

# Comparaison de plusieurs modes de prise en compte de la sécurité dans la vérification de la capacité portante ultime des fondations superficielles

**T. RICHIR**

ANAST  
Université de Liège  
Bat. B52  
Chemin des Chevreuils, 1  
4000 Liège, Belgique  
thomas.richir@ulg.ac.be

**J.-P. RADU  
R. CHARLIER**

GEOMAC  
Université de Liège  
Bat. B52  
Chemin des Chevreuils, 1  
4000 Liège, Belgique  
jean-pol.radu@ulg.ac.be  
robert.charlier@ulg.ac.be

## Résumé

Le présent article reprend une comparaison des résultats obtenus suivant les règles pratiques utilisées en Belgique, les règles françaises et l'Eurocode 7-1, dans la vérification de la capacité portante des fondations superficielles. On considère, à cet effet, une semelle carrée en béton armé construite sur des sols dont on dispose à la fois de résultats d'essais triaxiaux, pressiométriques et pénétrométriques. On étudie ainsi, en tenant compte de la sécurité, l'évolution du rapport entre la capacité portante et la charge appliquée  $R_d/V_d$  en fonction de différents paramètres, à savoir :

- les dimensions de la semelle ;
- la profondeur d'encastrement de la semelle ;
- la profondeur de la nappe phréatique ;
- l'excentricité de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué selon la largeur de la semelle ;
- l'inclinaison de la charge, ou plutôt l'effort horizontal appliqué selon la largeur de la semelle.

**Mots-clés :** capacité portante, fondation superficielle, sécurité, Eurocode 7-1, Fascicule 62-V, DTU 13.12, pratique belge.

## Comparison of several modes to take into account the safety in the verification of the ultimate bearing capacity of shallow foundations

## Abstract

This paper shows a comparison of the results obtained following the practical rules used in Belgium, the French standards and Eurocode 7-1, in the verification of the bearing capacity of shallow foundations. We consider, for this purpose, a reinforced concrete square foundation. Three soils under foundations are considered as for them we have results of triaxial tests, pressuremeter tests and penetrometer tests. We study thus, by taking account of safety, the evolution of the quotient between the bearing capacity and the applied load  $R_d/V_d$  according to various parameters, namely :

- dimensions of the foundation ;
- depth of the foundation ;
- depth of the ground water ;
- eccentricity of the load, or rather the bending moment applied according to the width of the foundation ;
- slope of the load, or rather the horizontal load applied according to the width of the foundation.

**Key words :** bearing capacity, shallow foundation, safety, Eurocode 7-1, Fascicule 62-V, DTU 13.12, belgian practical rules.

*NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1<sup>er</sup> avril 2006.*

## Introduction

Une version définitive de la norme européenne EN 1997-1, Eurocode 7 : calcul géotechnique. Partie 1 : règles générales, étant parue en avril 2002, il semblait opportun d'étudier l'impact de cette nouvelle norme dans le dimensionnement des fondations.

Selon cet objectif, le présent article donne une comparaison des résultats obtenus suivant les règles pratiques utilisées en Belgique, les règles françaises et l'Eurocode 7-1, dans la vérification de la capacité portante des fondations superficielles. On considère, à cet effet, une semelle carrée en béton armé construite sur des sols dont on dispose à la fois de résultats d'essais triaxiaux, pressiométriques et pénétrométriques. On étudie ensuite, en tenant compte de la sécurité, l'évolution du rapport entre la capacité portante et la charge appliquée  $R_d/V_d$  en fonction de différents paramètres, à savoir :

- les dimensions de la semelle ;
- la profondeur d'encastrement de la semelle ;
- la profondeur de la nappe phréatique ;
- l'excentricité de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué selon la largeur de la semelle ;
- l'inclinaison de la charge, ou plutôt l'effort horizontal appliqué selon la largeur de la semelle.

En Belgique, les ouvrages géotechniques sont conçus, encore aujourd'hui, de manière déterministe du point de vue de la sécurité. Les charges et les résistances sont calculées à l'aide d'un modèle mathématique bien déterminé et le dimensionnement est considéré comme satisfaisant lorsque les charges calculées sont au plus égales aux résistances calculées, divisées par un coefficient de sécurité global. Celui-ci sert, à lui seul, pour couvrir aussi bien les incertitudes relatives aux charges que celles concernant les paramètres du sol et le modèle de calcul. Sa valeur est déterminée de manière empirique et non par analyse du risque de ruine.

L'Eurocode 7-1 est une norme de calcul aux états limites, basée sur un concept semi-probabiliste de la sécurité. Les modèles de calcul sont conservés, on peut d'ailleurs, pour cette raison, qualifier l'Eurocode 7-1 de « norme chapeau », mais tous les paramètres à introduire sont considérés comme des variables à base stochastique. La valeur de calcul des paramètres est déterminée à partir d'une valeur caractéristique et d'un coefficient de sécurité partiel.

D'une manière générale, on définit la valeur caractéristique d'un paramètre comme la valeur pour laquelle il y a 5 % de probabilité que la valeur réelle soit plus défavorable. La valeur caractéristique peut être déterminée par analyse statistique ou peut être une valeur prescrite.

Les coefficients de sécurité partiels couvrent :

- les écarts défavorables par rapport aux valeurs caractéristiques ;
- les imperfections dans la modélisation.

Les valeurs de calcul sont introduites dans les modèles mathématiques, qui permettent de définir les effets des charges et les résistances. Le dimensionnement est satisfaisant lorsque les effets calculés sont au plus égaux aux résistances calculées.

Dans certains cas, on applique un facteur de modélisation qui tient compte des incertitudes relatives au modèle (modèle des actions, de leurs effets ou de la résistance) lorsque celles-ci ne sont pas suffisamment couvertes par les coefficients de sécurité partiels. Les facteurs de modélisation sont toujours liés à un modèle de calcul bien déterminé.

La valeur des coefficients de sécurité partiels devrait être calculée de manière telle que le risque de ruine de l'ouvrage soit inférieur à un seuil fixé, ce qui exigerait une analyse statistique approfondie pour laquelle on ne dispose pas de données suffisantes. Comme on souhaite éviter de rompre avec la pratique actuelle, la valeur des coefficients de sécurité partiels est déterminée par calibrage avec les méthodes actuelles de dimensionnement des ouvrages.

Les règles françaises considérées sont les suivantes :

- pour les bâtiments : le Document technique unifié (DTU) 13.12. *Calcul des fondations superficielles* (sur base de résultats d'essais triaxiaux) ;
- et pour les ouvrages de génie civil : le Fascicule 62-V *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil* (sur base de résultats d'essais pressiométriques et pénétrométriques).

Ces règlements aux états limites sont à situer entre les pratiques déterministes utilisées en Belgique et l'Eurocode 7-1. En effet, ces règles considèrent l'emploi de coefficients de sécurité partiels sur les actions mais pas sur les paramètres intervenant dans le calcul de la résistance pour laquelle elles utilisent un coefficient de sécurité global, du moins pour l'état limite ultime de défaut de capacité portante.

Les modèles de calcul de la capacité portante limite employés en Belgique et en France sont, généralement, différents. On distingue donc, par la suite, les modèles belges, des modèles français, dans lesquels on introduit les coefficients de sécurité globaux, proposés par les règles et pratiques nationales, ou les valeurs de calcul déterminées selon l'Eurocode 7-1. Il est à noter qu'il est extrêmement difficile de donner des modèles de calcul « officiels » pour la Belgique, les bureaux d'études ayant quasiment leur propre modèle de calcul. On révèle ainsi un manque d'uniformité dans la pratique belge.

L'analyse des modèles de calcul de la capacité portante limite, utilisés en Belgique et en France, basés sur des résultats d'essais triaxiaux, pressiométriques et pénétrométriques ainsi que l'étude de la prise en compte de la sécurité dans la vérification de la capacité portante selon les pratiques déterministes utilisées en Belgique, les règles françaises et l'Eurocode 7-1 sont reprises en annexes. Ces paragraphes contiennent toutes les formules et valeurs numériques des coefficients utilisés dans cet article et sont conçus de manière à pouvoir être utilisés facilement lors d'un dimensionnement géotechnique de fondations.

Il est à noter que la comparaison des résultats obtenus avec l'Eurocode 7-1 appliqué à un modèle de calcul national et les règles ou pratique de ce même pays, peut servir à la détermination d'un coefficient de modèle permettant le calibrage des résultats obtenus. En effet, les documents d'application nationale DAN relatifs à l'Eurocode 7-1, dans lesquels les coefficients de modèle devront se trouver, sont toujours à l'étude.

## Vérification de la capacité portante d'une semelle carrée : étude paramétrée

On étudie dans ce paragraphe l'évolution du rapport entre la capacité portante et la charge appliquée  $R_d/V_d$  d'une semelle carrée en béton armé, construite sur des sols dont on dispose de résultats d'essais triaxiaux, pressiométriques et pénétrométriques, en prenant en compte, dans les calculs, la sécurité. La détermination de la capacité portante limite est réalisée suivant les modèles belges et français. La prise en compte de la sécurité est, quant à elle, conforme aux règles pratiques utilisées en Belgique, au Fascicule 62-V ou au DTU 13.12 et à la norme européenne, l'Eurocode 7-1, qui, peut être appliquée, en tant que « norme chapeau », aux modèles de calcul de la capacité portante limite utilisés en Belgique ou en France.

Pour une semelle de dimensions données et des résultats d'un type d'essai, un rapport  $R_d/V_d$  est donc calculé suivant :

- les règles pratiques utilisées en Belgique ;
- le Fascicule 62-V ou le DTU 13.12 ;
- l'Eurocode 7-1 appliqué aux modèles de calcul utilisés en Belgique ;
- l'Eurocode 7-1 appliqué aux modèles de calcul recommandés par le Fascicule 62-V.

L'évolution du rapport  $R_d/V_d$  est étudiée en fonction de différents paramètres à savoir :

- les dimensions de la semelle  $B = L$  ;
- la profondeur d'encastrement de la semelle  $D$  ;
- la profondeur de la nappe phréatique  $H_w$  ;
- l'excentricité de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué selon la largeur  $B$ ,  $M_B$ , dont l'expression choisie arbitrairement, est la suivante :

$$M_B = 2/3 M_{B,perm} + 1/3 M_{B,var}$$

où  $M_{B,perm}$  : moment selon la largeur  $B$  dû aux charges permanentes ;

$M_{B,var}$  : moment selon la largeur  $B$  dû aux charges variables ;

- l'inclinaison de la charge, ou plutôt l'effort horizontal appliqué selon la largeur  $B$ ,  $H_B$ , dont l'expression choisie arbitrairement, est la suivante :

$$H_B = 2/3 H_{B,perm} + 1/3 H_{B,var}$$

où  $H_{B,perm}$  : sollicitation horizontale selon la largeur  $B$  due aux charges permanentes ;

$H_{B,var}$  : sollicitation horizontale selon la largeur  $B$  due aux charges variables.

**NB :** Pour plus de facilité, on ne considère qu'un seul cas de charges variables.

L'expression de  $M_B$  et  $H_B$  intervient dans le calcul des combinaisons d'actions.

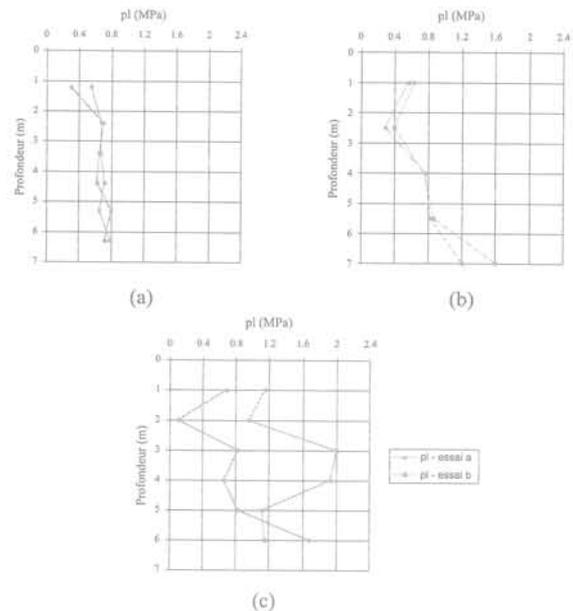
Les sols considérés sont ceux de Wavre-Sainte-Catherine, Limelette et Lommel. Wavre-Sainte-Catherine (Sint-Katelijne-Waver) est situé dans la province d'Anvers (Belgique), le sol y est composé d'argile et la nappe phréatique est détectée à 0,50 m de profondeur. Limelette se situe dans la province du Brabant Wallon (Belgique), on y trouve un sol limoneux et une nappe phréatique à 40 m de profondeur. Lommel est localisé

dans la province du Limbourg (Belgique), le sol y est composé de sable et la nappe phréatique est repérée à 3 m de profondeur. Les caractéristiques géotechniques de ces différents sols sont reprises au tableau I et aux figures 1 et 2.

**TABLEAU I** Résultats d'essais de laboratoire réalisés sur des échantillons prélevés à faible profondeur.

Results of laboratory tests carried out on samples taken with low depth.

Sites	Wavre-Ste-Catherine	Limelette	Lommel
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	15,2	15,9
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,8	18,8	18,5
$c'$ (kPa)	32	indisponible	indisponible
$\phi'$ (kPa)	21,8	indisponible	indisponible



**FIG. 1** Essais pressiométriques :  $p_1 = f(\text{prof})$ . (a) Wavre-Ste-Catherine ; (b) Limelette, (c) Lommel.

Pressuremeter tests :  $p_1 = f(\text{prof})$ .

Les sollicitations verticales de référence utilisées sont les suivantes :

- charges permanentes :  $V_{perm} = 600$  kN ;
- charges variables :  $V_{var} = 300$  kN.

De plus, lorsque l'on étudie l'évolution du rapport  $R_d/V_d$  en fonction d'un des paramètres, les autres paramètres sont fixés aux valeurs de référence suivantes :

- $B = L = 2$  m ;
- $D = 1,5$  m ;
- $M_B = 0$  kNm ;
- $H_B = 0$  kN.

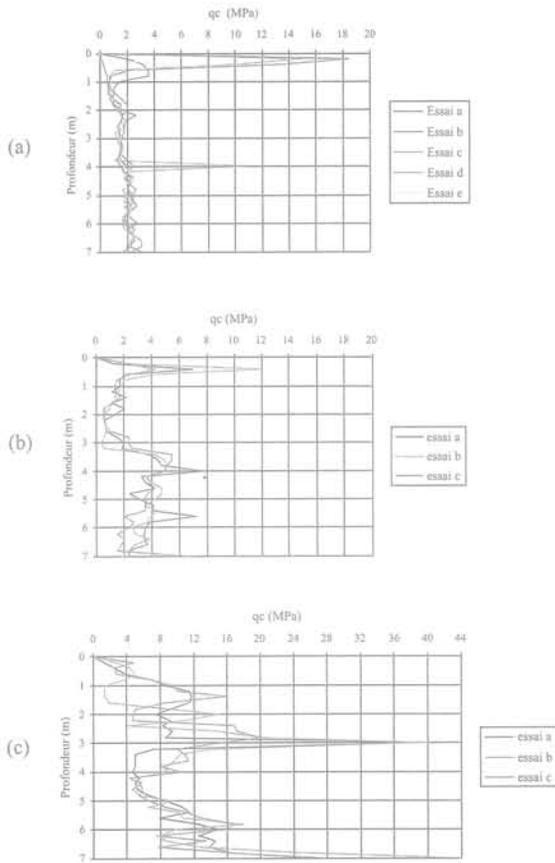


FIG. 2 Essais pénétrométriques :  $q_c = f(\text{prof.})$ .  
 (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette,  
 (c) Lommel  
 Penetrometer tests :  $q_c = f(\text{prof.})$ .

La légende des graphiques, présentés dans les pages qui suivent, est reprise ci-dessous :

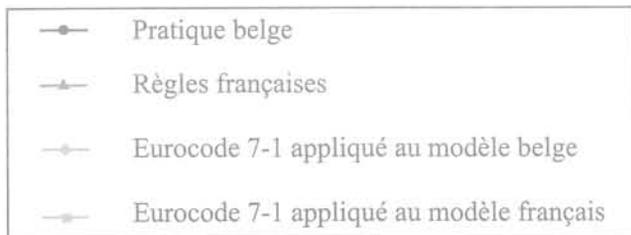


TABLEAU II  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais pressiométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Pressuremeter tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,490	(Réf.)	0,795	(Réf.)	1,145	(Réf.)
Pratique belge	0,408	- 16,7	0,734	- 7,7	1,073	- 6,3
Eurocode 7-1/modèle belge	0,525	7,1	1,009	26,9	1,473	28,6
Eurocode 7-1/modèle français	0,709	44,7	1,150	44,7	1,657	44,7
<b>B (m)</b>		<b>1,5</b>		<b>2,0</b>		<b>2,5</b>

## 2.1

### Évolution du rapport $R_d/V_d$ en fonction des dimensions $B = L$

Tous les graphes, repris ci-dessous, montrent, bien entendu, une croissance du rapport  $R_d/V_d$  en fonction de  $B$ . De plus, on constate que le site de Lommel présente une capacité portante plus élevée que les deux autres sites considérés qui montrent, quant à eux, une capacité portante équivalente.

#### 2.1.1

#### Essais pressiométriques (Fig. 3 et Tableau II)

Les valeurs de  $R_d/V_d$  obtenues avec l'Eurocode 7-1 appliqué tant au modèle belge qu'au modèle français sont supérieures à celles issues des règles nationales.

Les règles françaises donnent des résultats plus favorables que la pratique belge, excepté pour le site de Limelette. En effet, le coefficient pressiométrique, pour les limons, proposé par Briaud est plus important que celui donné par le Fascicule 62-V (Fig. A.1 et Tableau A.8).

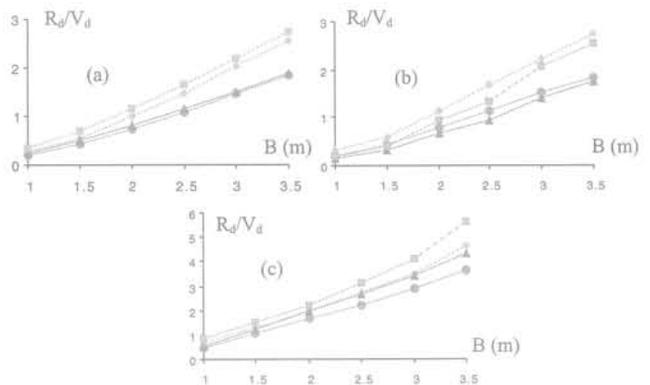


FIG. 3  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais pressiométriques.  
 (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette,  
 (c) Lommel.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Pressuremeter tests.

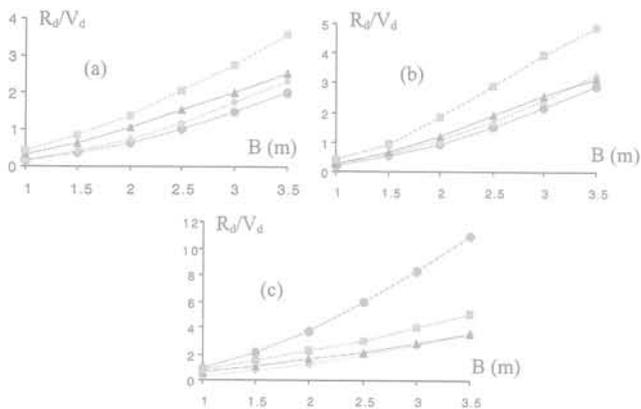
#### 2.1.2

#### Essais pénétrométriques (Fig. 4 et Tableau III)

Les valeurs de  $R_d/V_d$  obtenues avec l'Eurocode 7-1 appliqué tant au modèle belge qu'au modèle français sont supérieures à celles issues des règles nationales, excepté pour l'Eurocode 7-1 appliqué au modèle belge avec le sol de Lommel. Cela s'explique par l'hétérogénéité dans les mesures obtenues pour la résistance de

**TABEAU III**  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais pénétrométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Penetrometer tests, Wavre-Ste-Catherine.

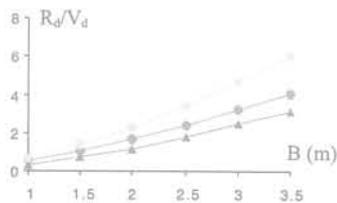
	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,640	(Réf.)	1,039	(Réf.)	1,531	(Réf.)
Pratique belge	0,344	- 46,3	0,637	- 38,7	1,019	- 33,4
Eurocode 7-1/modèle belge	0,401	- 37,3	0,740	- 28,8	1,181	- 22,9
Eurocode 7-1/modèle français	0,816	27,5	1,382	33,0	2,071	35,3
<b>B (m)</b>		<b>1,5</b>		<b>2,0</b>		<b>2,5</b>



**FIG. 4**  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais pénétrométriques.  
 (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Penetrometer tests.

pointe  $q_c$ . En effet, l'Eurocode 7-1 considère les profils pénétrométriques séparément (Annexe A.2.3.6) tandis que les règles nationales se basent sur un profil pénétrométrique moyen. L'Eurocode 7-1 est donc plus sensible à une faible valeur de  $q_c$  mesurée lors d'un essai, comme cela se produit pour le site de Lommel. Cette remarque n'apparaît pas pour l'Eurocode 7-1 appliqué au modèle français car celui-ci ne se base pas sur une valeur de  $q_c$  ponctuelle mais sur une valeur moyenne de  $q_c$  autour de la base de la fondation à savoir  $q_{ce}$  (cf. A.1.3.1 et A.1.3.2).

Les règles françaises donnent des résultats plus favorables que la pratique belge excepté pour le site de Lommel où on peut trouver une inclusion plus résistante à la profondeur  $D = 1,5$  m (Fig. 2), ce qui se traduit par  $q_c(D) > q_{ce}(D)$  et donc une valeur plus élevée de la capacité portante.



**FIG. 5**  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Triaxial tests Wavre-Ste-Catherine.

**TABEAU IV**  $R_d/V_d = f(B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(B)$ . Triaxial tests Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,688	(Réf.)	1,191	(Réf.)	1,790	(Réf.)
Pratique belge	0,999	45,2	1,636	37,4	2,375	32,7
Eurocode 7-1	1,316	91,3	2,273	90,8	3,416	90,8
<b>B (m)</b>		<b>1,5</b>		<b>2,0</b>		<b>2,5</b>

### 2.1.3

#### Essais triaxiaux (Fig. 5 et Tableau IV)

Les valeurs de  $R_d/V_d$  obtenues avec l'Eurocode 7-1 sont supérieures à celles issues des règles nationales.

La pratique belge donne des résultats plus favorables que les règles françaises.

### 2.2

#### Évolution du rapport $R_d/V_d$ en fonction de l'encastrement D (Figs. 6, 7 et 8 et Tableaux V, VI et VII)

L'évolution du rapport  $R_d/V_d$  avec la profondeur d'encastrement de la semelle D est bien entendu fonction de l'évolution de la résistance du sol avec la profondeur, traduite par les profils pressiométriques et pénétrométriques (Figs. 1 et 2).

Notons que c'est le modèle pénétrométrique belge qui est le plus sensible aux variations de la résistance du sol avec la profondeur étant donné que ce modèle se base sur une résistance de cône ponctuelle, à savoir celle à la profondeur D,  $q_c(D)$ . Les autres modèles utilisent des valeurs moyennes autour de la base de la fondation, à savoir  $p'_{le}(D)$  et  $q_{ce}(D)$ . Il est donc utile de préciser que les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  obtenues sur base du modèle pénétrométrique belge ne sont à considérer telles quelles que si elles augmentent avec la profondeur D. Sinon, pour une série de valeurs du rapport  $R_d/V_d$  décroissantes, c'est la plus petite des valeurs de la série qu'il faut considérer.

Exception faite du modèle pénétrométrique belge, les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  augmentent avec la profondeur, ce qui est logique vu la relative homogénéité des sols étudiés.

Notons que les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  obtenues sur base de résultats d'essais triaxiaux ne sont pas rigoureuses étant donné qu'elles ont toutes été calculées avec les paramètres de résistance  $c$  et  $\phi$  mesurés sur un échantillon prélevé à une profondeur située entre 2,20 et 2,60 m (Tableau I).

La position des courbes les unes par rapport aux autres dans un même graphe est similaire à celle

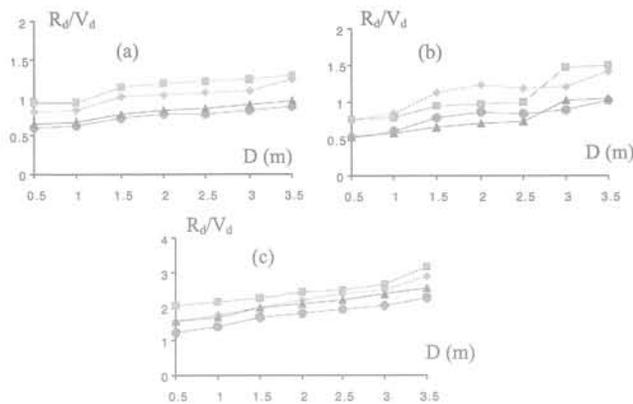


FIG. 6  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais pressiométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  $R_d/V_d = f(D)$ . Pressuremeter tests.

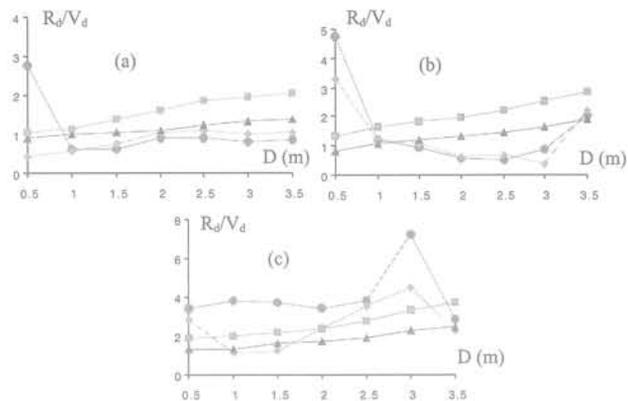


FIG. 7  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais pénétrométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  $R_d/V_d = f(D)$ . Penetrometer tests.

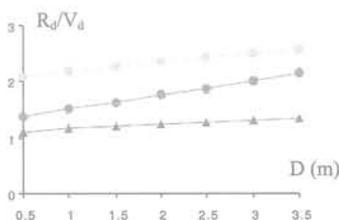


FIG. 8  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(D)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

TABLEAU V  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais pressiométriques, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(D)$ . Pressuremeter tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,795	(Réf.)	0,835	(Réf.)	0,872	(Réf.)
Pratique belge	0,734	- 7,7	0,774	- 7,3	0,794	- 8,9
Eurocode 7-1/modèle belge	1,009	26,9	1,050	25,7	1,064	22,0
Eurocode 7-1/modèle français	1,150	44,7	1,180	41,3	1,205	38,2
D (m)	1,5		2,0		2,5	

TABLEAU VI  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais pénétrométriques, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(D)$ . Penetrometer tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	1,039	(Réf.)	1,116	(Réf.)	1,246	(Réf.)
Pratique belge	0,637	- 38,7	0,928	- 16,8	0,907	- 27,2
Eurocode 7-1/modèle belge	0,740	- 28,8	1,036	- 7,2	1,082	- 13,2
Eurocode 7-1/modèle français	1,382	33,0	1,621	45,3	1,853	48,7
D (m)	1,5		2,0		2,5	

TABLEAU VII  $R_d/V_d = f(D)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(D)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	1,191	(Réf.)	1,230	(Réf.)	1,269	(Réf.)
Pratique belge	1,636	37,4	1,762	43,3	1,887	48,7
Eurocode 7-1	2,273	90,8	2,352	91,2	2,429	91,4
D (m)	1,5		2,0		2,5	

observée dans les différents graphiques du rapport  $R_d/V_d$  en fonction des dimensions  $B = L$ , les éventuels changements étant dus à la façon de prendre en compte l'hétérogénéité du sol dans chacun des modèles, et s'explique par les mêmes raisons. Il est donc inutile de reprendre ces observations dans ce paragraphe.

### 2.3

## Évolution du rapport $R_d/V_d$ en fonction de la profondeur de la nappe phréatique $H_w$

L'influence de la profondeur de la nappe phréatique est quasi négligeable. Il nous paraît donc inutile de donner les graphes obtenus.

En effet, pour les modèles en contraintes totales, c'est-à-dire les modèles extraits du Fascicule 62-V, la prise en compte de la nappe phréatique n'intervient que dans l'utilisation d'un poids volumique du sol à l'état sec,  $\gamma$ , ou à l'état saturé,  $\gamma_{sat}$ .

Dans les modèles en contraintes effectives, c'est-à-dire les modèles belges et la méthode  $[c', \phi']$ , la prise en compte de la nappe phréatique intervient, d'une part, dans l'utilisation d'un poids volumique du sol à l'état sec,  $\gamma$ , ou déjaugé,  $\gamma_{sat} - \gamma_w$  et, d'autre part, en considérant la poussée d'Archimède comme action extérieure. Néanmoins, la poussée d'Archimède reste faible par rapport aux charges appliquées et le déjaugage du poids volumique du sol a peu d'effets dans le calcul de la capacité portante limite. Par exemple dans le modèle pressiométrique, la pression due à l'eau étant très faible par rapport aux pressions limites mesurées lors de l'essai, son influence est négligeable lors du calcul des pressions limites nettes.

**NB :** La nappe phréatique peut poser des problèmes dans l'exploitation des résultats d'essais *in situ*. En effet, ceux-ci sont parfois affectés de manière très importante par le phénomène de succion.

### 2.4

## Évolution du rapport $R_d/V_d$ en fonction du moment de flexion appliqué selon $B$ , $M_B$ (Figs. 9, 10 et 11 et Tableaux VIII, IX et X)

Les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  diminuent, bien entendu, en fonction du moment de flexion appliqué, autrement dit en fonction de l'excentricité de la charge. On peut cependant remarquer une diminution plus rapide du rapport  $R_d/V_d$  à partir d'une certaine valeur du moment appliqué.

Dans l'exemple traité, cette valeur seuil du moment est d'environ :

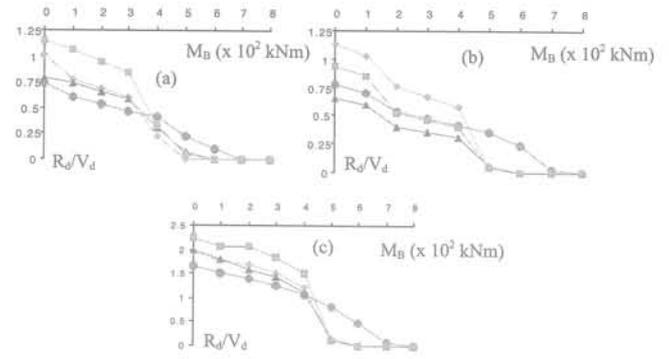


FIG. 9  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais pressiométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Pressuremeter tests.

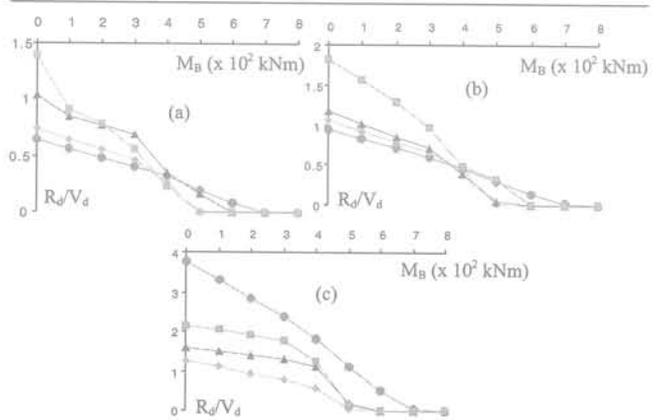


FIG. 10  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais pénétrométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Penetrometer tests.

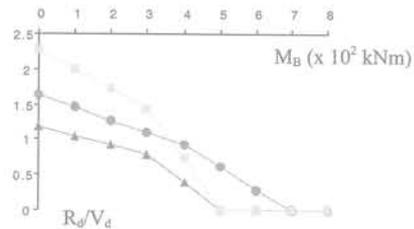


FIG. 11  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

– 400 kNm dans le cas des règles pratiques utilisées en Belgique ;  
– 300 kNm pour les règles françaises et l'Eurocode 7-1 ;  
comme le montre clairement le graphe basé sur les résultats d'essais triaxiaux (Fig. 11).

Cette variation dans la vitesse de diminution du rapport  $R_d/V_d$  est due au fait qu'à partir de la valeur seuil du moment, évoquée ci-dessus, c'est le calcul mené

TABLEAU VIII  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais pressiométriques, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Pressuremeter tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,579	(Réf.)	0,316	(Réf.)	0,063	(Réf.)
Pratique belge	0,466	-19,5	0,404	27,8	0,228	16,5
Eurocode 7-1/modèle belge	0,598	3,3	0,222	-29,7	0,000	-100,0
Eurocode 7-1/modèle français	0,838	44,7	0,327	3,5	0,048	-23,8
<b><math>M_B</math> (x 10<sup>2</sup> kNm)</b>	<b>3</b>		<b>4</b>		<b>5</b>	

**TABEAU IX**  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais pénétrométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(M_B)$ . Penetrometer tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,682	(Réf.)	0,356	(Réf.)	0,163	(Réf.)
Pratique belge	0,401	-41,2	0,311	-12,6	0,190	16,6
Eurocode 7-1/modèle belge	0,467	-31,5	0,259	-27,2	0,000	-100,0
Eurocode 7-1/modèle français	0,551	-19,2	0,226	-36,5	0,000	-100,0
$M_B$ ( $\times 10^2$ kNm)	3		4		5	

**TABEAU X**  $R_d/V_d = f(M_B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(M_B)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,786	(Réf.)	0,400	(Réf.)	0,000	(Réf.)
Pratique belge	1,100	39,9	0,940	135,0	0,621	/
Eurocode 7-1	1,439	83,1	0,729	82,3	0,000	/
$M_B$ ( $\times 10^2$ kNm)	3		4		5	

avec la sollicitation verticale de calcul minimum,  $V_{d,min}$  qui est le plus défavorable. En effet, la capacité portante admissible  $R_d$  doit être calculée, pour chaque combinaison s'il y en a plusieurs, tant avec la valeur maximale que minimale de la sollicitation verticale de calcul, car l'excentricité de la charge,  $e = M_{d,max}/V_{d'}$ , est plus importante avec  $V_{d,min}$ . La capacité portante est alors assurée si le minimum entre  $R_d(V_{d,min})/V_{d,min}$  et  $R_d(V_{d,max})/V_{d,max}$  en considérant toutes les combinaisons s'il y en a plusieurs, est supérieur à un. La valeur seuil du moment est plus élevée dans les règles pratiques utilisées en Belgique, car la sollicitation verticale de calcul maximale  $V_{d,max}$  est plus faible que pour les autres règles. En effet, on n'utilise pas de coefficients partiels sur les actions dans les règles pratiques utilisées en Belgique.

Contrairement à la méthode [c',  $\phi'$ ] et au modèle pénétrométrique belge, pour lesquels des tronçons de droite bien marqués apparaissent, on n'en observe pas dans les autres modèles. Cela est dû au fait que la largeur réduite de la semelle B' du modèle de Meyerhof est prise en compte dans la totalité du calcul de la capacité portante, y compris dans la détermination des grandeurs équivalentes telles que  $D_{g'}$ ,  $q_{ce}$  et  $p'_{le}$ . C'est donc l'hétérogénéité du sol qui « déforme » les segments linéaires attendus.

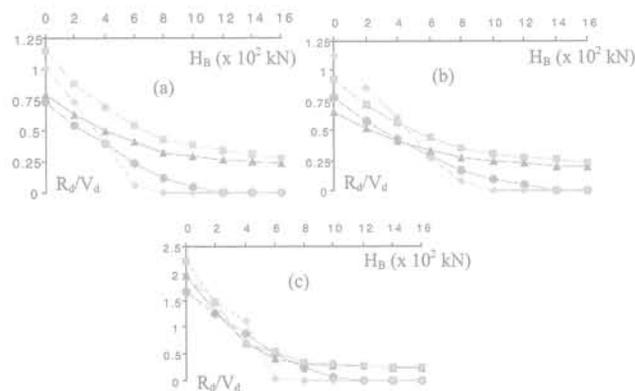
Le rapport  $R_d/V_d$  atteint la valeur zéro lorsque le point d'application de la charge excentrée quitte la base de la fondation. En effet, la largeur réduite B' du modèle de Meyerhof vaut alors zéro et correspond à un décollement trop important de la semelle.

La position des courbes l'une par rapport à l'autre dans un même graphique est semblable à celle observée dans les différents graphiques du rapport  $R_d/V_d$  en fonction des dimensions  $B = L$  et s'explique par les mêmes raisons. En effet, une augmentation du moment appliqué revient à une diminution de la largeur effective B'. Il est donc inutile de reprendre ces observations dans ce paragraphe.

2.5

**Évolution du rapport  $R_d/V_d$  en fonction de l'effort horizontal appliqué selon B, H<sub>B</sub> (Figs. 12, 13 et 14 et Tableaux XI, XII et XIII)**

Les valeurs du rapport  $R_d/V_d$  diminuent, bien entendu, en fonction de la charge horizontale appliquée, autrement dit en fonction de l'inclinaison de la charge. Cette décroissance est plus ou moins continue, excepté pour certaines courbes comme celles obtenues avec l'Eurocode 7-1 appliqué au modèle pressiométrique belge, avec la méthode [c',  $\phi'$ ] extraite de l'Eurocode 7-1 ou encore avec le modèle pénétrométrique français pour le site de Lommel. Dans ces modèles, les expressions du coefficient minorateur  $\delta$ , dû à l'inclinaison de la charge, sont plus sensibles à la variation brusque de cette incli-



**FIG. 12**  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais pressiométriques.  
 (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel  
 $R_d/V_d = f(H_B)$ . Pressuremeter tests.

**TABEAU XI**  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais pressiométriques, Wavre-Ste-Catherine.  
 $R_d/V_d = f(H_B)$ . Pressuremeter tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,406	(Réf.)	0,329	(Réf.)	0,294	(Réf.)
Pratique belge	0,230	-43,3	0,116	-64,7	0,041	-86,1
Eurocode 7-1/modèle belge	0,054	-75,8	0,000	-100,0	0,000	-100,0
Eurocode 7-1/modèle français	0,541	33,3	0,428	30,1	0,377	28,2
$H_B$ ( $\times 10^2$ kN)	6		8		10	

## Conclusion

Pour les sols étudiés dans le cadre de ce travail, on peut émettre les conclusions suivantes :

- Les résultats obtenus avec l'Eurocode 7-1 sont, généralement, plus favorables que ceux obtenus avec les règles et pratiques nationales correspondantes.
- Dans les cas où l'Eurocode 7-1 donne des résultats moins favorables que ceux obtenus avec les règles et pratiques nationales correspondantes, on peut combler cette anomalie par le choix adéquat d'un coefficient de modèle. De même, le coefficient de modèle peut servir à réduire l'écart entre les résultats obtenus avec l'Eurocode 7-1 lors de l'utilisation de modèles de calcul différents, comme les modèles belges et français considérés dans cet article.
- Il est impératif de considérer, simultanément, les sollicitations verticales de calcul  $V_{d,max}$  et  $V_{d,min}$  dans les calculs de la capacité portante comme le montre l'évolution du rapport  $R_d/V_d$  en fonction du moment appliqué ou de l'effort horizontal appliqué.
- Les modèles français sont, en général, plus favorables que les modèles belges. Néanmoins, dans le modèle pressiométrique, le Fascicule 62-V présente de plus faibles valeurs du facteur de portance  $k_p$  que celles proposées par Briaud dans le cas d'un limon.
- L'Eurocode 7-1 et les règles françaises requièrent un nombre de calculs plus important que la pratique belge, suite à l'utilisation de plusieurs combinaisons d'actions. Néanmoins cet inconvénient n'en constitue plus un avec les moyens informatiques actuels.
- Les modèles de calcul recommandés par les règles françaises sont plus facilement programmables que ceux utilisés en Belgique qui emploient un plus grand nombre d'abaques.

**NB :** Lors de l'étude d'une fondation superficielle, l'évolution des tassements doit également être envisagée mais la prise en compte de la sécurité, dans le problème du tassement, se ramène uniquement à la proposition de valeurs admissibles du déplacement. En effet, les charges ne sont pas pondérées dans les combinaisons de service utilisées dans les différents modes de prise en compte de la sécurité (Eurocode 7-1, règles françaises et pratique belge).

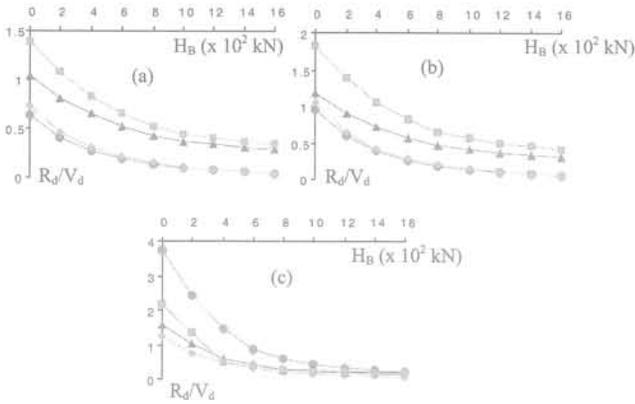


FIG. 13.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais pénétrométriques. (a) Wavre-Ste-Catherine, (b) Limelette, (c) Lommel.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Penetrometer tests.

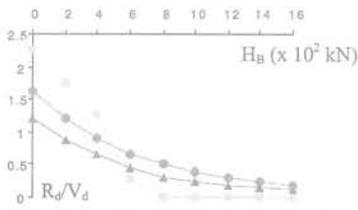


FIG. 14.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

raison lors du changement de sollicitation verticale de calcul à considérer (passage de  $V_{d,max}$  à  $V_{d,min}$ ). Notons que la courbe obtenue avec la pratique belge appliquée au modèle pressiométrique ne montre pas de discontinuité étant donné que la variation d'inclinaison de la charge, apparaissant lors du passage de  $V_{d,max}$  à  $V_{d,min}$  comme sollicitation verticale de calcul à considérer, est moins importante qu'avec l'Eurocode 7-1. En effet, les actions horizontales ne sont pas pondérées dans le cas des règles pratiques utilisées en Belgique.

Notons que seules le modèle pressiométrique belge et la méthode  $[c', \phi']$  extraite de l'Eurocode 7-1 proposent une expression du coefficient minorateur  $\delta$  pouvant donner une valeur nulle (cf. A.1.2.6.1 et A.1.1).

La position des courbes, l'une par rapport à l'autre, dans un même graphe évolue en fonction des expressions considérées pour le coefficient minorateur  $\delta$ .

TABLEAU XII.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais pénétrométriques, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Penetrometer tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,522	(Réf.)	0,418	(Réf.)	0,371	(Réf.)
Pratique belge	0,185	-64,6	0,128	-69,4	0,092	-75,2
Eurocode 7-1/modèle belge	0,218	-58,2	0,147	-64,8	0,104	-72,0
Eurocode 7-1/modèle français	0,650	24,5	0,514	23,0	0,452	21,8
$H_B$ ( $\times 10^2$ kN)	6		8		10	

TABLEAU XIII.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Essais triaxiaux, Wavre-Ste-Catherine.  $R_d/V_d = f(H_B)$ . Triaxial tests, Wavre-Ste-Catherine.

	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)	$R_d/V_d$	Écart (%)
Règles françaises	0,461	(Réf.)	0,313	(Réf.)	0,231	(Réf.)
Pratique belge	0,664	44,0	0,500	59,7	0,383	65,8
Eurocode 7-1	0,269	-41,6	0,000	-100,0	0,000	-100,0
$H_B$ ( $\times 10^2$ kN)	6		8		10	

### Modèles de calcul de la capacité portante limite

Ce paragraphe est consacré à l'étude de la résistance d'une fondation superficielle, chargée par un effort extérieur, vis-à-vis d'une rupture par cisaillement dans le sol. La notion de sécurité n'y intervient donc pas.

Deux types de modèles de calcul de la capacité portante limite sont développés dans ce qui suit : le modèle basé sur des résultats d'essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion  $c$  et de l'angle de frottement interne  $\phi$  (*méthode* [ $c', \phi'$ ]) et les modèles basés sur des résultats d'essais *in situ*, c'est-à-dire à partir de la pression limite  $p_l$  du pressiomètre Ménard (*modèle pressiométrique*) ou à partir de la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre statique CPT (*modèle pénétrométrique*).

On distingue les modèles utilisés en Belgique de ceux recommandés par les règles françaises (DTU 13.12 ou Fascicule 62 titre V).

#### Méthode [ $c', \phi'$ ]

Le calcul de la capacité portante limite des fondations superficielles à partir de  $c$  et  $\phi$  est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la détermination des paramètres de résistance au cisaillement  $c$  et  $\phi$ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), on utilise le plus souvent l'essai triaxial.

En Belgique, plusieurs formulations de différents auteurs sont utilisées dans le cadre de la méthode [ $c', \phi'$ ]. Dans un souci d'uniformité, on ne considère que les formules retenues par *Meyerhof*. Comme modèle français, on utilise celui recommandé par le *DTU 13.12*. L'*Eurocode 7-1* propose, quant à lui, sa propre démarche de calcul dans le cadre de la méthode [ $c', \phi'$ ] (EN1997-1, annexe D).

La capacité portante limite  $q_r$ , en conditions drainées c'est-à-dire en contraintes effectives, s'exprime par la forme additive suivante :

$$q_r = \gamma' \cdot D \cdot N_q(\phi') \cdot \delta_{q_r} \cdot d_{q_r} \cdot s_{q_r} + \gamma' \cdot B/2 \cdot N_\gamma(\phi') \cdot \delta_{\gamma_r} \cdot d_{\gamma_r} \cdot s_{\gamma_r} + c' \cdot N_c(\phi') \cdot \delta_{c_r} \cdot d_{c_r} \cdot s_{c_r} \quad (A.1)$$

avec :

$c'$  cohésion en contraintes effectives ;

$\phi'$  angle de frottement interne en contraintes effectives ;

$\gamma'$  poids volumique effectif ;

il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation, c'est-à-dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (A.2)$$

où :

$\gamma_{sat}$  poids volumique total du sol à l'état saturé ;

$\gamma_w$  poids volumique de l'eau ;

$B$  largeur de la fondation ;

$D$  profondeur d'encastrement de la fondation ;

$N_q$  terme de surcharge (Tableau A.1) ;

$N_c$  terme de cohésion (Tableau A.1) ;

$N_\gamma$  terme de surface (effet du poids propre du sol  $\gamma$  et de la largeur  $B$ ) (Tableau A.1) ;

$\delta_{q_r}, \delta_{c_r}, \delta_{\gamma_r}$  coefficients correcteurs relatifs à une charge inclinée (Tableau A.2) ;

$d_{q_r}, d_{c_r}, d_{\gamma_r}$  coefficients correcteurs tenant compte de la profondeur d'encastrement de la fondation (Tableau A.3) ;

$s_{q_r}, s_{c_r}, s_{\gamma_r}$  coefficients correcteurs relatifs à la forme de la fondation (Tableau A.4).

Les coefficients de correction proposés pour la forme rectangulaire sont exprimés en fonction du rapport  $B/L$  des dimensions en plan (rapport sans dimension et  $\leq 1$ ).

TABLEAU A.1 Expressions de  $N_q, N_c$  et  $N_\gamma$   
Expressions of  $N_q, N_c$  et  $N_\gamma$

	Meyerhof	DTU 13.12	Eurocode 7-1
$N_q$		$\exp(\pi \cdot \tan \phi') \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$	
$N_c$		$(N_q - 1) \cdot \cot \phi'$	
$N_\gamma$	$(N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \phi')$		$2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$

TABLEAU A.2 Expressions de  $\delta_{q_r}, \delta_{c_r}$  et  $\delta_{\gamma_r}$   
Expressions of  $\delta_{q_r}, \delta_{c_r}$  et  $\delta_{\gamma_r}$

	Meyerhof	DTU 13.12	Eurocode 7-1
$\delta_{q_r}$	$(1 - \frac{\theta}{90})^2$	$(1 - \frac{\theta}{90})^2$	$[1 - H/(V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$
$\delta_{c_r}$	$(1 - \frac{\theta}{90})^2$	$(1 - \frac{\theta}{90})^2$	$\delta_{q_r} - (1 - \delta_{q_r}) / N_c \cdot \tan \phi'$
$\delta_{\gamma_r}$	$(1 - \frac{\theta}{\phi'})^2 \geq 0$	$(1 - \frac{\theta}{\phi'})^2 \geq 0$	$[1 - H/(V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m-1}$

avec

$m = m_q = [2 + (B/L)] / [1 + (B/L)]$  quand  $H$  agit selon  $B$  ;

$m = m_c = [2 - (L/B)] / [1 + (L/B)]$  quand  $H$  agit selon  $L$  ;

Dans le cas où  $H$  agit selon une direction formant un angle  $\alpha$  avec la direction  $L$ , on a

$m = m_\alpha = m_q \cos^2 \alpha + m_c \sin^2 \alpha$

$V$  composante verticale de la résultante des charges ;

$H$  composante horizontale de la résultante des charges ;

$A$  aire de la surface de base de la fondation =  $B \cdot L$  ;

$L$  longueur de la fondation ;

$\theta$  inclinaison de la résultante des charges sur la verticale.

TABLEAU A.3 Expressions de  $d_{q_r}, d_{c_r}$  et  $d_{\gamma_r}$   
Expressions of  $d_{q_r}, d_{c_r}$  et  $d_{\gamma_r}$

	Meyerhof*
$d_{q_r}$	$1 + 0,1 \cdot \tan(45 + \phi'/2) \cdot D/B$
$d_{c_r}$	$1 + 0,2 \cdot \tan(45 + \phi'/2) \cdot D/B$
$d_{\gamma_r}$	$1 + 0,1 \cdot \tan(45 + \phi'/2) \cdot D/B$
	Si $\phi' \leq 10^\circ, d_{q_r} = d_{\gamma_r} = 1$

\* Les formules ci-dessus ne sont applicables en toute rigueur que si la profondeur  $D$  de la semelle ne dépasse pas sa largeur  $B$ . En effet, lorsque la profondeur  $D$  est supérieure à  $B$ , on admet que la capacité portante varie linéairement avec la profondeur depuis  $D = B$  jusqu'à  $D = D_c$  (profondeur d'encastrement critique) où la formule des fondations profondes devient applicable. En fait, en se contentant d'appliquer la relation ci-dessus pour  $D > B$ , on sous-évalue  $q_r$  et on se trouve du côté de la sécurité.

Les modèles recommandés par le DTU 13.12 et l'Eurocode 7-1 ne prennent pas en compte la correction due à la profondeur d'encastrement de la semelle.

**TABEAU A.4** Expressions de  $s_q$ ,  $s_c$  et  $s_\gamma$ .  
Expressions of  $s_q$ ,  $s_c$  et  $s_\gamma$ .

	Meyerhof	DTU 13.12	Eurocode 7-1
$s_q$	$1 + 0,1 \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot B/L$	1	$1 + B/L \cdot \sin \phi$
$s_c$	$1 + 0,2 \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot B/L$	$1 + 0,2 \cdot B/L$	$\frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$
$s_\gamma$	$1 + 0,1 \cdot \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot B/L$	$1 - 0,2 \cdot B/L$	$1 - 0,3 \cdot B/L$
	Si $\phi' \leq 10^\circ$ , $s_q = s_\gamma = 1$		

La présence de la nappe aquifère est prise en compte de la façon suivante :

– si la base de la fondation est en permanence sous le niveau de la nappe, toute la zone refoulée (courbe de rupture) se trouve influencée par cette nappe. Dans ce dernier cas, on fait intervenir séparément les actions de l'eau et celles du sol :

- le poids volumique à prendre en compte est le poids volumique déjaugé (diminué de la poussée d'Archimède), soit  $\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ ;
- on tient compte de la poussée d'Archimède agissant sur la partie immergée de la semelle elle-même, ce qui se calcule aisément ;
- si la nappe est à une profondeur supérieure à (environ) la largeur B de la fondation sous le niveau de la fondation, son influence peut être négligée. Cette limite est, bien sûr, à considérer pour le cas le plus défavorable, en tenant compte des fluctuations saisonnières, ou dues à d'autres causes, du niveau phréatique ;
- le cas où la nappe se situe à un niveau intermédiaire, c'est-à-dire lorsqu'elle recoupe les courbes de rupture, est le plus complexe à traiter.

La capacité portante limite va être influencée d'une manière partielle, variable avec la position de la nappe.

On peut admettre alors une variation linéaire des effets du niveau de la nappe entre les deux positions extrêmes : nappe à une profondeur B sous la fondation, et nappe au niveau de la base de la fondation.

Enfin, pour tenir compte de l'excentricité éventuelle de la charge appliquée, on considère, dans tout ce qui précède, une semelle fictive de dimensions réduites ( $B' \times L'$ ) telle que la charge appliquée soit centrée sur cette semelle fictive. Pour une charge excentrée de  $e_B$  et  $e_L$ , la semelle fictive aurait des dimensions :

$$B' = B - 2 \cdot e_B \text{ et } L' = L - 2 \cdot e_L \quad (\text{A.3})$$

### A.1.2

## Modèle pressiométrique

En Belgique, on utilise généralement le modèle original de Ménard éventuellement affiné par des auteurs comme Briaud. Comme modèle français, on considère celui recommandé par le Fascicule 62-V.

**TABEAU A.5** Valeurs de  $K_0$ .  
Values of  $K_0$ .

Type de sol	Sol granulaire lâche	Sol granulaire dense	Argile molle (en non drainé)	Argile dure (en non drainé)
$K_0$	0,5-0,6	0,3-0,5	0,9-1,1	0,8 - 0,9

### A.1.2.1

## Hauteur d'encastrement équivalente

Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur z, la pression limite nette  $p'_1$  :

$$p'_1(z) = p_1(z) - p_0(z) \quad (\text{A.4})$$

avec :

$p_1(z)$ , pression limite mesurée à la profondeur z,

$p_0(z)$ , pression horizontale au repos dans le terrain au moment de l'essai, à la profondeur z,

$$= K_0 \cdot q_0(z) \quad (\text{A.5})$$

où :

$q_0(z)$  est la contrainte verticale à la profondeur z,

$K_0$  le coefficient de poussée des terres au repos, en première approximation, on peut choisir sa valeur dans le tableau A.5.

La hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est définie par :

$$D_e = \frac{1}{p_{1e}} \cdot \int_0^{D_e} p'_1(z) \cdot dz \quad (\text{A.6})$$

où  $p'_{1e}$  est la pression limite nette équivalente définie ci-après.

Le modèle de Ménard reste un modèle en contraintes effectives si bien que sous le niveau de la nappe l'expression de la pression limite nette  $p'_1$  devient :

$$p'_1(z) = (p_1(z) - \gamma_w \cdot z) - K_0 \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot z \quad (\text{A.7})$$

et il faut tenir compte de l'effet de la poussée d'Archimède sur la fondation, c'est-à-dire que l'on déjauge le poids de la fondation.

Le modèle exposé dans le Fascicule 62-V est, quant à lui, une approche en contraintes totales. Il n'y a donc pas lieu de déjauger les poids volumiques des sols immergés (et on ne tient pas compte de la poussée d'Archimède sur la fondation).

### A.1.2.2

## Pression limite nette équivalente

### A.1.2.2.1

### Modèle de Ménard

La pression limite nette équivalente correspond à la moyenne géométrique des différentes valeurs mesurées aux niveaux voisins de celui de la fondation :

$$p'_{1e} = \sqrt[3]{p_{11} \cdot p_{12} \cdot p_{13}} \quad (\text{A.8})$$

avec :

$p'_{11}$ , pression limite nette mesurée un diamètre au-dessus du niveau de la fondation ;

$p'_{12}$ , pression limite nette mesurée au niveau de la fondation ;

$p'_{13}$ , pression limite nette mesurée un diamètre au-dessous du niveau de la fondation.

Usuellement les essais pressiométriques sont réalisés à des intervalles réguliers (tous les mètres par exemple) dans les forages, et les trois valeurs des pressions limites à prendre en compte sont elles-mêmes des moyennes géométriques correspondant aux tranches de terrain ainsi définies :

- pour  $p'_{11}$  entre 3R et R au-dessus du niveau de la fondation ;
- pour  $p'_{12}$  entre R et -R de part et d'autre du niveau de la fondation ;
- pour  $p'_{13}$  entre -R et -3R au-dessous du niveau de la fondation.

Les formules de calcul d'une valeur moyenne équivalente supposent toutefois que l'on ait affaire à un seul type de terrain (ou dans des types de sols voisins), homogène « en grand », dans lequel les variations des pressions limites considérées restent modérées (de l'ordre de 30 % de la moyenne).

### A.2.2.2

#### Fascicule 62-V

Dans le cas d'une fondation superficielle sur des couches de sols non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins 1,5 B au-dessous de la base de la fondation, on retient pour  $p'_{1e}$  la moyenne géométrique :

$$p'_{1e} = \sqrt[n]{p'_{11} \cdot p'_{12} \cdot \dots \cdot p'_{1n}} \quad (A.9)$$

$p'_{11}$ ,  $p'_{12}$ , ...,  $p'_{1n}$  étant les valeurs de la pression limite nette dans les couches situées de D à D + 1,5 B, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

### A.1.2.3

#### Classification des sols

##### A.1.2.3.1

#### Modèle de Ménard

La nature du sol, qui influence le coefficient de portance  $k_p$ , défini au § A.1.2.4, est donnée par le tableau A.6.

TABLEAU A.6

**Classification des sols. Pressiomètre, modèle de Ménard.**  
Classification of the grounds. Pressuremeter, Ménard model.

Pression limite $p_i$ (MPa)	Nature du sol	Catégorie
Moins de 1,2 Moins de 0,7	Argile Limon	I
1,8-4,0 1,2-3,0 0,4-0,8 1,0-3,0	Argile raide et marne Limons compacts Sable compressible Roche tendre ou altérée	II
1,0-2,0 4,0-10,0	Sable et gravier Roche	III
3,0-6,0	Sable et gravier très compact	III bis

### A.1.2.3.2

#### Fascicule 62-V

Le Fascicule 62-V définit les catégories conventionnelles de sols, données par le tableau A.7, en fonction de la pression limite  $p_i$  mesurée par le pressiomètre Ménard.

TABLEAU A.7

**Classification des sols. Pressiomètre, Fascicule 62-V.**  
Classification of the grounds. Pressuremeter, Fascicule 62-V.

Classe de sol	Pression limite $p_i$ (MPa)
Argiles, limons	A - Argiles et limons mous
	B - Argiles et limons fermes
	C - Argiles très fermes à dures
Sables, graves	A - Lâches
	B - Moyennement compacts
	C - Compacts
Craies	A - Molles
	B - Altérées
	C - Compactes
Marnes, marno-calcaires	A - Tendres
	B - Compacts
Roches	A - Altérées
	B - Fragmentées

### A.1.2.4

#### Facteur de portance pressiométrique

##### A.1.2.4.1

#### Modèle de Ménard

Pour des raisons d'utilisation numérique (programmation dans un tableur), on ne considère pas l'abaque original proposé par Ménard mais bien des courbes de  $k_p$  « adaptées » et simplifiées suggérées par Briaud (Fig. A.1), constituant une sorte de « moyenne inférieure » des valeurs observées.

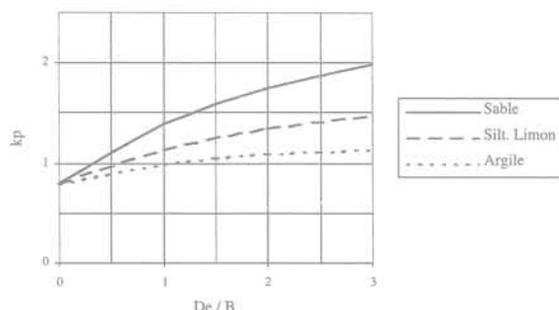


FIG. A.1 **Abaque de  $k_p$  (Briaud).**  
Abacus of  $k_p$  (Briaud).

### A.1.2.4.2

#### Fascicule 62-V

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance pressiométrique  $k_p$  sont données par le tableau A.8.

TABLEAU A.8 Expressions de  $k_p$ , Fascicule 62-V.  
Expressions of  $k_p$ , Fascicule 62-V.

Type de sol	Expression de $k_p$
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \frac{D_e}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{D_e}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{D_e}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{D_e}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et gravés B	$\left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \frac{D_e}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et gravés C	$\left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{D_e}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{D_e}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{D_e}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

### A.1.2.5

#### Charge verticale centrée

La capacité portante limite sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p \cdot p'_{ie} \quad (\text{A.10})$$

avec :

$q_l$  contrainte de rupture ;

$q_0$  contrainte verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux) (contrainte effective selon la méthode de Ménard, et totale selon le Fascicule 62-V) ;

$p'_{ie}$  pression limite nette équivalente ;

$k_p$  facteur de portance pressiométrique.

### A.1.2.6

#### Influence de l'inclinaison de la charge

### A.1.2.6.1

#### Modèle de Ménard (Briaud)

Pour une charge inclinée d'un angle  $\theta$  (exprimé en degrés) par rapport à la verticale, un coefficient réducteur  $\delta$  est appliqué à la contrainte de rupture  $q_l$  :

$$\delta = \left( 1 - \frac{\theta}{90} \right)^2 \cdot (1 - \lambda) + \left( 1 - \frac{\theta}{20} \right) \cdot \lambda \quad (\text{A.11})$$

avec :  $\lambda = \lambda_d \cdot \lambda_m$

$$\lambda_d = 1 - D/B \text{ pour } 0 < D/B < 1$$

$$\lambda_d = 0 \text{ pour } D/B > 1$$

$$\lambda_m = 1 - m \text{ pour } 0 < m < 1$$

$$\lambda_m = 0 \text{ pour } m > 1$$

$$m = p'_1(D)/p'_1(D+B)$$

(A.12)

### A.1.2.6.2

#### Fascicule 62-V

Pour une charge inclinée d'un angle  $\theta$  par rapport à la verticale, un coefficient réducteur  $\delta$  est utilisé :

$$q_l = q_0 + \delta \cdot k_p \cdot p'_{ie} \quad (\text{A.13})$$

Pour les sols cohérents (argiles, limons et marnes) et pour les craies, les marno-calcaires et les roches altérées :

$$\delta = \phi_1(\theta)$$

et pour les sols pulvérulents (sables et gravés) :

$$\delta = \phi_2(\theta) \quad (\text{A.14})$$

Les fonctions  $\phi_1(\theta)$  et  $\phi_2(\theta)$  sont représentées à la figure A.2.

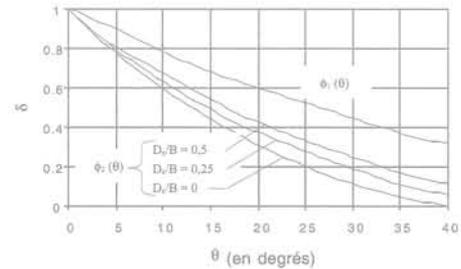


FIG. A.2 Coefficient  $\delta$  pour une charge inclinée sur sol horizontal (Fascicule 62-V).  
Coefficient  $\delta$  for an inclined load on horizontal ground (Fascicule 62-V).

### A.1.2.7

#### Influence de l'excentricité de la charge

Pour les semelles rectangulaires, on peut se servir du modèle de Meyerhof, qui prend en compte les largeur et longueur réduites :

$$B' = B - 2 \cdot e_B \text{ et } L' = L - 2 \cdot e_L \quad (\text{A.3})$$

où :

$e_B$  excentricité de la charge selon la largeur  $B$  ;

$e_L$  excentricité de la charge selon la longueur  $L$ .

On remplace alors, dans tout ce qui précède, les dimensions  $B$  et  $L$  par les dimensions réduites  $B'$  et  $L'$ .

### A.1.3

#### Modèle pénétrométrique

En Belgique, le modèle pénétrométrique généralement utilisé consiste à déterminer, dans un premier temps, les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol, sur base de la résistance de cône  $q_c$  mesurée à l'aide du pénétromètre statique CPT. A partir des paramètres de résistance ainsi calculés, on détermine ensuite la capacité portante de la fondation selon la démarche de Meyerhof utilisée dans la méthode  $[c', \phi']$ . Comme modèle français, on utilise celui recommandé par le Fascicule 62-V. Ce modèle a été conçu selon le même schéma que le modèle pressiométrique.

## « Modèle de Meyerhof »

Comme une seule valeur, la résistance de cône  $q_c$  est disponible, une seule caractéristique peut être déterminée. On considère alors un sol pulvérulent « fictif » caractérisé par son seul angle de frottement interne  $\phi'$ .

On admet donc  $c' = 0$  et la résistance de cône mesurée sera interprétée comme la force portante limite de la pointe du pénétromètre. On néglige le terme de surface et il ne reste donc que le seul terme de surcharge (ou de profondeur), c'est-à-dire la contrainte verticale effective à la profondeur  $z$ , soit  $q'_0(z) (= \gamma' \cdot z)$ , ce qui donne :

$$q_c(z) = q_{i,\text{pénétr}}(z) = N_q \cdot q'_0(z) \quad (\text{A.15})$$

avec :

$N_q$  coefficient valable pour les fondations profondes, fonction uniquement de l'angle de frottement interne  $\phi'$  ;

$$N_q = e^{7 \cdot \tan \phi'} \text{ (Meyerhof)} \quad (\text{A.16})$$

On peut alors, à partir de la valeur de  $\phi'$  déterminée à la profondeur d'encastrement de la fondation  $D$  :

$$\phi'(D) = \arctan [\ln(q_c(D)/q'_0(D))/7] \quad (\text{A.17})$$

et en considérant une cohésion nulle, calculer les coefficients  $N_q$  et  $N_\gamma$  relatifs à la fondation superficielle étudiée, et enfin la force portante limite selon la démarche de Meyerhof vue dans la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ] (cf. A.1.1).

La prise en compte d'une excentricité et d'une inclinaison éventuelles de la charge se fait de la même manière que dans la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ]. Les termes correctifs concernant la forme de la fondation et la profondeur d'encastrement de celle-ci sont, quant à eux, pris égaux à un, étant donné que les formules données dans la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ] ne sont valables que pour des paramètres de résistance  $c$  et  $\phi$  déterminés par l'essai triaxial.

La modèle pénétrométrique donné ci-dessus correspond à un calcul en contraintes effectives. Il y a donc lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède comme action extérieure.

L'application des formules évoquées ci-avant exige toutefois un minimum de précaution. En particulier, comme on peut effectuer les calculs à chaque niveau de mesure, c'est-à-dire habituellement tous les 0,20 m, il ne faut pas se contenter de vérifier la force portante à un seul niveau, mais il faut bien entendu contrôler que cette force portante est encore valable pour les couches inférieures.

## A.1.3.2

## Fascicule 62-V

## A.1.3.2.1

## Hauteur d'encastrement équivalente

Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur  $z$ , la résistance de pointe (ou résistance de cône)  $q_c$ , la hauteur d'encastrement équivalente  $D_e$  est définie par :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \cdot \int_0^D q_c(z) \cdot dz \quad (\text{A.18})$$

où :  $q_{ce}$  est la résistance de pointe équivalente définie ci-après.

## A.1.3.2.2

## Résistance de pointe équivalente

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir de la courbe  $q_c = f(z)$ , par :

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) \cdot dz \quad (\text{A.19})$$

avec :

$q_{cc}$ , résistance de pointe  $q_c$  écrêtée à  $1,3 q_{cm}$  ;

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) \cdot dz \quad (\text{A.20})$$

avec :

$a = B/2$  si  $B > 1\text{ m}$  ;

$a = 0,5\text{ m}$  si  $B < 1\text{ m}$  ;

$b = \min(a, h)$

(A.21)

où :

$h$  est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse.

## A.1.3.2.3

## Classification des sols

Le Fascicule 62-V définit les catégories conventionnelles des sols données par le tableau A.9, en fonction de la résistance de pointe  $q_c$  mesurée par le pénétromètre statique CPT.

## A.1.3.2.4

## Facteur de portance pénétrométrique

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance pénétrométrique  $k_c$  sont données par le tableau A.10.

TABLEAU A.9

**Classification des sols.  
Pénétromètre (Fascicule 62-V).**  
Classification of the grounds.  
Penetrometer (Fascicule 62-V).

Classe de sol		Résistance de pointe $q_c$ (MPa)
Argiles, limons	A – Argiles et limons mous	< 3,0
	B – Argiles et limons fermes	3,0 à 6,0
	C – Argiles très fermes à dures	> 6,0
Sables, graves	A – Lâches	< 5
	B – Moyennement compacts	8,0 à 15,0
	C – Compacts	> 20,0
Craies	A – Molles	< 5
	B – Altérées	> 5,0

**TABLEAU A.10** Expressions de  $k_c$  (Fascicule 62-V).  
Expressions of  $k_c$  (Fascicule 62-V).

Type de sol	Expression de $k_p$
Argiles et limons A et B, craies A	$0,32 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$0,14 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$0,11 \left[ 1 + 0,5 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$0,08 \left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B	$0,17 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

### A.1.3.2.5

#### Charge verticale centrée

La contrainte de rupture (capacité portante limite) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_c \cdot q_{ce} \quad (\text{A.22})$$

avec :

- $q_l$  contrainte de rupture ;
- $q_0$  contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux) ;
- $q_{ce}$  résistance de pointe équivalente ;
- $k_c$  facteur de portance pénétrométrique.

### A.1.3.2.6

#### Influence de l'inclinaison et de l'excentricité de la charge

Ces corrections sont prises en compte de la même manière que dans le modèle pressiométrique.

## A.2

### Modes de vérification de la capacité portante

Ce paragraphe est consacré à l'analyse des modes de prise en compte de la sécurité dans le dimensionnement des fondations superficielles du point de vue de leur capacité portante. On considère donc les règles pratiques utilisées en Belgique, les règles françaises (DTU 13.12 et Fascicule 62-V) et la norme européenne, l'Eurocode 7-1, qui, on le rappelle, s'applique en tant que « norme chapeau » aux modèles de calcul de la capacité portante limite belges et français.

On étudie la prise en compte de la sécurité, d'une part, au niveau des actions et, d'autre part, au niveau de la résistance, c'est-à-dire, ici, la capacité portante.

## A.2.1

### Règles pratiques utilisées en Belgique

#### A.2.1.1

#### Combinaisons d'actions types et sollicitations de calcul

Les règles pratiques utilisées en Belgique étant des méthodes aux contraintes admissibles, les actions ne sont pas pondérées. Celles-ci sont à combiner de manière à obtenir l'effet le plus défavorable. Les actions variables (charges d'exploitation, de vent, de neige, de trafic...) sont donc à prendre en compte ou non selon, respectivement, leur effet défavorable ou favorable. Les charges permanentes sont, quant à elles, toujours à considérer.

#### A.2.1.2

#### Vérification de la capacité portante

On vérifie que la contrainte normale sous la fondation  $q$  est inférieure à la capacité portante admissible de celle-ci :

$$q = \frac{P}{B' \cdot L'} \leq q_a \quad (\text{A.23})$$

avec :

- $P$  charge verticale appliquée à la fondation ;
- $B'$  largeur effective de la fondation ;
- $L'$  longueur effective de la semelle ;
- $q_a$  capacité portante admissible.

#### A.2.1.2.1

#### Méthode [ $c'$ , $\phi'$ ]

Deux calculs sont possibles pour la détermination de la capacité portante admissible :

$$q_a = q_l / S_F \quad (\text{A.24})$$

avec :

- $q_l$  capacité portante limite (cf. A.1.1) ;
- $S_F$  coefficient de sécurité ;
- = 3, en général.

$$q_a = \frac{q_l - \gamma \cdot D}{S_F} + \gamma \cdot D \quad (\text{A.25})$$

avec :

- $q_l$  capacité portante limite (cf. A.1.1) ;
- $S_F$  coefficient de sécurité ;
- = 3, en général.

La deuxième façon de procéder peut être considérée comme plus rigoureuse étant donné qu'elle n'affecte pas de coefficient de sécurité à la contrainte naturelle préexistante au niveau de la base de la fondation.

#### A.2.1.2.2

#### Modèle pressiométrique

Ménard suggère d'utiliser un coefficient de sécurité égal à 3, de manière à définir une contrainte admissible.

Ce coefficient de sécurité ne s'applique que sur la partie nette de la capacité portante limite. On a ainsi :

$$q_a = \frac{k_p \cdot p'_{le}}{S_F} + q'_0 \quad (\text{A.26})$$

avec :

$k_p$  facteur de portance pressiométrique (cf. A.1.2.4.1) ;  
 $p'_{le}$  pression limite nette équivalente (cf. A.1.2.2.1) ;  
 $q'_0$  pression verticale au repos du terrain au niveau de la semelle, après construction.

#### A.2.1.2.3

#### Modèle pénétrométrique

Ce modèle se référant à la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ], une fois l'angle de frottement interne  $\phi'$  déduit de la résistance de cône  $q_c$ , on suit la même démarche de calcul de la capacité portante admissible que dans la méthode [ $c'$ ,  $\phi'$ ].

### A.2.2

## Règles françaises

On considère ci-dessous les règles extraites du Fascicule 62-V, c'est-à-dire applicables aux fondations superficielles d'ouvrages de génie civil.

Pour les fondations superficielles de bâtiments, le DTU 13.12 préconise des vérifications semblables ou équivalentes.

#### A.2.2.1

#### Combinaisons d'actions types et sollicitations de calcul

On considère, dans la vérification de la capacité portante, les combinaisons fondamentale et accidentelle pour les ELU et la combinaison rare pour les ELS.

##### A.2.2.1.1

#### Combinaison fondamentale

La combinaison fondamentale correspond à une probabilité d'occurrence très faible, de l'ordre de  $10^{-4}$  ou moins sur une année, et à une durée d'application faible (inférieure à l'heure).

On considère généralement les sollicitations  $s$  de calcul suivantes :

$$1,25 \cdot s [1,2 \cdot G_{\max} + 0,9 \cdot G_{\min} + \gamma_{fw} \cdot F_w + \gamma_{f1Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i>1} 1,15 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i]$$

##### A.2.2.1.2

#### Combinaison accidentelle

La combinaison accidentelle correspond à des événements très exceptionnels, dont la probabilité d'occurrence est extrêmement faible sur la durée de vie de l'ouvrage.

Les sollicitations de calcul  $\mathcal{S}$  sont :

$$\mathcal{S} [G + F_w + F_A + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_i]$$

##### A.2.2.1.3

#### Combinaison rare

Les sollicitations dues à la combinaison rare (aussi appelée « caractéristique ») correspondent aux sollicitations que les ouvrages auront à subir, seulement quelques fois, au cours de leur durée de vie.

Les sollicitations de calcul  $\mathcal{S}$  à considérer sont données par :

$$\mathcal{S} [G + F_w + Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_i]$$

##### A.2.2.1.4

#### Notations

- $G_{\max}$  valeurs caractéristiques des actions permanentes défavorables ;
- $G_{\min}$  valeurs caractéristiques des actions permanentes favorables ;
- $F_w$  valeurs caractéristiques des actions dues à l'eau ;
- $Q_1$  valeur caractéristique de l'action variable de base, généralement donnée par les textes réglementaires ;
- $\psi_1 \cdot Q_1$  valeur fréquente de l'action variable de base ;
- $\psi_{0i} \cdot Q_i$  valeurs de combinaison des actions variables d'accompagnement ;
- $\psi_{2i} \cdot Q_i$  valeurs quasi permanentes des actions variables d'accompagnement ;
- $F_A$  valeur nominale de l'action accidentelle, généralement donnée dans les textes réglementaires.

##### A.2.2.1.5

#### Valeurs numériques

- 1,05 pour la pression de l'eau défavorable,
- $\gamma_{fw} = 1$  pour la pression de l'eau,
- 1,2 ou 0,9 pour la partie relative aux forces hydrodynamiques de courant, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable ;
- $\gamma_{f1Q1} = 1,33$  le plus généralement (1,2 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier) ;
- $\psi_{0i} = 0,77$  dans les cas courants des charges d'exploitation et des effets de la neige et du vent.

Le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil,  $\psi_1 \cdot Q_1$ , s'il existe, est négligeable vis-à-vis de  $F_A$ , et  $\psi_{2i} \cdot Q_i = 0$ .

##### A.2.2.1.6

#### Utilisation

Les actions variables  $Q$  interviennent dans toutes les combinaisons d'actions soit comme action variable de base, soit comme action variable d'accompagnement. On fait donc « tourner » les actions variables entre base et accompagnement pour déterminer la combinaison la plus défavorable.

Lorsqu'une action variable est favorable pour un état limite donné, elle est prise à sa valeur minimale, qui est en général la valeur nulle.

### A.2.2.2

#### Vérification de la capacité portante

La contrainte appliquée par la fondation  $q$  doit rester inférieure à la contrainte de rupture  $q_r$ , divisée par un coefficient de sécurité  $S_F$ :

$$q \leq \frac{1}{S_F} (q_r - q_0) + q_0 \quad (\text{A.27})$$

avec:

$q$  contrainte appliquée par la fondation,

$$q = \frac{P}{B \cdot L} \quad (\text{A.28})$$

où:

$P$  est déterminé sur base des combinaisons fondamentale et accidentelle pour les ELU et de la combinaison rare pour les ELS;

$q_r$  contrainte de rupture calculée selon:

– la méthode  $[c', \phi']$  (cf. A.1.1.), ou

– le modèle pressiométrique (cf. A.1.2.), ou

– le modèle pénétrométrique (cf. A.1.3.2.);

$q_0$  contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux);

$S_F = 2$  pour les ELU,

$= 3$  pour les ELS.

### A.2.3

#### Eurocode 7-1

Pour plus de facilité, on utilise les notations de l'EC7-1.

### A.2.3.1

#### Vérification de la capacité portante

Afin de démontrer qu'une fondation superficielle supportera la charge de calcul avec une sécurité adéquate vis-à-vis du défaut de capacité portante, l'inéquation suivante doit être satisfaite pour tous les cas de charges et de combinaisons de charges à l'état limite ultime:

$$V_d \leq R_d \quad (\text{A.29})$$

où:

$V_d$  charge de calcul à l'état limite ultime, normale à la base de la fondation et comprenant le poids de la fondation et du matériau de remblai éventuel. En conditions drainées, les pressions d'eau doivent généralement être traitées comme actions lors du calcul de  $V_d$ ;  $R_d$  capacité portante de calcul de la fondation vis-à-vis des charges normales, en tenant compte de l'effet des charges inclinées ou excentrées.

### A.2.3.2

#### Charge de calcul

On détermine la charge de calcul  $V_d$  en appliquant les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_{M_i}$  sur les para-

mètres géotechniques pour les actions provenant du sol, comme les poussées de terre, et en appliquant les coefficients de sécurité partiels pour les actions  $\gamma_F$  soit:

– sur les actions elles-mêmes, on a alors:

$$V_d = V(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_{M_i}; a_d) \quad (\text{A.30})$$

– sur les effets des actions, on a alors:

$$V_d = \gamma_E \cdot V(F_{rep}; X_k/\gamma_{M_i}; a_d) \quad (\text{A.31})$$

où:

$F_{rep}$  valeur représentative d'une action,

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (\text{A.32})$$

$F_k$  valeur caractéristique d'une action;

$\psi$  coefficient d'accompagnement;

$\gamma_F$  coefficient partiel pour une action;

$X_k$  valeur caractéristique d'une propriété d'un matériau;

$\gamma_{M_i}$  coefficient partiel pour un paramètre du sol;

$a_d$  valeur de calcul d'une donnée géométrique;

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (\text{A.33})$$

$a_{nom}$  valeur nominale d'une donnée géométrique;

$\Delta a$  tolérance sur une donnée géométrique.

On considère, par la suite, la première façon de procéder.

Le coefficient  $\psi$  à considérer dans la détermination de la valeur représentative des actions variables d'accompagnement  $F_{rep}$  est le coefficient  $\psi_{0r}$  des valeurs en sont données dans l'annexe A1, pour les bâtiments, et l'annexe A2, pour les ponts, de l'Eurocode 0 (EN 1990).

### A.2.3.3

#### Capacité portante de calcul

On détermine la capacité portante de calcul  $R_d$  en appliquant les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_F$  sur les actions, pour la prise en compte d'une inclinaison et d'une excentricité éventuelles de la charge par exemple, et en appliquant soit:

– les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_{M_i}$  sur les paramètres géotechniques, on a alors:

$$R_d = R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_{M_i}; a_d) \quad (\text{A.34})$$

– les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_R$  sur la résistance, on a alors:

$$R_d = R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k; a_d)/\gamma_R \quad (\text{A.35})$$

– les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_{M_i}$  sur les paramètres géotechniques et les coefficients de sécurité partiels  $\gamma_R$  sur la résistance, on a alors:

$$R_d = R(\gamma_F \cdot F_{rep}; X_k/\gamma_{M_i}; a_d)/\gamma_R \quad (\text{A.36})$$

On considère, par la suite, la troisième façon de procéder, qui est la plus exigeante.

### A.2.3.4

#### Approches de calcul

On explique ci-dessous quels sont les types de coefficients de sécurité partiels à utiliser lors de la détermination de la charge et de la capacité portante de calcul. Leurs valeurs sont données au § A.2.3.5.

#### A.2.3.4.1

##### Approche de calcul 1

Il doit être vérifié qu'un défaut de capacité portante ne se produit pas pour chacune des combinaisons suivantes des groupes de coefficients partiels :

Combinaison 1 :  $A1 + M1 + R1$   
 Combinaison 2 :  $A2 + M2 + R1$

Les groupes de coefficients partiels sont notés A, pour les actions et les effets des actions, M, pour les paramètres du sol, et R, pour les résistances.

#### A.2.3.4.2

##### Approche de calcul 2

Il doit être vérifié qu'un défaut de capacité portante ne se produit pas pour la combinaison suivante des groupes de coefficients partiels :

Combinaison :  $A1 + M1 + R2$

#### A.2.3.4.3

##### Approche de calcul 3

Il doit être vérifié qu'un défaut de capacité portante ne se produit pas pour la combinaison suivante des groupes de coefficients partiels :

Combinaison :  $(A1^* \text{ ou } A2^{**}) + M2 + R3$

\* sur les actions structurelles

\*\* sur les actions géotechniques

L'approche de calcul à utiliser en Belgique et en France semble être, d'après les autorités compétentes, l'approche de calcul 1.

#### A.2.3.5

##### Coefficients partiels

On reprend dans les tableaux A.11 à A.13 les valeurs des coefficients de sécurité partiels qui sont reprises selon les groupes Ai, Mi et Ri, évoqués au point précédent.

#### A.2.3.5.1

##### Coefficients partiels sur les actions $\gamma_F$

Les valeurs de ces coefficients sont reprises au tableau A.11.

**TABLEAU A.11** Valeurs des coefficients partiels sur les actions  $\gamma_F$  (Eurocode 7-1).  
 Values of the partial coefficients on the actions  $\gamma_F$  (Eurocode 7-1).

Action		Symbole	Groupe	
			A1	A2
Permanente	Défavorable	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorable		1,0	1,0
Variable	Défavorable	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorable		0	0

**NB :** Il est à noter que les coefficients partiels A1 sont identiques aux coefficients utilisés dans la combinaison fondamentale du Fascicule 62-V. En effet, on a :

$$\begin{aligned} 1,125 \cdot 1,2 &= 1,35; \\ 1,125 \cdot 0,9 &= 1; \\ 1,125 \cdot 1,33 &= 1,5. \end{aligned}$$

#### A.2.3.5.2

##### Coefficients partiels sur les paramètres du sol $\gamma_M$

Les valeurs de ces coefficients sont reprises au tableau A.12.

**TABLEAU A.12** Valeurs des coefficients partiels sur les paramètres du sol  $\gamma_M$  (Eurocode 7-1).  
 Values of the partial coefficients on the parameters of the ground  $\gamma_M$  (Eurocode 7-1).

Paramètre du sol	Symbole	Groupe	
		M1	M2
Angle de frottement interne*	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Cohésion effective	$\gamma_c$	1,0	1,25
Cohésion non drainée	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Résistance à la compression	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Poids volumique	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

\* Ce coefficient s'applique à  $\tan \phi'$ .

#### A.2.3.5.3

##### Coefficients partiels sur les paramètres du sol $\gamma_R$

Les valeurs de ces coefficients sont reprises au tableau A.13.

#### A.2.3.6

##### Capacité portante de calcul déduite de résultats d'essais in situ

Dans le cadre de cet article, on a fait l'hypothèse que la détermination de la capacité portante de calcul déduite de résultats d'essais in situ, pressiométriques ou pénétrométriques, se faisait selon la même démarche que pour les pieux. Il est à noter que cette hypothèse est partagée par le CSTC (Centre scientifique et technique de la construction, Bruxelles).

L'Eurocode 7-1 propose, dans le cas où l'on dispose de plusieurs résultats d'essais in situ, de déterminer la valeur de calcul de la capacité portante de la manière suivante :

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (\text{A.37})$$

avec :

$$R_k = \min \left\{ \frac{R_{\text{cal,mean}}}{\xi_3}; \frac{R_{\text{cal,min}}}{\xi_4} \right\} \quad (\text{A.38})$$

où :

$\xi_3, \xi_4$  facteurs de corrélation dépendant du nombre d'essais n, leurs valeurs sont données dans le tableau A.14 ;

$R_{\text{cal}}$  capacité portante limite calculée sur base des résultats d'un des essais ;

$R_{cal,mean}$  moyenne des capacités portantes limites, calculées avec les résultats de chacun des essais ;

$R_{cal,min}$  minimum des capacités portantes limites, calculées avec les résultats de chacun des essais.

**NB :** Dans le cas d'essais triaxiaux, cette procédure ne s'applique pas. En effet, les valeurs caractéristiques de  $c'$  et  $\phi'$  sont explicitement obtenues par l'établissement de la droite intrinsèque, meilleure tangente à l'ensemble des cercles représentant les essais réalisés.

**TABLEAU A.13** Valeurs des coefficients partiels sur la résistance  $\gamma_R$  (Eurocode 7-1).  
Values of the partial coefficients on the resistance  $\gamma_R$  (Eurocode 7-1).

Résistance	Symbole	Groupe		
		R1	R2	R3
Capacité portante	$\gamma_R$	1,0	1,4	1,0

**TABLEAU A.14** Valeurs du facteur de corrélation  $\xi$  (Eurocode 7-1).  
Values of the factor of correlation  $\xi$  (Eurocode 7-1).

$\xi$ pour n =	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

## Bibliographie

- Briaud J.-L. – *The Pressuremeter*. Balkema, Rotterdam, 1992.
- Canepa Y., Frank R. – Étude selon l'Eurocode 7 de fondations superficielles de murs de soutènement établies sur sol frottant, FONDSUP 2003, vol. 1, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 2003, p. 127-138.
- Centre scientifique et technique de la construction – Essais pressiométriques et exploitation de leurs résultats. *Note d'information technique* 115, 1977, Bruxelles.
- Comité européen de normalisation – EN 1990 *Eurocode 0 Basis of structural design*. Norme européenne, Bruxelles, 2001.
- Comité européen de normalisation – EN 1997-1 *Eurocode 7 Geotechnical Design*. Part 1: General Rules. Norme européenne, Bruxelles, 2002.
- Frank R. – *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Techniques de l'ingénieur/Presses de l'ENPC, Paris, 1999.
- Holeyman A. – *Screw Piles, Installation and Design in Stiff Clay*. Balkema, Lisse, 2001.
- Huybrechts N., Maertens J., Menge P., Legrand C. – Résultats d'un vaste programme de reconnaissance du sol: essais dans un sous-sol en argile de Boom à Wavre-Sainte-Catherine. *CSTC Magazine*, Bruxelles, 2002, p. 3-16.
- Legrand C., De Vos M., Bauduin C. – Dimensionnement des ouvrages géotechniques: quelle applicabilité pour l'Eurocode 7? (1<sup>re</sup> partie). *CSTC-Magazine*, Bruxelles, 1998, p. 35-44.
- Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports – *Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux* Fascicule n° 62, titre V: Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, 1993.
- Sanglerat G. – *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols*, Dunod, Paris, 1965.
- Sanglerat G. – *Le pénétromètre statique-dynamique et ses diverses applications pratiques*, 1977.