous les cas, un mémoire de synthèse géotechnique simple est nécessaire, au droit de l'implantation de l'ouvrage.

2.4. SITUATION PAR RAPPORT À LA NAPPE PHRÉATIQUE

Le niveau de la nappe phréatique se situe en règle générale au-dessous de la base des semelles.

ARTICLE 3 : ACTIONS ET COMBINAISONS D' ACTIONS

* Il est rappelé que toutes les combinaisons n'ont pas à être considérées simultanément. Pour un ouvrage donné, seules sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus défavorables (article 5.1. des D.C. 79). En particulier, dans les tableaux de l'article 3.2. ci-après, l'indication « ou » pour certaines actions marque l'intérêt d'un choix à effectuer en ce sens.

3.1. ACTIONS À CONSIDÉRER

* Parmi les actions énumérées ne figure pas l'action de la température T (variations uniformes) qui est rarement à considérer.

3.2. COMBINAISONS D' ACTIONS

3.2.1. ÉTATS-LIMITES ULTIMES

* Pour l'ouvrage en situation d'exécution, il est loisible de se reporter aux dispositions indiquées dans les règles B.A.E.L. ou dans les règles B.P.E.L.

** Il est rappelé que les combinaisons faisant intervenir la neige et le vent dépendent des conditions de compatibilité fixées par les règles « N.84 » (fascicule 61 - Titre IV- Section II - Actions de la neige sur les constructions).

ARTICLE 3 : ACTIONS ET COMBINAISONS D' ACTIONS

Les dispositions ci-après précisent les actions et les combinaisons d'actions à considérer pour la justification vis-à-vis des états-limites ultimes et des états-limites de service (*).

3.1. ACTIONS À CONSIDÉRER

Les actions à considérer sont les suivantes (*) :

G : charges permanentes comprenant notamment le poids propre de la structure et des terres.

Q_0 : charges d'exploitation.

W : action du vent.

S : action de la neige.

G_w : poussée d'Archimède éventuelle.

Il est précisé que les charges permanentes de poids propre sont considérées comme une action unique ; on ne les fractionne pas selon le sens des sollicitations qu'elles produisent par rapport au sens des sollicitations correspondant aux actions variables.

3.2. COMBINAISONS D' ACTIONS

3.2.1. ÉTATS-LIMITES ULTIMES

Pour la vérification de ces états-limites en situation d'exploitation (*), les combinaisons à utiliser sont précisées ci-après (**):

*** On peut citer par exemple le cas des charges d'eau dans les réservoirs.

***.* $0,77 \times 1,3 \approx 1$.

Actions de l'eau	Actions permanentes	Actions variables	
		de base $\gamma_{Q1} \cdot Q_{ik}$	d'accompagnement $\sum 1,3 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$ (3)
$1,125 \cdot \gamma_{Gw} \cdot G_w$	$1,35 \cdot G_{\max} + G_{\min}$		
$1,125 \cdot G_w$ ou $1,2 \cdot G_w$ (1)	$1,35 \cdot G$ ou G	$1,5 \cdot Q_0$ (2)	0 ou W ou S ou $W + S$
		$1,5 \cdot W$	0 ou $1,3 \cdot \psi_0 \cdot Q_0$ ou S ou $1,3 \cdot \psi_0 \cdot Q_0 + S$
		$1,5 \cdot S$	0 ou $1,3 \cdot \psi_0 \cdot Q_0$ ou W ou $1,3 \cdot \psi_0 \cdot Q_0 + W$

(1) Le coefficient est 1,125 si la poussée d'Archimède est favorable et 1,2 si la poussée est défavorable.

(2) Pour les charges d'exploitation étroitement bornées (***), le coefficient γ_{Q1} est égal à 1,35.

(3) A défaut de texte réglementaire fixant les valeurs de combinaison de la charge d'exploitation $\psi_0 \cdot Q_0$, et pour les cas courants où il y a compatibilité des charges d'exploitation avec l'action de base, ψ_0 est pris égal à 0,77 (***.*).

3.2.2. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

* Voir le commentaire (**) à l'article 3.2.1. ci-dessus pour les combinaisons faisant intervenir la neige et le vent.

3.2.2. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

Pour la vérification de ces états-limites, les combinaisons à utiliser sont précisées ci-après (*).

** Voir la remarque (3) au tableau de l'article 3.2.1. ci-dessus.

COMBINAISONS RARES

Actions de l'eau	Actions permanentes	Actions variables	
G_w	$G_{\max} + G_{\min}$	de base Q_{ik}	d'accompagnement $\sum \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$ (**)
G_w	G	Q_0	0 ou $0,77 \cdot W$ ou $0,77 \cdot S$ ou $0,77 \cdot (W + S)$
		W	0 ou $\psi_0 \cdot Q_0$ ou $0,77 \cdot S$ ou $\psi_0 \cdot Q_0 + 0,77 \cdot S$
		S	0 ou $\psi_0 \cdot Q_0$ ou $0,77 \cdot W$ ou $\psi_0 \cdot Q_0 + 0,77 \cdot W$

COMBINAISONS QUASI PERMANENTES

Actions de l'eau	Actions permanentes	Actions variables
G_w	$G_{\max} + G_{\min}$	$\sum \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$
G_w	G	0 ou $\psi_2 \cdot Q_0$ (1)

(1) Si la valeur de ψ_2 n'est pas déterminée par un texte réglementaire, elle est fixée par le marché ou proposée au maître d'œuvre.

ARTICLE 4 : JUSTIFICATIONS

* Ces dispositions n'excluent pas de considérer des états limites relatifs à la structure portée, notamment ceux engendrés par les tassements des fondations.

4.1. CAS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

* Cf. article B.3.1.

** Cf. article B.3.5.

4.2. CAS DES FONDATIONS PROFONDES

* Cf. article C.4.1.

** Cf. article C.4.2.

ARTICLE 4 : JUSTIFICATIONS

La justification des fondations des ouvrages relevant de la présente annexe est effectuée uniquement vis-à-vis des états-limites détaillés aux articles 4.1. et 4.2. ci-après (*).

4.1. CAS DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Les états-limites à considérer sont les suivants :

- états-limites de mobilisation du sol (*) ;
- états-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation (**).

4.2. CAS DES FONDATIONS PROFONDES

Les états-limites à considérer sont les suivants :

- états-limites de mobilisation du sol (*) ;
- états-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation, à l'exception des états-limites ultimes de stabilité de forme (**).

ANNEXE B.1.

(ANNEXE AU TEXTE)

ÉVALUATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUMISE À UNE CHARGE VERTICALE CENTRÉE À PARTIR DES ESSAIS AU PRESSIOMÈTRE MÉNARD

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	68
2. - CALCUL DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE q'_u	68
3. - FACTEUR DE PORTANCE k_p	68

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* Il est rappelé que l'effet d'un excentrement ou d'une inclinaison de la charge ainsi que la géométrie du sol de fondation sont pris en compte par ailleurs dans les justifications requises par la partie B.

** Conformément à l'annexe E.1., § 2.2,1., ces essais sont conduits suivant la norme NF P 94-110.

ARTICLE 2. : CALCUL DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE q'_u

* Conformément aux principes retenus dans le présent fascicule, q'_u et q'_0 désignent des contraintes intergranulaires (ou effectives), la pression interstitielle étant prise en compte par ailleurs dans les combinaisons d'actions. Cette distinction, peu habituelle dans le cas du pressiomètre, n'implique cependant aucune modification pratique dans la mesure où :

$$q'_u - q'_0 = q_u - q_0$$

ARTICLE 3. : FACTEUR DE PORTANCE k_p

* La classification proposée pour les sols s'appuie sur les catégories conventionnelles de sols, définies dans l'annexe E.1., § 3.

** La définition de D_e est donnée par l'annexe E.2.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent au calcul de la contrainte de rupture q'_u sous une fondation superficielle isolée soumise à une charge verticale centrée (*) à partir des résultats de l'essai au pressiomètre Ménard (**).

ARTICLE 2. : CALCUL DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE q'_u

La contrainte de rupture q'_u sous la base de la fondation est calculée par la relation suivante (*) :

$$q'_u - q'_0 = k_p \cdot p_{le}^*$$

où :

- q'_u et q'_0 sont respectivement définies aux articles B.2.2,3. et B.3.1,1 ;
- p_{le}^* désigne la « pression limite nette équivalente » ; sauf indication différente du marché, elle est calculée suivant la méthode exposée à l'annexe E.2. ;
- k_p désigne le facteur de portance, calculé suivant l'article 3 ci-après.

ARTICLE 3. : FACTEUR DE PORTANCE k_p

Sauf indication différente du marché, la valeur du facteur de portance k_p est fixée par les expressions du tableau I ci-après en fonction de la nature de la formation concernée (*), de la profondeur d'encastrement relative D_e/B (**) et du rapport de la largeur B à la longueur L de la fondation.

*** Dans le cas des roches saines, conformément au commentaire (*) de l'article A.2.1., il convient d'apprécier si une justification basée sur les méthodes du présent fascicule et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

TABLEAU I : VALEUR DU COEFFICIENT DE PORTANCE k_p

TYPE DE SOL	EXPRESSION DE k_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \cdot \left[1 + 0,25 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \cdot \left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \cdot \left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées (***)	$\left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

ANNEXE B.2.

(ANNEXE AU TEXTE)

ÉVALUATION DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUMISE À UNE CHARGE VERTICALE CENTRÉE À PARTIR DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION STATIQUE

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	71
2. - CALCUL DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE q'_u	71
3. - FACTEUR DE PORTANCE k_c	71

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* Il est rappelé que l'effet d'un excentrement ou d'une inclinaison de la charge ainsi que de la géométrie du sol de fondation sont pris en compte par ailleurs dans les justifications requises par la partie B.

** Conformément à l'annexe E.1., § 2.1,3., ces essais sont conduits suivant la norme NF P 94-113.

ARTICLE 2. : CALCUL DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE q'_u

* Conformément aux principes retenus dans le présent fascicule, q'_u et q'_0 désignent des contraintes intergranulaires (ou effectives), la pression interstitielle étant prise en compte par ailleurs dans les combinaisons d'actions. Cette distinction, peu habituelle dans le cas du pénétromètre, n'implique cependant aucune modification pratique dans la mesure où :

$$q'_u - q'_0 = q_u - q_0$$

ARTICLE 3. : FACTEUR DE PORTANCE k_c

* La classification proposée pour les sols s'appuie sur les catégories conventionnelles de sols, définies dans l'annexe E.1., § 3.

** La définition de D_e est donnée par l'annexe E.2.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent au calcul de la contrainte de rupture q'_u sous une fondation superficielle isolée soumise à une charge verticale centrée (*) à partir des résultats de l'essai au pénétromètre statique (**).

ARTICLE 2. : CALCUL DE LA CONTRAINTE DE RUPTURE q'_u

La contrainte de rupture q'_u sous la base de la fondation est calculée par la relation suivante (*) :

$$q'_u - q'_0 = k_c \cdot q_{ce}$$

où :

- q'_u et q'_0 sont respectivement définies aux articles B.2.2,3. et B.3.1,1. ;
- q_{ce} désigne la « résistance de pointe équivalente » ; sauf indication différente du marché, elle est calculée suivant la méthode exposée à l'annexe E.2. ;
- k_c désigne le facteur de portance, calculé suivant l'article 3 ci-après.

ARTICLE 3. : FACTEUR DE PORTANCE k_c

Sauf indication différente du marché, la valeur du facteur de portance k_c est fixée par les expressions du tableau I ci-après en fonction de la nature de la formation concernée (*), de la profondeur d'encastrement relative D_e/B (**) et du rapport de la largeur B à la longueur L de la fondation.

TABLEAU I : VALEUR DU COEFFICIENT DE PORTANCE k_c

TYPE DE SOL	EXPRESSION DE k_c
Argiles et limons	$0,32 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Sables A	$0,14 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Sables et graves B	$0,11 \cdot \left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Sables et graves C	$0,08 \cdot \left[1 + 0,80 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$
Craies B	$0,17 \cdot \left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$

ANNEXE C.1.

(ANNEXE AU TEXTE)

ÉVALUATION DES PARAMÈTRES DE CHARGE D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION PROFONDE À PARTIR D'ESSAIS DE CHARGEMENT STATIQUE

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	74
2. - CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE	74
2.1. - Reconnaissance générale du site	74
2.2. - Emplacement de l'essai	74
2.3. - Reconnaissance spécifique à l'essai	75
3. - PIEUX D'ESSAI	75
3.1. - Généralités	75
3.2. - Pieux d'essai simple non instrumentés	75
3.3. - Pieux d'essai simple instrumentés	75
3.4. - Pieux d'essai d'étalonnage	76
4. - INTERPRÉTATION DES ESSAIS	76
4.1. - Pieux non instrumentés	76
4.2. - Pieux instrumentés	77

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* L'essai de chargement statique de pieu reste le moyen le plus fiable de déterminer la charge de fluage et la charge limite d'un élément de fondation profonde. Son utilisation est particulièrement recommandée pour des projets importants ou dans des sites difficiles. Ces essais peuvent être également l'occasion de mettre au point les moyens d'exécution (nécessité d'un gainage, rainurage, possibilités de battage, etc.).

** Ces essais sont menés conformément à la norme NF P 94-150 pour ce qui concerne les essais de compression.

ARTICLE 2. : CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

2.1. RECONNAISSANCE GÉNÉRALE DU SITE

* Cf. chapitre A.2.

2.2. EMBLACEMENT DE L'ESSAI

* Il y a lieu de tenir compte de la configuration définitive dans laquelle travaillera la fondation, qui peut être différente de celle de l'essai dans le cas d'excavations ou de remblais.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION (*)

Les présentes règles s'appliquent à l'évaluation de la charge limite et de la charge de fluage d'un élément isolé de fondation profonde à partir d'essais de chargement statique axial (**).

Elles sont applicables à tous les types de fondations profondes. Ces règles ne peuvent néanmoins être utilisées que dans le cadre de deux types d'essais :

- essais simples, dans lesquels la charge de fluage et la charge limite des pieux de l'ouvrage sont directement déduites des résultats des essais suivant l'article 4.1. ci-après ;
- essais d'étalonnage, dans lesquels la charge de fluage et la charge limite des pieux de l'ouvrage sont estimées suivant l'article 4.2. ci-après.

ARTICLE 2. : CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE

2.1. RECONNAISSANCE GÉNÉRALE DU SITE

Lorsqu'un essai de pieu est envisagé, la reconnaissance générale du site, outre ses caractéristiques habituelles (*), doit permettre :

- soit de confirmer que la géologie du site est suffisamment homogène du point de vue de l'épaisseur des couches et de leurs caractéristiques mécaniques pour qu'un ou plusieurs essais simples puissent être considérés comme représentatifs,
- soit de déterminer le ou les meilleurs sites d'essai dans le cas d'essais d'étalonnage.

2.2. EMBLACEMENT DE L'ESSAI

L'emplacement de chaque essai, choisi à l'issue de la campagne de reconnaissance, doit être représentatif :

- dans le cas d'essai simple, à la fois des caractéristiques mécaniques et des épaisseurs des couches rencontrées par les pieux de l'ouvrage dans la situation après travaux (*),
- dans le cas d'essai d'étalonnage, des natures des terrains rencontrés par les pieux de l'ouvrage ainsi que de leurs caractéristiques mécaniques.

2.3. RECONNAISSANCE SPÉCIFIQUE À L'ESSAI

ARTICLE 3. : PIEUX D'ESSAI

3.1. GÉNÉRALITÉS

* On considère que la charge limite est conventionnellement atteinte pour un enfoncement de la tête du pieu égal à $B/10$, B étant la largeur ou le diamètre du pieu.

** Dans le cas contraire, il y a lieu :

- de s'assurer que les sollicitations subies par le pieu pendant l'essai sont moins agressives que les sollicitations de calcul relatives aux états-limites de service vis-à-vis des matériaux constitutifs de la fondation (cf. article A.5.3.),
- de tenir compte d'une éventuelle modification de la rigidité axiale due au cycle de chargement-déchargement dans le calcul de répartition des efforts entre les différents pieux de la fondation.

3.2. PIEUX D'ESSAI SIMPLE NON INSTRUMENTÉS

* Les cas suivants sont en particulier à exclure :

- fortes excavations ou remblais entre la configuration définitive et la configuration de l'essai,
- pieux soumis à des frottements négatifs.

3.3. PIEUX D'ESSAI SIMPLE INSTRUMENTÉS

* Les pieux d'essai simple instrumentés sont recommandés dans le cas général car ils permettent de tenir compte d'une certaine variabilité des conditions géotechniques tout en garantissant une bonne représentativité du comportement du pieu, celui-ci étant identique aux pieux de l'ouvrage.

2.3. RECONNAISSANCE SPÉCIFIQUE À L'ESSAI

Chaque site d'essai doit faire l'objet d'une campagne de reconnaissance spécifique consistant en un sondage carotté et un profil pressiométrique réalisés à moins de deux mètres de l'axe du pieu d'essai.

ARTICLE 3. : PIEUX D'ESSAI

3.1. GÉNÉRALITÉS

La méthode d'exécution des pieux d'essai est identique à celle des pieux de l'ouvrage.

Outre l'instrumentation spécifique visée en 3.3. et 3.4. ci-après, les pieux d'essai sont équipés de l'instrumentation minimale requise par le mode opératoire de l'essai.

Sauf dispositions différentes du marché, l'essai est poursuivi jusqu'à ce que la charge limite Q_u soit atteinte (*).

Sauf dispositions différentes du marché, les pieux d'essai ne peuvent être utilisés dans les fondations de l'ouvrage (**).

3.2. PIEUX D'ESSAI SIMPLE NON INSTRUMENTÉS

Ce type d'essai ne peut convenir que lorsque la configuration géotechnique du site est suffisamment uniforme et lorsque l'on est assuré que le comportement des pieux durant l'essai est représentatif du comportement des pieux de l'ouvrage (*). Les pieux d'essai ont les mêmes dimensions et forme que les pieux de l'ouvrage.

3.3. PIEUX D'ESSAI SIMPLE INSTRUMENTÉS (*)

Les pieux d'essai ont les mêmes dimensions en plan et forme que les pieux de l'ouvrage.

3.4. PIEUX D'ESSAI D'ÉTALONNAGE

- * Ce type d'essai convient plus particulièrement :
- dans les cas où les pieux de l'ouvrage ont des dimensions trop importantes pour qu'il soit envisageable d'effectuer un essai en vraie grandeur,
 - dans les cas où la variabilité des épaisseurs des couches ou des caractéristiques mécaniques du sol de fondation ne permet pas de tester un nombre suffisant de sites représentatifs.

** Il est rappelé que la méthode d'exécution doit être la même que celle utilisée pour les pieux de l'ouvrage.

ARTICLE 4. : INTERPRÉTATION DES ESSAIS

4.1. PIEUX NON INSTRUMENTÉS

* Lorsque la dispersion des essais n'excède pas environ 30 %, on pourra retenir la valeur suivante, proposée par Baguelin :

$$Q = Q_{\min} \cdot \left(\frac{Q_{\min}}{Q_{\max}} \right)^{\xi}$$

Q_{\min} : minimum des valeurs mesurées

Q_{\max} : maximum des valeurs mesurées

ξ : coefficient donné par le tableau ci-après en fonction du nombre N d'essais :

N	2	3	4	5
ξ	0,55	0,20	0,07	0,00

Les pieux sont instrumentés tout le long de leur fût de sorte que l'on puisse mettre en évidence, à chaque palier de chargement :

- les frottements mobilisés dans chaque couche de caractéristiques géotechniques ou mécaniques différentes,
- la réaction mobilisée sous la pointe.

3.4. PIEUX D'ESSAI D'ÉTALONNAGE (*)

Les pieux d'essai ont la même forme en plan que les pieux de l'ouvrage. Pour les pieux de grandes dimensions transversales, ils peuvent toutefois avoir des dimensions plus réduites, dans les limites suivantes (**):

- $B_{essai} \geq 0,5 \cdot B_{réel}$
- $B_{essai} \geq 0,6 \text{ m}$

Les pieux sont instrumentés de façon au moins équivalente à celle visée en 3.3. ci-dessus.

ARTICLE 4. : INTERPRÉTATION DES ESSAIS

4.1. PIEUX NON INSTRUMENTÉS

Si Q désigne la valeur à déduire de l'essai (Q_c, Q_u, Q_{tc}, Q_{tu}), on adopte :

$$Q = \frac{Q_m}{1,2}$$

lorsqu'il est procédé à un seul essai, Q_m étant la valeur mesurée.

Lorsqu'il est procédé à plusieurs essais, la ou les valeurs cherchées sont fixées directement à partir d'une interprétation critique des résultats des essais (*).

4.2. PIEUX INSTRUMENTÉS

* Cf. annexe C.3., articles 2. et 3.

** En cas de forte variabilité des caractéristiques mécaniques d'une même couche, la loi de variation de q_s avec p_l est déterminée par un spécialiste à partir des résultats des essais.

*** Des dispositions spécifiques peuvent être adoptées pour la détermination de Q_c lorsque les relations données à l'article 3. de l'annexe C.2. donnent des résultats trop discordants avec les valeurs de Q_c mesurées pendant l'essai.

4.2. PIEUX INSTRUMENTÉS

Le ou les essais de pieux permettent de mesurer la valeur de k_p dans la couche porteuse et les valeurs de q_s (*) dans les différentes couches traversées, correspondant à la charge limite Q_u .

Les valeurs à retenir pour k_p et q_s sont fixées directement à partir d'une interprétation critique des résultats du ou des essais de pieux (**).

Sauf disposition différente du marché (***), la charge limite et la charge de fluage des pieux de l'ouvrage sont déterminées en appliquant les prescriptions de l'annexe C.2. aux valeurs de k_p et des différents q_s ainsi déterminées.

ANNEXE C.2.

(ANNEXE AU TEXTE)

PRINCIPES DE CALCUL DES PARAMÈTRES DE CHARGE D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION PROFONDE

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	79
2. - CHARGES LIMITES D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION	79
3. - CHARGES DE FLUAGE D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION	79
4. - CALCUL DE L'EFFORT LIMITE MOBILISABLE SOUS LA POINTE	80
5. - CALCUL DE L'EFFORT MOBILISABLE PAR FROTTEMENT LATÉRAL	80
6. - PIEUX TUBULAIRES MÉTALLIQUES BATTUS OUVERTS, PIEUX H, PALPLANCHES	80

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* Conformément aux habitudes et par souci de simplification, les charges ainsi calculées sont les charges « nettes » en tête de l'élément. Cette approximation ne demeure toutefois acceptable que dans la mesure où les terrains entourant l'élément de fondation possèdent un poids volumique suffisant. Des corrections sont nécessaires pour les éléments possédant une forte hauteur libre ou traversant des épaisseurs importantes de terrains inconsistants.

ARTICLE 2. : CHARGES LIMITES D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION

* Cette hauteur ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol. C'est le cas en particulier pour les pieux comportant un double chemisage ou pour les pieux soumis à des frottements négatifs. Dans ce dernier cas, il conviendra si nécessaire de définir deux valeurs de Q_{SU} , l'une pour la compression, l'autre pour la traction.

ARTICLE 3. : CHARGES DE FLUAGE D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION

* Cette catégorie concerne les éléments de fondation dont la réalisation nécessite l'exécution d'un forage ou d'une excavation dont la section droite correspond à la section nominale de l'élément, et en particulier les pieux forés, les barrettes et les puits.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent au calcul des charges limites et des charges de fluage (*) d'un élément de fondation profonde à partir des résultats des essais en place visés dans les annexes C.3. (pressiomètre « Ménard ») et C.4. (pénétrömètre statique), étant entendu que ces deux types d'essais ne sauraient être panachés pour leur application.

Les articles 2. à 5. s'appliquent aux pieux dont la section est convexe et la pointe pleine. L'article 6. s'applique aux pieux tubulaires métalliques battus ouverts, aux pieux H et aux palplanches.

ARTICLE 2. : CHARGES LIMITES D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION

L'expression des charges limites en compression Q_U et en traction Q_{tU} d'un élément de fondation profonde est la suivante :

- $Q_U = Q_{pU} + Q_{sU}$
- $Q_{tU} = Q_{sU}$

Q_{pU} et Q_{sU} représentent respectivement l'effort limite mobilisable sous la pointe de l'élément de fondation et l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée (*) du fût de celui-ci.

Les conditions dans lesquelles ces termes sont calculés sont précisées dans les articles 4. et 5. ci-après.

ARTICLE 3. : CHARGES DE FLUAGE D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION

Les charges de fluage en compression Q_C et en traction Q_{tC} d'un élément de fondation profonde sont évaluées à partir de Q_{pU} et de Q_{sU} par les relations suivantes :

- pour les éléments de fondation mis en œuvre sans refoulement du sol (*) :

** Cette catégorie concerne les éléments de fondation mis en place dans le sol par battage ou fonçage, et en particulier les pieux préfabriqués battus en béton armé ou en métal, ainsi que certains pieux, totalement ou partiellement exécutés en place, dont le béton, le mortier ou le coulis qui entre dans leur constitution est mis en œuvre dans une empreinte réalisée dans le sol par battage ou fonçage.

ARTICLE 4. : CALCUL DE L'EFFORT LIMITE MOBILISABLE SOUS LA POINTE

ARTICLE 5. : CALCUL DE L'EFFORT LIMITE MOBILISABLE PAR FROTTEMENT LATÉRAL

* Cette hauteur ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol. C'est le cas en particulier pour le pieux comportant un double chemisage ou pour les pieux soumis à des frottements négatifs. Dans ce dernier cas, il conviendra si nécessaire de définir deux valeurs de Q_{su} , l'une pour la compression, l'autre pour la traction.

ARTICLE 6. : PIEUX TUBULAIRES MÉTALLIQUES BATTUS OUVERTS, PIEUX H, PALPLANCHES

* Le manque de résultats expérimentaux ne permet pas de donner de règles réalistes dans le cas général.

- $Q_c = 0,5 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su}$

- $Q_{tc} = 0,7 \cdot Q_{su}$

- pour les éléments de fondation mis en œuvre avec refoulement du sol (**):

- $Q_c = 0,7 \cdot Q_{pu} + 0,7 \cdot Q_{su} = 0,7 \cdot Q_u$

- $Q_{tc} = 0,7 \cdot Q_{su}$

ARTICLE 4. : CALCUL DE L'EFFORT LIMITE MOBILISABLE SOUS LA POINTE

L'effort limite mobilisable dû au terme de pointe d'un élément de fondation est calculé par la relation suivante :

$$Q_{pu} = A \cdot q_u$$

où A représente la section de la pointe et q_u la contrainte de rupture relative au terme de pointe, calculée suivant les indications des annexes C.3. ou C.4., suivant le type d'essai utilisé.

ARTICLE 5. : CALCUL DE L'EFFORT LIMITE MOBILISABLE PAR FROTTEMENT LATÉRAL

L'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du fût (*) de l'élément de fondation est calculé par l'expression suivante :

$$Q_{su} = P \cdot \int_0^{h_p} q_s(z) \cdot dz$$

Dans cette expression, P désigne le périmètre de l'élément de fondation et $q_s(z)$ le frottement latéral unitaire limite à la cote z , calculé suivant les indications des annexes C.3. ou C.4., suivant le type d'essai utilisé.

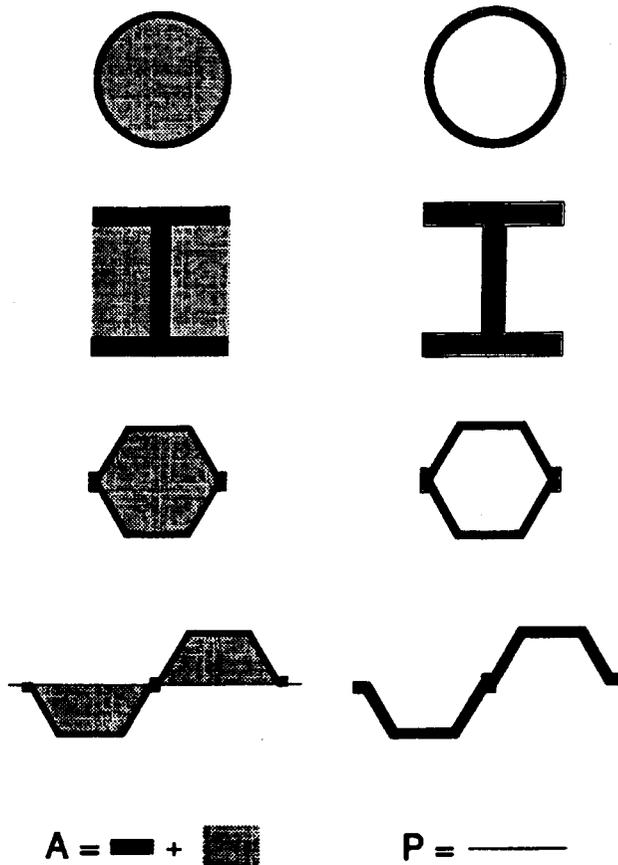
ARTICLE 6. : PIEUX TUBULAIRES MÉTALLIQUES BATTUS OUVERTS, PIEUX H, PALPLANCHES

Le présent article n'est applicable qu'aux pieux dont la capacité portante est essentiellement mobilisée dans des argiles ou dans des sables (*).

Pour d'autres types de sol, et en particulier pour les craies, le marché pourra fixer les modalités de calcul au vu de références expérimentales probantes ou d'essais de pieux.

** Cette hauteur ne correspond pas nécessairement à toute la hauteur de l'élément contenue dans le sol. C'est le cas en particulier pour le pieux soumis à des frottements négatifs. Dans ce dernier cas, il conviendra si nécessaire de définir deux valeurs de Q_{su} , l'une pour la compression, l'autre pour la traction.

*** Les dispositions correspondantes sont illustrées par les schémas ci-après :



L'effort limite mobilisable dû au terme de pointe et l'effort limite mobilisable par frottement latéral sur la hauteur concernée du fût (**) sont calculés par les relations suivantes :

$$Q_{pu} = \rho_p \cdot A \cdot q_u, \quad Q_{su} = \rho_s \cdot P \cdot \int_0^{h_f} q_s(z) \cdot dz$$

dans lesquelles :

- A représente la section à considérer en pointe, définie par (***) :
 - l'aire de la section enveloppe pour les pieux tubulaires ouverts et les pieux H,
 - l'aire délimitée par les ailes des profilés pour les palplanches ;
- P désigne le périmètre à considérer, défini par (***) :
 - le périmètre de la section enveloppe pour les pieux tubulaires ouverts,
 - le périmètre développé pour les pieux H et les palplanches.
- q_u est la contrainte de rupture relative au terme de pointe, calculée suivant les indications des annexes C.3. ou C.4., suivant le type d'essai utilisé, pour un pieu mis en œuvre avec refoulement du sol.
- $q_s(z)$ est le frottement latéral unitaire limite à la cote z , calculé suivant les indications des annexes C.3. ou C.4., suivant le type d'essai utilisé, pour un pieu métallique battu fermé.
- ρ_p et ρ_s sont des coefficients réducteurs définis par le tableau suivant :

Type de pieu	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Tubulaire ouvert	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

ANNEXE C.3. **(ANNEXE AU TEXTE)**

CALCUL DES CONTRAINTES q_u ET q_s POUR UN ÉLÉMENT DE FONDATION PROFONDE À PARTIR DES ESSAIS AU PRESSIOMÈTRE MÉNARD

SOMMAIRE

	Pages
1.- DOMAINÉ D'APPLICATION	83
2.- CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS LA POINTE q_u	83
3.- FROTTEMENT LATÉRAL UNITAIRE LIMITE q_s	84

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* Conformément à l'annexe E.1., § 2.2.1., ces essais sont conduits suivant la norme NF P 94-110.

ARTICLE 2. : CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS LA POINTE q_u

* La classification proposée pour les sols s'appuie sur les catégories conventionnelles de sols, définies dans l'annexe E.1., § 3.

Pour les formations qui n'entrent pas directement dans la classification présentée, il conviendra soit de les rattacher au type de sol dont elles se rapprochent le plus dans cette classification, soit d'effectuer une interpolation des paramètres de calcul.

** La définition des modes de mise en œuvre est précisée en commentaires de l'annexe C.2., article 3.

Lorsqu'un type de pieu n'entre pas de façon évidente dans l'une des deux catégories prévues par le tableau I, le marché pourra fixer des valeurs intermédiaires de k_p au vu de références expérimentales probantes ou d'essais de pieux.

Il est rappelé que l'annexe C.2., article 6., donne les indications nécessaires pour l'utilisation de la présente annexe dans le cas des pieux tubulaires métalliques battus ouverts, des pieux H et des palplanches.

*** Les résultats expérimentaux disponibles actuellement ne permettent pas de mettre en évidence une éventuelle influence de la forme de la section droite de l'élément de fondation.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent au calcul de la contrainte de rupture sous la pointe q_u et du frottement latéral unitaire limite q_s d'un élément de fondation profonde à partir des résultats de l'essai au pressiomètre Ménard (*).

ARTICLE 2. : CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS LA POINTE q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

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

p_{le}^* désigne la « pression limite nette équivalente ». Sauf indication différente du marché, elle est calculée suivant la méthode exposée à l'annexe E.2.

Sauf indication différente du marché, la valeur de k_p , dit facteur de portance, est fixée par le tableau I ci-après en fonction de la nature de la formation concernée (*) et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation (**), quelle que soit la géométrie de la section droite de celui-ci (**).

Si elle n'est pas fixée par le marché, la classification des formations dans l'une ou l'autre des catégories définies dans le tableau est fixée par le maître d'œuvre sur proposition de l'entreprise.

***.* Dans le cas des sables et graves compacts, l'observation du comportement d'ouvrages existants laisse penser que la valeur réelle de k_p est probablement plus élevée. L'attention est toutefois attirée sur :

- la nécessité de prendre en compte les valeurs réelles de p_l , c'est-à-dire d'utiliser une sonde d'un type adapté aux valeurs à mesurer,
- la possibilité, lorsque l'économie du projet le justifie, de procéder à un essai de chargement.

***.** Dans le cas des roches saines, conformément au commentaire (*) de l'article A.2.1., il convient d'apprécier si une justification basée sur les méthodes du présent fascicule et à l'évidence pessimiste est suffisante, ou bien s'il convient d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

TABLEAU I : VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE k_p

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
ROCHES ALTÉRÉES ⁽¹⁾ (***)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus.

ARTICLE 3. : FROTTEMENT LATÉRAL UNITAIRE LIMITE q_s

* Les expressions analytiques suivantes des courbes Q_1 à Q_7 peuvent être utilisées :

- Courbes Q_1 à Q_4 (n désignant le numéro de la courbe) :

$$q_s = q_{sn} \frac{p_l}{p_n} \left(2 - \frac{p_l}{p_n} \right) \quad \text{pour : } \frac{p_l}{p_n} \leq 1$$

$$q_s = q_{sn} \quad \text{pour : } \frac{p_l}{p_n} \geq 1$$

avec : $q_{sn} = 0,04 \cdot n$ (MPa) et $p_n = (1 + 0,5 \cdot n)$ (MPa), ces courbes étant bornées supérieurement par la courbe Q_5 .

ARTICLE 3. : FROTTEMENT LATÉRAL UNITAIRE LIMITE q_s

Sauf indication différente du marché, la valeur du frottement latéral unitaire limite à la profondeur z , $q_s(z)$, est donnée par la figure 1 (*) en fonction de la valeur de la pression limite nette $p_l(z)$ mesurée à cette même profondeur.

- Courbes Q_5 à Q_7 :

$$Q_5 : q_s = \min \left(\frac{p_l - 0,2}{9} ; \frac{p_l + 3,3}{32} \right) \quad \text{pour : } p_l \geq 0,2 \text{ MPa}$$

$$Q_6 : q_s = \min \left(\frac{p_l + 0,4}{10} ; \frac{p_l + 4,0}{30} \right) \quad (\text{en général : } p_l \geq 1,0 \text{ MPa})$$

$$Q_7 : q_s = \frac{p_l + 0,4}{10} \quad (\text{en général : } p_l \geq 2,5 \text{ MPa})$$

** La définition des différents types de fondations profondes est donnée à l'annexe G.5.

Lorsqu'un type de pieu n'entre pas de façon évidente dans l'une des catégories prévues par le tableau II, le marché fixe les valeurs de q_s à prendre en compte au vu de références expérimentales probantes ou d'essais de pieux.

Il est rappelé que l'annexe C.2., article 6, donne les indications nécessaires pour l'utilisation de la présente annexe dans le cas des pieux tubulaires métalliques battus ouverts, des pieux H et des palplanches.

*** La classification proposée pour les sols s'appuie sur les catégories conventionnelles de sols, définies dans l'annexe E.1., § 3.

Pour les formations qui n'entrent pas directement dans la classification présentée, il conviendra soit de les rattacher au type de sol dont elles se rapprochent le plus dans cette classification, soit d'effectuer une interpolation des paramètres de calcul.

***.* Ces conditions particulières d'exécution concernent essentiellement le réalésage et rainurage en fin de forage et l'injection sélective et répétitive.

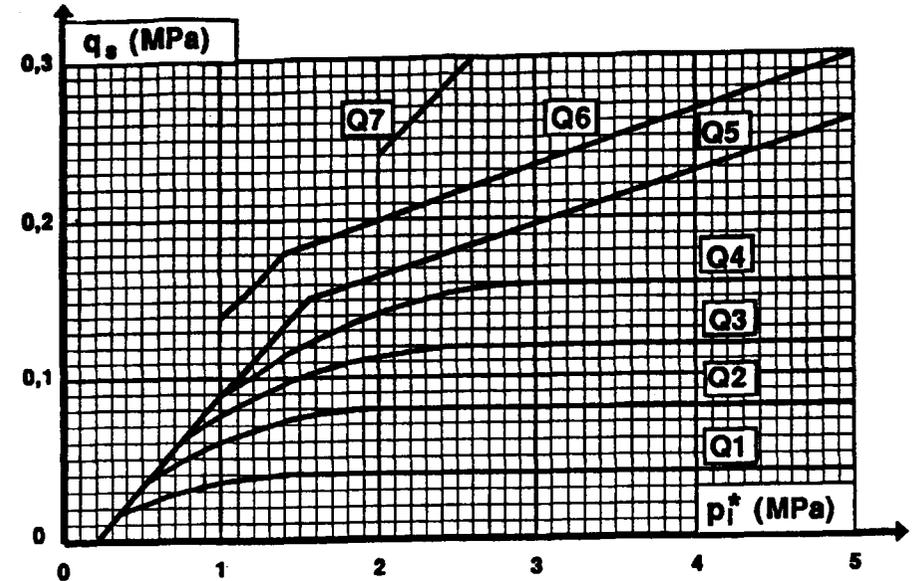


Figure 1 : courbes de frottement unitaire limite le long du fût du pieu.

Le tableau II, associé à la figure 1, précise la courbe à utiliser en fonction du type de l'élément de fondation considéré (**), de la nature des terrains concernés (***) et, s'il y a lieu, des conditions particulières d'exécution prévues par le marché (**.*).

- Le réalésage et le rainurage sont des opérations réalisées en fin de forage pour tirer le meilleur parti des performances du sol dans la mobilisation du frottement latéral. En pratique ces opérations sont réalisées simultanément, à l'aide d'un outil à dents débordantes dont le diamètre théorique extérieur est supérieur d'au moins 10% au diamètre nominal.

- Une injection est sélective lorsqu'elle offre la possibilité d'injecter un horizon bien délimité ; elle est répétitive lorsqu'elle permet de répéter l'opération, dans un horizon donné, après durcissement du coulis déjà injecté. C'est le cas en particulier du procédé faisant appel à l'emploi d'un tube à manchettes et d'un double obturateur.

Ces conditions particulières d'exécution doivent faire l'objet de propositions précises et détaillées soumises au maître d'œuvre.

***.** Cette disposition concerne surtout les micropieux, pour lesquels il est recommandé de procéder à des essais de chargement si leur nombre le justifie (cf. annexe C.6.).

TABLEAU II : CHOIX DES ABAQUES POUR LA DÉTERMINATION DE q_s

	ARGILES LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			MARNES		ROCHES
	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⁾	Q ₆
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⁾	Q ₆
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	Q ₆
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂	Q ₃	⁽⁴⁾			Q ₃	Q ₄	Q ₄	
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃			⁽⁴⁾			Q ₃	Q ₄	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		Q ₇ ⁽⁷⁾	

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
- (2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).
- (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 forcés perdus (parois rugueuses).
- (6) Injection sélective et répétitive à faible débit.
- (7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités (***)

ANNEXE C.4. (ANNEXE AU TEXTE)

CALCUL DES CONTRAINTES q_u ET q_s POUR UN ÉLÉMENT DE FONDATION PROFONDE À PARTIR DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION STATIQUE

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	88
2. - CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS LA POINTE q_u	88
3. - FROTTEMENT LATÉRAL UNITAIRE LIMITE q_s	89

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* Conformément à l'annexe E.1., § 2.1.3., ces essais sont conduits suivant la norme NF P 94-113.

ARTICLE 2. : CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS LA POINTE q_u

* La classification proposée pour les sols s'appuie sur les catégories conventionnelles de sols, définies dans l'annexe E.1., § 3.

Pour les formations qui n'entrent pas directement dans la classification présentée, il conviendra soit de les rattacher au type de sol dont elles se rapprochent le plus dans cette classification, soit d'effectuer une interpolation des paramètres de calcul.

** La définition des modes de mise en œuvre est précisée en commentaires de l'annexe C.2, article 3.

Lorsqu'un type de pieu n'entre pas de façon évidente dans l'une des deux catégories prévues par le tableau I, le marché pourra fixer des valeurs intermédiaires de k_c au vu de références expérimentales probantes ou d'essais de pieux.

Il est rappelé que l'annexe C.2, article 6, donne les indications nécessaires pour l'utilisation de la présente annexe dans le cas des pieux tubulaires métalliques battus ouverts, des pieux H et des palplanches.

*** Les résultats expérimentaux disponibles actuellement ne permettent pas de mettre en évidence une éventuelle influence de la forme de la section droite de l'élément de fondation.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent au calcul de la contrainte de rupture sous la pointe q_u et du frottement latéral unitaire limite q_s d'un élément isolé de fondation profonde à partir des résultats de l'essai au pénétromètre statique (*).

ARTICLE 2. : CONTRAINTE DE RUPTURE SOUS LA POINTE q_u

La contrainte de rupture est donnée par l'expression suivante :

$$q_u = k_c \cdot q_{ce}$$

q_{ce} désigne la « résistance de pointe lissée équivalente ». Sauf indication différente du marché, elle est calculée suivant la méthode exposée à l'annexe E.2.

Sauf indication différente du marché, la valeur de k_c , dit facteur de portance, est fixée par le tableau I ci-après en fonction de la nature de la formation concernée (*) et du mode de mise en œuvre de l'élément de fondation (**), quelle que soit la géométrie de la section droite de celui-ci (**).

Si elle n'est pas fixée par le marché, la classification des formations dans l'une ou l'autre des catégories définies dans le tableau est fixée par le maître d'œuvre sur proposition de l'entreprise.

TABLEAU I : VALEUR DU FACTEUR DE PORTANCE k_c

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	0,40	0,55
	B		
	C		
SABLES - GRAVES	A	0,15	0,50
	B		
	C		
CRAIES	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

ARTICLE 3. : FROTTEMENT LATÉRAL UNITAIRE LIMITE q_s

* La définition des différents types de fondations profondes est donnée à l'annexe G.5.

Lorsqu'un type de pieu n'entre pas de façon évidente dans l'une des catégories prévues par le tableau II, le marché fixe les valeurs de q_s à prendre en compte au vu de références expérimentales probantes ou d'essais de pieux.

Il est rappelé que l'annexe C.2., article 6, donne les indications nécessaires pour l'utilisation de la présente annexe dans le cas des pieux tubulaires métalliques battus ouverts, des pieux H et des palplanches.

** La classification proposée pour les sols s'appuie sur les catégories conventionnelles de sols, définies dans l'annexe E.1., § 3.

Pour les formations qui n'entrent pas directement dans la classification présentée, il conviendra soit de les rattacher au type de sol dont elles se rapprochent le plus dans cette classification, soit d'effectuer une interpolation des paramètres de calcul.

ARTICLE 3. : FROTTEMENT LATÉRAL UNITAIRE LIMITE q_s

Sauf indication différente du marché, la valeur du frottement latéral unitaire limite à la profondeur z , $q_s(z)$, est déterminée par l'expression suivante :

$$q_s(z) = \min \left(\frac{q_c(z)}{\beta} ; q_{smax} \right)$$

expression dans laquelle $q_c(z)$ représente la résistance de pointe lissée à la profondeur z et où β et q_{smax} sont donnés par le tableau II en fonction du type de l'élément de fondation considéré (*) et de la nature des terrains concernés (**).

Les frottements sont négligés pour les valeurs de $q_c(z) < 1$ MPa.

TABLEAU II : CHOIX DU COEFFICIENT β ET DE q_{smax}

		ARGILES - LIMONS			SABLES GRAVES			CRAIES			
		A	B		C		A	B	C	A	B
Foré	β	-	-	75 ⁽¹⁾	-	-	200	200	200	125	80
	q_{smax} (kPa)	15	40	80 ⁽¹⁾	40	80 ⁽¹⁾	-	-	120	40	120
Foré tubé (tube récupéré)	β	-	100	100 ⁽²⁾	-	100 ⁽²⁾	250	250	300	125	100
	q_{smax} (kPa)	15	40	60 ⁽²⁾	40	80 ⁽²⁾	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120		150		300	300	300	③	
	q_{smax} (kPa)	15	40		80		-	-	120	③	
Battu préfabriqué béton	β	-	75		-		150	150	150	③	
	q_{smax} (kPa)	15	80		80		-	-	120	③	

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Forage à sec, tube non louvoyé.

(3) 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.

ANNEXE C.5.

(ANNEXE AU TEXTE)

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT TRANSVERSAL D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION PROFONDE À PARTIR DES ESSAIS AU PRESSIOMÈTRE MÉNARD

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	91
2. - GÉNÉRALITÉS	91
3. - LOIS D'INTERACTION VIS-À-VIS DES SOLLICITATIONS DE COURTE DURÉE D'APPLICATION	92
3.1. - Réaction frontale	92
3.2 - Réaction tangentielle	93
3.3. - Diagramme résultant	93
4. - LOIS D'INTERACTION VIS-À-VIS DES SOLLICITATIONS DE LONGUE DURÉE D'APPLICATION	94
5. - CAS D'UN ÉLÉMENT IMPLANTÉ EN TÊTE DE TALUS	94
6. - MODIFICATIONS PRÈS DE LA SURFACE DU SOL	95
7. - CAS D'UN ÉLÉMENT SOUMIS À DES POUSSÉES LATÉRALES	95
8. - CUMUL DES CHARGES DE LONGUE ET DE COURTE DURÉE D'APPLICATION	96

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* Il peut y avoir lieu d'apporter des modifications au modèle de comportement de l'élément isolé pour traiter du cas des fondations profondes composées de plusieurs éléments. Des indications sont données dans ce sens à l'annexe G.1.

** Conformément à l'annexe E.1., § 2.2.1., ces essais sont conduits suivant la norme NF P 94-110.

*** Des modèles plus élaborés représentant plus correctement les phénomènes réels sont proposés en commentaires, pour les cas où la complexité du projet justifie de faire appel à de tels modèles.

ARTICLE 2. : GÉNÉRALITÉS

* Par exemple, dans le cas d'un pieu circulaire, cette pression s'exerce uniformément sur une largeur égale au diamètre du pieu.

** Les frottements latéraux sont des efforts qui s'opposent au déplacement de l'élément considéré. Dans le cas de sections rectangulaires tendant à se déplacer dans le sens de leur plus grande dimension, ces efforts apparaissent sur les faces parallèles au sens du déplacement. Dans le cas de sections composites, il est admis de considérer qu'ils se développent sur les surfaces parallèles au sens du déplacement du plus petit périmètre circonscrit à la section réelle. Les parties de ce périmètre à prendre en compte sont schématisées ci-dessous.



$L_s = L - B$: longueur de calcul des frottements latéraux.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

La présente annexe définit, pour un élément de fondation profonde isolé (*), la construction des lois d'interaction sol-élément de fondation décrivant le comportement transversal, à partir des résultats des essais au pressiomètre Ménard (**).

Les articles 2. à 6. définissent les lois de caractéristiques probables, applicables dans la plupart des cas. L'article 7, définit des lois de caractéristiques maximales, plus particulièrement adaptées à l'étude d'éléments soumis à des poussées latérales du sol (**).

ARTICLE 2. : GÉNÉRALITÉS

On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, fonction du déplacement transversal de la section considérée.

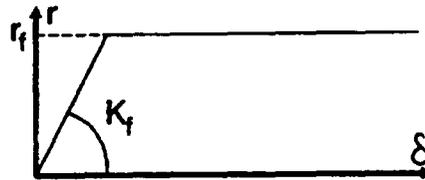
Cette réaction se compose :

- de pressions frontales, que l'on modélise par une pression uniforme s'exerçant sur la plus grande largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée B (*) ;
- d'efforts de frottements latéraux s'exerçant sur les parties du périmètre parallèles au sens du déplacement ; toutefois, une part de ces frottements étant déjà intégrée dans les pressions frontales citées ci-dessus, on retranche la valeur B à chacune de ces parties pour l'évaluation du frottement (**).

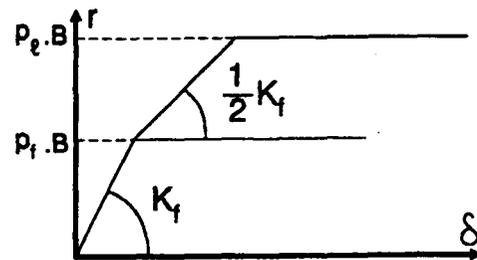
ARTICLE 3 : LOIS D'INTERACTION VIS-À-VIS DES SOLlicitATIONS DE COURTE DURÉE D'APPLICATION

3.1. RÉACTION FRONTALE

* Cette loi est illustrée par la figure ci-contre.



** Pour certains calculs, par exemple vis-à-vis de sollicitations accidentelles très brèves (chocs), ou, pour les sols cohérents, de sollicitations rares de courte durée, le marché pourra admettre que les justifications soient menées à partir d'un diagramme d'interaction tel que celui représenté par la figure ci-contre.



*** Il s'agit de la formule proposée à l'origine par Ménard, multipliée par 2 pour l'adapter aux sollicitations à court terme.

L'attention est attirée sur le fait que le module K_f considéré ici est un module linéique, contrairement au module surfacique k_f considéré dans les errements traditionnels. Ces deux modules sont liés par la relation :

$$K_f = B \cdot k_f$$

ARTICLE 3 : LOIS D'INTERACTION VIS-À-VIS DES SOLlicitATIONS DE COURTE DURÉE D'APPLICATION

3.1. RÉACTION FRONTALE

La loi de mobilisation de la réaction frontale $r = p \cdot B$ en fonction du déplacement δ du pieu est définie par :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente K_f ,
- un palier r_f (*).

L'évaluation de K_f et de r_f est effectuée à partir des résultats d'essais au pressiomètre Ménard suivant les indications ci-après (**).

Le module K_f est calculé par la formule suivante (***) :

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left(2,65 \cdot \frac{B}{B_0}\right)^\alpha + \alpha} \text{ pour : } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12 \cdot E_M}{\frac{4}{3} \cdot (2,65)^\alpha + \alpha} \text{ pour : } B \leq B_0$$

avec $B_0 = 0,60$ m, α étant un coefficient caractérisant le sol, donné par les tableaux suivants :

TYPE	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		-

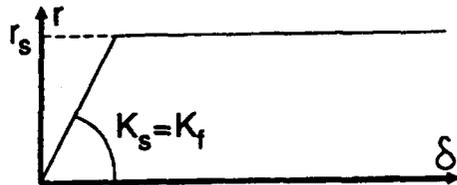
***.* On admet ici de prendre en compte la pression de fluage totale p_f et non la pression nette p_f^* (cf. annexe E.1., § 2.2,1.). Lorsque la pression de l'eau constitue une part importante de la pression totale (fondations en site aquatique profond par exemple), on retiendra toutefois les valeurs des pressions nettes.

Rocher	
TYPE	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

Le palier r_f est pris égal à $B \cdot p_f$ (**.*).

3.2. RÉACTION TANGENTIELLE

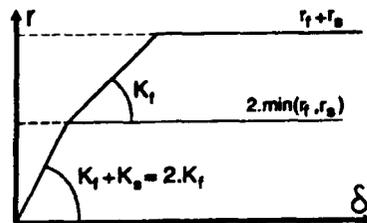
* Cette loi est illustrée par la figure ci-après.



** Voir l'article 2 ci-dessus.

3.3. DIAGRAMME RÉSULTANT

* Il en résulte que, dans les cas courants, la loi d'interaction globale se présente sous la forme illustrée par la figure ci-après.



3.2. RÉACTION TANGENTIELLE

La loi de mobilisation de la réaction tangentielle, c'est-à-dire le frottement développé sur les surfaces latérales des éléments de fondation allongés comme les barrettes, est définie par :

- un segment de droite passant par l'origine et de pente K_s ,
- un palier r_s (*).

Le module K_s est pris égal au module de réaction frontale K_f défini en 3.1.

Le palier r_s est pris égal à :

$$2 \cdot L_s \cdot q_s$$

où L_s est la longueur sur laquelle est calculée le frottement latéral (***) et q_s le frottement latéral unitaire limite tel qu'il est défini par l'annexe C.3. pour la justification vis-à-vis des charges axiales.

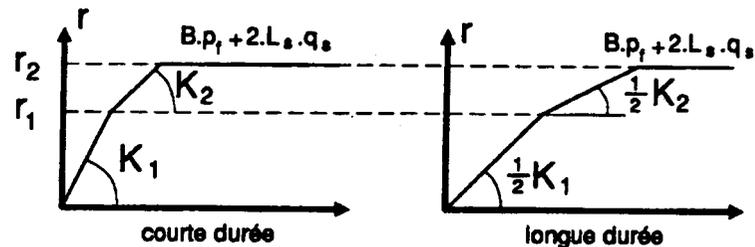
3.3. DIAGRAMME RÉSULTANT

La loi de mobilisation de la réaction globale est la somme de la réaction frontale et de la réaction tangentielle définies aux articles 3.1. et 3.2. ci-dessus (*).

ARTICLE 4. : LOIS D'INTERACTION VIS-À-VIS DES SOLlicitATIONS DE LONGUE DURÉE D'APPLICATION

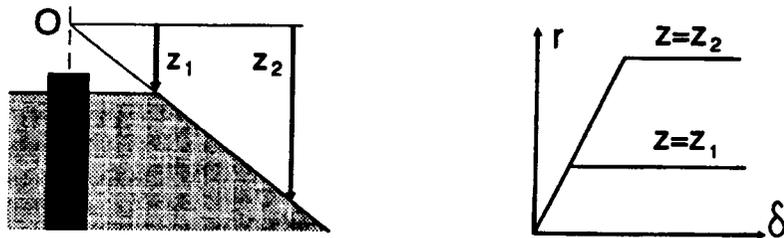
* Lorsqu'une vérification « en fourchette » au sens de l'article A.1.4., dernier alinéa, est envisagée, une analyse spécifique des lois d'interaction à adopter est nécessaire. On tiendra compte en particulier du fait que, pour les sols granulaires, les lois d'interaction peuvent être sensiblement identiques vis-à-vis des charges de courte et de longue durée d'application.

** Ces dispositions sont illustrées par la figure ci-après.



ARTICLE 5. : CAS D'UN ÉLÉMENT IMPLANTÉ EN TÊTE DE TALUS

* Ces dispositions sont illustrées par la figure suivante dans le cas d'un pieu circulaire :



ARTICLE 4. : LOIS D'INTERACTION VIS-À-VIS DES SOLlicitATIONS DE LONGUE DURÉE D'APPLICATION

Dans les cas usuels (*), la loi d'interaction à prendre en compte vis-à-vis des sollicitations de longue durée d'application est définie comme suit :

- la réaction frontale est dans tous les cas bornée par la valeur $B \cdot p_f$;
- le palier de la réaction tangentielle r_s est égal à la valeur définie en 3.2. pour les sollicitations de courte durée d'application ;
- les modules décrivant la mobilisation des efforts résistants en fonction du déplacement sont diminués par un facteur 2 par rapport aux valeurs définies à l'article 3. pour les sollicitations de courte durée d'application (**).

ARTICLE 5. : CAS D'UN ÉLÉMENT IMPLANTÉ EN TÊTE DE TALUS

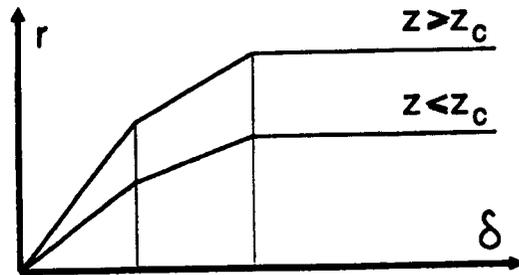
Dans le cas de fondations implantées en crête de talus, la réaction frontale et les frottements latéraux éventuels du sol ne peuvent être intégralement pris en compte qu'à partir d'une cote telle que l'épaisseur du sol susceptible d'être mise en butée soit au moins égale à $5 \cdot B$.

Entre le point fictif d'intersection du talus avec l'axe de l'élément et la cote précédemment définie, on adopte les dispositions suivantes :

- les pentes des lois élémentaires de mobilisation de la pression frontale et des frottements latéraux éventuels sont conservées ;
- on fait varier linéairement la valeur du palier plastique de ces lois en lui attribuant une valeur nulle au niveau du point fictif cité ci-dessus (*).

ARTICLE 6. : MODIFICATIONS PRÈS DE LA SURFACE DU SOL

* Ces dispositions sont illustrées par la figure ci-après.



ARTICLE 7. : CAS D'UN ÉLÉMENT SOUMIS À DES POUSSÉES LATÉRALES

ARTICLE 6. : MODIFICATIONS PRÈS DE LA SURFACE DU SOL

Pour les zones proches de la surface, le module de réaction du sol et la valeur de palier doivent être minorés. La profondeur z_c sur laquelle s'applique cette minoration, comptée à partir de la surface du sol après travaux, est prise

égale à :

- $2 \cdot B$ pour les sols cohérents ;
- $4 \cdot B$ pour les sols frottants.

Pour $z < z_c$, les lois effort-déplacement définies par les articles 3., 4. et 5. sont modifiées par une affinité :

- d'axe δ ,
- de direction r ,
- de rapport $0,5 \cdot \left(1 + \frac{z}{z_c}\right)$ (*).

ARTICLE 7. : CAS D'UN ÉLÉMENT SOUMIS À DES POUSSÉES LATÉRALES

Le présent article définit les lois d'interaction sol-élément à considérer dans l'étude des déplacements horizontaux du sol lorsqu'elles sont susceptibles d'engendrer des sollicitations plus défavorables que celles définies aux articles 3. à 6. ci-dessus.

Ces lois s'obtiennent à partir des articles 3. et 4. en modifiant le palier r_f défini à l'article 3.1.2. de la manière suivante :

$$r_f = B \cdot p_l$$

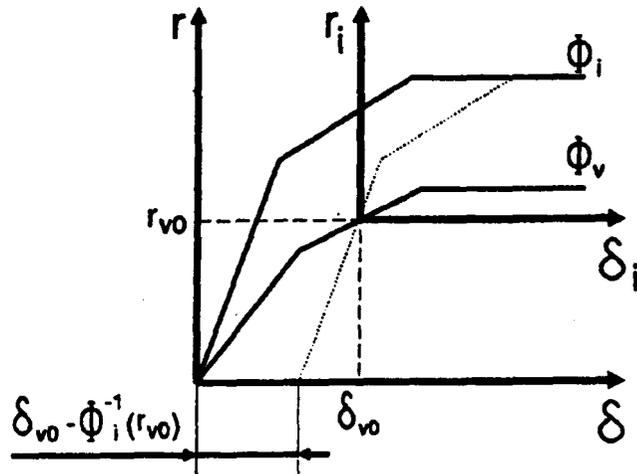
Par ailleurs, les minorations définies aux articles 5. et 6. ne sont pas prises en considération.

ARTICLE 8. : CUMUL DES CHARGES DE LONGUE ET DE COURTE DURÉE D'APPLICATION

* Les actions sont introduites avec leurs « valeurs de calcul », c'est-à-dire multipliées par les coefficients définis au chapitre A.5., à l'exception de γ_{F3} .

** Cette façon de procéder revient à effectuer une translation, parallèlement à l'axe des δ , sur la loi $r_i = \Phi_i(\delta_i)$, l'amplitude de cette translation étant telle que la nouvelle loi passe par le point (δ_{v0}, r_{v0}) . Ces dispositions sont illustrées par le schéma ci-après.

Lorsque Φ_v et Φ_i sont des lois linéaires, il est équivalent d'étudier indépendamment les effets des actions de longue et de courte durée d'application puis d'en faire la somme.



ARTICLE 8. : CUMUL DES CHARGES DE LONGUE ET DE COURTE DURÉE D'APPLICATION

Lorsque les conséquences des phénomènes d'hystérésis peuvent être considérées comme négligeables, les sollicitations et les déplacements dans la structure sont calculés comme indiqué ci-après.

Soit:

- $r_v = \Phi_v(\delta_v)$
- $r_i = \Phi_i(\delta_i)$

les lois effort-déplacement respectivement obtenues vis-à-vis des actions de longue et de courte durée d'application.

Pour une combinaison d'actions donnée, on commence par étudier l'état d'équilibre de la structure sous l'effet des actions (*) de longue durée d'application seules, soit :

$$r_{v0} = \Phi_v(\delta_{v0})$$

dans une section donnée.

On étudie ensuite le déplacement incrémental $\delta_i = \delta - \delta_{v0}$ et les efforts incrémentaux $r_i = r - r_{v0}$ à l'aide de la loi (**):

$$r_i = \Phi_i[\delta_i + \Phi_i^{-1}(r_{v0})] - r_{v0}$$

Lorsque $\Phi_i(\delta_{v0})$ se trouve sur le palier plastique de la loi Φ_i , on choisit pour la valeur de $\Phi_i^{-1}(r_{v0})$ le plus petit déplacement δ tel que $\Phi_i(\delta) = r_{v0}$.

ANNEXE C.6.

(ANNEXE AU TEXTE)

DISPOSITIONS PARTICULIÈRES AUX MICROPIEUX

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	98
2. - CARACTÈRES DES MATÉRIAUX	98
3. - COMPORTEMENT VIS-À-VIS DES CHARGES AXIALES	98
3.1. - Détermination des paramètres de charge	98
3.2. - Rigidité axiale vis-à-vis de l'effort normal	99
4. - COMPORTEMENT TRANSVERSAL	99
5. - JUSTIFICATIONS	99
5.1. - États-limites de mobilisation locale du sol	99
5.2. - Épaisseur sacrifiée à la corrosion	100
5.3. - États-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation	101

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* Il s'agit des micropieux de type II, III ou IV suivant la terminologie rappelée à l'annexe G.5.

Cette catégorie de pieux peut être sollicitée en traction de façon permanente, mais il est rappelé qu'elle ne couvre pas le cas des tirants dits « pré-contraints ».

ARTICLE 2. : CARACTÈRES DES MATÉRIAUX

* Il s'agit respectivement des titres suivants du fascicule 4 du C.C.T.G. :
- titre I en ce qui concerne les armatures pour béton armé ;
- titre II en ce qui concerne les barres pour armatures de précontrainte ;
- titre III en ce qui concerne les aciers laminés.

** Sont visés en particulier certains tubes destinés à l'industrie pétrolière, qui sont parfois utilisés pour la confection de micropieux. Dans ce cas, les caractéristiques des aciers et les contrôles spécifiques auxquels elles doivent donner lieu sont soit fixés par le marché, soit proposés à l'acceptation du maître d'œuvre.

ARTICLE 3. : COMPORTEMENT VIS-À-VIS DES CHARGES AXIALES

3.1. DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE CHARGE

* Il en résulte que les valeurs à adopter pour Q_c et Q_u sont respectivement Q_{tc} et Q_{tu}

** Pour ce type de pieux, la valeur des paramètres de charge dépend beaucoup des conditions d'exécution. C'est pour cette raison que des essais préalables de chargement sont fortement recommandés.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

La présente annexe définit les règles particulières applicables aux micropieux équipés d'armatures et d'un système d'injection d'un coulis de scellement (*).

ARTICLE 2. : CARACTÈRES DES MATÉRIAUX

Les aciers utilisés peuvent être des armatures pour béton armé, des aciers laminés pour construction métallique ou des barres pour armatures de précontrainte. Ils satisfont aux prescriptions du C.C.T.G. (*).

Dans le cas de tubes métalliques, l'utilisation d'aciers ne satisfaisant pas à ces prescriptions peut être admise (**).

Dans tous les cas, le diagramme déformations-contraintes de calcul à considérer est celui défini à l'article A.3.2,3.

ARTICLE 3. : COMPORTEMENT VIS-À-VIS DES CHARGES AXIALES

3.1. DÉTERMINATION DES PARAMÈTRES DE CHARGE

Sauf dispositions différentes du marché, la résistance de pointe est négligée quelle que soit la méthode de détermination des paramètres de charge (*).

Les valeurs de Q_{tc} et Q_{tu} sont normalement déterminées à partir d'au moins un essai de traction représentatif, suivant les indications de l'annexe C.1. (**).

*** D'une façon générale, l'annexe C.3. résulte d'un ajustement sur les valeurs basses des résultats obtenus lors du dépouillement d'essais de pieux. Pour un nombre de pieux important, la détermination des paramètres de charge à partir d'essais peut donc présenter un intérêt manifeste.

***.* Dans la pratique, on observe que le diamètre réel du scellement est supérieur à celui du forage.

3.2. RIGIDITÉ AXIALE VIS-À-VIS DE L'EFFORT NORMAL

ARTICLE 4.: COMPORTEMENT TRANSVERSAL

* Dans le cas de micropieux constitués de plusieurs barres groupées, il en résulte que la rigidité totale de flexion est la somme des rigidités individuelles des barres.

ARTICLE 5.: JUSTIFICATIONS

* L'attention est particulièrement attirée sur les justifications requises par l'article C.4.1,2. : « Etats limites de mobilisation globale du sol ».

5.1. ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION LOCALE DU SOL

Toutefois, il est admis (***) que ces valeurs soient estimées suivant les indications des annexes C.2. et C.3. en se basant, à titre conservatoire, sur le diamètre nominal du trou de forage (***.*), le frottement latéral à prendre en compte étant celui relatif aux pieux injectés « basse pression », ou « haute pression », suivant la technologie utilisée.

3.2. RIGIDITÉ AXIALE VIS-À-VIS DE L'EFFORT NORMAL

La rigidité axiale est évaluée conformément à l'article C.2.1,2. Les calculs sont effectués à partir de la section nominale d'acier, en négligeant la rigidité du coulis.

ARTICLE 4. : COMPORTEMENT TRANSVERSAL

Pour la modélisation de l'interaction sol-élément en partie courante du fût, l'annexe C.5. est applicable en prenant pour valeur de B le diamètre nominal du forage.

Sauf disposition différente du marché, la rigidité de flexion est calculée sur la section nominale d'acier seul, en négligeant la rigidité du coulis (*).

ARTICLE 5. : JUSTIFICATIONS

Toutes les prescriptions du chapitre C.4. non modifiées par ce qui suit sont applicables (*). Les caractères des matériaux à considérer sont ceux définis à l'article 2. ci-dessus,

5.1. ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION LOCALE DU SOL

Les justifications sont conduites suivant les principes de l'article C.4.1,1., modifiés comme suit.

5.1.1. ÉTATS-LIMITES ULTIMES

5.1.1. ÉTATS-LIMITES ULTIMES

Le tableau de l'article C.4.1,12. est remplacé par le suivant :

	Q_{\min}	Q_{\max}
Combinaisons fondamentales	$-\frac{Q_{tu}}{1,40}$	$\frac{Q_u}{1,40}$
Combinaisons accidentelles	$-\frac{Q_{tu}}{1,20}$	$\frac{Q_u}{1,20}$

5.1.2. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

* L'attention est attirée sur le cas des micropieux soumis de façon fréquente à des efforts alternés, qui peuvent dégrader rapidement le frottement sol-pieu. Il y a lieu dans chaque cas particulier de définir des états-limites de fatigue tenant compte de cette dégradation.

5.1.2. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE (*)

Le tableau de l'article C.4.1,13. est remplacé par le suivant :

	Q_{\min}	Q_{\max}
Combinaisons rares	$-\frac{Q_{tc}}{1,10}$	$\frac{Q_c}{1,10}$
Combinaisons quasi permanentes	$-\frac{Q_{tc}}{1,40}$	$\frac{Q_c}{1,40}$

5.2. ÉPAISSEUR SACRIFIÉE À LA CORROSION

* A cet égard, une protection par une gaine ou par un tube continu peut être considérée comme satisfaisante.

5.2. ÉPAISSEUR SACRIFIÉE À LA CORROSION

L'article C.4.2,22. est applicable à l'exception des cas où une protection efficace contre la corrosion est mise en place (*).

5.3. ÉTATS-LIMITES CONCERNANT LES MATÉRIAUX CONSTITUTIFS DE LA FONDATION

5.3.1. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE RÉSISTANCE SOUS SOLlicitATIONS NORMALES

* L'attention est tout particulièrement attirée sur les sections de rabouillage par soudure, dont la qualité d'exécution doit être telle qu'elles ne constituent pas une section de moindre résistance.

5.3.2. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ DE FORME

5.3.3. ÉTAT-LIMITE DE SERVICE SOUS SOLlicitATIONS NORMALES

* Lorsque ce type de barres est sollicité en traction de façon permanente ou fréquente, il convient d'une part d'adopter des dispositions constructives qui rendent négligeables les contraintes de flexion et de cisaillement et d'autre part de munir le micropieu sur toute la hauteur du fût d'un dispositif efficace de protection contre la corrosion.

** Il s'agit exclusivement des combinaisons rares.

*** Cette valeur est fixée pour limiter les risques de corrosion sous tension. Elle est homogène avec les valeurs admises pour les tirants d'ancrage actifs.

5.3. ÉTATS-LIMITES CONCERNANT LES MATÉRIAUX CONSTITUTIFS DE LA FONDATION

5.3.1. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE RÉSISTANCE SOUS SOLlicitATIONS NORMALES (*)

L'article C.4.2,2 est applicable, les contraintes étant calculées en négligeant la présence du coulis, conformément aux hypothèses admises aux articles 3. et 4. ci-dessus.

5.3.2. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ DE FORME

Les micropieux travaillant en compression sont systématiquement justifiés vis-à-vis de cet état-limite, suivant les prescriptions de l'article C.4.2,21., complétées par les dispositions de l'article 4. ci-dessus relatives au comportement transversal.

5.3.3. ÉTAT-LIMITE DE SERVICE SOUS SOLlicitATIONS NORMALES

Cette état-limite n'est à considérer qu'en cas d'utilisation de barres pour armatures de précontrainte (*).

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles définies à l'article A.5.3,1. (**).

La contrainte moyenne de traction dans chaque barre est limitée à $0,6 \cdot f_{peg}$ (***).

ANNEXE D.

(ANNEXE AU TEXTE)

FONDACTIONS SEMI-PROFONDES

SOMMAIRE

	Pages
1.-DOMAINE D'APPLICATION	103
2. - MODÈLES DE COMPORTEMENT	103
2.1. - Contraintes verticales normales à la base	104
2.2. - Frottements horizontaux tangents à la base	104
2.3. - Frottements latéraux verticaux	105
2.4. - Pressions frontales horizontales	106
2.5. - Frottements latéraux parallèles au sens du déplacement	106
2.6. - Contrainte de référence q'_{ref}	107
2.7. - Contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée	107
3. - JUSTIFICATIONS	108
3.1.- États-limites de mobilisation du sol	108
3.2. - État-limite ultime de renversement	108
3.3. - État-limite de service de décompression du sol	108
3.4. - États-limites concernant les matériaux constitutifs de la fondation	108
3.5. - État-limite ultime de stabilité d'ensemble	108

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

* En règle générale, on peut considérer qu'un élément de fondation est semi-profond lorsque sa hauteur d'encastrement D_e , telle qu'elle est définie à l'annexe E.2., est comprise entre 1,5 et 5 fois sa largeur.

** Dans la grande majorité des cas, il s'agit de fondations massives isolées dont la largeur peut atteindre plusieurs mètres.

ARTICLE 2. : MODÈLES DE COMPORTEMENT

* La prise en compte d'une réaction du terrain sur le fût de la fondation ne peut être envisagée qu'à condition :

- que les méthodes d'exécution n'entraînent pas une décompression ou des dégradations trop importantes du terrain (emploi d'explosifs par exemple) lorsqu'il s'agit du terrain en place ;
- que ce terrain soit soigneusement compacté lorsqu'il est rapporté ;
- qu'aucun phénomène (affouillements, travaux ultérieurs, etc.) ne soit susceptible de modifier la géométrie du terrain ;
- que la hauteur probable de gel soit neutralisée ;
- que les déplacements nécessaires pour mobiliser cette réaction soient compatibles avec les états-limites relatifs à la structure portée.

ARTICLE 1. : DOMAINE D'APPLICATION

Les dispositions de la présente annexe s'appliquent aux fondations constituées d'éléments pouvant être individuellement assimilés à des éléments de fondation semi-profonde (*).

Dans un but de simplification, on fait les hypothèses suivantes :

- la fondation est constituée d'un élément unique (**);
- la surface du sol est horizontale ;
- le sol n'est soumis à aucun mouvement d'ensemble.

Le marché définit les modifications et compléments à apporter aux présentes règles lorsque ces conditions ne sont pas remplies.

ARTICLE 2. : MODÈLES DE COMPORTEMENT

On admet que le sol s'oppose aux mouvements de la fondation par :

- une réaction s'exerçant sous la base, composée :
 - de contraintes verticales normales à la base,
 - de frottements horizontaux tangents à la base ;
- une réaction s'exerçant sur le fût, composée :
 - de frottements latéraux verticaux,
 - de pressions frontales horizontales, que l'on modélise par une pression uniforme s'exerçant sur la plus grande largeur du fût perpendiculairement au sens du déplacement, notée B ,
 - s'il y a lieu, de frottements horizontaux s'exerçant sur les parties du périmètre parallèles au sens du déplacement.

La réaction du terrain sur le fût ne peut être prise en compte que s'il est justifié qu'elle est réellement mobilisable (*).

2.1. CONTRAINTES VERTICALES NORMALES À LA BASE

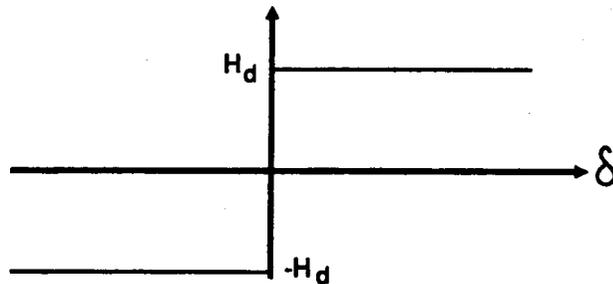
* Conformément aux principes énoncés en A.4.2,31., il s'agit de contraintes effectives ; cependant, l'étude du comportement à court terme des sols fins amènera en général à adapter ces prescriptions pour raisonner en termes de contraintes totales.

** Compte tenu de la rigidité des fondations semi-profondes, il résulte de ces hypothèses que les diagrammes de contraintes sont plans.

*** Dans la plupart des procédés de construction, cette hypothèse est la plus représentative en raison du phasage de réalisation.

2.2. FROTTEMENTS HORIZONTAUX TANGENTS À LA BASE

* Ces hypothèses reviennent à adopter une loi de comportement conforme à la figure suivante :



** Le frottement sous la base de la fondation est généralement de type rugueux ; les plans de glissement éventuels sont contenus dans le sol de fondation de sorte qu'il est admis de prendre un coefficient de frottement sol-semelle égal à $\text{tg } \varphi'$.

*** L'attention est attirée sur le fait que la mobilisation totale de la cohésion est incertaine ; c'est pour cette raison, entre autres, que le coefficient γ_{g2} est supérieur à γ_{g1} . D'une façon générale, la plus grande prudence est conseillée quant au choix de la valeur de c' adoptée dans les calculs. En tout état de cause, il est fortement recommandé de limiter celle-ci à 75 kPa.

2.1. CONTRAINTES VERTICALES NORMALES À LA BASE

Les contraintes normales (*) sous la base de la fondation sont déterminées dans le cadre des hypothèses suivantes :

- aucun effort de traction ne peut être mobilisé dans le sol ;
- les contraintes sont proportionnelles aux déplacements (**);
- sauf disposition différente du marché, le poids propre du massif de fondation est intégralement repris par ces contraintes (**).

À défaut de modèle plus élaboré, les coefficients de proportionnalité k_v et k_j entre les contraintes et les déplacements sont estimés suivant les indications de l'annexe F.3.

2.2. FROTTEMENTS HORIZONTAUX TANGENTS À LA BASE

On admet que la loi de mobilisation du frottement horizontal sous la base de la fondation en fonction du déplacement horizontal de celle-ci est de type rigide-plastique.

La valeur de calcul du palier de la résultante H_d de ces frottements est donnée par (*) :

$$H_d = \frac{V_d \cdot \text{tg} \varphi'}{\gamma_{g1}} + \frac{c' \cdot A'}{\gamma_{g2}}$$

avec les notations suivantes :

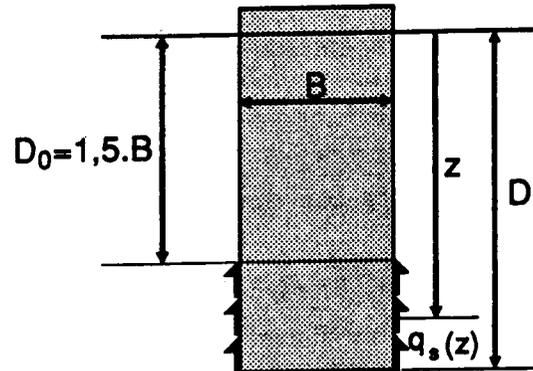
- V_d : valeur de calcul de l'effort vertical appliqué à la base de la fondation,
- A' : surface comprimée de celle-ci,
- φ' : angle de frottement interne du sol (**),
- c' : cohésion (**).

Sauf dispositions différentes du marché :

- γ_{g1} est pris égal à 1,2,
- γ_{g2} est pris égal à 1,5.

2.3. FROTTEMENTS LATÉRAUX VERTICAUX

* Cette disposition est illustrée par le schéma suivant :



** Il résulte de ces hypothèses que, lorsque l'ensemble de la fondation est soumis à un déplacement descendant, l'effort total mobilisable est donné par :

$$Q_s = P \cdot \int_{D_0}^D q_s(z) \cdot dz$$

où P désigne le périmètre de l'élément.

*** L'exécution d'une fondation semi-profonde peut relever de différents procédés. Il peut s'agir par exemple d'un caisson havé, avec pointe débordante ou non, d'un massif de béton coulé à pleine fouille, ou à l'intérieur d'un blindage, ou encore d'un pieu, d'un puits ou d'une barrette. La valeur du frottement latéral unitaire limite dépend pour une grande part du procédé d'exécution retenu.

En fonction de ces considérations, le frottement $q_s(z)$ pourra être

- négligé,
- calculé en fonction de la contrainte horizontale effective à la surface du fût à la cote considérée,
- calculé suivant les indications des annexes C.3. ou C.4. s'il s'agit d'un pieu, d'un puits ou d'une barrette, ou s'il est justifié que le mode d'exécution adopté permet de s'y référer.

2.3. FROTTEMENTS LATÉRAUX VERTICAUX

Lorsque leur prise en compte est justifiée, les contraintes de frottement vertical à la cote z , notées $q_s(z)$, sont déterminées dans le cadre des hypothèses suivantes :

- le frottement n'est mobilisé qu'à compter d'une profondeur D_0 égale à $1,5 \cdot B$ (*) ;
- aucun frottement n'est mobilisé sur les parties du fût où la contrainte normale est réputée être nulle ;
- la loi de mobilisation du frottement latéral unitaire $q_s(z)$ en fonction du déplacement vertical s de la partie correspondante du fût est de type rigide-plastique (**).

La valeur de $q_s(z)$ est fixée en fonction de la nature des terrains concernés et du mode d'exécution de la fondation (***) .

Par simplification, on admet que la valeur de calcul de $q_s(z)$, notée $q_{sd}(z)$, dépend uniquement des combinaisons d'actions considérées et vaut :

$$q_{sd}(z) = \frac{q_s(z)}{\gamma_m}$$

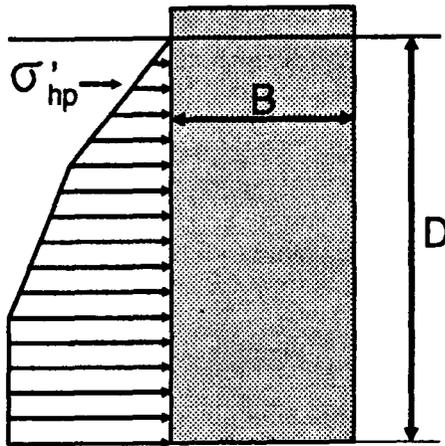
avec :

- $\gamma_m = 1,4$ vis-à-vis des états-limites ultimes,
- $\gamma_m = 2,0$ vis-à-vis des états-limites de service.

2.4. PRESSIONS FRONTALES HORIZONTALES

* Comme dans le cas des frottements verticaux, le procédé d'exécution revêt une importance majeure pour fixer l'angle et donc la valeur de la contrainte limite de butée sur l'élément. En tout état de cause, seule la composante horizontale de la butée est à considérer.

** Cette disposition est illustrée par le schéma suivant :



*** Il s'agit notamment des fondations peu chargées verticalement mais pouvant être soumises à des efforts de renversement élevés (portiques de signalisation, pylônes de remontées mécaniques, etc.).

2.5. FROTTEMENTS LATÉRAUX PARALLÈLES AU SENS DU DÉPLACEMENT

2.4. PRESSIONS FRONTALES HORIZONTALES

Lorsque la prise en compte d'une telle réaction est justifiée, les prescriptions de l'annexe C.5. sont applicables.

Toutefois, si le résultat est plus défavorable, le palier du diagramme de calcul de la pression frontale est fixé à partir de la composante horizontale $\sigma'_{hp}(z)$ de la butée limite du terrain (*) à la cote $z(**)$.

Lorsque la stabilité de la fondation est fortement conditionnée par la prise en compte de ces pressions, le marché peut fixer directement les valeurs limites de calcul à utiliser (***)

2.5. FROTTEMENTS LATÉRAUX PARALLÈLES AU SENS DU DÉPLACEMENT

Lorsque la prise en compte de tels frottements est justifiée, les prescriptions de l'annexe C.5. sont applicables sous réserve des adaptations suivantes :

- le frottement n'est mobilisé qu'à compter de la profondeur D_0 définie à l'article 2.3. ;
- on adopte pour q_s la valeur $q_s(z)$ définie à l'article 2.3.

2.6. CONTRAINTE DE RÉFÉRENCE q'_{ref}

* L'intérêt de cette contrainte de référence est de tenir compte de l'effet défavorable de l'excentrement des charges.

2.7. CONTRAINTE DE RUPTURE DU SOL SOUS CHARGE VERTICALE CENTRÉE

(*) Cette procédure revient à écrêter les valeurs de k_p et k_c aux valeurs données par le tableau suivant :

TYPE DE SOL	k_{pmax} carrée	k_{pmax} filante	k_{cmax} carrée	k_{cmax} filante
Argiles et limons A	1,30	1,10	0,60	0,49
Argiles et limons B	1,50	1,22	0,60	0,49
Argiles C	1,80	1,40	-	-
Sables A	1,88	1,53	0,26	0,21
Sables et graves B	2,25	1,75	0,25	0,19
Sables et graves C	3,00	2,20	0,24	0,18
Craies A	1,30	1,10	0,60	0,49
Craies B	2,18	1,83	0,29	0,24
Craies C	2,18	1,83	-	-
Marnes, Roches	1,68	1,41	-	-

2.6. CONTRAINTE DE RÉFÉRENCE q'_{ref}

La justification des fondations semi-profondes vis-à-vis de certains états limites est menée à partir d'une contrainte conventionnelle de référence notée q'_{ref} (*). Cette contrainte est définie par l'expression suivante :

$$q'_{ref} = \frac{3 \cdot q'_{max} + q'_{min}}{4}$$

où q'_{max} et q'_{min} sont respectivement les contraintes maximale et minimale (éventuellement nulle) du diagramme des contraintes normales sous la base de la fondation visées à l'article 2.1.

2.7. CONTRAINTE DE RUPTURE DU SOL SOUS CHARGE VERTICALE CENTRÉE

La contrainte de rupture du sol sous charge verticale centrée, notée q'_u , est déterminée en tenant compte du procédé d'exécution dont se rapproche le plus la fondation :

- pour les techniques assimilables à celles des fondations superficielles, les annexes B.1. ou B.2. sont applicables à condition de borner la valeur de q'_u à celle obtenue pour un encastrement $D_e/B = 2,5$ (*) ;
- pour les techniques assimilables à celles des fondations profondes, les annexes C.3. ou C.4. sont applicables ;
- pour les techniques difficiles à classer dans l'une des deux catégories précédentes, le marché fixe les modalités de détermination de q'_u .

ARTICLE 3. : JUSTIFICATIONS

3.1. ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION DU SOL

3.1,1. ÉTATS-LIMITES ULTIMES DE MOBILISATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE

3.1,2. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

3.2. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE RENVERSEMENT

3.3. ÉTAT-LIMITE DE SERVICE DE DÉCOMPRESSION DU SOL

3.4. ÉTATS-LIMITES CONCERNANT LES MATÉRIAUX CONSTITUTIFS DE LA FONDATION

3.5. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ D'ENSEMBLE

ARTICLE 3. : JUSTIFICATIONS

3.1. ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION DU SOL

3.1,1. ÉTATS-LIMITES ULTIMES DE MOBILISATION DE LA CAPACITÉ PORTANTE

Les dispositions de l'article B.3.1,1. relatif aux fondations superficielles sont applicables.

3.1,2. ÉTATS-LIMITES DE SERVICE

Les dispositions de l'article B.3.1,2. relatif aux fondations superficielles sont applicables.

3.2. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE RENVERSEMENT

Les dispositions de l'article B.3.2. relatif aux fondations superficielles sont applicables.

3.3. ÉTAT-LIMITE DE SERVICE DE DÉCOMPRESSION DU SOL

Les dispositions de l'article B.3.3. relatif aux fondations superficielles sont applicables.

3.4. ÉTATS-LIMITES CONCERNANT LES MATÉRIAUX CONSTITUTIFS DE LA FONDATION

Sauf prescriptions différentes du marché, les dispositions de l'article C.4.2,1. relatif aux éléments de fondations profondes en béton armé sont applicables.

3.5. ÉTAT-LIMITE ULTIME DE STABILITÉ D'ENSEMBLE

Les dispositions de l'article B.3.6. relatif aux fondations superficielles sont applicables

ANNEXE E.1.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

CARACTÈRES REPRÉSENTATIFS DU COMPORTEMENT DES SOLS

SOMMAIRE

	Pages
1. - CARACTÈRES DÉDUITS D'ESSAIS DE LABORATOIRE	110
1.1 - Caractères d'identification	110
1.2 - Paramètres de résistance	110
1.3. - Paramètres de déformabilité	111
1.4 - Perméabilité	112
2. - CARACTÈRES DÉDUITS D'ESSAIS EN PLACE	112
2.1. - Essais de pénétration	112
2.2 - Essais d'expansion de cavités	113
2.3. - Essais scissométriques en place	115
3. - CATÉGORIES CONVENTIONNELLES DE SOL	115
4. - CRITÈRES DE CLASSIFICATION DES SOLS	116

1. - CARACTÈRES DÉDUITS D'ESSAIS DE LABORATOIRE

1.1. CARACTÈRES D'IDENTIFICATION

Il s'agit d'essais, généralement simples, destinés à apprécier l'état des sols, à les identifier et à les classer.

À l'exception des poids volumiques, les caractères d'identification n'interviennent pas de façon explicite dans les calculs. Ils présentent par contre une grande importance pour orienter la conception et pour choisir les lois d'interaction sol-structure les plus appropriées.

En outre, lorsque les méthodes d'essais classiques sont inopérantes, il est possible de déduire des caractères d'identification des fourchettes probables de certains caractères mécaniques.

La classification des sols en catégories s'appuie sur les caractéristiques suivantes, obtenues par des essais normalisés.

- La courbe granulométrique (norme PR P 94-057-1 et 2).
- La teneur en eau w (norme Pr P 94-050-1) et le degré de saturation S_r , qui permettent d'apprécier l'état d'un sol et de prévoir qualitativement certains aspects de son comportement.
- Les limites d'Atterberg w_L , w_P (norme Pr P 94-051-1 et 2).
- Les poids volumiques humide γ , sec γ_d (norme Pr P 94-053), et des grains γ_s (norme Pr P 94-054), l'usage, reconnu de manière internationale, voulant que l'on définisse le poids volumique d'un sol et non sa masse volumique.
- L'indice des vides e et la porosité n

1.2. PARAMÈTRES DE RÉSISTANCE

La résistance au cisaillement d'un sol est caractérisée par sa cohésion c et son angle de frottement interne φ . Ces paramètres sont déterminés à partir d'essais effectués en laboratoire sur échantillons intacts, dont les plus utilisés sont :

- le cisaillement à la boîte (norme Pr P 94-070),
- l'essai à l'appareil triaxial (norme Pr P 94-074-1-2 et 3).

Selon les conditions de drainage et la vitesse d'application des sollicitations, on distingue plusieurs types d'essais :

- **L'essai non consolidé - non drainé UU** (norme Pr P 94-074-1)

Il permet de déterminer les caractéristiques non drainées c_u et φ_u , correspondant au comportement à court terme d'un sol fin. Pour un sol fin saturé, la résistance au cisaillement non drainé est généralement constante et caractérisée par c_u ($\varphi_u = 0$).

- **L'essai consolidé - non drainé CU** (norme Pr P 94-074-2)

Il permet d'étudier la variation de la résistance au cisaillement non drainé du sol en fonction de la pression de consolidation. Les paramètres c_{cu} et ϕ_{cu} mesurés par cet essai ne sont pas des caractéristiques intrinsèques du sol. Par contre, en mesurant la pression interstitielle u en cours d'essai, il est possible de déterminer les caractéristiques intergranulaires ou effectives c' et ϕ' des sols saturés sans avoir recours à l'essai CD, qui est très long lorsque le sol est peu perméable.

- **L'essai consolidé - drainé CD** (norme Pr P 94-074-3)

Il permet de déterminer les caractéristiques intergranulaires ou effectives c' et ϕ' correspondant au comportement des sols grenus perméables et au comportement à long terme des sols fins.

La valeur des paramètres de résistance à introduire dans les calculs doit être fixée après appréciation de la représentativité des essais (essentiellement conditionnée par leur nombre et par l'aptitude du terrain à fournir des échantillons peu remaniés) et de la variabilité possible des caractéristiques du sol étudié.

L'attention est attirée sur le fait que, même dans le meilleur des cas, la cohésion ne peut pas être appréciée à moins de 10 kPa près et l'angle de frottement à moins de 1 ou 2 degrés près. On tiendra compte en particulier de la représentativité très relative de la cohésion lorsque les valeurs mesurées sont faibles.

1.3. PARAMÈTRES DE DÉFORMABILITÉ

La compressibilité d'un sol est caractérisée par son indice des vides initial e_0 , sa pression de préconsolidation σ'_p et son indice de compression C_c , déterminés à partir de l'essai œdométrique (norme Pr P 94-090-1).

D'autres paramètres peuvent être pris en considération, tels que :

- le module œdométrique E_{oed} entre σ'_p et σ'_{v0} ,
- le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν .

Les différents modules caractérisant le comportement d'un sol sont mesurés soit en laboratoire (essai œdométrique, essai triaxial) soit à partir d'essais pressiométriques.

Pour les sables et graviers, où les déformations se produisent quasi instantanément, on pourra adopter pour valeur du coefficient de Poisson $\nu = 0,33$.

Dans le cas des sols fins, on peut prendre :

- $\nu = 0,5$ pour les déformations instantanées,
- $\nu = 0,2$ à $0,4$ pour les déformations totales.

1.4. PERMÉABILITÉ

La perméabilité mesurée en laboratoire (norme Pr P 94-090-5 ou norme Pr P 94-092) ne doit servir qu'à la détermination du coefficient de consolidation c_v . Elle n'est en effet généralement pas représentative de la perméabilité globale d'un terrain et il serait donc illusoire de l'utiliser pour effectuer, entre autres, des calculs de débits de pompage.

2. - CARACTÈRES DÉDUITS D'ESSAIS EN PLACE

Le comportement mécanique et rhéologique d'un sol peut être représenté par des caractères déduits d'essais en place. On distingue :

- les essais de pénétration,
- les essais d'expansion,
- les essais scissométriques.

Les paramètres mesurés ou calculés sont spécifiques du type d'essai et du matériel utilisé.

2.1. ESSAIS DE PÉNÉTRATION

2.1.1. PÉNÉTROMÈTRE DYNAMIQUE

L'essai consiste à battre dans le sol une tige munie d'une pointe.

Il existe plusieurs types de pénétromètres dynamiques. Seul le pénétromètre de type « DPA » (norme Pr P 94-114), pour lequel le frottement entre le sol et le train de tiges est négligeable, peut être utilisé pour le calcul des fondations.

Cet essai permet de déterminer, à partir de formules de battage tenant compte des caractéristiques de l'appareil utilisé, la résistance dynamique du sol q_d .

2.1.2. PÉNÉTRATION AU CAROTTIER (S.P.T.) (norme Pr P 94-116)

Il s'agit d'un essai normalisé de pénétration dynamique d'un carottier. Il permet de déterminer le nombre de coups N nécessaires pour enfoncer de 30 cm un carottier normalisé sous une énergie de percussion connue.

2.1.3. PÉNÉTROMÈTRE STATIQUE (norme Pr P 94-113)

L'essai consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante, une tige munie d'une pointe équipée d'un dispositif de mesure.

Il permet de déterminer la résistance à la pénétration de la pointe q_c .

On obtient ainsi un « diagramme continu de pénétration » $q_c(z)$ sur toute la hauteur du sondage.

En pratique, on utilise un diagramme de pénétration « lissé » obtenu en appliquant une méthode de lissage appropriée au diagramme $q_c(z)$. Pour alléger les notations, $q_c(z)$ désigne, dans l'ensemble de ce fascicule, le diagramme de pénétration lissé.

En général, on mesure simultanément l'effort total appliqué au train de tiges, qui peut donner des indications complémentaires sur le caractère des couches traversées.

2.2. ESSAIS D'EXPANSION DE CAVITÉS

Seuls sont mentionnés ici les essais au pressiomètre « Ménard » et les essais au pressiomètre autoforeur.

2.2.1. PRESSIOMÈTRE MÉNARD (norme Pr P 94-110)

Cet essai consiste à dilater par paliers une sonde cylindrique dans le sol. Les essais sont généralement réalisés tous les mètres dans un forage préalable.

On obtient ainsi une courbe contrainte-déformation du sol en place qui permet de déterminer trois paramètres caractérisant le sol :

- la pression de fluage p_f ,
- la pression limite p_l ,
- le module pressiométrique E_M .

Généralement seuls sont fournis ces trois paramètres. En cas de doute sur le bon déroulement d'un essai, il convient d'exiger la communication de la courbe d'expansion.

En pratique, on utilise la pression de fluage nette (p_f^*) et la pression limite nette (p_l^*), définies par :

$$p_f^* = p_f - p_0$$

$$p_l^* = p_l - p_0$$

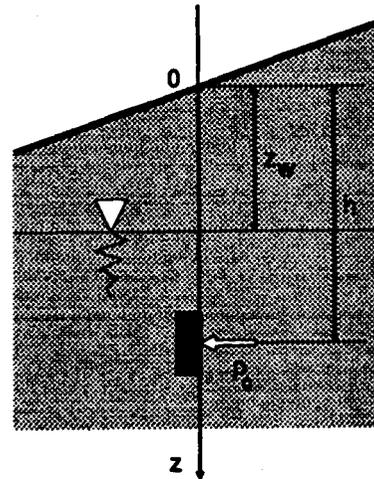
où p_0 représente la contrainte horizontale totale dans le sol au moment de l'essai pressiométrique. Lorsque sa valeur n'est pas précisée dans le rapport géotechnique, p_0 est calculée par la relation :

$$p_0 = u + \sigma'_{v0} \cdot K_0$$

où :

- σ'_{v0} est la contrainte verticale effective (ou intergranulaire) dans le sol au niveau considéré,
- u est la pression interstitielle à ce même niveau,
- K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos de la formation concernée dont la valeur, à défaut d'autre indication, peut être prise égale à 0,5.

La figure ci-après donne un exemple de calcul de p_0 .



$$p_0 = (h - z_w) \cdot \gamma_w + K_0 \cdot \left[\int_0^h \gamma(z) dz - (h - z_w) \cdot \gamma_w \right]$$

2.2.2. PRESSIOMÈTRE AUTOFOREUR (norme PR P 94-111)

Comme pour le pressiomètre Ménard, l'essai consiste à dilater une sonde cylindrique dans le sol. Cependant, le pressiomètre autoforeur réalise lui-même le forage, ce qui permet de tester le sol en place dans un état presque intact.

A partir de la courbe contrainte-déformation obtenue, on détermine les paramètres suivants : p_0 , p_5 et p_{20} , pressions à 0 %, 5 % et 20 % de déformation.

Ces valeurs permettent de déterminer un coefficient β qui caractérise le sol :

$$\beta = \frac{p_{20} - p_5}{p_{20} - p_0}$$

De cette courbe sont également déduits les modules de cisaillement sécants G correspondant à différents pourcentages de déformation.

β peut varier de moins de 25 % à plus de 60 %, ce qui correspond à des sols dont la nature peut aller des argiles sensibles à des sables dilatants.

2.3. ESSAIS SCISSOMÉTRIQUES EN PLACE (norme PR P 94-112)

L'essai consiste à mesurer le couple nécessaire pour entraîner la rotation d'un moulinet enfoncé dans le sol au niveau désiré. Il n'est applicable qu'aux sols purement cohérents et permet de déterminer :

- la cohésion non drainée c_u ,
- la cohésion résiduelle c_r .

Cet essai est particulièrement adapté dans le cas des argiles molles.

3. - CATÉGORIES CONVENTIONNELLES DE SOLS

Le présent paragraphe propose une classification des différents sols commode vis-à-vis du dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique.

Le tableau ci-après donne des fourchettes indicatives de la pression limite p_l et de la résistance de pointe q_c pouvant faciliter le classement. Ce classement ne peut cependant se réduire à ces seuls critères, mais doit surtout tenir compte de la nature physique et des propriétés des sols.

Dans ce but, une synthèse simplifiée des critères de classification des sols définis dans le document du L.C.P.C. « Essais de Mécanique des sols en Laboratoire » (juillet 1980) est proposée au paragraphe 4.

Dans les cas délicats, il est conseillé que le classement d'un sol dans une catégorie donnée soit effectué par un spécialiste.

CLASSE DE SOL			PRESSIOMÈTRE p_1 (MPa)	PÉNÉTROMÈTRE q_c (MPa)
ARGILES, LIMONS	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 - 2,0	3,0 - 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
SABLES, GRAVES	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 - 2,0	8,0 - 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
CRAIES	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 - 2,5	> 5,0
	C	Compactes	> 3,0	-
MARNES MARNO-CALCAIRES	A	Tendres	1,5 - 4,0	-
	B	Compacts	> 4,5	-
ROCHES ⁽¹⁾	A	Altérées	2,5 - 4,0	-
	B	Fragmentées	> 4,5	-

(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules préssiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

4. - CRITÈRES DE CLASSIFICATION DES SOLS

Teneur en carbonate de calcium $CaCO_3$

Suivant la teneur en $CaCO_3$, on peut distinguer pour les sols fins :

- 0 - 10 % : argile ou limon,
- 10 - 30 % : argile marneuse ou limon marneux,
- 30 - 70 % : marne,
- 70 - 90 % : calcaire marneux,
- 90 - 100 % : calcaire (ou craie).

La dénomination « craie » désigne les formations sédimentaires de couleur claire, généralement blanchâtre à jaunâtre, poreuses et légères, sur lesquelles certains essais de laboratoire spécifiques, tels que, par exemple, les limites d'Atterberg, peuvent être effectués.

Indice de consistance I_c

L'indice de consistance est défini par la relation suivante :

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p}$$

Il permet d'apprécier la consistance des sols plastiques :

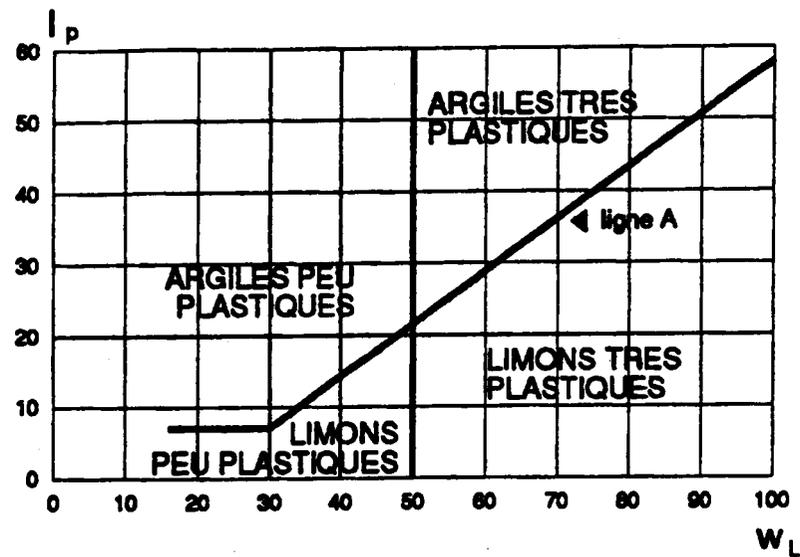
- < 0 : liquide,
- 0,00 - 0,25 : pâteuse ou très molle,
- 0,25 - 0,50 : molle,
- 0,50 - 0,75 : ferme,
- 0,75 - 1,00 : très ferme,
- > 1 : dure.

Indice de plasticité I_p

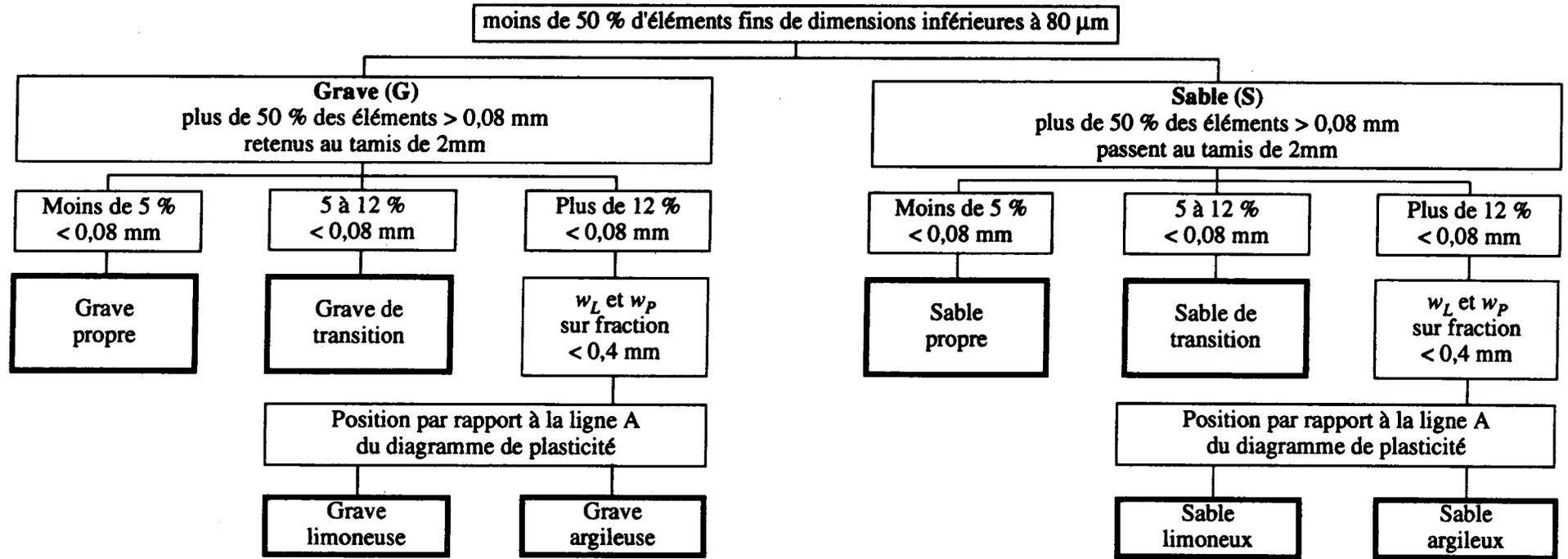
Il s'agit par définition de la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité :

$$I_p = w_L - w_p$$

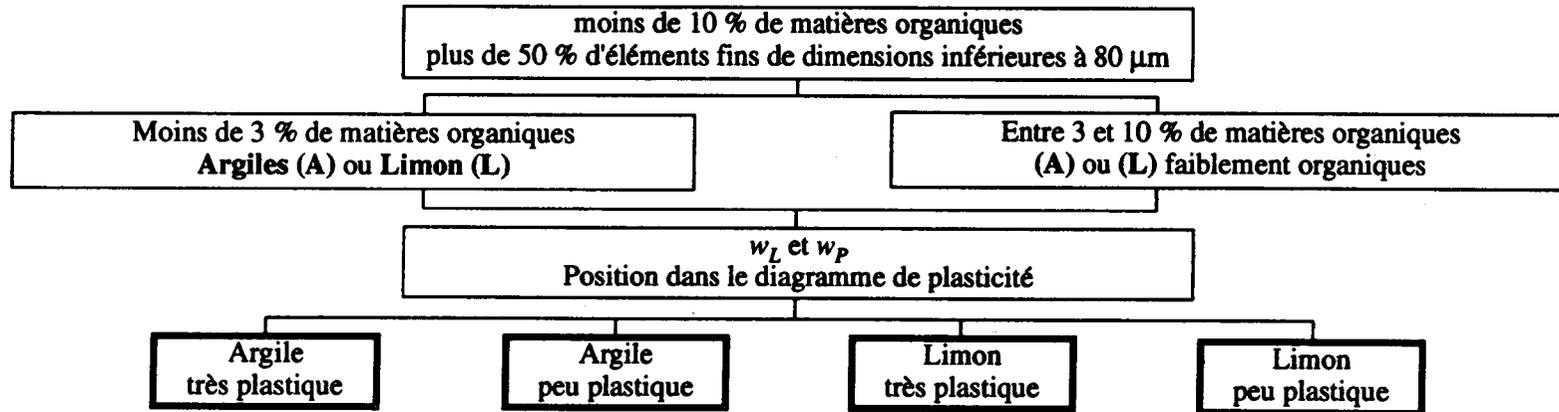
Il permet, en particulier, de classer les sols suivant le diagramme de plasticité ci-après.



CLASSIFICATION DES SOLS GRENUS



CLASSIFICATION DES SOLS FINS



ANNEXE E.2.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

ÉVALUATION DE LA PRESSION LIMITE ÉQUIVALENTE, DE LA RÉSISTANCE DE POINTE ÉQUIVALENTE ET DE LA HAUTEUR D'ENCASTREMENT ÉQUIVALENTE

SOMMAIRE

	Pages
1. - GÉNÉRALITÉS	120
1.1. - Fondations superficielles	120
1.2. - Fondations profondes	120
2. - PRESSION LIMITE ÉQUIVALENTE p_{le}^*	121
2.1. - Fondations superficielles	121
2.2 - Fondations profondes et semi-profondes	122
3. - RÉSISTANCE DE POINTE ÉQUIVALENTE q_{ce}	123
4. - AUTEUR D'ENCASTREMENT ÉQUIVALENTE D_e	124
4.1. - Définition à partir de l'essai pressiométrique	124
4.2 - Définition à partir de l'essai pénétrométrique	124

1. - GÉNÉRALITÉS

La notion de pression limite équivalente ou de résistance de pointe équivalente a pour objet de caractériser le sol participant à la résistance sous la base d'une fondation par un paramètre de calcul unique, représentatif des caractéristiques moyennes des sols intéressés.

Dans ce but, on est amené à étudier les caractéristiques du sol sur une profondeur allant jusqu'à environ $1,5 B$ sous le niveau de fondation, B désignant la largeur de celle-ci.

En général, le profil de calcul est tiré du ou des essais effectués au droit de la fondation étudiée. Cependant, lorsque l'on dispose de plusieurs sondages qui confirment le caractère homogène des formations rencontrées, un profil unique peut être proposé dans le rapport géotechnique en tenant compte de la dispersion latérale des valeurs mesurées dans chacune des formations réputées homogènes.

Dans la plupart des cas, compte tenu de la largeur B et de l'encastrement dans le sol D , généralement très différents entre une fondation superficielle et un élément de fondation profonde, il est nécessaire de distinguer ces deux cas pour la détermination des paramètres équivalents.

1.1. FONDATIONS SUPERFICIELLES

La profondeur d'étude citée ci-dessus est en général suffisamment importante pour que l'on y rencontre des sols de caractéristiques ou de natures différentes. De plus, dans le cas de grandes fondations, il n'est pas toujours possible d'approfondir le niveau d'assise jusqu'aux couches présentant les meilleures caractéristiques mécaniques.

Pour ces raisons, on peut être amené à tenir compte des points suivants dans la détermination des paramètres caractéristiques équivalents :

- Dans la zone de battement de la nappe et au-dessus, dans la frange de capillarité, la résistance des sols est variable avec l'époque. Si les essais ont été effectués avec une nappe basse, il peut donc être utile d'étudier les valeurs pressiométriques ou pénétrométriques en dessous de cette zone et de les extrapoler vers la surface.
- Il existe généralement dans les sols une couche de 0,30 m, voire 1 m, d'épaisseur dont les caractéristiques dépendent des conditions climatiques (gel, sécheresse, humidité), et éventuellement du niveau de la nappe en cas d'immersion. Lorsque cette tranche de sol est prise en compte dans le calcul de l'encastrement équivalent D_e (cf. § 4.), il faut choisir des valeurs correspondant à des conditions défavorables, avec des résistances de croûte seulement légèrement supérieures au sol sous-jacent.
- Enfin, il peut arriver que le terrain comporte à moins de $1,5 . B$ sous la fondation une formation de résistance mécanique très supérieure à celles des sols qui la surmontent. Dans ce cas, on limitera la profondeur d'étude au toit de cette couche pour obtenir les caractéristiques équivalentes des sols supérieurs. Le fonctionnement de la fondation sera ensuite modélisé comme celui d'une couche d'épaisseur limitée reposant sur un substratum résistant.

1.2. FONDATIONS PROFONDES

Dans ce cas, les phénomènes de battement de nappe et de caractéristiques de surface ont une influence négligeable. Par ailleurs, s'il existe un substratum résistant près de la pointe des pieux, il est toujours possible d'approfondir le niveau de la pointe jusqu'à atteindre celui-ci.

Pour ces raisons, les paramètres équivalents sous la pointe des pieux seront en général calculés dans une formation porteuse homogène.

À titre indicatif, une formation peut être considérée comme homogène si elle est composée d'un sol de nature unique et si les pressions limites maximales mesurées dans cette formation n'excèdent pas deux fois les pressions limites minimales. Dans le cas du pénétromètre, compte tenu de l'irrégularité des diagrammes, aucune règle générale ne peut être donnée pour quantifier le caractère homogène d'une formation ; celui-ci doit donner lieu à appréciation.

2. - PRESSION LIMITE ÉQUIVALENTE p_{ie}^*

2.1. FONDATIONS SUPERFICIELLES

2.1.1. TERRAIN HOMOGENÈME

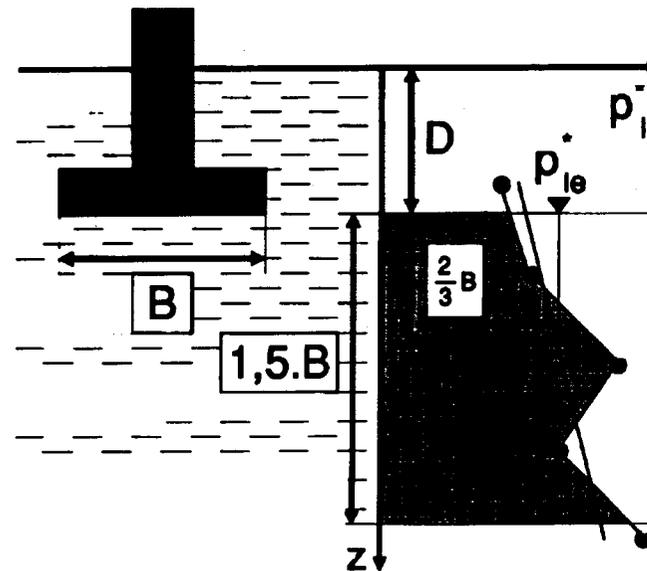
Le terrain est constitué sous la fondation, jusqu'à une profondeur d'au moins $1,5 \cdot B$, d'un même sol, ou de sols de même type et de caractéristiques comparables.

Dans ce cas, on établit un profil linéaire schématique, représentatif de la tranche de sol $[D; D + 1,5 \cdot B]$, de la forme :

$$p_i^*(z) = az + b$$

La pression limite équivalente est prise égale à :

$$p_{ie}^* = p_i^*(z_e) \quad \text{avec : } z_e = D + \frac{2}{3} \cdot B$$



2.1.2. TERRAIN NON HOMOGENÈ

Le terrain est constitué sous la fondation, jusqu'à une profondeur d'au moins $1,5 B$, de sols de natures différentes et de résistances mécaniques différentes, mais de même ordre de grandeur.

Pour le calcul de p_{le}^* , après avoir éventuellement éliminé les valeurs singulières (dues, par exemple, à la présence de blocs ou concrétions), on procède à une moyenne géométrique sur la tranche de sol $[D; D + 1,5. B]$:

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{i1}^* \cdot p_{i2}^* \dots p_{in}^*}$$

ce qui est sensiblement équivalent à l'expression plus générale :

$$\log(p_{le}^*) = \frac{1}{1,5 \cdot B} \int_D^{D+1,5B} \log(p_i^*(z)) \cdot dz$$

$p_i^*(z)$ étant obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle logarithmique les différents p_i^* mesurés.

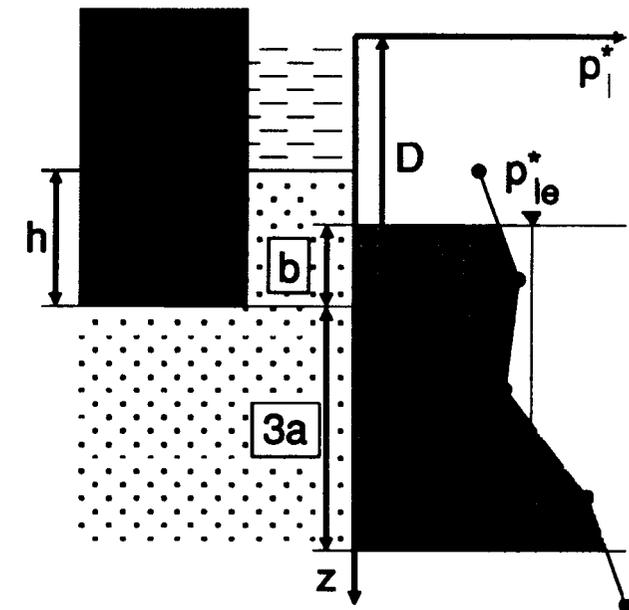
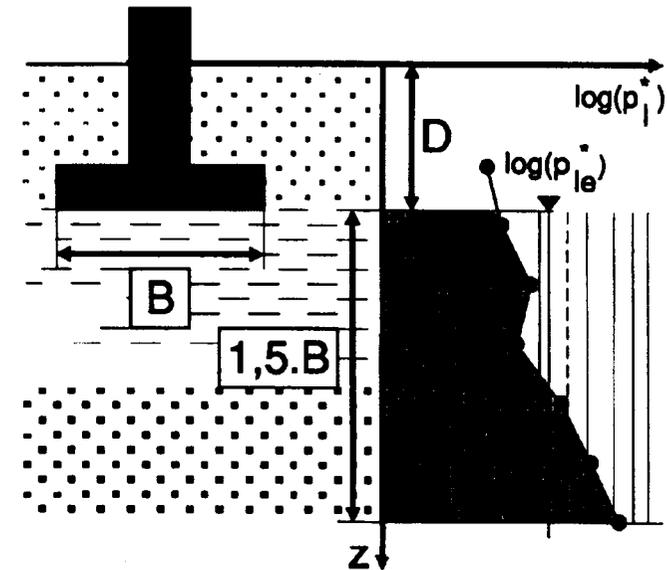
2.2. FONDATIONS PROFONDES ET SEMI-PROFONDES

Le présent paragraphe est applicable au cas d'une formation porteuse homogène, telle qu'elle est définie au paragraphe 1.2.

La pression limite nette équivalente p_{le}^* est calculée par l'expression :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_i^*(z) \cdot dz \quad \text{avec : } b = \min \{a, h\}$$

- a est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1,00 m et à 0,50 m dans le cas contraire.
- h désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse.
- $p_i^*(z)$ est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_i^* mesurés.



3. - RÉSISTANCE DE POINTE ÉQUIVALENTE q_{ce}

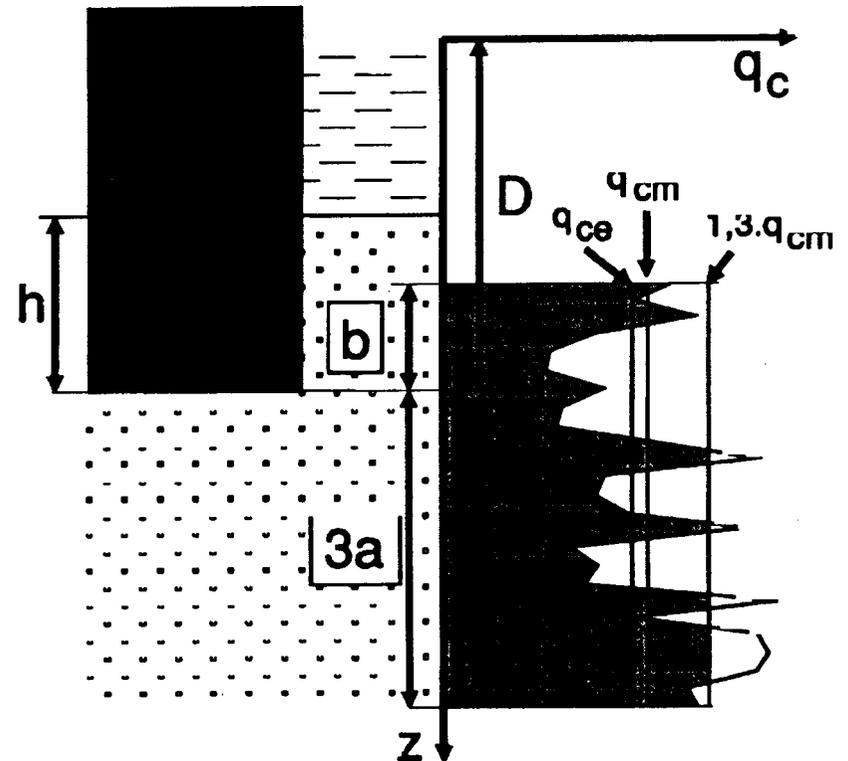
La notion de résistance de pointe équivalente ne peut être utilisée sans précautions particulières que dans le cas d'une formation porteuse homogène (cf. paragraphe 1.2.).

En dehors des particularités énoncées au paragraphe 1., la résistance de pointe équivalente q_{ce} sera donc obtenue de manière analogue dans le cas des fondations superficielles et dans le cas des fondations profondes.

Elle est calculée par l'expression :

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz \quad \text{avec : } b = \min \{a, h\}$$

- a est pris égal à la moitié de la largeur B de l'élément de fondation si celle-ci est supérieure à 1,00 m et à 0,50 m dans le cas contraire.
- h désigne la hauteur de l'élément de fondation contenue dans la formation porteuse.
- $q_{cc}(z)$ est la résistance de pointe corrigée. Elle est obtenue :
 - en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la résistance de pointe lissée (telle qu'elle est définie à l'annexe E.1., § 2.1,3.) sur la hauteur $b + 3a$ suivant la même formule que ci-dessus,
 - en écrêtant, s'il y a lieu, le diagramme $q_c(z)$ à la valeur $1,3 \cdot q_{cm}$



4. - HAUTEUR D'ENCASTREMENT ÉQUIVALENTE D_e

La hauteur d'encastrement D_e , à ne pas confondre avec la hauteur contenue dans le sol D , est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur (en général, D_e est inférieure à D). Elle est définie conventionnellement à partir de la hauteur D contenue dans le sol et du type d'essai utilisé.

4.1. DÉFINITION À PARTIR DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE

D_e est donnée par l'expression :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_d^D p_l^*(z) \cdot dz$$

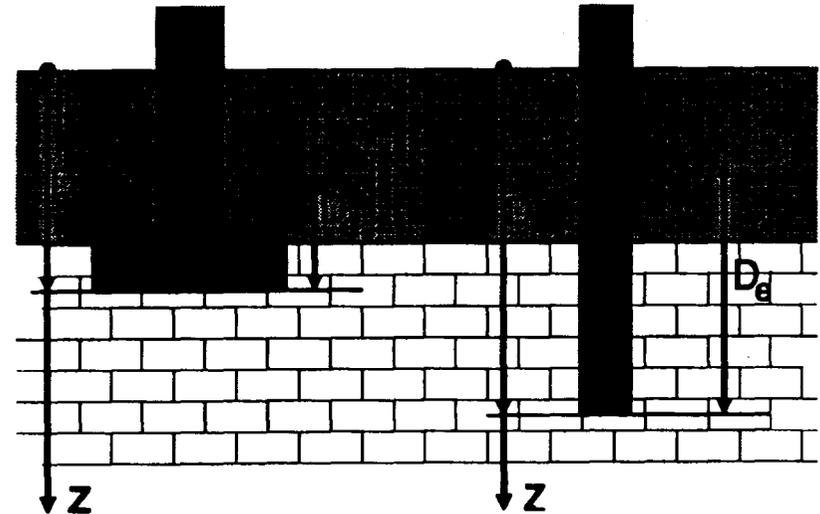
- p_{le}^* représente la pression limite nette équivalente du sol sous la base de la fondation, calculée suivant les indications du paragraphe 2.
- $p_l^*(z)$ est obtenu en joignant par des segments de droite sur une échelle linéaire les différents p_l^* mesurés.
- d est généralement pris égal à 0, sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristiques en surface, dont on ne désire pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement.

4.2. DÉFINITION À PARTIR DE L'ESSAI PÉNÉTROMÉTRIQUE

D_e est donnée par l'expression :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c(z) \cdot dz$$

- q_{ce} représente la résistance de pointe équivalente du sol sous la base de la fondation, calculée suivant les indications du paragraphe 3.
- $q_c(z)$ est la résistance de pointe lissée donnée à la profondeur z par l'essai pénétrométrique.
- d est généralement pris égal à 0, sauf s'il existe des couches de très mauvaises caractéristiques en surface, dont on ne désire pas tenir compte dans le calcul de l'encastrement.



ANNEXE F.1.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

ÉVALUATION DU COEFFICIENT MINORATEUR LIÉ À L'INCLINAISON DES CHARGES ET À LA GÉOMÉTRIE DU SOL DE FONDATION

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	126
2. - CAS D'UNE FONDATION SUR SOL HORIZONTAL SOUMISE À UNE CHARGE CENTRÉE INCLINÉE	126
2.1. - Sols cohérents	126
2.2 - Sols frottants	126
3. - CAS D'UNE FONDATION EN CRÊTE DE TALUS SOUMISE À UNE CHARGE VERTICALE CENTRÉE	127
3.1. - Cas d'un encastrement nul	127
3.2. - Cas général d'un encastrement quelconque	128
4. - CAS D'UNE FONDATION EN CRÊTE DE TALUS SOUMISE À UNE CHARGE CENTRÉE INCLINÉE	129
4.1. - Cas où l'inclinaison est dirigée vers l'extérieur du talus	129
4.2. - Cas où l'inclinaison est dirigée vers l'intérieur du talus	129

1. - DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles concernent le calcul du coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ à utiliser pour le calcul de q'_{ref} , suivant les dispositions de l'article B.3.1., lorsque les charges sollicitant une fondation superficielle sont inclinées par rapport à la verticale ou lorsque cette fondation est implantée en crête de talus.

Elles ne concernent que le cas d'un sol de fondation homogène.

Par ailleurs, elles ne dispensent en aucune manière de la justification de la fondation vis-à-vis des états-limites de stabilité d'ensemble, telle qu'elle est définie à l'article B.3.6.

Il est également rappelé qu'il peut être nécessaire de tenir compte de certaines particularités géotechniques (pendage dans le cas de sols rocheux, présence de couches inconsistantes de faible épaisseur).

Dans ce qui suit, δ désigne la valeur absolue de l'inclinaison par rapport à la verticale de la charge sollicitant la fondation, exprimée en degrés.

2. - CAS D'UNE FONDATION SUR SOL HORIZONTAL SOUMISE À UNE CHARGE CENTRÉE INCLINÉE

2.1. SOLS COHÉRENTS

Pour les argiles, limons, craies, marnes, marno-calcaires et roches, tels qu'ils sont définis au paragraphe 3. de l'annexe E.1., le coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ est pris égal à :

$$i_{\delta} = \Phi_1(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

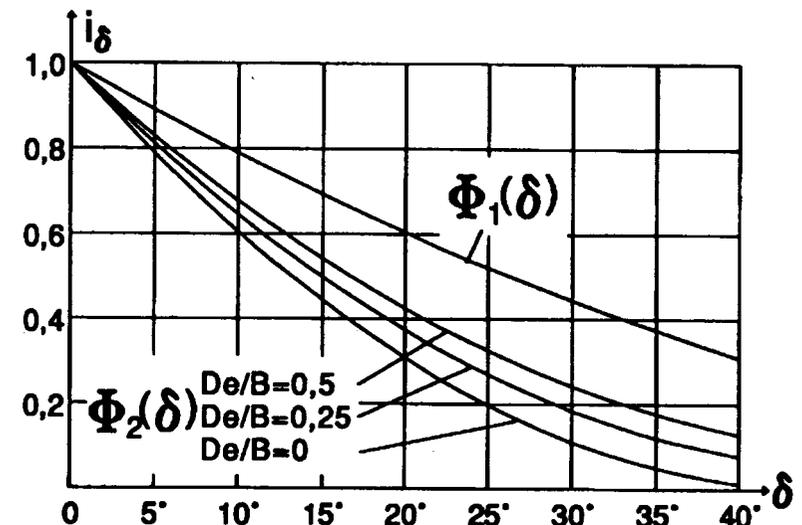
2.2. SOLS FROTTANTS

Pour les sables et grèves, tels qu'ils sont définis au paragraphe 3. de l'annexe E.1., le coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ est pris égal à :

$$i_{\delta} = \Phi_2(\delta) = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}}\right) + \left[\max\left\{\left(1 - \frac{\delta}{45}\right); 0\right\}\right]^2 \cdot e^{-\frac{D_e}{B}}$$

expression dans laquelle B désigne la largeur de la fondation et D_e sa hauteur d'encastrement équivalente, telle qu'elle est définie à l'annexe E.2.

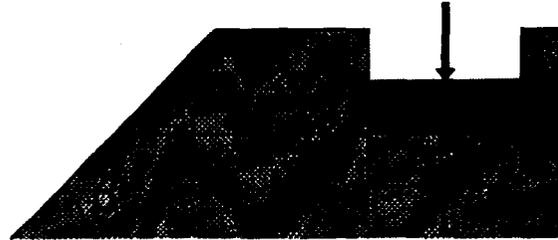
Les fonctions $\Phi_1(\delta)$ et $\Phi_2(\delta)$ sont représentées sur l'abaque ci-contre.



3. - CAS D'UNE FONDATION EN CRÊTE DE TALUS SOUMISE À UNE CHARGE VERTICALE CENTRÉE

Les règles qui suivent ne sont applicables qu'aux sols frottants dotés d'un angle de frottement interne suffisant pour que la pente soit naturellement stable. De plus, on limitera leur application à des pentes inférieures ou égales à 1/1.

La figure ci-après indique les notations adoptées.



- B désigne la largeur de la fondation mesurée dans le plan de plus grande pente,
- d la distance horizontale entre l'arête aval de la fondation et le talus,
- β l'angle de la pente par rapport à l'horizontale.

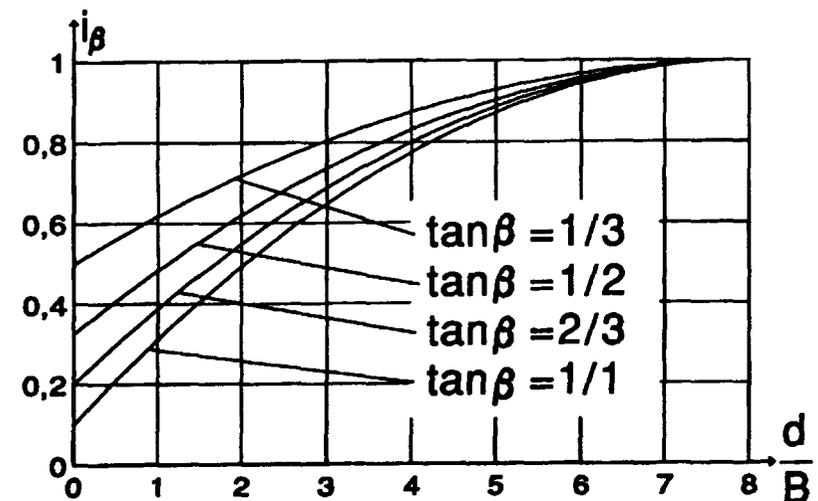
3.1. CAS D'UN ENCASTREMENT NUL

Bien que peu rencontré en pratique, ce cas est le seul pour lequel on dispose de données expérimentales suffisantes grâce, en particulier, aux essais effectués en centrifugeuse.

Le coefficient minorateur i_{β} est pris égal à la valeur proposée par Corté et Garnier :

$$i_{\beta} = \Psi \left(\beta, \frac{d}{B} \right) = 1 - 0,9 \cdot \tan \beta \cdot (2 - \tan \beta) \cdot \left[\max \left\{ \left(1 - \frac{d}{8B} \right); 0 \right\} \right]^2$$

La figure ci-contre donne une représentation graphique de ce coefficient.



3.2. CAS GÉNÉRAL D'UN ENCASTREMENT QUELCONQUE

On pourra tenir compte de l'encastrement en procédant de la façon suivante :

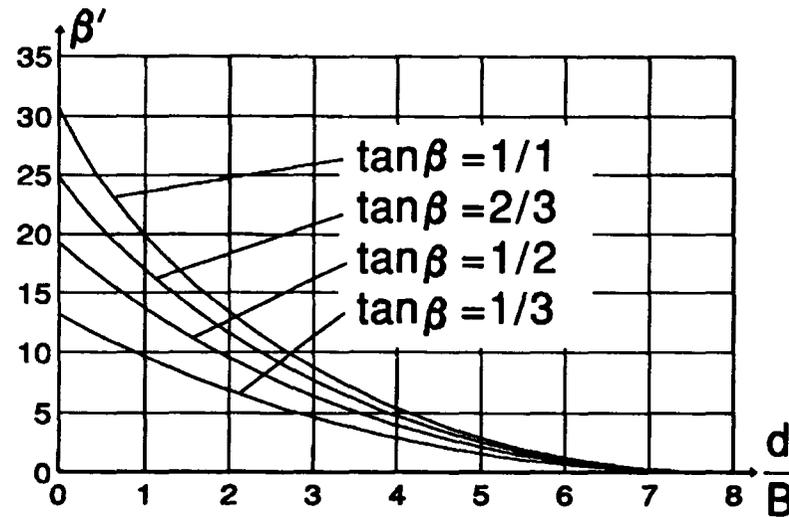
Soit β' l'angle qui donne le même coefficient de minoration que le paragraphe 2.2. pour un encastrement nul : $\beta' = 45 \left(1 - \sqrt{\Psi \left(\beta, \frac{d}{B} \right)} \right)$

Le coefficient minérateur i_{β} est pris égal à :

$$i_{\beta} = \Phi_2(\beta')$$

Φ_2 étant la fonction définie en 2.2. ci-dessus, D_e étant calculé au niveau de l'arête aval de la fondation.

La figure ci-après donne une représentation graphique de l'angle β' .



4. - CAS D'UNE FONDATION EN CRÊTE DE TALUS SOUMISE À UNE CHARGE CENTRÉE INCLINÉE

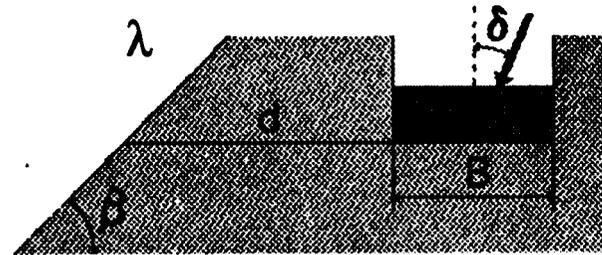
Seul est traité le cas où la résultante de la charge est portée par le plan de la plus grande pente. Dans le cas contraire, une adaptation des présentes règles est nécessaire.

4.1 CAS OÙ L'INCLINAISON EST DIRIGÉE VERS L'EXTÉRIEUR DU TALUS

Le coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ est pris égal à :

$$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta + \beta')$$

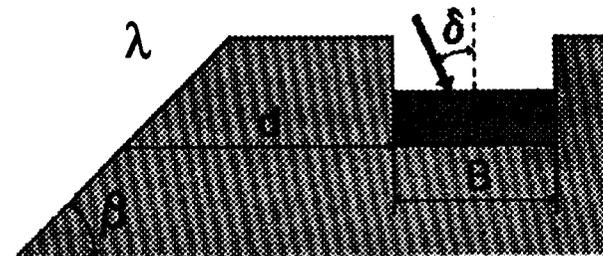
β' étant l'angle défini au paragraphe 3, et Φ_2 la fonction définie en 2.2.



4.2 CAS OÙ L'INCLINAISON EST DIRIGÉE VERS L'INTÉRIEUR DU TALUS

Le coefficient minorateur $i_{\delta\beta}$ est pris égal à la plus petite des valeurs suivantes :

- valeur calculée suivant le paragraphe 2, sans tenir compte de la présence du talus,
- $\Phi_2(|\beta' - \delta|)$.



ANNEXE F.2.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

ÉVALUATION DU TASSEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	131
2. - ÉVALUATION DU TASSEMENT À PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE	131
2.1 - Définitions	131
2.2. - Évaluation du tassement immédiat s_i	131
2.3. - Évaluation du tassement de consolidation s_c	132
3. - ÉVALUATION DU TASSEMENT À PARTIR DES ESSAIS EN PLACE	134
3.1 - Cas du sol homogène	134
3.2. - Cas des sols hétérogènes	135

1. - DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent au calcul du tassement d'une fondation superficielle soit à partir des essais de laboratoire soit à partir des essais en place.

Les combinaisons d'actions à considérer sont les combinaisons quasi permanentes, définies à l'article A.5.3,3.

On suppose ici que les charges sont appliquées en totalité à l'instant $t = 0$.

Dans beaucoup de cas, pour apprécier l'effet des tassements sur la structure, il y aura lieu de tenir compte des différentes phases de construction. Il est par ailleurs rappelé que le calcul des tassements doit tenir compte des charges éventuelles qui ne seraient pas apportées par la fondation elle-même (remblais, etc.).

2. - ÉVALUATION DU TASSEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE ISOLÉE À PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE

Par essai de laboratoire, on entend les essais réalisés à l'œdomètre dans les conditions rappelées à l'annexe E.1., § 1.3.

2.1. DÉFINITIONS

Le tassement final s_f d'une fondation superficielle isolée comprend trois termes :

- Le tassement immédiat s_i , dont la nature dépend des conditions de drainage du sol :
 - pour les sols fins, ce tassement est essentiellement provoqué par des déformations du sol à volume constant,
 - pour les sols grenus, facilement drainés, il constitue par contre la majeure partie du tassement final.

Il est à noter que les conséquences sur la structure du tassement immédiat sont généralement faibles pour les phasages courants de construction, lorsque la quasi-totalité des charges est appliquée en phase isostatique.

- Le tassement de consolidation s_c , négligeable pour les sols grenus, dû aux variations de volume provoquées par le drainage du sol.
- Le tassement de fluage, non pris en compte dans les méthodes de calcul exposées dans la présente annexe, généralement faible pour les sols susceptibles de supporter une fondation superficielle.

2.2. ÉVALUATION DU TASSEMENT IMMÉDIAT s_i

Pour une fondation superficielle isolée, posée sur un sol horizontal homogène d'épaisseur infinie et sollicitée par une charge verticale centrée, le tassement s_i est donné par la formule :

$$s_i = c_f \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot B \cdot q$$

où :

- c_f est un coefficient dépendant de la forme et de la rigidité de la fondation.
- E et ν représentent respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson du sol (cf. § 1.3. de l'annexe E.1.). Pour les sols fins, il convient de retenir, comme il a été dit, les valeurs non drainées E_u et ν_u .
- B est la largeur de la fondation.
- q est la contrainte moyenne appliquée au sol par la fondation. Elle est donnée par $q = Q/A$, Q étant la charge appliquée et A la surface de la fondation.

En fonction de la nature du sol (sol fin ou sol perméable), q peut être soit une contrainte totale soit une contrainte effective. Le terme F_w pris en compte dans les combinaisons d'actions doit être homogène avec ce choix.

Le tableau ci-contre donne quelques valeurs de c_f tirées des tables de Giroud.

L/B		1	2	3	5	10
Fondation rigide		0,88	1,21	1,43	1,72	2,18
Fondation souple	bord	0,56	0,76	0,89	1,05	1,27
	centre	1,12	1,53	1,78	2,10	2,58

2.3. ÉVALUATION DU TASSEMENT DE CONSOLIDATION s_c

Le tassement de consolidation est calculé à partir de la formule de Terzaghi. Le sol est découpé en tranches suffisamment fines (en pratique, une épaisseur de l'ordre de $B/2$ peut être adoptée) pour que l'on puisse considérer que la contrainte effective verticale $\sigma'_v(z)$ calculée dans l'axe de la fondation varie linéairement avec z dans chaque tranche.

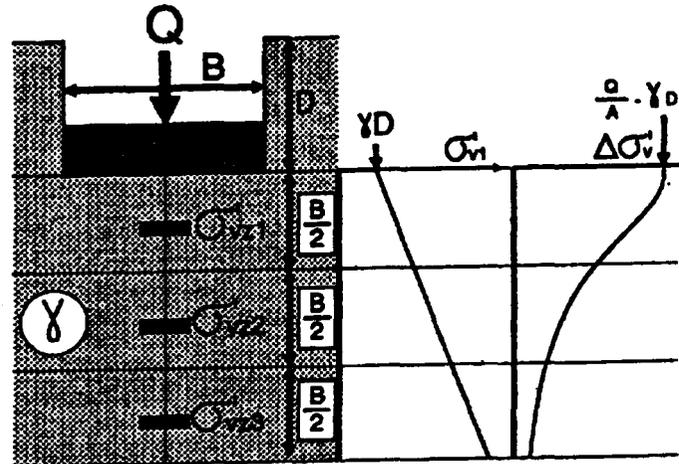
$\sigma'_v(z)$ représente la contrainte effective à la profondeur z dans la situation et au moment où le tassement est calculé (généralement pour $t = \infty$).

Le tassement d'une tranche j de hauteur Δz est donné par :

$$s_j = \Delta z \frac{C_c}{1 + e_0} \lg \left(\frac{\sigma'_{vz}}{\sigma'_p} \right) \quad (\sigma'_{vz} \geq \sigma'_p)$$

expression dans laquelle :

- C_c est l'indice de compression,
- e_0 est l'indice des vides initial,
- σ'_p est la pression de préconsolidation,
- σ'_{vz} désigne la valeur de $\sigma'_v(z)$ au milieu de la tranche considérée,
- \lg représente les logarithmes décimaux.



Si le sol est constitué de plusieurs couches de sols différents, le calcul se fait pour chaque couche avec les paramètres œdométriques mesurés pour ladite couche, soit C_c , e_0 et σ'_p .

Le calcul de $\sigma'_v(z)$ est effectué en décomposant cette contrainte en deux termes :

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_{v1}(z) + \Delta\sigma'_v(z)$$

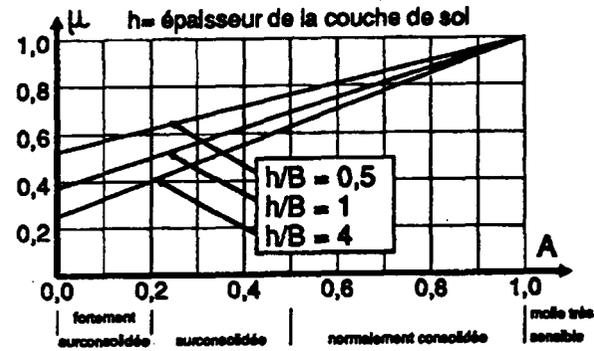
$\sigma'_{v1}(z)$ représente la contrainte (constante dans un plan horizontal) existant dans le sol lorsque l'on suppose celui-ci uniformément chargé au niveau de la fondation par une pression égale à q'_0 (cf. article B.3.1.1. pour la définition de q'_0).

$\Delta\sigma'_v(z)$ représente la contrainte engendrée dans le sol supposé non pesant par une pression uniforme égale à $q' - q'_0$ s'exerçant sur la surface de la fondation. $\Delta\sigma'_v(z)$ est calculé par la méthode de Boussinesq.

Le tassement de consolidation s_c est égal à

$$s_c = \sum_j \mu_j \cdot s_j$$

μ_f représente, pour chaque couche de nature différente, un coefficient correcteur proposé par Bjerrum et Skempton. Dans le cas de sargiles, la valeur de μ est donnée par le graphique ci-après (l'axe des abscisses représente le paramètre A de pression interstitielle mesuré au triaxial). Il est à noter que le cas des argiles molles très sensibles ($\mu > 1$) est normalement exclu pour des fondations superficielles.



3. - ÉVALUATION DU TASSEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE ISOLÉE À PARTIR DES ESSAIS EN PLACE

Par essais en place, on se limite ici au seul essai au pressiomètre Ménard, réalisé dans les conditions rappelées à l'annexe E.1., § 2.2.1.

3.1. CAS DU SOL HOMOGÈNE

Dans le cas d'un sol homogène, le tassement final se calcule par la formule suivante :

$$s_f = s_c + s_d$$

$$\text{avec : } \begin{cases} s_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \\ s_d = \frac{2}{9 \cdot E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \end{cases}$$

- s_f : tassement final,
- s_c : tassement sphérique,
- s_d : tassement déviatorique,
- E_M : module pressiométrique,
- q' : contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation (cf. § 2.),
- σ'_{v0} : contrainte verticale effective calculée dans la configuration avant travaux au niveau de fondation,
- B_0 : largeur de référence égale à 0,60 m,
- B : largeur de la fondation,
- α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (cf. annexe C.5., article 3.1.),
- λ_c : coefficients de forme, fonction du rapport L/B.
- λ_d

Certaines valeurs de λ_c et λ_d sont données par le tableau suivant :

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

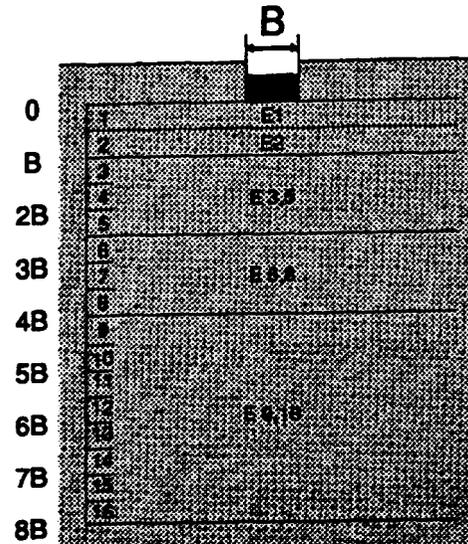
3.2. CAS DES SOLS HÉTÉROGÈNES

On entend ici par sols hétérogènes le cas de sols restant de même nature mais dont les caractéristiques varient de façon sensible. Dans certains cas spécifiques tels que, par exemple, celui d'une couche peu consistante intercalaire, des corrections, non développées dans la présente annexe, doivent être apportées à la méthode.

Dans ce cas, le module E_M varie avec la profondeur, et le calcul des termes s_c et s_d nécessite l'emploi de modules pressiométriques équivalents E_c et E_d correspondant respectivement aux zones d'influence sphérique et déviatorique.

On peut considérer que les déformations volumétriques sont prépondérantes juste sous la fondation jusqu'à environ $B/2$, alors que les déformations déviatoriques se manifestent jusqu'à une profondeur importante, de l'ordre de $8 \cdot B$.

Le calcul du tassement nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation, chaque tranche ayant une épaisseur de $B/2$.



Les modules équivalents E_c et E_d sont donnés par les formules suivantes :

$$E_c = E_1$$

E_c est égal à la valeur E_1 mesurée dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située immédiatement sous la fondation.

E_d est donné par la formule suivante :

$$\frac{4,0}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{9,16}}$$

où $E_{i,j}$ est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i à j .

On aura ainsi, par exemple, pour les couches 3, 4, 5 :

$$\frac{3,0}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

Si les valeurs E_9 à E_{16} ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes, E_d se calcule comme suit :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}}$$

de la même façon, si les modules E_6 à E_8 ne sont pas connus, E_d est donné par :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$

ANNEXE F.3.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

ÉVALUATION DU MODULE DE RÉACTION SOUS UNE FONDATION SUPERFICIELLE À PARTIR DES ESSAIS AU PRESSIOMÈTRE MÉNARD

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	138
2. - PRINCIPE	138
3. - SOLlicitATIONS DE LONGUE DURÉE D'APPLICATION	138
3.1. - Cas du sol homogène	138
3.2. - Cas des sols hétérogènes	139
4. - SOLlicitATIONS DE COURTE DURÉE D'APPLICATION	139
5. - PRÉCAUTIONS D'EMPLOI	139

1. - DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent dans le cadre du modèle de calcul très simplifié consistant à admettre que, sous une fondation superficielle, la relation liant en tous points le déplacement vertical y de la semelle et la pression p exercée par le sol en réaction à ce déplacement est de la forme :

$$p = k \cdot y$$

Elles ont pour but de donner une évaluation du coefficient k à partir des essais pressiométriques.

Une telle modélisation peut être utile pour évaluer la répartition des sollicitations sous une fondation.

L'attention est cependant attirée sur les points suivants :

- la rigidité de flexion de la semelle dans le sens de sa largeur B doit être suffisante, ce qui exclut l'étude des grands radiers (cf, § 5. ci-après),
- les déplacements ainsi obtenus sont peu représentatifs des déplacements réels.

2. - PRINCIPE

Le principe retenu consiste à évaluer le tassement s de la fondation sous l'effet d'une pression uniforme q suivant les indications de l'annexe F.2., § 3.

La valeur k_v de k pour les efforts de longue durée d'application s'en déduit par :

$$k_v = \frac{q}{s}$$

L'ensemble des notations et concepts des paragraphes 3. et 4. qui suivent sont identiques à ceux de l'annexe F.2., § 3., à laquelle on se reportera si besoin est.

3. - SOLLICITATIONS DE LONGUE DURÉE D'APPLICATION

3.1. CAS DU SOL HOMOGENÈME

La valeur de k_v est donnée par :

$$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha \cdot B}{9 \cdot E_M} \cdot \lambda_c + \frac{2 \cdot B_0}{9 \cdot E_M} \cdot \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

3.2. CAS DES SOLS HÉTÉROGÈNES

La valeur de k_v est donnée par :

$$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha \cdot B}{9 \cdot E_c} \cdot \lambda_c + \frac{2 \cdot B_0}{9 \cdot E_d} \cdot \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

4. - SOLLICITATIONS DE COURTE DURÉE D'APPLICATION

Dans les cas usuels, on retient $k_i = 2 \cdot k_v$. Une analyse spécifique tenant compte de la nature des terrains concernés peut toutefois s'avérer nécessaire lorsque la valeur des sollicitations dépend de façon sensible de la valeur de k .

5. - PRÉCAUTIONS D'EMPLOI

La restriction citée au paragraphe 1. sur la rigidité de la semelle peut être vérifiée a posteriori en s'assurant que :

$$B \leq 2 \cdot L_0$$

L_0 étant la « longueur de transfert », donnée par :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{k \cdot B}}$$

Ce qui se traduit par la condition :

$$B \leq 2 \cdot \sqrt[4]{\frac{h^3 \cdot E}{3 \cdot k}}$$

h étant la hauteur de la semelle et E son module d'Young pour une durée d'application des charges homogène avec celle du coefficient k .

ANNEXE G.1.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

ÉVALUATION DE L'INTERACTION ENTRE PLUSIEURS ÉLÉMENTS RAPPROCHÉS DE FONDATION PROFONDE

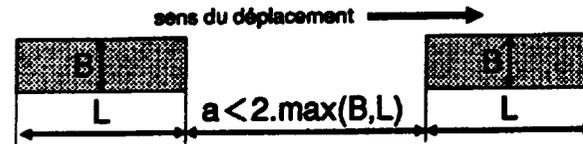
SOMMAIRE

	Pages
1. - COMPORTEMENT TRANSVERSAL	141
1.1. - Eléments placés dans le sens du déplacement	141
1.2. - Eléments placés perpendiculairement au sens du déplacement	141
2. - EFFET DE GROUPE VIS-À-VIS DES ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION GLOBALE DU SOL	143
2.1 - Coefficient d'efficacité	143
2.2. - Formule de Converse Labarre	143
2.3. - Méthode de Terzaghi	144
2.4. - Groupe de pieux reposant sur un sol très résistant	144
2.5. - Groupe de pieux fichés dans un sol homogène	145

1. - COMPORTEMENT TRANSVERSAL

Les présentes règles ont pour objet de définir des lois de comportement transversal de plusieurs éléments de fondation profonde lorsque les règles d'écartement minimal définies aux articles C.2.3,21. et C.2.3,22. ne sont pas respectées et qu'il existe donc une possibilité d'interaction entre les comportements des divers éléments.

1.1. ÉLÉMENTS PLACÉS DANS LE SENS DU DÉPLACEMENT



Dans ce cas, les lois effort-déplacement définies à l'annexe C.5. sont modifiées de la manière suivante :

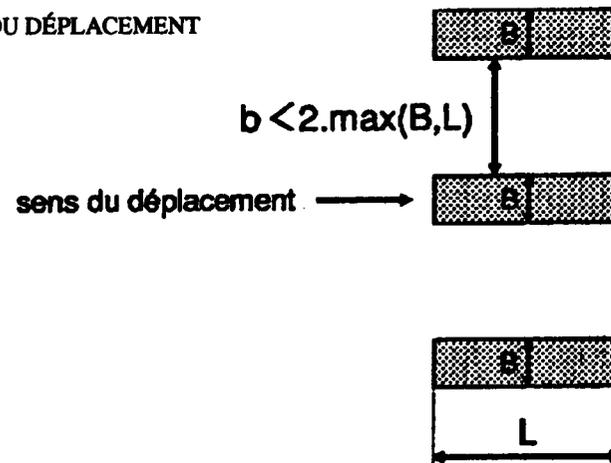
- la pente K_f de mobilisation de la pression frontale reste inchangée ;
- la valeur du palier plastique r_f est réduite dans le rapport :

$$\frac{a}{2 \cdot \max(B, L)}$$

pour tous les éléments situés en arrière par rapport au sens du déplacement ;

- les lois de mobilisation des éventuels frottements latéraux ne sont pas modifiées.

1.2. ÉLÉMENTS PLACÉS PERPENDICULAIREMENT AU SENS DU DÉPLACEMENT



Dans ce cas, les lois effort-déplacement définies à l'annexe C.5. sont modifiées pour chaque élément de la manière décrite ci-après.

1.2.1. RÉACTION FRONTALE

Lorsque $b < 2 \cdot B$, le module K_f relatif à chaque élément de fondation est réduit par application d'un coefficient minorateur ρ , calculé de la façon suivante :

$$\rho = \frac{b}{2 \cdot B} + \rho_0 \cdot \left(1 - \frac{b}{2 \cdot B} \right)$$

avec :

$$\rho_0 = \frac{K_f(nB)}{n \cdot K_f(B)} \approx \frac{\alpha + \frac{4}{3} (2,65)^\alpha}{(n \cdot \alpha) + \frac{4}{3} (2,65 \cdot n)^\alpha}$$

où n est le nombre d'éléments concernés.

Le palier plastique r_f reste inchangé.

Il est à noter que cette formule ne peut être appliquée qu'à un faible nombre d'éléments ; au-delà, le comportement du groupe s'approche de celui d'un rideau continu.

1.2.2. RÉACTION TANGENTIELLE

Lorsque $b < 2 \cdot B$, aucune réaction tangentielle n'est prise en compte.

Dans le cas contraire, le module K_s reste inchangé.

Lorsque $b < 2 \cdot L$, le palier r_s relatif à chaque élément de fondation est réduit dans le rapport :

$$\frac{b - 2B}{2 \cdot (L - B)}$$

On retient enfin pour chaque élément la loi la plus défavorable vis-à-vis de l'effet recherché entre la loi définie ci-dessus et la loi de l'élément isolé.

2. - EFFET DE GROUPE VIS-À-VIS DES ÉTATS-LIMITES DE MOBILISATION GLOBALE DU SOL

Le présent paragraphe n'est applicable sans adaptations qu'aux fondations constituées de pieux circulaires ou carrés disposés suivant une maille carrée sous la semelle de répartition.

2.1. COEFFICIENT D'EFFICACITÉ

Par définition, on appelle coefficient d'efficacité d'un groupe de n pieux le rapport de la charge limite du groupe (notée Q_{Gu}) à la somme des charges limites des n pieux constituant le groupe, supposés isolés.

$$C_e = \frac{Q_{Gu}}{\sum_{i=1}^n Q_{u,i}}$$

Les paragraphes 2.2. et 2.3. décrivent deux méthodes souvent utilisées pour déterminer C_e . Les paragraphes suivants précisent les modalités d'obtention de C_e dans divers cas de figure susceptibles de se présenter.

2.2. FORMULE DE CONVERSE LABARRE

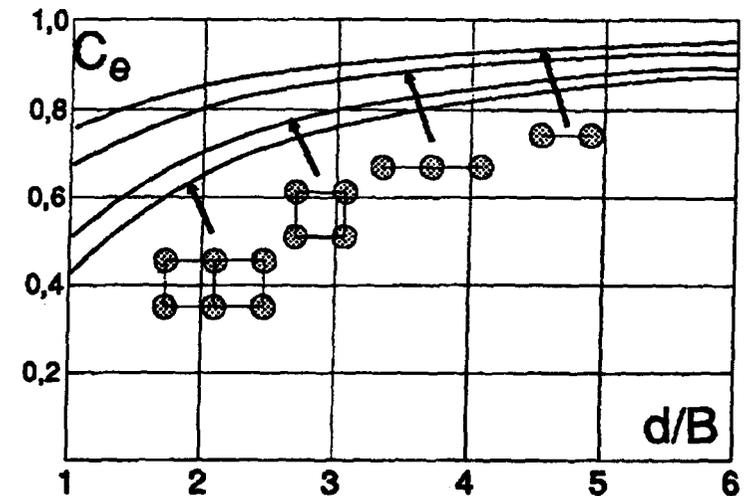
La formule de Converse Labarre suppose que tous les pieux sont identiques et verticaux. Elle tient compte uniquement des paramètres dimensionnels du groupe, excepté la longueur des pieux.

$$C_e = 1 - \frac{\text{Arc tan}(B/d)}{\pi/2} \cdot \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

avec :

- B diamètre des pieux,
- d entraxe des pieux,
- m nombre de rangées,
- n nombre de pieux par rangée.

Le graphe, ci-contre donne une représentation de cette formule pour quelques configurations de pieux.



2.3. MÉTHODE DE TERZAGHI

On considère l'ensemble des pieux et du sol qu'ils enserrent comme un bloc monolithique, exception faite des pieux inclinés éventuels, puis on calcule la charge limite du bloc à partir du frottement latéral limite (dans les couches où il est positif) et de la contrainte de rupture à la base du bloc. En fonction de son encastrement relatif, ce bloc est considéré comme une fondation superficielle, semi-profonde ou profonde.

Le coefficient d'efficacité est obtenu par application directe de la formule du paragraphe 2.1.

2.4. GROUPE DE PIEUX REPOSANT SUR UN SOL TRÈS RÉSISTANT

Dans la situation fréquente où les pieux traversent une couche de résistance médiocre et sont ancrés à la base dans un sol très résistant, l'effet de groupe joue peu.

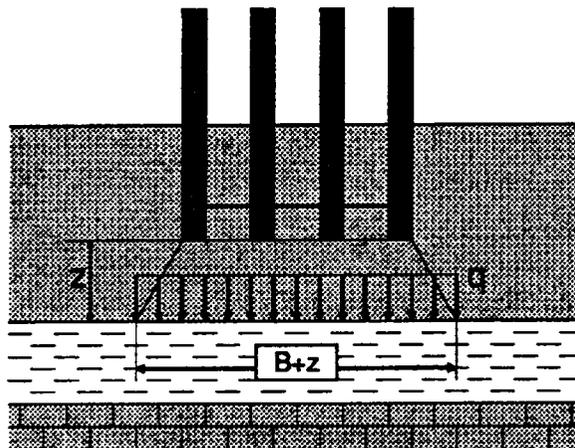
On peut donc adopter :

$$C_e = 1$$

S'il existe au-dessous de la couche résistante une couche molle, on vérifie le risque de poinçonnement de cette couche.

Dans ce but, on considère le périmètre circonscrit à la base des pieux comme une semelle fictive transmettant les charges vers la surface de la couche molle sous-jacente.

La contrainte appliquée à la surface de la couche molle est obtenue en admettant que la charge est uniforme et diffusée à $\text{Arc tan } (1/2)$ par rapport à la verticale.



2.5. GROUPE DE PIEUX FICHÉS DANS UN SOL HOMOGÈNE

Le comportement du groupe dépend de la nature du sol et du type de pieux utilisé.

2.5.1. SOLS COHÉRENTS

Quel que soit le type de pieux on retient pour C_e la plus faible des estimations suivantes :

- méthode de Terzaghi suivant le paragraphe 2.3.,
- valeur donnée par les formules suivantes :

$$C_e = 1 \quad \text{pour } d > 3 \cdot B$$
$$C_e = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{d}{B} \right) \quad \text{pour } 1 \leq \frac{d}{B} \leq 3$$

2.5.2. SOLS FROTTANTS

Il faut tenir compte des deux grands groupes de types de pieux; les pieux mis en place sans refoulement du sol et les pieux mis en place avec refoulement du sol.

PIEUX MIS EN PLACE SANS REFOULEMENT DU SOL

On retient pour C_e la plus faible des estimations suivantes :

- formule de Converse Labarre, suivant le paragraphe 2.2.,
- méthode de Terzaghi, suivant le paragraphe 2.3.

PIEUX MIS EN PLACE AVEC REFOULEMENT DU SOL DANS DES SABLES LÂCHES OU MOYENNEMENT COMPACTS

La méthode de mise en œuvre conduit à une augmentation de la densité relative du matériau, ce qui améliore la capacité portante des pieux.

On peut donc adopter :

$$C_e = 1$$

Le plan de battage devra prévoir de commencer par les pieux périphériques afin de profiter au mieux de la densification du sol en place.

PIEUX MIS EN PLACE AVEC REFOULEMENT DU SOL DANS DES SABLES COMPACTS

On retient pour C_e la même valeur que pour les pieux mis en place sans refoulement du sol.

ANNEXE G.2. (ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

ÉVALUATION DU FROTTEMENT NÉGATIF SUR UN ÉLÉMENT DE FONDATION PROFONDE

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	147
2. - FROTTEMENT NÉGATIF SUR UN ÉLÉMENT ISOLÉ DE FONDATION	147
2.1. - Expression générale	147
2.2. - Terme $K \cdot \text{tg } \delta$	148
2.3. - Contrainte $\sigma'_v(z)$	148
2.4. - Hauteur d'action du frottement négatif	151
2.5. - Expression du frottement négatif total	151
3. - FROTTEMENT NÉGATIF SUR UN ÉLÉMENT DE FONDATION AU SEIN D'UN GROUPE	152
3.1. - Eléments de fondation sur une ou plusieurs files	152
3.2. - Calcul de $F_n(b)$	153
4.- CAS PARTICULIERS	155

1. - DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles s'appliquent au calcul du frottement négatif sur un élément d'une fondation profonde traversant un sol compressible soumis à l'action pondérale d'un remblai.

Elles ne traitent pas d'autres cas d'apparition du phénomène de frottement négatif, et notamment :

- rabattement d'une nappe,
- sols sous-consolidés naturels (subsidences) ou artificiels (remblais hydrauliques),
- sols lâches pouvant être le siège de tassement par saturation ou par densification sous effets sismiques par exemple.

En outre, ces règles ne sont applicables que dans les cas où la fondation est composée d'éléments identiques et verticaux.

2. - FROTTEMENT NÉGATIF SUR UN ÉLÉMENT ISOLÉ DE FONDATION

2.1. EXPRESSION GÉNÉRALE

La méthode employée pour évaluer les efforts dus au frottement négatif n'introduit pas explicitement de loi de mobilisation de ces efforts en fonction du déplacement relatif sol-élément de fondation ; il s'agit d'une méthode à la rupture, proposée par Combarieu, basée sur l'hypothèse d'un déplacement relatif suffisant pour mobiliser le frottement négatif unitaire maximum sur toute la hauteur où il est supposé agir.

L'expression générale du frottement négatif sur un élément isolé de fondation est la suivante :

$$F_n = P \cdot \int_0^h K(z) \cdot \operatorname{tg} \delta(z) \cdot \sigma'_v(z) \cdot dz$$

Dans cette expression :

- P est le périmètre de l'élément de fondation,
- $\sigma'_v(z)$ désigne la contrainte verticale effective à long terme à la profondeur z , au contact de l'élément de fondation, tenant compte de la perturbation engendrée par l'accrochage du sol autour de celui-ci,
- $K(z)$ est le rapport entre la contrainte horizontale effective et $\sigma'_v(z)$,
- $\operatorname{tg} \delta(z)$ est un coefficient de frottement dont la valeur dépend de la nature du contact sol-paroi,
- h est la hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.

Les conditions de calcul de ces différents termes sont explicitées ci-après.

2.2. TERME $K \cdot t_g \delta$

En pratique, on considère le produit $K \cdot t_g \delta$ comme un terme dont les deux facteurs sont indissociables.

Sa valeur est donnée par le tableau ci-après, en fonction de la nature de la formation concernée et du type d'élément de fondation.

Le choix du type de sol pourra être guidé par les catégories conventionnelles données dans l'annexe E.1., paragraphe 3.

En fonction des caractéristiques des sols, on choisira le cas échéant pour $K \cdot t_g \delta$ des valeurs comprises entre celles proposées dans le tableau.

Naturellement, la valeur de calcul de $K \cdot t_g \delta$ pourra être déduite des mesures effectuées lorsque, pour diverses raisons, et en particulier lorsque l'économie du projet le justifie, on est amené à procéder, sur le site même, à des essais en vraie grandeur

		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
TOURBES	sols organiques	0,10	0,15	0,20
ARGILES	mous	0,10	0,15	0,20
LIMONS	fermes à durs	0,15	0,20	0,30
SABLES GRAVES	très lâches	0,35		
	lâches	0,45		
	autres	1,00		

2.3. CONTRAINTE $\sigma'_v(z)$

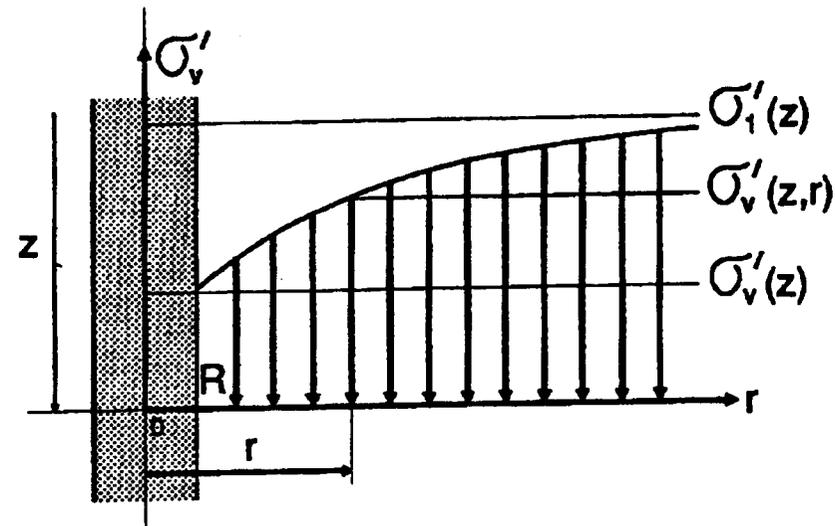
2.3.1. EXPRESSION DE $\sigma'_v(z,r)$

$\sigma'_v(z,r)$ est la contrainte verticale effective à la cote z et à la distance r de l'axe longitudinal de l'élément de fondation après apparition du frottement négatif.

On admet que sa valeur est donnée par l'expression :

$$\sigma'_v(z,r) - \sigma'_v(z) = (\sigma'_1(z) - \sigma'_v(z)) \cdot \left(1 - e^{-\lambda \frac{r-R}{R}} \right)$$

Cette expression est illustrée par le schéma suivant :



$\sigma'_1(z)$ désigne la contrainte verticale effective « non perturbée » correspondant à celle qui régnerait dans le sol en l'absence de l'élément de fondation.

Elle est à calculer dans l'axe de l'élément de fondation en tenant compte des différentes surcharges (généralement constituées par des remblais) disposées au voisinage de l'élément considéré. L'influence de ces surcharges sera évaluée par les méthodes habituelles de diffusion des contraintes dans un sol élastique.

Dans le cas où le frottement négatif est engendré par une surcharge uniforme indéfinie p_0 , $\sigma'_1(z)$ a pour expression $p_0 + \gamma \cdot z$ (γ étant le poids volumique du sol, éventuellement déjaugé).

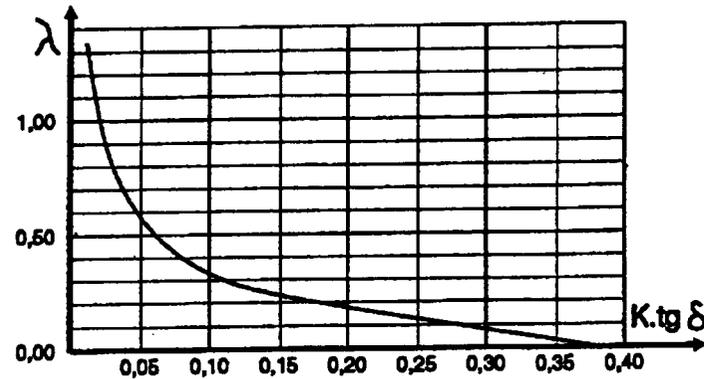
λ est un coefficient caractérisant l'amplitude de l'accrochage du sol autour de l'élément de fondation. Sa valeur résulte d'une corrélation avec le terme $K \cdot \text{tg } \delta$, établie à partir de résultats expérimentaux. Elle est donnée par les relations suivantes en fonction de la valeur de $K \cdot \text{tg } \delta$:

$$\lambda = \frac{1}{0,5 + 25K \cdot \text{tg } \delta} \quad \text{si :} \quad K \cdot \text{tg } \delta \leq 0,150$$

$$\lambda = 0,385 - K \cdot \text{tg } \delta \quad \text{si :} \quad 0,150 \leq K \cdot \text{tg } \delta \leq 0,385$$

$$\lambda = 0 \quad \text{si :} \quad 0,385 \leq K \cdot \text{tg } \delta$$

Ces relations peuvent également être traduites par l'abaque ci-après :



2.3.2. EXPRESSION DE $\sigma'_v(z)$ DANS UNE COUCHE OU UN INTERVALLE D'ÉTUDE

La valeur de $\sigma'_v(z)$ résulte du bilan des efforts verticaux appliqués au sol et à l'élément de fondation à la profondeur z , effectué en tenant compte de la loi de variation adoptée pour $\sigma'_v(z,r)$.

Les couches successives de sol sont découpées en tranches suffisamment fines pour que l'on puisse considérer que $(d\sigma'_1(z)/dz)$ a une valeur constante le long de l'axe de l'élément de fondation dans chacune des tranches.

Le calcul de $\sigma'_v(z)$ le long de l'élément de fondation s'effectue de proche en proche aux frontières entre tranches, du haut vers le bas, en partant de la valeur en tête de la première couche (généralement constituée par un remblai), cette valeur étant connue et généralement nulle.

Connaissant la valeur $\sigma'_v(z_j)$ de $\sigma'_v(z)$ au sommet de la tranche j , la valeur $\sigma'_v(z_{j+1})$ en tête de la tranche $j+1$ se calcule par les formules :

$$\sigma'_v(z_{j+1}) - \sigma'_v(z_j) = \left(L_0 \cdot \frac{d\sigma'_1}{dz} - \sigma'_v(z_j) \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\Delta z_j}{L_0}} \right) \quad \text{si } \mu(\lambda) \neq 0$$

$$\sigma'_v(z_{j+1}) - \sigma'_v(z_j) = \Delta z_j \cdot \frac{d\sigma'_1}{dz} \quad \text{si } \mu(\lambda) = 0$$

Expressions dans lesquelles :

- Δz_j représente l'épaisseur de la tranche j , soit $\Delta z_j = z_{j+1} - z_j$
- $\mu(\lambda)$ et L_0 sont des paramètres caractéristiques de l'équation, donnés par :

$$\mu(\lambda) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda} \quad ; \quad L_0 = \frac{R}{\mu(\lambda) \cdot K \cdot \text{tg} \delta}$$

Dans le cas d'éléments dont la section droite n'est pas circulaire, R est le rayon de l'élément circulaire de même périmètre :

$$R = \frac{P}{2\pi}$$

2.4. HAUTEUR D'ACTION DU FROTTEMENT NÉGATIF

Cette hauteur est généralement prise égale à la plus faible des deux valeurs h_1 et h_2 définies ci-après :

- h_1 est la profondeur où la contrainte de calcul $\sigma'_v(z)$ devient égale à la contrainte $\sigma'_{v0}(z)$ préexistante dans le terrain avant l'exécution de la fondation et mise en place de la surcharge. Cette définition traduit que, du fait de l'accrochage du matériau autour de l'élément de fondation, il existe un niveau le long de celui-ci où l'effet de la surcharge provoquant l'apparition du frottement négatif disparaît.
- h_2 correspond au niveau où le tassement restant à acquérir par le sol après exécution de la fondation, calculé sans tenir compte de celle-ci, devient égal à $B/100$. Cette définition tient compte du tassement propre du pieu et du tassement « libre » du sol, dont la valeur peut être faible (sol peu compressible ou tassement à venir de faible ampleur du fait, par exemple, d'un préchargement du sol). Ce tassement « libre » est calculé suivant les errements traditionnels, à partir, par exemple, d'essais œdométriques.

2.5. EXPRESSION DU FROTTEMENT NÉGATIF TOTAL

Le frottement négatif total agissant sur un élément isolé de fondation est la somme, sur la hauteur d'action de celui-ci, des termes élémentaires calculés dans chaque intervalle où $K \cdot \text{tg } \delta$ est constant par les expressions :

$$F_{nj} = \frac{PR}{\mu(\lambda_j)} \left\{ [\sigma'_1(h_j) - \sigma'_v(h_j)] - [\sigma'_1(h_{j-1}) - \sigma'_v(h_{j-1})] \right\} \quad \text{si } \mu(\lambda) \neq 0$$

$$F_{nj} = P \cdot (K \cdot \text{tg } \delta)_j \cdot \int_{h_{j-1}}^{h_j} \sigma'_1(z) \cdot dz \quad \text{si } \mu(\lambda) = 0$$

F_{nj} désignant le frottement négatif dans la couche j .

Ces expressions sont valables sans restriction sur la constance de $(d\sigma'_1(z)/dz)$. Chaque terme ci-dessus peut donc être calculé sur chaque ensemble de tranches où $K \cdot \text{tg } \delta$ est constant. La seconde expression constitue par ailleurs une borne maximale du frottement négatif sur un pieu isolé, quelle que soit la valeur de λ .

3. - FROTTEMENT NÉGATIF SUR UN ÉLÉMENT DE FONDATION AU SEIN D'UN GROUPE

Aucune méthode théorique ne permet à l'heure actuelle de traiter de façon complète et satisfaisante le cas des éléments de fondation périphériques d'un groupe. Les règles proposées dans le présent paragraphe restent donc empiriques, elles conduisent néanmoins à des valeurs raisonnables pour des espacements courants entre éléments de fondation.

3.1. ÉLÉMENTS DE FONDATION SUR UNE OU PLUSIEURS FILES

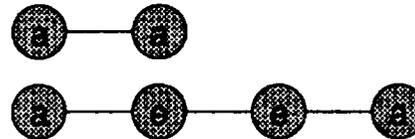
Le calcul du frottement négatif sur un élément quelconque d'une fondation s'exprime par des règles empiriques en fonction de $F_n(\infty)$ et $F_n(b)$:

- $F_n(\infty)$ représente la valeur du frottement négatif sur l'élément considéré, supposé isolé, calculée suivant les indications du paragraphe 2.
- $F_n(b)$ représente la valeur du frottement négatif sur l'élément considéré, supposé au sein d'un groupe illimité d'éléments identiques. Le mode de calcul de ce terme est précisé en 3.2.

Dans les cas usuels, pour le calcul de $F_n(\infty)$ et de $F_n(b)$, il est admis de calculer $\sigma'_1(z)$ dans l'axe de la fondation et de supposer qu'elle conserve la même valeur sous toute l'emprise de celle-ci. De la sorte, $F_n(\infty)$ et $F_n(b)$ sont identiques pour tous les éléments de la fondation.

3.1.1. FILE UNIQUE

Les éléments d'extrémité de la file sont repérés par l'indice a , les autres éléments portent l'indice e , suivant le schéma ci-dessous :



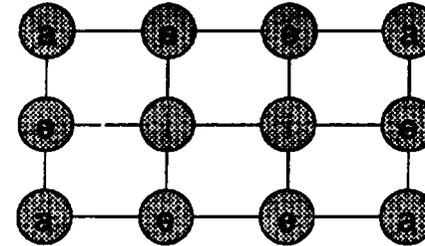
La valeur du frottement négatif sur chaque type d'élément est donnée par :

$$F_{na} = \frac{1}{3} F_n(b) + \frac{2}{3} F_n(\infty)$$

$$F_{ne} = \frac{2}{3} F_n(b) + \frac{1}{3} F_n(\infty)$$

3.1.2. PLUSIEURS FILES

Les éléments d'angle sont repérés par l'indice a , ceux de la frontière du groupe par l'indice e et les éléments intérieurs au groupe par l'indice i , suivant le schéma ci-contre.



La valeur du frottement négatif sur chaque type d'élément est donnée par :

$$F_{na} = \frac{7}{12} F_n(b) + \frac{5}{12} F_n(\infty)$$

$$F_{ne} = \frac{5}{6} F_n(b) + \frac{1}{6} F_n(\infty)$$

$$F_{ni} = F_n(b)$$

3.2. CALCUL DE $F_n(b)$

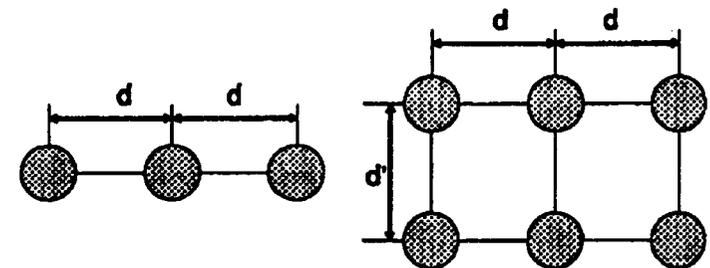
Le principe de calcul de $F_n(b)$ est identique à celui de l'élément isolé de fondation, l'analyse étant faite sur un volume cylindrique de sol entourant l'élément de fondation de rayon b défini de la façon suivante :

file unique : $b = \frac{d}{\sqrt{\pi}}$

plusieurs files : $b = \sqrt{\frac{d \cdot d'}{\pi}}$

avec :

- d , entraxe des éléments de fondation d'une même file,
- d' , entraxe des éléments de fondation de files voisines.

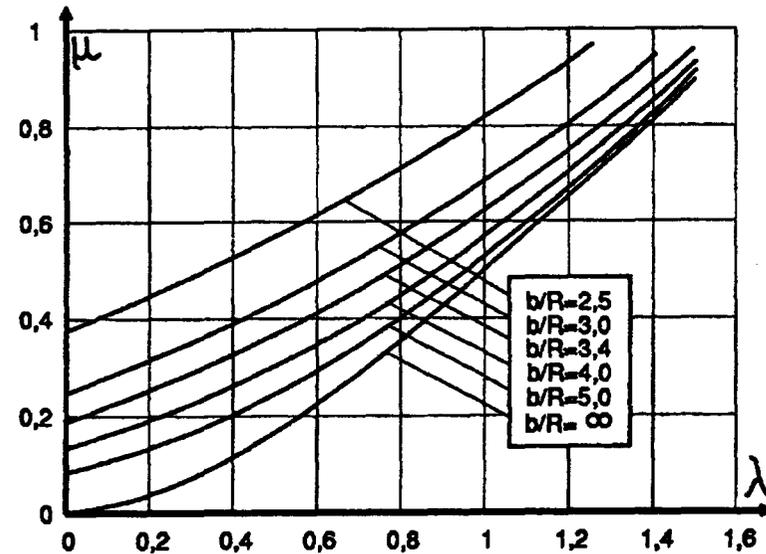


Les expressions de $F_n(b)$ et de la contrainte $\sigma'_v(z)$ correspondante sont celles relatives à l'élément isolé données au paragraphe 2. dans lesquelles $\mu(\lambda)$ est remplacé par $\mu(\lambda, b)$ dont la valeur est la suivante :

$$\mu(\lambda, b) = \frac{\lambda^2}{1 + \lambda - \left(1 + \frac{\lambda b}{R}\right) e^{-\lambda \frac{b-R}{R}}} \quad \text{si } \lambda \neq 0$$

$$\mu(\lambda, b) = \frac{2}{\left(\frac{b}{R}\right)^2 - 1} \quad \text{si } \lambda = 0$$

La détermination de $\mu(\lambda, b)$ peut également se faire à l'aide de l'abaque ci-contre :



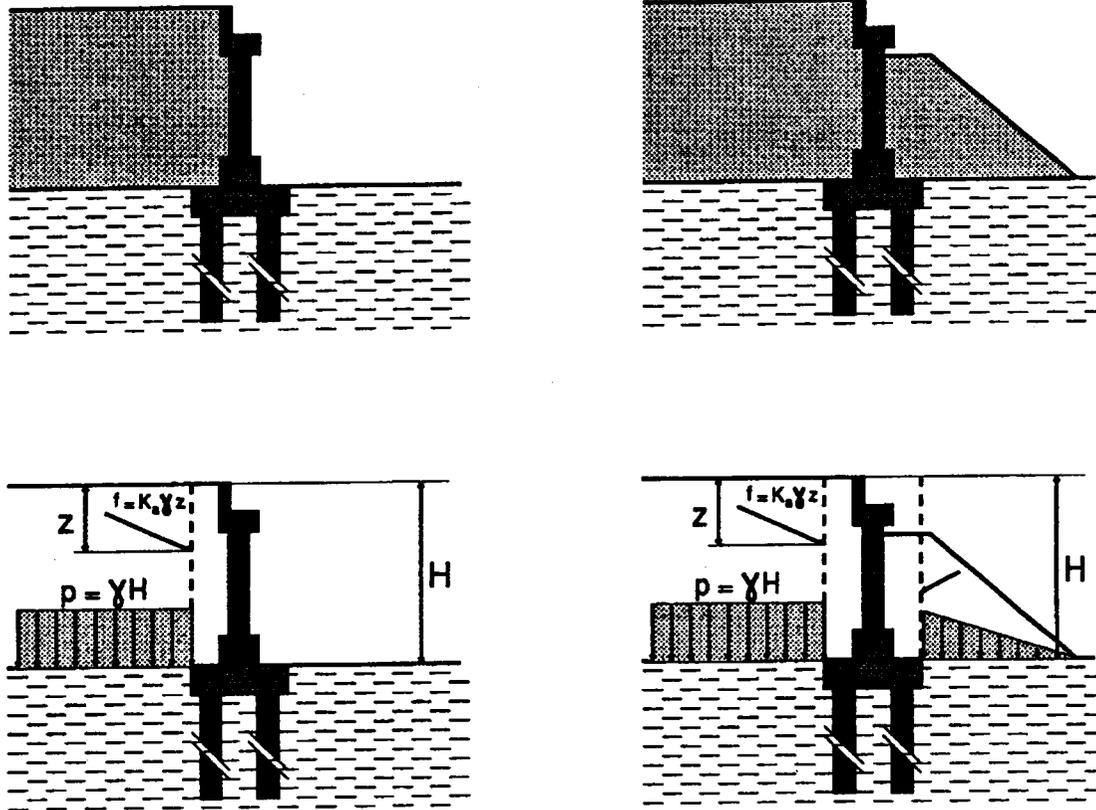
On notera que pour un pieu situé au sein d'un groupe illimité, et sous une surcharge q_0 uniforme à la surface du sol, la valeur de $F_n(b)$ est bornée supérieurement par $\pi \cdot b^2 \cdot q_0$ (c'est-à-dire $d \cdot d' \cdot q_0$).

4. - CAS PARTICULIERS

Lorsque le terrain situé au-dessus du niveau de la semelle de liaison des éléments d'une même fondation est susceptible de tasser par rapport à celle-ci, la prise en compte du frottement négatif est effectuée de la façon suivante :

- les efforts qui se développent sur les plans passant par le bord de la semelle ont une valeur égale à la composante verticale de la force de poussée des terres supposée inclinée d'un angle égal à l'angle de frottement interne du sol ;
- la contrainte $\sigma'_1(z)$ est calculée dans l'axe de la fondation sans tenir compte du poids des terres directement appliqué à la semelle.

Ces dispositions sont illustrées par les schémas ci-après.



ANNEXE G.3.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

ÉVALUATION DU DÉPLACEMENT HORIZONTAL D'UNE COUCHE DE SOL SOUMISE À UNE CHARGE DE REMBLAI DISSYMMÉTRIQUE

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	157
2. - PRINCIPE DE LA MÉTHODE	157
3. - DÉTERMINATION DE $G(Z)$	158
4.- DÉTERMINATION DE $g_{\max}(t)$	158
4.1.- Détermination de $g_{\max}(0)$	159
4.2. - Détermination de $\Delta g_{\max}(t)$	160
5. - DÉTERMINATION DE $g(z)$ DANS LA COUCHE COMPRESSIBLE	160
5.1. - Cas où la fondation est réalisée avant le remblai	160
5.2. - Cas où la fondation est réalisée après le remblai	160
6. - DÉTERMINATION DE $g(z)$ DANS LE REMBLAI	161

1. - DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles concernent l'évaluation du déplacement horizontal d'une couche compressible soumise à une charge de remblai dissymétrique. Ce déplacement horizontal, noté $g(z)$, intervient dans la justification des éléments d'une fondation profonde traversant la couche compressible.

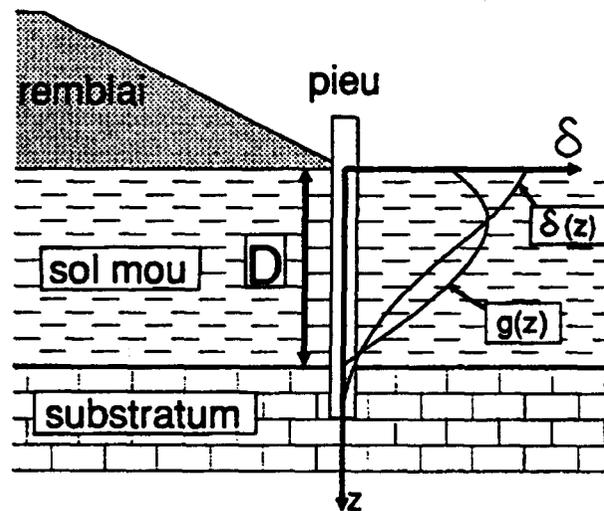
Le déplacement ainsi évalué représente le déplacement « libre » du sol en l'absence de la fondation.

Tout ou partie de ces règles sont à appliquer en l'absence d'indications plus précises (mesures sur le site, mesures lors de cas d'études analogues, études spécifiques, etc.).

En toute rigueur, la présence de la fondation modifie la répartition et l'amplitude des déplacements du sol, mais il n'existe à l'heure actuelle aucune méthode simple pour tenir compte de cette interaction.

2. - PRINCIPE DE LA MÉTHODE

La méthode s'applique à une couche compressible d'épaisseur D chargée par un remblai de hauteur H , de poids volumique γ_r , et d'angle de talus β .



Lorsqu'à partir d'une certaine profondeur h_0 la charge apportée par le remblai est inférieure à $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$, on donne à D la valeur h_0 (σ'_p étant la pression de pré-consolidation, σ'_{v0} la pression verticale des terres au point considéré).

On admet que le déplacement horizontal du sol exprimé en fonction de la profondeur z dans le sol compressible et du temps t est de la forme :

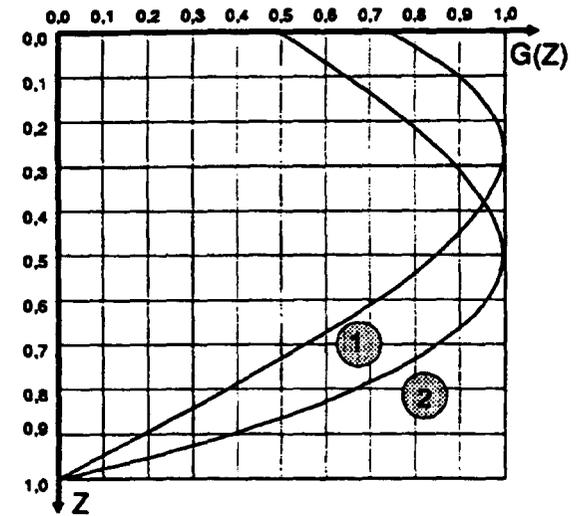
$$g(z,t) = G(Z) \cdot g_{\max}(t) \quad \text{avec : } Z = \frac{z}{D}$$

3. - DÉTERMINATION DE $G(Z)$

courbe 1 : $G(Z) = 1,83 \cdot Z^3 - 4,69 \cdot Z^2 + 2,13 \cdot Z + 0,73$

courbe 2 : $G(Z) = -2,0 \cdot Z^3 + 1,5 \cdot Z + 0,5$

On utilise la courbe 1 dans le cas général. La courbe 2 est utilisée lorsqu'il existe en surface, sur une hauteur significative ($\geq 0,3 \cdot D$), une couche moins déformable que les couches profondes.

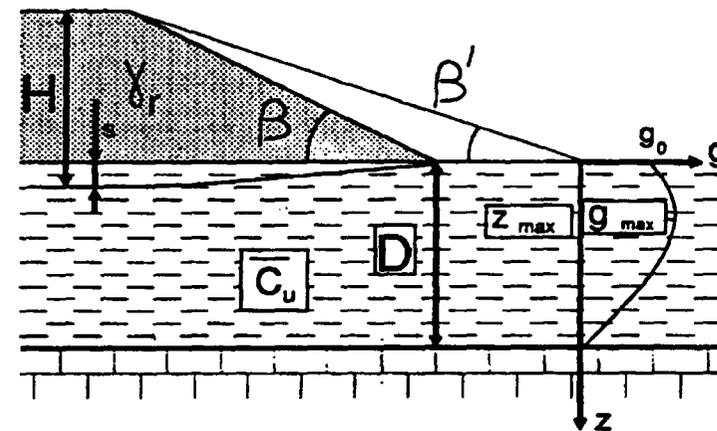


4. - DÉTERMINATION DE $g_{\max}(t)$

$g_{\max}(t)$ comprend deux termes :

$$g_{\max}(t) = g_{\max}(0) + \Delta g_{\max}(t)$$

le temps $t = 0$ correspond à la fin de construction du remblai.



4.1. - DÉTERMINATION DE $g_{\max}(0)$

Lorsque le coefficient de sécurité au grand glissement F est supérieur à 1,5 et que le remblai est mis en place relativement rapidement, $g_{\max}(0)$ s'obtient de la manière indiquée ci-après, faisant intervenir les paramètres suivants :

$$\bar{c}_u = \frac{1}{D} \int_0^D c_u(z) \cdot dz \quad \text{cohésion moyenne}$$

$$f = \frac{(\pi + 2) \cdot \bar{c}_u}{\gamma_r \cdot H} \quad \text{paramètre adimensionnel caractérisant la résistance non drainée du sol } c_u \text{ par rapport au niveau de charge } \gamma_r \cdot H$$

$$m = \frac{1 + \sin^2 \beta}{\sin \beta'} \quad \text{paramètre caractérisant à la fois la position du pieu par rapport à la crête du remblai et la pente du talus } (0 \leq \beta' \leq \pi/2).$$

$c_u(z)$ est mesuré au scissomètre de chantier ou à défaut déterminé à partir de corrélations avec d'autres essais en place ou bien mesuré en laboratoire.

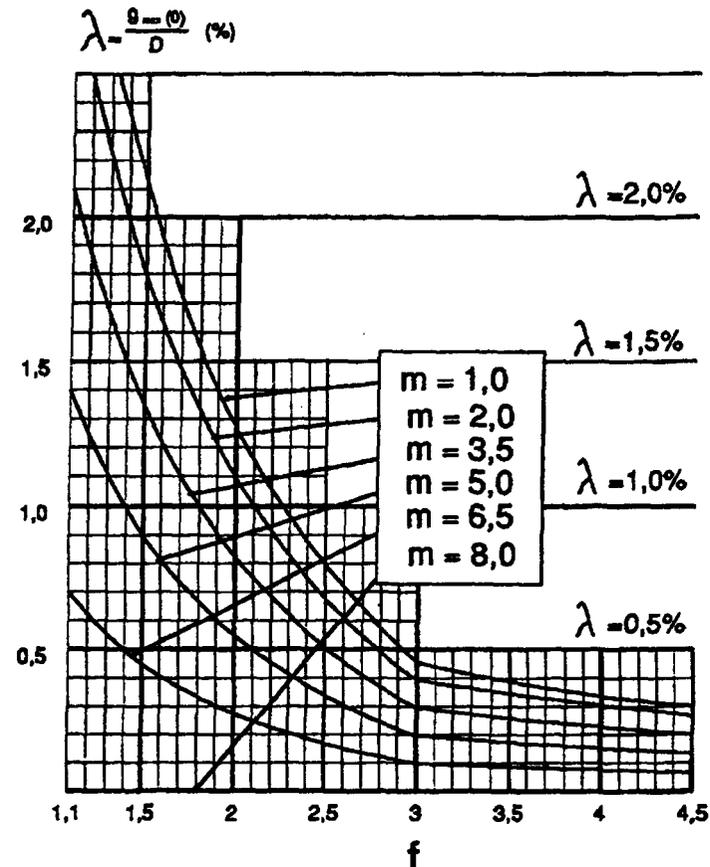
$g_{\max}(0)$ peut alors être déterminé de la manière suivante, pour $f \geq 1,1$:

$$\frac{g_{\max}(0)}{D} = \lambda(m, f) = \frac{8 - m}{7} \cdot \lambda_1(f) \quad 1 \leq m \leq 8$$

$$\lambda_1(f) = \frac{4,85}{f} - 1,15 \quad \text{pour : } 1,1 \leq f \leq 3$$

$$\lambda_1(f) = \frac{1,4}{f} \quad \text{pour : } f \geq 3$$

Ce qui peut être traduit par l'abaque ci-contre :



4.2. DÉTERMINATION DE $\Delta g_{\max}(t)$

On admet que $\Delta g_{\max}(t)$ est relié aux tassements calculés dans l'axe du remblai, en section courante, par :

$$\Delta g_{\max}(t) = \Gamma \cdot [s(t) - s(0)] \text{ avec :}$$

- $s(0)$: tassement à la fin de la construction du remblai,
- $s(t)$: tassement à l'instant t .

Γ est un coefficient déterminé expérimentalement à partir de mesures sur différents sites.

En pied de remblai pour $\text{tg}\beta$ compris entre 0,5 et 0,67 on prend $\Gamma = 0,16$. En crête de remblai pour $\text{tg}\beta$ compris entre 0,5 et 0,67 on prend $\Gamma = 0,25$.

En pied de remblai et pour $\text{tg}\beta$ inférieur à 0,5, la valeur du coefficient Γ diminue avec $\text{tg}\beta$. A titre indicatif, on peut donner les valeurs suivantes :

- pour $\text{tg}\beta = 0,4$ $\Gamma = 0,08$
- pour $\text{tg}\beta = 0,25$ $\Gamma = 0,035$

De même, pour $\text{tg}\beta$ donné, Γ diminue lorsque la distance au pied du remblai augmente, c'est-à-dire avec $\text{tg}\beta'$.

5. - DÉTERMINATION DE $g(z)$ DANS LA COUCHE COMPRESSIBLE

5.1. CAS OÙ LA FONDATION EST RÉALISÉE AVANT LE REMBLAI

Cette manière de faire, fortement déconseillée, peut être rendue nécessaire par les impératifs du chantier.

Dans ce cas, le déplacement à prendre en compte est le déplacement total entre l'état initial et $t = \infty$, soit :

$$g(z) = G(Z) \cdot g_{\max}(\infty) \quad \left(Z = \frac{z}{D} \right)$$

5.2. CAS OÙ LA FONDATION EST RÉALISÉE APRÈS LE REMBLAI

Dans ce cas, le déplacement à prendre en compte est le déplacement entre l'instant $t = t_1$ de réalisation de la fondation et $t = \infty$, soit :

$$g(z) = G(Z) \cdot \Gamma \cdot [s(\infty) - s(t_1)] \quad \left(Z = \frac{z}{D} \right)$$

6. - DÉTERMINATION DE $g(z)$ DANS LE REMBLAI

Pour l'étude des mouvements du remblai, on étend le domaine de validité de β' à $\beta' > \pi/2$.

Que ce soit entre le pied et la crête du remblai ($\beta \leq \beta' \leq \pi$) ou à l'intérieur du remblai ($\beta' > \pi/2$), on admet que $g(z)$ pour $z < 0$ est une fonction linéaire de z déterminée par :

- la valeur $g(0)$ en surface du sol compressible ;
- la valeur $g(-H)$ correspondant à la surface haute du remblai.

Il est conseillé d'effectuer des calculs en fourchette avec les hypothèses semblant le plus vraisemblables suivant les cas de figure. Parmi celles-ci, on peut citer les suivantes :

- le déplacement est uniforme dans le remblai, $g(-H) = g(0)$;
- le déplacement correspondant à la surface haute du remblai est nul, $g(-H) = 0$;
- le déplacement correspondant à la surface haute du remblai est vers l'arrière et vaut : $g(-H) = -g(0)$.

ANNEXE G.4.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

ÉVALUATION DE LA RIGIDITÉ AXIALE D'UN ÉLÉMENT DE FONDATION PROFONDE

SOMMAIRE

	Pages
1. - DOMAINE D'APPLICATION	163
2. - ÉVALUATION À PARTIR DES PARAMÈTRES DE CHARGE	163
3. - ÉVALUATION À PARTIR DES LOIS DE MOBILISATION DU FROTTEMENT LATÉRAL ET DE L'EFFORT EN POINTE	164

1. - DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes règles concernent l'évaluation de la rigidité axiale vis-à-vis de l'effort normal d'un élément isolé de fondation profonde.

Il est loisible de les utiliser lorsque les règles forfaitaires données à l'article C.2.1,2. sont jugées d'une précision insuffisante.

Deux méthodes sont proposées :

- Une méthode d'évaluation à partir de la charge de fluage Q_c . Il s'agit certainement de la méthode la plus précise lorsqu'il est procédé à des essais de chargement. Dans le cas contraire, on pourra considérer que cette méthode est satisfaisante pour le calcul des sollicitations dans les différents éléments d'une même fondation, mais que les valeurs de déplacements fournies ne restent qu'indicatives.
- Une méthode d'évaluation à partir des lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort en pointe. Celle de Frank-Zhao permet en général une évaluation satisfaisante des déplacements (tassements) des pieux lorsqu'il n'est pas procédé à des essais de chargement.

2. - ÉVALUATION À PARTIR DES PARAMÈTRES DE CHARGE

Pour le calcul des sollicitations, on admet que l'élément de fondation se comporte de façon élastique et linéaire. Vis-à-vis des charges de courte durée d'application, la rigidité axiale de l'élément est prise égale à sa rigidité sécante entre 0 et Q_c :

$$R_i = \frac{Q_c}{s_{ci}}$$

où s_{ci} représente l'enfoncement provoqué par la charge Q_c supposée de courte durée d'application.

La rigidité vis-à-vis des charges de longue durée d'application est prise égale à :

$$R_v = \frac{Q_c}{s_{cv}}$$

où s_{cv} représente l'enfoncement provoqué par la charge Q_c supposée de longue durée d'application.

Lorsqu'il est procédé à un ou plusieurs essais de pieux représentatifs, s_{ci} et s_{cv} sont estimés à partir des résultats de ces essais en tenant compte des différences éventuelles de géométrie entre les pieux d'essai et les pieux réels.

Dans ce cas s_{ci} et s_{cv} peuvent être pris égaux aux enfoncements sous charge de fluage correspondant à $t = 1h$ et extrapolé à $t = 1$ an.

Dans le cas où Q_c est déterminé à partir d'essais pressiométriques ou pénétrométriques, on adopte :

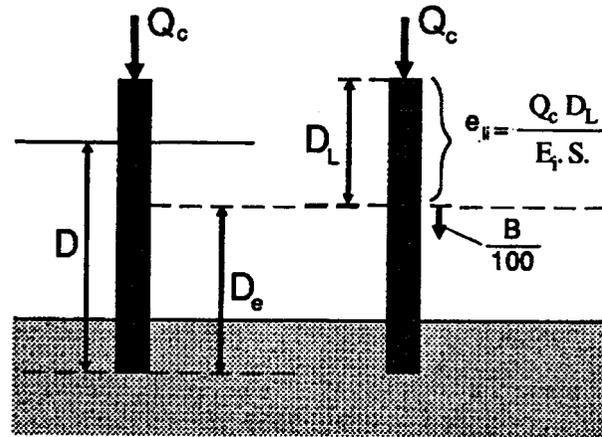
$$s_{ci} = \frac{B}{100} + e_{li}$$

où e_{ji} représente le raccourcissement instantané sous la charge Q_c de la partie de l'élément non comprise dans la hauteur d'encastrement D_e , et supposée non soumise à frottements (la hauteur d'encastrement D_e est définie par l'annexe E.2.) ;

$$s_{cv} = k \frac{B}{100} + e_{iv}$$

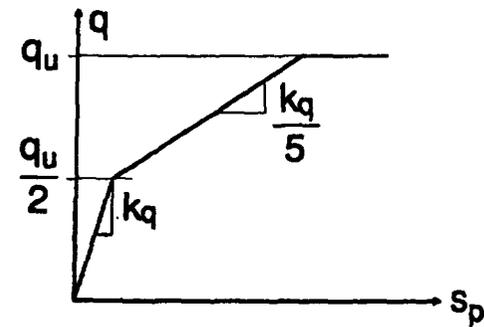
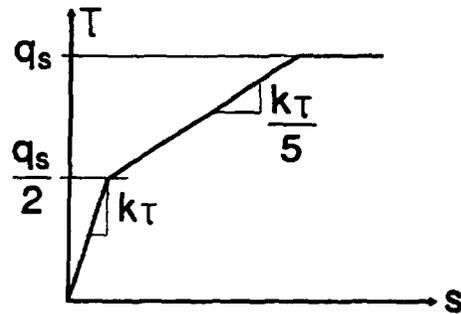
où e_{iv} représente le raccourcissement de la partie de l'élément définie ci-dessus lorsque la charge Q_c est supposée maintenue indéfiniment et où k prend la valeur 2 à défaut de valeur plus représentative.

La figure ci-après explicite les modalités de ce calcul conventionnel.



3. - ÉVALUATION À PARTIR DES LOIS DE MOBILISATION DU FROTTEMENT LATÉRAL ET DE L'EFFORT EN POINTE

Le tassement en tête d'un pieu isolé peut être calculé si l'on connaît les lois de mobilisation du frottement τ en fonction du déplacement vertical s du pieu en chaque section de celui-ci, ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe q_p en fonction du déplacement vertical s_p de celle-ci. MM. Frank et Zhao proposent une méthode de détermination de ces lois à partir du module pressiométrique E_M , des valeurs de frottement latéral limite q_s et de la résistance limite en pointe q_u , calculées dans les conditions définies à l'annexe C.3.



On pourra adopter, aussi bien pour les éléments battus que pour les éléments forés :

- pour les sols fins :

$$k_\tau = \frac{2,0 \cdot E_M}{B} \quad k_q = \frac{11,0 \cdot E_M}{B}$$

- pour les sols granulaires :

$$k_\tau = \frac{0,8 \cdot E_M}{B} \quad k_q = \frac{4,8 \cdot E_M}{B}$$

Il est à noter que les résultats de cette méthode ne sont représentatifs que pour des charges inférieures ou égales à $0,7 \cdot Q_c$, qui représentent le domaine de chargement sur lequel elle a été calée.

Par contre, dans cette gamme de chargement, on peut considérer que la durée d'application de la charge n'introduit pas de différence de comportement notable du sol. Cette méthode pourra donc être appliquée aussi bien aux charges de longue que de courte durée d'application, en tenant compte toutefois de la rhéologie du matériau constitutif du pieu.

Après résolution numérique, cette méthode permet de tracer le diagramme charge-enfoncement en tête entre 0 et $0,7 \cdot Q_c$ et d'en déduire les rigidités tangentes ou sécantes.

ANNEXE G.5.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

DÉFINITIONS DES DIFFÉRENTS TYPES DE FONDATIONS PROFONDES

SOMMAIRE

	Pages
1. - PIEUX FAÇONNÉS À L'AVANCE	167
1.1. - Pieux battus préfabriqués en béton armé	167
1.2. - Pieux métalliques battus	167
1.3. - Pieux tubulaires précontraints	167
1.4. - Pieux métalliques battus enrobés	167
1.5. - Pieux battus ou vibrofoncés injectés haute pression	167
2. - PIEUX À TUBE BATTU EXÉCUTÉS EN PLACE	167
2.1. - Pieux battus pilonnés	167
2.2. - Pieux battus moulés	167
3. - PIEUX FORÉS	168
3.1. - Pieux forés simples	168
3.2. - Pieux forés tubés	168
3.3. - Pieux forés boue	168
3.4. - Pieux forés à la tarière creuse	168
3.5. - Pieux injectés haute pression	168
4. - PUIITS	169
5. - MICROPIEUX	169
5.1. - Type I	169
5.2. - Type II	169
5.3. - Type III	169
5.4. - Type IV	169

1. - PIEUX FAÇONNÉS À L'AVANCE

1.1. PIEUX BATTUS PRÉFABRIQUÉS EN BÉTON ARMÉ

Pieux battus ou vibrofoncés dont le fût est en béton armé.

1.2. PIEUX MÉTALLIQUES BATTUS

Pieux battus ou vibrofoncés dont le fût est en acier. Leur section est :

- en forme de H ;
- en forme de tube ;
- en forme quelconque obtenue par soudage de palplanches par exemple.

1.3. PIEUX TUBULAIRES PRÉCONTRAINTS

Pieux constitués d'éléments tubulaires en béton légèrement armé assemblés par précontrainte antérieurement au battage ou au vibrofonçage.

1.4. PIEUX MÉTALLIQUES BATTUS ENROBÉS

Pieux métalliques dont la pointe comporte un sabot débordant. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot et constitue l'enrobage en remplissant le vide laissé par le débord du sabot.

1.5. PIEUX BATTUS OU VIBROFONCÉS INJECTÉS HAUTE PRESSION

Pieux battus ou vibrofoncés métalliques de largeur supérieure ou égale à 250 mm. L'armature du pieu (tube ou profilé) est équipée d'un système d'injection constitué par un ou plusieurs tubes à manchettes.

2. - PIEUX À TUBE BATTU EXÉCUTÉS EN PLACE

2.1. PIEUX BATTUS PILONNÉS

Pieux réalisés au moyen d'un tube muni à sa base d'un bouchon de béton et enfoncés par battage sur ce bouchon. Le béton est ensuite introduit dans le tube par petites quantités successivement pilonnées à l'aide d'un mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube.

2.2. PIEUX BATTUS MOULÉS

Pieux réalisés au moyen d'un tube fermé à sa base par un dispositif provisoire et enfoncé par battage sur le tube ou sur le dispositif d'obturation. Ce tube est ensuite rempli totalement de béton avant son extraction.

3. - PIEUX FORÉS

3.1. PIEUX FORÉS SIMPLES

Pieux réalisés par mise en œuvre du béton à l'aide d'une colonne de bétonnage dans un forage exécuté sans soutènement des parois.

3.2. PIEUX FORÉS TUBÉS

Pieux réalisés par mise en œuvre du béton à l'aide d'une colonne de bétonnage dans un forage dont le maintien des parois est assuré par un tubage provisoire foncé par vibration, battage ou vérinage, éventuellement avec louvoisement.

3.3. PIEUX FORÉS BOUE

Pieux réalisés par mise en œuvre du béton à l'aide d'une colonne de bétonnage dans un forage dont le maintien des parois est assuré par une boue thixotropique.

3.4. PIEUX FORÉS À LATARIÈRE CREUSE

Pieux réalisés au moyen d'une tarière à axe creux vissée dans le sol sans extraction notable du terrain ; la tarière est ensuite extraite du sol sans dévisser pendant que, simultanément, du béton est injecté par l'axe creux de la tarière.

On distingue trois types de matériel :

- TYPE 1 : La tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton).
- TYPE 2 : La tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton).
- TYPE 3 : Tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage.

3.5. PIEUX INJECTÉS HAUTE PRESSION

Pieux forés de diamètre supérieur ou égal à 250 mm, dont le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection constitué par un ou plusieurs tubes à manchettes. Lorsque l'armature est un tube métallique, ce tube peut faire un office de tube à manchettes. Dans certains cas, le tube métallique peut être équipé d'une succession de clapets spéciaux indépendants ou de rampes spéciales, qui permettent l'injection.

L'armature peut être également constituée par des profilés (H ou caissons de palplanches).

Le scellement au terrain est effectué par injection sélective sous haute pression d'un coulis ou d'un mortier à partir d'un obturateur simple ou double.

4. - PUIITS

Fondations creusées à la main, exigeant la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage. Le forage est bétonné à sec et le blindage éventuellement récupéré.

5. - MICROPIEUX

5.1. TYPE I

Le micropieu de type I est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier.

Ces pieux ne sont pas utilisés pour les travaux visés par le présent fascicule.

5.2. TYPE II

Le micropieu de type II est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

5.3. TYPE III

Le micropieu de type III est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection.

L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

5.4. TYPE IV

Le micropieu de type IV est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa.

L'injection est répétitive et sélective.

Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

ANNEXE H.

(ANNEXE AUX COMMENTAIRES)

NOTATIONS

1. - MAJUSCULES LATINES

A	aire d'une semelle ou de la base d'un pieu
A'	surface comprimée d'une semelle
A_s	aire d'aciers passifs
A	paramètre de pression interstitielle
B	largeur (pile, semelle, barrette), diamètre d'un pieu
B_0	longueur de référence utilisée dans la méthode pressiométrique (0,60 m)
C_c	indice de compression
C_e	coefficient d'efficacité d'un groupe de pieux
D	hauteur contenue dans le sol
D_e	hauteur d'encastrement équivalente
D_0	profondeur en deçà de laquelle le frottement latéral est négligé pour une fondation semi-profonde
E	module d'Young
E_{ij}	module de déformation longitudinale instantanée du béton
E_{vj}	module de déformation longitudinale différée du béton
E_{oed}	module oedométrique
E_M	module pressiométrique
E_c	module pressiométrique équivalent du domaine volumétrique
E_d	module pressiométrique équivalent du domaine déviatorique
F	force
F_A	actions accidentelles
F_w	actions hydrodynamiques du courant
F_d	charge axiale de calcul d'un élément de fondation profonde
F_n	frottement négatif sur un élément de fondation profonde

F_{nd}	frottement négatif de calcul sur un élément de fondation profonde
F^*	charge critique d'Euler d'un élément de fondation profonde
F	coefficient de sécurité au grand glissement
G	actions permanentes
G_{max}	actions permanentes défavorables
G_{min}	actions permanentes favorables
G_w	action des pressions statiques de l'eau
G_{sn}	actions de frottement négatif
G_{sp}	actions de poussées latérales
G	module de cisaillement sécant
$G(Z)$	déplacement horizontal adimensionnel du sol
H	hauteur de remblai
H_d	composante de calcul horizontale de l'effort appliqué à la fondation
K_0	coefficient de poussée des terres au repos
K_f	module linéique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde
K_s	module linéique de mobilisation de la réaction tangentielle pour un élément de fondation profonde
L	longueur d'une semelle ou de la section d'une barrette
L_s	longueur de calcul du frottement latéral pour un élément de fondation profonde
P	périmètre
Q	actions variables
Q_0	charges d'exploitation à considérer pour l'application des règles simplifiées
Q_w	actions hydrodynamiques autres que l'action du courant
Q_{pu}	effort limite mobilisable sous la pointe d'un élément de fondation profonde
Q_{su}	effort limite mobilisable par frottement latéral sur le fût d'un élément de fondation profonde
Q_c	charge de fluage d'un élément de fondation profonde
Q_{tc}	charge de fluage en traction d'un élément de fondation profonde
Q_u	charge limite d'un élément de fondation profonde
Q_{tu}	charge limite en traction d'un élément de fondation profonde
Q_{Gu}	charge limite d'un groupe de pieux
Q_{max}	limite supérieure de la charge axiale de calcul F_d d'un élément de fondation profonde
Q_{min}	limite inférieure de la charge axiale de calcul F_d d'un élément de fondation profonde
Q_m	valeur mesurée d'un paramètre de charge au moyen d'un essai de pieu
Q_{max}	valeur maximale mesurée d'un paramètre de charge lors de plusieurs essais de pieu

Q_{\min}	valeur minimale mesurée d'un paramètre de charge lors de plusieurs essais de pieu
R_j	rigidité axiale d'un élément de fondation profonde vis-à-vis des charges de courte durée
R_v	rigidité axiale d'un élément de fondation profonde vis-à-vis des charges de longue durée d'application
S	action de la neige
S_r	degré de saturation
V_d	composante de calcul verticale de l'effort appliqué à la fondation
V_u	valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état-limite ultime
W	action du vent

2. - MINUSCULES LATINES

a	distance de nu à nu entre deux éléments de fondation profonde
a	longueur intervenant dans le calcul de la pression limite nette équivalente et de la résistance de pointe équivalente
b	distance de nu à nu entre deux éléments de fondation profonde
b	longueur intervenant dans le calcul de la pression limite nette équivalente et de la résistance de pointe équivalente
b	distance horizontale entre l'arête aval d'une semelle et un talus
c	cohésion
c'	cohésion intergranulaire ou effective
c_u	cohésion non drainée
c_{cu}	cohésion (consolidé, non drainé)
c_r	cohésion résiduelle
\bar{c}_u	cohésion non drainée moyenne sur une couche
c_d	valeur de calcul de la cohésion
c_f	coefficient de forme pour le calcul des tassements suivant la méthode élastique
c_v	coefficient de consolidation
e	indice des vides
e_0	indice des vides initial
f_c	résistance conventionnelle à la compression du béton
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{c28}	résistance caractéristique à la compression du béton âgé de 28 jours
f_{clim}	résistance limite conventionnelle à la compression du béton
f_{ij}	résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours
f_e	limite élastique d'un acier pour armature passive

f_{peg}	limite élastique garantie d'un acier de barre de précontrainte
$g(z)$	fonction représentative du déplacement du sol
h	hauteur, hauteur d'une semelle
i_{β}	coefficient minorateur de la portance tenant compte de l'inclinaison de la charge et de la géométrie du sol de fondation
k	coefficient hydrodynamique
k_1	coefficient réducteur de la résistance du béton
k_2	coefficient réducteur de la résistance du béton
k_p	facteur de portance pour la méthode pressiométrique
k_c	facteur de portance pour la méthode pénétrométrique
k_j	module de réaction surfacique vis-à-vis des sollicitations de courte durée d'application
k_v	module de réaction surfacique vis-à-vis des sollicitations de longue durée d'application
k_f	module surfacique de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde
n	porosité
p_f	pression de fluage
p_f^*	pression de fluage nette
p_l	pression limite
p_l^*	pression limite nette
p_{le}^*	pression limite nette équivalente
p_0	contrainte horizontale totale dans le sol au moment de l'essai pressiométrique
$p_{0,5,20}$	pression à 0 %, 5 % et 20 % de déformation au pressiomètre autoforeur
q_c	résistance de pointe
q_{cm}	résistance moyenne de pointe
$q_c(z)$	diagramme de résistance de pointe lissé
$q_{cd}(z)$	diagramme de résistance de pointe lissé et corrigé
q_{ce}	résistance de pointe équivalente
q_d	résistance dynamique
q_s	frottement latéral unitaire limite sur le fût d'un élément de fondation profonde
q_{sd}	valeur de calcul de q_s
q_u	contrainte de rupture sous la pointe d'un élément de fondation profonde
q'_u	contrainte effective de rupture du sol sous charge verticale centrée
q'_0	contrainte verticale effective que l'on obtiendrait dans le sol après travaux au niveau de la base de la fondation en faisant abstraction de celle-ci
q'_{max}	contrainte normale maximale appliquée par la semelle au sol de fondation
q'_{min}	contrainte normale minimale appliquée par la semelle au sol de fondation

q'_{ref}	contrainte conventionnelle de référence
r_i	densité linéique de forces sur le fût d'un élément de fondation profonde (solllicitations de courte durée d'application)
r_v	densité linéique de forces sur le fût d'un élément de fondation profonde (solllicitations de longue durée d'application)
r_f	palier de mobilisation de la pression frontale pour un élément de fondation profonde
r_s	palier de mobilisation des frottements latéraux pour un élément de fondation profonde
s	tassement, déplacement vertical
s_i	tassement immédiat
s_f	tassement final
s_c	tassement sphérique
s_d	tassement déviatorique
s_p	tassement de la base d'un élément de fondation profonde
t	temps
u	pression interstitielle
v	vitesse, vitesse du courant
w	teneur en eau
w_p	limite de plasticité
w_L	limite de liquidité
z_c	profondeur en deçà de laquelle la réaction latérale du terrain sur un élément de fondation profonde doit être minorée

3. - MINUSCULES GRECQUES

α	coefficient caractérisant le sol dans la méthode au pressiomètre Ménard
β	coefficient caractérisant le sol par le pressiomètre autofeur
β	coefficient de frottement latéral utilisé dans la méthode pénétrométrique
β	angle d'une pente ou d'un talus par rapport à l'horizontale
β'	angle entrant dans la détermination de $i_{\delta\beta}$
δ	déplacement transversal d'une section d'élément de fondation profonde
δ	angle de la résultante des efforts par rapport à la verticale
γ	poids volumique humide du sol
γ_d	poids volumique sec du sol
γ_s	poids volumique des grains du sol
γ_r	poids volumique d'un remblai
γ_w	poids volumique de l'eau

γ_{sn}	coefficient	γ_{F1}	relatif aux actions de frottement négatif
γ_{sp}	coefficient	γ_{F1}	relatif aux actions de poussées latérales
γ_{Fw}	coefficient	γ_{F1}	relatif aux actions hydrodynamiques du courant
γ_{Gw}	coefficient	γ_{F1}	relatif à l'action des pressions statiques de l'eau
γ_a	coefficient	γ_m	relatif aux gaines, aux pieux métalliques et aux palplanches
γ_{g1}	coefficient	γ_m	relatif à $\text{tg } \varphi'$
γ_{g2}	coefficient	γ_m	relatif à la cohésion
γ_q	coefficient	γ_m	relatif à la contrainte de rupture du sol
λ	coefficient		caractérisant l'accrochage du sol à l'élément de fondation dans le calcul des frottements négatifs
λ_c	coefficient		de forme intervenant dans le calcul des tassements
λ_d	coefficient		de forme intervenant dans le calcul des tassements
μ	coefficient		correcteur de Bjerrum et Skempton
ν	coefficient		de Poisson
φ	angle		de frottement interne
φ'	angle		de frottement interne intergranulaire ou effectif
φ_u	angle		de frottement interne (non drainé)
φ_{cu}	angle		de frottement interne (consolidé, non drainé)
φ_d	valeur		de calcul de l'angle de frottement interne
ρ_w	masse		volumique de l'eau
ρ	coefficient		réducteur du module frontal pour des éléments rapprochés de fondation profonde
ρ_p	coefficient		réducteur de l'effort limite mobilisable dû au terme de pointe pour les pieux tubulaires métalliques battus ouverts, les pieux H et les palplanches
ρ_s	coefficient		réducteur de l'effort limite mobilisable par frottement latéral pour les pieux tubulaires métalliques battus ouverts, les pieux H et les palplanches
σ_e	limite		élastique de l'acier des gaines, pieux métalliques et palplanches
σ_{ed}	limite		élastique de calcul de l'acier des gaines, pieux métalliques et palplanches
σ'_{v0}	contrainte		verticale effective (ou intergranulaire)
σ'_p	pression		de préconsolidation
σ'_{hp}	composante		horizontale de la butée du terrain
τ_n	contrainte		de frottement négatif
τ_u	contrainte		tangente conventionnelle des règles B.A.E.L.

4. - MAJUSCULES GRECQUES

Γ coefficient expérimental reliant le déplacement horizontal d'un sol aux tassements

$\Phi_1(\delta)$ fonction entrant dans la détermination de $i_{\delta\beta}$

$\Phi_2(\delta)$ fonction entrant dans la détermination de $i_{\delta\beta}$

Φ_i loi effort-déplacement sur le fût d'un élément de fondation profonde (solllicitations de courte durée d'application)

Φ_v loi effort-déplacement sur le fût d'un élément de fondation profonde (solllicitations de longue durée d'application)

RAPPORT DE PRÉSENTATION

1. - GÉNÉRALITÉS

La rédaction du présent fascicule du C.C.T.G., "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil", a été entreprise à l'initiative du Groupe Permanent d'Études des Marchés de Travaux pour répondre à un certain nombre de besoins convergents, fortement exprimés ces dernières années :

- Pallier l'absence de règles de conception et de calcul des fondations directement utilisables dans le contexte des marchés de Génie Civil.
- Étendre au domaine des fondations les concepts semi-probabilistes développés dans les Directives Communes de 1979 (D.C. 79), aujourd'hui universellement admis comme base de la conception des ouvrages.
- Par là même, rendre ces règles compatibles avec les règlements de conception et de calcul des structures portées, existants ou à venir, tels que les règles B.A.E.L. ou B.P.E.L. Ce besoin, vivement ressenti par les projeteurs, correspond à une clarification indispensable permettant de justifier la totalité d'un ouvrage avec une réglementation cohérente.
- Assurer une bonne homogénéité avec les Documents Techniques Unifiés relatifs aux fondations de bâtiment dans le but de permettre, à terme, la fusion des deux réglementations.

Au-delà de ces préoccupations, la structure du document a été étudiée pour faciliter sa conversion progressive en un ensemble homogène de normes AFNOR destiné à constituer la doctrine française d'application du futur Eurocode 7, partie 1 (conception et calcul des ouvrages relevant de la géotechnique).

Par ailleurs, il convenait de faire figurer de manière explicite dans le C.C.T.G. certaines méthodes récentes de prévision du comportement des fondations (essentiellement mises au point par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) qui, tout en étant devenues de pratique courante, ne bénéficiaient pas d'un support adapté à une utilisation contractuelle.

2. - PRINCIPALES PARTICULARITÉS DU DOCUMENT

TEXTE

Dans un souci de clarté, le texte, aussi concis que possible, a été divisé en trois parties : dispositions communes, fondations superficielles et fondations profondes.

PARTIE A : DISPOSITIONS COMMUNES

Cette partie, applicable à tous les ouvrages de fondation, constitue la clef de voûte de la compatibilité avec les Directives Communes de 1979 (D.C. 79), ainsi qu'avec les règles B.A.E.L. et B.P..E.L. Elle est subdivisée en cinq chapitres :

- Chapitre A.1. : Principes et définitions.
- Chapitre A.2. : Données pour le calcul concernant les sols.
- Chapitre A.3. : Données pour le calcul concernant les matériaux.
- Chapitre A.4. : Situations et actions.
- Chapitre A.5. : Combinaisons d'actions et sollicitations de calcul.

Le chapitre A.1 fixe la philosophie générale des justifications, le parti choisi étant de dissocier la fondation du sol environnant puis de prendre en compte leurs interactions mutuelles au moyen de modèles simplifiés pouvant être décrits par des « lois d'interaction sol-structure ».

Le chapitre A.2. définit certains principes généraux visant à rendre le rapport géotechnique le plus clair et le plus précis possible en fonction de la complexité de l'ouvrage concerné, tout en laissant une assez large latitude dans le choix des valeurs des paramètres à prendre en compte. Dans le domaine de la géotechnique, ces dernières doivent en effet dans la plupart des cas être fixées à la fois en fonction des résultats des essais et en fonction de l'expérience locale du géotechnicien.

Le chapitre A.3. a été entièrement aligné sur les règles B.A.E.L. et se contente de signaler les particularités relatives aux matériaux utilisés dans les travaux de fondations.

Le chapitre A.4. dénombre, dans les cas usuels, les différentes situations à considérer pour la justification des ouvrages et donne un classement des actions destiné à faciliter leur prise en compte dans les combinaisons d'actions.

Le chapitre A.5. fixe les actions et les coefficients à prendre en compte pour former les combinaisons et calculer les sollicitations. C'est essentiellement sur ce chapitre, fondamental, que repose la compatibilité des justifications relatives aux fondations avec celles relatives à la structure portée.

Dans ce chapitre, il convient d'attirer plus particulièrement l'attention sur les coefficients liés aux actions dues à l'eau, qui ont été fixés de manière spécifique après une étude théorique puis un calage sur des cas réels. Les coefficients « standard » fixés par les D.C. 79 ne peuvent en effet convenir compte tenu de la corrélation existant, par l'intermédiaire du volume, entre le poids des parties immergées et la poussée d'Archimède, ainsi que de la faible variabilité du poids volumique de l'eau.

PARTIE B : FONDATIONS SUPERFICIELLES

Le but de cette partie est essentiellement de proposer des modèles simples pouvant être retenus dans les cas les plus courants pour la justification des fondations superficielles et de définir les divers états-limites vis-à-vis desquels la fondation doit être justifiée.

Elles est subdivisée en quatre chapitres :

- Chapitre B.1. : Domaine d'application.
- Chapitre B.2. : Modèles de comportement.
- Chapitre B.3. : Justifications.
- Chapitre B.4. : Dispositions constructives.

Afin de conserver le maximum d'indépendance vis-à-vis des méthodes de calcul propres à la Mécanique des sols, les développements relatifs à celles-ci figurent uniquement, soit dans les annexes au texte, soit dans les annexes aux commentaires. Cette option est justifiée par le double souci de rendre plus aisées d'éventuelles mises à jour et de permettre une normalisation progressive de certaines méthodes.

PARTIE C : FONDATIONS PROFONDES

Comme pour la partie B, le but de la partie C est essentiellement de proposer des modèles pouvant être retenus pour la justification des fondations profondes, ainsi que de définir les divers états-limites vis-à-vis desquels la fondation doit être justifiée.

Compte tenu de la diversité des cas pouvant être rencontrés, cette partie peut paraître d'un abord un peu difficile. Néanmoins, face à une application concrète donnée, son utilisation reste assez simple, d'autant plus qu'il est vivement recommandé de simplifier au maximum les modèles utilisés : un modèle fruste bien maîtrisé est généralement préférable à un modèle raffiné dont on ne domine pas tous les paramètres.

Cette partie C est subdivisée en cinq chapitres :

- Chapitre C.1. : Domaine d'application.
- Chapitre C.2. : Modèles de comportement en l'absence de déplacements d'ensemble du sol.
- Chapitre C.3. : Modèles de comportement en présence de déplacements d'ensemble du sol.
- Chapitre C.4. : Justifications.
- Chapitre C.5. : Dispositions constructives.

Il est à noter que, dans un but de clarté et de facilité d'utilisation du document, une distinction a été introduite par le biais des chapitres C.2. et C.3. entre les cas les plus courants et les cas, moins fréquents, où il y a lieu de tenir compte de déplacements du sol.

Enfin, comme dans la partie B, le souci de conserver le maximum d'indépendance vis-à-vis des méthodes de calcul propres à la Mécanique des sols a conduit à faire figurer les développements relatifs à celles-ci, soit dans les annexes au texte, soit dans les annexes aux commentaires.

ANNEXES AU TEXTE

Pour la plupart, les annexes au texte sont constituées par la description de modèles de prévision du comportement d'une fondation. Le choix de rendre ces annexes automatiquement contractuelles, sauf spécificités du marché, a été essentiellement dicté par leur caractère indispensable à l'utilisation du texte proprement dit.

Les annexes au texte sont au nombre de dix :

- Annexe A : Règles simplifiées.
- Annexe B.1. : Évaluation de la contrainte de rupture sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée à partir des essais au pressiomètre Ménard.
- Annexe B.2. : Évaluation de la contrainte de rupture sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée à partir des essais de pénétration statique.
- Annexe C.1. : Évaluation des paramètres de charge d'un élément de fondation profonde à partir d'essais de chargement statique.
- Annexe C.2. : Principes de calcul des paramètres de charge d'un élément de fondation profonde.
- Annexe C.3. : Calcul des contraintes q_u et q_s pour un élément de fondation profonde à partir des essais au pressiomètre Ménard.
- Annexe C.4. : Calcul des contraintes q_u et q_s pour un élément de fondation profonde à partir des essais de pénétration statique.
- Annexe C.5. : Modélisation du comportement transversal d'un élément de fondation profonde à partir des essais au pressiomètre Ménard.
- Annexe C.6. : Dispositions particulières aux micropieux.
- Annexe D : Fondations semi-profondes.

L'annexe A donne des règles minimales, qu'il est loisible d'adopter lorsque la nature de l'ouvrage et les conditions géotechniques rendent superflue une analyse plus fine.

Les annexes B traitent de l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle à partir des essais pressiométriques et pénétrométriques, suivant les méthodes habituelles en la matière. Il est toutefois à noter que ces méthodes ont été réajustées en fonction des résultats d'essais récents.

Les annexes C, relatives aux fondations profondes, appellent les remarques suivantes :

- L'annexe C.1. traite de l'évaluation de la capacité portante d'un pieu à partir d'essais de chargement statique. Cette méthode occupe une place privilégiée dans la mesure où il s'agit, de loin, du moyen le plus fiable pour prévoir le comportement d'un pieu. On peut remarquer à cet égard que le futur Eurocode 7 prévoit de n'autoriser, parmi les très diverses méthodes existantes d'évaluation de la capacité portante, que celles qui auront été ajustées sur un nombre suffisant d'essais de pieux en vraie grandeur.
- Les annexes C.2., C.3. et C.4. traitent de l'évaluation de la capacité portante d'un pieu à partir des essais pressiométriques et des essais de pénétration statique. Pour les essais pressiométriques, il s'agit de la méthode exposée dans le document S.E.T.R.A.-L.C.P.C. publié en octobre 1985, actualisée pour tenir compte des connaissances acquises depuis lors. En ce qui concerne les essais de pénétration statique, la méthode exposée découle d'un réajustement de la méthode Bustamante-Gianeselli, publiée dans l'additif de septembre 1983 au D.T.U. 13.2.

- L'annexe C.5., relative à la modélisation du comportement transversal d'un pieu ou d'une barrette à partir des essais pressio métriques, propose des modèles de comportement relativement élaborés, qu'il peut être nécessaire d'utiliser dans les cas complexes. Comme la remarque en a été faite plus haut, ces modèles sont à simplifier au maximum en fonction du but recherché.
- L'annexe C.6., relative aux micropieux, rassemble les particularités applicables à ce type de pieux, dont la constitution et le fonctionnement sont à certains égards différents de ceux des pieux plus classiques.

L'annexe D, enfin, traite des fondations semi-profondes, qui constituent une population importante, située à la transition entre les fondations superficielles et les fondations profondes.

ANNEXES AUX COMMENTAIRES

Ces annexes rassemblent des compléments, éventuellement contractualisables, pouvant s'avérer utiles soit à la compréhension, soit à l'application du texte et de ses commentaires.

Les annexes aux commentaires sont au nombre de onze :

- Annexe E.1. : Caractères représentatifs du comportement des sols.
- Annexe E.2. : Évaluation de la pression limite équivalente, de la résistance de pointe équivalente et de la hauteur d'encastrement équivalente.
- Annexe F.1. : Évaluation du module de réaction sous une fondation superficielle à partir des essais au pressiomètre Ménard.
- Annexe F.2. : Évaluation du tassement d'une fondation superficielle.
- Annexe F.3. : Évaluation du module de réaction sous une fondation superficielle à partir des essais au pressiomètre Ménard.
- Annexe G.1. : Évaluation de l'interaction entre plusieurs éléments rapprochés de fondation profonde.
- Annexe G.2. : Évaluation du frottement négatif sur un élément de fondation profonde.
- Annexe G.3. : Évaluation du déplacement horizontal d'une couche de sol soumise à une charge de remblai dissymétrique.
- Annexe G.4. : Évaluation de la rigidité axiale d'un élément de fondation profonde.
- Annexe G.5. : Définitions des différents types de fondations profondes.
- Annexe H : Notations.

Les annexes G.2. et G.3. méritent un commentaire particulier. Ces annexes exposent des méthodes récentes pour évaluer le frottement négatif sur une fondation sur pieux et pour évaluer le déplacement horizontal d'une couche compressible soumise à un chargement dissymétrique et forment un complément au chapitre C.3.

Comme il est dit dans les commentaires introductifs à ce chapitre, la présence de ces annexes ne doit en aucun cas donner l'illusion qu'il devient possible de choisir un phasage de travaux plus rapide mais engendrant des frottements négatifs ou des poussées horizontales : dans tous les cas, on s'attachera en première priorité à diminuer ces phénomènes (préchargement, drains, colonnes ballastées, etc.), les méthodes de calcul proposées pourront ensuite être utilisées pour évaluer les sollicitations résiduelles et renforcer la fondation en conséquence.

3. - GROUPE DE TRAVAIL

Le groupe de rédaction du présent C.C.T.G. a été constitué par décision du président du G.P.E.M.T. du 2 novembre 1989. Il a tenu au total 13 réunions de travail. Sa composition était la suivante :

M. J. LEGRAND, ingénieur général des Ponts et Chaussées au conseil général des Ponts et Chaussées, *président*.

M. MILLAN, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées au S.E.T.R.A., *rapporteur*.

M. RENAULT, ingénieur des travaux publics de l'État au S.E.T.R.A., *secrétaire*.

Membres :

MM. AMAR, adjoint au chef de la division mécanique des sols au L.C.P.C.

BAGUELIN, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, directeur scientifique de Terrasol.

BLONDEAU, ingénieur-conseil.

BUSTAMANTE, ingénieur au L.C.P.C.

CASSAN, directeur de Fondasol.

CHAILLOT, ingénieur à la S.N.C.F.

COMBARIEU, adjoint au directeur du laboratoire régional de Rouen.

CORTE, ingénieur des Ponts et Chaussées au L.C.P.C.

FRANK, chef de la section fondations au L.C.P.C.

GONIN, ingénieur à Simecsol.

GOUVENOT, ingénieur à Solétanche.

HAIUN, chef de l'arrondissement fondations et soutènements au S.E.T.R.A.

HURTADO, directeur du département géomécanique du C.E.B.T.P.

ISNARD, responsable de la division structures et fondations au bureau Véritas.

JALIL, Socotec.

SCHMITT, ingénieur à Solétanche.

THONIER, directeur des affaires techniques à la F.N.T.P.

