

Eurocode 7

Application aux fondations superficielles (NF P94-261)



Page laissée blanche intentionnellement

Guide méthodologique

Eurocode 7

Application aux fondations superficielles (NF P94-261)



Ont participé à la réalisation de ce guide :

Groupe de rédaction :

- Aurore BRACH (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)
- Sibylle DE MONTIGNY (Cerema - Ile-de-France)
- Sophie LEGRAND (Cerema - Nord-Picardie)
- Amandine LEMAIRE (Cerema - Centre-Est)
- Laurent SYLVESTRE (Cerema - Est)

Groupe de relecture :

- Sébastien BURLON (Ifsttar)
- Julien HABERT (Cerema - Nord-Picardie)
- Philippe JANDIN (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)
- Thomas MARY (Cerema - Méditerranée)
- Jérôme SALIBA (Cerema - Méditerranée)
- Bruno SIMON (Terrasol)

Remerciements :

- Arnold BALLIERE (Cerema - Méditerranée)
- Denis COUSIN (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)
- Laurent LLOP (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)
- Sabrina PERLO (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)

Coordination :

- Aurore BRACH (Cerema - Infrastructures de transport et matériaux)





Sommaire

Avant-propos	5
Chapitre 1 - Généralités	7
1 - Contexte de la norme	7
2 - Domaine d'application et définitions	8
3 - États limites et approches de calcul	9
4 - Organisation des justifications	11
5 - Vérifications des situations sismiques	13
Chapitre 2 - Actions et sollicitations	15
1 - Actions	15
2 - Combinaisons d'actions	19
Chapitre 3 - Capacité portante	23
1 - Vérification de l'excentrement	23
2 - Calcul de la résistance nette du terrain	25
3 - Vérification de la capacité portante	39
Chapitre 4 - Glissement	41
1 - Généralités	41
2 - Vérification du non glissement	41
Chapitre 5 - Tassement	44
1 - Introduction	44
2 - Estimation des tassements à partir des modules pressiométriques de Ménard	45
3 - Estimation des tassements à partir de la résistance de pointe pénétrométrique	50
4 - Estimation des déplacements d'une fondation superficielle à partir des paramètres de déformation de sol	52
Chapitre 6 - Répartition des efforts sous la semelle	58
1 - Introduction	58
2 - Méthode de Meyerhof	59
3 - Méthode de répartition triangulaire ou trapézoïdale	60
Chapitre 7 - Exemples détaillés	62
1 - Présentation des exemples	62
2 - Semelle avec une charge inclinée	63
3 - Semelle au bord d'un talus	70
4 - Semelle avec une charge excentrée	76
Annexes	82
Annexe A : Logigrammes de synthèse	82
Annexe B : Abaques de détermination de i_δ	91
Annexe C : Abaques de détermination de i_β	98
Notations et symboles utilisés	105
Bibliographie	108

Page laissée blanche intentionnellement

Avant-propos

Après une longue période de préparation et d'écriture, le corpus normatif des Eurocodes a été mis en place. L'Eurocode 7 (NF EN 1997-1), un des derniers nés de cette série de normes traitant du calcul des structures, permet une certaine uniformisation des pratiques au niveau européen pour le calcul des ouvrages géotechniques.

Cet Eurocode a pour objectif de fournir des outils de dialogue entre les différents corps de métier intervenant dans la justification d'un ouvrage géotechnique.

L'application de cet Eurocode se complète par une annexe nationale qui instaure l'écriture des normes d'application nationales. En France, le choix a été fait de rédiger une norme d'application pour chacun des types d'ouvrages géotechniques : écrans (NF P94-282), remblais renforcés et massifs en sol cloué (NF P94-270), murs de soutènement (NF P94-281), fondations superficielles (NF P94-261) et fondations profondes (NF P94-262).

Pour aider à la familiarisation, l'apprentissage et l'appropriation de ces nouvelles normes, la Direction technique infrastructure de transport et matériaux du Cerema⁽¹⁾ a décidé de publier une série de guides méthodologiques pour mieux les appréhender. Un premier guide relatif à la justification des fondations profondes selon la norme NF P94-262 a déjà été publié⁽²⁾ en 2014.

Ce deuxième guide traite donc des fondations superficielles de génie civil et de bâtiment, et s'appuie sur la norme d'application française NF P94-261. Il accompagne ainsi le changement des méthodes de calcul depuis le fascicule 62 Titre V du CCTG (ouvrages de génie civil) et le DTU 13.12 (bâtiments) vers la nouvelle norme d'application française de l'Eurocode 7. Le guide est aussi un moyen de lever des doutes sur l'utilisation au quotidien de la norme NF P94-261.

Ce guide ne dispense pas de se référer à la norme NF P94-261 et à la norme NF EN 1997-1, traitant des fondations superficielles, ainsi qu'à l'ensemble des autres Eurocodes le cas échéant.

Ce guide se veut être un lien entre les ingénieurs de calcul de structures et les géotechniciens afin de mettre en place une meilleure synergie entre ces deux domaines techniques et de co-concevoir les fondations superficielles des bâtiments ou des ouvrages de génie civil. Le vocabulaire commun défini par l'Eurocode 7 et la norme NF P94-261 y est présenté et détaillé afin d'améliorer les échanges lors des phases de conception.

Le guide présente et décrit les méthodes de calcul nécessaires à la justification du dimensionnement des fondations superficielles. Il contient aussi des exemples détaillés de justifications qui complètent le corps du guide, afin d'aider le lecteur à prendre en main ces nouvelles méthodes. Des logigrammes de synthèse viennent s'ajouter à l'ensemble, pour permettre de suivre les différentes étapes du calcul des résistances du terrain et des autres éléments nécessaires à la justification des fondations superficielles.

Dans le corps du guide, les points particuliers sont identifiés par des encadrés colorés ; ils permettent d'apporter des explications sur la norme et son application. Les renvois aux normes sont indiqués en *[grisé et italique]*, et sans précision, il s'agit de la norme NF P94-261 objet de ce guide. Ces nombreux renvois permettent de conserver un lien fort vers la norme de référence.

(1) Au 1^{er} janvier 2014, les 8 CETE, le Certu, le Cetmef et le Sétra ont fusionné pour donner naissance au Cerema.

(2) [4] Eurocode 7 - Application aux fondations profondes (NF P94-262). Guide méthodologique. Cerema, Collection Références, Décembre 2014, 143 p.

Page laissée blanche intentionnellement

Chapitre 1

Généralités

1 - Contexte de la norme

La norme française NF P94-261 « Justification des ouvrages géotechniques – Fondations superficielles » est une norme d'application nationale de l'Eurocode 7 « Calcul géotechnique », norme NF EN 1997-1. Contrairement aux autres Eurocodes, pour les justifications géotechniques, chaque pays précise dans son corpus normatif les méthodes de calcul permettant d'appliquer l'Eurocode 7.

Cette norme est donc la description des méthodes de justification des fondations superficielles valables en France, pour des ouvrages de catégorie géotechnique⁽³⁾ 2 (définie par le Tableau 1) de bâtiment ou de génie civil. Cette norme regroupe les méthodes courantes utilisées en France pour le calcul des fondations superficielles (celles figurant dans les référentiels comme le Fascicule 62 – Titre V du CCTG et la norme NF P11-212-2 – ex DTU 13.12) ainsi que celles recommandées dans la norme NF EN 1997-1.

Classe de conséquence	Conditions de site	Catégorie géotechnique *	Base des justifications
CC1	Simple et connues	1	Expérience et reconnaissances géotechniques qualitatives admises
	Complexes	2	Reconnaissances géotechniques et calculs nécessaires
CC2	Simple		
	Complexes	3	Reconnaissances géotechniques et calculs approfondis
CC3	Simple ou complexes		

* Il n'y a pas de règles établies pour le choix de la catégorie géotechnique. En pratique toutefois, on classe en catégorie géotechnique 3 les ouvrages établis dans un site instable, ou dans des conditions de risques sismiques importants, ou dans des sols évolutifs ou sensibles, les ouvrages nucléaires, de stockage GNL, etc.

Tableau 1 : Catégories géotechniques en fonction des classes de conséquence et des conditions de site [Tableau N.3.1]

Ces méthodes de justification sont basées sur l'Eurocode 7 et sont donc des méthodes de type semi-probabiliste avec une sécurité prise en compte au travers de coefficients partiels.

Cette norme comporte cependant des nouveautés :

- six nouvelles catégories conventionnelles de sol qui sont définies dans son annexe A parmi lesquelles on ne retrouve plus la catégorie des roches dures, dont le dimensionnement relève des méthodes de la mécanique des roches⁽⁴⁾ (non traité par la norme NF P94-261) ;
- des méthodes de calcul basées sur l'analyse statistique d'une base de données d'essais de chargement en vraie grandeur, permettant toutefois de conserver la cohérence avec les anciennes méthodes de justification françaises.

(3) Ce sont des ouvrages classiques qui ne présentent pas de risque exceptionnel, ni des conditions de terrain ou de chargements difficiles [NF EN 1997-1 2.1 (17)]. Les principes de la norme peuvent être appliqués pour d'autres ouvrages plus complexes en y ajoutant les vérifications complémentaires nécessaires pour prendre en compte la complexité de l'ouvrage et/ou du site.

(4) Pour le dimensionnement des fondations au rocher, le lecteur pourra éventuellement se référer à l'annexe G de la norme NF EN 1997-1 ainsi qu'au guide Fondations au rocher - Reconnaissance des massifs rocheux, conception et dimensionnement des fondations. Guide technique. Sêtra, octobre 2009, 108 p.



2 - Domaine d'application et définitions

2.1 - Domaine d'application

La norme concerne les éléments de fondation ayant un élancement faible⁽⁵⁾ : fondations superficielles (encastrement relatif⁽⁶⁾ D_e / B inférieur à 1,5) et fondations semi-profondes (encastrement relatif D_e / B compris entre 1,5 et 5), à base horizontale ou inclinée, supportant des bâtiments ou des ouvrages de génie civil. Les justifications pour les fondations ayant un élancement important (fondations profondes) sont traitées dans la norme⁽⁷⁾ NF P94-262.

Dans le cas où la fondation superficielle supporte un mur de soutènement sur lequel aucune structure ne s'appuie, les dispositions de la norme NF P94-281 sur les murs de soutènement s'appliquent⁽⁸⁾. Les dallages ne sont pas non plus traités par la norme⁽⁹⁾ NF P94-261.

Ce guide ne traite pas des fondations semi-profondes. Le lecteur est invité à se reporter à l'annexe P de la norme NF P94-261 donnant des principes de détermination des réactions du terrain à prendre en compte et des coefficients partiels à retenir.

2.2 - Définitions

Le Tableau 2 donne les définitions relatives aux formes de fondations superficielles à considérer.

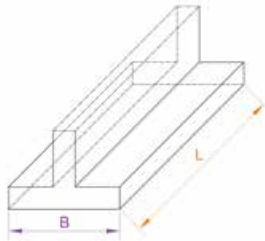
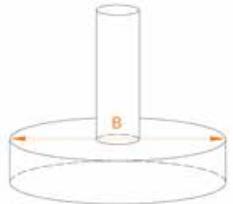
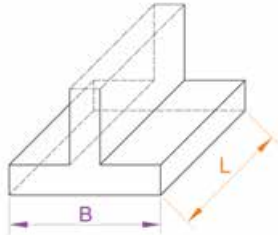
<p style="text-align: center;">Semelle filante de largeur B</p> <p>Il s'agit d'une fondation dont la largeur B est faible par rapport à sa longueur L. On peut considérer que c'est le cas lorsque $L > 10 B$.</p>	
<p style="text-align: center;">Semelle circulaire de diamètre B</p> <p>Une semelle circulaire est définie par son diamètre B. Sa charge est le plus souvent verticale et peut être centrée ou excentrée (avec prise en compte d'un moment).</p>	
<p style="text-align: center;">Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L</p> <p>Une semelle rectangulaire est définie par sa largeur B et sa longueur L. La longueur L est généralement supérieure à la largeur B, mais sont du même ordre de grandeur. Pour une semelle carrée, $B = L$.</p>	

Tableau 2 : Types de fondations superficielles

(5) Une fondation d'élancement faible correspond à une profondeur D de la fondation 5 fois inférieure à la largeur ou au diamètre B .

(6) Le calcul de D_e est présenté respectivement aux paragraphes 2.2.3 et 2.3.3 du chapitre 3 du présent guide pour les méthodes pressiométriques ou pénétrométriques.

(7) Cette norme fait l'objet d'un guide méthodologique [4] Eurocode 7 - Application aux fondations profondes (NF P94-262). Guide méthodologique. Cerema, Collection Références, Décembre 2014, 143 p.

(8) Comme les culées d'ouvrages d'art supportent une structure tout en assurant un soutènement, si elles sont fondées sur fondations superficielles, ces dernières sont traitées par la norme NF P94-261 objet de ce guide.

(9) Pour la justification des dallages, le lecteur est invité à consulter le DTU 13.3 (norme NF P11-213).



Afin d'estimer les tassements, les déplacements et les rotations calculées, il convient de déterminer si la semelle est plutôt rigide ou souple (cf. Tableau 3).

<p>Semelle rigide</p> <p>Une semelle peut être considérée rigide si $h \gg B - b$</p>	
<p>Semelle souple (ex : radier)</p> <p>Une semelle peut être considérée comme souple si $h \ll B - b$</p>	

Tableau 3 : Semelle rigide ou souple⁽¹⁰⁾

Suivant la rigidité de la semelle, la répartition des contraintes sous cette dernière sera différente.

Si la semelle est plutôt rigide, la répartition des contraintes transmises par la fondation au sol support peut être supposée linéaire (diagramme triangulaire ou trapézoïdal). À l'inverse, dans le cas d'une fondation souple, les méthodes sont plus complexes⁽¹¹⁾ la répartition des contraintes étant moins uniforme (diagramme quelconque).

Le chapitre 6 du présent guide présente quelques modèles de répartition de la charge transmise par la fondation au sol support dans le cas de l'excentrement de la descente de charge et pour des semelles rigides.

3 - États limites et approches de calcul

La norme NF P94-261 ne s'applique pleinement qu'aux fondations superficielles soumises à des sollicitations statiques ou pouvant être considérées comme telles dans les calculs justificatifs. Ce guide présente néanmoins les exigences de la norme au sujet des vérifications des états limites sismiques [9.8 et 10.4] ainsi que les textes de référence dans le paragraphe 5 du présent chapitre.

3.1 - États limites

Les vérifications des états limites ultimes (ELU) portent sur :

- le poinçonnement du sol support incluant le défaut de capacité portante et l'excès d'excentricité du chargement appliqué à la fondation ;
- le glissement de la semelle ;
- la résistance structurale des éléments de fondation ;
- la stabilité vis-à-vis des déplacements et des rotations ;
- le cas échéant, la résistance de la structure au soulèvement hydraulique⁽¹²⁾ ;
- la stabilité générale⁽¹³⁾.

Les vérifications des états limites de service (ELS) portent sur :

- la stabilité vis-à-vis des déplacements et des rotations⁽¹⁴⁾, y compris sous les actions liées au gel ou au gonflement des sols⁽¹⁵⁾;
- les charges de fluage incluant une vérification de la capacité portante et des critères d'excentricité du chargement appliqué à la fondation ;
- le fonctionnement et la durabilité des éléments de fondation.

(10) Il est impossible de préciser un ordre de grandeur du ratio pour distinguer les deux cas de types de semelle. La « rigidité » de la semelle dépend aussi de sa taille, du sol sur lequel elle est fondée, de son exécution etc.

(11) Les méthodes à utiliser doivent suivre les exigences de la norme sur la détermination des tassements [13.2].

(12) Ces justifications sont décrites dans l'Eurocode 7 et les facteurs partiels à utiliser sont rappelés dans l'annexe B de la norme NF P94-261 et dans l'annexe A de la norme NF EN 1997-1.

(13) Justification non traitée dans ce guide mais le lecteur peut se reporter à la section 12 de la norme NF P94-261.

(14) L'annexe L de la norme NF P94-261 donne des éléments sur les déformations et les mouvements acceptables pour les structures portées par les fondations superficielles.

(15) Pour la prise en compte des effets de l'eau sur le comportement des fondations superficielles, y compris le gel ou le gonflement des sols, le lecteur est invité, en plus de ce guide, à consulter l'annexe O de la norme NF P94-261.



Le Tableau 4 synthétise les états limites et les situations de projets à prendre en compte pour la justification des fondations superficielles.

Situations de projet	États limites	Types d'État Limite
Situations durables - phase d'exploitation définitive (l'ouvrage est construit et supporte les charges d'exploitation définitives) - phase d'exploitation provisoire (l'ouvrage est construit, mais il supporte des charges d'exploitation provisoires, ex charges de chantier de l'itinéraire)	ELS Caractéristiques	Excentrement du chargement (géotechnique)
		Limitation charge transmise au terrain (géotechnique)
		Type structurel
	ELS Quasi-permanents	Excentrement du chargement (géotechnique)
		Limitation charge transmise au terrain (géotechnique)
		Tassements* et déplacements** (géotechnique)
		Type structurel
	ELS Fréquents***	Excentrement du chargement (géotechnique)
		Type structurel
	ELU Fondamentaux	GEO excentrement du chargement
		GEO capacité portante
		GEO glissement
		GEO stabilité générale
STR		
UPL		
Situations transitoires - phase de construction	ELS Caractéristiques	Excentrement du chargement (géotechnique)
		Limitation charge transmise au terrain (géotechnique)
		Type structurel
	ELU Fondamentaux	GEO excentrement du chargement
		GEO capacité portante
		GEO glissement
Situations accidentelles	ELU Accidentels	GEO excentrement du chargement
		GEO capacité portante
		GEO glissement
		STR
		UPL
Situations sismiques	ELU Sismiques	GEO capacité portante
		GEO excentrement du chargement
		GEO glissement
		GEO stabilité générale
		STR
* Tassements absolus et différentiels. ** Déplacements et rotations. *** Utilisée pour les justifications de type structurel (vérification de la fissuration du béton armé pour les ouvrages d'art).		

Tableau 4 : Situations de calcul à vérifier aux états limites pour une fondation superficielle

3.2 - Approches de calcul

En France, pour les justifications géotechniques des états limites ultimes en situations durables et transitoires, deux approches de prise en compte de la sécurité sont possibles⁽¹⁶⁾ [NF EN 1997-1/NA 2.4.7.3.4.1 (1)] :

- approche 2 : cette approche consiste à pondérer les actions (ou leurs effets) ainsi que les résistances du terrain par des facteurs partiels de sécurité [NF EN 1997-1 2.4.7.3.4.3 (1) NOTE 1] ;
- approche 3 : cette approche consiste à pondérer les actions (ou leurs effets) ainsi que les paramètres de résistance du terrain par des facteurs partiels de sécurité [NF EN 1997-1 2.4.7.3.4.4 (1) NOTE 1].

(16) Seules les approches 2 et 3 sont utilisées en France. L'approche 1 est décrite dans l'article 2.4.7.3.4.2 de la norme NF EN 1997-1.



En France, le choix a été fait de recommander l'approche de calcul 2 pour les justifications des états limites STR et GEO⁽¹⁷⁾ (dès lors que l'on a des actions géotechniques⁽¹⁸⁾) de manière générale [NF EN 1997-1/NA 2.4.7.3.4.1 (1)].

L'approche de calcul 3 peut être utilisée en France pour les vérifications de la stabilité générale d'un site, la stabilité d'ensemble des écrans, des ouvrages en remblais renforcés ou des massifs en sols cloués... [NF EN 1997-1 NA 2.4.7.3.4.1 (1)].

4 - Organisation des justifications

L'ensemble des méthodes de calcul présentées nécessite la définition d'un modèle géologique et géotechnique qui doit être établi selon des approches et des méthodes spécifiques et adaptées à chaque projet. Cette étape préalable aux calculs est primordiale afin de réduire les incertitudes inhérentes à l'étude de sol et celles liées au calcul.

Pour les fondations superficielles, bien que ces ouvrages soient souvent considérés comme « simples », les seules bases de l'expérience et de reconnaissances qualitatives ne sont pas suffisantes. Il est nécessaire de réaliser des reconnaissances quantitatives notamment sur les propriétés mécaniques des terrains [6.2 (1) NOTE 1].

Les méthodes de justification des fondations superficielles peuvent être classées en deux grandes catégories :

- basées sur des essais *in situ* des propriétés mécaniques des sols : pressiomètre, pénétromètre... ;
- basées sur des essais de laboratoire permettant de déterminer les propriétés mécaniques des sols : essais oedométriques, essais triaxiaux, essais de cisaillement (boîte de Casagrande, triaxial...)...

Le Tableau 4 a présenté les différentes vérifications à mener. Une fois le modèle géologique et géotechnique défini, la Figure 1 décrit le déroulement des vérifications et les chapitres du guide traitant de ces étapes.

Les vérifications en déplacements de la semelle ne dispensent pas de limiter ces derniers par des conditions d'exécution soignées (protection, purge du fond de fouille) ou des dispositions constructives adaptées (encastrement de la semelle hors gel...).

La vérification de la résistance structurale n'est pas explicitée dans ce guide, ni dans la norme NF P94-261 ; le lecteur est invité à se reporter directement à l'Eurocode correspondant au matériau de la semelle.

(17) Plus de précisions sont disponibles dans les Eurocodes 0 et 7 [normes NF EN 1990 et NF EN 1997-1].

(18) Certaines exceptions sont possibles et sont décrites dans l'Eurocode 0, ses annexes et ses annexes nationales. [NF EN 1990/NA A1.3.1 pour les bâtiments et NF EN 1990/A1/NA A2.3.1 (5) pour les ponts et passerelles]



Déroulement des vérifications

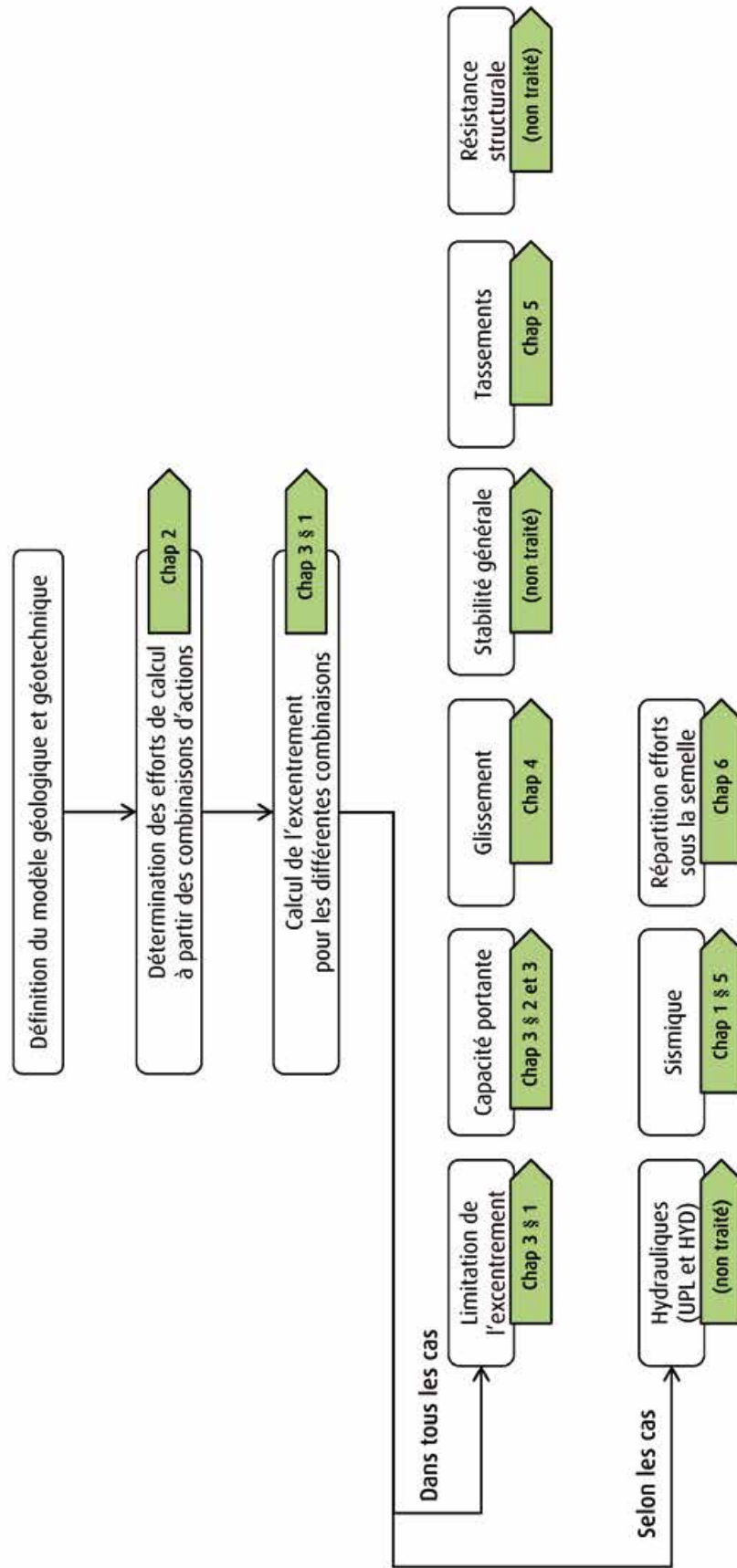


Figure 1 : Organisation des vérifications pour une fondation superficielle



Pour les semelles en béton armé, l'Eurocode 2 est à appliquer en attribuant au béton armé un comportement élastique linéaire isotrope caractérisé par un module de déformation longitudinale dont la valeur caractéristique est E_k . Pour la détermination des efforts de flexion dans les semelles et les radiers, la valeur de E_k peut être fixée à 20 GPa. [6.4 (1) et NOTE 1]

5 - Vérifications des situations sismiques

La justification sismique des fondations superficielles doit se faire selon l'Eurocode 8 et ses annexes nationales et plus particulièrement à l'aide de la partie 5 qui traite des fondations, ouvrages de soutènements et aspects géotechniques pour l'Eurocode 8 [NF EN 1998-5 et son annexe nationale NF EN 1998-5/NA]. L'Eurocode 8 n'est pas autoporteur puisqu'il nécessite de fixer au niveau de chaque pays certains paramètres nécessaires au dimensionnement des ouvrages.

En France, plusieurs textes législatifs imposent et fixent le cadre de l'utilisation de l'Eurocode 8 pour les justifications des états limites sismiques des structures (bâtiments et ponts) :

- Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique : il définit le cadre général des règles de construction parasismiques en France ;
- Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français : il définit le zonage sismique en France au niveau communal suivant le niveau de l'aléa sismique. Il est retranscrit sous la forme d'une carte de l'aléa sismique ;
- Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite « à risque normal » et Arrêté du 31 octobre 2012 (version consolidée de celui du 22 octobre 2010) relatif aux bâtiments : ces deux arrêtés fixent les catégories d'importance des structures, les valeurs des accélérations, des paramètres de sol et des autres paramètres réglementaires pour les justifications à retenir en France.

À noter que, pour les installations classées qui ne font pas l'objet du présent guide, d'autres arrêtés (ponts et bâtiments à risque spécial) ont été publiés permettant l'application de l'Eurocode 8.

La vérification des états limites sismiques est à faire selon la partie 5 de l'Eurocode 8 [NF EN 1998-5] avec l'appui de la norme NF P94-261. La combinaison d'actions sismiques à considérer est donnée dans le Tableau 5 du chapitre 2 du présent guide conformément aux dispositions des articles 6.4.3.4 de l'Eurocode 0 (NF EN 1990) reprise dans la clause 7.2.2 (4) de la norme NF P94-261. Cette combinaison d'actions ne présente que des coefficients partiels de 1 sur les charges permanentes et de 0 sur les charges variables.

Les états limites suivants sont à considérer [NF EN 1998-5 5.4.1.1] :

- vérification de la capacité portante et de la limitation de l'excentrement ;
- vérification du non glissement ;
- vérification des éventuelles pertes de résistances liées à l'action dynamique (liquéfaction dans les sables sous eau, dégradation des propriétés de cisaillement des argiles sensibles).

Les précisions données par la norme NF P94-261 par rapport à la partie 5 de l'Eurocode 8 [NF EN 1998-5 5.4.1.1 (8) à (11)] sont les suivantes :

- la valeur du facteur partiel sur les résistances $\gamma_{R,v}$ pour les justifications de portance en sismique est la même que pour les autres ELU : elle vaut 1,4 [9.1 (3) NOTE 1] ;
- la valeur du coefficient de modèle pour les méthodes pressiométriques et pénétrométriques est prise égale à 1,2 comme pour les ELU en combinaisons durables et transitoires ;
- la valeur du coefficient de modèle pour les méthodes de vérification de la capacité portante à partir des paramètres de cisaillement du sol (c' et φ') est donnée dans le tableau F.2 de la norme NF EN 1998-5 suivant les types de sol. La valeur du facteur partiel de résistance γ_m est la même que pour les vérifications statiques et vaut 1,4 pour les sols cohérents et 1,25 pour les sols frottants ;
- les vérifications de la capacité portante en sismique sont à réaliser conformément à l'annexe F de l'Eurocode 8 – Partie 5 [9.8].

Le tableau 9.8.1 de la norme NF P94-261 synthétise les coefficients partiels à utiliser pour les situations de projet sismiques. Le lecteur est donc invité à s'y reporter.



La norme NF P94-261 précise cependant les points suivants pour la vérification de la capacité portante :

- N_{max} correspond à la résistance pour une fondation superficielle non encastrée ($D = 0$) sous charge verticale centrée ($\delta = 0$ et $e = 0$) ;
- dans le cas où les méthodes pressiométriques ou pénétrométriques sont utilisées à partir des annexes D et E de la norme NF P94-261, les valeurs de k_p ou k_c sont à déterminer pour un encastrement nul ($D_e = 0$) ;
- pour les autres méthodes de détermination de N_{max} (à l'aide des paramètres de cisaillement du sol), il convient de se référer uniquement à la norme NF EN 1998-5 y compris pour la détermination des coefficients partiels.

Pour les vérifications en sismique au glissement, l'article 10.4 de la norme NF P94-261 indique de se référer à la partie 5 de l'Eurocode 8 [NF EN 1998-5 5.4.1.1 (2) à (7)]. Le coefficient partiel à appliquer sur l'angle de frottement à l'interface sol-semelle vaut 1,25, car pour la vérification du non glissement pour les états limites sismiques, la pondération à la source de la résistance au cisaillement est retenue⁽¹⁹⁾.

Des éléments complémentaires pour les ponts en particuliers sont disponibles dans le guide « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 »⁽²⁰⁾, dont l'annexe 1 présente un exemple de justification en portance de fondations superficielles pour un pont (paragraphe 5).

(19) Cf. paragraphe 3.2 du présent chapitre.

(20) [5] Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8. Guide méthodologique. Cerema, Collection Références. Septembre 2015, 368 p.

Chapitre 2

Actions et sollicitations

1 - Actions

1.1 - Généralités

L'article 4.1.1 de la norme NF EN 1990 classe les actions selon les trois familles suivantes : les actions permanentes (G), les actions variables (Q) et les actions accidentelles (A) [5.1.1 (1)].

1.1.1 - Les actions permanentes (G)

Elles sont « de longue durée » d'application et regroupent les actions ayant un caractère permanent (actions dues à la pesanteur : poids propre des structures et équipements) mais également les tassements différentiels, l'action de la précontrainte et les actions de retrait et de fluage.

La norme NF P94-261 précise que les actions dues au sol sont également à considérer comme permanentes :

- actions d'origine pondérale : poids du mur, du coin de sol... [5.1.3.1 (1)] ;
- actions de poussée ou de butée du sol [5.1.3.2 (3)] ;
- actions dues à un déplacement d'ensemble du sol [5.1.3.3] : tassement ou fluage du sol sous l'effet durable d'un chargement ou d'un abaissement de la nappe phréatique ou phénomènes de retrait - gonflement ;
- actions dues à l'eau dont l'effet peut être assimilé à celui de pressions statiques [5.1.5.2 (2)].

1.1.2 - Les actions variables (Q)

Les actions variables ont un caractère non permanent.

Elles regroupent :

- les actions variables climatiques : vent, neige, température ;
- les actions variables d'exploitation :
 - les charges de trafic routier, piétonnier ou ferroviaire et leurs effets dynamiques (freinage / accélération) ;
 - les charges d'exploitation des bâtiments ;
 - les actions dues à des mouvements de fluides (vidange de réservoirs, actions des vagues, actions dans des silos,...) ;
 - les actions hydrodynamiques dues à l'eau ;
 - les vibrations.

1.1.3 - Les actions accidentelles (A)

Elles proviennent de phénomènes se produisant exceptionnellement. On distingue :

- les actions accidentelles « provoquées » : chocs, explosions ;
- les actions accidentelles naturelles : actions dynamiques de l'eau (embâcles, marées exceptionnelles...) [5.1.5.3 (1)], actions gravitationnelles (glissement de terrain, chutes de pierre,...).

1.1.4 - Actions particulières

À ces trois familles d'actions s'ajoutent les actions en cours d'exécution (charge des engins, préchargement...) pouvant influencer sur le dimensionnement et la justification des fondations superficielles. Elles sont spécifiées dans la norme NF EN 1991-1-6.



Il faut aussi prendre en compte les actions liées aux séismes qui sont traitées par l'Eurocode 8 [NF EN 1998]. Le lecteur est invité à se reporter au paragraphe 5 du chapitre 1 du présent guide.

Cas particulier des actions transmises par le sol

Les actions transmises par le sol, autres que celles dues à l'eau et dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol sont traitées comme des actions variables ou permanentes selon leur durée d'application. Par exemple, l'effet des pressions sur un mur de front de culée d'ouvrage, dues à une charge d'exploitation est à considérer comme une action variable. Si l'effet des pressions résulte d'une charge permanente (stockage quelconque), cet effet est à considérer comme une action permanente [5.1.4].

Cas particulier des actions dues à l'eau

Les actions dues à l'eau de type pressions statiques sont à considérer comme permanentes. Il s'agit de l'effet de l'eau contenue dans le terrain, en équilibre ou quasi-équilibre hydrostatique (effet négligeable des gradients hydrauliques), s'apparentant à une action à transmission directe (poussée d'Archimède par exemple). Le caractère variable est pris en compte par différents niveaux statiques selon les situations (voir paragraphe 1.3.1 - du présent chapitre).

Dans le cas où les gradients hydrauliques ne sont pas négligeables, il convient de vérifier les états limites ultimes hydrauliques de type HYD mais aussi de considérer des pressions statiques.

Les actions hydrodynamiques (autres que l'action du courant) sont, selon leur nature et leur intensité, à classer parmi les actions variables ou accidentelles. Il s'agit principalement d'actions dues à la houle, au courant de marée, au batillage ou celles engendrées par un séisme [5.1.5.3 (1)].

1.2 - Actions dues au sol

1.2.1 - Actions d'origine pondérale

Actions de poids du sol

Les actions de poids du sol sont évaluées à partir des volumes mis en jeu et des poids volumiques de celui-ci.

Les volumes mis en jeu doivent tenir compte du modèle de fonctionnement de l'ouvrage adopté⁽²¹⁾.

Le volume retenu dans les calculs doit également intégrer une éventuelle modification défavorable de la géométrie lorsqu'elle est prévisible (rechargement d'un remblai de couverture ou d'un remblai situé à l'arrière d'un soutènement par exemple).

S'agissant des poids volumiques, ceux-ci sont déterminés de la façon suivante :

- pour les sols en place, ils peuvent être évalués à l'aide de différentes mesures *in situ* ou en laboratoire (après prélèvements) ;
- pour les sols rapportés, il convient de distinguer trois scénarii [K.3] :
 - dans les cas courants, sauf indication particulière du marché, il est admis de prendre en compte un poids volumique égal à 20 kN/m³ pour les sols hors nappe et égal à 22 kN/m³ pour les sols saturés (*i.e.* sous la nappe) ;
 - si le poids volumique des matériaux rapportés est susceptible d'être favorable vis-à-vis d'une combinaison donnée, on retient pour cette combinaison un poids volumique égal à 18 kN/m³ pour les sols hors nappe et égal à 20 kN/m³ pour les sols saturés ;
 - si l'on utilise un matériau rapporté d'origine particulière, les modalités de détermination ou la valeur de son poids volumique peuvent être fixées au marché.

Dans tous les cas, les valeurs précédentes (proposées par l'annexe K de la norme NF P94-261) sont à utiliser avec discernement en fonction de chaque projet.

Dans le cas particulier des remblais de « couverture » de certains ouvrages routiers (remblais situés sur le tablier), on adopte une fourchette sur le poids volumique en raison de l'incertitude sur leur hauteur réelle et de la grande influence de leur poids sur les sollicitations de la structure. On pondère ainsi le poids volumique par les coefficients $\chi_{sup} = 1,10$ et $\chi_{inf} = 0,90$ [NF EN 1990/A1/NA A2.2].

(21) Pour les fonctions de soutènement, par exemple, il faut adapter ces volumes au modèle de calcul adopté pour la mobilisation de la poussée.



À noter également que la charge de remblai sur une traverse supérieure d'ouvrage de type cadre ou voûte est augmentée, s'il y a lieu, d'un coefficient amplificateur C_m dit de Marston⁽²²⁾. Il a pour objet de tenir compte de l'effet de tassement du sol hors ouvrage.

Actions de pression du sol

D'une manière générale la norme NF P94-261 renvoie directement vers l'article 9.5 de la norme NF EN 1997-1 pour la détermination des actions de pression du sol. Y figurent notamment les méthodes de calculs du coefficient de pression des terres au repos K_0 .

Pour le calcul des pressions sur un soutènement, il convient de se reporter aux normes correspondantes : NF P94-281 pour les murs et NF P94-282 pour les écrans.

Dans le cas particulier des remblais contigus d'ouvrages d'art, il est recommandé⁽²³⁾ d'examiner une gamme de coefficients de pression des terres comprise entre 0,25 et 0,50.

1.2.2 - Actions dues à un déplacement d'ensemble du sol

Les actions dues à un déplacement d'ensemble du sol sont de trois natures [5.1.3.3 (1)] :

- un phénomène d'instabilité du site de l'ouvrage (cas non traité dans ce guide) ;
- un phénomène de retrait ou de gonflement ;
- un tassement ou un fluage du sol sous l'effet durable d'un chargement ou d'un abaissement de la nappe phréatique.

1.3 - Actions dues à l'eau : pressions statiques

1.3.1 - Niveaux de référence

L'intensité et la répartition des pressions doivent être évaluées à partir de niveaux de référence en adéquation avec les situations de projet considérées. Le choix des valeurs des niveaux piézométriques des eaux extérieures au terrain (eaux libres fluviales ou autres) et des eaux souterraines (libres ou captives) doit être effectué en se basant sur la reconnaissance des conditions hydrauliques et hydrogéologiques du site.

Pour autant, ce choix doit rester une estimation prudente du niveau le plus défavorable vis-à-vis de l'état limite considéré. Par exemple, pour la justification vis-à-vis de la portance, le niveau d'eau bas est défavorable, alors que pour les efforts de pression du sol, il s'agit du niveau haut. Les niveaux peuvent aussi évoluer au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage.

Les annexes nationales NF EN 1990/NA A1.3.1 et NF EN 1990/A1/NA A2.2.6 (1) NOTE 3 fixent trois niveaux de référence à déterminer pour les situations durables et transitoires :

- niveau EB, eaux basses (quasi-permanent), susceptible d'être dépassé pendant 50 % du temps de référence ;
- niveau EF, eaux fréquentes, susceptible d'être dépassé pendant 1 % du temps de référence ;
- niveau EH, eaux hautes (caractéristique), présentant généralement une période de retour de 50 ans (probabilité de dépassement de 2 % par an pour les ponts). Cette période de retour doit être adaptée suivant la durée de vie des ouvrages ou les phases considérées (travaux par exemple). Pour les combinaisons ELU en situations durables et transitoires, il faut donc utiliser ce niveau d'eau.

Pour les situations accidentelles, un niveau EE (exceptionnel) est à considérer. Il correspond au niveau le plus élevé ou le plus bas qui ne peut pas être physiquement dépassé. Il est donc indispensable de vérifier que les pondérations à l'ELU fondamental n'induisent pas des niveaux et des actions supérieurs à ce que le niveau EE engendre.

Le lecteur peut s'appuyer sur la note informative rédigée par la Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques « Prise en compte des niveaux d'eau selon l'Eurocode 7 »⁽²⁴⁾.

(22) [1] Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles. Guide méthodologique. Sétra, Février 2010, 220 p.

(23) [3] Construire des remblais contigus aux ouvrages d'art - Murs de soutènement et culées de pont. Note d'information ouvrage d'art n° 34. Sétra, janvier 2012, 20 p.

(24) [9] Prise en compte des niveaux d'eau selon l'Eurocode 7. Note de la Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques. CNJOG, Février 2014, 5 p.



En géotechnique, les niveaux les plus défavorables vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage peuvent être bas ou haut. Il convient donc de déterminer suivant les états limites considérés, les niveaux défavorables Eb, Ef, Eh et Ee respectivement. Par exemple, pour la vérification en portance, il conviendra d'utiliser un niveau « eaux hautes bas » Eh pour les ELU en situations durables et transitoires. À l'inverse, pour le glissement, il conviendra d'utiliser un niveau « eaux hautes haut » EH.

Pour les combinaisons ELU en situations durables et transitoires (fondamentaux), il faut considérer le niveau caractéristique eaux hautes EH et/ou Eh.

Pour les combinaisons ELU accidentelles, il faut considérer le niveau exceptionnel EE et/ou Ee.

Pour les combinaisons ELS caractéristiques, il faut considérer le niveau caractéristique EH et/ou Eh.

Pour les combinaisons ELS fréquentes, il faut considérer le niveau fréquent EF et/ou Ef.

Pour les combinaisons ELS quasi-permanentes, il faut considérer le niveau eaux basses EB et/ou Eb ou fréquent EF et/ou Ef suivant les conditions de fissuration de la structure.

Les données piézométriques n'étant pas systématiquement abondantes pour les projets considérés, les niveaux peuvent être estimés de manière sécuritaire.

Pour les ouvrages établis en site affouillable, on doit considérer systématiquement un niveau d'affouillement estimé à partir d'un niveau de fond de lit mineur en tenant compte de son évolution prévisible (résultats d'études géotechniques et hydrauliques).

Ces différents niveaux sont fixés au cours des études de projet et doivent être mentionnés dans les marchés. Un calcul en fourchette peut, le cas échéant, être proposé pour un état-limité visé, en fonction du caractère favorable ou défavorable de l'action considérée.

1.3.2 - Actions résultantes

Sauf cas particuliers, le poids volumique de l'eau est pris égal à 10 kN/m^3 [NF EN 1997-1/NA AN4.1]. Les actions dues à l'eau de type pressions statiques sont alors définies à l'aide des différents niveaux de référence mentionnés ci-dessus.

Il est rappelé que ces actions sont considérées comme permanentes pour former les combinaisons d'actions même si elles ne sont pas, en toute rigueur, des actions permanentes au sens de la norme NF EN 1990. Leur caractère variable est alors pris en compte par l'intermédiaire des différentes situations.

1.4 - Actions à transmission directe

Au sens de la norme NF P94-261, les actions à transmission directe regroupent les actions appliquées à la fondation, autres que celles dues à l'eau, dont l'origine n'est pas liée à la présence du sol et qui ne sont pas transmises par celui-ci [5.1.2 (2)]. Elles regroupent donc des actions émanant des trois familles permanentes, variables ou accidentelles et habituellement déterminées dans les calculs de structures ou de descentes de charges.

La valeur caractéristique de ces actions (indice « k ») est souvent la principale valeur représentative. Cette valeur est à calculer conformément aux normes NF EN 1990 et NF EN 1991 et leurs annexes et annexes nationales [NF EN 1997-1 2.4.5.1 (1)], et qui peuvent être complétées par des clauses techniques du marché. Le mode de détermination de ces valeurs caractéristiques n'est pas rappelé ici mais le lecteur est invité à se reporter aux différentes parties de la norme NF EN 1991 ainsi qu'au guide [1] « Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles » pour le cas des ouvrages de génie civil.

Le poids propre de la fondation est à prendre en compte dans l'ensemble des charges verticales transmises par la fondation superficielle au terrain, en incluant bien le poids de la fondation située sous le terrain. Le concepteur doit utiliser sa valeur la plus probable, calculée à partir des volumes définis par les plans d'exécution [5.1.2 (3)].

Le traitement complet d'une structure peut nécessiter également de se référer à d'autres Eurocodes ou parties d'Eurocodes. Par exemple, les effets dus au retrait et au fluage du béton sont à rechercher dans l'Eurocode 2. Il est précisé également que l'intensité d'une action à transmission directe peut dépendre de l'interaction sol-structure. C'est le cas du freinage sur un tablier de pont qui se répercute sur chacun des appuis (piles et culées) en fonction de la raideur globale de ces derniers.



Cas spécifiques des actions accidentelles :

La valeur de calcul A_d d'une action accidentelle doit être spécifiée pour le projet individuel en lien avec la norme NF EN 1991-1-7 « Actions accidentelles ». Cette valeur intervient directement dans les combinaisons d'actions *i.e.* le coefficient pondérateur de l'action vaut 1.

2 - Combinaisons d'actions

2.1 - Généralités

2.1.1 - Valeurs représentatives des actions variables

Les différentes parties de la norme NF EN 1991 permettent de déterminer la valeur caractéristique des actions variables (Q_k de manière générique). Outre cette valeur, les Eurocodes définissent d'autres valeurs représentatives de ces actions, liées à l'occurrence d'apparition. Ces valeurs sont ainsi définies par rapport à une « période de retour ». Elles sont à calculer à partir de la valeur caractéristique Q_k et de coefficients ψ multiplicatifs.

L'Eurocode 0 définit ainsi :

- $\psi_0 Q_k$: valeur de combinaison d'une action d'accompagnement :
 - elle est associée à l'emploi de combinaisons d'actions. Elle permet de tenir compte de la probabilité réduite d'une occurrence simultanée des valeurs les plus défavorables de plusieurs actions indépendantes ;
- $\psi_1 Q_k$: valeur fréquente d'une action de base :
 - pour les bâtiments, elle correspond à une probabilité de dépassement de 1 % de la durée de référence ;
 - pour le trafic routier sur les ponts, elle correspond à une période de retour d'une semaine ;
- $\psi_2 Q_k$: valeur quasi-permanente d'une action :
 - pour les bâtiments, elle correspond à une probabilité de dépassement de 50 % de la durée de référence ;
 - pour le trafic routier sur les ponts, elle est généralement nulle.

Pour chacune des actions variables élémentaires (ou parfois groupe d'actions), ces coefficients sont consignés :

- pour les bâtiments, dans le tableau A1.1 de l'annexe A1 de la norme NF EN 1990 ainsi que dans les commentaires de l'annexe nationale NF EN 1990/NA ;
- pour les passerelles, dans le tableau A2.2 de la norme NF EN 1990/A1 ;
- pour les ponts routiers et les ponts ferroviaires, respectivement dans les tableaux A2.1 (NA) et A2.3 (NA) de l'annexe nationale NF EN 1990/A1/NA.

2.1.2 - Concomitance des actions variables

Les annexes A1 (bâtiments) et A2 (ponts) de la norme NF EN 1990 spécifient qu'il convient de ne pas prendre en compte dans les combinaisons les effets d'actions qui, pour des raisons physiques et fonctionnelles, ne peuvent exister simultanément [A1.2.1 (1) NF EN 1990 et A2.2.1(1) NF EN 1990/A1].

Pour un bâtiment, selon son usage, sa forme et son emplacement, les combinaisons d'actions peuvent être fondées sur deux actions variables au plus. La prise en compte de plus de deux actions variables est à préciser, lorsqu'il y a lieu, pour le projet individuel.

Pour les ouvrages d'art (ponts routiers, ferroviaires et passerelles), les règles de combinaisons (*i.e.* de concomitance d'actions) sont définies dans les articles A2.2 de l'annexe A2 de l'Eurocode 0 [NF EN 1990/A1] ainsi que dans son annexe nationale. Ces différentes règles ne sont pas rappelées ici en raison de leur multiplicité mais le lecteur est invité à se reporter aux normes et aux guides techniques appropriés⁽²⁵⁾.

(25) [1] Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles. Guide méthodologique. Sétra, Février 2010, 220 p.



2.2 - Principes de combinaison

2.2.1 - Expressions de base

L'Eurocode 0 ainsi que la norme NF P94-261 ne fournissent pas de manière directe les combinaisons d'actions à appliquer pour un projet individuel. Seules les expressions générales des combinaisons sont présentées, et ce, pour les différents états limites et situations de projet donnés.

Les expressions applicables au calcul des fondations superficielles et figurant dans la norme NF P94-261 [7.2] sont peu différentes de celles de la norme NF EN 1990, Eurocode 0 détaillant les actions pour l'ensemble des autres Eurocodes.

Ces expressions littérales sont données dans le paragraphe 7.2 de la norme NF P94-261.

Les combinaisons à l'ELU permettent d'éviter les cas de rupture catastrophiques.

Les combinaisons à l'ELS permettent d'assurer la fonction de l'ouvrage ou du bâtiment :

- les combinaisons ELS quasi-permanents prennent en compte les actions réellement subies pendant la grande majorité de la durée de vie de l'ouvrage. Elles permettent notamment l'étude des déplacements à long terme de la fondation ;
- les combinaisons ELS fréquents sont essentiellement utilisées pour la justification structurale de la fondation ;
- les combinaisons ELS caractéristiques prennent en compte les actions que l'ouvrage aura à subir au moins une fois au cours de sa durée de vie.

2.2.2 - Coefficients partiels

Les coefficients partiels pour les combinaisons à l'ELU en situations durables et transitoires sont liés à l'approche de calcul choisie. L'Eurocode 0 définit trois approches de calcul : approche 1, 2 ou 3. Comme mentionné en introduction de ce guide dans le chapitre 1, l'approche 2 est l'approche géotechnique de calcul des ouvrages géotechniques retenue en France, de manière générale. L'approche 3 est uniquement utilisée lorsqu'il s'agit d'une étude de stabilité générale de site (vérification non traitée dans ce guide, se reporter au chapitre 12 de la norme NF P94-261).

Les justifications aux ELU STR et GEO, dans les situations de projet durables et transitoires, doivent être menées avec l'approche de calcul 2 pour les fondations, qu'elles soient de génie civil ou de bâtiment. Pour les états limites ultimes, les coefficients partiels sur les actions sont en général les suivants (cf. encadré pour les points particuliers) [Tableau B.3.1] :

- γ_G , pour les actions permanentes, vaut 1,35 pour les actions défavorables et 1,0 pour les actions favorables ;
- γ_Q , pour les actions variables, vaut 1,5 pour les actions défavorables et 1,0 pour les actions favorables.

Pour un pont, le coefficient partiel γ_Q pour une charge d'exploitation variable bornée telle que les charges de trafic routier est généralement de 1,35. Les tableaux reproduits dans l'annexe B de la norme NF P94-261 ne sont donc pas totalement conformes aux annexes nationales de l'Eurocode 0 qui doivent rester la référence pour réaliser les combinaisons d'actions.



2.3 - Combinaisons d'actions selon les types d'états limites

Dans une combinaison donnée, il n'est pas possible de partager une action entre deux termes d'une même combinaison. Par exemple, dans le cas où la poussée des terres est à prendre en compte pour une vérification de non glissement aux ELU, il n'est pas possible de considérer la composante verticale comme stabilisante et la composante horizontale comme déstabilisante dans la même combinaison d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer selon les différents états limites sont synthétisées dans le Tableau 5.

Combinaison	Expression E_d et commentaires éventuels
ELS Caractéristiques	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \text{ [Formule 7.2.3.1]}$
ELS Quasi-permanents	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \text{ [Formule 7.2.3.3]}$
ELS Fréquents	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus \psi_{1,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \text{ [Formule 7.2.3.2]}$
ELU Fondamentaux	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj;sup} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj;inf} G_{kj;inf} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \text{ [Formule 7.2.2.1]}$
ELU Accidentels	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus A_d \oplus (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \text{ [Formule 7.2.2.2]}$
ELU Sismiques	$E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj;sup} \oplus \sum_{j \geq 1} G_{kj;inf} \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \text{ [Formule 7.2.2.3]}$ Sauf spécifications contraires (documents du marché, Eurocode 8...)

Tableau 5 : Combinaisons d'actions à retenir selon les états limites considérés

Il faut bien entendu différencier les actions favorables ou stabilisantes des actions défavorables ou déstabilisantes selon les cas de chargement et les états limites considérés, notamment pour les combinaisons ELU fondamentales pour lesquelles les coefficients partiels sont différents. Le Tableau 6 illustre deux exemples pour les ELU fondamentaux de portance et de glissement. Le tableau ne présente donc pas l'ensemble des états limites à vérifier.

L'ensemble de ces combinaisons d'actions permet de définir pour chaque situation et chaque état limite, un couple de résultantes (V_d ; H_d) respectivement verticale et horizontale ainsi que le(s) moment(s) M_d appliqué(s) à la semelle de fondation. Ces résultantes incluent l'ensemble des charges transmises par la fondation superficielle au terrain, c'est-à-dire :

- l'ensemble des charges s'appliquant à la fondation superficielle ;
- le poids de la fondation superficielle située sous le terrain après travaux ;
- le poids des sols éventuellement situés entre la fondation superficielle et le terrain après travaux.



Cas considéré	État limite considéré	Actions défavorables	Actions favorables
<p>Cas spécifique d'une poussée des terres considérée uniquement horizontale</p>	Portance	<ul style="list-style-type: none"> • Charge due à la structure V et H • Charge de stockage sur le remblai q • Poids propre de la fondation et des coins de sol W • Poussée des terres F_a (car induit un moment, donc un excentrement qui est défavorable en portance) 	
	Glissement	<ul style="list-style-type: none"> • Poussée des terres F_a • Charge due à la structure V et H (si elle augmente la charge horizontale) 	<ul style="list-style-type: none"> • Charge de stockage sur le remblai q • Poids propre de la fondation et des coins de sol W
<p>Q charge variable et G charge permanente</p>	Portance	<ul style="list-style-type: none"> • Charge permanente G • Poids propre de la fondation W • Charge variable Q (car induit un moment et une inclinaison, donc un excentrement qui est défavorable en portance) 	
	Glissement	<ul style="list-style-type: none"> • Charge variable Q 	<ul style="list-style-type: none"> • Charge permanente G • Poids propre de la fondation W

Tableau 6 : Exemples de considérations des actions favorables ou défavorables



Capacité portante

La vérification de la capacité portante du sol de fondation se traduit au travers de deux vérifications :

- la limitation de l'excentrement ;
- le non poinçonnement du sol support de la fondation.

1 - Vérification de l'excentrement

Le Tableau de synthèse 2 en Annexe A résume les démarches de vérification de l'excentrement.

1.1 - Calcul de l'excentrement

Le torseur des efforts ($M_{d,x}$, $M_{d,y}$, V_d , H_d) doit être calculé au centre de la fondation et au niveau de la base de la semelle. Lorsque la fondation est soumise à un moment, la charge résultante n'est pas centrée, on parle d'excentrement du chargement. La valeur de cet excentrement est fonction de la combinaison d'actions considérée. Ainsi, il est nécessaire de la calculer pour chaque combinaison d'actions donnée. Le Tableau 7 illustre le torseur des efforts pour les différents types de semelles.

Avec

M_d : valeur de calcul du moment autour de l'axe perpendiculaire à B ;

V_d : valeur de calcul de la composante verticale des efforts ;

H_d : valeur de calcul de la composante horizontale des efforts ;

$M_{d,y}$: valeur de calcul du moment autour de l'axe perpendiculaire à la largeur B ;

$M_{d,x}$: valeur de calcul du moment autour de l'axe perpendiculaire à la longueur L .



<p>Semelle filante de largeur B</p>	$e = \frac{M_d}{V_d}$	
<p>Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L</p>	$e_B = \frac{M_{d;y}}{V_d}$ $e_L = \frac{M_{d;x}}{V_d}$	
<p>Semelle circulaire de diamètre B</p>	$e = \frac{M_d}{V_d}$	

Tableau 7 : Calcul de l'excentrement en fonction du type de semelle

1.2 - Vérifications aux ELU

Pour les combinaisons d'actions à l'ELU, il convient de vérifier les inégalités du Tableau 8.

	Semelle filante de largeur B	Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L	Semelle circulaire de diamètre B
<p>ELU Fondamental et accidentel</p>	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{1}{15}$	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{3}{40}$

Tableau 8 : Inégalités à vérifier à l'ELU pour une charge excentrée, en fonction de la forme de la semelle [Formules 9.5.1, 9.5.2 et 9.5.3]

Lorsque l'excentricité de la charge dépasse un tiers de la largeur d'une semelle rectangulaire ou 30 % du diamètre d'une semelle circulaire, des précautions spéciales doivent être prises sur la raideur du sol support, sur la vérification détaillée des valeurs de calcul des actions et sur la définition de la position du bord de la fondation en tenant compte des tolérances de construction. Si les précautions ne sont pas prises, il conviendra d'utiliser des tolérances atteignant 0,10 m sur les dimensions de la semelle [9.5 (2)].

Si l'excentricité de la charge est trop importante, les tolérances d'exécution ont un impact important sur le dimensionnement. Dans ce cas, il convient de décaler défavorablement la semelle de 10 cm en plan, modifiant les efforts pour certains cas de chargement, conduisant à une augmentation de l'excentrement.

Dans le cas contraire, l'impact des tolérances d'exécution est faible, il n'y a donc pas lieu de prendre en compte une tolérance d'exécution dans les justifications.



1.3 - Vérifications aux ELS

Pour les combinaisons d'actions aux ELS quasi-permanents, fréquents ou caractéristiques, il convient de vérifier les inégalités du Tableau 9.

	Semelle filante de largeur B	Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L	Semelle circulaire de diamètre B
ELS quasi-permanents et ELS fréquents	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{2}{3}$	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{3}{4}$
ELS caractéristiques	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{1}{2}$	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{9}{16}$

Tableau 9 : Inégalités à vérifier aux ELS pour une charge excentrée, en fonction de la forme de la semelle [Formules 13.3.1 à 13.3.6]

2 - Calcul de la résistance nette du terrain

2.1 - Présentation des différentes méthodes de calcul

La résistance nette du terrain est déduite de q_{net} la contrainte associée à la résistance nette du terrain sous une fondation superficielle. Pour la calculer, plusieurs méthodes sont envisageables :

- des méthodes basées sur des essais *in situ* :
 - la méthode pressiométrique basée sur l'essai pressiométrique (paragraphe 2.1.1) ;
 - la méthode pénétrométrique basée sur le pénétromètre statique au cône (paragraphe 2.1.2) ;
 - d'autres méthodes basées sur des résultats d'essais *in situ* suivant certaines conditions (paragraphe 2.1.3) ;
- des méthodes basées sur les propriétés de cisaillement du sol (paragraphe 2.1.3).

Les méthodes présentées ici ne s'appliquent pleinement qu'à des semelles dont la base est horizontale. Dans le cas contraire, le lecteur est invité à consulter les articles D.2.1(2) et E.2.1 (2) ainsi que l'annexe F de la norme NF P94-261 objet de ce présent guide.

Les Tableaux et logigrammes de synthèse 1, 3, 4 et 5 en Annexe A résument respectivement la détermination des paramètres liés à la semelle, les démarches de vérification de la portance, de détermination de q_{net} et des coefficients de réduction de la portance liés à l'inclinaison de la charge et à la présence d'un talus.

2.1.1 - Méthode pressiométrique

La méthode pressiométrique utilise la pression limite pressiométrique Ménard. Dans ce cas, la contrainte q_{net} s'exprime ainsi :

$$q_{net} = k_p p_{le}^* i_\beta i_\delta \quad [\text{Formule D.2.1}]$$

Avec

k_p : facteur de portance pressiométrique dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.2.4 du présent chapitre ;

p_{le}^* : pression limite nette équivalente dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.2.2 du présent chapitre ;

i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.5.2 du présent chapitre ;

i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.5.3 du présent chapitre.



2.1.2 - Méthode pénétrométrique

La méthode pénétrométrique utilise les valeurs de résistance de pointe q_c déduites d'essais de pénétration statique au cône. Dans ce cas, la contrainte q_{net} s'exprime ainsi :

$$q_{net} = k_c q_{ce} i_\beta i_\delta \quad [\text{Formule E.2.1}]$$

Avec

k_c : facteur de portance pénétrométrique dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.3.4 du présent chapitre ;

q_{ce} : résistance de pointe équivalente dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.3.2 du présent chapitre ;

i_δ : coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.5.2 du présent chapitre ;

i_β : coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.5.3 du présent chapitre.

2.1.3 - Autres méthodes

On peut citer la méthode de calcul analytique de q_{net} à partir des propriétés de résistance au cisaillement du sol (c' et φ' ou c_u) mesurées en laboratoire sur des échantillons de terrain non remanié. Pour ce type de calcul, il faut se référer à l'annexe F de la norme NF P94-261. Cette méthode empirique n'est pas présentée ici puisqu'elle est peu utilisée en France.

Il est possible d'utiliser des modèles numériques basés sur les propriétés de résistance au cisaillement du sol. Pour cela, le lecteur est invité à consulter l'article 9.3.2 de la norme NF P94-261.

D'autres méthodes de détermination de q_{net} à partir d'essais *in situ* autres que le pressiomètre ou le pénétromètre statique sont envisageables, mais cela nécessite de déterminer un coefficient de modèle $\gamma_{R;d}$ validé par un ensemble d'essais de chargement statique de fondation superficielle. Les critères à respecter sont décrits dans l'article 9.2 (4) de la norme NF P94-261.



2.2 - Méthode pressiométrique

2.2.1 - Calcul préalable de l'épaisseur h_r

Pour le calcul de la pression limite nette, il convient de calculer en premier lieu l'épaisseur conventionnelle h_r selon la méthode décrite dans le Tableau 10.

		ELU	ELS Quasi-permanent ELS Caractéristique
Semelle filante de largeur B	Si $\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{1}{2}$	$h_r = 1,5B$	$h_r = 1,5B$
	Si $\left(1 - \frac{2e}{B}\right) < \frac{1}{2}$	$h_r = 3B - 6e$	
Semelle circulaire de diamètre B	Si $\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{9}{16}$	$h_r = 1,5B$	
	Si $\left(1 - \frac{2e}{B}\right) < \frac{9}{16}$	$h_r = \frac{8B}{3} - \frac{16e}{3}$	
Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L	Si $\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$	$h_r = 1,5B$	
	Si $\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) < \frac{1}{2}$	$h_r = \min(3B - 6e_B; 3L - 6e_L; 1,5B)$	

Tableau 10 : Détermination de l'épaisseur h_r [D.2.2 (2)]⁽²⁶⁾

2.2.2 - Calcul de la pression limite nette équivalente

À partir des résultats pressiométriques et pour un sol hétérogène⁽²⁷⁾, la pression limite nette équivalente se calcule selon la formule suivante :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n p_{l,k,i}^*} \quad [\text{Formule D.2.2}]^*$$

Avec

$p_{l,k,i}^*$: valeur caractéristique ou représentative de la pression limite nette dans la couche comprise dans la tranche de terrain située entre D et $D + h_r$ (Figure 2) ;

D : profondeur de la base de la semelle par rapport à la cote du terrain naturel après la réalisation des travaux.

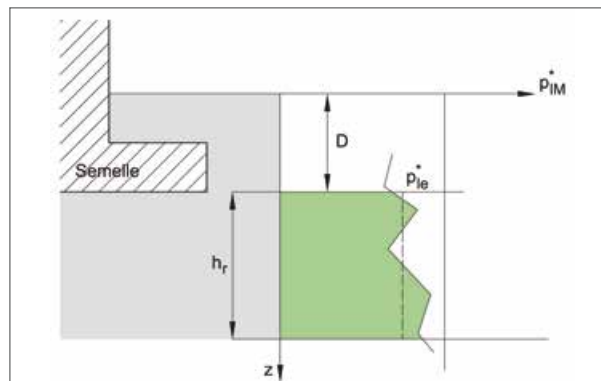


Figure 2 : Détermination de la pression limite nette équivalente p_{le}^*

* Cette formule peut être exprimée de manière mathématiquement correcte sous la forme : $p_{le}^* = h_r \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n (p_{l,k,i}^*)^{h_{r,i}}}$ où $h_{r,i}$ est l'épaisseur de la couche de pression limite $p_{l,k,i}$

(26) La formule donnée dans la norme pour h_r dans le cas d'une semelle rectangulaire utilisant l'excentrement du chargement est erronée. Le Tableau 10 tient compte de la correction.

(27) À titre indicatif, une formation peut être considérée 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. Cette estimation ne peut pas être utilisée dans le cas des essais pénétrométriques compte-tenu de l'irrégularité des diagrammes.



Lorsque le terrain sous la fondation est constitué d'un même sol (ou de sols de même type et de pressions limites nettes comparables) jusqu'à la profondeur d'au moins $1,5 B$ et que le profil pressiométrique représentatif de la tranche de sol peut être défini linéairement sous la forme (Figure 3) :

$$p_{IM}^*(z) = az + b$$

Dans ce cas, la pression limite équivalente est prise égale à la valeur de p_{IM}^* linéarisée à la profondeur $D + \frac{2}{3} B$:

$$p_{le}^* = p_{IM}^* \left(D + \frac{2}{3} B \right) \quad [\text{article 2 de l'annexe E.2 du Fascicule 62}]$$

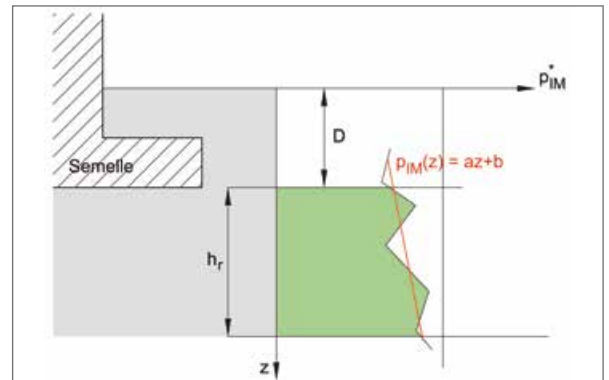


Figure 3 : Détermination de la pression limite nette équivalente p_{le}^*

Remarque : Pour des valeurs de p_{le}^* faibles (inférieures à 0,2 MPa pour les argiles et les limons et à 0,3 MPa pour les sables), il est nécessaire de vérifier par une étude particulière que la portance du sol sous la fondation est pérenne.

2.2.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

Afin de calculer le facteur de portance pressiométrique k_p , il reste à évaluer l'influence de la hauteur d'encastrement équivalente D_e (Figure 4) qui se détermine comme suit :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_i^*(z) dz \quad [\text{Formule C.2.1}]$$

Avec

p_i^* : valeur de la pression limite nette ;

p_{le}^* : valeur de la pression limite nette équivalente calculée pour les combinaisons d'actions à l'ELS quasi-permanent [C.2 (2)].

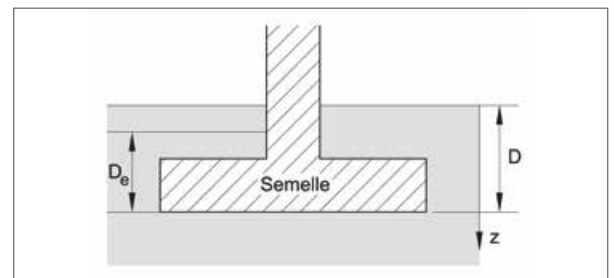


Figure 4 : Détermination de l'encastrement équivalent D_e

De façon générale, $d = 0$ sauf si les propriétés du sol en surface sont très médiocres⁽²⁸⁾. Dans ce cas-là, il est possible de négliger, de manière sécuritaire, l'épaisseur de sol concernée. Il est possible dans certains cas particuliers d'avoir $D_e > D$, par exemple lorsque la valeur de p_i^* au-dessus de la semelle est plus grande que celle sous la semelle.

2.2.4 - Calcul du facteur de portance pressiométrique k_p

La valeur de k_p dépend de la forme de la semelle et de son encastrement. Les formules qui suivent peuvent être appliquées seulement⁽²⁹⁾ dans le cas où $\frac{D_e}{B} \leq 2$, au-delà $k_p = k_{pmax}$.

- Si $B / L = 0$ (semelle filante) ou $B / L = 1$ (semelle carrée ou circulaire de diamètre B) alors k_p est déterminé par la relation suivante :

$$k_{p,B/L} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule D.2.3.1}]$$

(28) Le calcul de D_e s'effectue avec les valeurs des pressions limites entre d et D du terrain en place sauf dans le rare cas où le terrain remblayé dépasse latéralement de façon importante (par rapport à la taille de la fondation de l'emprise de la semelle, de l'ordre de plusieurs B). Dans ce cas particulier, il est possible alors d'utiliser les pressions limites du terrain remblayé.

(29) Par contre, les cas où $1,5 B < D_e < 2 B$ sont en dehors du domaine d'emploi du présent guide puisqu'il s'agirait alors d'une fondation semi-profonde.



Le coefficient k_{p0} est donné dans les cas particuliers de semelles filantes ou bien carrées. Le Tableau 11 donne les valeurs des paramètres a , b , c et k_{p0} , permettant de calculer $k_{p;B/L=0}$ (facteur de portance pour une semelle filante) et $k_{p;B/L=1}$ (facteur de portance pour une semelle circulaire ou carrée). La Figure 5 permet aussi de les déterminer de manière graphique.

- Si B/L est différent de 0 ou 1 (semelle rectangulaire) k_p se calcule en combinant ces deux cas particuliers. La relation à utiliser est alors la suivante :

$$k_{p;B/L} = k_{p;B/L=0} \times \left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{p;B/L=1} \times \frac{B}{L} \quad [\text{Formule D.2.3.2}]$$

Pour une semelle rectangulaire, il faudra donc nécessairement calculer les termes $k_{p;B/L=0}$ et $k_{p;B/L=1}$ au préalable.

Catégorie de sol*	Courbe de variation du facteur de portance		Expression de k_p				
			a	b	c	$k_{p0} (D_e / B = 0)$	k_{pmax}
Argiles et limons	Semelle filante ($B/L = 0$)	Q1	0,2	0,02	1,3	0,8	1,022
	Semelle carrée ($B/L = 1$)	Q2	0,3	0,02	1,5	0,8	1,123
Sables et graves	Semelle filante ($B/L = 0$)	Q3	0,3	0,05	2	1	1,393
	Semelle carrée ($B/L = 1$)	Q4	0,22	0,18	5	1	1,580
Craies	Semelle filante ($B/L = 0$)	Q5	0,28	0,22	2,8	0,8	1,517
	Semelle carrée ($B/L = 1$)	Q6	0,35	0,31	3	0,8	1,768
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	Semelle filante ($B/L = 0$)	Q7	0,2	0,2	3	0,8	1,399
	Semelle carrée ($B/L = 1$)	Q8	0,2	0,3	3	0,8	1,598

* Le choix de la catégorie des sols est à faire conformément à l'annexe A de la norme NF P94-261. Les sols intermédiaires seront rattachés soit aux argiles et limons (argiles limoneuses, limons argileux et sables argileux) soit aux sables et graves (sables argileux, sables limoneux et limons sableux) [Tableau D.2.3 NOTE1].

Tableau 11 : Détermination du facteur de portance pressiométrique [Tableau D.2.3]

La valeur de k_{pmax} est donnée à titre indicatif, on peut la considérer comme une borne maximale à ne pas dépasser. Elle ne peut en effet être atteinte que dans le cas d'une fondation semi-profonde (en dehors du domaine d'emploi du présent guide).

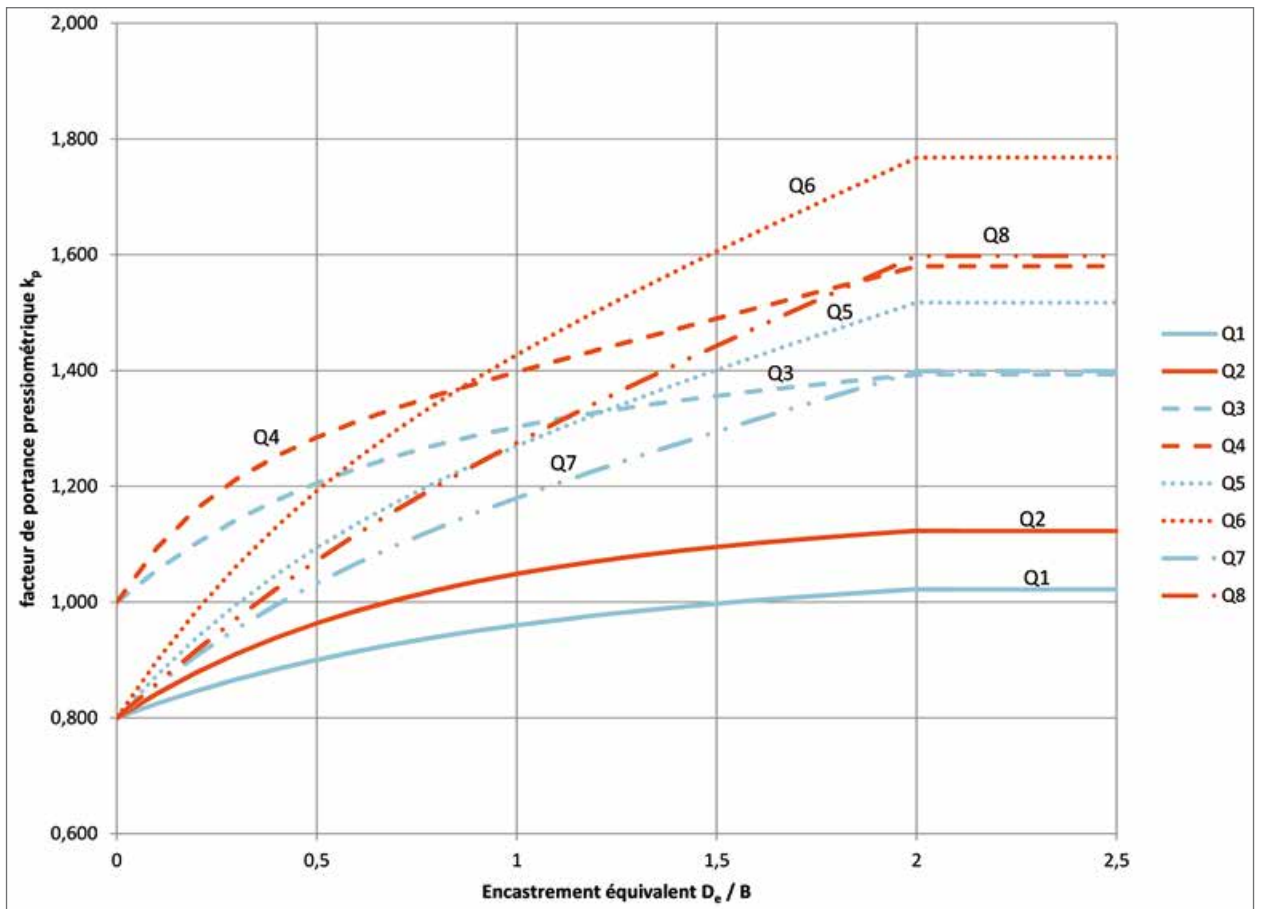


Figure 5 : Valeurs du facteur de portance k_p en fonction de l'encastrement relatif D_e/B [Figure D.2.3]

Le Tableau 12 permet de visualiser les étapes du calcul du facteur de portance k_p selon la forme de la semelle.

	Semelle filante de largeur B	Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L	Semelle carrée de côté B ou circulaire de diamètre B
1	Détermination de k_{p0} pour $B/L = 0$ (Tableau 11)	Détermination de k_{p0} pour $B/L = 1$ Détermination de k_{p0} pour $B/L = 0$ (Tableau 11)	Détermination de k_{p0} pour $B/L = 1$ (Tableau 11)
2	Calcul de D_e	Calcul de D_e	Calcul de D_e
3	Calcul de $k_{p;B/L=0}$	Calcul de $k_{p;B/L=1}$ Calcul de $k_{p;B/L=0}$	Calcul de $k_{p;B/L=1}$
4	$k_{p;B/L} = k_{p;B/L=0}$	$k_{p;B/L} = k_{p;B/L=0} \times \left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{p;B/L=1} \times \frac{B}{L}$	$k_{p;B/L} = k_{p;B/L=1}$

Tableau 12 : Étapes de calcul pour la détermination du facteur de portance pressiométrique



2.3 - Méthode pénétrométrique

2.3.1 - Calcul préalable de l'épaisseur h_r

Pour le calcul de l'épaisseur h_r , la démarche est identique à celle de la méthode pressiométrique. Il convient de se référer au paragraphe 2.2.1 du présent chapitre.

2.3.2 - Calcul de la résistance de pointe équivalente

La résistance de pointe équivalente se calcule selon la formule suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{h_r} \int_D^{D+h_r} q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule E.2.2.1}]$$

Avec $q_{cc}(z)$: résistance de pointe corrigée, obtenue :

- en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la résistance de pointe lissée entre les profondeurs D et $D + h_r$;
- en écrêtant préalablement, s'il y a lieu, le diagramme $q_{cc}(z)$ à la valeur $1,3 q_{cm}$.

D est la profondeur de la base de la semelle par rapport à la cote du terrain naturel après la réalisation des travaux (Figure 6).

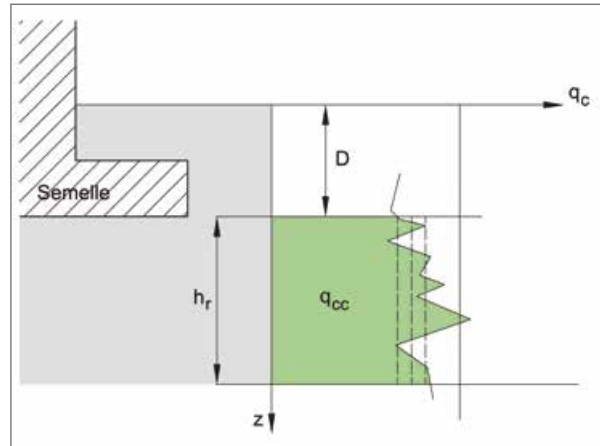


Figure 6 : Détermination de la résistance de pointe équivalente q_{ce}

L'épaisseur h_r est déterminée selon la méthode décrite au paragraphe 2.2.1 du présent chapitre.

Remarque : pour des valeurs de q_{ce} faibles (inférieures à 1 MPa pour les argiles et les limons et à 1,5 MPa pour les sables), il est nécessaire de vérifier par une étude particulière que la portance du sol sous la fondation est pérenne.

2.3.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

Afin de calculer le coefficient de portance pénétrométrique k_c , il reste à évaluer l'influence de la hauteur d'encastrement équivalent D_e (Figure 7) qui se détermine comme suit :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule C.2.2}]$$

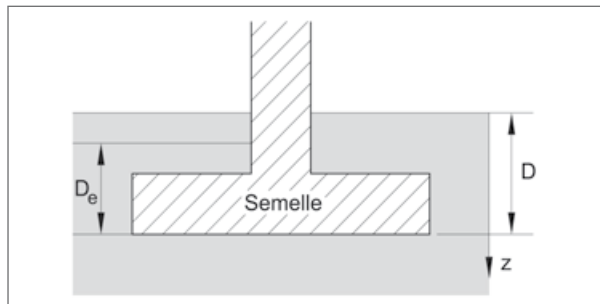


Figure 7 : Détermination de l'encastrement équivalent D_e

De façon générale, $d = 0$ sauf si les propriétés mécaniques du sol en surface sont très médiocres⁽³⁰⁾. Dans ce cas-là, il est possible de négliger, de manière sécuritaire, l'épaisseur de sol concernée. Il est possible dans certains cas particuliers d'avoir $D_e > D$, par exemple lorsque la valeur de q_{cc} au-dessus de la semelle est plus grande que celle sous la semelle.

(30) Le calcul de D_e s'effectue avec les valeurs des résistances de pointe entre d et D du terrain en place sauf dans le rare cas où le terrain remblayé dépasse latéralement de façon importante (par rapport à la taille de la fondation de l'emprise de la semelle, de l'ordre de plusieurs B). Dans ce cas particulier, il faut alors utiliser les résistances pointes du terrain remblayé.



Avec

q_{cc} : valeur de la résistance de pointe corrigée ;

q_{ce} : valeur de la résistance de pointe pénétrométrique équivalente calculée pour les combinaisons d'actions à l'ELS quasi-permanent [C.2 (2)].

2.3.4 - Calcul du facteur de portance pénétrométrique k_c

La valeur de k_c dépend de la forme de la semelle et de son encastrement. Les formules qui suivent peuvent être appliquées seulement⁽³¹⁾ dans le cas où $\frac{D_e}{B} \leq 2$, au-delà $k_c = k_{c\max}$.

- Si $B/L = 0$ (semelle filante) ou $B/L = 1$ (semelle carrée ou circulaire de diamètre B) alors k_c est déterminé par la relation suivante :

$$k_{c,B/L} = k_{c0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{c D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule E.2.3.1}]$$

Le coefficient k_{c0} est donné dans les cas particuliers de semelles filantes ou bien carrées. Le Tableau 13 donne les valeurs des paramètres a , b , c et k_{c0} , permettant de calculer $k_{c,B/L=0}$ (facteur de portance pour une semelle filante) et $k_{c,B/L=1}$ (facteur de portance pour une semelle carrée). La Figure 8 permet aussi de les déterminer de manière graphique.

- Si B/L est différent de 0 ou 1 (semelle rectangulaire) k_c se calcule en combinant ces deux cas particuliers. La relation à utiliser est alors la suivante :

$$k_{c,B/L} = k_{c,B/L=0} \times \left(1 - \frac{B}{L} \right) + k_{c,B/L=1} \times \frac{B}{L} \quad [\text{Formule E.2.3.2}]$$

Pour une semelle rectangulaire, il faudra donc nécessairement calculer les termes $k_{p,B/L=0}$ et $k_{p,B/L=1}$ au préalable.

Catégorie de sol*	Courbe de variation du facteur de portance		Expression de k_c				
			a	b	c	$k_{c0} (D_e/B = 0)$	$k_{c\max} (2 \leq D_e/B)$
Argiles et limons	Semelle filante ($B/L = 0$)	Q1	0,07	0,007	1,3	0,27	0,348
	Semelle carrée ($B/L = 1$)	Q2	0,1	0,007	1,5	0,27	0,378
Sables et graves	Semelle filante ($B/L = 0$)	Q3	0,04	0,006	2	0,09	0,141
	Semelle carrée ($B/L = 1$)	Q4	0,03	0,02	5	0,09	0,160
Craies	Semelle filante ($B/L = 0$)	Q5	0,04	0,03	3	0,11	0,210
	Semelle carrée ($B/L = 1$)	Q6	0,05	0,04	3	0,11	0,240
Marnes et marno-calcaires Roches altérées	Semelle filante ($B/L = 0$)	Q5	0,04	0,03	3	0,11	0,210
	Semelle carrée ($B/L = 1$)	Q6	0,05	0,04	3	0,11	0,240

* Le choix de la catégorie des sols est à faire conformément à l'annexe A de la norme NF P94-261. Les sols intermédiaires seront rattachés soit aux argiles et limons (argiles limoneuses, limons argileux et sables argileux) soit aux sables et graves (sables argileux, sables limoneux et limons sableux) [Tableau E.2.3 NOTE 1].

Tableau 13 : Détermination du facteur de portance pénétrométrique [Tableau E.2.3]

La valeur de $k_{c\max}$ est donnée à titre indicatif, on peut la considérer comme une borne maximale à ne pas dépasser. Elle ne peut en effet être atteinte que dans le cas d'une fondation semi-profonde (en dehors du domaine d'emploi du présent guide).

(31) Par contre, les cas où $1,5 B < D_e < 2 B$ sont en dehors du domaine d'emploi du présent guide puisqu'il s'agirait alors d'une fondation semi-profonde.

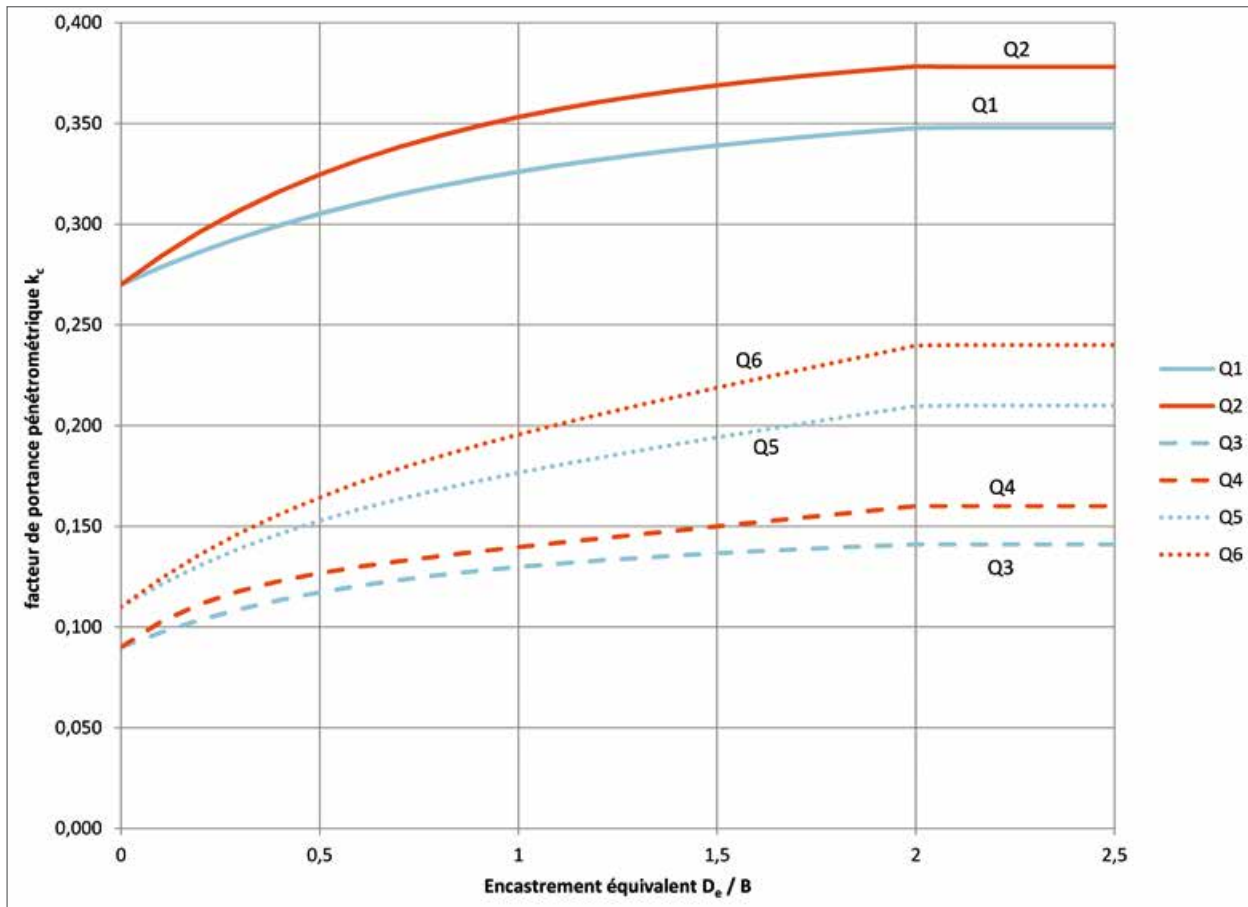


Figure 8 : Valeurs du facteur de portance k_c en fonction de l'encastrement relatif D_e / B [Figure E.2.3]

Le Tableau 14 permet de visualiser les étapes du calcul du facteur de portance k_c selon la forme de la semelle.

	Semelle filante de largeur B	Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L	Semelle carrée de côté B ou circulaire de diamètre B
1	Détermination de k_{c0} pour $B / L = 0$ (Tableau 13)	Détermination de k_{c0} pour $B / L = 1$ Détermination de k_{c0} pour $B / L = 0$ (Tableau 13)	Détermination de k_{c0} pour $B / L = 1$ (Tableau 13)
2	Calcul de D_e	Calcul de D_e	Calcul de D_e
3	Calcul de $k_{c,B/L=0}$	Calcul de $k_{c,B/L=1}$ Calcul de $k_{c,B/L=0}$	Calcul de $k_{c,B/L=1}$
4	$k_{c,B/L} = k_{c,B/L=0}$	$k_{c,B/L} = k_{c,B/L=0} \times \left(1 - \frac{B}{L}\right) + k_{c,B/L=1} \times \frac{B}{L}$	$k_{c,B/L} = k_{c,B/L=1}$

Tableau 14 : Étapes de calcul pour la détermination du facteur de portance pénétrométrique



2.4 - Calcul du coefficient de réduction de portance lié à l'excentrement du chargement

La présence d'un excentrement peut entraîner un soulèvement ou une décompression de la semelle induisant une réduction de la surface effective de transmission des efforts, d'où l'introduction d'un coefficient de réduction i_e sur la surface de la semelle.

Le calcul de l'excentrement est décrit au paragraphe 1.1 du présent chapitre.

Le coefficient de réduction se calcule en fonction de la forme de la semelle, à l'aide des formules données dans le Tableau 15.

Semelle filante de largeur B	Semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L	Semelle circulaire de diamètre B
$i_e = \left(1 - 2\frac{e}{B}\right)$	$i_e = \left(1 - 2\frac{e_B}{B}\right)\left(1 - 2\frac{e_L}{L}\right)$	$i_e = \left(2\frac{\arccos\left(\frac{e}{R}\right)}{\pi} - \frac{2e}{\pi R}\sqrt{1 - \left(\frac{e}{R}\right)^2}\right)$
$A = LB$	$A = LB$	$A = \pi R^2$

Tableau 15 : Calcul du coefficient lié à l'excentrement i_e en fonction de la forme de la semelle [Annexe Q]

La surface effective de la semelle A' , utilisée pour les vérifications en portance de la fondation est donnée par la formule suivante :

$$A' = A \cdot i_e$$

2.5 - Calcul des coefficients i_δ et i_β

2.5.1 - Préambule au calcul des coefficients de réduction de la portance

Le calcul des coefficients i_δ et i_β est indépendant des essais *in situ* utilisés (méthode pressiométrique ou pénétrométrique) pour déterminer q_{net} . Le coefficient i_δ traduit la prise en compte d'une éventuelle inclinaison du chargement considéré tandis que le coefficient i_β permet de prendre en compte l'effet d'un éventuel talus à proximité de la fondation. En l'absence d'inclinaison ou de talus (ou pour un talus situé à une distance supérieure à $d = 8B$ - cf. Figure 9), on a respectivement $i_\delta = 1$ ou $i_\beta = 1$.

Le Tableau 18 résume les différents cas possibles et donne les expressions de q_{net} correspondantes.

2.5.2 - Calcul du coefficient i_δ

La valeur de calcul de l'inclinaison du chargement par rapport à la verticale se calcule ainsi :

$$\delta_d = \arctan\left(\frac{H_d}{V_d}\right) \quad [D.2.4 (1)]$$

Avec

H_d : valeur de calcul de la composante horizontale des efforts ;

V_d : valeur de calcul de la composante verticale des efforts.

i_δ est le coefficient de réduction de portance lié à l'inclinaison du chargement, il vaut 1,0 si la charge est verticale ($H_d = 0$). Sinon, il se calcule selon la nature du sol sous la fondation de la manière décrite dans le Tableau 16. Les abaques de l'Annexe B permettent aussi de déterminer i_δ à partir des différents paramètres de sol et de la fondation.



Sol cohérent* ($\varphi = 0$ et $c > 0$)		$i_{\delta,c} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2$ [Formule D.2.4.1]
Sol frottant ($\varphi' > 0$ et $c' = 0$)	pour $\delta_d < \frac{\pi}{4}$	$i_{\delta,f} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-\frac{D_e}{B}}$ [Formule D.2.4.2]
	pour $\delta_d \geq \frac{\pi}{4}$	$i_{\delta,f} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 e^{-\frac{D_e}{B}}$ [Formule D.2.4.3]
Sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0$ et $c' > 0$)		$i_{\delta,cf} = i_{\delta,f} + (i_{\delta,c} - i_{\delta,f}) \left(1 - e^{-\frac{-\alpha c'}{\gamma' B \tan(\varphi')}}\right)$ avec $\alpha = 0,6$ [Formule D.2.4.4]
Soit après développement	pour $\delta_d < \frac{\pi}{4}$	$i_{\delta,cf} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-\left(\frac{D_e}{B} + \frac{\alpha c'}{\gamma' B \tan(\varphi')}\right)}$
	pour $\delta_d \geq \frac{\pi}{4}$	$i_{\delta,cf} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 \cdot \left(1 - e^{-\left(\frac{D_e}{B} + \frac{\alpha c'}{\gamma' B \tan(\varphi')}\right)}\right)$
* Cette relation suppose que la cohésion du sol est pérenne. Cette formule sera donc principalement utilisée pour la justification d'ouvrages pour des situations de calculs transitoires. [D.2.4 (2) NOTE 1]		

Tableau 16 : Évaluation du coefficient de portance i_δ lié à l'inclinaison de la charge selon la nature frottante ou cohérente du sol sous la semelle

Les paramètres γ' (poids volumique effectif du sol) en présence d'eau ou γ (poids volumique du sol) sinon, φ' (angle de frottement effectif) et c' (cohésion effective), sont déterminés en calculant la moyenne des valeurs des différents sols présents sur la profondeur h_i à partir de la base de la semelle.

L'angle δ_d est toujours positif (en valeur absolue), ce qui signifie que les charges verticales et horizontales doivent toujours être comptées positivement.

Les angles δ_d et φ' sont exprimés en radians dans les formules.

De manière générale, la valeur du coefficient réducteur i_δ est assez similaire pour les sols purement frottants et les sols frottants et cohérents : le caractère frottant du sol a donc une plus grande influence sur le phénomène de réduction de la portance liée à l'inclinaison du chargement par rapport au caractère cohérent. Enfin, les tendances suivantes sont observées sur la valeur de i_δ pour les sols frottants et cohérents :

- l'influence du poids volumique du sol est faible ; toutefois, si γ' ou γ augmente, la valeur de i_δ diminue ;
- si l'angle de frottement interne du sol φ' augmente, la valeur de i_δ se rapproche de la valeur pour les sols purement frottants (l'influence de la cohésion diminue) ;
- si la valeur de la cohésion effective c' augmente, la valeur de i_δ augmente pour les sols cohérents et frottants tout en restant plus proche de la valeur pour des sols purement frottants que de celle des sols purement cohérents ;
- si la valeur de l'encastrement équivalent D_e augmente, la valeur de i_δ pour les sols frottants et cohérents augmente.

Dans le cas où les effets de l'excentrement et de l'inclinaison sont antagonistes⁽³²⁾ (cf. Tableau 18) la prise en compte du terme i_δ est trop pessimiste. Il convient de procéder à une étude spécifique (possible avec un logiciel de calcul numérique par exemple) pour ne pas sur-dimensionner l'ouvrage.

(32) Dans ce cas, l'inclinaison et l'excentrement ont respectivement un effet favorable ou défavorable sur les efforts transmis à la base de la semelle.



2.5.3 - Calcul du coefficient i_β

i_β est le coefficient de réduction de portance lié à la proximité d'un talus de pente β , il vaut 1 si la fondation est suffisamment éloignée du talus ($d > 8B$).

d : distance horizontale de l'angle inférieur de la semelle au talus ;

β : inclinaison du talus (Figure 9).

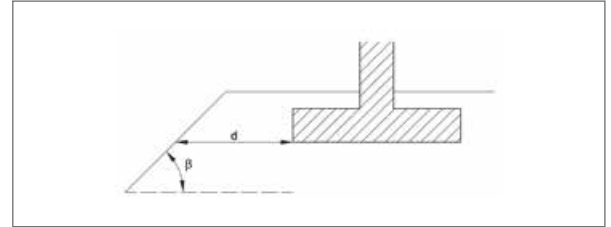


Figure 9 : Paramètres géométriques pour le calcul de i_β lié à la présence d'un talus

Le coefficient i_β se calcule de la manière décrite dans le Tableau 17 (seulement pour un angle du talus d'inclinaison inférieur⁽³³⁾ à 45°). Les abaques de l'Annexe C permettent aussi de déterminer i_β à partir des différents paramètres de sol et de la fondation.

Sol cohérent* ($\varphi = 0$ et $c > 0$)	pour $d < 8B$ et $\beta < \frac{\pi}{4}$	$i_{\beta,c} = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2$ [Formule D.2.5.1]
Sol frottant** ($\varphi' > 0$ et $c' = 0$)	pour $d + \frac{D_e}{\tan\beta} < 8B$ et $\beta < \frac{\pi}{4}$	$i_{\beta,f} = 1 - 0,9(\tan\beta)(2 - \tan\beta) \left(1 - \frac{d + \frac{D_e}{\tan\beta}}{8B}\right)^2$ [Formule D.2.5.2]
Sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0$ et $c' > 0$)		$i_{\beta,cf} = i_{\beta,f} + (i_{\beta,c} - i_{\beta,f}) \left(1 - e^{\frac{-\alpha c'}{\gamma' B \tan(\varphi')}}\right)$ avec $\alpha = 0,6$ [Formule D.2.5.3]
* Cette relation suppose que la cohésion du sol est pérenne. Cette formule sera donc principalement utilisée pour la justification d'ouvrages pour des situations de calculs transitoires. [D.2.5 (3) NOTE 1]		
** Pour les cas où $d + \frac{D_e}{\tan\beta} > 8B$ alors i_β vaut 1 pour les sols frottants.		

Tableau 17 : Évaluation du coefficient de portance i_β lié à la présence d'un talus

Les paramètres γ' (poids volumique effectif du sol) en présence d'eau ou γ (poids volumique du sol) sinon, φ' (angle de frottement effectif) et c' (cohésion effective), sont déterminés en calculant la moyenne sur la profondeur h_f (donc à partir de la base de la semelle).

Les angles β et φ' sont exprimés en radians dans les formules.

De manière générale, la valeur du coefficient réducteur i_β est assez similaire pour les sols purement frottants et les sols frottants et cohérents : le caractère frottant du sol a donc une plus grande influence sur le phénomène de réduction de la portance liée à la proximité d'un talus par rapport au caractère cohérent. Enfin, les tendances suivantes sont observées sur la valeur de i_β pour les sols frottants et cohérents :

- l'influence du poids volumique du sol est faible ; toutefois, si γ' ou γ augmente, la valeur de i_β diminue ;
- si l'angle de frottement interne du sol φ' augmente, la valeur de i_β se rapproche de la valeur pour les sols purement frottants (l'influence de la cohésion diminue) ;
- si la valeur de la cohésion effective c' augmente, la valeur de i_β augmente pour les sols cohérents et frottants tout en restant plus proche de la valeur pour des sols purement frottants que de celle des sols purement cohérents ;
- si la valeur de l'encastrement équivalent D_e augmente, la valeur de i_β pour les sols frottants et cohérents augmente.

(33) Les essais en centrifugeuse permettant de déterminer les valeurs du coefficient de réduction de la portance liée à la présence d'un talus ont en effet été menés pour des angles de talus inférieurs à 45°.



2.5.4 - Cumul des coefficients i_β et i_δ

Dans le cas de la prise en compte simultanée d'une inclinaison de la charge et de la présence d'un talus, deux cas sont possibles :

- l'inclinaison du chargement est dirigée vers l'extérieur du talus :

$$q_{net} = k_p p_{le} i_\beta i_\delta \quad \text{ou} \quad q_{net} = k_c q_{ce} i_\beta i_\delta ;$$

- l'inclinaison du chargement est dirigée vers l'intérieur du talus⁽³⁴⁾ et l'expression simplifiée suivante peut être utilisée :

$$q_{net} = k_p p_{le} i_{\delta\beta} \quad \text{ou} \quad q_{net} = k_c q_{ce} i_{\delta\beta} \quad \text{avec} \quad i_{\delta\beta} = \min\left(\frac{i_\beta}{i_\delta}; i_\delta\right) \quad [\text{Formule D.2.6.1}]$$

On rappelle que dans le cas où les effets de l'excentrement et de l'inclinaison sont antagonistes, la prise en compte de i_δ est trop pessimiste car l'influence de l'inclinaison devient vite négligeable par rapport à celle liée à l'excentrement. Il convient de procéder à une étude spécifique pour déterminer le coefficient de réduction global⁽³⁵⁾ afin d'optimiser le dimensionnement de l'ouvrage. Dans le cas de petits ouvrages, cette étude n'est pas indispensable, il faut juste garder en mémoire qu'ils ne seront pas optimisés sur ce point.

Le Tableau 18 récapitule, pour chacune des situations possibles, les formules de q_{net} à utiliser dans le cas de la méthode pressiométrique (pour la méthode pénétrométrique, la démarche est similaire en remplaçant dans les formules k_p par k_c et p_{le} par q_{ce}).

(34) Les effets du talus et de l'inclinaison sont antagonistes. Il convient alors de remplacer le produit $i_\beta \times i_\delta$ par le coefficient $i_{\delta\beta}$.

(35) Ces études spécifiques peuvent être constituées de calculs numériques basés sur des méthodes aux éléments finis, différences finies ou assimilées.



		Charge verticale		Charge inclinée	
		Centrée	Excentrée	Centrée	Excentrée
Inclinaison du chargement		Centrée	Excentrée	Centrée	Excentrée
		Vers l'extérieur du talus	Vers l'intérieur du talus	Inclinaison et excentrement non antagonistes	Inclinaison et excentrement antagonistes
Talus (à $d < 8 B$ et/ou $d + D_e / \tan \beta < 8 B$)	Vers l'extérieur du talus	 $q_{net} = k_p \rho_{le} i_\beta$	 ou $q_{net} = k_p \rho_{le} i_\beta$	 $q_{net} = k_p \rho_{le} i_\beta i_s$	 $q_{net} = k_p \rho_{le} i_\beta i_s$ avec $i_\beta = \min\left(\frac{i_\beta}{i_s}, i_s\right)$
	Vers l'intérieur du talus	 $q_{net} = k_p \rho_{le} i_\beta$	 $q_{net} = k_p \rho_{le} i_\beta$	 $q_{net} = k_p \rho_{le} i_\beta i_s$	 $q_{net} = k_p \rho_{le} i_\beta i_s$ avec $i_\beta = \min\left(\frac{i_\beta}{i_s}, i_s\right)$
Sans talus ou avec talus à $d > 8 B$ et/ou $d + D_e / \tan \beta > 8 B$		 $q_{net} = k_p \rho_{le}$	 $q_{net} = k_p \rho_{le}$	 $q_{net} = k_p \rho_{le} i_s$	 $q_{net} = k_p \rho_{le} i_s$

Tableau 18 : Expression de q_{net}



3 - Vérification de la capacité portante

Une fois la contrainte q_{net} calculée, il est possible de procéder aux vérifications de capacité portante du sol.

Il faut vérifier pour tous les cas de charges et de combinaisons d'actions, l'inégalité suivante :

$$V_d - R_0 \leq R_{v,d} \quad [Formules 9.1.1 \text{ et } 13.4.1]$$

Avec

V_d : valeur de calcul de la charge verticale transmise par la fondation en ne tenant pas compte de la poussée d'Archimède⁽³⁶⁾ ;

$R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;

R_0 : valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation située sous le niveau du terrain après travaux et des sols compris entre cette fondation et le niveau du terrain après travaux :

$$R_0 = A \cdot q_0 \quad [Formule 9.1.2]$$

Avec

q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin de travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci (Figure 10).

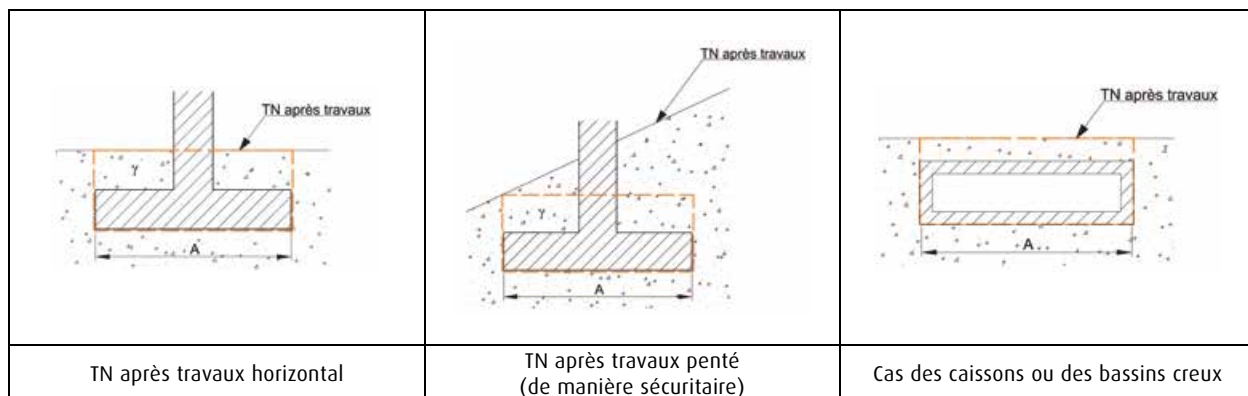


Figure 10 : Représentation possible du poids du volume de sol R_0

La résistance ultime du terrain se calcule ainsi :

$$R_{v,d} = \frac{R_{v,k}}{\gamma_{R,v}} = \frac{A' q_{net}}{\gamma_{R,v} \gamma_{R,d,v}} = \frac{A i_e q_{net}}{\gamma_{R,v} \gamma_{R,d,v}} \quad [Formules 9.1.3, 9.1.4, 13.4.2 \text{ et } 13.4.3]$$

Avec

$R_{v,k}$: valeur caractéristique de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle ;

$\gamma_{R,v}$: facteur partiel de résistance à la portance spécifié dans le Tableau 19 ;

$\gamma_{R,d,v}$: coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée, commun aux différents états limites ;

A' : surface effective de la fondation superficielle donnée dans le Tableau 15 [Annexe Q] ;

i_e : coefficient de réduction de la portance lié à l'excentrement du chargement (cf. paragraphe 2.4 du présent chapitre) ;

A : surface de la semelle.

(36) La poussée d'Archimède n'est pas prise en compte, ce qui explique la présence de q'_0 dans les calculs du Fascicule 62 Titre V auparavant.



En conclusion, il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d \leq Aq_0 + \frac{A_i e q_{net}}{\gamma_{R,v} \gamma_{R,d,v}}$$

Le coefficient de modèle⁽³⁷⁾ $\gamma_{R,d,v}$ a pour valeur 1,2 lorsque l'on utilise les méthodes pressiométrique ou pénétrométrique [D.1 (2) et E.1(2)].

Concernant la méthode de calcul de q_{net} à partir de la résistance au cisaillement du sol, les valeurs des coefficients de méthode se trouvent en annexe F.1 de la norme NF P94-261.

Les valeurs du facteur partiel sur les résistances pour l'état limite de portance $\gamma_{R,v}$ sont données dans le Tableau 19.

	ELS quasi-permanents [13.4]	ELS caractéristiques [13.4]	ELU durables et transitoires [9.1 (3)]	ELU accidentels [9.7]
$\gamma_{R,v}$	2,3	2,3	1,4	1,2

Tableau 19 : Valeur du facteur partiel de résistance à la portance en fonction des états limites

(37) La valeur du coefficient $\gamma_{R,d,v}$ est déterminée à partir de l'exploitation d'une base d'essais de chargement de fondations superficielles. [9.1 (3) NOTE 2]

Chapitre 4

Glissement

1 - Généralités

Afin de s'assurer de la résistance au glissement d'une semelle subissant des efforts horizontaux, il convient de vérifier le non glissement pour les ELU fondamentaux, accidentels et sismiques. Ce chapitre ne concerne cependant que les ELU fondamentaux et accidentels ; les vérifications sismiques sont à mener selon l'Eurocode 8 (cf. paragraphe 5 du chapitre 1 du présent guide).

Le logigramme de synthèse 6 en Annexe A résume les démarches de vérification de la résistance au glissement.

2 - Vérification du non glissement

À l'ELU, pour les situations durables et transitoires et pour les situations accidentelles⁽³⁸⁾, on doit vérifier que l'inégalité suivante est satisfaite, pour tous les cas de charge et de combinaisons d'actions :

$$H_d \leq R_{h,d} + R_{p,d} \quad [\text{Formule 10.1.1}]$$

Avec, sur la Figure 11 qui illustre un exemple des composantes des résistances au glissement :

- H_d : valeur de calcul de la composante horizontale (ou parallèle à la fondation) de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;
- $R_{p,d}$: valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d dont la méthode de calcul est donnée dans le paragraphe 2.3 du présent chapitre ;
- $R_{h,d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain dont la méthode de calcul est donnée dans les paragraphes 2.1 et 2.2 du présent chapitre.

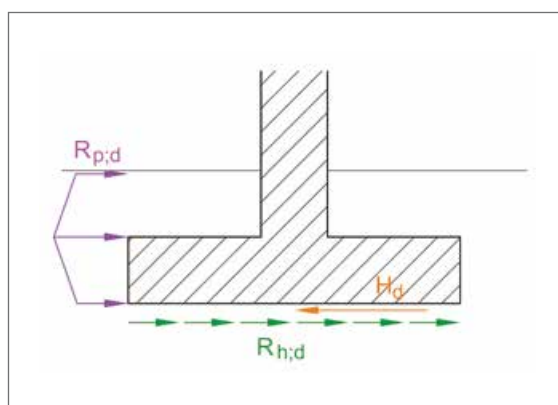


Figure 11 : Illustration des composantes des résistances au glissement

(38) Ce format de vérification est aussi valable pour les situations sismiques. Le lecteur est invité à se reporter au paragraphe 5 du chapitre 1 du présent guide pour plus de précisions.



Dans tous les cas, les propriétés de résistance au cisaillement (φ' , c' ou c_u) sont obtenues en combinant les possibilités suivantes [10.2] :

- soit obtenues à partir d'essais en laboratoire sur des échantillons de classe de qualité de prélèvement⁽³⁹⁾ 1 et en tenant compte des indications de l'annexe K de la norme NF P94-261 ;
- soit retenues sur la base d'expériences comparables ou déduites de corrélations validées.

2.1 - Calcul de $R_{h;d}$ en conditions non drainées

En conditions non drainées ($c_u > 0$ et $\varphi_u \approx 0$ – sols cohérents), il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement du terrain $R_{h;d}$ à partir de l'expression suivante :

$$R_{h;d} = \min \left(\frac{1}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R;d,h}} (A' c_{u,k}), 0,4 \cdot V_d \right) \quad [\text{Formule 10.1.3}]$$

Avec

A' : surface effective de la fondation superficielle donnée dans le Tableau 15 [Annexe Q] ;

$R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance ultime par glissement ;

V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain, calculée pour chaque situation de calcul fournissant la valeur de la composante H_d ;

$\gamma_{R,h}$: facteur partiel pour la résistance au glissement, sa valeur est donnée dans le Tableau 20 suivant l'état limite ultime considéré ;

$\gamma_{R;d,h}$: coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 1,1 ;

$c_{u,k}$: valeur caractéristique de la cohésion non drainée du terrain d'assise de fondation.

	$\gamma_{R,h}$
ELU Fondamentaux (situations durables et transitoires)	1,1
ELU Accidentels	1,0

Tableau 20 : Valeur du facteur partiel de résistance au glissement en fonction des états limites ultimes

2.2 - Calcul de $R_{h;d}$ en conditions drainées

En conditions drainées ($\varphi' > 0$ – sols frottants), il convient de déterminer la valeur de calcul de la résistance ultime au glissement du terrain $R_{h;d}$ à partir de l'expression suivante :

$$R_{h;d} = \frac{V_d \cdot \tan \delta_{a;k}}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R;d,h}} \quad [\text{Formule 10.1.4}]$$

Avec

$R_{h;d}$: valeur de calcul de la résistance ultime par glissement ;

V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain, calculée pour chaque situation de calcul fournissant la valeur de la composante H_d ;

$\gamma_{R,h}$: facteur partiel pour la résistance au glissement, sa valeur est donnée dans le Tableau 20 suivant l'ELU considéré ;

$\gamma_{R;d,h}$: coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement, sa valeur est égale à 1,1 ;

$\delta_{a;k}$ est la valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain (dans le cas de l'approche 2, $\delta_{a;k} = \delta_{a;d}$) :

- pour les fondations coulées en place, $\delta_{a;d}$ peut être égale à la valeur de calcul de l'angle de frottement à l'état critique φ'_{crit} ;

- pour les fondations préfabriquées lisses, $\delta_{a;d}$ peut être égale à $\frac{2}{3} \varphi'_{crit}$.

(39) Les classes de qualité des prélèvements sont décrites dans l'article 3.4.1 de la norme NF EN 1997-2.



En conditions drainées, la cohésion effective c' est négligée⁽⁴⁰⁾.

2.3 - Calcul de $R_{p;d}$

Pour mémoire, la butée dans le cas de la vérification de non glissement est favorable.

La mobilisation de la butée se fait par la mobilisation d'une loi de réaction frontale. De plus, à proximité de la surface, la mobilisation de la réaction frontale est très limitée. Tous ces éléments entraînent une valeur de la butée mobilisée souvent très faible et donc négligeable.

La résistance frontale ou tangentielle $R_{p;d}$ n'est mobilisée que si les déplacements de la semelle sont suffisants et donc compatibles avec les déplacements de la structure portée. De plus, l'épaisseur de terrain sur laquelle cette résistance est mobilisable est difficilement estimable et n'est pas nécessairement constante au cours de la vie de l'ouvrage.

Ainsi, la valeur de la résistance frontale $R_{p;d}$ (qui est évidemment favorable) n'est généralement pas prise en compte.

Dans les rares situations où ce n'est pas le cas, il convient de diminuer le niveau de terrain d'une quantité Δa par rapport à la valeur nominale de celui-ci [5.2.2 (5) et (6)] :

- pour les situations en cours de construction, lorsque les fondations sont coulées à pleine fouille, Δa est pris égal à zéro pour tenir compte d'une butée sur toute l'épaisseur de la semelle. Dans le cas contraire, Δa est pris égal à la hauteur d'encastrement D_e ;
- pour les situations en cours d'exploitation, Δa est pris égal à zéro sauf s'il est prévu de réaliser des excavations.

Le cas échéant, $R_{p;d}$ doit être déterminée à partir de la relation suivante :

$$R_{p;d} = \frac{R_{p;k}}{\gamma_{R,e}} \quad [\text{Formule 10.1.2}]$$

$\gamma_{R,e}$ est le facteur partiel dépendant du type de réaction mobilisée devant la semelle et du type d'état limite ultime. Sa valeur est donnée dans le Tableau 21.

	$\gamma_{R,e}$	
	Réaction frontale	Réaction tangentielle
ELU Fondamentaux (situations durables et transitoires)	1,4	1,1
ELU Accidentels	1,1	1,0

Tableau 21 : Valeur du facteur partiel de la résistance frontale ou tangentielle en fonction des états limites ultimes

$R_{p;k}$ est la valeur caractéristique de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation vis-à-vis de l'effet de la composante horizontale H_d .

Il est possible de la calculer comme une butée ou par des modèles plus complexes permettant son estimation décrits dans l'annexe P de la norme NF P94-261.

(40) Cette pratique est différente de celle issue du fascicule 62 Titre V du CCTG. A noter qu'avec le DTU 13.12, la cohésion effective c' n'était déjà pas prise en compte dans des conditions drainées.



Chapitre 5

Tassement

1 - Introduction

Ce chapitre explicite les annexes H, I et J de la norme NF P94-261 concernant l'estimation des tassements d'une fondation superficielle. Les trois sous-chapitres développeront successivement l'estimation des tassements à partir d'essais pressiométriques Ménard, d'essais au pénétromètre statique à pointe mécanique avec cône à jupe et des paramètres de déformation du sol.

Les valeurs obtenues des tassements pourront être comparées à des valeurs seuil des rotations admissibles⁽⁴¹⁾ définies en fonction de la sensibilité de la structure portée. Des indications de ces valeurs sont données en annexe L de la norme NF P94-261, dans l'Eurocode 7 ainsi que dans la clause 2.6 (2) et l'article 7.4.1 de la norme NF EN 1992-1-1.

On trouvera dans ce chapitre un récapitulatif des différentes méthodes et de leurs limites. Le Tableau 22 récapitule les différentes méthodes permettant d'évaluer les tassements d'une fondation superficielle en fonction des moyens à mettre en œuvre.

⁽⁴¹⁾ Ces valeurs seuils sont généralement comprises entre 1/2000 et 1/300 pour les ELS [L.3 (2)].



Type de méthode	Essai préalable à réaliser	Données d'entrée	Type de semelle	Référence et renvois
Méthode pressiométrique	Essai pressiomètre Ménard	E_M, ρ_1^*, B, L	Semelle rigide	[Annexe H] (paragraphe 2 du présent chapitre)
Méthode pénétrométrique	Essai pénétromètre statique à cône avec jupe	q_c, k, B, L	Semelle rigide	[Annexe I] (paragraphe 3 du présent chapitre)
Méthode d'intégration des tranches	Essai œdométrique Essai triaxial Corrélation d'essai au pénétromètre Corrélation d'essai au pressiomètre	$e_0, \sigma'_{v0}, \sigma'_p, C_c, C_s$ ou E_M, I_z ou q_c	Tout type de semelle	[Annexe J.4.1 et J.2.2 ou J.2.1] (paragraphe 4.4 du présent chapitre)
Méthode œdométrique	Essai œdométrique	$e_0, \sigma'_{v0}, \sigma'_p, C_c, C_s$	Tout type de semelle	[Annexe J.4.2] (paragraphe 4.4.2 du présent chapitre)
Méthode élastique - Assimilation du sol à un milieu élastique linéaire isotrope	Essai triaxial Corrélation à partir d'un essai œdométrique Corrélation d'essai au pénétromètre statique ou dynamique Corrélation d'essai au pressiomètre	E_y, ν, B, L	Tout type de semelle isolée	[Annexe J.3.1] (paragraphe 4.3 du présent chapitre)
Méthode de la raideur*	Essai triaxial sur chaque couche	E_y, ν, B, L	Semelle rigide	[Annexe J.3.2] (non décrite dans ce guide)
Calcul par éléments finis	Essai <i>in situ</i>	$\phi', c', \nu, E_y, K_0, \sigma'_{v0}$	Tout type de semelle	[Annexe J.3.1 (3) NOTE 3] (non décrite dans ce guide)

* Méthode issue des travaux de Gazetas sur l'impédance mécanique.

Tableau 22 : Méthodes permettant d'évaluer les tassements d'une fondation superficielle en fonction des moyens à mettre en œuvre

2 - Estimation des tassements à partir des modules pressiométriques de Ménard

2.1 - Introduction et limites de la méthode

Cette méthode utilise les valeurs des modules E_M déduites des essais au pressiomètre Ménard réalisés conformément à la norme NF P94-110-1 et non des modules d'Young E_y [H.1]. Ces méthodes sont décrites au paragraphe 4 du présent chapitre.

Cette méthode s'applique pour des fondations à géométrie simple reposant sur un sol de surface horizontale dont le comportement ne relève pas de la mécanique des roches. Elle permet d'estimer le tassement final vertical d'une fondation superficielle isolée, supposée rigide en considérant l'amortissement des contraintes avec la profondeur au droit de la fondation et en additionnant le tassement du terrain dû aux déformations de cisaillement du terrain avec le tassement dû aux déformations volumiques. Elle n'est pas valable pour des chargements trop faibles et ne permet pas d'intégrer l'influence des ouvrages voisins.

Le logigramme de synthèse 7 en Annexe A résume les démarches d'estimation des tassements à partir des modules pressiométriques Ménard.



2.2 - Cas d'un sol hétérogène

2.2.1 - Formule générale

Dans le cas d'un sol hétérogène, les tassements sphériques (déformations volumiques) et déviatoriques (déformations de cisaillement) se calculent selon les expressions suivantes [H.2.1.2] :

$$s_f = s_c + s_d \quad [\text{Formule H.2.1.1.1}]$$

$$\text{avec } s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \text{ et } s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad [\text{Formule H.2.1.2.1 et H.2.1.2.2}]$$

Avec

E_c : module pressiométrique Ménard équivalent dans la zone où les déformations volumiques sont les plus importantes (de 0 à $B/2$) ;

E_d : module pressiométrique Ménard équivalent dans la zone où les déformations de cisaillement sont les plus importantes (de 0 à $8B$) ;

q' : contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective au niveau de la fondation avant travaux ;

B_0 : largeur de référence de valeur 0,6 m ;

α : coefficient rhéologique représentatif du sol (cf. Tableau 23 et Tableau 24) ;

λ_c, λ_d : coefficients de forme (cf. Tableau 25).

Si la nappe conserve la même position avant et après travaux, il est indifféremment possible d'utiliser le terme $(q - \sigma_{v0})$ à la place de $(q' - \sigma'_{v0})$.

	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	α	E_M / p_l	α	E_M / p_l	α	E_M / p_l	α	E_M / p_l	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	-	-

Tableau 23 : Coefficients rhéologiques des sols⁽⁴²⁾ [Tableau H.2.1.1.1]

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normalement fracturé	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

Tableau 24 : Coefficients rhéologiques applicables aux rochers [Tableau H.2.1.1.2]

(42) Le tableau H.2.1.1.1 de la norme dans sa version de juin 2013 est erroné. Le Tableau 23 présenté ici inclut les corrections.



L/B	Cercle	Carré	2	3	5	≥ 20
λ_c	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau 25 : Coefficients de forme⁽⁴³⁾ [Tableau H.2.1.1.3]

2.2.2 - Calcul des modules

E_c est égal à la valeur moyenne harmonique⁽⁴⁴⁾ des modules pressiométriques Ménard mesurés dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située immédiatement sous la fondation.

$$E_c = E_1 \text{ [Formule H.2.1.2.3]}$$

Dans le cas de substitutions sous la fondation, il conviendra d'inclure cette substitution dans le calcul des modules équivalents via le module E_M du sol de substitution.

Le calcul du module pressiométrique équivalent E_d se décompose selon plusieurs étapes.

Un découpage de la couche d'épaisseur $8B$ sous la semelle est réalisé en 16 sous-couches d'épaisseur $B/2$ avec chacune une valeur E_i (i allant de 1 à 16). Le calcul de E_i résulte de la moyenne harmonique des modules pressiométriques situés dans la couche i d'épaisseur $B/2$.

Le module E_d est ensuite déduit des modules équivalents E_{ij} issus du découpage du sol en tranches horizontales d'épaisseur $B/2$ (Figure 12) selon la formule :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,1}{E_{6,8}} + \frac{0,1}{E_{9,16}} \text{ [Formule H.2.1.2.4]}$$

$$\text{avec } \frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

$$\frac{3}{E_{6,8}} = \frac{1}{E_6} + \frac{1}{E_7} + \frac{1}{E_8}$$

$$\frac{8}{E_{9,16}} = \frac{1}{E_9} + \frac{1}{E_{10}} + \dots + \frac{1}{E_{16}}$$

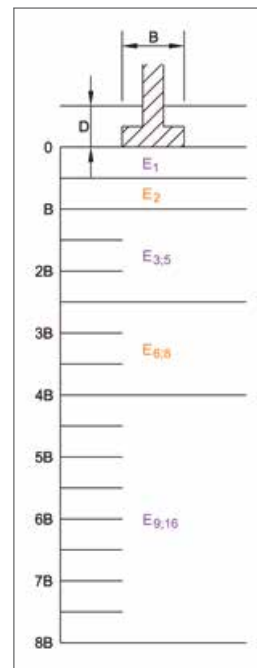


Figure 12 : Découpage du sol en tranches horizontales d'épaisseur $B/2$

(43) Une interpolation est possible entre les valeurs données des coefficients de forme pour des valeurs L/B données.

(44) La moyenne harmonique des valeurs X_1 à X_n est de la forme : $Moyenne(X) = \frac{n}{\frac{1}{X_1} + \frac{1}{X_2} + \dots + \frac{1}{X_n}}$



On pourra noter que la formule pour le calcul de E_d est légèrement modifiée par rapport aux anciennes règles de calcul (fascicule 62 Titre V du CCTG). En effet, la somme des différentes contributions vaut toujours 1 dans le cadre de la norme NF P94-261 alors qu'elle était légèrement inférieure à 1 dans le fascicule 62 titre V du CCTG⁽⁴⁵⁾.

Dans le cas où les valeurs E_9 à E_{16} ne sont pas connues mais que l'on peut considérer que $E_{9,16} \geq E_{6,8}$ sur la base d'une connaissance géologique et géotechnique du site suffisante, E_d s'obtient selon la formule :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,2}{E_{6,8}} \quad [\text{Formule H.2.1.2.6}]$$

Dans le cas où les valeurs E_6 à E_{16} ne sont pas connues mais que l'on peut considérer que $E_{9,16} \geq E_{6,8} \geq E_{3,5}$ sur la base d'une connaissance géologique et géotechnique du site suffisante, E_d s'obtient selon la formule :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,45}{E_{3,5}} \quad [\text{Formule H.2.1.2.7}]$$

Cela revient donc à considérer de manière défavorable les valeurs des modules situés au-delà des reconnaissances et à considérer que la géologie sous-jacente est plus raide (puisque les formules proposées reviennent à faire l'hypothèse que $E_{9,16} = E_{6,8}$ et $E_{6,8} = E_{3,5}$).

2.3 - Cas d'un sol homogène

Dans le cas d'un sol homogène sur une épaisseur au moins égale à $8B$, le tassement final s_f résulte de l'addition du tassement sphérique s_c lié aux déformations volumétriques du sol, avec le tassement déviatorique s_d lié aux déformations par cisaillement [H.2.1.1]. Il s'agit d'un cas particulier de la méthode de calcul des tassements pour un sol hétérogène puisque l'on a $E_i = E_M$ pour i allant de 1 à 16, d'où $E_c = E_d = E_M$.

$$s_f = s_c + s_d \quad [\text{Formule H.2.1.1.1}]$$

$$\text{avec } s_c = \frac{\alpha}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \quad \text{et} \quad s_d = \frac{\alpha}{9E_M} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_d B \quad [\text{Formule H.2.1.1.2 et H.2.1.1.3}]$$

Avec

E_M : module pressiométrique ;

q' : contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective au niveau de la fondation avant travaux ;

B_0 : largeur de référence de valeur 0,6 m ;

α : coefficient rhéologique moyen du sol (cf. Tableau 23 et Tableau 24) ;

λ_c, λ_d : coefficients de forme (cf. Tableau 25).

Si la nappe conserve la même position avant et après travaux, il est indifféremment possible d'utiliser le terme $(q - \sigma_{v0})$ à la place de $(q' - \sigma'_{v0})$.

2.4 - Cas d'une couche molle intercalaire

Le cas d'un fort contraste de module entre le « sol moyen » sous la semelle et une couche d'épaisseur réduite plus médiocre n'est pas correctement pris en compte par la méthode qui sous-estime alors son influence. Il est donc nécessaire de faire intervenir le calcul d'un tassement supplémentaire qui s'ajoute au tassement calculé en l'absence de cette couche molle (module remplacé par un module du même ordre que celui au-dessus et au-dessous).

(45) Pour cela, seule la contribution de E_2 a été modifiée : elle valait $1 / (0,85 \times 0,4)$ soit 0,294 et elle vaut à présent 0,3 dans la norme NF P94-261.



Si une couche molle intercalaire d'épaisseur H , se situe à une profondeur supérieure à B sous la fondation, alors la démarche de calcul consiste à calculer, dans un premier temps, le tassement selon les formules présentées préalablement (obtention du tassement s) en faisant une hypothèse sur la valeur du module E_i dans la ou les couches concernées par la couche molle (proche des valeurs de E_i des couches sous et sus jacentes). Dans un second temps, le supplément de tassement s_m dû à la présence de la couche molle est calculé en considérant la valeur du module E_m réellement mesuré dans cette couche molle.

Le calcul du tassement final peut alors être estimé selon les formules suivantes :

$$s_f = s + s_m \text{ [Formule H.2.1.3.1]}$$

$$\text{avec } s = s_c(E_c) + s_d(E'_d) \text{ et } s = s_c(E_c) + s_d(E'_d) \text{ [Formule H.2.1.3.2 et H.2.1.3.3]}$$

Avec

s_m : supplément de tassement dû à la couche molle ;

E'_d : module déviatorique sans prise en compte de la couche molle (il s'agit de remplacer les modules E_M de la couche molle par des modules E_M' du même ordre de grandeur que ceux des couches plus dures situées de part et d'autre) ;

E_m : module pressiométrique moyen de la couche molle ;

α_m : coefficient rhéologique de la couche molle ;

Δq_m : valeur de la surcharge au niveau de la couche molle estimée en tenant compte de la diffusion des contraintes grâce notamment aux formules de dispersion de la charge I_z de la théorie de Boussinesq.

2.5 - Calcul du module de réaction vertical

Cette méthode⁽⁴⁶⁾ permet de déterminer un module de réaction vertical pour évaluer la répartition des sollicitations sous la fondation.

2.5.1 - Principe et limites d'utilisation

La méthode se base sur le principe simplifié qu'en tout point, la relation entre le déplacement vertical y de la semelle et la pression exercée par le sol en réaction à ce déplacement p est linéaire : $p = k \cdot y$. Le coefficient de cette relation, le module de réaction vertical k , est alors estimé à partir des essais pressiométriques.

Le tassement de la fondation s sous une contrainte moyenne q est alors obtenu par la relation suivante :

$$k = \frac{q}{s}$$

Cette méthode présente cependant plusieurs limites et conditions d'utilisation :

- les déplacements ainsi obtenus sont peu représentatifs des déplacements réels ;
- la rigidité de flexion de la semelle dans le sens de la largeur B doit être suffisante (méthode non utilisable pour les grands radiers), ce qui peut se vérifier par la relation suivante :

$$B \leq 2 \cdot L_0$$

Avec

L_0 : longueur de transfert déterminée par $L_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_y I}{k \cdot B}}$ où E_y est le module d'Young pour une durée d'application des charges homogène à celle du coefficient k et I est l'inertie de la section de la semelle.

(46) La méthode présentée dans ce paragraphe est celle décrite dans l'annexe F.3 du fascicule 62 - Titre V du CCTG, désormais abrogé.



2.5.2 - Calcul du module de réaction vertical

Le Tableau 26 donne les formules usuelles du calcul du module de réaction vertical k pour les sols homogène ou hétérogène et pour des sollicitations de longues ou courtes durées d'application.

	Sol homogène	Sol hétérogène
Sollicitations de longue durée d'application k_v	$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha \cdot B}{9 \cdot E_M} \cdot \lambda_c + \frac{2 \cdot B_0}{9 \cdot E_M} \cdot \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$	$\frac{1}{k_v} = \frac{\alpha \cdot B}{9 \cdot E_c} \cdot \lambda_c + \frac{2 \cdot B_0}{9 \cdot E_d} \cdot \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$
Sollicitations de courte durée d'application k_i	$k_i = 2 \cdot k_v$	

Tableau 26 : Formules de calcul du module de réaction vertical k

Avec

E_c : module pressiométrique Ménard équivalent dans la zone où les déformations volumétriques sont les plus importantes (de 0 à $B/2$) (cf. paragraphe 2.2.2 du présent chapitre) ;

E_d : module pressiométrique Ménard équivalent dans la zone où les déformations de cisaillement sont les plus importantes (de 0 à $8B$) (cf. paragraphe 2.2.2 du présent chapitre) ;

E_M : module pressiométrique ;

B_0 : largeur de référence de valeur 0,6 ;

α : coefficient rhéologique moyen du sol (cf. Tableau 23 et Tableau 24) ;

λ_c, λ_d : coefficients de forme (cf. Tableau 25).

3 - Estimation des tassements à partir de la résistance de pointe pénétrométrique

3.1 - Introduction et limites de la méthode

Ce chapitre présente les méthodes d'évaluation du tassement d'une fondation superficielle rigide (filante ou isolée) pour des sols grenus pulvérulents en se basant sur des essais *in situ* au pénétromètre statique à pointe mécanique avec cône à jupe⁽⁴⁷⁾.

Le module de déformation utilisé dans cette méthode dérive de la résistance en pointe pénétrométrique comme établie par Schmertmann⁽⁴⁸⁾ mais ne peut être considéré comme un module d'Young. Cette méthode s'applique dans son ensemble : il n'est pas possible d'utiliser des modules d'Young issus d'autres données ou des valeurs de facteur d'influence des déformations I_f issues d'autres méthodes [1 (2)].

Par ailleurs, cette méthode est adaptée à l'estimation des tassements pour des chargements proches de ceux de l'ELS quasi-permanent. Elle est inutilisable pour des chargements très faibles car elle pourrait s'avérer très pessimiste.

Le logigramme de synthèse 8 en Annexe A résume les démarches d'estimation des tassements à partir de la résistance de pointe pénétrométrique.

3.2 - Évaluation du module de déformation E

La valeur du module de déformation E s'obtient à partir de la résistance de pointe pénétrométrique q_c :

- $E = 2,5 q_c$ pour des fondations circulaires et carrées ;
- $E = 3,5 q_c$ pour des fondations filantes à déformation plane.

(47) Dans le cas de l'utilisation d'un pénétromètre à pointe électrique, le lecteur est invité à se référer à l'annexe J de la norme NF P94-261.

(48) [7] Static cone to compute settlement over sand. Schmertmann J. H. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 1970, n° 96, p. 1011-1043 et [8] Improved strain influence factor diagrams. Schmertmann J. H., Hartman J. P. et Brown P. R. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 1978, n° 104, p. 1131-1135.



Ainsi, le tassement d'une fondation sous une pression de chargement q' s'exprime par la formule :

$$s = C_1 C_2 (q' - \sigma'_{v0}) \int_0^{z_1} \frac{I_z}{C_3 E} dz \quad [\text{Formule 1.2.1}]^{(49)}$$

$$\text{avec } C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{q' - \sigma'_{v0}} \right) \quad \text{et} \quad C_2 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{q' - \sigma'_{v0}} \right) \quad [\text{Formules 1.2.2 et 1.2.3}]$$

Avec

C_3 : facteur de forme des fondations superficielles :

- 1,25 pour les fondations carrées ;
- 1,75 pour des semelles filantes avec $L > 10 B$.

σ'_{v0} : la contrainte verticale effective initiale au niveau de la fondation ;

t : temps en années ;

I_z : facteur d'influence des déformations (cf. Figure 13) ;

z_1 : profondeur de la zone d'influence des tassements qui vaut $2B$ ou $4B$ selon la forme de la semelle respectivement carrée/circulaire ou filante.

La Figure 13 présente la courbe du facteur d'influence de la déformation verticale I_z pour des fondations superficielles axisymétriques (carrées, circulaires) et pour des fondations à déformation plane (semelles filantes).

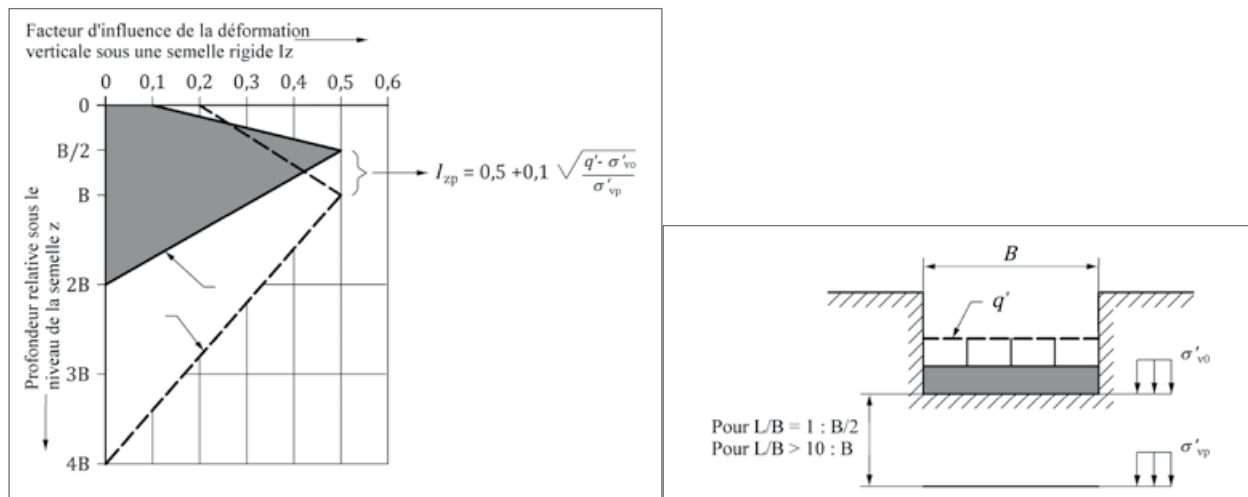


Figure 13 : Facteur d'influence des déformations I_z [Figure 1.1]

I_{zp} est la valeur maximale de I_z pour la profondeur d'influence relative considérée sous la semelle ($B/2$ ou B).

Amplitude de surcharge :

Si $C_1 \cdot (q' - \sigma'_{v0}) = q' - 1,5 \times \sigma'_{v0} < 0$ cette méthode ne peut pas s'appliquer : les tassements sont négatifs dans ce cas. Cette méthode n'est donc pas adaptée pour des augmentations de contraintes faibles et ne s'applique que si $q' \geq 1,5 \times \sigma'_{v0}$.

(49) Dans la norme NF P94-261, la formule est donnée avec I_{zp} . Cette formule doit être corrigée en remplaçant I_{zp} par I_z conformément à l'article D.3 de la norme NF EN 1997-2.



4 - Estimation des déplacements d'une fondation superficielle à partir des paramètres de déformation de sol

4.1 - Principe et limites des méthodes

Les méthodes présentées dans ce sous-chapitre permettent d'estimer les déplacements (totaux, différentiels et rotationnels) d'une fondation superficielle en se basant sur les paramètres de déformation du sol.

Les propriétés de déformation du sol sont définies à partir des modules de déformation dépendant du niveau de contrainte et de déformation auquel le sol a été soumis dans son histoire ainsi que de la vitesse de chargement. Afin de modéliser le chargement ou le déchargement d'un sol, il faut considérer différents modules de déformation de type Young E_y ou de type œdométrique M . Pour ce faire, le sol en place doit être assimilé à un milieu continu [J.1.1 (1)].

Ces modules (tangent ou sécant) sont issus :

- d'essais de laboratoires ou d'essais *in situ* ;
- de corrélations à partir des essais pénétrométriques et pressiométriques ;
- de méthodes de calculs présentées dans le paragraphe 4.2 du présent chapitre.

Il est possible de déterminer un module de type Young E_y tangent initial ou sécant à divers niveaux de déformation ou de contrainte (Figure 14). De même, dans le cas où les déformations transversales du sol sont nulles, il est possible de définir un module M de type œdométrique (Figure 15).

Légende :

- (1) Zone de détermination d'un module tangent initial
- (2) Zone de détermination d'un module tangent à un certain niveau de déformation ou de contrainte
- (3) Zone de détermination d'un module sécant à un certain niveau de déformation ou de contrainte

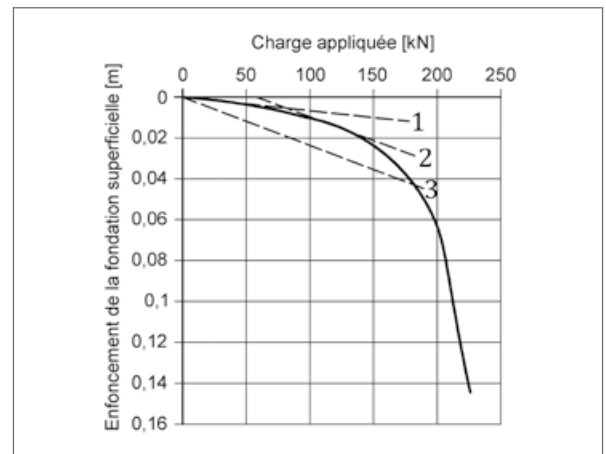


Figure 14 : Détermination des modules sécants et tangents sur une courbe charge-enfoncement d'une fondation superficielle [Figure J.1.1.1]

Légende :

- (1) Zone de détermination d'un module tangent initial
- (2) Zone de détermination d'un module tangent à un certain niveau de déformation ou de contrainte
- (3) Zone de détermination d'un module sécant à un certain niveau de déformation ou de contrainte

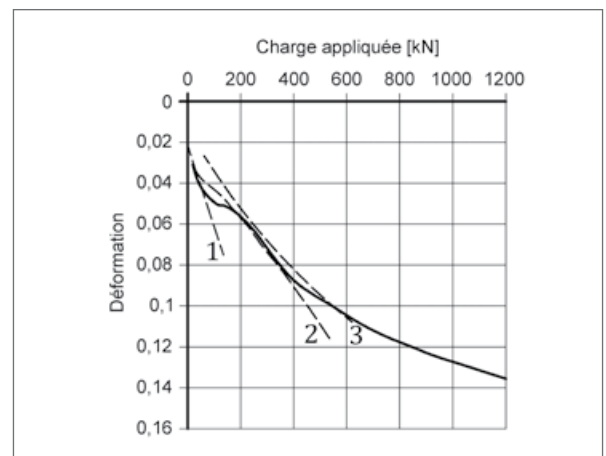


Figure 15 : Détermination des modules sécants et tangents sur une courbe de chargement pour des déformations unidimensionnelles [Figure J.1.1.2]



Limites :

- 1) Lorsque le chargement appliqué au sol par la fondation superficielle est supérieur à la pression de préconsolidation, les valeurs des modules de type Young peuvent présenter des diminutions significatives [J.1.1 (3) Note 1].
- 2) L'estimation des modules présentée par la suite n'est valable que pour des chargements monotones croissants [J.1.2 (1)].
- 3) Dans le cas d'une fondation superficielle mise en œuvre sur un fond de fouille de profondeur non-négligeable, il est d'usage de considérer dans une première phase un premier déchargement du sol défini par un module de déchargement à estimer à partir des conditions de déchargement (conditions drainées ou non-drainées, gonflement,...) [J.1.2 (2) Note 2].

4.2 - Estimation du module de déformation d'un sol

4.2.1 - Détermination du module d'Young à partir d'un essai pressiométrique

Pour les calculs de tassement à l'ELS quasi-permanent, le module de type Young E_y peut être déduit à partir des modules pressiométriques Ménard E_M connus, suivant le Tableau 27 [J.2.1 (1)].

Sols		E_y/E_M
Argiles	Normalement consolidées	4,5
	Surconsolidées	3
Limons	Normalement consolidés	4,5
	Surconsolidés	3
Sables	Lâches	4,5
	Denses	3
Graves	Lâches	6
	Denses	4,5

Tableau 27 : Valeurs indicatives d'un module de type Young E_y d'un sol par corrélation avec le module pressiométrique E_M pour le calcul des tassements des fondations superficielles à l'ELS quasi-permanent [Tableau J.2.1]

Les modules de déformation E_y de sols de type craies ou marnes non explicités dans le Tableau 27 peuvent être déterminés par analogie avec les autres sols.

4.2.2 - Détermination d'un module de type Young par corrélation avec l'essai pénétrométrique

Pour les calculs de tassement à l'ELS quasi-permanent, le module de type Young d'un sol peut être déduit de la résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique à pointe électrique sans jupe à partir des formules présentées ci-dessous [J.2.2] :

$$E_y = \alpha_E (q_c - \sigma_{v0}) \quad [\text{Formule J.2.2.1}]$$

Avec α_E déduit de l'abaque de Robertson (cf. Figure 16) :

- si $I_r < 2,2$ $\alpha_E = 0,015 \times 10^{0,55 \times I_r + 1,68}$ [Formule J.2.2.2] ;
- si $I_r > 2,2$ $\alpha_E = \frac{Q_T}{1,2}$ [Formule J.2.2.3] pour $Q_T < 14$ et $\alpha_E = 11,7$ [Formule J.2.2.4] si $Q_T > 14$.



Avec

$F_R = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \cdot 100$ où f_s est la valeur du frottement latéral mesurée au pénétromètre

et

$$Q_T = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}}$$

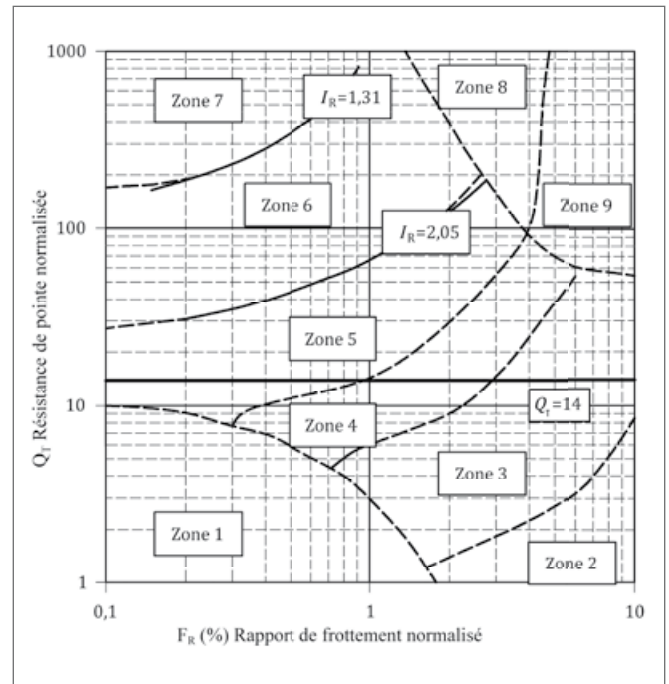


Figure 16 : Abaque de Robertson⁽⁵⁰⁾

4.2.3 - Détermination d'un module de type œdométrique par corrélation avec l'essai pressiométrique

Dans le cas de radiers et de surfaces chargées de grandes dimensions, on peut définir un module œdométrique sécant à partir du module pressiométrique E_M :

$$M = \frac{E_M}{\alpha} \text{ [Tableau J.2.1]}$$

Avec

α : coefficient rhéologique du sol (cf. Tableau 23 et Tableau 24).

Des valeurs plus faibles de ces modules de type œdométrique sécant doivent être prises en compte dans certains cas, notamment celui des matériaux argileux faiblement consolidés. Il est de fait recommandé d'effectuer des essais en laboratoire afin de déterminer les modules de déformation de ces sols pour la réalisation des calculs de tassement [J.2.2].

4.2.4 - Détermination du module unidimensionnel par corrélation avec l'essai pénétrométrique

Pour les calculs de tassement à l'ELS quasi-permanent, le module unidimensionnel (de type œdométrique) M peut être estimé à partir de la résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique mécanique ou hydraulique selon la relation suivante où α est donné dans le Tableau 28 : $M = \alpha \cdot q_c$ [Formule J.2.3].

(50) [6] Robertson et Cabal, 2009, Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, GREGG 3^{ème} édition.



Type de sol	q_c (MPa)	α	
Argile peu plastique	< 0,7	3 à 8	
	0,7 à 2	2 à 5	
	> 2	1 à 2,5	
Limon peu plastique	< 2	3 à 6	
	> 2	1 à 2	
Argile très plastique Limon très plastique	< 2	2 à 6	
	> 2	1 à 2	
Limon très organique	< 1,2	2 à 8	
Tourbe et argile très organique (w est la teneur en eau)	< 0,7	50 % < w < 100 %	$1,5 < \alpha < 4$
		100 % < w < 200 %	$1 < \alpha < 1,5$
		$w > 200$ %	$0,4 < \alpha < 1,0$
Craie	2 à 3	2 à 4	
	> 3	1,5 à 3	
Sable	< 5	2	
	> 10	1,5	

Tableau 28 : Valeurs indicatives de α pour différents type de sol pour le calcul des tassements des fondations superficielles à l'ELS quasi-permanent [Tableau J.2.3]

4.3 - Méthode d'évaluation des déplacements à partir des modules de déformation

Cette méthode permet d'évaluer un tassement de type instantané (tassement immédiat) valable pour des sols de type sableux pour lesquels il n'y a pas ou peu de tassement de consolidation. Dans le cas contraire, il faut additionner le tassement instantané s (calculé ci-dessous) avec le tassement de consolidation s_c (sa méthode de calcul est présentée dans le paragraphe 4.4 du présent chapitre) pour obtenir le tassement total.

Pour une fondation superficielle isolée posée sur un sol horizontal d'épaisseur infinie et sollicitée par une charge verticale centrée, le tassement de la fondation peut être déterminé à partir de l'expression suivante sous réserve que l'inégalité $V_d - R_0 \leq R_{v,d}$ soit vérifiée à l'ELS quasi-permanent :

$$s = c_f \frac{1-\nu^2}{E} B \cdot q' \quad [\text{Formule J.3.1}]$$

Avec

s : tassement de la fondation ;

c_f : coefficient dépendant de la forme et de la rigidité de la fondation (cf. Tableau 29) ;

B : largeur de la fondation ;

E_y : module d'Young drainé ou non drainé du massif de sol ;

ν : coefficient de Poisson drainé ou non drainé du massif de sol :

- vaut généralement 0,3 ou 1/3 ;
- peut valoir 0,2 dans les sols lâches ;
- peut valoir 0,4 dans les sols surconsolidés ;

q' : contrainte verticale effective (uniforme ou moyenne) appliquée par la fondation au terrain.

Le coefficient de forme c_f est déterminé dans le Tableau 29 selon la théorie de Boussinesq en fonction de la forme et de la rigidité de la fondation, ainsi que du comportement élastique linéaire isotrope du massif d'assise du sol [J.3.1 (2)].



c_r		Fondation circulaire	Fondation rectangulaire ou carrée L/B				
			1	2	3	5	10
Fondation rigide		0,79	0,88	1,21	1,43	1,72	2,18
Fondation souple	bord	0,64	0,56	0,76	0,89	1,05	1,27
	centre	1	1,12	1,53	1,78	2,10	2,58

Tableau 29 : Valeurs numériques du coefficient⁽⁵¹⁾ c_r (abaques de Giroud) [Tableau J.3.1]

4.4 - Méthodes fondées sur la déformation unidimensionnelle des sols

4.4.1 - Cas général

Cette méthode est généralement utilisée pour le cas où les déformations uniaxiales des sols sont prépondérantes⁽⁵²⁾. De fait, le tassement de la fondation peut être estimé à partir de la relation suivante :

$$s = q \int \frac{I_z}{D(z)} dz \quad [\text{Formule J.4.1.1}]$$

Avec

q : contrainte appliquée par la fondation à la surface du sol ;

I_z : coefficient d'influence déterminé à partir de la théorie de Boussinesq ;

$D(z)$: module du sol à la profondeur z : $D(z) = M(z)$, module de type œdométrique, dans le cas de fondation de grandes dimensions où les déformations du sol peuvent être considérées comme unidimensionnelles.

Dans les cas où des déformations transversales seraient significatives et auraient lieu essentiellement dans le domaine surconsolidé (ne concerne généralement pas les fondations de grandes dimensions) on peut utiliser pour $D(z)$ le module de type Young $E_s(z)$.

4.4.2 - Méthode œdométrique

Les conditions nécessaires à l'emploi de cette méthode sont :

- la fondation est de grandes dimensions et les déformations du sol peuvent être considérées comme uniaxiales ;
- la charge appliquée par la fondation dépasse la pression de préconsolidation du sol.

De fait, on peut estimer le tassement final de la fondation s_v selon la relation :

$$s_v = s_i + s_c + s_f \quad [\text{Formule J.4.2.1}]$$

Avec

s_i : tassement immédiat ;

s_c : tassement de consolidation ;

s_f : tassement de fluage.

Tassement immédiat

Il est calculé pour une variation nulle du volume de sol, c'est-à-dire en condition non drainée pour un massif de sol élastique. Le tassement initial peut être négligé si la couche compressible est faible devant la dimension de la surface chargée.

Sa méthode de calcul est présentée dans le paragraphe 4.3 du présent chapitre.

(51) Il est possible d'interpoler la valeur de c_r entre deux valeurs de L/B .

(52) Dans le cas d'une « grande » fondation, il n'y a plus de diffusion, et dans la pratique le facteur I_z ne sera pas utilisé car proche de 1. Dans le cas d'une « petite » fondation, le facteur I_z sera inférieur à 1, cette formule est utilisée en prenant comme hypothèse que les déformations sont uniaxiales même si ce n'est pas réellement le cas.



Tassement de consolidation

Le tassement dû à la consolidation s_c d'une tranche de terrain d'épaisseur H doit être déterminé selon l'expression :

$$s_c = s_{cc} + s_{cs} \quad [\text{Formule J.4.2.3.1}]$$

- dans le domaine surconsolidé : $\sigma'_{v0} \leq \sigma'_p$ et $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z \leq \sigma'_p$

$$s_{cs} = H \cdot \frac{C_s}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_{v0}}\right) \quad [\text{Formule J.4.2.3.2}]$$

- dans le domaine normalement consolidé : $\sigma'_{v0} \leq \sigma_p$ et $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z \geq \sigma'_p$

$$s_{cs} = H \cdot \frac{C_s}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) \quad [\text{Formule J.4.2.3.4}]$$

$$s_{cc} = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_p}\right) \quad [\text{Formule J.4.2.3.5}]$$

Avec

H : hauteur initiale de la couche de terrain se consolidant ;

e_0 : indice des vides initial du terrain correspondant à l'épaisseur H ;

s_{cs} : tassement de la couche de terrain dans le domaine surconsolidé ;

s_{cc} : tassement de la couche de terrain dans le domaine normalement consolidé ;

C_c : indice de compression ;

C_s : indice de gonflement ou de recompression dans le domaine surconsolidé ;

σ'_{v0} : contrainte verticale effective au niveau de la fondation avant travaux ;

σ'_p : contrainte effective de préconsolidation ;

$\Delta\sigma_z$: contrainte de surcharge à une profondeur z après la pose de la fondation superficielle.

Les paramètres C_c , C_s , e_0 et σ'_p peuvent être obtenus par un essai de chargement à l'œdomètre réalisé en laboratoire sur un échantillon de sol intact.

Tassement de fluage

Les déformations ou les variations d'indice des vides dues au fluage peuvent être déterminées à partir des relations suivantes :

$$\varepsilon_v = C_{\alpha} \Delta \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \quad \text{et} \quad \Delta e = -C_{\alpha e} \Delta \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \quad [\text{Formules J.4.2.4.1 et J.4.2.4.2}]$$

Avec

ε_v : déformation verticale du terrain liée au fluage, telle que $|\varepsilon_v| = \left| \frac{dH}{H} \right| = \left| \frac{de}{1 + e_0} \right|$;

Δe : variation d'indice des vides sur l'épaisseur de la couche sensible au fluage ;

C_{α} : coefficient de compression secondaire qui dépend de l'état de contrainte tel que $C_{\alpha} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_0}$;

$C_{\alpha e}$: indice de fluage qui dépend de l'état de contrainte ;

t : temps ;

t_0 : temps de référence fixé à la fin de la période de consolidation primaire.

La détermination de C_{α} ou $C_{\alpha e}$ découle de la réalisation d'un essai de fluage à l'œdomètre réalisé en laboratoire sur un échantillon de sol intact⁽⁵³⁾.

Ainsi s_f est estimé par intégration des déformations ou des variations d'indice des vides sur l'épaisseur de la couche sensible au fluage.

(53) Cet essai peut être réalisé selon la méthode LPC n° 13.

Répartition des efforts sous la semelle

1 - Introduction

L'annexe G de la norme NF P94-261 présente les méthodes d'estimation des contraintes transmises au sol par la fondation notamment pour le calcul de son ferrailage ou des tassements de la semelle.

Dans les cas peu complexes, quatre méthodes de calcul des valeurs de contraintes transmises par le terrain à une fondation superficielle peuvent être mises en œuvre :

- méthode de Meyerhof ;
- méthode de répartition triangulaire ou trapézoïdale des contraintes ;
- méthode MISS – lois d'interaction sol-structure locale ;
- méthode des éléments finis ou des différences finies.

Les deux premières méthodes, celle de Meyerhof ou celle basée sur une répartition triangulaire / trapézoïdale des contraintes, sont bien adaptées à des semelles rigides puisqu'elles sont basées sur l'hypothèse d'une transmission directe des efforts de la structure au sol.

La méthode de Meyerhof est présentée pour les semelles filantes et les semelles rectangulaires au paragraphe 2 du présent chapitre.

La méthode de répartition triangulaire / trapézoïdale des contraintes est présentée uniquement pour les semelles filantes au paragraphe 3 du présent chapitre.

Les méthodes de répartition triangulaire ou trapézoïdale sont équivalentes, en terme de forces, à la méthode de Meyerhof, cette dernière correspondant à une contrainte moyenne constante.

En termes de contraintes, il appartient à l'ingénieur en charge des calculs de structure de définir son choix pour la méthode de répartition des contraintes : méthode de Meyerhof, répartition triangulaire ou trapézoïdale, méthodes de type MISS... Dans tous les cas, ce choix est totalement indépendant des méthodes de vérification de type géotechnique.

Les méthodes MISS, sont quant à elles, plutôt à utiliser pour les semelles souples. Enfin, les méthodes aux éléments finis ou différences finies sont à utiliser dans les cas d'une géométrie complexe. Ces deux méthodes ne sont cependant pas explicitées dans ce guide ; le lecteur est invité à se reporter à l'annexe G et aux articles 9.3 et 13.2 de la norme NF P94-261.

Dans les cas complexes, d'autres méthodes numériques pourront être mises en œuvre, une procédure propre à ces modèles devra alors aboutir à la justification du coefficient de modèle $\gamma_{R,d}$ approprié.



2 - Méthode de Meyerhof

2.1 - Cas de la semelle filante

Pour une semelle filante de largeur B , le modèle de Meyerhof suppose une répartition homogène des contraintes sous la semelle sur une largeur B' (Figure 17) telle que :

$$B' = B - 2.e_d$$

Avec

e_d : valeur de calcul de l'excentrement du chargement ;

B : largeur de la semelle.

La valeur de la contrainte transmise au terrain par la fondation $\sigma_{v,d}$ peut être obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{v,d} = \frac{V_d}{B'} = \frac{V_d}{B \cdot i_e} \text{ avec } i_e = 1 - 2 \frac{e_d}{B} \text{ [Formules G.2.1]}$$

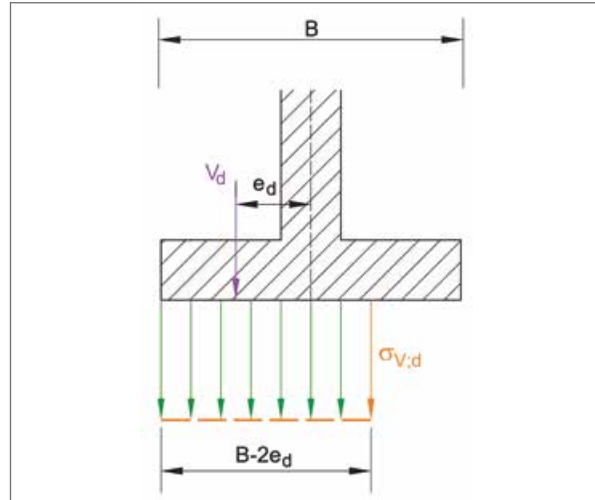


Figure 17 : Méthode de Meyerhof pour une semelle filante

Avec

V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise à la fondation par unité de longueur de semelle.

La valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle en termes de contraintes $\sigma_{R,d}$ est obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{R,d} = \frac{v_{,d}}{B'} = \frac{R_{v,d}}{B \cdot i_e} \text{ [Formules G.2.2]}$$

Avec

$R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance nette de la fondation superficielle par unité de longueur de semelle ;
 i_e défini ci-dessus.

2.2 - Cas de la semelle rectangulaire

Pour une semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L , le modèle de Meyerhof suppose une répartition homogène des contraintes sous la semelle sur une aire A' (Figure 18).

La valeur de cette contrainte $\sigma_{v,d}$ peut être obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{v,d} = \frac{V_d}{A'} = \frac{V_d}{B' \cdot L'} \text{ [Formule G.2.3]}$$

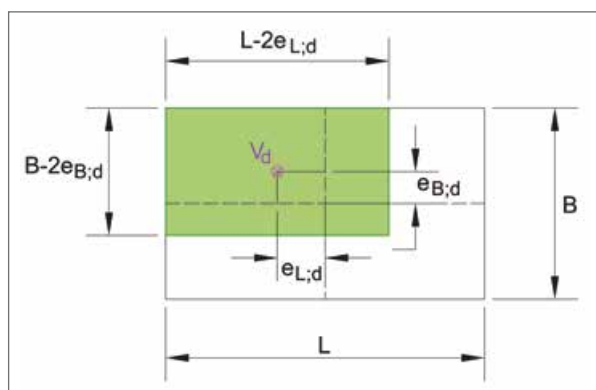


Figure 18 : Méthode de Meyerhof pour une semelle rectangulaire



Avec

A' : surface effective de la semelle donnée par l'expression suivante :

$$A' = (B - 2 \cdot e_{B,d}) \cdot (L - 2 \cdot e_{L,d}) = B' \times L' \quad [\text{Formule Q.5}]$$

$e_{B,d}$ et $e_{L,d}$: valeurs de calcul des excentremets respectivement selon la largeur B et la longueur L de la fondation.

Pour une semelle rectangulaire de largeur B et de longueur L , la valeur de calcul de la résistance nette du terrain sous la fondation superficielle en termes de contraintes $\sigma_{R,d}$ est obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{R,d} = \frac{R_{V,d}}{A'} \quad [\text{Formule G.2.4}]$$

3 - Méthode de répartition triangulaire ou trapézoïdale

Les éléments décrits ci-dessous ne s'appliquent pleinement que pour des semelles filantes. Pour des fondations rectangulaires, la répartition des contraintes est complexe et ne peut être exposée de manière simple.

Le type de répartition, triangulaire ou trapézoïdale, engendré par le torseur des efforts appliqué sur la semelle, dépend de la valeur de l'excentrement e_d par rapport au sixième de la largeur $B / 6$:

- si $e_d < \frac{B}{6}$ la répartition est trapézoïdale ;
- si $e_d \geq \frac{B}{6}$, la répartition est triangulaire.

3.1 - Répartition trapézoïdale

Pour une semelle filante de largeur B et pour une valeur de calcul de l'excentrement e_d inférieure à $B / 6$, la valeur de calcul de la contrainte $\sigma_{V,d}$ située à $0,75 B$ du bord décomprimé de la semelle (Figure 19) peut être obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{V,d} = \frac{V_d}{B} + \frac{3 \cdot V_d \cdot e_d}{B^2} \quad [\text{Formule G.3.1}]$$

Avec

V_d : valeur de calcul de l'effort vertical par unité de longueur de la semelle ;

e_d : valeur de calcul de l'excentrement.

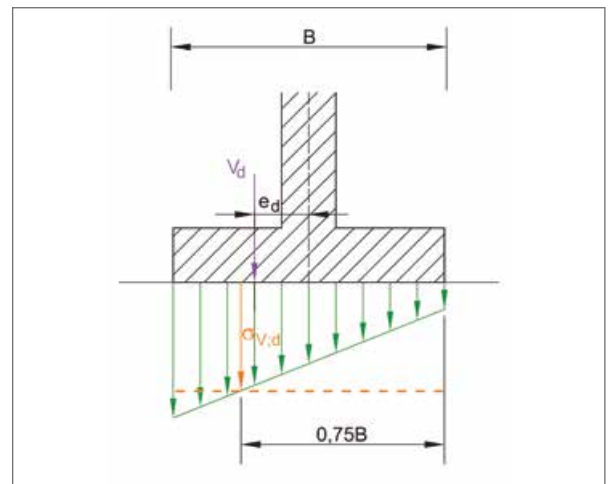


Figure 19 : Répartition trapézoïdale des contraintes pour une semelle filante

Cette relation conduit à considérer une valeur de référence de la contrainte située aux trois quarts de la répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.



3.2 - Répartition triangulaire

Pour une semelle filante de largeur B et pour une valeur de calcul de l'excentrement e_d supérieure à $B / 6$, la répartition des contraintes sous la semelle est triangulaire et la valeur de calcul de la contrainte $\sigma_{v,d}$ située aux trois quarts de la semelle comprimée, à $0,25 \times 1,5 \cdot (B - 2 \cdot e_d)$ du bord de la semelle le plus comprimé (Figure 20), peut être obtenue à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{v,d} = \frac{V_d}{B'} = \frac{V_d}{B \cdot i_e} \quad \text{avec} \quad \sigma_{v,d} = \frac{V_d}{B'} = \frac{V_d}{B \cdot i_e} \quad [\text{Formules G.3.2}]$$

Avec

V_d : valeur de calcul de l'effort vertical appliqué à la fondation par unité de longueur de semelle ;

B' : largeur comprimée « effective » identique à celle de Meyerhof.

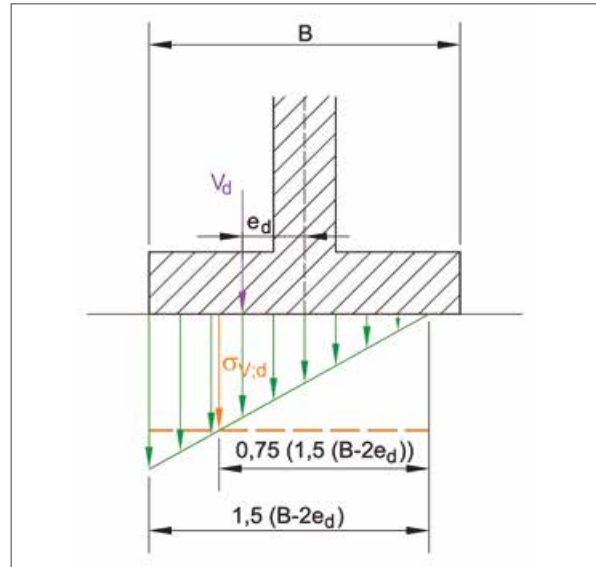


Figure 20 : Répartition triangulaire des contraintes pour une semelle filante

Cette relation conduit à considérer une valeur de contrainte située aux trois quarts de la répartition triangulaire des contraintes sous la semelle.

En effet, on a une semelle comprimée sur une largeur effective de $\frac{3}{2} \cdot (B - 2e_d)$ et on calcule $\sigma_{v,d}$ au $\frac{3}{4}$ de la contrainte maximale et $\sigma_{v,d} = \frac{V_d}{B - 2e_d}$ comme pour la méthode de Meyerhof.



Chapitre 7

Exemples détaillés

1 - Présentation des exemples

Trois exemples sont présentés et détaillés dans ce chapitre afin d'illustrer les démarches décrites précédemment.

Exemple 1 : Pour une semelle reposant sur des terrains alluvionnaires et présentant un chargement incliné, vérification de la portance, du non glissement et des tassements à partir d'essais pressiométriques.

Exemple 2 : Pour une semelle reposant sur des terrains alluvionnaires située au bord d'un talus, vérification de la portance et des tassements à partir d'essais pénétrométriques.

Exemple 3 : Pour une semelle reposant sur des terrains alluvionnaires et présentant un chargement excentré, vérification de l'excentrement, de la portance et des tassements à partir d'essais pressiométriques.



2 - Semelle avec une charge inclinée

Cet exemple traite de la justification d'une semelle de type filante soumise à un chargement incliné en l'absence de talus proche.

2.1 - Hypothèses

La semelle est de longueur 15 m et de largeur 3 m ($L \gg B$). Elle est posée sur un sol limoneux puis sableux en l'absence de nappe. En fin de réalisation de la semelle, on considère un remblaiement avec un sol sableux (Figure 21). La méthode retenue pour la détermination de la portance est la méthode pressiométrique.

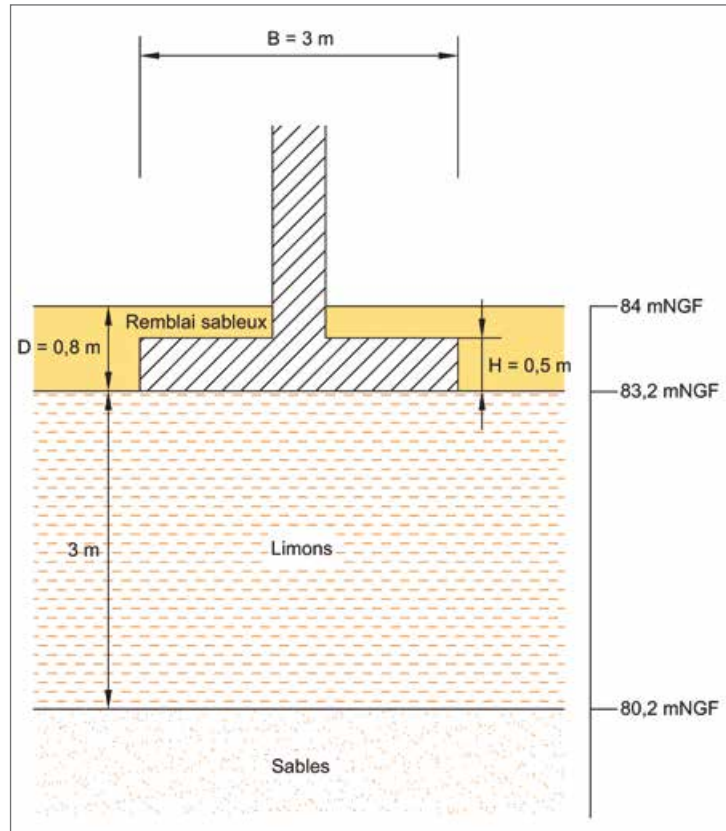


Figure 21 : Représentation de la coupe géologique au droit de la semelle

À la vue des proportions de la semelle considérée, il est possible de se placer dans le cas d'une semelle filante. Aucune nappe n'est prise en compte.

2.1.1 - Propriétés de sol considérées

Dans notre exemple, le modèle géotechnique a été déduit d'une analyse de 4 sondages pressiométriques atteignant 10 m de profondeur (Tableau 30).

	Épaisseur (m)	Module pressiométrique	Pression limite nette	Poids volumique	Angle de frottement	Cohésion
		E_m (MPa)	p_i^* (MPa)	γ (kN/m ³)	φ' (°)	c' (kPa)
Remblais (Sables intermédiaires)	0,8	10	1	20	32	0
Limons	3	6	0,7	18	25	0
Sables	> 9	20	2	20	30	5

Tableau 30 : Propriétés des sols



2.1.2 - Efforts de calcul à la base de la semelle

Le Tableau 31 présente les valeurs des efforts de calcul à la base de la semelle pour les différentes situations de calcul.

	V_d (kN/ml)	H_d (kN/ml)
ELU – situation durable et transitoire	174	20,6
ELS – combinaison caractéristique	129	13,7
ELS – combinaison quasi-permanente	118	13,7

Tableau 31 : Chargements considérés à la base de la semelle

Notons que nous sommes dans un cas particulier où la charge est centrée (moment nul), et s'applique donc au centre de la base de la semelle.

Les vérifications à mener sont les suivantes :

- excentrement : ce critère n'est pas à vérifier car la charge est centrée ;
- capacité portante ;
- glissement ;
- tassements sous la fondation.

2.2 - Vérification de la capacité portante

2.2.1 - Calcul de l'épaisseur h_r

Nous sommes dans le cas d'une semelle filante et la charge est centrée. Par conséquent, on a $h_r = 1,5 \times B = 4,5$ m (Tableau 10 du chapitre 3 de ce guide).

2.2.2 - Calcul de la pression limite nette équivalente p_{le}^*

La pression limite nette équivalente se calcule de la manière suivante (de 0,8 à 5,3 m) :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n p_{l,k,i}^*} \quad [\text{Formule D.2.2}]$$

Dans notre exemple, nous avons à notre disposition des valeurs de pression limite calculées par couche. On calcule alors la pression limite nette équivalente avec la formule suivante (dans laquelle l'exposant représente le poids des contributions de chaque couche) :

$$p_{le}^* = \sqrt[4,5]{(p_{l, \text{Limons}}^*)^3 \times (p_{l, \text{Sables}}^*)^{1,5}} = \sqrt[4,5]{(0,70)^3 \times (2,0)^{1,5}}$$

On obtient finalement :

$$p_{le}^* = 0,99 \text{ MPa}$$

2.2.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalente se calcule suivant la formule :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_l^*(z) dz \quad [\text{Formule C.2.1}]$$

Dans le cas de la semelle étudiée ici :

- d est pris égal à zéro ;
- $D = 0,8$ m ;
- de d à D , le sol est constitué d'un remblai sableux de $p_l^* = 1$ MPa.

On obtient donc :

$$D_e = \frac{1}{0,99} \times (0,80 \times 1) \quad \text{donc } D_e = 0,81 \text{ m}$$



2.2.4 - Calcul du facteur de portance k_p

Nous rappelons que nous sommes dans le cas d'une semelle filante. Nous allons calculer le facteur de portance k_p de la couche située juste sous la semelle à l'aide des éléments du Tableau 32. On a donc :

$$k_{p,B/L} = k_{p,B/L=0}$$

	Épaisseur (m)	Cas d'une semelle filante					
		Courbe	k_{p0}	a	b	c	k_{pmax}
Limons	3	Q1	0,8	0,2	0,02	1,3	1,022

Tableau 32 : Éléments pour la détermination du facteur de portance k_p à partir du Tableau 11 [Tableau D.2.3]

Pour obtenir le facteur de portance sous la fondation, nous effectuons le calcul suivant :

$$k_{p,B/L} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule D.2.3.1}]$$

$$\text{d'où } k_{p,B/L} = 0,8 + \left(0,2 + 0,02 \times \frac{0,81}{3} \right) \cdot \left(1 - e^{-1,3 \times \frac{0,81}{3}} \right) \text{ donc } k_{p,B/L} = 0,86$$

On vérifie aisément que $k_{p,B/L=0}$ reste inférieur à k_{pmax} . De plus, on a bien $D_e / B = 0,81 / 3 = 0,27 < 2$ donc par construction $k_p < k_{pmax}$.

2.2.5 - Calcul du coefficient i_δ

Comme nous ne considérons pas de talus et que la charge n'est pas excentrée ($i_\beta = 1$ et $i_e = 1$), nous sommes dans le cas où seul le coefficient i_δ intervient.

Nous sommes dans le cas d'un sol frottant ($c' = 0$ kPa sur 3 m sous la fondation). L'angle d'inclinaison de la charge δ_d ainsi que le coefficient de réduction i_δ sont calculés ainsi :

$$\delta_d = \arctan\left(\frac{H_d}{V_d}\right) \quad [D.2.4 (1)]$$

$$i_{\delta;t} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi} \right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3 \frac{2\delta_d}{\pi} \right) e^{-\frac{D_e}{B}} \quad [\text{Formule D.2.4.2}]$$

Rappelons que δ_d est calculé en radians.

Il est aussi possible d'utiliser l'abaque 10 de l'Annexe B ($D_e = 1$ m et $\varphi' = 25^\circ$) pour estimer le coefficient i_δ (cf. Figure 22).

Pour chaque combinaison d'actions on obtient les résultats présentés dans le Tableau 33.

	V_d (kN/ml)	H_d (kN/ml)	δ_d (rad)	$i_{\delta;t}$	δ_d (°)	$i_{\delta;t}$ estimé
ELU - situation durable et transitoire	174	20,6	0,12	0,75	7	0,76
ELS - combinaison caractéristique	129	13,7	0,11	0,77	6	0,77
ELS - combinaison quasi-permanente	118	13,7	0,12	0,75	7	0,76

Tableau 33 : Évaluation du coefficient lié à l'inclinaison de la charge i_δ pour les différentes combinaisons d'actions

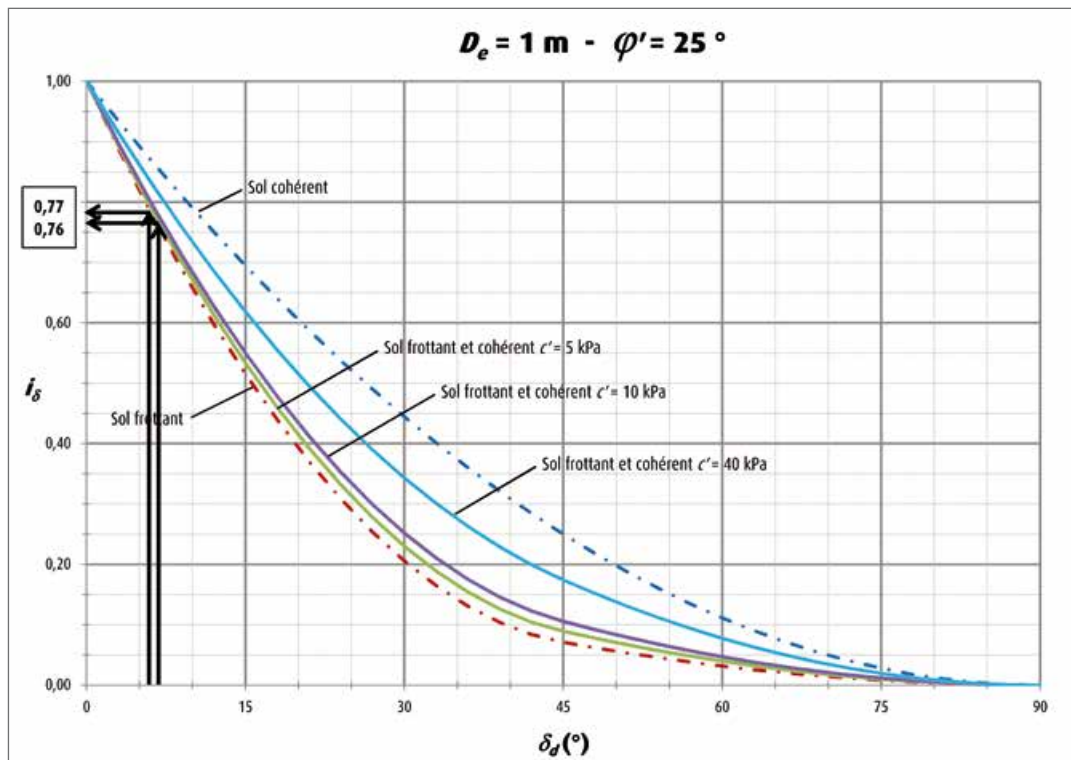


Figure 22 : Estimation du coefficient de réduction i_δ par les abaques de l'Annexe B du présent guide

2.2.6 - Calcul de la contrainte q_{net}

La contrainte q_{net} est définie par la relation suivante :

$$q_{net} = k_p \rho_{le}^* i_\delta \quad [\text{Formule D.2.1}]$$

Pour chacune des combinaisons d'actions, on obtient les résultats présentés dans le Tableau 34.

	ρ_{le}^* (MPa)	k_p	i_δ	q_{net} (MPa)
ELU - situation durable et transitoire	0,99	0,86	0,75	0,64
ELS - combinaison caractéristique			0,77	0,66
ELS - combinaison quasi-permanente			0,75	0,64

Tableau 34 : Calcul de q_{net} pour les différentes situations de calcul

2.2.7 - Vérifications en portance

Afin de vérifier la capacité portante du sol, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d \leq R_0 + R_{v,d} \quad \text{soit} \quad V_d \leq R_0 + R_{v,d} \quad (\text{cf. paragraphe 3 du chapitre 3 du présent guide})$$



Avec

- i_e : coefficient de réduction lié à l'excentrement de la charge : $i_e = 1$ car la charge est centrée ;
- q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci (en kPa) ;
- A : valeur de la surface de la semelle (en m²/ml) ;
- $R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;
- $\gamma_{R,v}$: facteur partiel de résistance à la portance ;
- $\gamma_{R,d,v}$: coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée.

Calculons la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux :

$$R_0 = Aq_0 = 3 \times D \times \gamma_{remblai} = 3 \times 0,8 \times 20 = 48 \text{ kN/ml}$$

Ensuite, pour chacune des combinaisons d'actions étudiées, nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 35.

	q_{net} (kPa)	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,d,v}$	V_d (kN/ml)	$R_{v,d} + R_0$ (kN/ml)	Vérfiée ?
ELU – situation durable et transitoire	640	1,4	1,2	174	1191	oui
ELS – combinaison caractéristique	660	2,3	1,2	129	765	oui
ELS – combinaison quasi-permanente	640	2,3	1,2	118	744	oui

Tableau 35 : Vérification en portance en fonction des différentes situations de calcul

La capacité portante du sol est alors vérifiée pour toutes les combinaisons d'actions.

2.3 - Vérification du non glissement

La vérification du non glissement se fait uniquement aux ELU.

Il convient de vérifier :

$$H_d \leq R_{h,d} + R_{p,d} \text{ [Formule 10.1.1]}$$

Avec

- H_d : valeur de calcul de la composante horizontale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain : $H_d = 20,6$ kN/ml ;
- $R_{p,d}$: valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d : résistance négligée dans cet exemple par sécurité ;
- $R_{h,d}$: valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain.

Nous nous plaçons en conditions drainées. La valeur de calcul de la résistance ultime au glissement du terrain se détermine à partir de l'expression suivante :

$$R_{h,d} = \frac{V_d \tan \delta_{a,k}}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{R,d,h}} \text{ [Formule 10.1.4]}$$

Avec

- V_d : valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation au terrain ;
- $\gamma_{R,h}$: facteur partiel pour la résistance au glissement : $\gamma_{R,h} = 1,1$ pour les ELU fondamentaux ;
- $\gamma_{R,d,h}$: coefficient de modèle lié à l'estimation de la résistance ultime au glissement : $\gamma_{R,d,h} = 1,1$;
- $\delta_{a,k}$: valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain.



En se plaçant dans le cadre de l'approche 2, on suppose que l'on a pour les limons $\delta_{a,k} = \delta_{a,d}$. La semelle est coulée en place, donc on considère que :

$$\delta_{a,d} = \delta_{a,k} = \varphi' = 25^\circ \quad [10.1 (6)]$$

On obtient ainsi :

$$R_{h,d} = \frac{174 \times \tan\left(\frac{25 \times \pi}{180}\right)}{1,1 \times 1,1} \quad \text{donc} \quad R_{h,d} = 67 \text{ kN/ml}$$

Ainsi, le glissement est vérifié car H_d à l'ELU fondamental vaut 20,6 kN/ml et est inférieur à 67 kN/ml.

2.4 - Vérification des tassements

Nous sommes dans le cas d'un sol hétérogène. Il convient alors de calculer le tassement final de la manière suivante :

$$S_f = S_c + S_d \quad [\text{Formule H.2.1.1.1}]$$

$$\text{avec} \quad s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \quad \text{et} \quad s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) \times B_0 \times \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad [\text{Formules H.2.1.2.1 et H.2.1.2.2}]$$

La valeur de la largeur de référence à considérer B_0 est égale à 0,6 m.

Rappelons que pour calculer E_c et E_d , il convient de découper le terrain en tranches d'épaisseur $B / 2 = 1,5$ m (Figure 23).

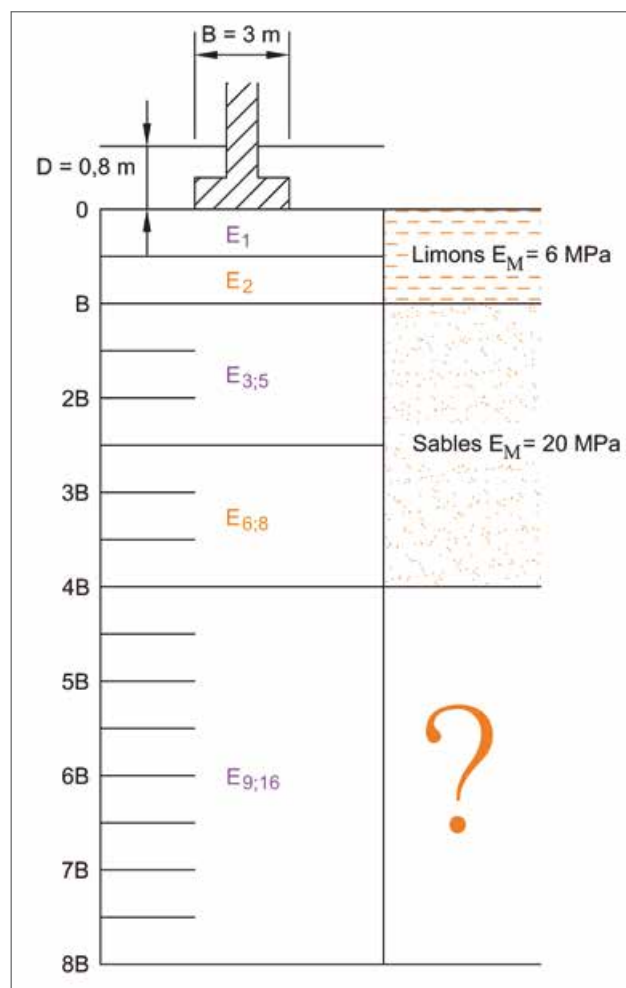


Figure 23 : Découpage du terrain pour le calcul des tassements



2.4.1 - Calcul de E_c

Le module E_c correspond au module de sol situé dans la tranche de 0 à $B/2$ sous la fondation, soit de 0 à 1,5 m dans notre exercice. Dans notre cas, nous avons donc :

$$E_c = E_{\text{limons}} = 6 \text{ MPa}$$

2.4.2 - Calcul de E_d

Nous connaissons le terrain seulement de 0 à 12 m environ sous la semelle. Nous considérons que les propriétés des sols en-dessous de 12 m de profondeur sont au moins égales à celles des sables. Nous obtenons donc E_d ainsi :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,2}{E_{6,8}} \quad [\text{Formule H.2.1.2.6}]$$

Avec $E_1 = E_2 = 6 \text{ MPa}$ et $E_{3,5} = E_{6,8} = 20 \text{ MPa}$

On obtient finalement :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{6} + \frac{0,3}{6} + \frac{0,25}{20} + \frac{0,2}{20} \quad \text{donc } E_d = 9 \text{ MPa}$$

2.4.3 - Calcul de la contrainte effective q' et σ'_{v0}

Nous déterminons la contrainte moyenne effective appliquée au sol ainsi :

$$q' = \frac{V_d}{A}$$

La vérification du tassement de la semelle s'effectuant à l'ELS quasi-permanent, $V_d = 118 \text{ kN/ml}$ d'où $q' = 39 \text{ kPa/ml}$.

La semelle étudiée étant de type filante, on assimile l'aire A à la largeur B . Ainsi, la contrainte moyenne effective s'exprime en mètre linéaire de semelle.

Pour déterminer la contrainte verticale effective au niveau de la fondation avant travaux, nous prendrons la valeur suivante :

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} &= \sigma'_{v0, \text{limons}} = \gamma'_{\text{limons}} \cdot D = 20 \times 0,80 \\ \sigma'_{v0} &= 16 \text{ kPa/ml} \end{aligned}$$

2.4.4 - Calcul du coefficient rhéologique α et des coefficients de forme λ_c et λ_d

Le coefficient rhéologique est donné pour les différentes natures du terrain dans le Tableau 23. Nous sommes dans le cas d'un sol limoneux normalement consolidé ($E_M/\rho_1 = 6 / 0,7 = 8,5$) :

$$\alpha = 0,5 \quad (\text{Tableau 23})$$

Comme $L = 15 \text{ m}$ et $B = 3 \text{ m}$ alors $L/B = 5$ d'où d'après le Tableau 23 :

$$\lambda_c = 1,4 \quad \text{et} \quad \lambda_d = 2,14$$

2.4.5 - Vérification

Nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 36.

	V_d (kN/ml)	q' (kPa/ml)	σ'_{v0} (kPa/ml)	Tassements déviatoriques			Tassements sphériques			Tassement final
				λ_d	E_d (MPa)	s_d (mm)	λ_c	E_c (MPa)	s_c (mm)	s_f (mm)
ELS – combinaison quasi-permanente	117	39	16	2,14	9	1,1	1,4	6	0,9	2,0

Tableau 36 : Calcul des tassements finaux à l'ELS quasi-permanent

De façon générale, le tassement admissible n'excède pas 1 cm pour une fondation superficielle. Il est alors possible de considérer que la semelle étudiée dans l'exercice est vérifiée vis-à-vis du tassement.



3 - Semelle au bord d'un talus

Cet exemple traite de la justification d'une semelle filante soumise à un chargement vertical centré à proximité d'un talus.

3.1 - Hypothèses

La fondation superficielle est une semelle filante d'une longueur L de 30 m et d'une largeur B de 3 m ($L \gg B$). Elle repose sur un limon sableux surplombant des sables peu denses et des graves. La méthode retenue pour les calculs est la méthode pénétrométrique. La semelle se trouve à une distance de 3,5 m d'un talus de pente 35° (Figure 24).

Aucune nappe n'est prise en compte.

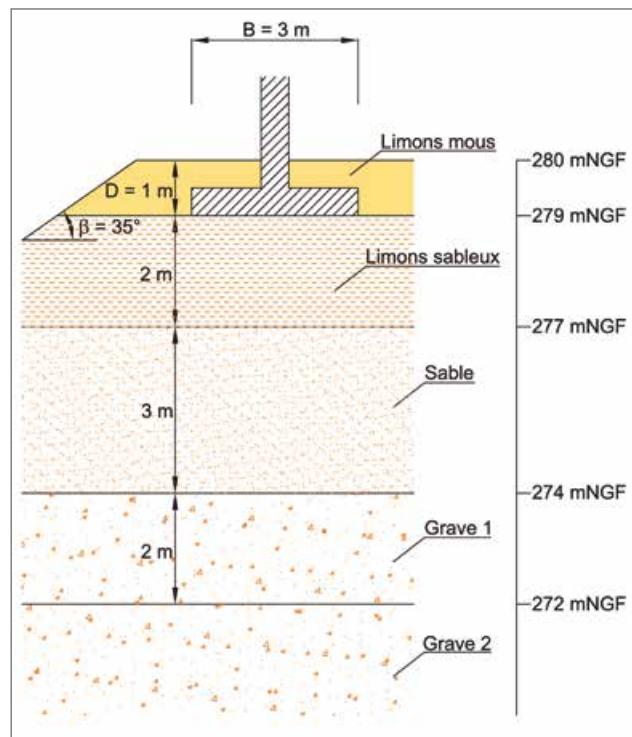


Figure 24 : Représentation de la coupe géologique au droit de la semelle

3.1.1 - Propriétés de sol considérées

Le modèle géotechnique est déduit de l'analyse d'un sondage pénétrométrique (pénétrömètre statique avec cône à jupe) mené jusqu'à 18 m de profondeur (Tableau 37).

N°	Couche de sol	Épaisseur (m)	Cote de la base de la couche (m)	Résistance en pointe	Poids volumique
				q_{cc} (MPa)	γ (kN/m ³)
N° 1	Limon mou	1	1	1	18
N° 2	Limon sableux	2	3	2,5	18
N° 3	Sable moyennement dense	3	6	4	20
N° 4	Grave 1	2	8	12	20
N° 5	Grave 2	4	13	18	23

Tableau 37 : Propriétés des sols

Les valeurs de résistance de pointe fournies ici sont des valeurs interprétées d'essais au pénétromètre statique avec cône à jupe.



3.1.2 - Efforts de calcul à la base de la semelle

Le Tableau 38 présente les efforts de calcul à la base de la semelle pour différentes situations de calculs.

	V_d (kN/ml)	H_d (kN/ml)	$M_{d,y}$ (kN.m/ml)
ELU Fondamental	1110	0	0
ELS Quasi-permanent	610	0	0
ELS Caractéristique	830	0	0

Tableau 38 : Chargements considérés à la base de la semelle

Dans la suite de l'exercice nous vérifierons la capacité portante de la fondation par rapport au chargement appliqué, puis les tassements induits par la fondation superficielle grâce à la méthode pénétrométrique.

3.2 - Vérification de la capacité portante

3.2.1 - Calcul de l'épaisseur h_r

Nous sommes dans le cas d'une semelle filante et la charge appliquée est verticale centrée, par conséquent, comme l'excentrement e est nul, dans tous les cas, $h_r = 1,5 \times B = 4,5$ m (Tableau 10 du chapitre 3 de ce guide).

3.2.2 - Calcul de la résistance en pointe équivalente q_{ce}

La résistance limite équivalente q_{ce} est définie par la relation suivante :

$$q_{ce} = \frac{1}{h_r} \int_D^{D+h_r} q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule E.2.2.1}]$$

On la calcule ici de $D = 1$ m à $D + h_r = 5,5$ m, soit :

$$q_{ce} = \frac{1}{4,5} \int_1^{5,5} q_{cc}(z) dz = \frac{1}{4,5} [2,5 \times 2 + 4 \times 2,5]$$

On obtient finalement :

$$q_{ce} = 3,33 \text{ MPa}$$

Rappel : $q_{cc}(z)$ est une résistance de pointe corrigée, obtenue :

- en calculant la valeur moyenne q_{cm} de la résistance de pointe lissée entre les profondeurs D et $D + h_r$, soit ici entre 1 m et 5,5 m de profondeur, $q_{cm} = 3,33$ MPa ;
- et en écrêtant s'il y a lieu le diagramme $q_c(z)$ à la valeur $1,3 q_{cm}$, soit ici $1,3 q_{cm}$ vaut 4,3 MPa, il n'y a donc pas lieu d'écarter.

3.2.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalente se calcule suivant la formule :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_{cc}(z) dz \quad [\text{Formule C.2.2}]$$

Dans le cas de la semelle étudiée ici :

- d est pris égal à zéro ;
- $D = 1$ m ;
- de d à D , le sol est constitué de limons mous de $q_c = 1$ MPa.

On obtient donc :

$$D_e = \frac{1}{3,33} \times (1 \times 1) \text{ donc } D_e = 0,3 \text{ m}$$



3.2.4 - Calcul du facteur de portance k_c

Nous rappelons que nous sommes dans le cas d'une semelle filante. Nous allons calculer le facteur de portance k_c de la couche située juste sous la semelle à l'aide des éléments du Tableau 39.

	Type de semelle	Cas d'une semelle filante					
		Courbe	k_{c0}	a	b	c	k_{cmax}
Limon	Filante	Q1	0,27	0,07	0,007	1,3	0,35

Tableau 39 : Éléments pour la détermination du facteur de portance k_c à partir du Tableau 13 [Tableau E.2.3]

Pour obtenir le facteur de portance moyen sous la fondation, nous effectuons les calculs suivants :

$$k_{c;B/L} = k_{c0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{c D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule E.2.3.1}]$$

Soit :

$$k_{c;B/L} = 0,27 + \left(0,07 + 0,007 \times \frac{0,3}{3} \right) \left(1 - e^{-1,3 \times \frac{0,3}{3}} \right)$$

donc $k_{c;B/L} = 0,28$

On vérifie aisément que $k_{c;B/L}$ reste inférieur à k_{cmax} . De plus, on a bien $D_e/B = 0,1 < 2$, donc par construction $k_c < k_{cmax}$.

3.2.5 - Calcul du coefficient de réduction lié à la présence d'un talus

On vérifie bien que $\beta = 0,61 \cdot rad < \frac{\pi}{4} = 0,78$ soit $\beta = 35^\circ < 45^\circ$.

De plus, le limon présent est un sol cohérent caractérisé par une cohésion non drainé c_u et un angle de frottement nul, on peut déterminer i_β en se basant sur la relation :

$$i_{\beta,c} = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B} \right)^2 \quad (\text{Rappel : } \beta \text{ est en radians}) \quad [\text{Formule D.2.5.1}]$$

avec $d = 3,5 \text{ m} < 8 B$. D'où : $i_\beta = 0,86$.

3.2.6 - Calcul de la contrainte q_{net}

La contrainte q_{net} est définie par la relation suivante car la semelle est à proximité d'un talus et la charge n'est pas inclinée donc i_δ vaut 1 (cf. Tableau 18) :

$$q_{net} = k_c q_{ce} i_\beta i_\delta \quad [\text{Formule E.2.1}]$$

Pour chacune des combinaisons d'actions, on obtient les résultats présentés dans le Tableau 40.

	q_{ce} (MPa)	k_c	i_β	q_{net} (MPa)
ELU Fondamental	3,33	0,28	0,86	0,80
ELS Quasi-permanent				
ELS Caractéristique				

Tableau 40 : Calcul de q_{net} pour les différentes situations de calcul



3.2.7 - Vérifications en portance

Afin de vérifier la capacité portante du sol, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d \leq R_0 + R_{v,d} \text{ soit } V_d \leq R_0 + R_{v,d} \text{ (cf. paragraphe 3 du chapitre 3 du présent guide)}$$

Avec

- i_e : coefficient de réduction lié à l'excentrement de la charge : $i_e = 1$ car la charge n'est pas excentrée ;
- q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci (en kPa) ;
- A : valeur de la surface de la semelle (en m²/ml) ;
- $R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;
- $\gamma_{R,v}$: facteur partiel de résistance à la portance ;
- $\gamma_{R,d,v}$: coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée.

Calculons la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux :

$$R_0 = Aq_0 = 3 \times D \times \gamma_{remblai} = 3 \times 1 \times 18 = 54 \cdot \text{kN/ml}$$

Ensuite, pour chacune des combinaisons d'actions étudiées, nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 41.

	q_{net} (MPa)	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,d,v}$	$R_{v,d}$ (MN)	V_d (MN/ml)	$R_{v,d} + R_0$ (MN/ml)	Vérfiée ?
ELU Fondamental	0,80	1,4	1,2	1,43	1,11	1,48	oui
ELS Quasi-permanent	0,80	2,3	1,2	0,87	0,61	0,92	oui
ELS Caractéristique	0,80	2,3	1,2	0,87	0,83	0,92	oui

Tableau 41 : Vérification de la capacité portante du sol en fonction des différentes situations de calcul

La capacité portante du sol est vérifiée pour toutes les combinaisons d'actions.

3.3 - Vérification des tassements

3.3.1 - Calcul des modules de déformation E

Les modules de déformation E sont dérivés des résistances de pointes pénétrométriques q_c . Dans le cas d'une semelle filante $E = 3,5q_c$ (Tableau 42).

	Couche	q_c (MPa)	E (MPa)
N° 1	Limon mou	1	3,5
N° 2	Limon sableux	2,5	8,75
N° 3	Sable	4	14
N° 4	Grave 1	12	42
N° 5	Grave 2	18	63

Tableau 42 : Modules de déformation E

3.3.2 - Calcul de la contrainte de chargement q'

La pression de chargement est estimée à partir de l'effort vertical appliqué à la base de la fondation à l'ELS Quasi-permanent.

$$q' = \frac{V_d}{A} = \frac{610}{3} \text{ donc } q' = 203 \text{ kPa}$$



La semelle étudiée étant de type filante, on assimile l'aire A à la largeur B . Ainsi, la contrainte moyenne effective s'exprime pour une semelle de 1 m de longueur.

3.3.3 - Calcul de la contrainte verticale effective initiale σ'_{v0}

La contrainte verticale effective initiale au niveau de la fondation est la contrainte appliquée à la base de la fondation si celle-ci n'existait pas.

$$\sigma'_{v0} = \gamma \cdot z = \gamma' \cdot z = 18 \times 1 \quad \text{car il n'y a pas de nappe donc } \sigma'_{v0} = 18 \text{ kPa}$$

3.3.4 - Calcul du facteur d'influence des déformations I_{zp}

Les facteurs d'influence I_z pour une fondation filante à déformation plane se déduit de la Figure 25. Elle atteint un maximum en $z = B$ sous la base de la fondation :

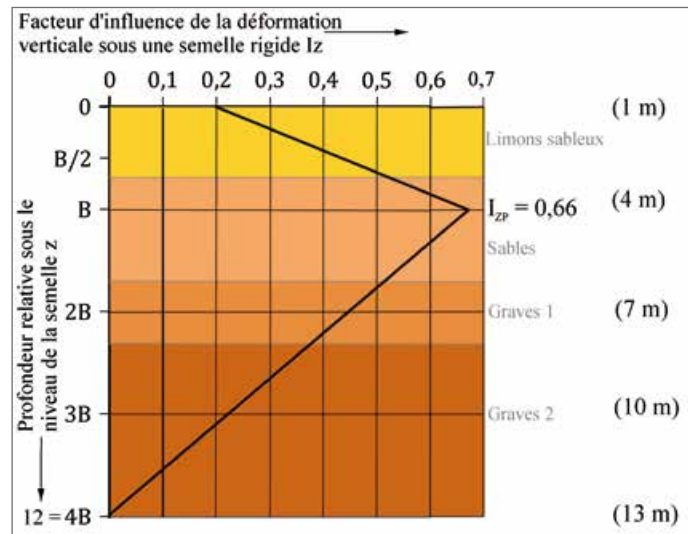


Figure 25 : Facteur d'influence des déformations I_z [Figure I.1]

$$I_{zp} = I_z(D+B) = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{q' - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{vp}}}$$

Avec σ'_{vp} la contrainte verticale effective à la profondeur $D + B$ par rapport au terrain naturel :

$$\sigma'_{vp} = \gamma \cdot z = 18 \times 1 + 18 \times 2 + 20 \times 1 \quad \text{donc } \sigma'_{vp} = 74 \text{ kPa}$$

D'où :

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{203 - 18}{74}} \quad \text{donc } I_{zp} = 0,66$$

On a donc les valeurs singulières suivantes :

- $I_z(D) = 0,2$;
- $I_z(D+B) = I_{zp} = 0,66$;
- $I_z(D+4B) = 0$.

À partir du graphique de la Figure I.1 (Figure 25), on peut en déduire l'équation des deux segments de droite, et donc des équations donnant I_z (z ayant pour origine la base de la semelle) :

- de D à $D + B$ (soit de 1 à 4 m) : $I_z(z) = 0,2 + \frac{I_{zp} - 0,2}{B} z$;
- de $D + B$ à $D + 4B$ (soit de 4 à 13 m) : $I_z(z) = \frac{I_{zp}}{B - 4B} (z - 4B)$.

Il nous faut maintenant déterminer l'intégrale des coefficients d'influence sur chaque couche de sol présente. Les résultats sont présentés dans le Tableau 43.



Couche de sol		Cote de la base de la couche (m)	$I_z(z)$	Intégrale de $I_z(z)$	E (MPa)
1	Limon mou	1	0,2	-	3,5
2	Limon sableux	3	0,505	0,705	8,75
3	Sable	4	0,658	0,582	14
3	Sable	6	0,512	1,170	14
4	Grave 1	8	0,366	0,878	42
5	Grave 2	13	0	0,914	63

Tableau 43 : Calcul de l'intégrale de I_z

$$\int_0^{4,8} \frac{I_z(z)}{E} dz = \int_1^3 \frac{I_z(z)}{E_2} dz + \int_3^4 \frac{I_z(z)}{E_3} dz + \int_4^6 \frac{I_z(z)}{E_3} dz + \int_6^8 \frac{I_z(z)}{E_4} dz + \int_8^{13} \frac{I_z(z)}{E_5} dz = \frac{0,705}{8,75} + \frac{0,582}{14} + \frac{1,170}{14} + \frac{0,878}{42} + \frac{0,914}{63} = 0,24$$

3.3.5 - Calcul des facteurs de forme C_1, C_2, C_3

D'après l'annexe I de la norme NF P94-261, on a :

- $C_3 = 1,75$ pour une semelle filante ;
- $C_1 = 1 - 0,5 \left(\frac{\sigma_{v0}}{q' - \sigma'_{v0}} \right) = 0,95$ [Formule I.2.2] ;
- $C_2 = 1,2 + 0,2 \log(t) = 1,2$ pour t égal à 1 an [Formule I.2.3].

3.3.6 - Calcul du tassement final s

Le tassement de la fondation sous une pression de chargement q' s'exprime :

$$s = C_1 C_2 (q' - \sigma'_{v0}) \int_0^{z_1} \frac{I_z}{C_3 E} dz \quad [\text{Formule I.2.1}]$$

$$s = 0,95 \times 1,2 \times (203 - 18) \int_0^{z_1} \frac{I_z}{1,75 \times E} dz \quad \text{donc } s = 29 \text{ mm}$$

Cette valeur de tassement total de près de 3 cm reste *a priori* admissible pour un ouvrage courant.



4 - Semelle avec une charge excentrée

Cet exemple traite de la justification d'une semelle rectangulaire soumise à un chargement excentré non incliné en l'absence de talus proche.

4.1 - Hypothèses

La semelle est de longueur 14 m et de largeur 2,8 m. Elle est posée sur un sol argileux en l'absence de nappe. En fin de réalisation de la semelle, on considère un remblaiement avec un sol argileux (Figure 26). La méthode retenue pour la détermination de la portance est la méthode pressiométrique.

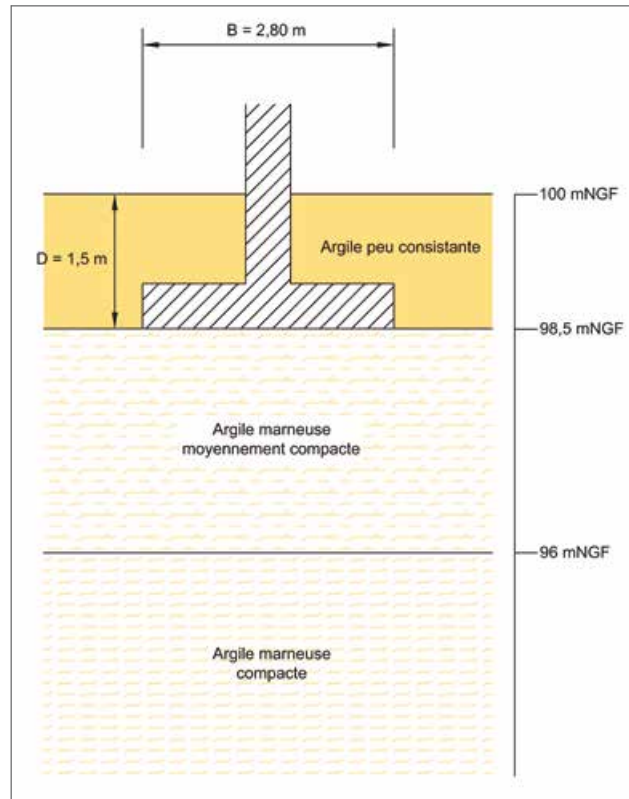


Figure 26 : Représentation de la coupe géologique au droit de la semelle

4.1.1 - Propriétés de sol considérées

Dans notre exemple, le modèle géotechnique a été déduit d'une analyse de 4 sondages pressiométriques atteignant 10 m de profondeur (Tableau 44).

Aucune nappe n'est prise en compte.

	Épaisseur (m)	Module pressiométrique	Pression limite nette	Poids volumique
		E_m (MPa)	p_i^* (MPa)	γ (kN/m ³)
Argile peu consistante	1,5	3,1	0,35	18
Argile marneuse moyennement compacte	2,5	9,4	1,0	18
Argile marneuse compacte		15,1	1,5	20

Tableau 44 : Propriétés des sols



4.1.2 - Efforts de calcul à la base de la semelle

Le Tableau 45 présente les valeurs des efforts de calcul à la base de la semelle pour les différentes situations de calcul.

	V_d (kN)	H_d (kN)	$M_{d,y}$ (kN.m)	$e_{d,B}$ (m)
ELU - situation durable et transitoire	2800	0	1120	0,4
ELS - combinaison caractéristique	1960	0	940	0,48
ELS - combinaison quasi-permanente	1680	0	660	0,39

Tableau 45 : Chargements considérés à la base de la semelle

L'excentrement $e_{d,B}$ est calculé à partir de la formule suivante :

$$e_{d,B} = \frac{M_{d,y}}{V_d}$$

Comme il n'y a pas de moment autour de l'axe de la largeur, $e_{d,L}$ est nul.

Notons que nous sommes dans un cas particulier où la charge n'est pas inclinée.

Les vérifications à mener sont donc les suivantes :

- excentrement ;
- capacité portante ;
- glissement : ce critère n'est pas à vérifier car il n'y a pas d'efforts horizontaux ;
- tassements sous la fondation.

4.2 - Limitation de l'excentrement

Pour les combinaisons d'actions à l'ELU et à l'ELS, il convient de vérifier les inégalités présentées et vérifiées dans le Tableau 46.

	Expression i_e à vérifier	Excentrement e_B (m)	$i_e = \left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right)$	Vérification
ELU - situation durable et transitoire	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$	0,40	0,71	$0,71 \geq 1 / 15$ Vérifié
ELS - combinaison caractéristique	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$	0,48	0,66	$0,66 \geq 1 / 2$ Vérifié
ELS - combinaison quasi-permanente	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$	0,39	0,72	$0,72 \geq 2 / 3$ Vérifié

Tableau 46 : Vérification de la limitation de l'excentrement

4.3 - Vérification de la capacité portante

4.3.1 - Calcul de l'épaisseur h_f

Nous sommes dans le cas d'une semelle rectangulaire, par conséquent, comme $\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$ dans tous les cas, $h_f = 1,5 B = 4,2$ m (Tableau 10 du chapitre 3 de ce guide).

4.3.2 - Calcul de la pression limite nette équivalente p_{le}^*

La pression limite nette équivalente se calcule de la manière suivante (de 1,5 à 5,7 m) :

$$p_{le}^* = \eta \sqrt{\prod_{i=1}^n p_{l;k;i}^*} \quad [\text{Formule D.2.2}]$$



Dans notre exemple, nous avons à notre disposition des valeurs de pression limite calculées par couche. On calcule alors la pression limite nette équivalente avec la formule suivante (dans laquelle l'exposant représente le poids des contributions de chaque couche) :

$$\rho_{le}^* = \sqrt[4,2]{\left(\rho_{l,Arg_moy_compacte}^*\right)^{2,5} \times \left(\rho_{l,Arg_compacte}^*\right)^{1,7}} = \sqrt[4,2]{(1)^{2,5} \times (1,5)^{1,7}}$$

On obtient finalement :

$$\rho_{le}^* = 1,18 \text{ MPa}$$

4.3.3 - Calcul de la hauteur d'encastrement équivalente D_e

La hauteur d'encastrement équivalente se calcule suivant la formule :

$$D_e = \frac{1}{\rho_{le}^*} \int_0^D \rho_l^*(z) dz \quad [\text{Formule C.2.1}]$$

Dans le cas de la semelle étudiée ici :

- d est pris égal à zéro ;
- $D = 1,5 \text{ m}$;
- de d à D , le sol est constitué d'argile peu consistante de $\rho_l^* = 0,35 \text{ MPa}$.

On obtient donc :

$$D_e = \frac{1}{1,18} \times (0,35 \times 1,5) \text{ donc } D_e = 0,44 \text{ m}$$

4.3.4 - Calcul du facteur de portance k_p

Nous rappelons que nous sommes dans le cas d'une semelle rectangulaire. Nous allons calculer le facteur de portance k_p de la couche située juste sous la semelle dans le Tableau 47.

	Type de semelle	Cas d'une semelle rectangulaire					
		Courbe	k_{p0}	a	b	c	k_{pmax}
Argile marneuse moyennement compacte	Filante	Q1	0,8	0,2	0,02	1,3	1,022
	Carrée	Q2	0,8	0,3	0,02	1,5	1,123

Tableau 47 : Éléments pour la détermination du facteur de portance k_p à partir du Tableau 11 [Tableau D.2.3]

Pour obtenir le facteur de portance moyen sous la fondation, nous effectuons les calculs suivants :

$$k_{p,B/L} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{c D_e}{B}} \right) \quad [\text{Formule D.2.3.1}] \text{ pour } B/L \text{ valant respectivement } 0 \text{ et } 1$$

Puis en combinant les deux valeurs pour une semelle rectangulaire :

$$k_{p,B/L} = k_{p,B/L=0} \times \left(1 - \frac{B}{L} \right) + k_{p,B/L=1} \times \frac{B}{L} \quad [\text{Formule D.2.3.2}]$$

$$k_{p,B/L=0} = 0,8 + \left(0,2 + 0,02 \times \frac{0,44}{2,8} \right) \left(1 - e^{-1,3 \times \frac{0,44}{2,8}} \right) \text{ donc } k_{p,B/L=0} = 0,84$$

$$k_{p,B/L=1} = 0,8 + \left(0,3 + 0,02 \times \frac{0,44}{2,8} \right) \left(1 - e^{-1,5 \times \frac{0,44}{2,8}} \right) \text{ donc } k_{p,B/L=1} = 0,86$$

On vérifie aisément que $k_{p,B/L}$ reste inférieur à k_{pmax} . De plus, on a bien $D_e/B = 0,16 < 2$, donc par construction $k_p < k_{pmax}$. D'où pour la semelle rectangulaire considérée dans cet exemple :

$$k_{p,B/L} = 0,84 \times \left(1 - \frac{2,8}{14} \right) + 0,86 \times \frac{2,8}{14} = 0,84$$



4.3.5 - Calcul de la contrainte q_{net}

La contrainte q_{net} est définie par la relation suivante car la semelle n'est pas à proximité d'un talus et la charge n'est pas inclinée donc i_β et i_δ valent 1 (cf. Tableau 18) :

$$q_{net} = k_p p_{le}^* \quad [\text{Formule D.2.1}]$$

Pour chacune des combinaisons d'actions, on obtient les résultats présentés dans le Tableau 48.

	p_{le}^* (MPa)	k_p	q_{net} (MPa)
ELU – situation durable et transitoire	1,18	0,84	0,99
ELS – combinaison caractéristique			
ELS – combinaison quasi-permanente			

Tableau 48 : Calcul de q_{net} pour les différentes situations de calcul

4.3.6 - Vérifications en portance

Afin de vérifier la capacité portante du sol, il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$V_d \leq R_0 + R_{v,d} \quad \text{soit} \quad V_d \leq Aq_0 + \frac{A i_e q_{net}}{\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{R,d,v}} \quad (\text{cf. paragraphe 3 du chapitre 3 du présent guide})$$

Avec

$$i_e : \text{coefficient de réduction lié à l'excentrement de la charge} : i_e = \left(1 - 2 \frac{e_B}{B}\right) \left(1 - 2 \frac{e_L}{L}\right) ;$$

q_0 : contrainte totale verticale que l'on obtiendrait à la fin des travaux à la base de la fondation superficielle en l'absence de celle-ci (en kPa) ;

A : valeur de la surface de la semelle (en m^2) : elle vaut $39,2 m^2$;

$R_{v,d}$: valeur de calcul de la résistance ultime du terrain ;

$\gamma_{R,v}$: facteur partiel de résistance à la portance ;

$\gamma_{R,d,v}$: coefficient de modèle associé à la méthode de calcul utilisée.

Calculons la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux :

$$R_0 = Aq_0 = A \times D \times \gamma_{remblai} = 14 \times 2,8 \times 1,5 \times 18 = 1058 \text{ kN}$$

Ensuite, pour chacune des combinaisons d'actions étudiées, nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 49.

	q_{net} (MPa)	$\gamma_{R,v}$	$\gamma_{R,d,v}$	i_e	$R_{v,d}$ (MN)	V_d (MN)	$R_{v,d} + R_0$ (MN)	Vérfiée ?
ELU – situation durable et transitoire	0,99	1,4	1,2	0,71	16,4	2,8	17,5	oui
ELS – combinaison caractéristique	0,99	2,3	1,2	0,66	9,3	1,96	10,4	oui
ELS – combinaison quasi-permanente	0,99	2,3	1,2	0,72	10,1	1,68	11,2	oui

Tableau 49 : Vérification de la capacité portante du sol en fonction des différentes situations de calcul

La capacité portante du sol est alors vérifiée pour toutes les combinaisons d'actions.

4.4 - Vérification des tassements

Vérifions la non décompression de la semelle en contrôlant que l'excentrement est inférieur à $\frac{B}{6} = \frac{2,8}{6} = 0,47 \text{ m}$.

Comme le montre le Tableau 50, on peut estimer que la semelle est comprimée sur toute sa surface pour toutes les combinaisons d'actions. Les tassements seront donc estimés à l'aide de tranches de sol découpées selon la largeur B de la semelle.



	$e_{d;B}$ (m)
ELU - situation durable et transitoire	0,4
ELS - combinaison caractéristique	0,48
ELS - combinaison quasi-permanente	0,39

Tableau 50 : Valeurs de l'excentrement pour toutes les combinaisons d'actions considérées

Nous sommes dans le cas d'un sol hétérogène. Il convient alors de calculer le tassement final de la manière suivante :

$$S_f = S_c + S_d \text{ [Formule H.2.1.1.1]}$$

$$\text{avec } s_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \lambda_c B \text{ et } s_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \text{ [Formules H.2.1.2.1 et H.2.1.2.2]}$$

La valeur de la largeur de référence à considérer B_0 est égale à 0,6 m.

Rappelons que pour calculer E_c et E_d , il convient de découper le terrain en tranches d'épaisseur $B/2 = 1,4$ m (Figure 27).

4.4.1 - Calcul de E_c

Le module E_c correspond au module de sol situé dans la tranche de 0 à $B/2$ sous la fondation, soit de 0 à 1,4 m dans notre exercice. Dans notre cas, nous avons donc :

$$E_c = 9,4 \text{ MPa}$$

4.4.2 - Calcul de E_d

Nous connaissons le terrain seulement de 0 à 10 m environ sous la semelle. Nous considérons que les propriétés des sols en-dessous de 10 m de profondeur sont au moins égales à celles des sables. Nous obtenons donc E_d ainsi :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{E_1} + \frac{0,3}{E_2} + \frac{0,25}{E_{3,5}} + \frac{0,2}{E_{6,8}} \text{ [Formule H.2.1.2.6]}$$

Avec $E_1 = E_2 = 9,4$ MPa et $E_{3,5} = E_{6,8} = 15,1$ MPa

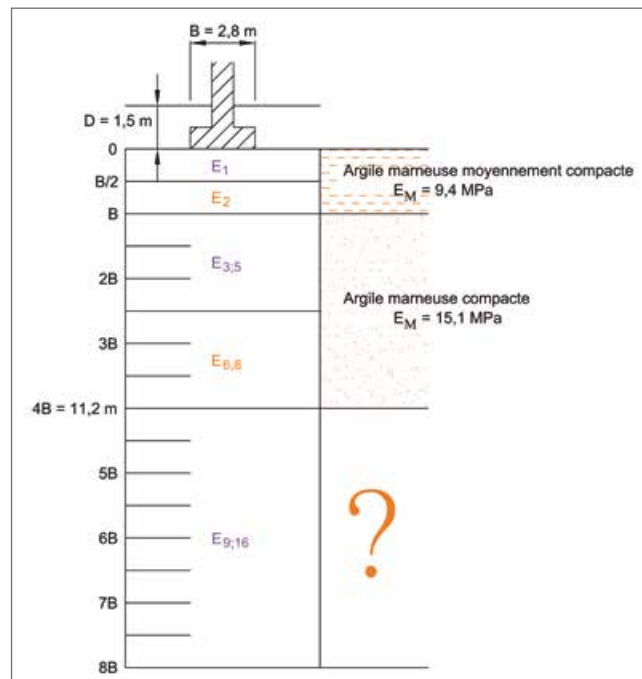


Figure 27 : Découpage du terrain pour le calcul des tassements



On obtient finalement :

$$\frac{1}{E_d} = \frac{0,25}{9,4} + \frac{0,3}{9,4} + \frac{0,25}{15,1} + \frac{0,2}{15,1} \text{ donc } E_d = 11,3 \text{ MPa}$$

4.4.3 - Calcul de la contrainte effective q' et σ'_{v0}

Nous déterminons la contrainte moyenne effective appliquée au sol ainsi :

$$q' = \frac{V_d}{A}$$

L'aire de la semelle étudiée vaut 14 m x 2,8 m soit 39,2 m².

La vérification du tassement de la semelle s'effectuant à l'ELS quasi-permanent, $V_d = 1680$ kN d'où $q' = 43$ kPa.

Pour déterminer la contrainte verticale effective au niveau de la fondation avant travaux, nous prendrons la valeur suivante :

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} &= \gamma \cdot D = \gamma \cdot D = 18 \times 1,5 \\ \sigma'_{v0} &= 27 \text{ kPa} \end{aligned}$$

4.4.4 - Calcul du coefficient rhéologique α et des coefficients de forme λ_c et λ_d

Le coefficient rhéologique est donné pour les différentes natures du terrain dans le Tableau 23. Nous sommes dans le cas d'un sol argileux normalement consolidé ($E_M/p_1 = 9,4 / 1 = 9,4$) :

$$\alpha = 0,67 \text{ (Tableau 23)}$$

Comme $L = 14$ m et $B = 2,8$ m alors $L / B = 5$ d'où d'après le Tableau 23 :

$$\lambda_c = 1,4 \text{ et } \lambda_d = 2,14$$

4.4.5 - Vérification

Nous obtenons les résultats présentés dans le Tableau 51.

	V_d (kN)	q' (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	Tassements déviatoriques			Tassements sphériques			Tassement final
				λ_d	E_d (MPa)	s_d (mm)	λ_c	E_c (MPa)	s_c (mm)	s_f (mm)
ELS – combinaison quasi-permanente	1680	43	27	2,14	11,3	0,9	1,4	9,4	0,5	1,4

Tableau 51 : Calcul des tassements finaux à l'ELS quasi-permanent

De façon générale, le tassement admissible n'excède pas 1 cm pour une fondation superficielle. Il est alors possible de considérer que la semelle étudiée dans l'exercice est vérifiée vis-à-vis du tassement.

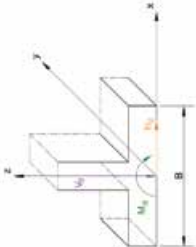
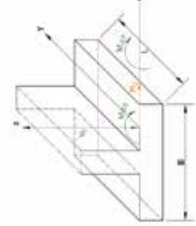
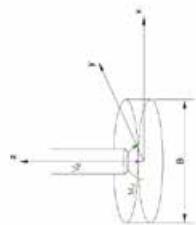
Annexes

Annexe A : Logigrammes de synthèse

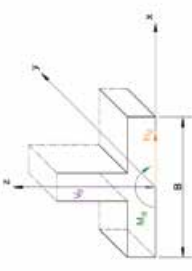
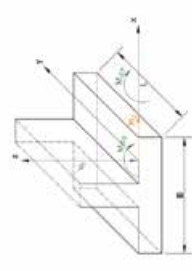
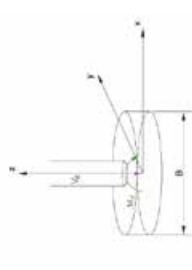
Dans cette annexe, il existe des renvois à d'autres logigrammes : ils sont signalés par un numéro encerclé. Les cas généraux sont signalés, le cas échéant, en couleur.

1. Détermination des paramètres liés à la semelle de fondation pour les justifications
2. Vérification des critères d'excentrement
3. Vérification de la portance
4. Détermination des facteurs de portance
5. Détermination des coefficients de réduction liés à l'inclinaison de la charge et à la présence d'un talus
6. Vérification du non-glissement
7. Détermination des tassements à partir du pressiomètre Ménard
8. Détermination des tassements à partir du pénétromètre statique à pointe mécanique avec cône à jupe

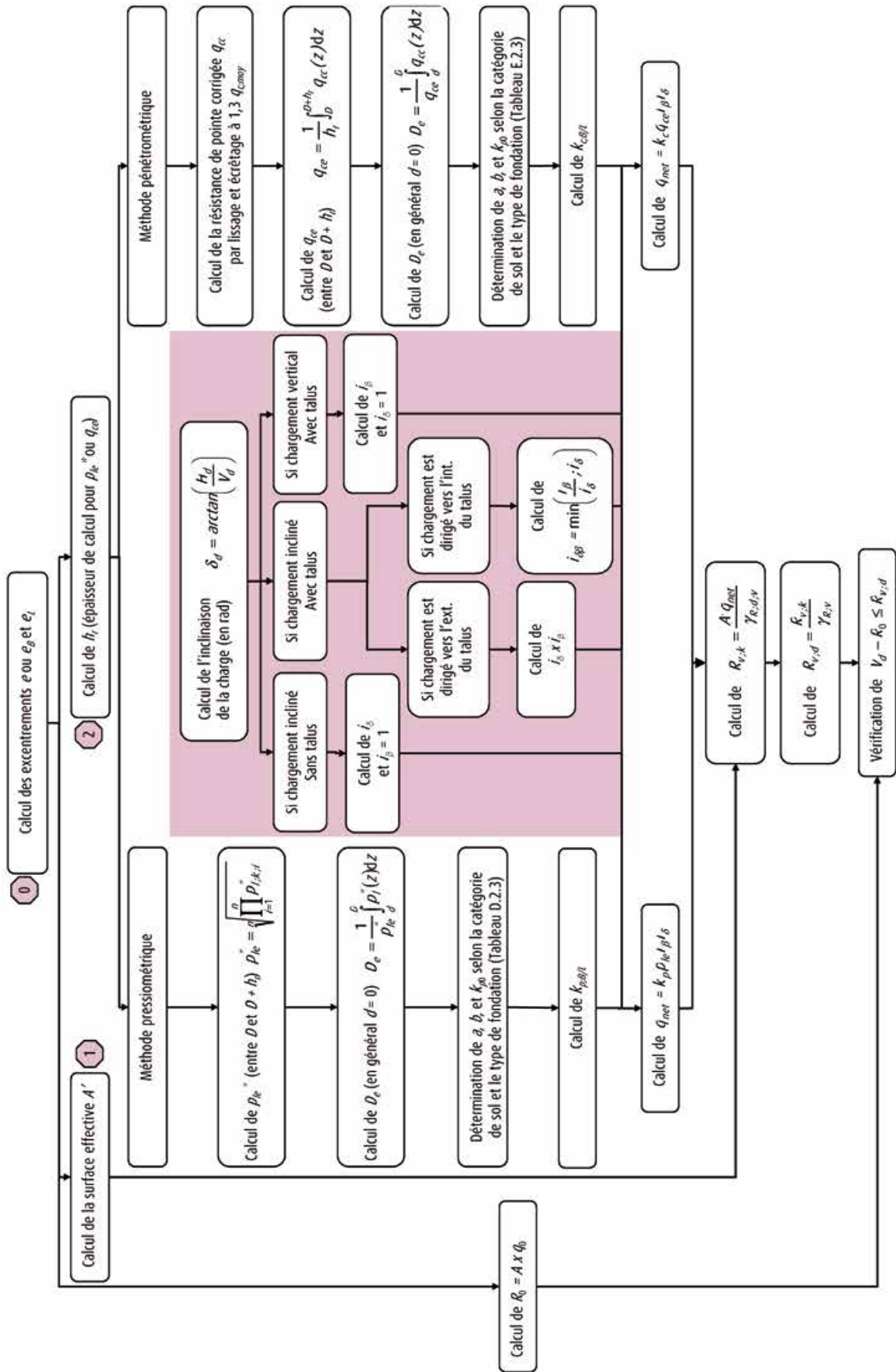
Logigramme 1 : Détermination des paramètres liés à la semelle de fondation pour les justifications

				
		Semelle filante ($L \gg B$)	Semelle rectangulaire ($L > B$)	Semelle circulaire
Excentrements 0		Calcul de $e = \frac{M_d}{V_d}$	Calcul de $e_B = \frac{M_{d,y}}{V_d}$ et $e_L = \frac{M_{d,x}}{V_d}$	Calcul de $e = \frac{M_d}{V_d}$
Surface effective 1		Calcul de $A' = L \cdot B \left(1 - \frac{2e}{B}\right)$	Calcul de $A' = (B - 2e_B) \cdot (L - 2e_L)$	Calcul de $A' = 2R^2 \cdot \text{Arccos}\left(\frac{e}{R}\right) - 2eR \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{e}{R}\right)^2}$
hr 2	ELU	$\text{si } \left(1 - \frac{2e}{B}\right) < \frac{1}{2}$ $h_r = 3B - 6e$	$\text{si } \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) < \frac{1}{2}$ $h_r = \min(1,5B; 3B - 6e_B; 3L - 6e_L)$	$\text{si } \left(1 - \frac{2e}{B}\right) < \frac{9}{16}$ $h_r = \frac{8B}{3} - \frac{16e}{3}$
	ELS	$\text{si } \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{1}{2}$ $h_r = 1,5B$	$\text{si } \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \cdot \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$ $h_r = 1,5B$	$\text{si } \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{9}{16}$ $h_r = 1,5B$
		$h_r = 1,5B$		

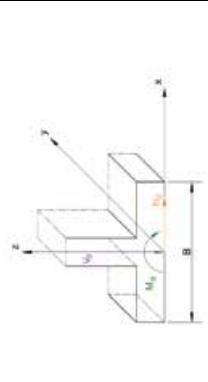
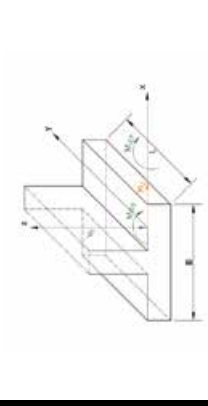
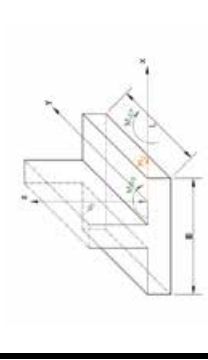
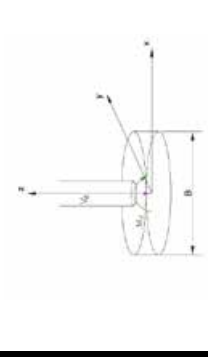
Logigramme 2 : Vérification des critères d'excentrement

			
	Semelle filante ($L \gg B$)	Semelle rectangulaire ($L > B$) ou Semelle carrée ($B = L$)	Semelle circulaire
ELU	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{1}{15} \Leftrightarrow e \leq \frac{7B}{15}$ $\Leftrightarrow 10\%$ semelle comprimée	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{15}$	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{3}{40}$
ELS Quasi-permanent	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{2}{3} \Leftrightarrow e \leq \frac{B}{6}$ $\Leftrightarrow 100\%$ semelle comprimée	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{2}{3}$	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{3}{4}$
ELS Fréquent			
ELS Caractéristique	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{1}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{B}{4}$ $\Leftrightarrow 75\%$ semelle comprimée	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right) \cdot \left(1 - \frac{2e_L}{L}\right) \geq \frac{1}{2}$	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right) \geq \frac{9}{16}$

Logigramme 3 : Vérification de la portance



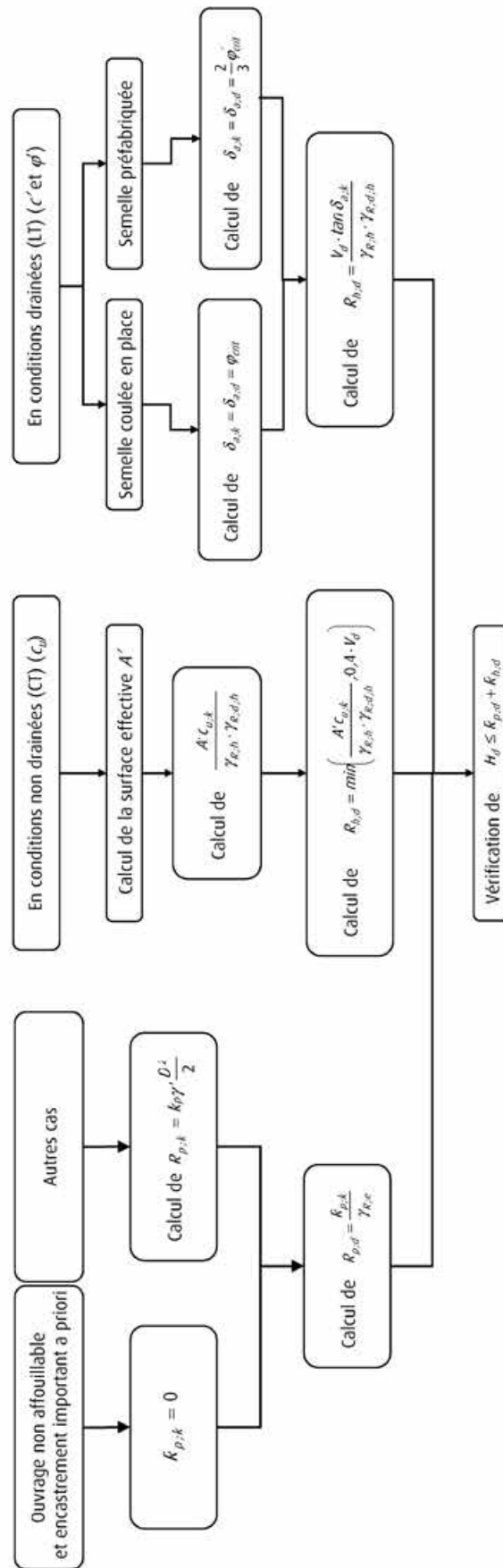
Logigramme 4 : Détermination des facteurs de portance

				
	Semelle filante ($L \gg B$)	Semelle rectangulaire ($L > B$)	Semelle carrée ($B = L$)	Semelle circulaire
Facteur de portance pressiométrique k_p	$\frac{D_e}{B} < 2$	$k_{p,B/L=0} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}} \right)$ où a, b, c sont donnés dans le tableau D.2.3 selon le type de sols	Calcul de $k_{p,B/L=0}$ et de $k_{p,B/L=1}$ $k_{p,B/L} = k_{p,B/L=0} \cdot \left(1 - \frac{B}{L} \right) + k_{p,B/L=1} \cdot \frac{B}{L}$	$k_{p,B/L=1} = k_{p0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}} \right)$ où a, b, c sont donnés dans le tableau D.2.3 selon le type de sols
	$\frac{D_e}{B} \geq 2$	$k_{p,B/L=0} = k_{pmax}(D_e/B \geq 2)$ donné sur la figure D.2.3		$k_{p,B/L=1} = k_{pmax}(D_e/B \geq 2)$ donné sur la figure D.2.3
Facteur de portance pénétrométrique k_c	$\frac{D_e}{B} < 2$	$k_{c,B/L=0} = k_{c0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}} \right)$ où a, b, c sont donnés dans le tableau E.2.3 selon le type de sols	Calcul de $k_{c,B/L=0}$ et de $k_{c,B/L=1}$ $k_{c,B/L} = k_{c,B/L=0} \cdot \left(1 - \frac{B}{L} \right) + k_{c,B/L=1} \cdot \frac{B}{L}$	$k_{c,B/L=1} = k_{c0} + \left(a + b \frac{D_e}{B} \right) \left(1 - e^{-\frac{D_e}{B}} \right)$ où a, b, c sont donnés dans le tableau E.2.3 selon le type de sols
	$\frac{D_e}{B} \geq 2$	$k_{c,B/L=0} = k_{cmax}(D_e/B \geq 2)$ donné sur la figure E.2.3		$k_{c,B/L=1} = k_{cmax}(D_e/B \geq 2)$ donné sur la figure E.2.3

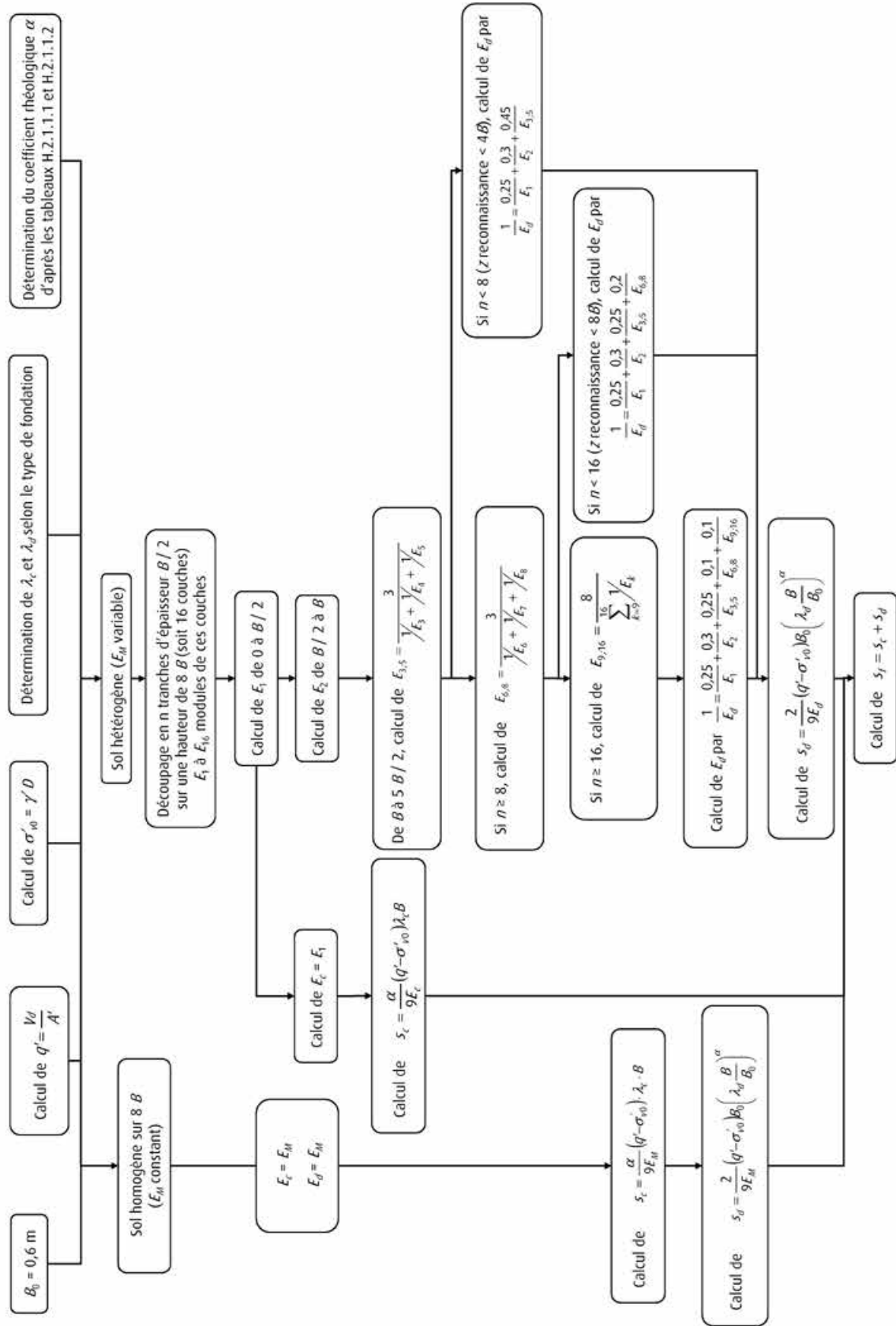
Logigramme 5 : Détermination des coefficients de réduction liés à l'inclinaison de la charge et à la présence d'un talus

	Sol purement cohérent ($\alpha \neq 0$ et $\varphi' \neq 0$)	Sol cohérent et frottant ($c' \neq 0$ et $\varphi' \neq 0$)	Sol purement frottant ($c' \approx 0$ et $\varphi' \neq 0$)
i_β Coefficient de réduction lié à l'inclinaison de la charge $\delta_d = \text{Arctan}\left(\frac{H_d}{V_d}\right)$	$\forall De$ $i_{\delta,c,D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2$	Calcul de $i_{\delta,c,D_e/B}$ et de $i_{\delta,i,D_e/B}$ Avec $\alpha = 0,6$ $i_{\delta,c,i,D_e/B} = i_{\delta,i,D_e/B} + \left(i_{\delta,c,D_e/B} - i_{\delta,i,D_e/B} \right) \left(1 - e^{-\frac{\alpha \cdot c'}{\gamma \cdot B \tan(\varphi')}} \right)$	Pour $\delta_d < \frac{\pi}{4}$ $i_{\delta,i,D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi} \right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3 \frac{2\delta_d}{\pi} \right) e^{-\frac{D_e}{B}}$ Pour $\delta_d \geq \frac{\pi}{4}$ $i_{\delta,i,D_e/B} = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi} \right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi} \right) e^{-\frac{D_e}{B}}$
i_β Coefficient de réduction lié à la présence d'un talus (de pente β situé à une distance d de la base de la fondation)	Pour $d < 8B$ $i_{\beta,c,D_e/B} = 1 - \frac{\beta}{\pi} \left(1 - \frac{d}{8B} \right)^2$	Calcul de $i_{\beta,c,D_e/B}$ et de $i_{\beta,i,D_e/B}$ Avec $\alpha = 0,6$ $i_{\beta,c,i,D_e/B} = i_{\beta,i,D_e/B} + \left(i_{\beta,c,D_e/B} - i_{\beta,i,D_e/B} \right) \left(1 - e^{-\frac{\alpha \cdot c'}{\gamma \cdot B \tan(\varphi')}} \right)$	Pour $d + \frac{D_e}{\tan \beta} < 8B$, $i_{\beta,i,D_e/B} = 1 - 0,9(\tan \beta)(2 - \tan \beta) \left(1 - \frac{d + \frac{D_e}{\tan \beta}}{8B} \right)^2$
	Pour $d \geq 8B$, $i_\beta = 1$		Pour $d + \frac{D_e}{\tan \beta} \geq 8B$, $i_\beta = 1$

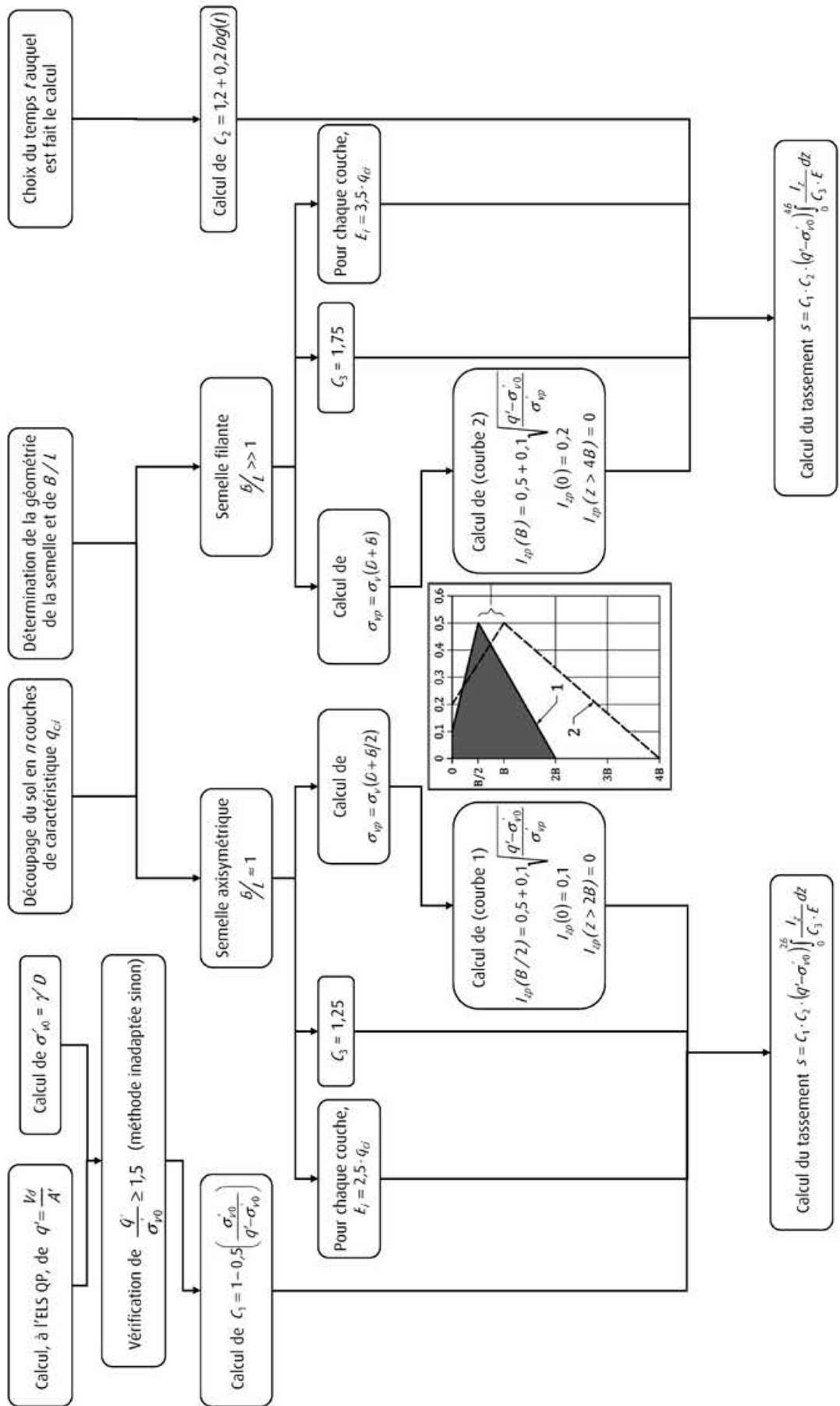
Logigramme 6 : Vérification du non-glissement



Logigramme 7 : Détermination des tassements à partir du pressiomètre Ménard



Logigramme 8 : Détermination des tassements à partir du pénétromètre statique avec cône à jupe



Annexe B : Abaques de détermination de i_δ

Dans cette annexe, des abaques permettant de déterminer le coefficient réducteur de la portance i_δ lié à l'inclinaison de la charge sont présentés. Les courbes sont présentées selon les valeurs des paramètres donnés dans le Tableau 52.

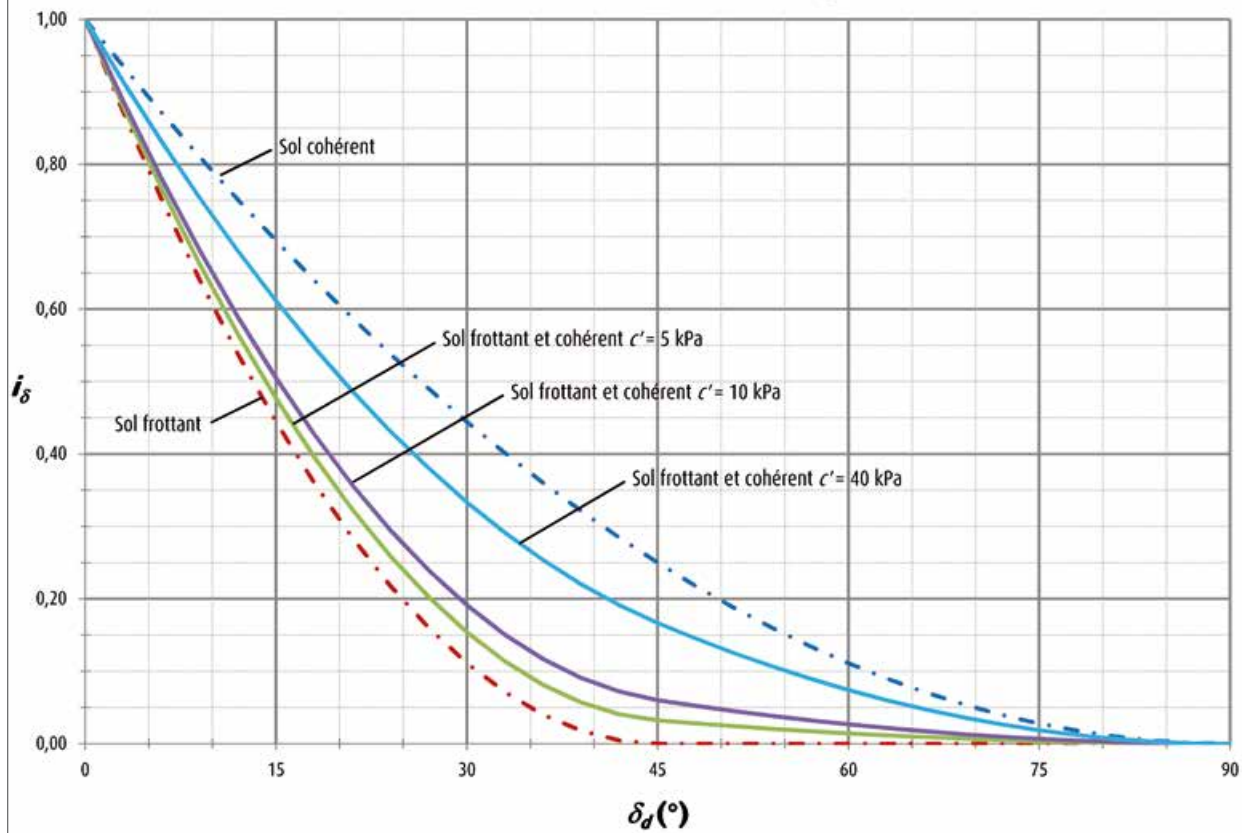
Sur chaque abaque, les courbes dépendent du caractère cohérent ou non du sol et sont valables pour $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (sols sans eau) et pour une semelle de largeur B de 3 m :

- sol purement cohérent ($\varphi' = 0^\circ$ et $c' > 0 \text{ kPa}$) ;
- sol purement frottant ($\varphi' > 0^\circ$ et $c' = 0 \text{ kPa}$) ;
- sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0^\circ$ et $c' = 5 \text{ kPa}$) ;
- sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0^\circ$ et $c' = 10 \text{ kPa}$) ;
- sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0^\circ$ et $c' = 40 \text{ kPa}$).

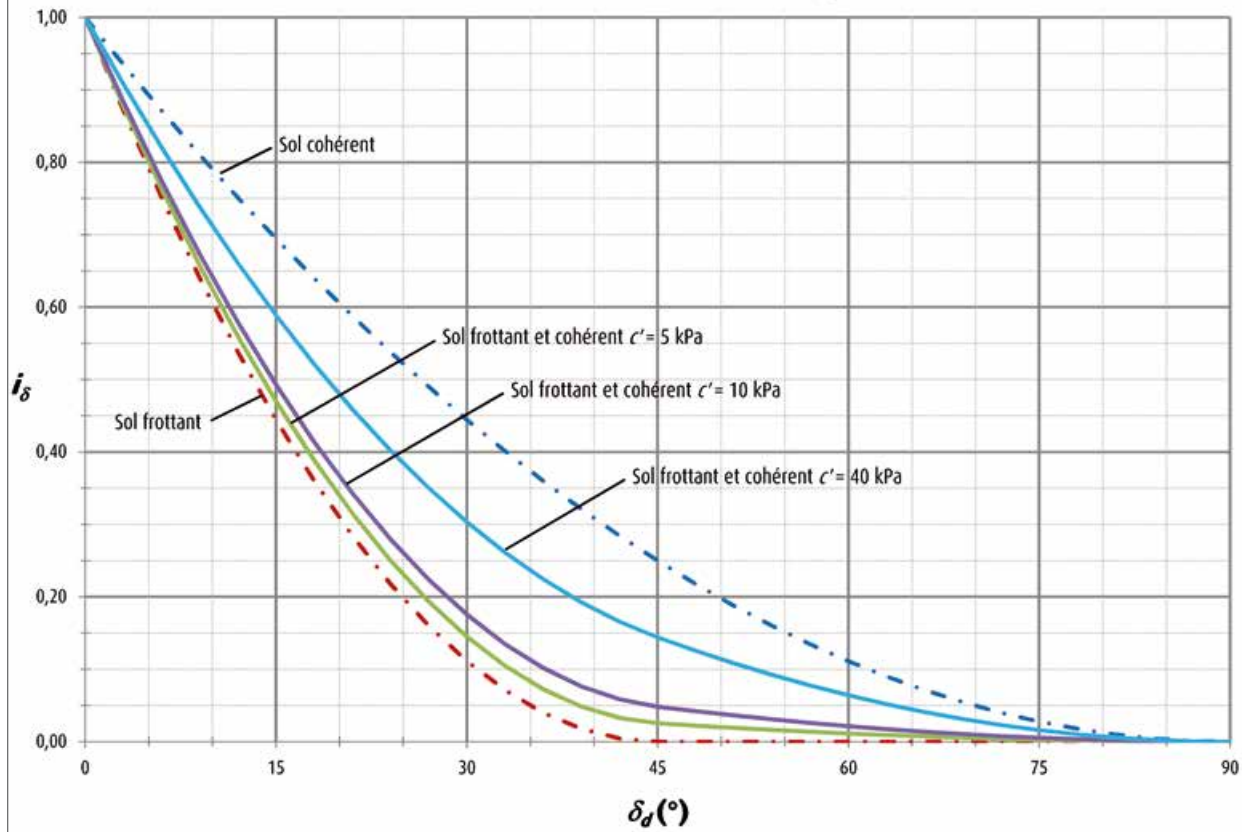
	$D_e \text{ (m)}$	$\varphi \text{ (}^\circ\text{)}$
Abaque 1	0	20
Abaque 2		25
Abaque 3		30
Abaque 4		35
Abaque 5	0,5	20
Abaque 6		25
Abaque 7		30
Abaque 8		35
Abaque 9	1	20
Abaque 10		25
Abaque 11		30
Abaque 12		35

Tableau 52 : Valeurs des paramètres retenues pour les abaques donnant i_δ en fonction de l'inclinaison du chargement δ_d

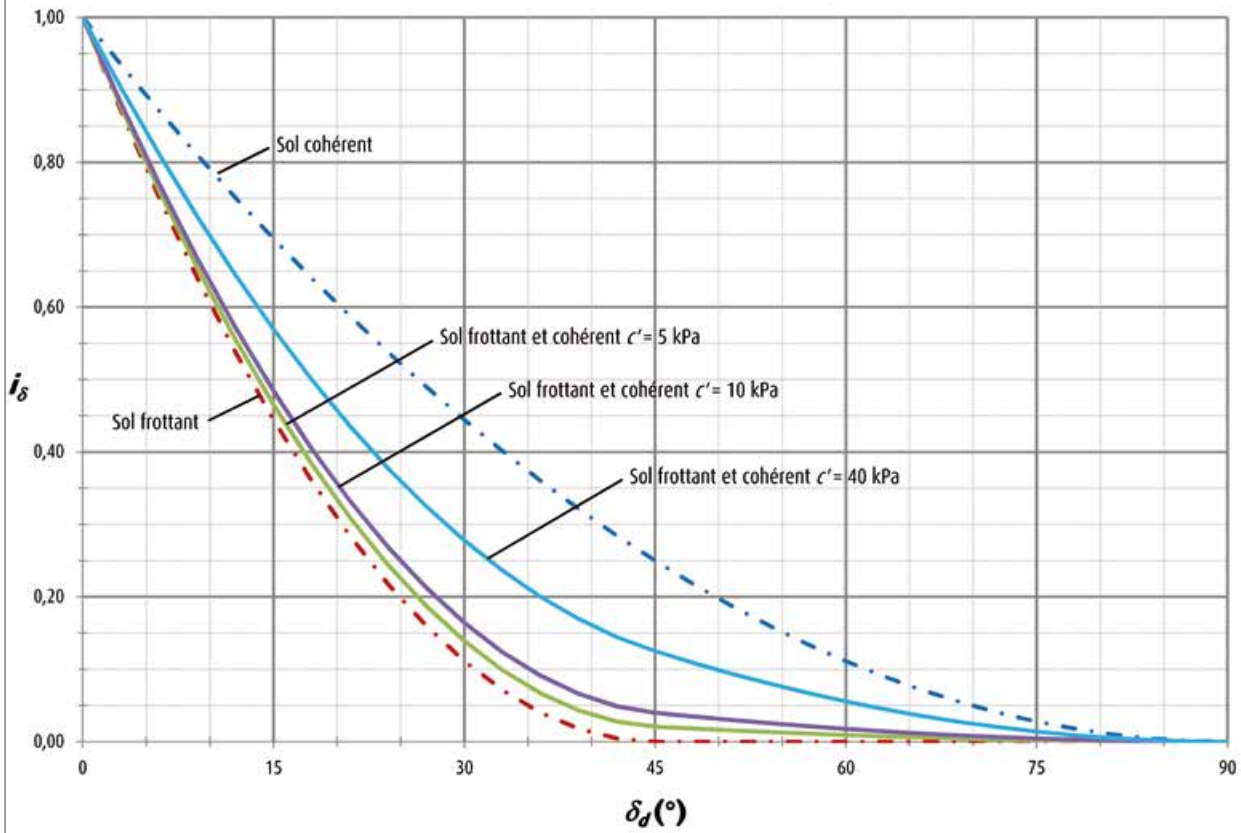
Abaque 01 : $D_e = 0$ m - $\varphi' = 20^\circ$



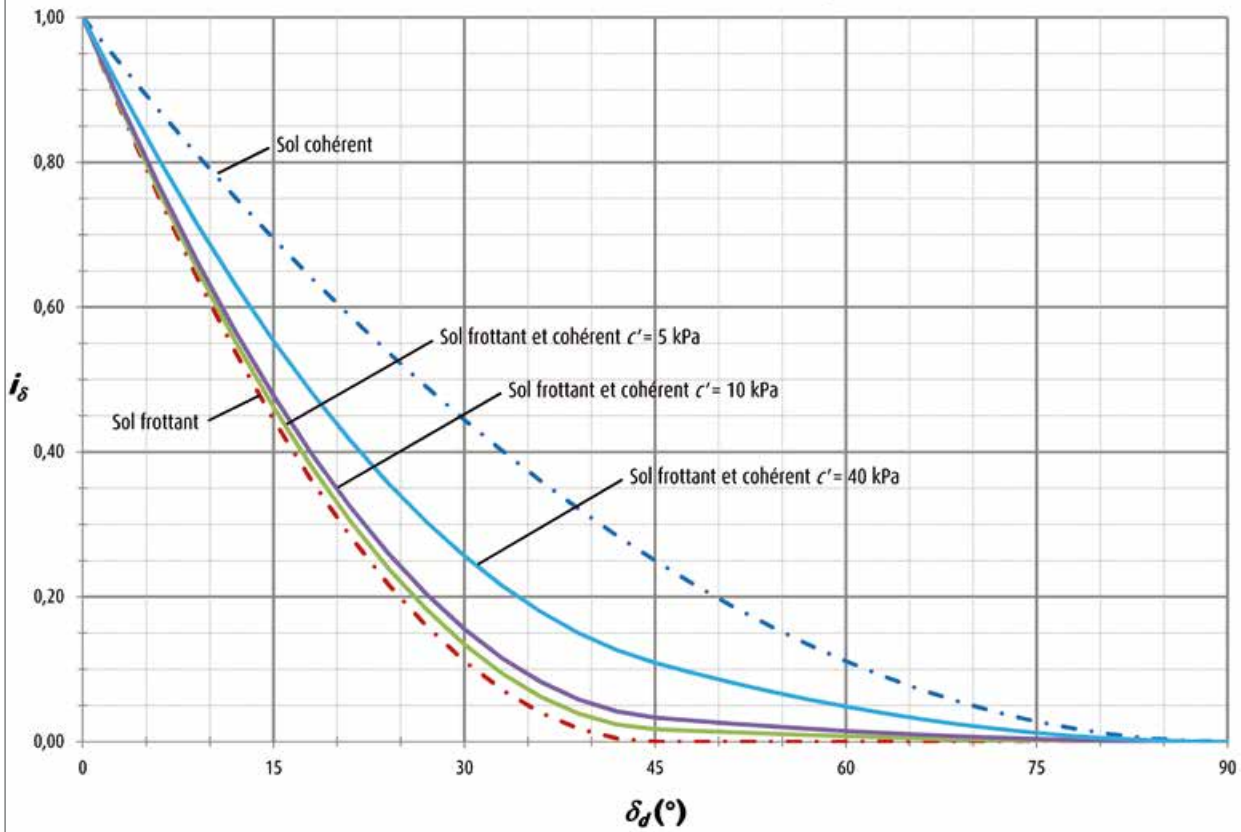
Abaque 02 : $D_e = 0$ m - $\varphi' = 25^\circ$



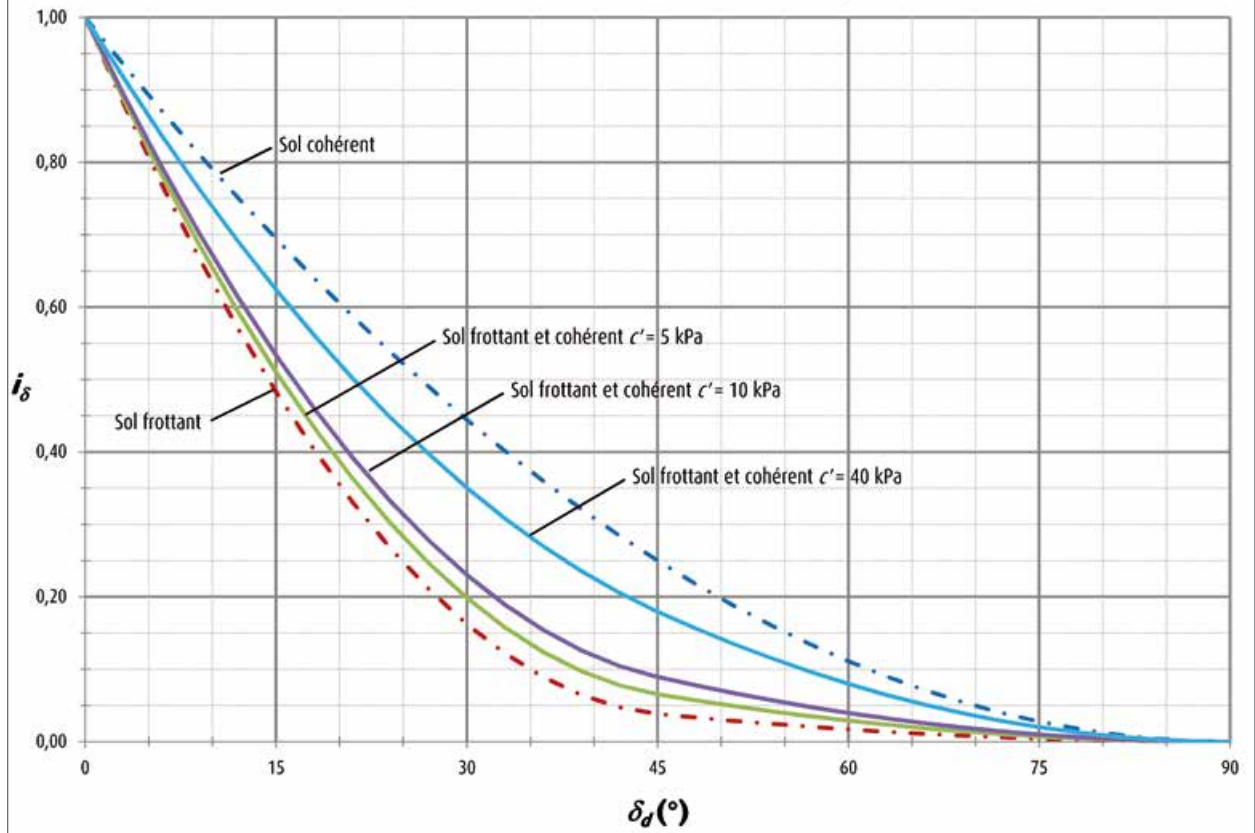
Abaque 03 : $D_e = 0$ m - $\varphi' = 30^\circ$



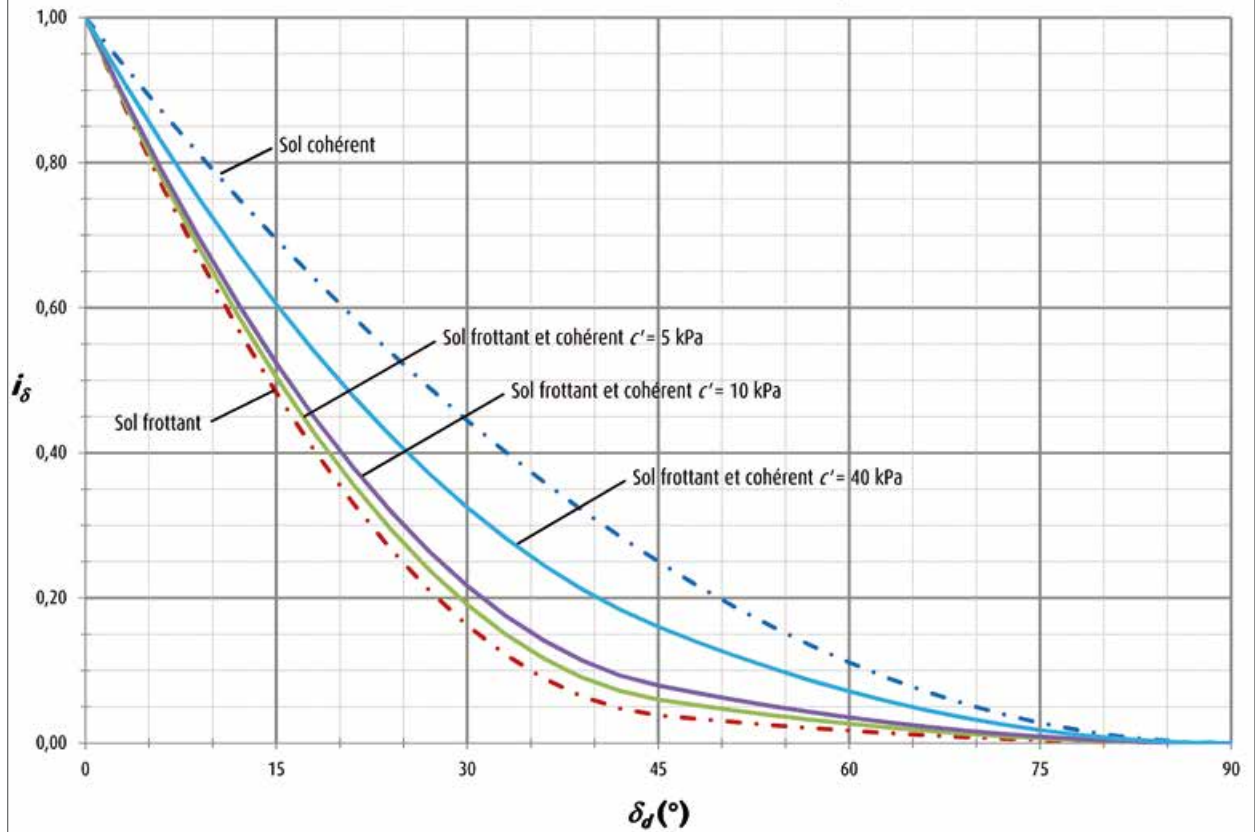
Abaque 04 : $D_e = 0$ m - $\varphi' = 35^\circ$



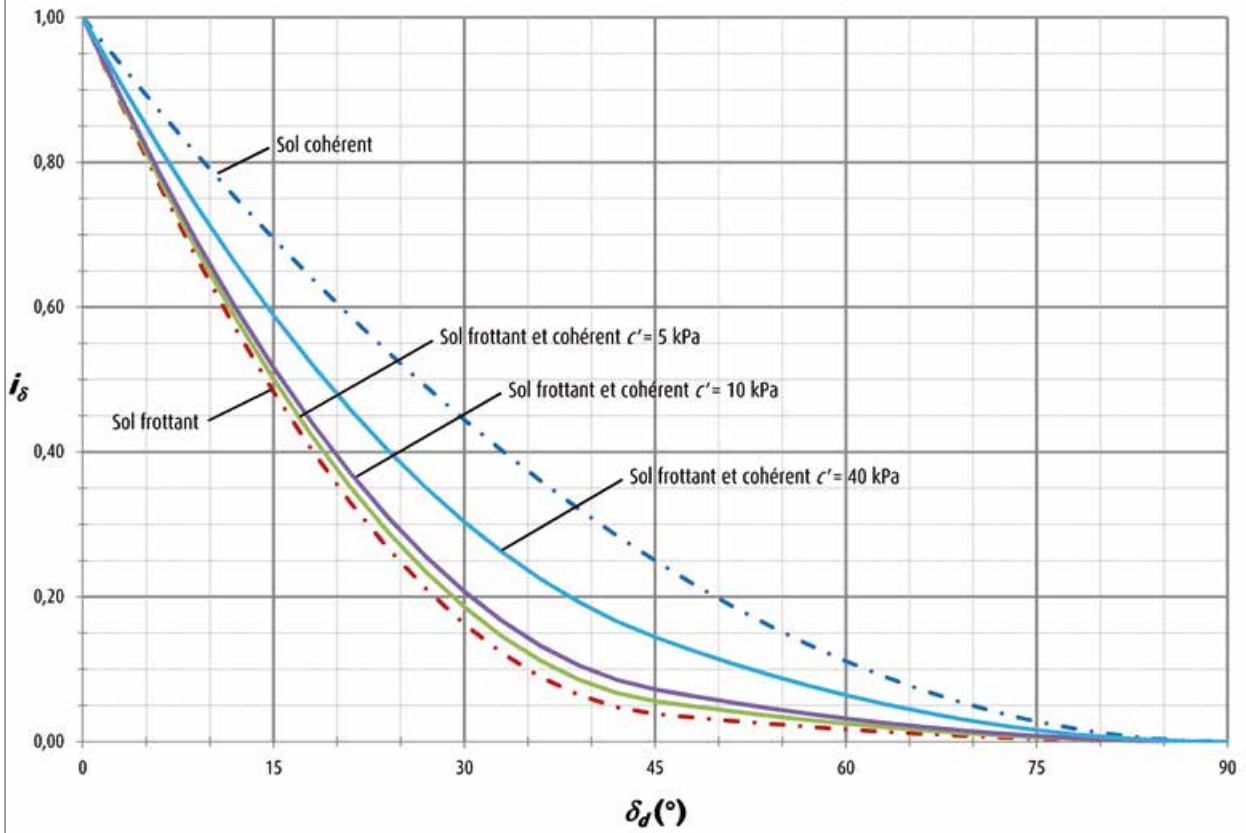
Abaque 05 : $D_e = 0,5 \text{ m}$ - $\varphi' = 20^\circ$



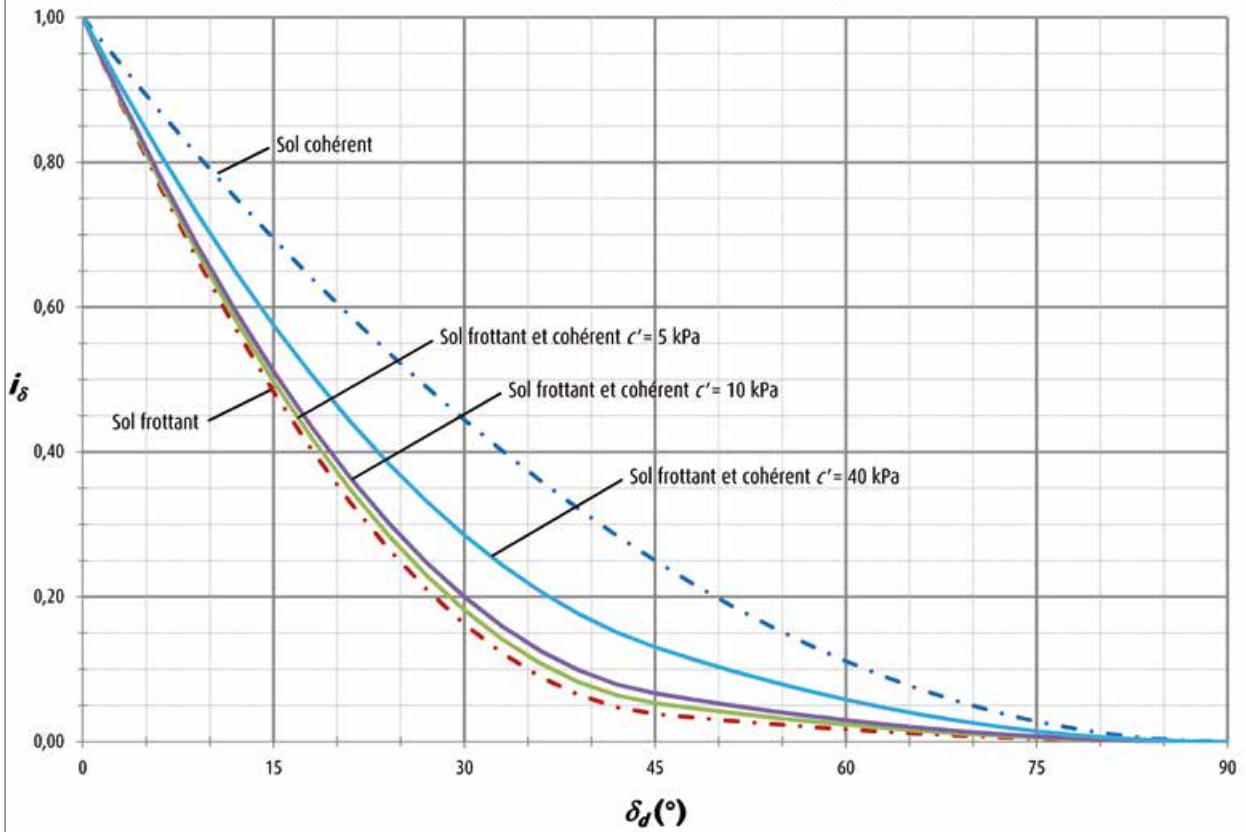
Abaque 06 : $D_e = 0,5 \text{ m}$ - $\varphi' = 25^\circ$



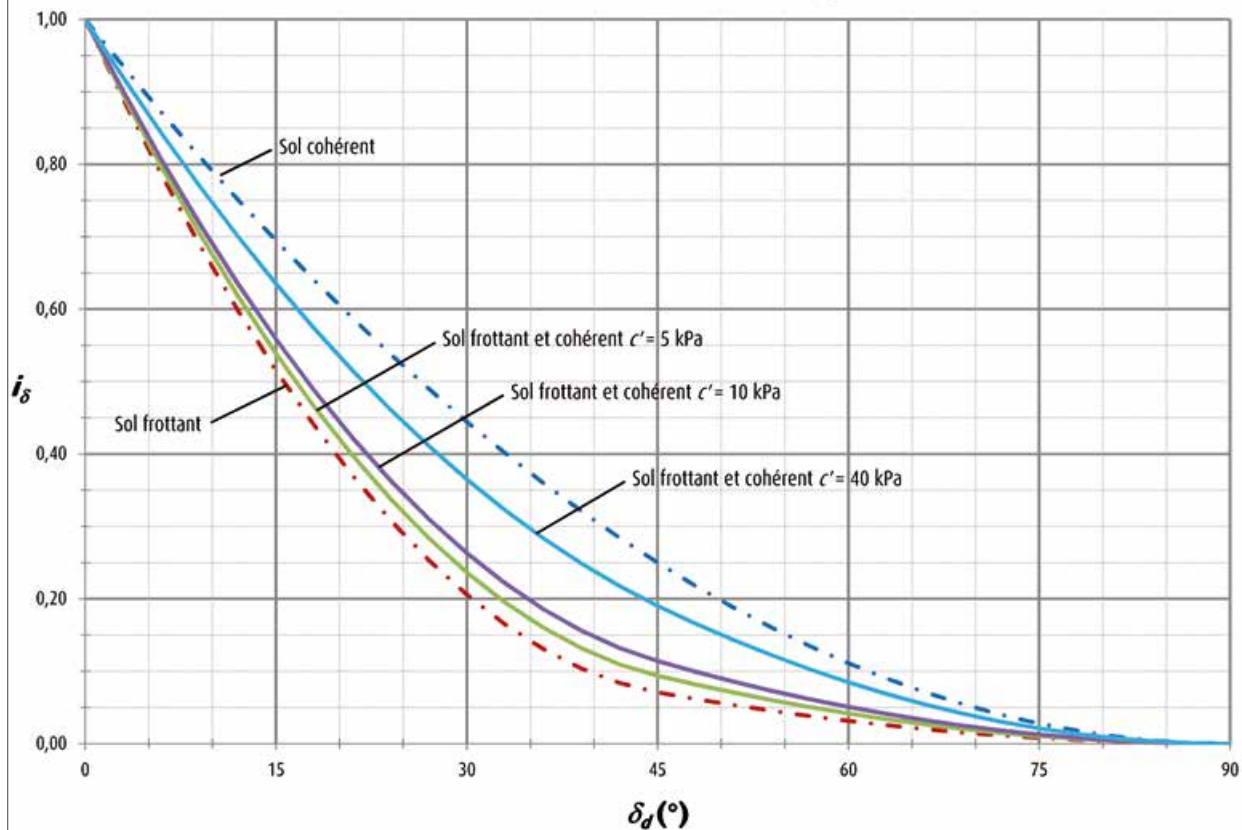
Abaque 07 : $D_e = 0,5 \text{ m} - \varphi' = 30^\circ$



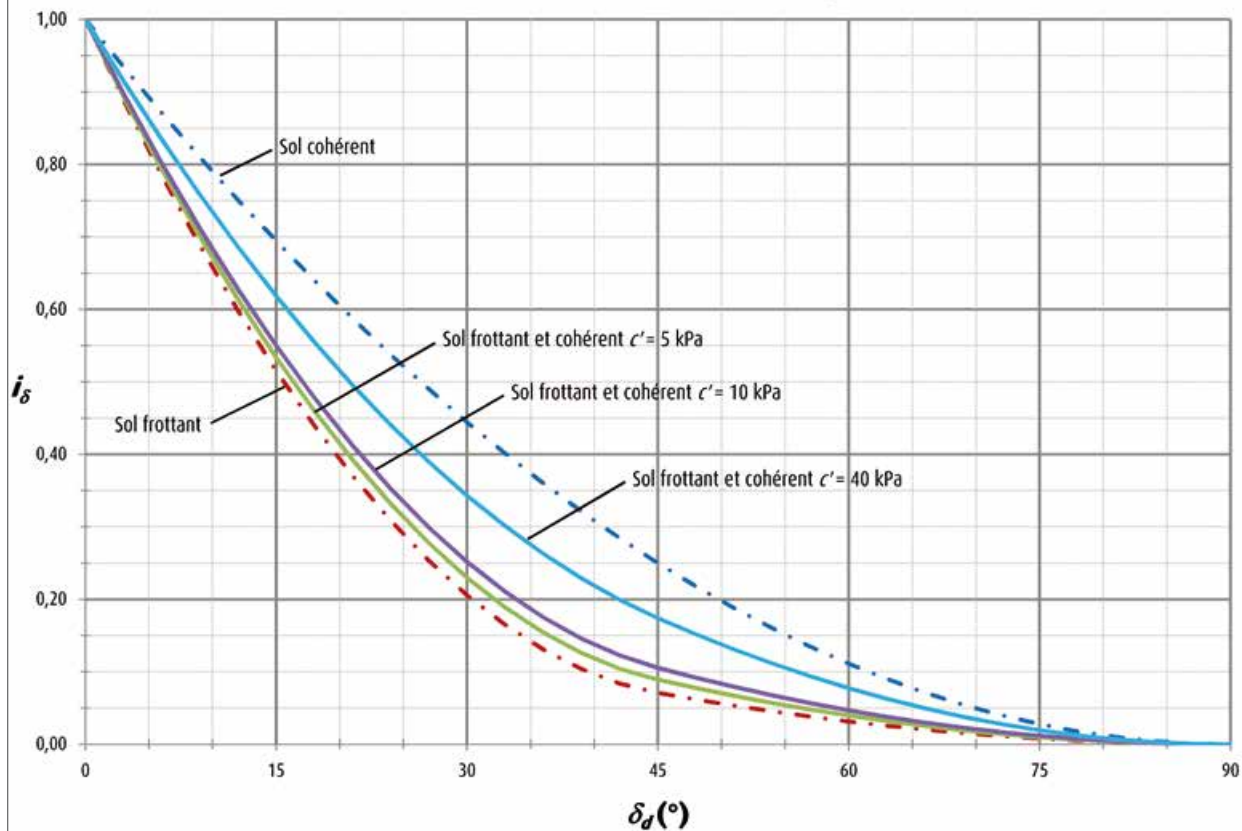
Abaque 08 : $D_e = 0,5 \text{ m} - \varphi' = 35^\circ$



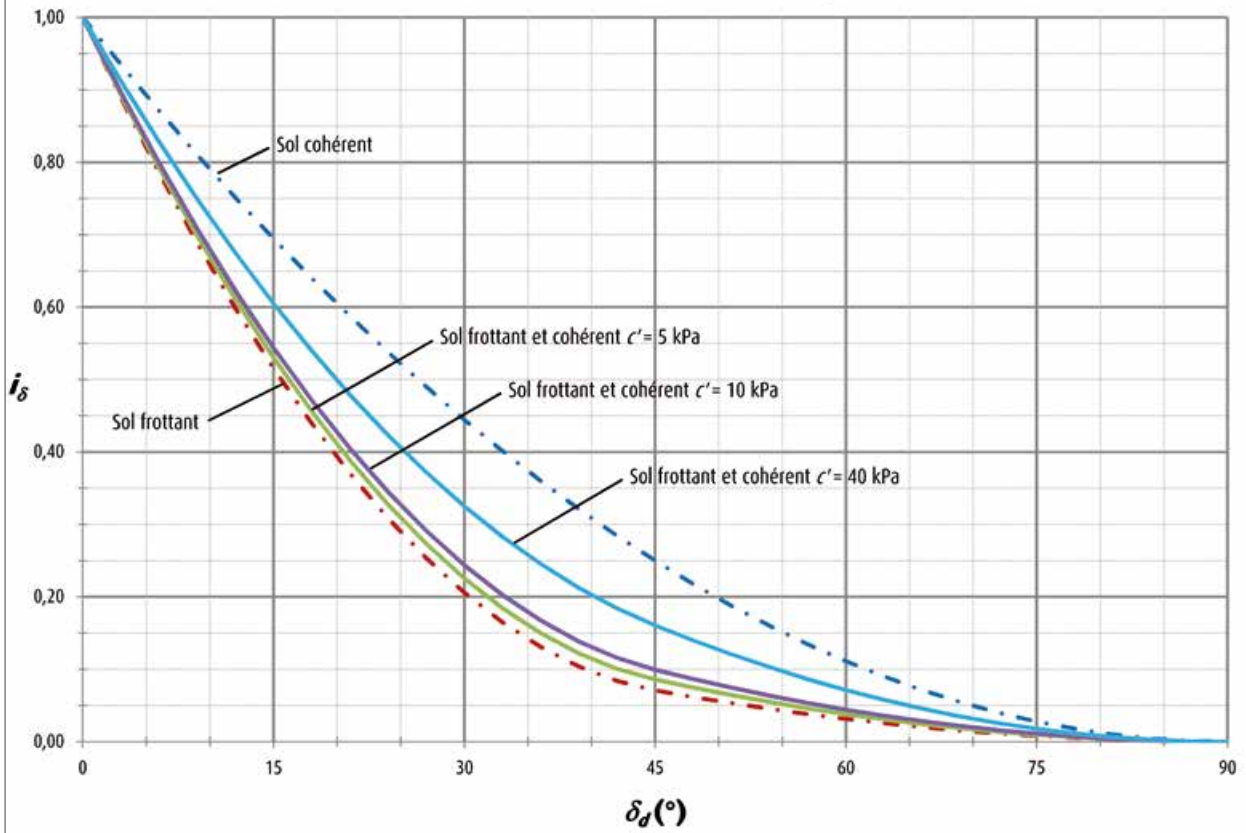
Abaque 09 : $D_e = 1 \text{ m} - \varphi' = 20^\circ$



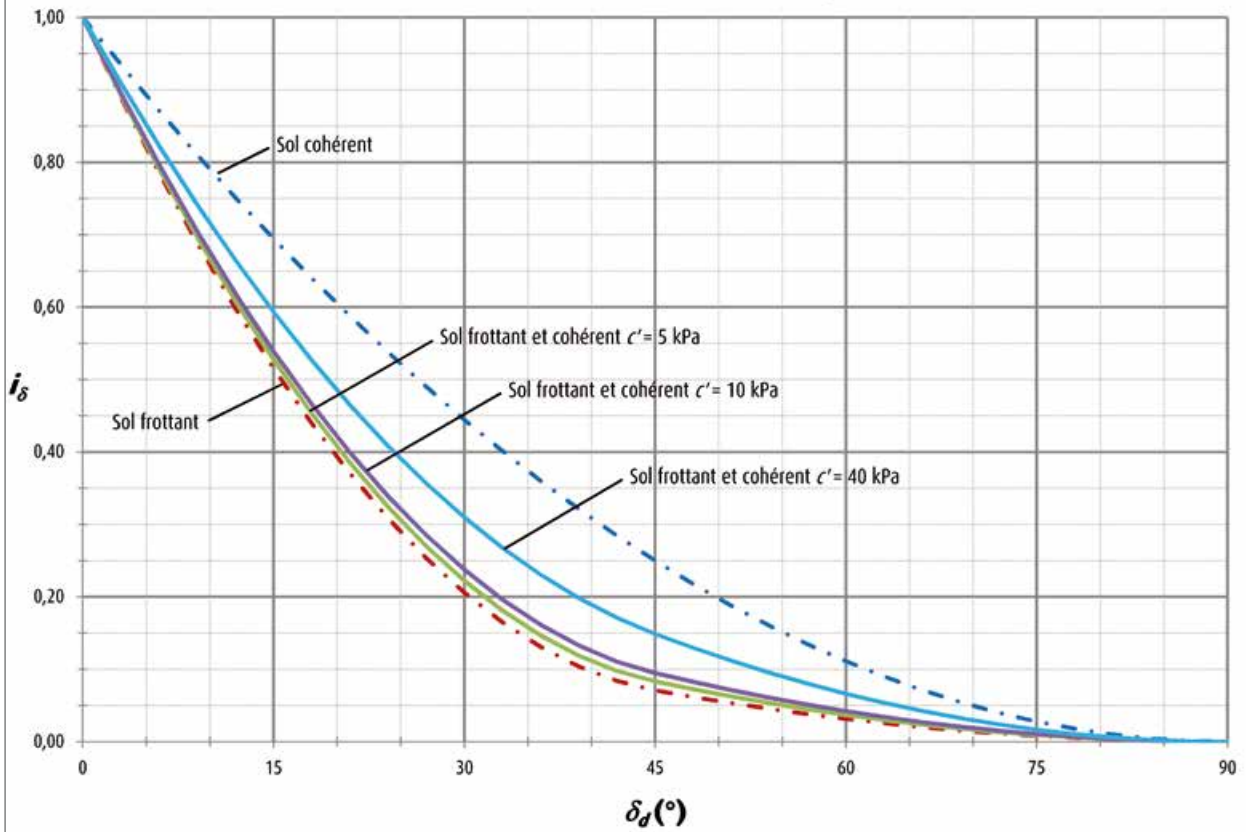
Abaque 10 : $D_e = 1 \text{ m} - \varphi' = 25^\circ$



Abaque 11 : $D_e = 1 \text{ m} - \varphi' = 30^\circ$



Abaque 12 : $D_e = 1 \text{ m} - \varphi' = 35^\circ$



Annexe C : Abaques de détermination de i_{β}

Dans cette annexe, des abaques permettant de déterminer le coefficient réducteur de la portance i_{β} lié à la proximité d'un talus sont présentés. Les courbes sont présentées selon les valeurs des paramètres donnés dans le Tableau 53.

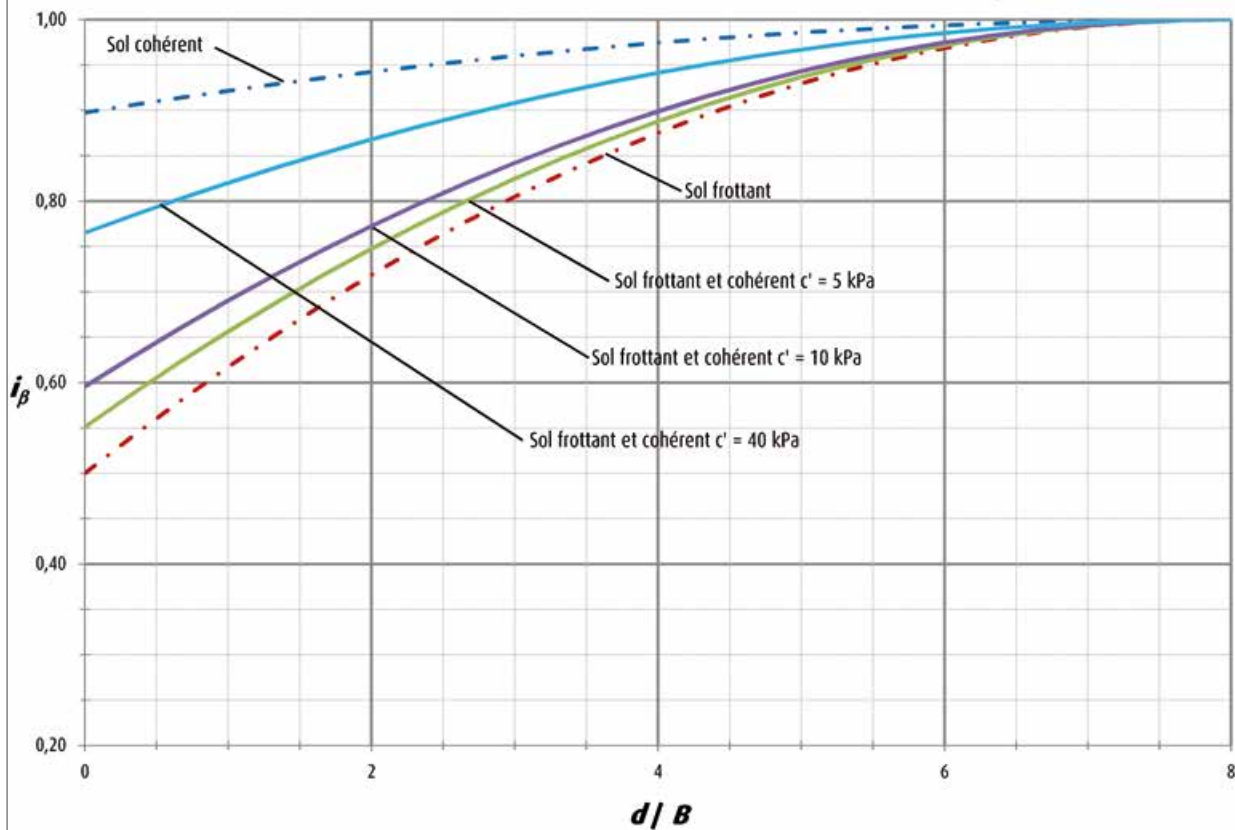
Sur chaque abaque, les courbes dépendent du caractère cohérent ou non du sol et sont valables pour $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ (sols sans eau) et pour une semelle de largeur B de 3 m :

- sol purement cohérent ($\varphi' = 0^\circ$ et $c' > 0 \text{ kPa}$) ;
- sol purement frottant ($\varphi' > 0^\circ$ et $c' = 0 \text{ kPa}$) ;
- sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0^\circ$ et $c' = 5 \text{ kPa}$) ;
- sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0^\circ$ et $c' = 10 \text{ kPa}$) ;
- sol frottant et cohérent ($\varphi' > 0^\circ$ et $c' = 40 \text{ kPa}$).

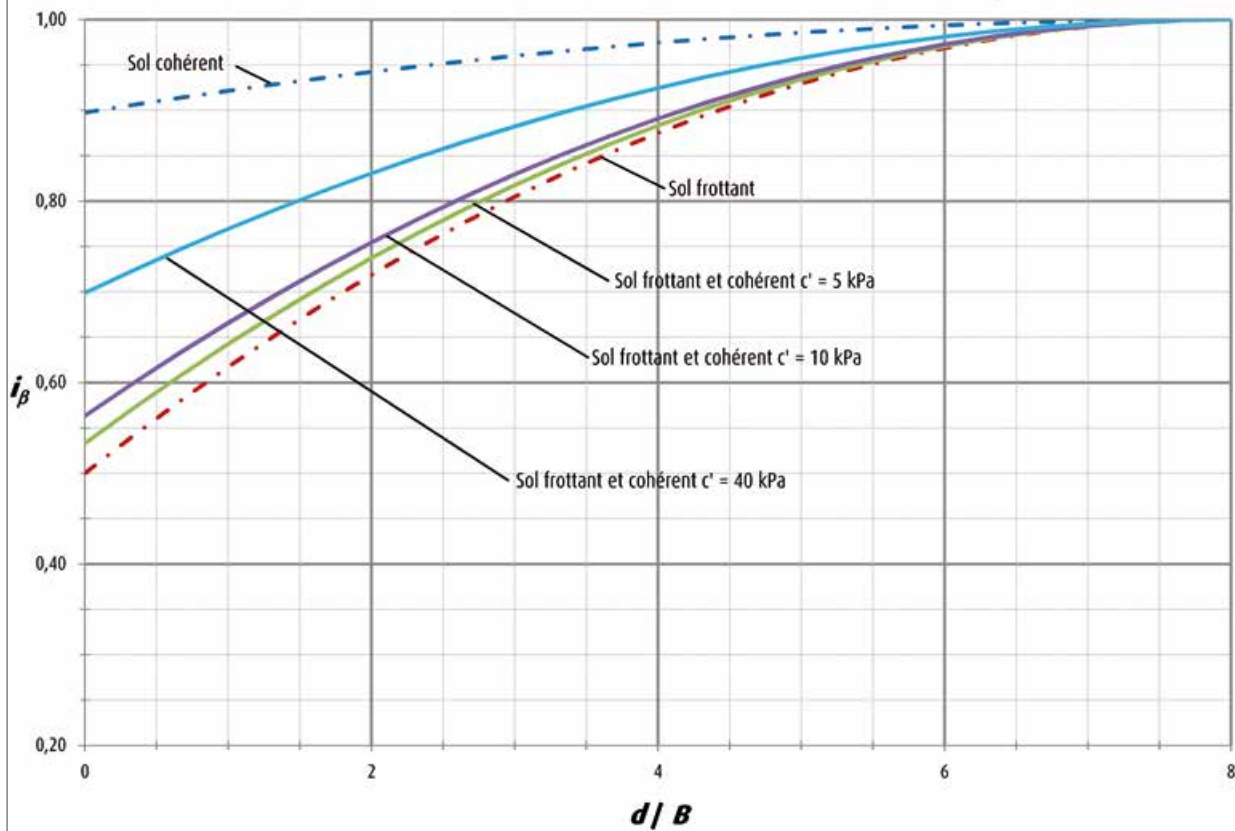
	β	D_e (m)	φ' (°)
Abaque 1	3H/1V (18,4 °)	0	20
Abaque 2			30
Abaque 3		1	20
Abaque 4			30
Abaque 5	2H/1V (26,5 °)	0	20
Abaque 6			30
Abaque 7		1	20
Abaque 8			30
Abaque 9	3H/2V (33,7 °)	0	20
Abaque 10			30
Abaque 11		1	20
Abaque 12			30

Tableau 53 : Valeurs des paramètres retenues pour les abaques donnant i_{β} en fonction de la distance horizontale entre le talus et la base de la fondation superficielle d

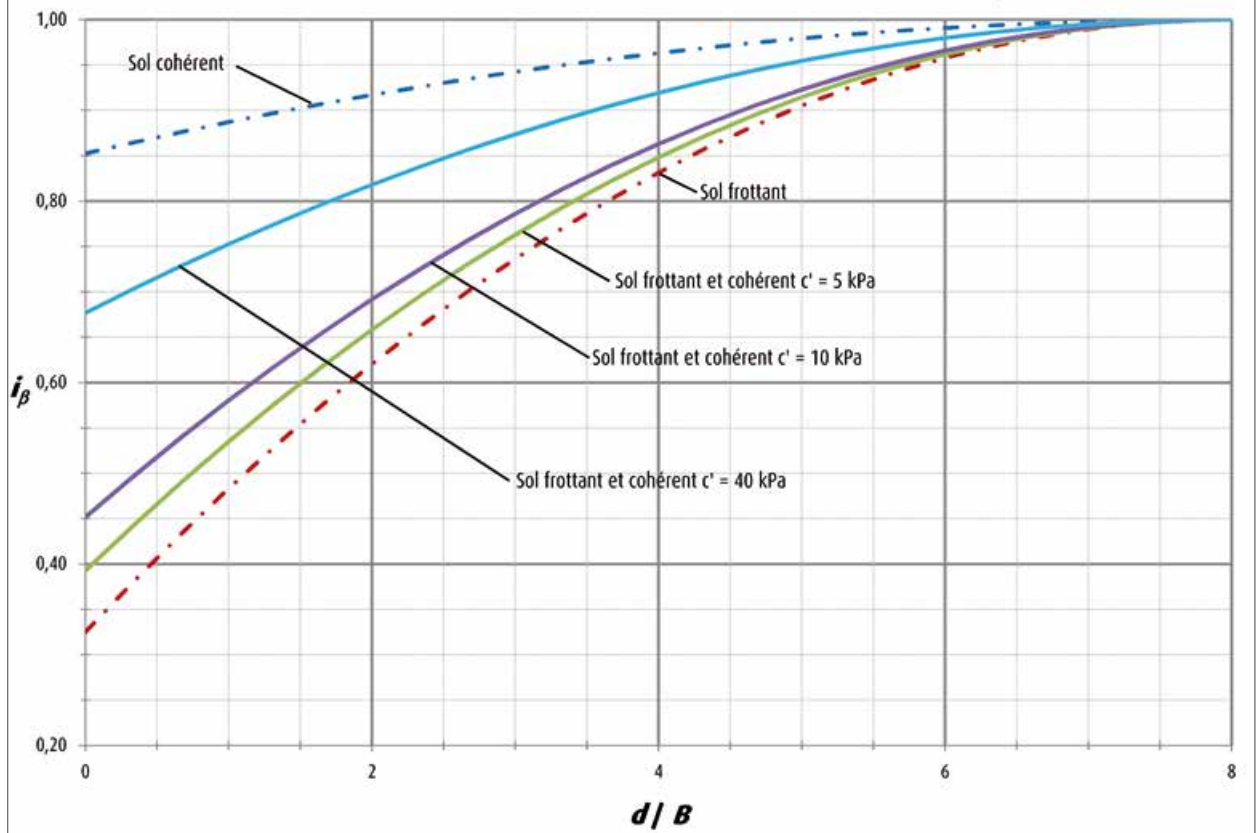
Abaque 01 : $D_e = 0$ m - $\beta = 18,4^\circ$ (3H/1V) - $\varphi' = 20^\circ$



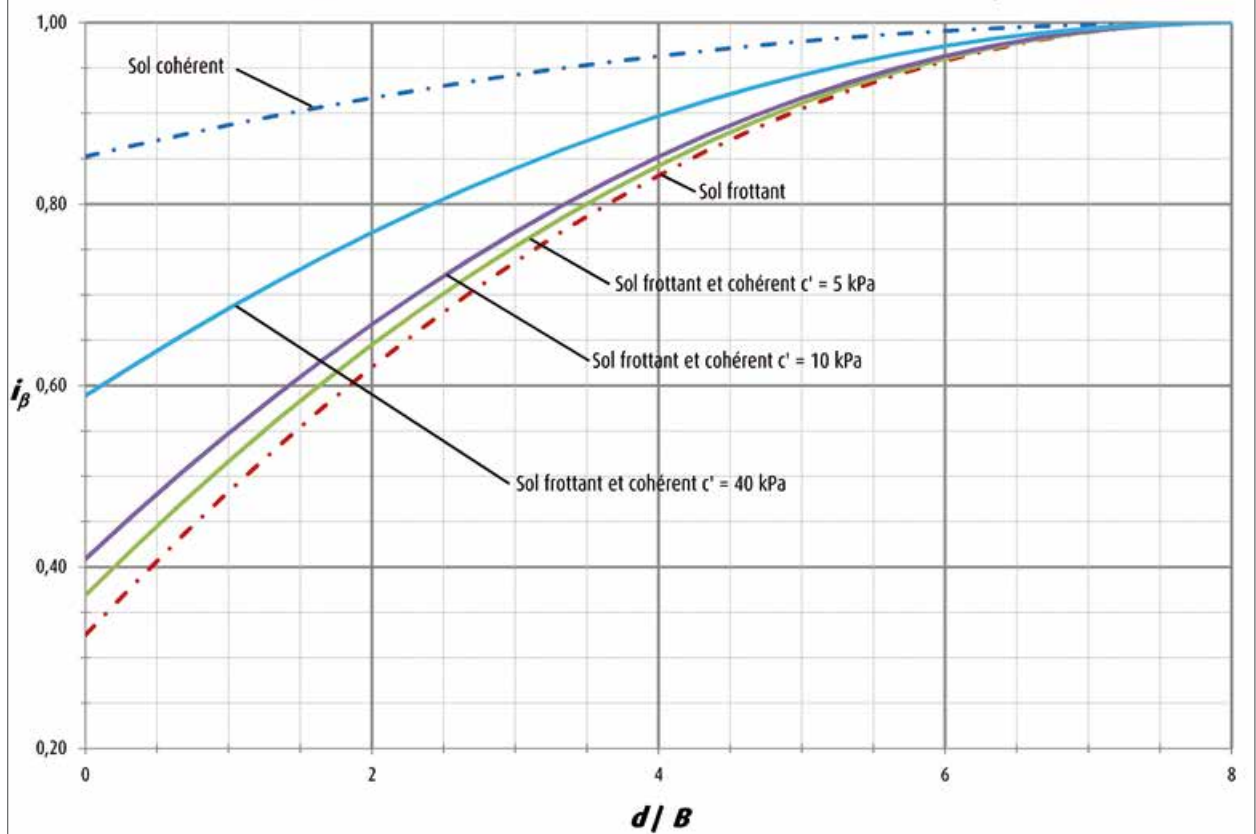
Abaque 02 : $D_e = 0$ m - $\beta = 18,4^\circ$ (3H/1V) - $\varphi' = 30^\circ$



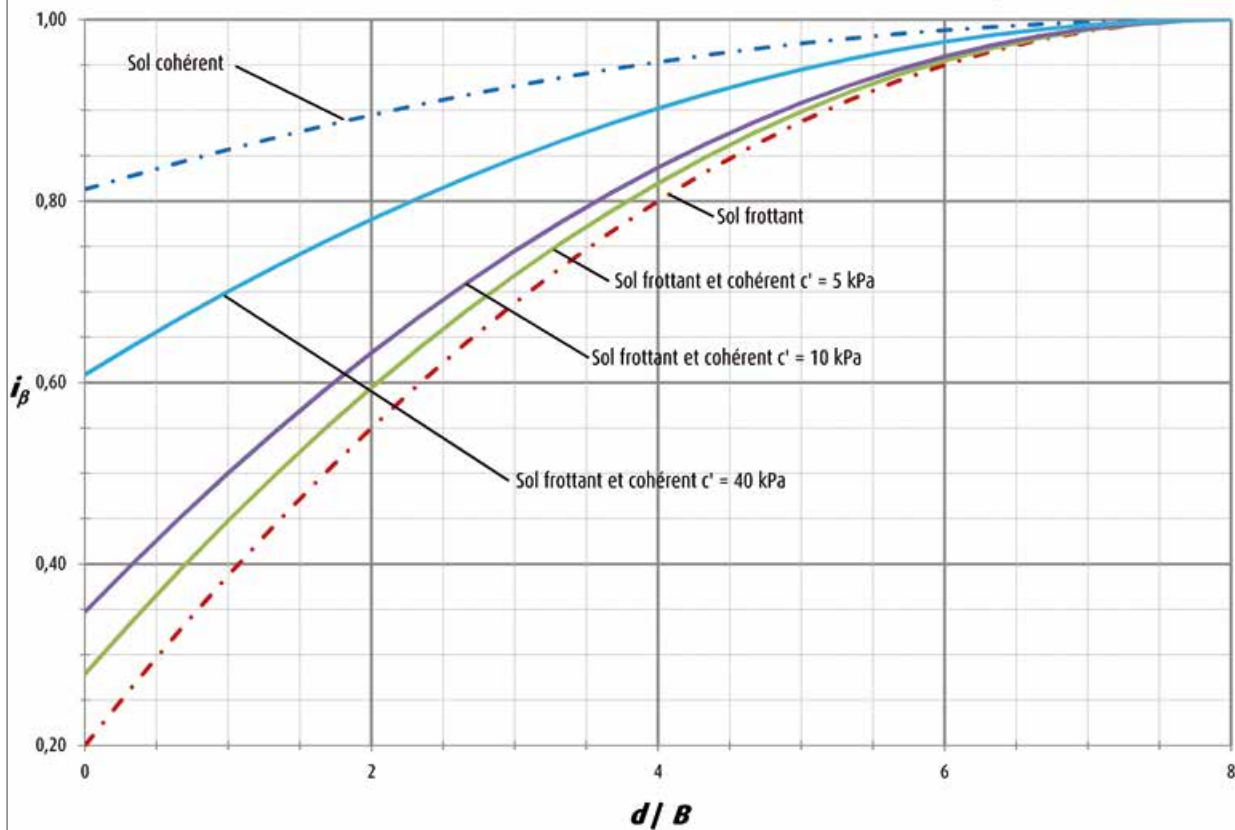
Abaque 03 : $D_e = 0$ m - $\beta = 26,5^\circ$ (2H/1V) - $\varphi' = 20^\circ$



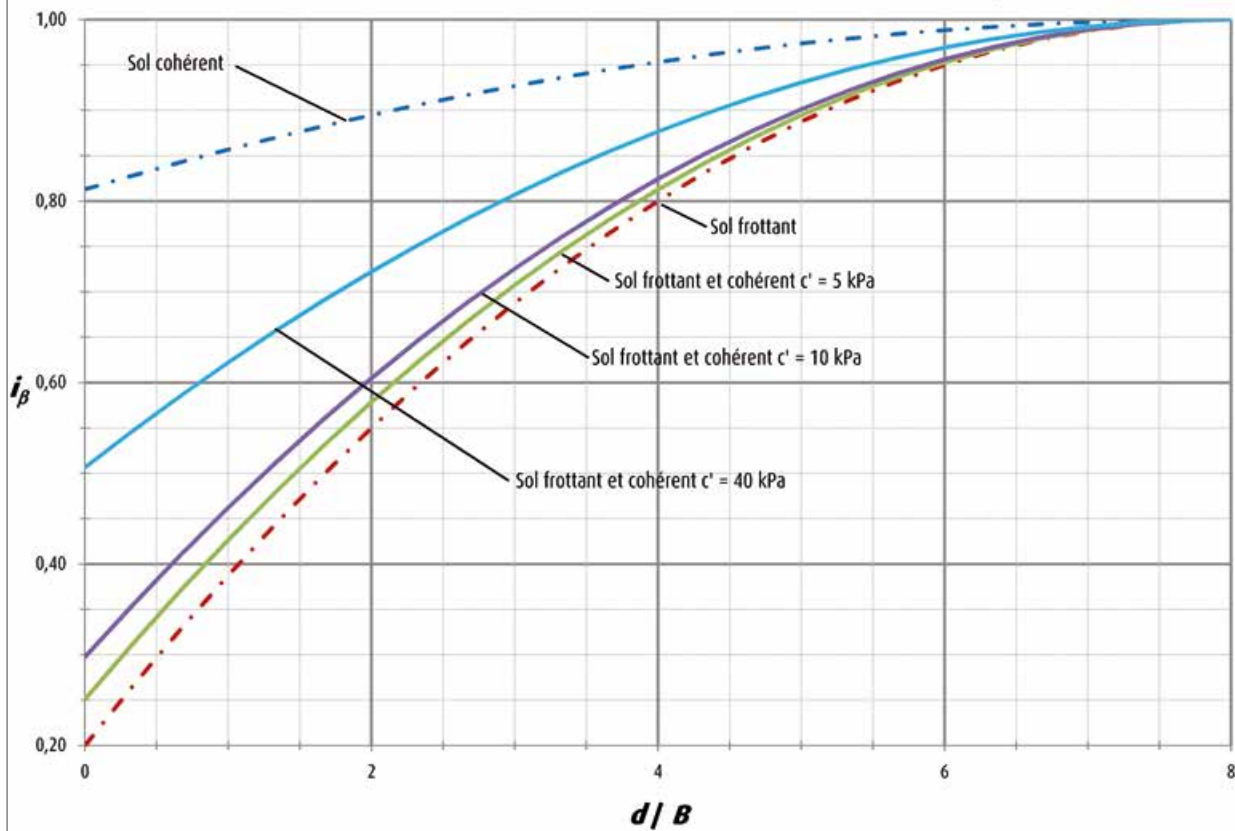
Abaque 04 : $D_e = 0$ m - $\beta = 26,5^\circ$ (2H/1V) - $\varphi' = 30^\circ$



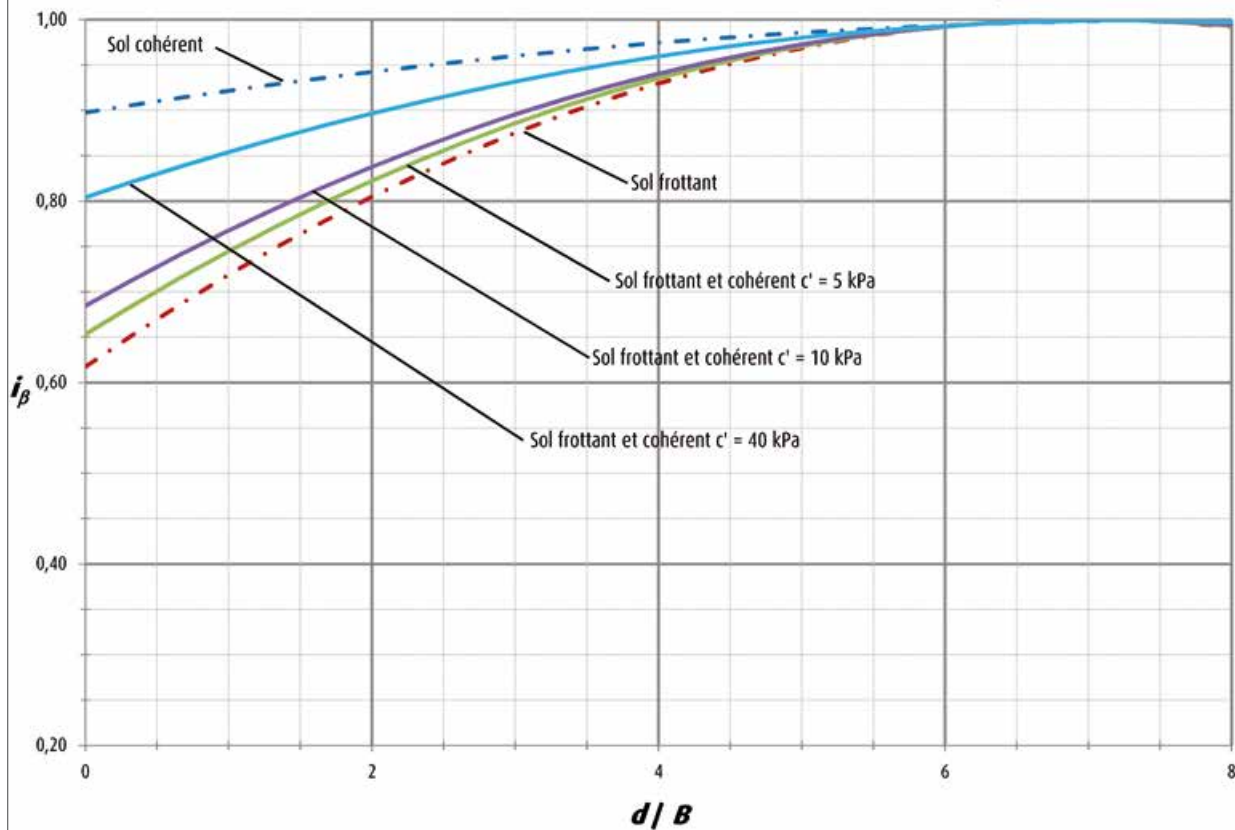
Abaque 05 : $D_e = 0$ m - $\beta = 33,7^\circ$ (3H/2V) - $\varphi' = 20^\circ$



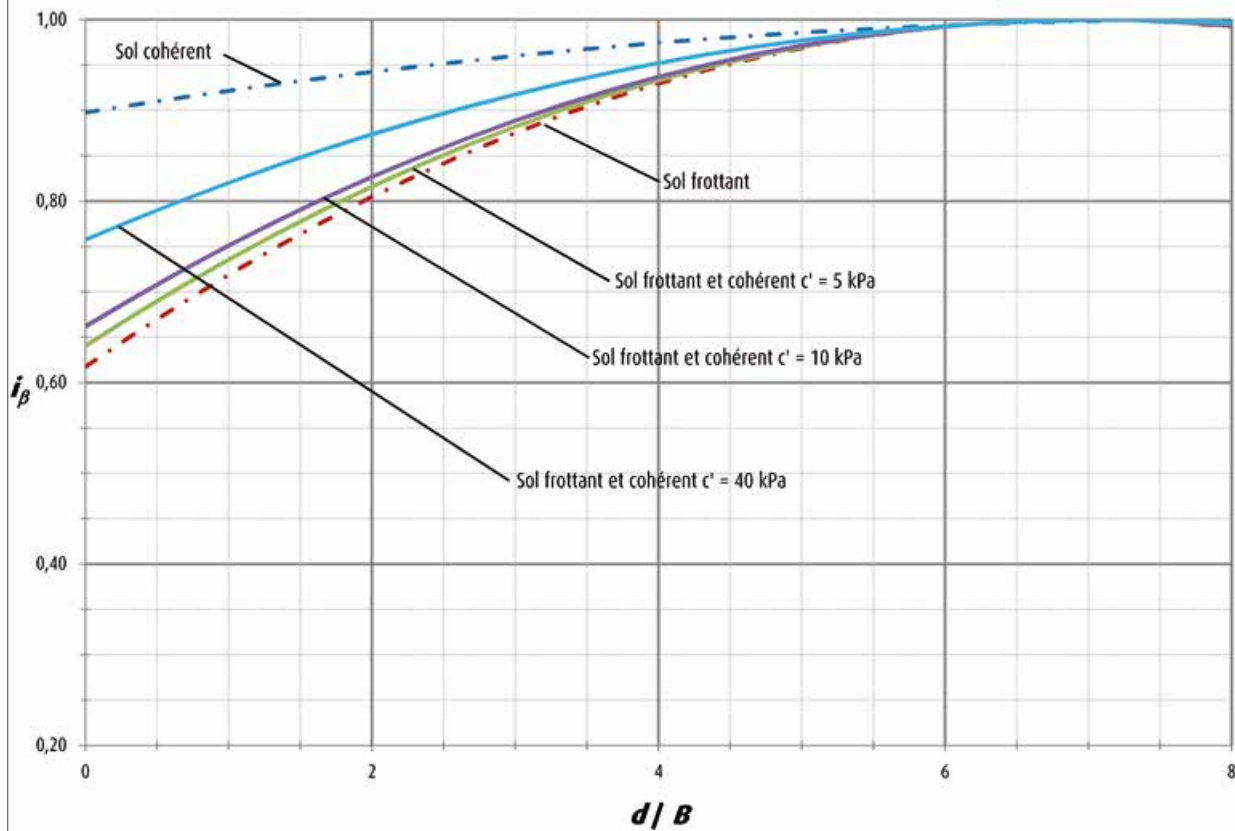
Abaque 06 : $D_e = 0$ m - $\beta = 33,7^\circ$ (3H/2V) - $\varphi' = 30^\circ$



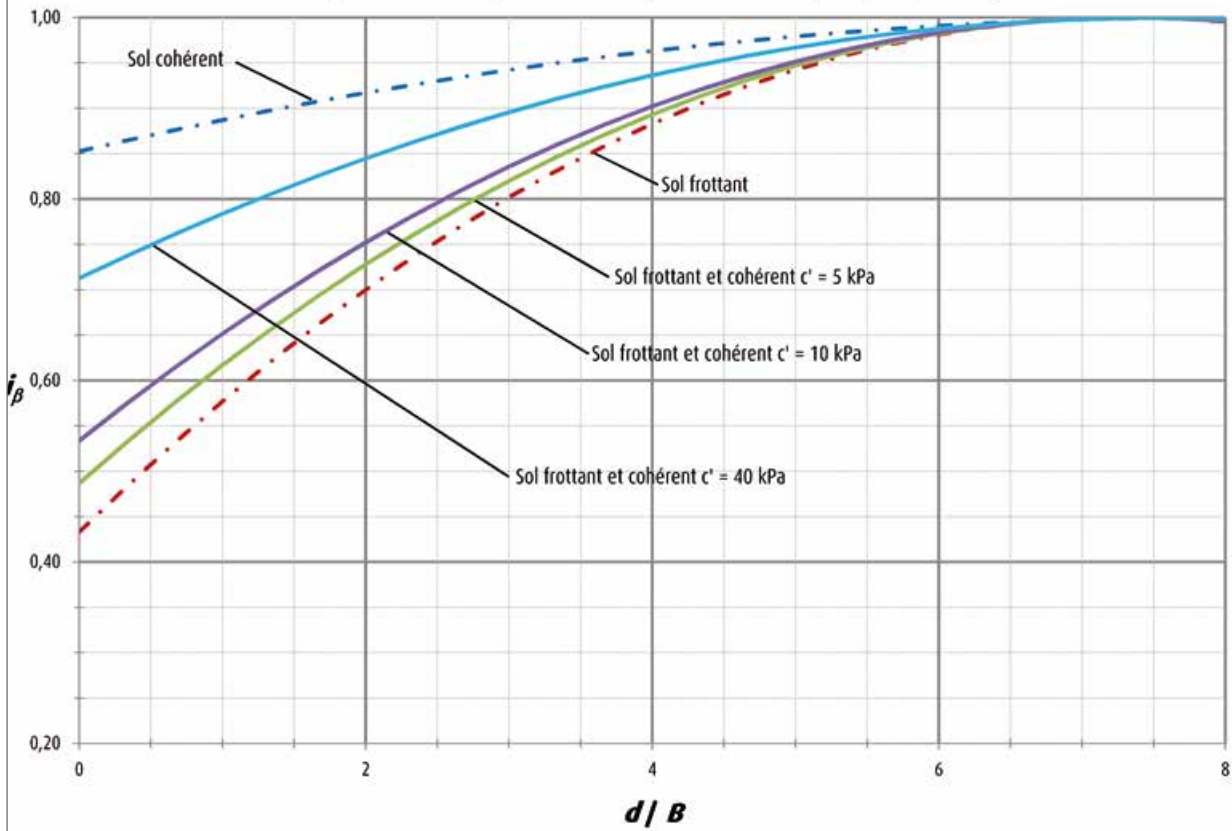
Abaque 07 : $D_e = 1 \text{ m}$ - $\beta = 18,4^\circ$ (3H/1V) - $\varphi' = 20^\circ$



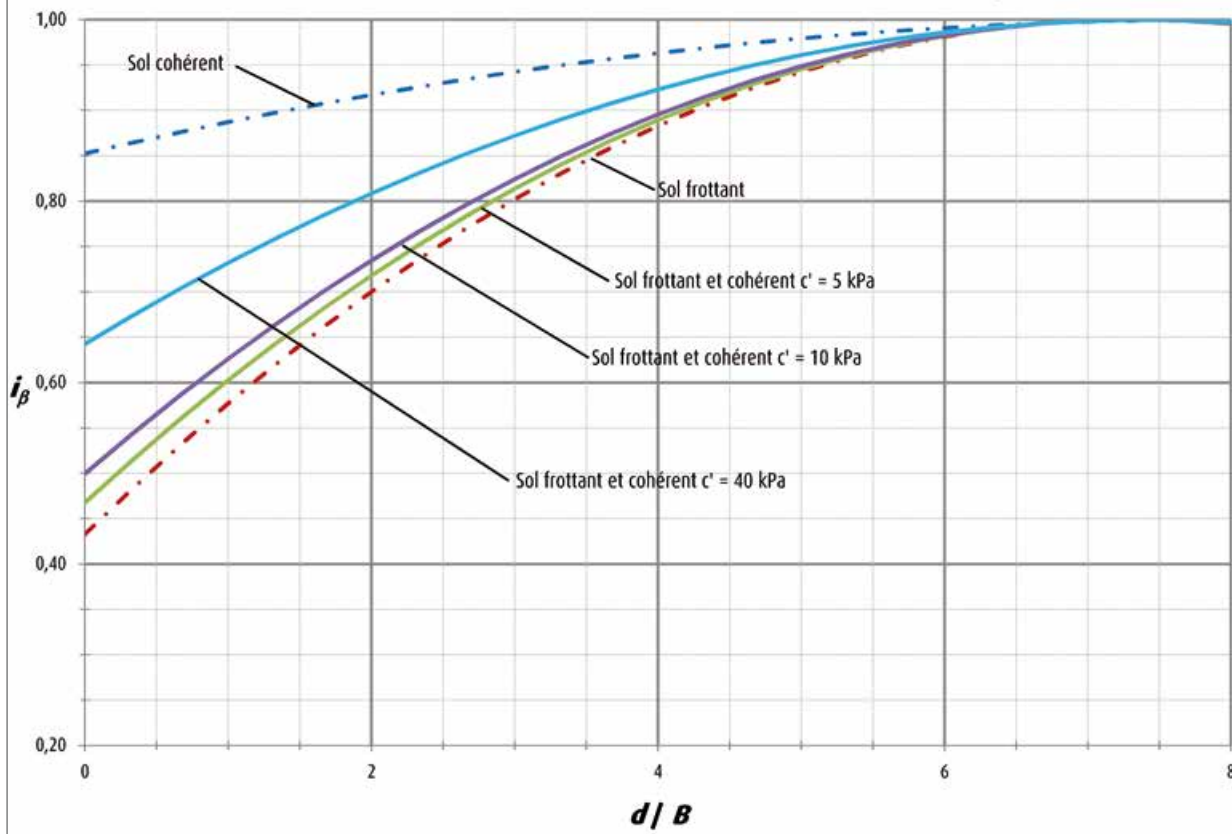
Abaque 08 : $D_e = 1 \text{ m}$ - $\beta = 18,4^\circ$ (3H/1V) - $\varphi' = 30^\circ$



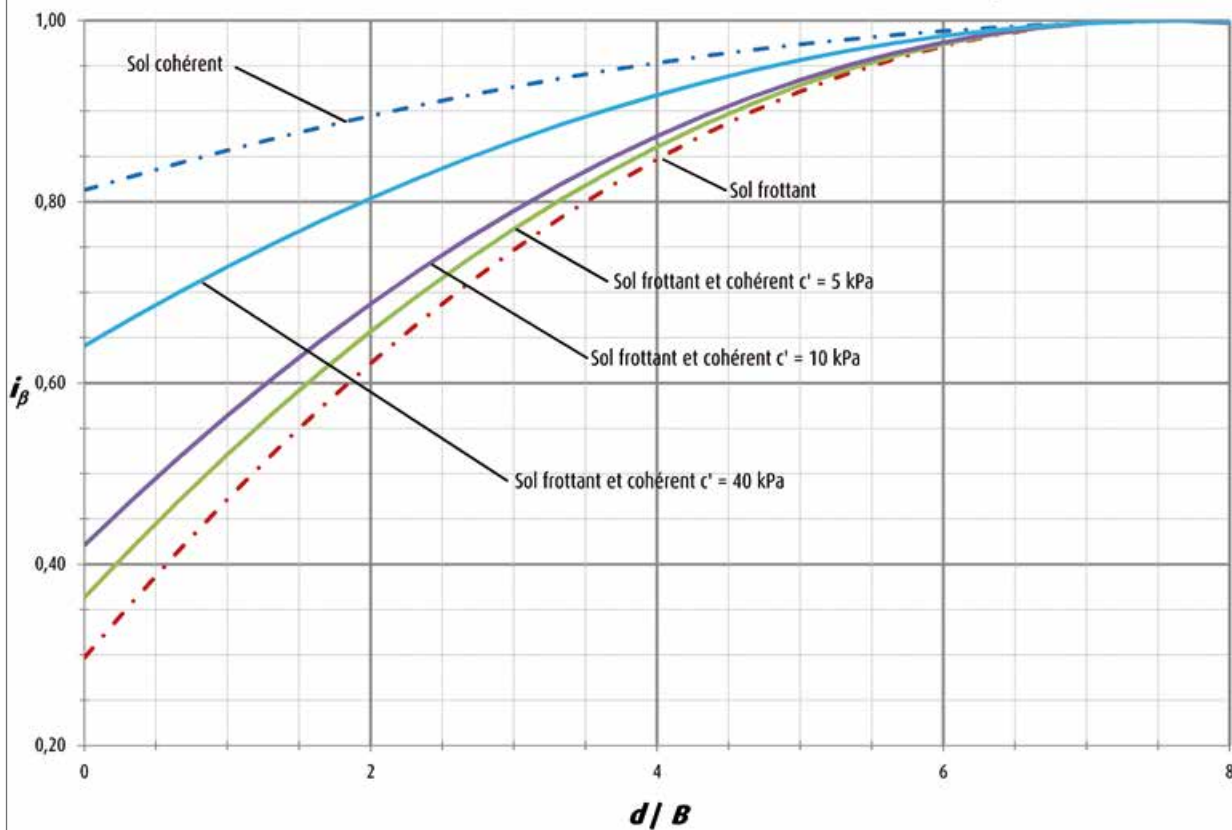
Abaque 09 : $D_e = 1 \text{ m}$ - $\beta = 26,5^\circ$ (2H/1V) - $\varphi' = 20^\circ$



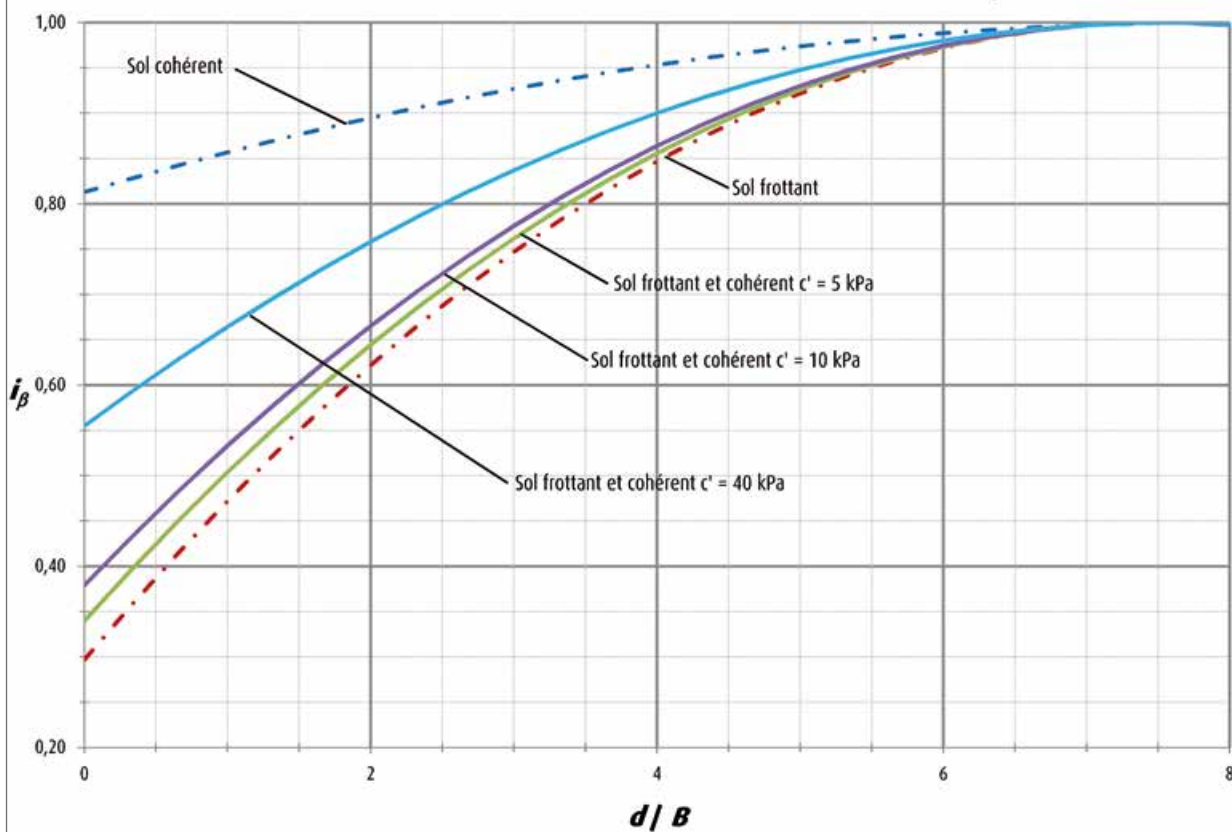
Abaque 10 : $D_e = 1 \text{ m}$ - $\beta = 26,5^\circ$ (2H/1V) - $\varphi' = 30^\circ$



Abaque 11 : $D_e = 1 \text{ m}$ - $\beta = 33,7^\circ$ (3H/2V) - $\varphi' = 20^\circ$



Abaque 12 : $D_e = 1 \text{ m}$ - $\beta = 33,7^\circ$ (3H/2V) - $\varphi' = 30^\circ$





Notations et symboles utilisés

Pour les résistances géotechniques d'une fondation profonde, les indices « c » et « cr » se rapportent respectivement à la résistance limite et à la charge de fluage d'une fondation.

Les indices « dst » et « stb » sont propres respectivement au caractère déstabilisateur et stabilisateur de l'effet d'une action. Les indices « inf » et « sup » se rapportent respectivement au caractère favorable et défavorable de l'effet d'une action permanente pour les vérifications des états limites ultimes STR et GEO ainsi que UPL.

Les indices « k » et « d » se rapportent respectivement à la valeur caractéristique et à la valeur de calcul soit d'une action ou de son effet, soit d'une résistance, soit d'une propriété d'un matériau.

A	action accidentelle
A_d	valeur de calcul de l'action accidentelle
B	largeur ou diamètre d'une fondation superficielle
c'	cohésion effective
c_u	cohésion non drainée
D	encastrement de la semelle dans le terrain (distance entre la cote finale du terrain et la base de la semelle)
D_e	hauteur d'encastrement équivalente
e	excentrement du chargement
E_d	valeur de calcul de l'effet des actions
E_k	valeur caractéristique du module de déformation longitudinale du béton armé
E_M	module pressiométrique Ménard
E_y	module d'Young
G	action permanente
G_{inf}	action permanente favorable
G_{sup}	action permanente défavorable
h	épaisseur de la semelle
H_d	valeur de calcul de la composante horizontale des efforts
h_r	profondeur d'influence de la semelle et de sa charge sur le sol
i_e	coefficient de réduction de la portance lié à l'excentrement du chargement
i_β	coefficient de réduction de la portance lié à la proximité d'un talus de pente β
i_δ	coefficient de réduction de la portance lié à l'inclinaison du chargement
k_c	facteur de portance pénétrométrique
k_p	facteur de portance pressiométrique
L	longueur de la fondation superficielle



M_d	valeur de calcul du moment calculé par rapport à l'axe perpendiculaire à B (largeur ou diamètre)
$M_{d,x}$	valeur de calcul du moment calculé par rapport à l'axe perpendiculaire à la longueur L
$M_{d,y}$	valeur de calcul du moment calculé par rapport à l'axe perpendiculaire à la largeur B
p_l^*	pression limite pressiométrique Ménard (notée pLM^* dans la norme ISO 22476-4 – Essai au pressiomètre Ménard)
p_{le}^*	pression limite nette équivalente
Q	action variable
q'	contrainte moyenne effective appliquée au sol par la fondation
q_c	résistance à la pénétration
q_{ce}	résistance à la pénétration équivalente
$Q_{k,1}$	valeur de combinaison de l'action variable dominante
$Q_{k,i}$	valeur de combinaison d'une autre action variable
q_{net}	contrainte associée à la résistance nette du terrain
$R_{h,d}$	valeur de calcul de la résistance au glissement de la fondation sur le terrain
$R_{p,d}$	valeur de calcul de la résistance frontale ou tangentielle de la fondation à l'effet de H_d
$R_{v,d}$	valeur de calcul de la résistance ultime du terrain
s	tassement
V_d	valeur de calcul de la composante verticale des efforts
α	coefficient rhéologique d'un sol
β	penne d'un talus situé à proximité de la fondation superficielle
γ	poids volumique
γ'	poids volumique déjaugé
$\gamma_{R,h}$	facteur partiel de résistance au glissement
$\gamma_{R,v}$	facteur partiel de résistance à la portance
$\gamma_{R,d}$	coefficient partiel de modèle (qui peut être associé à la portance, au glissement...)
γ_G	facteur partiel pour une action permanente
$\gamma_{G,sup}, \gamma_{G,inf}$	facteurs partiels pour les actions permanentes défavorables/favorables
γ_Q	facteur partiel pour une action variable
$\gamma_{Q,1}, \gamma_{Q,i}$	facteurs partiels pour les actions variables dominantes/d'accompagnement i
δ	angle d'inclinaison du chargement
$\delta_{a,k}$	valeur caractéristique de l'angle de frottement à l'interface entre la base de la fondation et le terrain
λ_e, λ_d	coefficient de forme de la fondation superficielle
σ_v'	contrainte verticale effective



φ'	angle de frottement interne du sol
ψ	facteur pour convertir la valeur caractéristique en valeur représentative d'une action
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	valeur de combinaison de l'action variable d'accompagnement i
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	valeur fréquente de l'action variable dominante
$\psi_{1,i} Q_{k,i}$	valeur fréquente de l'action variable d'accompagnement i
$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	valeur quasi permanente de l'action variable dominante
$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	valeur quasi permanente de l'action variable d'accompagnement i
ELU	état limite ultime
ELS	état limite de service
EQU	équilibre (état limite ultime)
GEO	géotechnique (état limite ultime)
HYD	hydraulique (état limite ultime)
STR	structure (état limite ultime)
UPL	soulèvement (état limite ultime)



Bibliographie

Référence	Titre	Date	Annexe nationale
NF EN 1990	Eurocode 0 - Base de calcul des structures	Mars 2003	NF EN 1990/NA (Décembre 2011)
NF EN 1990/A1	Eurocode 0 - Base de calcul des structures - Annexe A1 - Application aux ponts	Juillet 2006	NF EN 1990/A1/NA (Décembre 2007)
NF EN 1991-1-1	Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-1 : actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments	Mars 2003	NF P06-111-2 (Juin 2004) NF P06-111-2/A1 (Mars 2009)
NF EN 1991-1-6	Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-6 : actions générales - Actions en cours d'exécution	Novembre 2005	NF EN 1991-1-6/NA (Mars 2009)
NF EN 1991-1-7	Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-7 : actions générales - Actions accidentelles	Février 2007	NF EN 1991-1-7/NA (Septembre 2008)
NF EN 1992-1-1	Eurocode 2 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments	Octobre 2005	NF EN 1992-1-1/NA (Mars 2007)
NF EN 1997-1	Eurocode 7 : Calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales	Juin 2005	NF EN 1997/NA (Septembre 2006)
NF EN 1998-5	Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques	Septembre 2005	NF EN 1998-5/NA (Octobre 2007)
NF P94-261	Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles	Juin 2013	
NF P94-262	Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes	Juillet 2012	
NF P94-281	Justification des ouvrages géotechniques - Ouvrages de soutènement - Murs	Avril 2014	
NF P94-282	Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Écrans	Mars 2009	

Guides techniques

- [1] Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles. Guide méthodologique. Sétra, Février 2010, 220 p.
- [2] Eurocode 2 - Application aux ponts-routes en béton. Guide méthodologique. Sétra, Juillet 2008, 276 p.
- [3] Construire des remblais contigus aux ouvrages d'art - Murs de soutènement et culées de pont. Note d'information, n° 34. Sétra, Janvier 2012, 20 p.
- [4] Eurocode 7 - Application aux fondations profondes (NF P94-262). Guide méthodologique. Cerema, Collection Références, Décembre 2014, 143 p.
- [5] Ponts en zone sismique - Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8. Guide méthodologique. Cerema, Collection Références. Septembre 2015, 368 p.

Articles

- [6] Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. ROBERTSON et CABAL. GREGG 3^{ème} édition, 2009.
- [7] Static cone to compute settlement over sand. Schmertmann J. H. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1970, n° 96, p. 1011-1043.



- [8] Improved strain influence factor diagrams. Schmertmann J. H., Hartman J. P. et Brown P; R. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, n° 104, p. 1131-1135.
- [9] Prise en compte des niveaux d'eau selon l'Eurocode 7. Note de la Commission de Normalisation Justification des Ouvrages Géotechniques. CNJOG, Février 2014, 5 p.



© 2015 - Cerema

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement, créé au 1^{er} janvier 2014 par la fusion des 8 CETE, du Certu, du Cetmef et du Sétra.

Le Cerema est un établissement public à caractère administratif (EPA), sous la tutelle conjointe du ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie et du ministère de l'Égalité des territoires et du Logement. Il a pour mission d'apporter un appui scientifique et technique renforcé, pour élaborer, mettre en œuvre et évaluer les politiques publiques de l'aménagement et du développement durables, auprès de tous les acteurs impliqués (État, collectivités territoriales, acteurs économiques ou associatifs, partenaires scientifiques).

Toute reproduction intégrale ou partielle, faite sans le consentement du Cerema est illicite (loi du 11 mars 1957). Cette reproduction par quelque procédé que se soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal.

Coordination et suivi d'édition › Cerema, Direction technique infrastructures de transport et matériaux, Département de la valorisation technique, Pôle édition multimédia : **Karine Massouf - Pascale Varache**

Mise en page › **Domigraphic - 17 avenue Aristide Briand - 91550 Paray-Vieille-Poste**

Illustration couverture › © **Cerema - Centre-Est**

Vignettes pages intérieures › © **Cerema**

Figures et dessins › © **Denis Cousin, Aurore Brach - Cerema**

Impression › **Graph Imprim - France Repro - 9-11, rue Sinclair - 94000 Créteil - Tél : 01 48 93 85 85**

Cet ouvrage a été imprimé sur du papier issu de forêts gérées durablement (norme PEFC) et fabriqué proprement (norme ECF). L'imprimerie Graph Imprim est une installation classée pour la protection de l'environnement et respecte les directives européennes en vigueur relatives à l'utilisation d'encre végétales, le recyclage des rognures de papier, le traitement des déchets dangereux par des filières agréées et la réduction des émissions de COV.

Achévé d'imprimer : **décembre 2015**

Dépôt légal : **décembre 2015**

ISBN : **978-2-37180-102-8**

ISSN : **2276-0164**

Prix : **61 €**

Pour toute correspondance › **Cerema - DTecITM - Bureau de vente - BP 214 - 77487 Provins Cedex**
ou par mail › **bventes.DTecITM@cerema.fr**

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

Page laissée blanche intentionnellement

La collection « Références » du Cerema

Cette collection regroupe l'ensemble des documents de référence portant sur l'état de l'art dans les domaines d'expertise du Cerema (recommandations méthodologiques, règles techniques, savoirs-faire...), dans une version stabilisée et validée.

Destinée à un public de généralistes et de spécialistes, sa rédaction pédagogique et concrète facilite l'appropriation et l'application des recommandations par le professionnel en situation opérationnelle.

Eurocode 7

Application aux fondations superficielles (NF P94-261)

Ce guide méthodologique aborde la mise en application de la norme d'application française de l'Eurocode 7 traitant des fondations superficielles, la norme NF P94-261. Destiné aux géotechniciens et ingénieurs de calcul des structures, il présente les principes de justifications françaises des fondations superficielles découlant de l'Eurocode 7. Complété par des exemples détaillés et des logigrammes de synthèse des démarches de calcul, il ambitionne de servir efficacement les professionnels de la réalisation des fondations superficielles et tout particulièrement les bureaux d'études et les maîtres d'œuvre.

Il contribuera dans son domaine, à faciliter le passage des règlements de calcul actuels aux Eurocodes.

Sur le même thème

- Eurocode 7 - Application aux fondations profondes (NF P94-262) - Guide méthodologique, Cerema, 2014

Aménagement et développement des territoires, égalité des territoires - Villes et stratégies urbaines - Transition énergétique et changement climatique - Gestion des ressources naturelles et respect de l'environnement - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Gestion, optimisation, modernisation et conception des infrastructures - Habitat et bâtiment

Prix : 61 €

ISSN : 2276-0164

ISBN : 978-2-37180-102-8



Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - www.cerema.fr

Direction technique infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris - 77171 Sourdun - Tél. +33 (0)1 60 52 31 31

Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. +33 (0)4 72 14 30 30