

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE



N° d'ordre : .....

Série : .....

**MEMOIRE DE MAGISTER**  
**PRESENTE A L'UNIVERSITE DES FRERES MENTOURI DE CONSTANTINE**  
**Faculté des sciences et de la technologie**  
**Département : Génie Civil**

**Option : sols**

**Présenté Par :**

**Bendjedia Hayat**

**Thème :**

**Fiabilité des fondations superficielles et méthode de calcul de  
la capacité portante**

Devant le jury composé de :

Président :	<b>Pr. N. Djebbar</b>	Université des frères Mentouri- Constantine-
Rapporteur :	<b>Pr.A .Belouar</b>	Université des frères Mentouri –Constantine-
Examineur :	<b>Dr.A. Boulfoul</b>	Université des frères Mentouri -Constantine-
Examineur :	<b>Dr.K. Rouabah</b>	Université des frères Mentouri -Constantine-

**Soutenu le 30/06/2015**



## REMERCIEMENTS

J'adresse mes remerciements aux personnes qui m'ont aidé dans la réalisation de ce mémoire.

En premier lieu, je remercie Pr. A Belouar Professeur à l'université des frères Mentouri de Constantine. En tant que Directeur de mémoire de magister, il m'a guidé dans mon travail, m'a conseillé, m'a aidé et il m'a accordé sa confiance pour avancer dans mon travail, je le remercie pour le temps qu'il m'a consacré. .

Je ne saurais oublier Pr Samai, Professeur à l'université des frères Mentouri de Constantine et président du post graduation dont les conseils précieux m'ont guidé. Qu'il trouve ici l'expression de ma reconnaissance

Je remercie Dr Yahyaoui, Docteur l'université des frères Mentouri de Constantine qui m'a aidé en me fournissant la documentation nécessaire. .

Je remercie, Pr: N Djebbar, Professeur à l'université des frères Mentouri de Constantine d'avoir accepté de présider au jury de ce mémoire de magister.

Je remercie Dr A Boulfoul , Maitre de conférence à l'université des frères Mentouri de Constantine et Dr k. Rouabah , Maitre de conférence à l'université des frères Mentouri de Constantine , Examineurs de ce mémoire pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de l'examiner et de le juger.

## DEDICACE

*Je* dédie ce mémoire à toute ma famille, mon père, ma très chère mère que je leurs souhaite une longue vie, mes frères et toutes mes sœurs.

*Je* le dédie à mon mari Beldjoudi Mohamed Cherif, qu'il trouve à travers ce travail ma sincère reconnaissance, à mon fils Mohamed Atef et mon adorable fille Acila

*Que* dieu bénisse ma petite famille.

*Je* vous souhaite la longue vie pleine de croyance, de bonheur et de santé.

*Mes* meilleurs vœux à : tous mes amis

The Eurocode 7 on the "Geotechnical design" is now actively implemented throughout Europe. Part 1 of the "General Rules" was published in 2004. The National Annexes and documents were prepared for the final promulgation in the various European countries .

The design of footings is covered by Section 6 of Eurocode 7 Part 1, 'Spread foundations. this work describes the three DESIGN approaches (DA 1 , DA 2 , DA 2\* et DA 3) offered by eurocode 7 on « geotechnical Design » for verifying Ultimate limit states in persistent or transient design situations ( i.e .under fundamental combinations ).They are applied and compared in the case of a strip footing under different vertical loads , eccentric and inclined loading . Both in France and in Germany ,DA 2 has been selected for most geotechnical structures , though with some differences between the two countries for a limited number of cases . The principles and the choices made for the selections made of the design approach , as well as of the values for the partial factors of safety , are explained for the two countries .

This work traces the development of Eurocode 7; it explains how the overall reliability of geotechnical structures is ensured in Eurocode 7; it shows how the limit state concept and partial factor method are implemented in Eurocode 7 for geotechnical designs; it explains how characteristic values are selected and design values obtained; it presents the partial factors given in Eurocode 7 to obtain the appropriate levels of reliability; and it examines the use of probability-based reliability methods, such as first order reliability method (FORM) analyses for geotechnical designs and the use of these methods for calibrating the partial factor values.

**KEYWORDS** :Eurocode , ultimate limit states fo geotechnical design , Design approach , shallow foundations , excentric loads , inclined load , Reliability , Facteurs .

L'Eurocode 7 sur le "Calcul géotechnique" est maintenant activement mis en oeuvre à travers toute l'Europe. La Partie 1 sur les "Règles générales" a été publiée en 2004. Les Annexes Nationales et documents ont été préparés pour la promulgation finale dans les divers pays européens.

Le calcul des fondations superficielles est couvert par l'article 6 de l'Eurocode 7 partie 1, fondations superficielles.

Ce travail décrit les trois approches de calcul ( AC 1, AC 2 , et AC 3 ) proposés par l'Eurocode sur le le calcul géotechnique pour vérifier les états limites ultimes sous combinaisons fondamentales . elles sont appliquées et comparés dans le cas d'une fondation superficielles soumises à différent charges verticales et à une charge excentré et incliné . Tant en France qu'en Allemagne , l'approche AC 2 a été retenue pour la majorité des ouvrages géotechniques , avec cependant quelques différences entre les deux pays pour un nombre limité de cas .Les principes et les choix opérés pour la sélection de l'approche de calcul , ainsi que des valeurs de coefficient de sécurité partiels sont appliqués pour les deux pays .

Il retrace l'évolution de l'Eurocode 7; il explique comment la fiabilité globale des structures géotechniques est assurée dans l'Eurocode 7; il montre comment le concept d'état limite et méthode des coefficients partiels sont mises en oeuvre dans l'Eurocode 7 pour les calculs géotechniques; il explique comment les valeurs caractéristique sont sélectionnés et les valeurs de calcul obtenus; il présente les coefficients partiels donnés dans l'Eurocode 7 pour obtenir les niveaux appropriés de fiabilité; et il examine l'utilisation des méthodes de fiabilité basées sur les probabilités, tels que la méthode analyse de fiabilité du premier niveau (FORM) , pour des calculs géotechniques et l'utilisation de ces méthodes pour étalonner les valeurs de facteur de partielles .

**Mots clés :** Eurocode , calcul géotechnique états limites ultimes , approche de calcul , fondation superficielle , charges excentrées , charges inclinées , fiabilité , facteurs de sécurité partiels.

القانون الأوروبي ( Eurocode 7 ) للتصميم الجيوتقني الآن حيّز التطبيق من خلال كل أوروبا . الجزء 1 لـ " القواعد العامة " تمّ نشره في سنة 2004 . الملحقات الوطنية و الوثائق أعدت لإصدار القانون النهائي في مختلف الدول الأوروبية .

تشمل المادة 6 من القانون الأوروبي ( Eurocode 7 ) الجزء 1 تصميم الأساسات السطحية .

هذا البحث يصف حساب المقاربات الثلاث ( AC 1, AC 2 , et AC 3 ) المقترحة من القانون الأوروبي ( Eurocode 7 ) للتصاميم الجيوتقنية للتحقق من الوضعية الحدية القصوى ضمن المنظومة الأساسية . هذه المقاربات الثلاث تم تطبيقها و مقارنتها في حالة الأساسات السطحية الخاضعة لحمولات عمودية مختلفة ' و مائلة و الغير الممركزة . سواء في فرنسا منها في ألمانيا ' .

و قد تم الإختيار للمقاربة AC 2 لمعظم الأعمال الجيوتقنية ' ولكن مع بعض الاختلافات بين البلدين لعدد محدود من الحالات . المبادئ والخيارات لاختيار المنهج الحسابي ' إضافة إلى تطبيق قيم المعامل الجزئي للأمان لكلا البلدين .

و يتتبع تطور القانون الأوروبي ( Eurocode 7 )؛ وهو ما يفسر كيف يتم توفير الموثوقية الشاملة للهياكل الجيوتقنية في القانون الأوروبي ( Eurocode 7 )؛ ويبين كيف يتم تنفيذ مفهوم الوضعية الحدية وطريقة عامل جزئي في القانون الأوروبي ( Eurocode 7 )؛ لإجراء العمليات الحسابية الجيوتقنية. وهذا ما يفسر كيف يتم اختيار القيم المميزة و الحصول على قيم التصميم. ويقدم العوامل الجزئية الواردة في القانون الأوروبي ( Eurocode 7 )؛ للحصول على مستويات مناسبة من الموثوقية. ويدرس استخدام طرق الموثوقية على أساس الاحتمالات، مثل طريقة تحليل الموثوقية المستوى الأول (النموذج FORM)، لإجراء العمليات الحسابية الجيوتقنية واستخدام هذه الأساليب لمعايرة قيم معامل جزئي .

، القانون الأوروبي 'القيمة الحدية القصوى ' التصاميم الجيوتقنية ' مقارنة الحساب: **كلمات البحث** . الأساسات السطحية ' الحمولة المائلة ' الحمولة غير الممركزة ' الموثوقية ' معامل الأمان الجزئي

## TABLE DES NOTATIONS

Symboles	Désignation
A	Aire d'une fondation
B	Largeur d'une fondation
L	Longueur d'une fondation
$D_f$	Profondeur d'une fondation
S	Tassement
$F_i$	Forces
$M_i$	Moments
$\sigma$	Contrainte
$C'$	Cohésion
$\varphi'$	Angle de frottement effective
$q_0$	Surcharge
$q_{max}$	pression effective maximale sous la semelle
$P_L$	Pression limite
$N_c, N_q, N_\gamma$	Facteurs de capacité portante
$\gamma$	Poids volumique
c	Cohésion du sol
$K_A$ et $K_P$	coefficients de pression des terres, actif et passif
$\rho_A$ et $\rho_P$	angles critiques de rupture
$q_{ult}$	capacité portante ultime.
$S_c, S_q, S_\gamma$	Facteurs de formes
$d_c, d_q, d_c$	Facteurs de profondeur
$i_c, i_q, i_\gamma$	Facteurs d'inclinaison
$c_u$	Résistance de cisaillement non drainée
$\varphi_t$	Angle de frottement interne déterminé à l'appareil triaxial
V	Charge verticale
H	Charge horizontale
$\alpha$	Inclinaison de la base de la fondation
$\beta$	Inclinaison de la surface du sol
$b_q, b_c, b_\gamma$	Coefficient d'effet d'inclinaison de la semelle
$g_q, g_c, g_\gamma$	Coefficient réducteurs d'effet d'inclinaison $\beta$
Q	Capacité aléatoire

F	Charge aléatoire
P	Fonction de la performance
$p_f$	Probabilité de défaillance
$p_T$	Probabilité de défaillance cible Acceptable
$\Phi^{-1}(\cdot)$	Fonction cumulative normale standard inverse.
$\mu_F, \mu_Q$	Moyenne
$\sigma_F, \sigma_Q$	Ecart-type
$(x_1, x_2, \dots, x_n)$ ,	composants normaux
$\rho_{QF}$	Coefficient corrélation du moment de produit entre Q et F
$\mu_i =$	Moyenne de $X_i$ ,
$\sigma_i =$	Écart-type de $X_i$ ,
$\rho_{ij} =$	Corrélation entre $X_i$ et $X_j$
$\lambda_Q$	Une moyenne de $\ln(Q)$ ,
$\lambda_F$ ,	Moyenne de $\ln(F)$
$\xi_Q$	Ecart-type de $\ln(Q)$ ,
$\xi_F$ ,	Ecart-type de $\ln(F)$
$\mu$	moyenne
$(\sigma)$	d'écart type d'un log-normale
$\gamma_D$ et $\gamma_L$	Facteurs de charge permanentes et surcharges
$b_Q, b_D, b_L$	facteurs d'influence
$\mu_Q, \mu_D, \mu_L$	valeurs moyennes.
COV	intervalle des incertitudes paramétriques
$n_f$	Nombre de cas de rupture
n	nombre de simulations
$\hat{p}_f$	coefficient de variation
$\beta$	indice cible
$E_d$	Action d'effet, ,
$R_d$	Résistance de calcul
$C_d$	Valeur limite de la déformation de la structure
$\gamma_F, \gamma_M$	Facteurs partiels d'un paramètre de sol (propriété de matériau)
$F_{rep}$	Résistances du sol caractéristiques
$X_k$	Effet de l'action partiel
$\gamma_E, \gamma_R$	Facteurs de résistance partiels
$V(X)$	Coefficient de variation de la série de test illimité

$m(X)$ , $s(X)$	moyenne et l'écart type de l'échantillon de la valeur de test
t	Valeur de Student
DA1, DA2, DA3	Approches de calcul
$\gamma_A$	Facteurs partiels appliqués aux actions A
$\gamma_R$	Facteurs partiels appliqués aux résistances R
$\gamma_{MA}$	Facteurs partiels appliqués pour modèle d'action
$\gamma_{MR}$	Facteurs partiels appliqués pour modèle de résistance.
F	Facteur de sécurité global
$e_B$ , $e_L$	Excentricités dans la direction de B et L
$q'_0$	Effort effective vertical au niveau de la fondation ;
$P^*_{le}$ :	La pression équivalente limite estimé en utilisant les valeurs de
$K_p$ :	pressiomètre de Ménard ;
$i_\delta, i_\beta$ , $i_e$	Facteur expérimental de portance ; facteurs d'inclinaison
EC7	norme EN 1997
NF P 94-261	Normes nationales Françaises pour les fondations superficielles
DIN 1054-2010	Normes nationales Allemandes

## LISTE DES FIGURES

Figures
<p><u>Chapitre I : Aperçu Sur Les Fondations Superficielles</u></p> <p>Figure (I.1) : semelle filante ; semelle isolé .</p> <p>Figure (I.2): Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle : (a) pour un sol mou ou peu compact ;(b) pour un sol relativement résistant.</p> <p>Figure (I.3): Mécanisme de rupture générale - modèle de semelle filante durant le test de centrifuge-</p> <p>Figure (I.4) :: Mécanismes de rupture dans le sol (a) mécanisme général ; (b) mécanisme de cisaillement localisé ; (c) rupture par poinçonnement</p> <p>Figure (I.5): Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite.</p> <p>Figure (I.6) : Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite</p>
<p><u>Chapitre II : Evaluation De La Capacité Portante D'une Semelle Superficielle</u></p> <p>Figure-(II-1) : Ligne de glissement de Prandtl.</p> <p>Figure (II.2) : Simplification de la ligne de Prandtl.</p> <p>Figure II.3 Facteurs de la capacité portante <math>N_q</math> , <math>N_c</math> , <math>N_\gamma</math></p>
<p><u>Chapitre III : Théorie De La Fiabilité</u></p> <p>Figure (III-1) : relation entre indice de fiabilité et la probabilité de rupture.</p> <p>Figure (III.2) : (a) problème de fiabilité générale et (b) solution en utilisant la méthode FORM.</p>
<p><u>Chapitre V : Mise En Œuvre De L'EC 7</u></p> <p>Figure (V. 1). : Introduction des facteurs partiels (Valeurs recommandées) dans la vérification de la capacité portante du sol par l'utilisation de l'approche de calcul 2</p> <p>Figure (V 2) : Valeur d'excentricité Caractéristique, (gauche) et valeurs calculés (droite)</p>
<p><u>Chapitre VI : Application au fondation Superficielle</u></p> <p>Figure (VI.1) : Fondation superficielle soumise aux Charges verticales</p> <p>Figure (VI.2) : surface effective du fondation superficielle</p> <p>Figure (VI.3) : Facteurs de capacité portante <math>N_q</math> , <math>N_c</math> , <math>N_\gamma</math></p> <p>Figure (VI. 4) : Mécanisme de défaillance dans la tentative de soulèvement à grande échelle</p> <p>Figure (VI. 5) : Mécanisme de défaillance en vrai grandeur</p> <p>Chapitre VII :Etude paramétrique</p> <p>Figure (VII, 1) Les valeurs OFS en utilisant les différentes approches de calcul pour la fondation superficielle et la relation entre les valeurs caractéristiques et calculées</p> <p>Figure VII.2.Fondation soumise à une charge inclinée excentrée</p>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableaux
<p><u>Chapitre II : Evaluation De La Capacité Portante D'une Semelle Superficielle</u></p> <p>Tableau (II.1) : Comparaison entre les facteurs de capacité portante selon le mécanisme de Prandtl et le mécanisme de Coulomb.</p> <p>Tableau (II-2) : Facteurs de capacité portante</p> <p>Tableau (II.3) : Facteur de capacité portante <math>N_{\gamma}</math></p> <p>Tableau (II-4) : Facteurs de capacité portante et coefficient correcteurs (Eurocode 7, 2004).</p>
<p>Chapitre(IV) : Eurocode7 et le calcul fiabiliste</p> <p>Tableau (IV-1) : Des intervallestypiques de <math>V_p</math> pour les paramètres du sol</p> <p>Tableau (IV- 2): les coefficients partiels selon Eurocode 7 , 2004</p> <p>Tableau (IV- 3) les coefficients partiels de calcul</p>
<p><u>Chapitre V : Mise en œuvre de l'EC 7 pratique à travers les normes nationales supplémentaires en France et en Allemagne</u></p> <p>Tableau (V-1) : les situations de calcul</p> <p>Tableau (V-2): Certains facteurs partiels pour les effets des actions à l'Etat limite GEO-2 et STR selon DIN1054-2010</p> <p>Tableau (V-3): Certains facteurs partiels pour les résistances à l'Etat limite GEO-2 et STR selon DIN1054-2010</p>
<p>Chapitre VI : Calcul des fondations superficielles</p> <p>Tableau (VI.1): Facteurs partiels utilisé pour les fondations superficielles</p>
<p>Chapitre VII : Etude paramétrique</p> <p>Tableau VII.1 Valeurs calculées selon la Méthode du Facteur de sécurité global</p> <p>Tableau VII.2. Valeurs calculées selon les 03 approches de l'Eurocode 7, norme française et norme Allemande</p> <p>Tableau(VII.3) Largeur de fondation calculée, facteurs de sécurité global de la capacité portante pour fondation superficielle filante soumise à une charge centrée à la condition drainée</p> <p>Tableau(VII.4) Largeur de fondation calculée, facteurs de sécurité global de la capacité portante pour fondation superficielle soumise au charge excentrée et inclinée à la condition drainée (Long terme)</p>

<b>Chapitre</b>	<b>Page</b>
<b>CHAPITRE I : APERÇU SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES</b>	
I- Généralités sur les fondations superficielles	4
I. 1. Introduction	4
I. 2. Avantages et inconvénients des fondations superficielles	4
I. 3. Fonctionnement des semelles superficielles	5
I.3.1. Comportement d'une fondation superficielle	5
I.3.2. Mécanismes de rupture des fondations superficielles	6
I. 4. Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles	8
I.5. Bases conceptuelles des calculs de stabilité	9
I.5.1. L'analyse d'équilibre limite	9
I.5.2. L'analyse limite	9
I.5.3. Les calculs en déformations	11
I.5.4. Les méthodes dérivées des essais en place	12
<b>CHAPITRE II : EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE</b>	
Introduction	13
II.1. Méthode de Terzaghi	13
II.1.1. Capacité portante statique.	13
II.1.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes	17
II.2. Méthode de Meyerhof	17
II.2.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale	19
II.2.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes	19
II.3. Méthode de Brinch Hansen	19
II.3.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale	22
II.3.3. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes	22
II.4. Méthode de Vesic	22
II.4.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale	23
II.4.2. Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment	24
II.4.3. Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes	24
II.5. Méthode de Normes Françaises (DTU 13-12)	25
II.6 Méthode de Lancellotta	25
II.7. Méthode de Normes allemandes	26
II.8. Méthode de Chen	27
II.9. Méthode d'Eurocode 7	28
<b>CHAPITRE III : THEORIE DE LA FIABILITE</b>	
III.1 Procédures de solutions probabilistes	32
III.1.1 Solutions de forme fermée :	32
III.1.2. Méthode de fiabilité du premier ordre (FORM)	38
<b>CHAPITRE IV : EUROCODE 7 ET LE CALCUL FIABILISTE</b>	
IV.1. Introduction :	41
IV.2. Développement de l'Eurocode 7 et contenu général du document :	41

IV.2. 1. Bref historique de l'Eurocode 7 et mise en application :	41
IV.2.2 Exigences de calcul par l'Eurocode et le concept d'état limite.	42
IV.2.2.1 Etats limites ultimes	42
IV.2.2.2 Etats limites de service :	43
IV.2.3 Calcul basé sur la fiabilité et les méthodes de calcul à l'Eurocode	43
IV.2.4 Risque géotechnique et Catégories géotechnique	44
IV.2.4.1. Catégorie Géotechnique 1	45
IV.2.4.2. Catégorie géotechnique 2	46
IV.2.4.3. Catégorie géotechnique 3	46
IV.2.4.4. Classification en catégorie géotechnique particulier	47
IV.2.5. La méthode des coefficients partiels et calculs de conception géotechniques	47
IV.2.6 Valeurs caractéristiques et représentatives des actions	48
IV.2.7. Les valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux	50
IV.2.8. Approches de calcul et coefficients partiels	53
IV.3. Conclusion	55
<b>CHAPITRE V : MISE EN ŒUVRE DE L'EC 7</b>	
V.1. Introduction:	56
V.2. Approches de calcul DA2 et DA2*	57
V.3. Mise en œuvre de l'EC 7 pratique à travers les normes nationales supplémentaires en France :	59
V.3.1. La nouvelle architecture de normes françaises de calcul géotechniques:	59
V.3.1.1 - principes:	59
V.3.1.2. Gestion de la sécurité	60
V.3.1.3. Valeurs caractéristiques :	61
V.4. Mise en œuvre de l'EC 7 pratique à travers les normes nationales supplémentaires en Allemagne :	61
V.4.1. Mise en œuvre du calcul à l'état Limite	61
V.4.1.1. Déroulement :	61
V.4.1.2. Situation Actuelle	62
V.4.2. Nouveaux règlements pour la conception géotechniques selon CE7	62
V.4.2.1. Généralités	62
<b>CHAPITRE VI : CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES</b>	
VI.1. Généralités	65
VI.2. Etude du sol pour les semelles	65
VI.3. Situations de calcul et états limites	66
VI.4. Bases de calcul	66
VI.4.1. La méthode indirecte :	66
VI.4.2. La méthode prescriptive	67
VI.4.3. une méthode directe :	67
VI.5 Semelles soumises aux actions verticales	67
VI.5.1 Effets des actions	68
VI.5.2 Chargement excentrique et surface de fondation efficace :	68
VI.5.2.1. Charges fortement excentrées	69
VI.5.3 La résistance portante drainée	70
VI.5.4 Facteurs non-dimensionnelles appliquées à la N-triple formule :	70
VI.5.5 Résistance de portance non drainée :	71
VI.6. Normes nationales Françaises pour les fondations superficielles (NF P 94-261) :	72
VI.6.1- Capacité portante :	72

VI.6.2.Résumé des facteurs partiels utilisés :	73
VI.7. Normes nationales Allemandes pour les fondations superficielles (DIN 1054-2010)	74
VI . 8. Calcul par le logiciel “LimitState GEO”	76
VI . 8. 1. Définition du logiciel LimitState Geo :	76
VI . 8. 1.1.Caractéristiques principales :	76
<b>CHAPITRE VII : ETUDE PARAMETRIQUE</b>	
VII.I Dimensionnement des semelles :	78
VII.I. 1. Approches déterministe	78
VII.I 1.1.Approche Française	78
VII.I.1.1.1.Introduction de coefficient de sécurité globale :	78
VII.I.1.1.2.Condition d'équilibre :	79
VII.I. 1.2.Approche traditionnelle Allemande :	80
VII.II. Approches semi probabiliste	81
VII.II.1.Calcul d'une fondation superficielle selon la méthode du coefficient partiel	81
VII .II.2. Semelle superficielle filante sur le sable sec soumise à une Charge verticale centré	83
VII .II.2. 1.Situation de calcul	83
VII II.2. 2. Calcul de la capacité portante d'une fondation filante	84
VII .II.2. 2.1. Charge verticale centré	84
VII .II.1. 2.1. 1. Calcul par Approche 1	84
VII .II.2. 2.1. 2. Calcul par Approche 2 (DA 2)	86
VII .II.2. 2.1. 3. Calcul par Approche 3(DA 3)	88
VII .II.1. 2.1. 4. Calcul par Norme Française (NF P 94 261)	91
VII .II.1. 2.1. 5. Calcul par Approche 2* (DA 2*)	93
VII.II.3.Fondation superficielle filante sur le sable sec soumise à une charge verticale excentrée:	94
VII .II.3. 1. Situation de projet	94
VII.II.3. 2. Calcul de la capacité portante d'une fondation filante	94
VII.II.3.2.2.Charge verticale excentrée:	94
VII.II.3.2.2.1. Approche de calcul 1	97
VII.II.3.2.2.2. Approche de calcul 2	98
VII.II.3.2.2.3. Approche de calcul 3	98
VII.II.3.2.2.4. calcul par Normes Françaises (NF P 94-261)	100
VII.II.3.2.2.5.Approche de calcul DA 2*	102
VII.II.4. Calcul de la Capacité Portante d'une Fondation carrée soumise à une charge centré.	104
VII II .4. 1. Situation de projet	103
VII .II.4. 2. Calcul de la capacité portante d'une fondation carrée :	104
VII .II.4. 2.1: Charge verticale centré	104
VII .II.4. 2.1.1. Calcul par Approche 1 Combinaison 02 « A2+M2+R1 »	104
VII .II.4. 2.1.2. Calcul par Approche 2 « A1+M1+R2 »	107
VII .II.4. 2.1.3. Approche de conception 3(DA 3)	108
VII .II.4. 2.1.4. Normes Françaises (NF P 94-261)	110
VII .II.4. 2.1.5.Calcul par Approche 2* (DA 2*)	112
VII.II.5. Calcul de la Capacité Portante d'une Fondation carrée soumise à une charge excentrée	114
VII .II.5. 1. Situation de projet	114

VII .II.5. 2.1: Charge verticale excentrée	114
VII .II.5. 2.1.1. Calcul par approche 1	116
VII .II.4. 2.1.2. Approche de calcul 2	118
VII .II.5. 2.1.3. Approche de calcul 3	120
VII .II.5. 2.1.4. Norme Française (NF P 94-261)	121
VII .II.5. 2.1.5. Approche de calcul 2*	124
VII.II.6. Semelle superficielle carrée sur le sable secsoumise à une Charge inclinée et excentrée.	
VII.II.6. 1. Situationde projet	124
VII.II.6. 2.Approche déterministe	124
VII.II.6. 3.Approche semi probabiliste	127
VII.II.6. 3.1. Calcul de la capacité portante	124
Calcul Numérique	130
Conclusion Générale	139

# **INTRODUCTION GENERALE**

«La connaissance du contexte géologique et géotechnique du site et la prévision du comportement de l'ouvrage projeté (interaction sol-structure), tant en phase de travaux que pendant sa durée de vie, sont donc primordiales pour assurer une bonne maîtrise des risques inhérents à tout projet. La gestion des risques liés au site et aux sols est indispensable pour fiabiliser le délai de réalisation, le coût final et la qualité de l'ouvrage, en toute sécurité et à la satisfaction du voisinage : elle doit être permanente (mise à jour au fur et à mesure du déroulement des phases de conception et de réalisation du projet) et comporter les trois volets habituels pour toute gestion efficace des risques : identification, évaluation, traitement.».[NF P 94-500] (missions Géotechniques)[77]. Ce document définit les différentes missions types de l'ingénierie géotechnique et en donner une classification (élaborer un cahier des charges).

Il précise leur contenu et définit leurs limites : étude géotechnique préliminaire de site, étude géotechnique d'avant-projet, étude géotechnique de projet, étude et suivi géotechniques d'exécution, supervision géotechnique d'exécution et diagnostic géotechnique.

Il précise leur enchaînement au cours de la conception, de la réalisation et de la vie d'un ouvrage ou d'un aménagement de site.

Il donne également le contenu et les limites des prestations d'investigations géotechniques indispensables pour collecter les informations nécessaires à la réalisation de ces missions d'ingénierie géotechnique

La Phase Étude par exemple: une mission parmi les autres qui doit :

- Définir un programme d'investigations géotechniques spécifique, le réaliser ou en assurer le suivi technique et en exploiter les résultats.
- Étudier dans le détail des ouvrages géotechniques : notamment validation des hypothèses géotechniques, définition et dimensionnement (calculs Justificatifs), méthodes et conditions d'exécution (phasages, suivis, contrôles, auscultations en fonction des valeurs seuils associées, dispositions constructives complémentaires éventuelles), élaborer le dossier géotechnique d'exécution. Ces exigences nécessitent des références normatives.

Parmi les Références normatives indispensable pour l'application de ces missions on cite l'Eurocode 7, un code mis en œuvre à travers toute l'Europe .

Le présent travail décrit les trois approches de calcul ( AC 1, AC 2 , et AC 3 ) proposées par l'Eurocode sur le calcul géotechnique pour vérifier les états limites ultimes sous combinaisons fondamentales . Elles sont appliquées et comparées dans le cas d'une fondation superficielle soumise à différentes charges verticales et à une charge excentrée et inclinée .Tant en France qu'en Allemagne , l'approche AC 2 a été retenue pour la majorité des ouvrages géotechniques , avec

cependant quelques différences entre les deux pays pour un nombre limité de cas. Les principes et les choix opérés pour la sélection de l'approche de calcul, ainsi que des valeurs de coefficient de sécurité partielles sont appliquées pour les deux pays.

Récemment, l'analyse de fiabilité présente le but de promouvoir la création de codes de calcul basée sur la fiabilité en Géotechnique. Les applications des méthodes d'Eurocodes en combinaison avec l'analyse de fiabilité pour la modélisation de la variabilité spatiale fournit un nouveau domaine de recherche et beaucoup de terrains doivent encore être étudiés. Certaines questions importantes sur l'approche partielle des facteurs CE 7 se présente dans la conception géotechnique. et des exemples d'analyse de fiabilité pour les fondations superficielles s'incluent.

Le travail est scindé de deux parties :

- a- 1<sup>ère</sup> partie: Etude bibliographique.
- b- 2<sup>ème</sup> partie : étude paramétrique .

L'étude bibliographique constituée de cinq chapitres :

Chapitre I. Aperçu sur les semelles superficielles : présente les Bases conceptuelles des calculs de stabilité, mais aussi des autres ouvrages géotechniques, de différentes manières à savoir :

- Par analyse d'équilibre limite.
- par analyse limite.
- par des calculs en déformations.
- par des corrélations avec des essais in situ.

Le chapitre II présente les différentes méthodes développées au fur du temps pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle, jusqu'à l'avènement de l'eurocode 7

Le chapitre III : s'articule autour de l'analyse de Fiabilité qui se concentre sur l'aspect le plus important de la performance, à savoir la probabilité de défaillance. Cette probabilité de défaillance dépend des incertitudes paramétriques et du modèle.

Le chapitre VI : concerne Eurocode 7 et le calcul basé sur la fiabilité présentant une certaine connaissance sur les niveaux de fiabilité implicite par les coefficients partiels de sol empirique dans l'Eurocode 7.

Cette méthode de calcul est dénommée comme une méthode de fiabilité semi-probabiliste dans la norme EN 1990. Eurocode 7 ne fournit pas d'indications sur l'utilisation directe des méthodes de fiabilité probabilistes intégralement pour le calcul géotechnique.

Le chapitre V. : présente la mise en œuvre de l'EC 7 pratique à travers les normes nationales supplémentaires en France et en Allemagne : Lors de la mise en œuvre l'Eurocode 7: La conception géotechnique : Règles générales (CE) 7-1, 2005), chaque pays européen doit prendre deux décisions importantes concernant la conception des structures géotechniques. EC7-1 est une méthode de

calcul à l'Etat limite utilisé en conjonction avec une méthode des coefficients partiels. Pour l'état limite ultime dans des situations permanentes et transitoires, trois Approches de conception sont décrites dans le code (DA 1, DA 2, et DA 3) et chaque pays peut choisir celui qui convient le mieux à sa conception nationale. En outre, les pays doivent établir les valeurs de coefficients partiels conformément aux exigences de sécurité nationale. Tant le choix de l'approche de calcul et la sélection des coefficients partiels doivent être considérés comme une seule unité car ils sont interdépendants.

Le chapitre VI :concerne le calcul des fondations superficielles. Le calcul des fondations superficielles est couvert par l'article 6 de l'Eurocode 7 partie 1, fondations superficielles. Un calcul par le logiciel « LimitState GEO »a été effectué dont on peut le définir comme étant le logiciel d'analyse de stabilité géotechnique révolutionnaire qui permet de déterminer rapidement le mécanisme de rupture critique et la marge de sécurité pour tout type de problème, y compris celui impliquant :les fondations, par exemple .

- LimitState : GEO a été conçu pour être extrêmement facile à utiliser, compatible avec Eurocode 7, les résultats, ont été validés contre un large éventail de problèmes de références (Benchmarks).

La deuxième partie constituée du chapitre VII : calcul paramétrique a été fait .avec la méthode analytique utilisée pour le dimensionnement des fondations superficielles soumises à différentes charges (verticale, excentrée, inclinée ) sur un matériau à comportement Mohr coulomb selon les approches (DA 1, DA 2 et DA 3) ainsi que la norme Française (NF P 94-261) et norme Allemande dénommée DA 2\* dans le cas critique ou  $R_d = F_d$  pour toutes les approches en utilisant les tableaux de Ian Smith ,2014 [60] .

Le calcul des valeurs facteurs de sécurité en utilisant les différentes approches de calcul et la relation entre les valeurs caractéristiques et calculées, alors les niveaux de fiabilité. Les largeurs calculées des différents exemples ont été utilisées dans le calcul par le logiciel LimitState Géo.

.A la fin du travail: un calcul numérique, présentation des graphes des calculs, et interprétations des résultats avec conclusion générale.

**CHAPITRE I**  
**APERÇU SUR LES FONDATIONS**  
**SUPERFICIELLES**

## **I- Généralités sur les fondations superficielles**

### **I. 1. Introduction**

Fonder une construction est une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant. Selon la capacité du sol ou la roche à supporter les structures, les fondations peuvent être superficielles (semelles isolés ou filantes et radiers). Elles constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges due à la superstructure au sol de fondation (Figure I.1).

Les fondations sont construites en béton armé et enterrés pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Une fondation superficielle définie comme celle dans laquelle la profondeur,  $D_f$ , est inférieur ou égale à la largeur  $B$  ( $D_f / B \leq 1$ ). Cependant, les recherches menées depuis ont montré que, pour des fondations superficielles,  $D_f / B$  ne peut être aussi grande que 3 à 4

Les semelles isolés et les radiers sont de formes et de dimensions très quelconques.

D'une manière générale, une fondation est superficielle si le rapport de son encastrement  $D_f$  dans le sol à sa largeur  $B$  est petit, soit  $D_f/B$  de l'ordre de 2 à 4.

Une fondation est considérée comme une semelle filante si sa longueur  $L$  est très supérieure à sa largeur  $B$  ( $L/B > 10$  ou  $L/B > 5$ ).

### **I. 2. Avantages et inconvénients des fondations superficielles**

#### **a- Avantages**

- Coût.
- Procédure de construction.
- Matériaux.
- Travail

#### **b- Inconvénients**

- Tassements
- Capacité limité ; interface sol-Structure
- Surface du sol irrégulier (pente, mur de soutènement)
- Capacité réduite si elle est soumise au retrait, moment, torsion

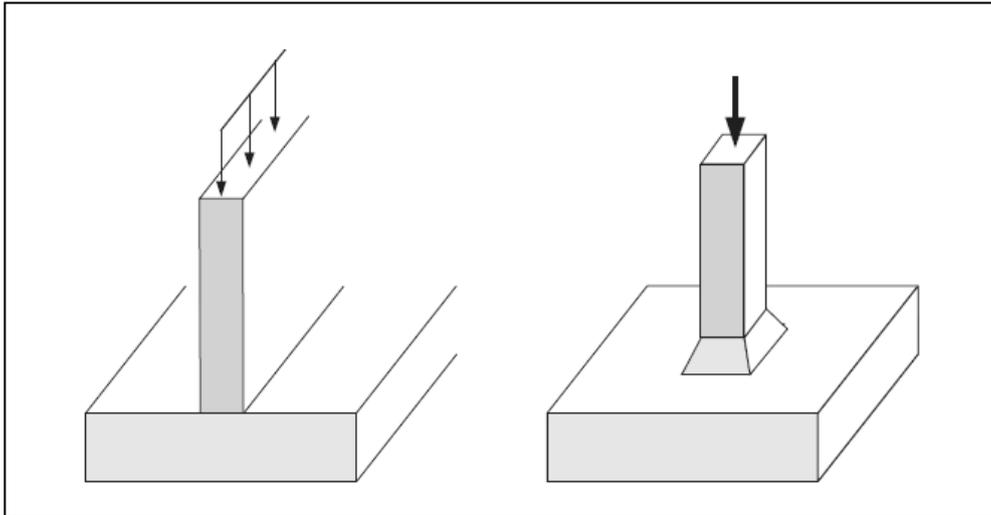


Figure I.1 : semelle filante ; semelle isolé ; R Katzenbach, 2013 [1]

### I. 3. Fonctionnement des semelles superficielles

#### I.3.1. Comportement d'une fondation superficielle

C'est seulement depuis le début du siècle que de très nombreuses études ont permis d'avancer dans la compréhension du comportement des fondations superficielles sous les charges qui leur sont appliquées . La figure (I.2) représente deux courbes de comportement exprimant la variation du tassement vertical au centre de la fondation en fonction de la pression appliquée :

1. Pour un sol relativement résistant (sable dense), la courbe pression-tassement présente un palier d'écoulement plastique très marqué ; le tassement s'accroît sans augmentation de la pression ;
2. Pour un sol mou ou peu compact (sable lâche) ; cette courbe a tendance à augmenter indéfiniment jusqu'aux très grandes déformations et le phénomène de rupture est moins net. La définition de la charge de rupture est alors conventionnelle.

Chacune de ces courbes comprend trois phases successives :

3. Une phase quasiment élastique, qui peut se produire au cours de la construction ou à la fin de celle-ci au moment de l'application de la charge de service.
4. Une phase dans laquelle se développe la plastification du sol avec l'augmentation des charges et où se forme une surface de glissement qui s'étend progressivement :
5. Une phase plastique ultime, dans laquelle la surface de glissement entraîne la rupture du sol sous la fondation.

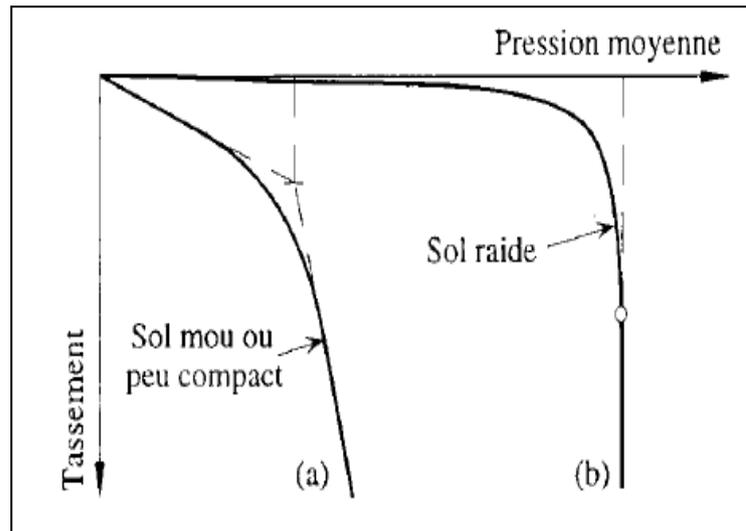


Figure I.2: Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle

(a) pour un sol mou ou peu compact ; (b) pour un sol relativement résistant, K Terzaghi, 1943,[2]

### I.3.2 .Mécanismes de rupture des fondations superficielles

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol :

Un mécanisme général, caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface (Figure I.3)

L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol, d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants (Figure I.4 a)

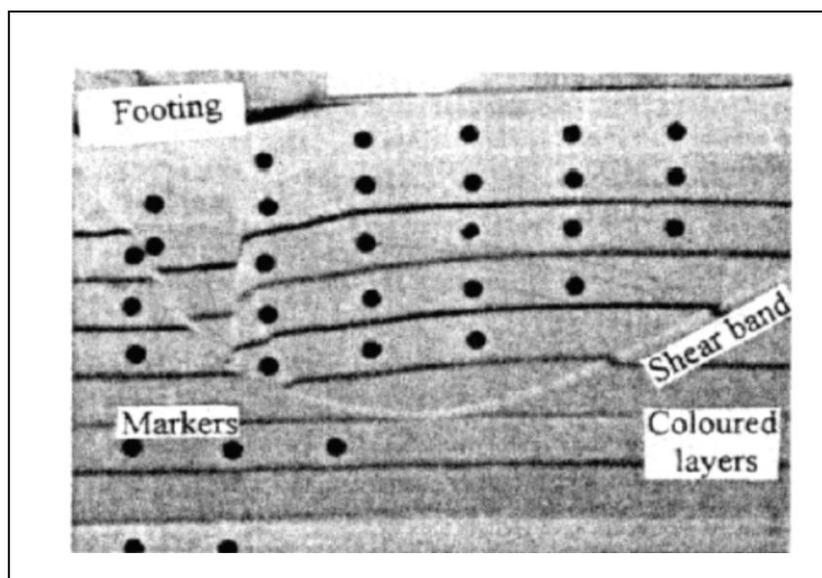


Figure I.3: Mécanisme de rupture générale

– modèle de semelle filante durant le test de centrifuge- A Bond et A Harris, 2008; [3]

Un mécanisme de cisaillement localisé, qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (Figure I.4-b) ;

Une rupture par poinçonnement, la fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation (Figure I.4-c).

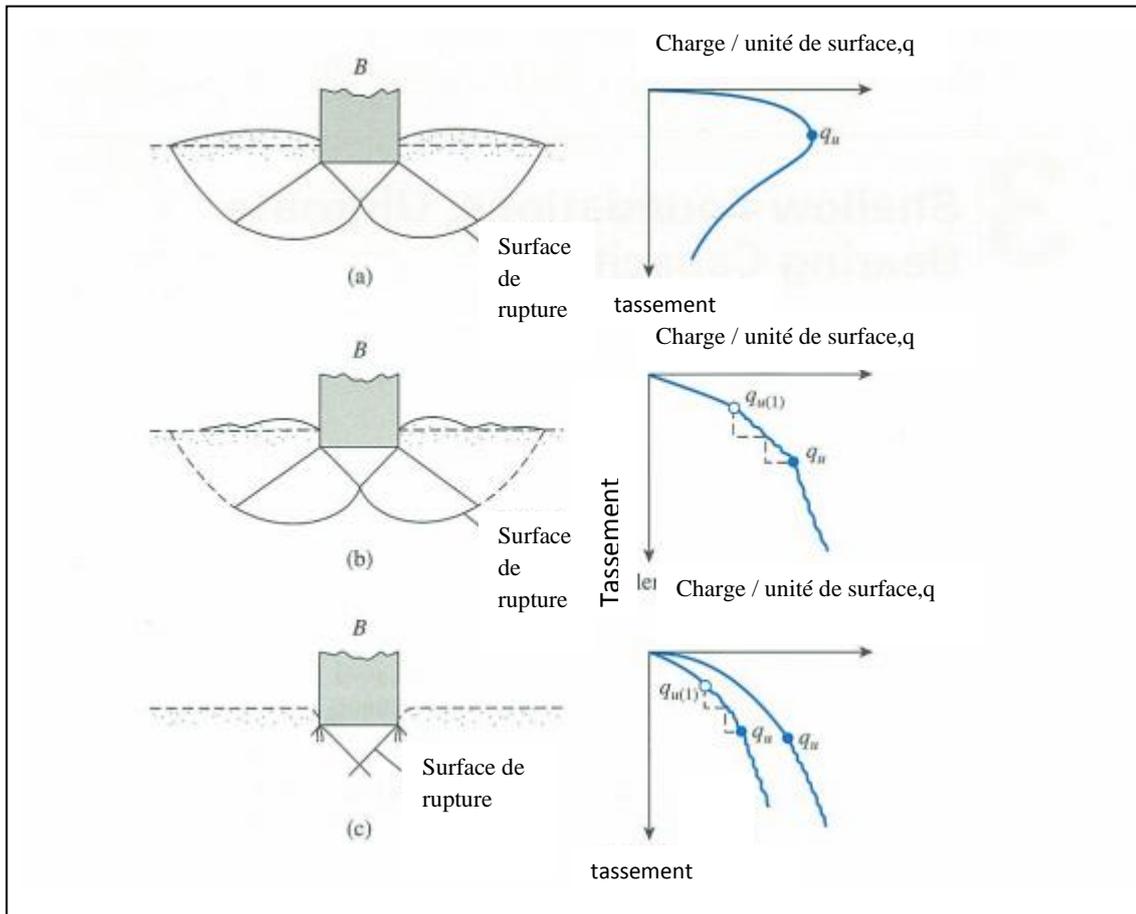


Figure I.4: Mécanismes de rupture dans le sol (a) mécanisme général ; (b) mécanisme de cisaillement localisé ; (c) rupture par poinçonnement Vesic , A.S, 1973 [4]

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainé ou à court terme).

Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (désenchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contrainte atteints). La charge de rupture (où la capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant connus les paramètres de résistance des sols au voisinage des fondations. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur :

- Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, remaniement des sols granulaires, effet du gel, affouillement, etc.) ;
- Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage, vibrations, excavation de tranchée, creusement, de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

#### **I. 4. Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles**

Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés.

On distingue:

- la forme des fondations (carrées, rectangulaires ou circulaires).
- l'inclinaison du sol (sol horizontal, sol incliné, bord de talus).
- Les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),
- Interaction sol-structure (contact rugueux, contact lisse).
- les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée),
- l'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

Les méthodes de calcul ont été développées progressivement au fur du temps. Elles doivent beaucoup à quelques auteurs (Terzaghi ,1943) [2], (Meyerhof ,1963) [5], (Brinch Hansen, 1970) [6], qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

Récemment, l'évolution de la théorie de la plasticité a offert des outils d'analyse qui proposent un nouveau regard sur les méthodes de calcul classiques (Salençon, 1974) [7]; (Chen, 1975) [8], mais dont l'utilisation n'a pas modifié la pratique des études de fondations.

L'analyse limite et sa généralisation, le calcul à la rupture, définissent des règles d'encadrement des charges limites par une approche dite statique ou par l'intérieur et une approche dite cinématique ou par l'extérieur. Sous certaines conditions, ces deux approches convergent vers une solution unique, qui est à la fois statiquement et cinématiquement admissible, c'est à dire vérifie toutes les conditions aux limites imposées et respecte les critères de stabilité.

Si les nouvelles méthodes d'analyse limite, notamment l'approche cinématique, ne présentent pas d'avantages pour la résolution des problèmes courants, on peut en attendre des possibilités accrues pour le traitement des problèmes complexes de la géotechnique moderne (problèmes tridimensionnels d'interaction entre structures et sol) qui sortent du champ des méthodes classiques d'analyse. Toutefois, leur usage est conditionné par une validation sur tous les cas classiques de calcul de la capacité portante.

## I.5. Bases conceptuelles des calculs de stabilité

On peut analyser la stabilité des fondations superficielles, mais aussi des autres ouvrages géotechniques, de différentes manières à savoir :

- Par analyse d'équilibre limite.
- par analyse limite.
- par des calculs en déformations.
- par des corrélations avec des essais in situ.

### I.5.1. L'analyse d'équilibre limite

L'analyse d'équilibre limite s'applique en fonction des principes de base de la mécanique des matériaux et des structures. Les équilibres de forces ont vu leur première application géotechnique dans les travaux de (Coulomb ,1773) [9] . L'idée est que tout solide en équilibre (comme l'est un ouvrage géotechnique avant la rupture) est soumis(e) à un système de forces et moments en équilibre. La référence aux parties de solides en équilibre permet de raisonner aussi sur les forces internes, donc sur les contraintes, et de définir deux principes :

- les charges (forces et moments externes, forces internes) appliquées à un solide en équilibre doivent être équilibrées (forces et moments résultants égaux à zéro) ;
- les forces internes ou contraintes doivent être inférieures ou égales à la résistance des sols et des autres matériaux existant dans le solide considéré.

Ces principes peuvent être exprimés par deux ensembles d'équations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_i = 0 \quad (\text{forces}) \quad (1a) \\ \sum M_j = 0 \quad (\text{moments}) \quad (1b) \\ \text{Charge} \leq \text{Résistance} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{div } \sigma + f_i = 0 \\ \sigma \text{ satisfait les conditions aux} \\ \text{limites en forces et contraintes} \\ \text{contrainte } \sigma \leq \text{Résistance} \end{array} \right.$$

La formulation de l'analyse d'équilibre limite en termes de contraintes trouve ses précurseurs dans les travaux de (Rankine, 1856) [10], de (Massau ,1899) [11], de (Caquot ,1934)[12]. La résolution des équations a fait l'objet de nombreuses recherches et est facilitée notamment par la méthode dite des caractéristiques (Sokolovskij, 1960) [13].

### I.5.2. L'analyse limite

La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture. L'analyse des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement

en termes d'équilibres de forces, et d'autre part de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements. L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture de (Salençon, 1996) [14].

Deux théorèmes limites ont été établis, qui définissent deux approches des charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures :

- selon le théorème des bornes supérieures, si le travail d'une force externe associée à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge limite de rupture.

Cette approche, dite cinématique, consiste à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol.

- selon le théorème des bornes inférieures, si l'on peut trouver dans les matériaux (sols et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite statique, consiste donc à chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

La méthode cinématique a connu une grande popularité que la méthode statique et de nombreuses bornes supérieures ont été proposées pour la portance des sols. Les mécanismes de rupture correspondant à ces bornes supérieures comportent des surfaces de discontinuité, où la vitesse de déplacement instantanée fait un angle  $\varphi$  avec la surface de contact (Figure I.5a) et des zones de déformation plastique, où la loi d'écoulement plastique associée détermine la géométrie et l'extension de la rupture (Figure I.5b). L'angle entre la vitesse de déplacement et la surface de discontinuité explique la forme de la spirale logarithmique des surfaces de rupture dans de nombreux modèles de calcul à base de blocs. On ne peut comparer directement les analyses d'équilibre limite et les calculs d'analyse limite, qui ne résolvent pas les mêmes équations et posent différemment le problème de l'équilibre limite. Même si l'analyse limite paraît plus proche des concepts modernes de la mécanique, elle comporte aussi des approximations fortes qui peuvent l'éloigner de la réalité des sols, tandis que la force de l'analyse d'équilibre limite réside dans le choix de mécanismes de rupture inspirés des modes de rupture observés et la grande expérience acquise dans son utilisation est celle de (Magnan et Droniuc, 2001) [15].

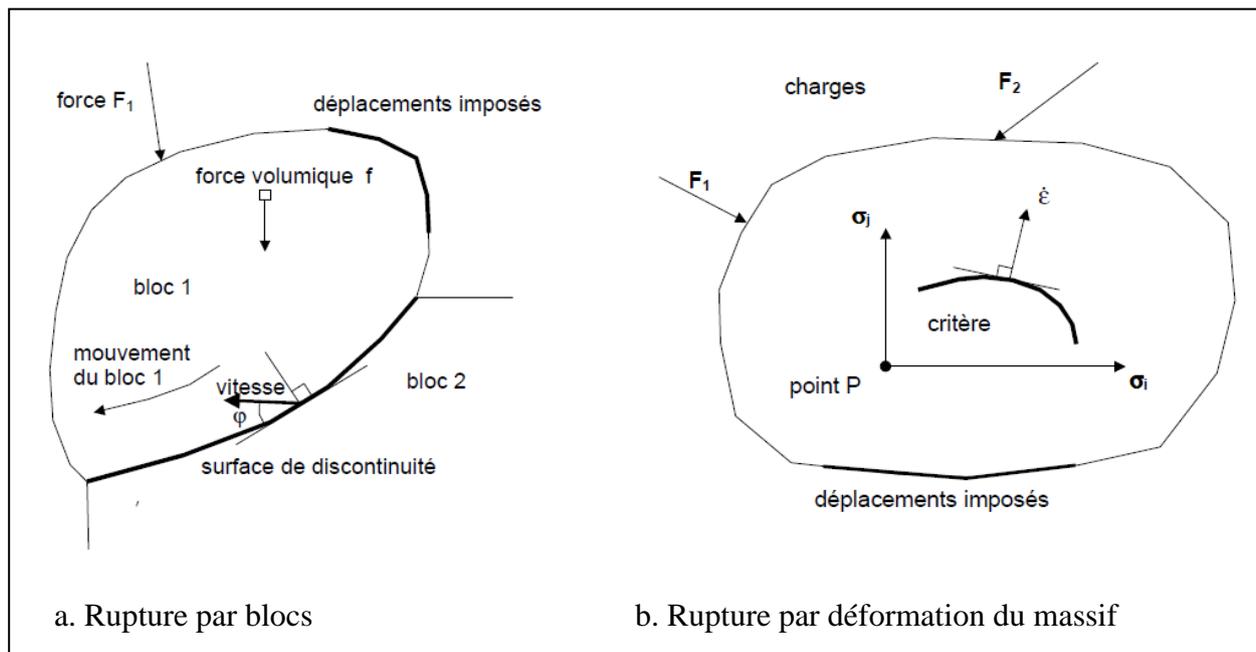


Figure I.5 : Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite

(Magnan et Droniuc, 2001). [15]

### I.5.3. Calculs en déformation

Dans les sols, la rupture est toujours précédée de déformations, plus importantes et visibles dans les sols. La rupture peut être repérée par l'amorce de grands déplacements lors de la rupture des matériaux (ruptures de remblais sur sols mous, glissements de terrain, par exemple), mais aussi par une augmentation des mouvements de terrain, sans instabilité réelle (fondations superficielles et fondations profondes), le cas des soutènements étant intermédiaire (la rupture côté poussée est généralement confinée et la rupture côté butée est la vraie cause de l'instabilité). La rupture peut donc être définie en termes de déplacements, à condition de savoir calculer des déformations non linéaires et qui se concentrent si nécessaire sur des surfaces de rupture.

Les calculs d'équilibre limite et d'analyse limite supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges. Dans les calculs en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe de variation des déplacements en fonction de la charge et/ou du temps comme le montre la figure (I.6).

L'approche en déplacement du calcul de stabilité est à la fois la plus naturelle, car elle suit l'évolution des terrains et des ouvrages depuis leur état initial jusqu'à la rupture, et la plus exigeante car elle nécessite de connaître la déformabilité des matériaux en plus de leur résistance. Les paramètres de déformabilité des sols sont particulièrement sensibles aux conditions de prélèvement des carottes pour les essais de laboratoire et aux conditions d'exécution des essais in-situ. Mais on rencontre aussi des difficultés pour spécifier l'état initial des contraintes dans le sol, qui conditionne

l'étendue de la plage élastique avant d'atteindre le critère de plasticité et le passage à un mode de déformation différent. Le perfectionnement des outils de calcul de stabilité en déplacements est toutefois une voie d'avenir, notamment pour les ouvrages complexes.

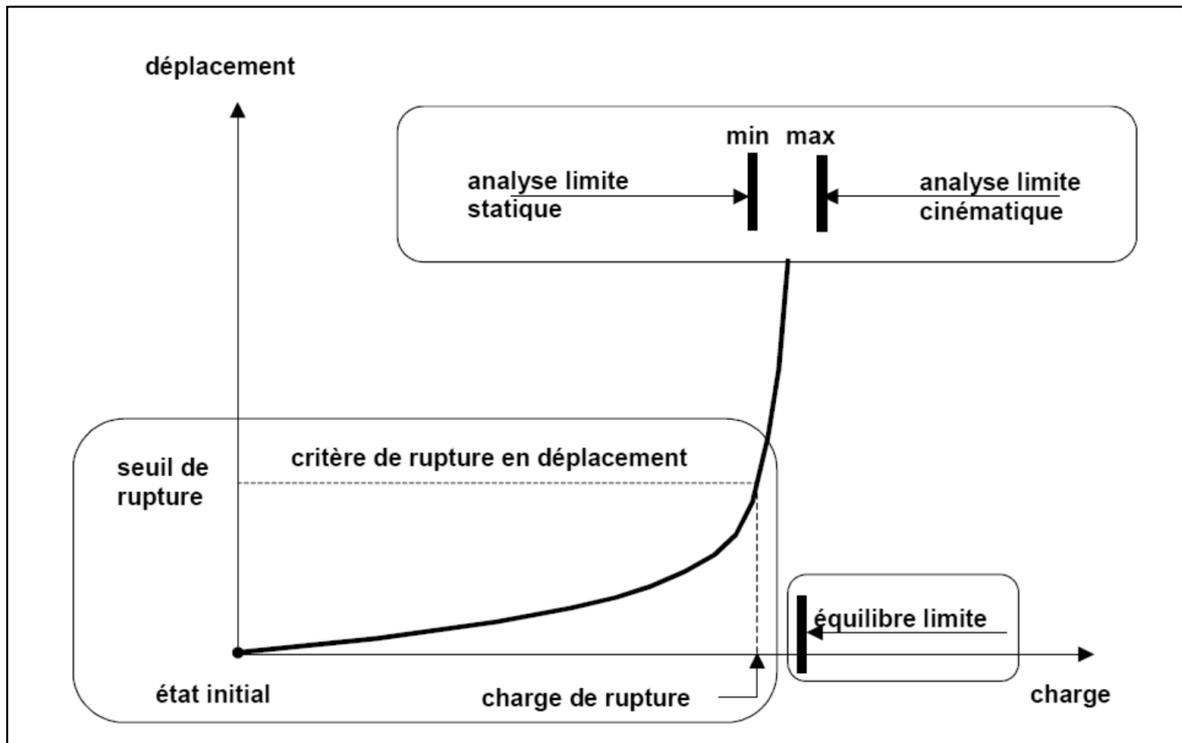


Figure I.6. Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite

Magnan, 2004. [16]

#### I.5.4. Les méthodes dérivées des essais en place

Les essais en place (pénétromètre statique et dynamique, scissomètre, essais de pénétration de carottier – SPT, préssiomètre, ) complètent depuis plus de cinquante ans les essais de laboratoire pour la caractérisation mécanique des sols, notamment pour les sols où l'on ne peut prélever d'échantillons représentatifs. Leurs résultats sont parfois exploités pour obtenir par corrélations analytique des paramètres de résistance utilisables pour l'analyse d'équilibre limite ou l'analyse limite ( $c_u$ ,  $c'$  et  $\varphi'$ ). Mais ils sont souvent utilisés directement pour évaluer la charge limite du massif de sol par des formules simples, du type de celle utilisée pour déduire la portance de la pression limite préssiométrique de (Ménard) :

$$q_{\max} = k(p_1 - p_0) + q_0 \quad (\text{III ; 3})$$

**CHAPITRE II**  
**EVALUATION DE LA CAPACITE**  
**PORTANTE D'UNE SEMELLE**

## II. Evaluation de la capacité portante d'une semelle superficielle

### Introduction

Ce chapitre présente les différentes méthodes développées au fur du temps pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle.

### II.1. Capacité portante

#### II.1.1.Méthode de Terzaghi

La capacité portante statique, aussi appelée charge ultime, qu'une semelle peut supporter, est généralement calculée par superposition des contributions attribuables à la cohésion du sol  $c$ , à la masse volumique du sol  $\gamma$  et la surcharge  $q$ . Chaque contribution peut être exprimée sous la forme d'un facteur de capacité portante  $N$  pour donner la capacité totale (Terzaghi, 1943) [2].

$$P_L = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c \tag{II-1}$$

Où  $c$ 'est la cohésion,  $q$  la surcharge au niveau de la fondation,  $\gamma$  le poids volumique et  $B$  la largeur de la fondation. Les facteurs  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  sont fonction de l'angle interne de frottement  $\phi$ , qui est supposé constant. Terzaghi a obtenu cette solution par la méthode de l'équilibre limite.

La ligne de glissement à deux dimensions proposée par (Prandtl ,1921) [17] , et montrée sur la Figure (II-1), est le mécanisme de rupture traditionnellement utilisé. Un sol homogène de masse volumique  $\gamma$  possède les caractéristique  $c'$  et  $\phi$  (cohésion et angle de frottement) et peut être considéré comme un corps plastique rigide. Pour les fondations superficielles,  $D < B$  (profondeur inférieure à la largeur de semelle), la surcharge est idéalisée comme une surcharge  $q = \gamma d$ , et ainsi est négligée toute résistance au cisaillement sur les plans EF et AE.

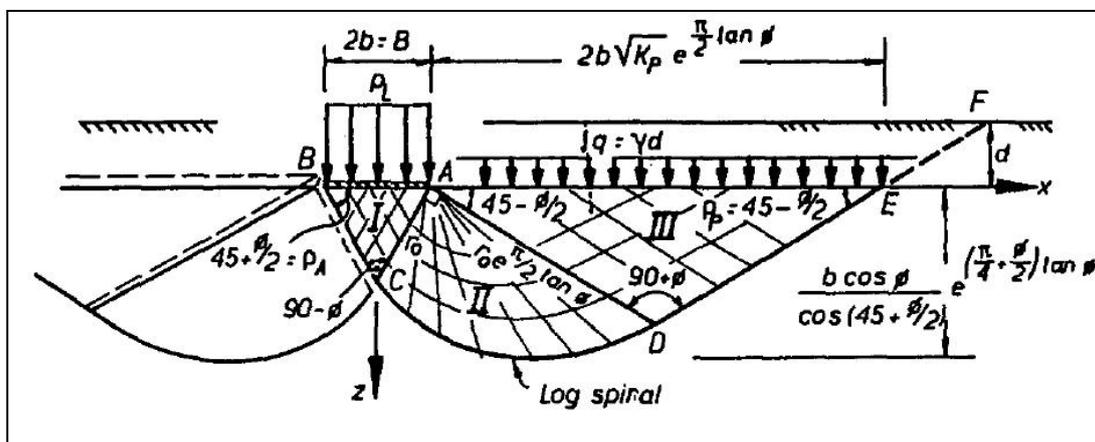


Figure-II-1 Ligne de glissement de Prandtl. , (Richards et al ,1993).[18]

Le schéma de rupture de Prandtl est composé de 3 régions de glissement :

- 1) une zone active (région I) qui descend,
- 2) une zone passive (région III) qui monte,
- 3) une zone radiale de transition (région II) qui se déplace latéralement.

Pour  $\varphi = 0$ , la région II devient un quart de cercle et les angles des zones actives et passive  $\rho_A$  et  $\rho_p$  sont tous les deux égaux à  $\pi/4$ . Pour un équilibre statique, les facteurs de capacité portante sans dimensions de Prandtl pour un sol ( $\gamma=0$ ) et une base régulière sont:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \tag{II. 2}$$

$$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi \tag{II. 3}$$

Lorsque la masse du sol sous la semelle est prise en compte pour déterminer  $N_\gamma$ , La région II de Prandtl est perturbée. Une approximation faite à partir d'une autre solution numérique basée sur les travaux de Prandtl est donnée par (Vesic, 1973) [4]:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \tag{II. 4}$$

Il existe un grand nombre de méthodes différentes pour le calcul de  $N_\gamma$

Une simplification du modèle de Prandtl est montrée en Figure (II-2). Cette simplification permet d'élever la zone de transition (II) en calculant son effet de cisaillement moyen sur la ligne verticale AC séparant les zones I et III. AC peut donc être considéré comme un mur avec une poussée latérale  $P_a$  provenant de la région I s'opposant à la résistance passive  $\rho_p$  de la région III.

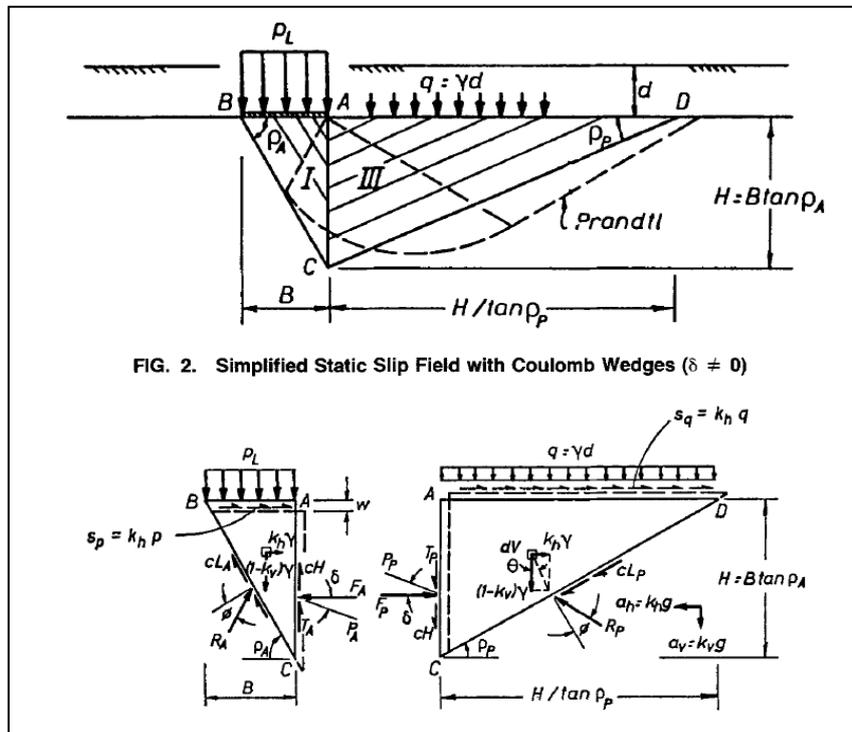


FIG. 2. Simplified Static Slip Field with Coulomb Wedges ( $\delta \neq 0$ )

Figure II.2 Simplification de la ligne de Prandtl. (Richards et al ,1993). [18]

Les facteurs de capacité portante pour chaque composant de force peuvent alors être dérivés par les conditions d'équilibre limite. Considérons la première surcharge

( $c = \gamma = 0$ ), l'équilibre horizontal donne:

$$F_A = K_A P_L^q H = F_p = K_p q H \quad (\text{II. 5})$$

Où  $K_A$  et  $K_p$  sont les coefficients de pression des terres, actif et passif respectivement.

donc 
$$P_L^q = \frac{q K_p}{K_A} \quad (\text{II. 6})$$

et 
$$N_q = \frac{K_p}{K_A} \quad (\text{II. 7})$$

Par le même principe, en considérant seulement la contribution de la masse du sol sous la semelle ( $q = c = 0$ ), l'équilibre limite à l'effondrement donne :

$$F_A^\gamma = P_L^\gamma H K_A + \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = F_p^\gamma \quad (\text{II. 8})$$

donc 
$$P_L^\gamma = \frac{1}{2} \gamma B \tan \rho_A \left( \frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \quad (\text{II. 9})$$

et 
$$N_q = \tan \rho_A \left( \frac{K_p}{K_A} - 1 \right) \quad (\text{II. 10})$$

Finalement, il doit être noté que pour une cohésion  $c$  et  $\varphi = 0$ , l'équilibre, en considérant le mécanisme de la Figure (II-1), donne une valeur de  $N_c = 6,0$ , qui est presque de la valeur standard 5,14 provenant de l'équation II-3.

En considérant les frottements dans l'écran AC, les coefficients de pression de la terre sont :

$$K_A = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{II. 11})$$

donc 
$$K_p = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{II. 12})$$

et les angles critiques de rupture  $\rho_A$  et  $\rho_p$  sont (Richards et Elms, 1987) :

$$\rho_A = \varphi + \arctan \left[ \frac{\sqrt{\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right] \quad (\text{II. 13})$$

$$\rho_p = -\varphi + \arctan \left[ \frac{\sqrt{\tan \varphi (\tan \varphi + \cot \varphi) (1 + \tan \delta \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right] \quad (\text{II. 14})$$

Les facteurs de capacité portante  $N_q$  et  $N_\gamma$  peuvent maintenant être calculés pour des sols granulaires pour des valeurs de  $\varphi$  et  $\delta$  variables, à partir des équations (II.13) et (II.14). Les résultats du Tableau(II.1) montrent la comparaison avec les valeurs du système mécanique de Prandtl fait à partir des équations (II.11) et (II.12).

Paramètres	$\varphi = 0$	$\varphi = 10$			$\varphi = 20$			$\varphi = 30$			$\varphi = 40$		
	$\delta = 0$	$\delta=0$	$\delta=5$	$\delta=10$	$\delta=0$	$\delta=10$	$\delta=20$	$\delta=0$	$\delta=15$	$\delta=30$	$\delta=0$	$\delta=20$	$\delta=40$
$K_A$	1	0,704	0,662	0,635	0,490	0,447	0,427	0,333	0,301	0,297	0,217	0,199	0,210
$\rho_A$ (degrés)	45	50	45,2	41,8	55	51,1	48,1	60	56,9	54,3	65	62,6	60,4
$K_p$	1	1,42	1,569	1,73	2,040	2,635	3,525	3	4,978	10,09	4,60	11,77	92,59
$\rho_p$ (degrés)	45	40,0	33,2	28,4	35,0	27,0	21,1	30	20,7	13,4	25,0	14,1	4,8
$N_q$ (Prandtl)	1	2,47	2,47	2,47	6,40	6,40	6,40	18,40	18,40	18,40	64,20	64,20	64,20
$N_q$ Coulomb	1	2,02	2,37	2,73	4,16	5,90	8,26	9	16,51	33,97	21,15	59,03	44,05
$N_\gamma$ (Prandtl)	0	1,22	1,22	1,22	5,39	5,39	5,39	22,40	22,40	22,40	109,41	109,41	109,41
$N_\gamma$ Coulomb	0	1,21	1,38	1,54	4,51	6,06	8,10	13,85	23,76	45,96	43,21	119,9	777,40

Tableau II.1 Comparaison entre les facteurs de capacité portante selon le mécanisme de Prandtl et le mécanisme de Coulomb. (Richards et al, 1993). [18]

Pour un mécanisme cinématique correct de Coulomb, les régions doivent glisser les unes par rapport aux autres et on obtient alors  $\delta = \varphi$ . Cela va augmenter la capacité portante, mais tant que le mur fictif remplace les effets de la zone de transition cela devrait compenser le transfert de cisaillement et la configuration  $\delta = \varphi/2$  est être une approximation plus raisonnable. Comme montre le Tableau (II.1), une telle approximation donne une très bonne corrélation entre les deux mécanismes pour toutes les valeurs de  $\varphi$ .

### II.1.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Terzaghi propose l'équation (II-15) pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (\text{II. 15})$$

Où  $c$  est la force de cohésion,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme et  $B$  la largeur de semelle.

### II.2. Méthode de Meyerhof

La portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par (Prandtl, 1921) [17] pour  $N_c$ , par (Reissner, 1924) [19] pour  $N_q$  et par (Meyerhof, 1961) [20] pour une valeur approchée de  $N_\gamma$ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation: (Meyerhof, 1963) [5]

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \tan \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \varphi) \end{cases} \quad (\text{II. 16})$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés  $B$  et  $L$ , des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de (Skempton, 1951) [21] pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$\begin{aligned} s_c &= 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ s_q = s_\gamma &= 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \\ s_q = s_\gamma &= 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Si } \varphi > 10 \text{ degrés} \end{aligned} \quad (\text{II. 17})$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes ( $\varphi_p$ ) que dans les essais triaxiaux ( $\varphi_t$ ) :

$$\varphi = \varphi_p = \left( 1,1 - 0,1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (\text{II. 18})$$

-S'il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des valeurs moyennes du poids volumique déjaugé (sous l'eau) et non déjaugé (en l'absence d'eau), de la cohésion  $c$  et de l'angle de frottement interne  $\varphi$  :

- jusqu'à deux fois  $B$  sous la base des semelles filantes,
- jusqu'à une fois  $B$  sous la base des semelles circulaires et carrées.

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$d_c = 1 + 0,2 \frac{D}{B} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad \text{(II. 19)}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \frac{D}{B} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{si } \varphi > 10 \text{ degrés}$$

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur  $B'$  réduite :

$$B' = B - 2e$$

semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle (Brinch Hansen, 1955) [22]. Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentrements correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de (Schultze, 1952) [23] et de (Meyerhof, 1953) [24] ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_c = i_q = \left( 1 - \frac{\delta}{90} \right)^2 \quad \text{(II. 20)}$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2$$

Il est conseillé d'incliner la base de la fondation en cas de charge inclinée permanente (par exemple, pour reprendre les charges d'un pont en arc). La solution est alors semblable à celle d'une fondation sur pente.

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_{\max} = c s_c d_c i_c N_c + q s_q d_q i_q N_q + \frac{1}{2} \gamma B s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \quad \text{(II. 21)}$$

L'intérêt de Meyerhof est la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

### II.2.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Dans des études plus anciennes, la combinaison de charge verticale et horizontale est traitée comme une charge inclinée. Il est remarqué que la capacité portante verticale diminue lorsque l'angle d'inclinaison  $\alpha = \tan^{-1}(H/V)$  augmente. L'enveloppe de fissuration pour une semelle filante ou une semelle circulaire sur de l'argile est définie par (Meyerhof, 1963) [5] comme :

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \quad (\text{II. 22})$$

Cette équation ne fonctionne que pour des charges dont l'angle d'inclinaison  $\alpha$  est inférieur à  $\alpha_s$  [Équation II-23].

$$\alpha \leq \alpha_s = \tan^{-1}\left(\frac{H_0}{V}\right) \quad (\text{II. 23})$$

Pour des inclinaisons plus importantes, la semelle rompt par glissement. La méthode de Meyerhof prédit la transition pour une forte charge verticale.

### II.2.2. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Meyerhof propose les équations II-19 et II-20 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad \text{pour charges verticales} \quad (\text{II. 24})$$

$$q_{ult} = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad \text{pour charges inclinées} \quad (\text{II. 25})$$

Où  $c$  est la force de cohésion,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme,  $d$  le facteur de profondeur,  $i$  le facteur d'inclinaison.

### II.3. Méthode de Brinch Hansen

Dans une conférence présentée au Japon en octobre 1968 et publiée après son décès, (Brinch Hansen, 1970) [6] résume ses recommandations pour le calcul de la force portante des fondations superficielles en suivant le cadre général introduit par Terzaghi [équation (8)] :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \tan(\varphi) \end{cases} \quad (\text{II. 26})$$

Dont le dernier est une borne inférieure calculée par (Lundgren et Mortensen, 1953) [25]. En 1961, Brinch Hansen proposait une expression différente :

$$N_\gamma = 1,8 (N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (\text{II. 27})$$

intermédiaire entre la borne inférieure précédente et la solution de (Meyerhof ,1951). Le statut de cette expression n'est pas clair. (Brinch Hansen ,1961) [26] indique que ce n'est qu'une borne inférieure parce qu'elle n'est que statiquement admissible. (Mandel et Salençon ,1969) [27] parlent de schéma d'écoulement à propos du même schéma de calcul mais ne disent pas s'ils calculent des bornes supérieures ou inférieures. (Mandel et Salençon ,1972) [28] parlent pour leur part de « la solution correcte » donnée par Lundgren et Mortensen pour le calcul de  $N_\gamma$ , ce qui n'est pas plus précis. L'addition des trois termes  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$ , qui ne correspondent pas au même mécanisme de rupture, conduit à une sous-estimation de la portance de la fondation, qui reste en général inférieure à 20%, d'après (Lundgren et Mortensen ,1953) [25].

À part l'excentrement des charges, qui est pris en compte en calculant la portance sur la « surface effective de la fondation », tous les autres écarts par rapport au cas de la semelle filante sous charge verticale centrée sont décrits au moyen de coefficients correcteurs établis séparément et dont l'usage simultané constitue naturellement une approximation.

La capacité portante d'une fondation inclinée de forme quelconque, encastrée dans un massif incliné et soumise à une charge inclinée, est égale à :

$$q_{\max} = \frac{N}{A} + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (\text{II - 28})$$

(Notations :  $s$  – forme ;  $d$  – profondeur ;  $i$  – inclinaison de la charge ;  $b$  – inclinaison de la base de la fondation ;  $g$  – inclinaison de la surface du sol ;  $N$  – composante de la charge normale à la base de la fondation ;  $A$  – aire de la fondation).

Pour une fondation sur sol cohérent (où  $\varphi=0$ , donc  $N_\gamma=0$ ), Brinch Hansen indique qu'il vaut mieux écrire l'expression (29) sous la forme additive

$$q_{\max} = \frac{N}{A} = (\pi + 2) c_u [1 + s_c^a + d_c^a - i_c^a - b_c^a - g_c^a] \quad \text{II - 29}$$

Pour l'inclinaison de la charge, il recommande les formules approchées suivantes :

$$\begin{cases} i_c^a = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{A c_u}} \\ i_q = \left[ 1 - \frac{0,5H}{N + A c \cot \varphi} \right]^5 \\ i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0,7H}{N + A c \cot \varphi} \right]^5 \end{cases} \quad (\text{II - 30})$$

Brinch Hansen donnait l'expression de  $i_c$  :

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi} \quad (\text{II - 31})$$

Pour l'inclinaison de la base de la fondation, les coefficients correcteurs de Brinch Hansen ont pour expression :

$$\begin{cases} b_c^a = \frac{2\alpha}{\pi+2} \text{ ou } \frac{\alpha}{147} \text{ (degrés) (solution exacte)} \\ b_q = \exp(-2\alpha \tan \varphi) \text{ (solution exacte)} \\ b_\gamma = \exp(-2,7\alpha \tan \varphi) \text{ (expression empirique)} \end{cases} \quad (\text{II - 32})$$

L'expression de  $b_c$  n'est pas donnée.

En cas d'inclinaison de la base de la fondation, le coefficient  $i_\gamma$  est modifié pour assurer la continuité des solutions :

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{(0,7 - \alpha 450)}{N + Ac \cot \varphi} \right]^5 \quad (\text{II - 33})$$

Pour l'inclinaison de la surface du sol, Brinch Hansen suggère d'utiliser les formules approchées :

$$\left. \begin{aligned} g_q &= [1 - 0,5 \tan \beta]^5 \\ g_\gamma &= g_q \\ \text{pour } \beta &< \varphi \text{ et } \alpha + \beta \leq 90 \text{ degrés} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II - 34})$$

L'expression de  $g_c$  n'est pas donnée.

Les coefficients adoptés par Brinch Hansen pour décrire l'effet de la forme de la fondation sont, pour les fondations rectangulaires ( $B < L$ ) et carrées (côté B) sous charge verticale :

$$s_c^a = 0,2 \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi \quad s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad (\text{II - 35})$$

et, pour les charges inclinées (dans le sens de B ou dans le sens de L) :

$$\left\{ \begin{aligned} s_{cB}^a &= 0,2 i_{cB}^a \frac{B}{L} \\ s_{cL}^a &= 0,2 i_{cL}^a \frac{L}{B} \end{aligned} \right\} \left\{ \begin{aligned} s_{qB} &= 1 + i_{qB} \frac{B}{L} \sin \varphi \\ s_{qL} &= 1 + i_{qL} \frac{L}{B} \sin \varphi \end{aligned} \right\} \left\{ \begin{aligned} s_{\gamma B} &= 1 - 0,4 \frac{B i_{\gamma B}}{L i_{\gamma L}} \\ s_{\gamma L} &= 1 - 0,4 \frac{L i_{\gamma B}}{B i_{\gamma L}} \end{aligned} \right. \quad (\text{II - 36})$$

Expressions dans lesquelles on utilise l'expression en B (première ligne) ou en L (seconde ligne) selon le sens de l'inclinaison de la charge. Pour  $s_{\gamma B}$  ou  $s_{\gamma L}$ , Brinch Hansen indique qu'il faut prendre la valeur supérieure à 0,6.

Enfin, pour l'effet de la profondeur, Brinch Hansen suggère les formules approchées suivantes :

$$d_\gamma = 1 \quad d_c^a = 0,4 \frac{D}{B} \quad d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \text{ pour } D \leq B \quad (\text{II - 37})$$

Et

$$d_\gamma = 1 \quad d_c^a = 0,4 \arctan \frac{D}{B} \quad d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan \frac{D}{B} \\ \text{pour } D \geq B \quad (\text{II - 38})$$

Notons que l'angle de frottement interne à utiliser pour les problèmes de déformations planes est l'angle  $\varphi_p$ , déduit de l'angle de frottement interne  $\varphi_t$  déterminé à l'appareil triaxial par la formule :

$$\varphi_p = 1,1 \varphi_t \quad (\text{II - 39})$$

### II.3.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Pour calculer la Capacité portante pour une charge verticale et horizontale, le concept de (Meyerhof ,1956) [29] sur un facteur empirique d'inclinaison a été retenu par Brinch Hansen et Vesic.

Pour une charge inclinée, centrée sur une semelle filante, Hansen propose l'équation 2-21:

$$\frac{V}{V_0} = 1 - 0,5 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{H_0}} \right), H \leq H_0 = As_u \quad (\text{II-40})$$

A noter que le point de transition de la rupture de portance à la rupture par glissement de l'enveloppe de rupture se trouve en  $V = V_0/2$

Bolton et Hansen pensent que la transition a lieu pour une faible charge verticale,  $V = V_0/2$ .

On a l'expression suivante pour la charge horizontale maximale :

$$H_0 = As_u = \left( \frac{1}{\pi+2} \right) V_0 \quad (\text{II-41})$$

Sans simplification l'équation proposée par Hansen est :

$$\frac{V}{V_0} = \frac{\pi+1 + \sqrt{1 - \left(\frac{H}{H_0}\right)^2} - \arcsin\left(\frac{H}{H_0}\right)}{\pi+2} \quad (\text{II-42})$$

### II.3.3. Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Brinch Hansen propose les équations II-31 et II-32 pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{II-43})$$

$$q_{ult} = 5,14 s_u \left( 1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c \right) + q$$

$$\text{(En conditions non drainées)} \quad (\text{II-44})$$

Où  $c$  est la cohésion,  $f$  est l'angle de frottement,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme,  $d$  le facteur de profondeur,  $i$  le facteur d'inclinaison,  $g$  le facteur de pente et  $b$  le facteur de pente de fond de fouille.

## II .4. Méthode de Vesic

Vesic présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi. Il donne les références des états des connaissances publiés pendant la même période : . Vesic décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs  $N_c$  et  $N_q$  de (Prandtl , 1921)[17] et (Reissner ,1924) [19] ; pour  $N_\gamma$ , il indique que la solution tabulée de

(Caquot et Kérisel ,1953) [32] peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle  $15 < \varphi < 45$  degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_{\gamma} = 2(+1)\tan(\varphi) \quad (\text{II-45})$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour  $\varphi = 30$  à 40 degrés) mais exacte pour  $\varphi = 0$  degré. L'auteur indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées. La prise en compte de la rupture progressive du sol sous des niveaux de contraintes variés semble une voie plus prometteuse. Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de la formule (II.43) Vesic donne les expressions suivantes :

- coefficients de forme

$$s_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_q - 1} \tan \varphi$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \quad (\text{II-46})$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$$

- coefficients de profondeur (pour  $D/B$  , d'après (Brinch Hansen, 1970) [6])

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \\ d_{\gamma} = 1 \end{cases} \quad (\text{II-47})$$

L'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation est ensuite longuement discuté. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- l'enveloppe des cercles de Mohr n'est pas une droite ;
- la rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

Cette diminution provient principalement du terme  $N_{\gamma}$ . Des équations sont proposées pour en tenir compte.

#### II. 4.1. Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Pour calculer la capacité portante pour une charge verticale et horizontale, la formule de (Vesic ,1973) pour les semelles filantes prend la forme donnée en équation (II-48) :

$$\frac{V}{V_0} = 1 - \frac{2H}{(\pi+2)H_0}, H \leq H_0 = A s_u \quad (\text{II-48})$$

La méthode de Vesic donne une enveloppe de rupture plus conservatrice que les trois autres (Hansen, Meyerhof, Terzaghi).

#### II.4.2. Capacité portante pour une charge verticale, horizontale et un moment

Pour une semelle filante de surface sur de l'argile, la méthode de Vesic peut être employée pour définir l'enveloppe de rupture suivante :

$$\frac{V}{V_0} = \left(1 - \frac{2H}{(\pi+2)A's_u}\right) \frac{A'}{A}, \quad H \leq A's_u \quad (\text{II-49})$$

Cette équation inclut la réduction la surface de la semelle  $A'/A$  (due au moment).

#### II.4.3. Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Vesic propose l'équation suivante pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{II-50})$$

Où  $c$  est la force de cohésion,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme,  $d$  le facteur de profondeur,  $i$  le facteur d'inclinaison,  $g$  le facteur de pente et  $b$  le facteur de pente de fond de fouille.

Le Tableau-II-2 présente une comparaison des facteurs de capacité définis selon les trois auteurs présentés dans les sections précédentes :

$\phi$ (°)	Terzaghi			Hansen, Meyerhoff et Vesic		Hansen (1970)	Meyerhoff (1963)	Vesic (1975)
	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_\gamma$	$N_\gamma$
0	5,7	1,0	0,0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0
5	7,3	1,605	6,49	1,6	0,1	0,1	0,1	0,4
10	9,6	2,7	1,2	8,34	2,5	0,1	0,1	0,4
15	12,9	4,4	2,5	11,0	3,9	1,2	1,1	2,6
20	17,7	7,4	5,0	14,8	6,4	2,9	2,9	5,4
25	25,1	12,7	9,7	20,1	10,7	6,8	6,8	12,5
30	37,2	22,5	19,7	30,1	18,4	15,1	15,7	22,4
35	57,8	41,4	42,4	46,4	33,5	34,4	37,6	48,1
40	95,7	81,3	100	75,3	64,1	79,4	93,6	109,3
45	172,0	173,0	298	134	135	201	262,3	271,3

Tableau (II-2) Facteurs de capacité portante, Chowdhury et Dasgupta (2009) [34]

## II.5. Méthode de Normes Françaises (DTU 13-12)

Les pratiques recommandées pour le calcul des fondations superficielles sont peu différentes. Dans les textes français actuels (DTU 13.12, 1988), la formule de calcul de la capacité portante a toujours trois termes (termes de cohésion, de profondeur et de gravité ou surface) :

$$q_{ult} = \frac{1}{2} B \gamma_1 N_\gamma(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) + c N_c(\varphi) \quad (\text{II-51})$$

en distinguant les poids volumiques du sol au-dessus ( $\gamma_2$ ) et au-dessous ( $\gamma_1$ ) de la base de la semelle. Les coefficients  $N_c$  et  $N_q$  sont toujours ceux de Prandl et Reissner. Les valeurs de  $N_\gamma$  sont celles de Meyerhof (1955) [24] pour une fondation à base rugueuse. Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, il est rappelé que Terzaghi et Peck (1967) [35] recommandent d'utiliser les deux tiers de  $c$  et  $\varphi$  dans les calculs, au lieu de  $c$  et  $\varphi$ .

L'influence de la forme de la semelle est décrite comme proposé par (Terzaghi, 1943) [2].

L'influence de l'inclinaison est décrite selon les formules de (Meyerhof, 1956) [29]. Celle de l'excentrement est aussi représentée, selon la proposition initiale de Meyerhof, par une réduction des dimensions de la semelle de deux fois l'excentrement. Néanmoins, ces ressemblances sont trompeuses : les méthodes utilisées pour calculer la capacité portante diffèrent actuellement, dans les recommandations et les normes, mais aussi dans les manuels utilisés pour l'enseignement, en fonction des approximations retenues pour les (nombreux) éléments du calcul dont les solutions exactes ne sont pas connues.

## II.6. Méthode de Lancellotta

(Lancellotta, 1995) [36] donne pour le facteur de gravité  $N_\gamma$  l'expression proposée par Vesić pour la solution de Caquot et Kérisel (1953) :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (\text{II-52})$$

et utilise les coefficients de forme de (Meyerhof, 1963), indiqués ci-dessus, mais des coefficients d'effet de l'encastrement dus à (Brinch Hansen, 1970) [6], et (Vesić, 1973) [33] :

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} & \text{si } D \leq B \\ d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} & \text{si } D > B \\ d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi} \end{cases} \quad (\text{II-53})$$

Pour tenir compte de l'inclinaison  $\alpha$  de la base de la fondation, il donne les formules suivantes :

$$\begin{cases} b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)(\text{solution exacte de Brinch Hansen ,1970})[6] \\ b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \tan \varphi} \\ b_\gamma = b_q \end{cases} \quad (\text{II-54})$$

Pour l'inclinaison  $\beta$  de la surface du sol, il donne une autre série de coefficients réducteurs, proposée par (Brinch Hansen ,1970) :

$$\begin{aligned} g_q &= (1 - \beta)^2 (\text{solution exacte de Brinch Hansen ,1970})[6] \\ g_c &= g_q - \frac{1-g_q}{N_c \tan \varphi} \\ g_\gamma &= g_q \end{aligned} \quad (\text{II-55})$$

Pour les charges excentrées, il utilise la méthode de réduction de largeur de Meyerhof pour les semelles rectangulaires et donne une construction graphique pour traiter le cas des semelles circulaires.

Le cas d'une charge inclinée (force normale N, force horizontale H) mais centrée est traité au moyen de coefficients empiriques dus à (Vesic ,1975) [33]:

$$\begin{cases} i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N+BLc \cot \varphi}\right)^{m+1} \\ i_q = \left(1 - \frac{H}{N+BLc \cot \varphi}\right)^m \\ i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \tan \varphi} \\ m = \frac{2+B/L}{1+B/L} \end{cases} \quad (\text{II-56})$$

## II.7. Méthode de normes allemandes

Les nouvelles normes allemandes (DIN V 4017-100) [37] tiennent compte des choix faits pour la rédaction de l'Eurocode 7. Les expressions des facteurs de capacité portante  $N_q$ ,  $N_c$  et  $N_\gamma$  sont celles de Meyerhof pour les deux premières et une expression spécifique pour le troisième, issue du projet d'Eurocode 7 :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan(\varphi) \quad (\text{II-57})$$

(la norme précédente utilisait l'expression de Brinch Hansen :

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1)\tan(\varphi) \quad (\text{II-58})$$

qui donne des portances plus faibles). Les coefficients de forme :

$$\begin{cases} s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L} \\ s_q = 1 + \frac{B'}{L} \sin \varphi' \\ s_c = 1 + \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \end{cases} \quad (\text{II-59})$$

remplacent des expressions antérieures déduites des travaux de Brinch Hansen et donnant des valeurs plus faibles de la portance :

$$\begin{cases} s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \\ s_q = 1 + \frac{0,3 B'}{L'} \\ s_c = 1 + \frac{0,3 B'}{L'} \end{cases} \quad (\text{II-60})$$

Enfin, pour les coefficients d'inclinaison de la charge, il est passé du système de Meyerhof et Schultze à celui de Brinch Hansen, qui est utilisé dans l'Eurocode 7.

## II.8. Méthode de Chen

Chen ,1975[38] présente un panorama des possibilités offertes au début des années 1970 par l'analyse limite pour le calcul des fondations superficielles. Il présente notamment une chronologie des travaux qui ont permis son développement, Les techniques proprement dites de la méthode des caractéristiques ou des lignes de glissement, commencent à (Kötter ,1903) [39], qui a écrit les équations pour le cas des déformations planes. (Prandl ,1920) a donné la première solution analytique pour un matériau non pesant, qui a été appliquée par (Reissner ,1924) [19] et (Novotortsev ,1938).[40] (Sokolovskij ,1965) [41] a développé une méthode de résolution par la méthode des différences finies et l'a appliquée à la capacité portante de semelles et de pentes. L'auteur commente l'effet des conditions de contact entre le sol et la semelle sur la capacité portante : la borne supérieure de Hill pour le cas d'une semelle lisse, qui a pour expression :

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \left[ \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\frac{3\pi}{2} \tan \varphi} - 1 \right] + \frac{3 \sin \varphi}{1+8 \sin \varphi} \left\{ \left[ \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) - \frac{\cot \varphi}{3} \right] e^{\frac{3\pi}{2} \tan \varphi} + \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \frac{\cot \varphi}{3} + 1 \right\} \quad (\text{II-61})$$

est identique à l'expression de (Terzaghi ,1943) [2] et proche de celle de (Sokolovskij (1965) [41], mais un peu différente, sans doute parce que Sokolovskij a trop simplifié son champ de contraintes. (Prandl ,1920) [42], qui a traité le cas d'un contact rugueux, a trouvé des valeurs beaucoup plus fortes, preuve de l'influence du frottement de contact. La capacité portante d'une semelle filante sur sol cohérent et frottant a été étudiée dans le cas général par une méthode de résolution numérique, qui a fourni les valeurs présentées dans différents tableaux et figures donnant la capacité portante réduite  $q_0/c$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\varphi$ , du rapport  $D/B$  et du paramètre adimensionnel  $G=0,5\gamma B/c$ .

Chen indique que la borne supérieure pour le facteur  $N_\gamma$  selon le mécanisme de Prandtl, peut être approchée par la formule :

$$N_\gamma = 2 \left[ 1 + e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \tan \varphi \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{5}\right) \quad (\text{II-62})$$

Avec une erreur inférieure à 8% de 15 à 45 degrés et à 6% de 20 à 40 degrés. La modification du mécanisme de Prandtl améliore la solution pour les faibles valeurs de  $\varphi$  (jusqu'à 25 degrés).

La meilleure borne supérieure du facteur de capacité portante  $N_\gamma$  est donnée pour chaque valeur de  $\varphi$  dans le tableau (II.3), pour le cas de la semelle rugueuse et pour celui de la semelle lisse. Les solutions de l'analyse limite (bornes supérieures) sont comparées aux solutions établies numériquement par (Hansen et Christensen, 1969)[43] qui ont appliqué la démarche de (Lundgren et Mortensen, 1953)[25]. Ces solutions ne sont pas des bornes supérieures et doivent être étendues à l'ensemble du massif pour être des bornes inférieures, mais elles semblent à l'auteur être les meilleures solutions disponibles.

$\varphi$ (degrés)	Semelle filante rugueuse		Semelle filante lisse	
	Analyse limite	Hansen - Christensen	Analyse limite	Hansen - Christensen
15	2.1	1.2	1.2	0.7
20	4.6	2.9	2.7	1.6
25	10.9	7	5.9	3.5
30	25	15	12.7	7.5
35	57	35	28.6	18
40	141	85	71.6	42

Tableau (II.3) Facteur de capacité portante  $N_\gamma$  (Chen, 1991)[44]

Chen traite aussi du cas des « semelles profondes » rugueuses et lisses, pour  $D/B = 1$  à 10.

Finalement, pour le calcul de la capacité portante des semelles filantes, Chen recommande d'utiliser les valeurs déduites des expressions :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \tan \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(1,4 \varphi) \end{cases} \quad (\text{II-63})$$

## II.9. Méthode Eurocode 7

La formule de calcul de la capacité portante des fondations superficielles donnée comme exemple dans le projet d'Eurocode 7 a la même structure générale que celles décrites jusqu'ici, avec trois termes comportant chacun un facteur de capacité portante et des coefficients correcteurs.

Pour les calculs en conditions non drainées, la formule suggérée est : [3]

$$q_{\max} = \frac{V}{A} = (\pi + 2)c_u s_c i_c b_c + q \quad (\text{II-64})$$

(ce qui correspond à la valeur minimale de  $N_c$  pour  $\varphi=0$ , soit  $N_c = 5,14$ ), avec des coefficients correcteurs égaux à :

- pour la forme de la fondation :

$$s_c = 1 + \frac{0,2 B'}{L'}; \text{Pour une semelle rectangulaire de dimension réduite } B' \text{ et } L' \quad \text{(II- 65)}$$

$s_c = 1,2$  ; Pour une semelle circulaire ;

- pour l'inclinaison de la charge (composantes horizontale H et verticale V) :

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right) ; \quad \text{(II-66)}$$

- pour l'inclinaison de la base de la fondation :

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi+2} \quad \text{(II-67)}$$

$A'$  ( $B \cdot L'$ ) est l'aire de la surface de contact de la semelle avec le sol après réduction de deux fois l'excentrement dans chaque direction, selon la méthode de Meyerhof.

Pour les calculs en contraintes effectives ( $c', \phi'$ ), la formule de calcul de base est :

$$q'_{max} = c' N_c s_c i_c b_c + q' N_q s_q i_q b_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad \text{(II-68)}$$

Où

$q'_{max}$  est la pression effective maximale sous la semelle,

$\gamma'$  est le poids volumique déjaugé du sol sous le niveau de la fondation,

$B'$  est la largeur réduite de la fondation,

$c'$  est la cohésion du sol,

$N_c, N_q$  et  $N_\gamma$  sont les facteurs de capacité portante,

$s_c, s_q$  et  $s_\gamma$  sont les facteurs de forme,

$i_c, i_q$  et  $i_\gamma$  sont les facteurs d'inclinaison de la charge,

$b_c, b_q$  et  $b_\gamma$  sont les facteurs d'inclinaison de la base de la fondation.

Le tableau (II.4) rassemble les valeurs de ces facteurs et les expressions des coefficients correcteurs correspondants.

	Terme de surface ou de gravité $N_\gamma$	Terme de profondeur $N_q$	Terme de cohésion $N_c$
<b>DTU 13.12[</b>			
	$N_\gamma = 1,85(N_q - 1)\tan(\varphi)$	$e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$(N_q - 1) \tan \varphi$
<b>DIN 1054</b>			
	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan(\varphi)$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi$
<b>Eurocode 7</b>			
	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan(\varphi)$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi$
<b>Forme <math>c', \varphi'</math></b>	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi'$	$s_c = 1 + \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$
<b>Profondeur</b>	(pas de formule)	(pas de formule)	(pas de formule)
<b>Inclinaison de la charge</b>	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} \tan \varphi'$
<b>Inclinaison de la semelle</b>	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$	$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \tan \varphi$
<b>Taux</b>	(pas de formule)	(pas de formule)	(pas de formule)
<b>Excentremen t</b>	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$
<b>Notes</b>			
(1) Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de côtés $L > B$ . Pour un carrée ou un cercle, on fait $L=B$ dans les formules.			
(2) La valeur du paramètre m dépend du sens de l'inclinaison de la charge. Il vaut :			
$m = m_B = \frac{2+B'/L'}{1+B'/L'}$ lorsque H est dirigée dans le sens de B			
$m = m_B = \frac{2+L'/B'}{1+L'/BL'}$ lorsque H est dirigée dans le sens de L			
Lorsque la force est dirigée dans une direction quelconque $\theta$ , le paramètre m vaut :			
$M = m_\theta = m_L \cos \theta^2 + m_B \sin \theta^2$			

Tableau (II-4) Facteurs de capacité portante et coefficient correcteurs (Eurocode 7,2004).[45]

## Conclusion :

Notez que l'équation de Chen [8] suppose une base rugueuse avec frottement à l'interface  $\geq 0,5$  fois l'angle de résistance au cisaillement de sol. Les valeurs de ces facteurs de capacité portante pour les différents angles de résistance au cisaillement sont illustrés sur la **Figure (II .3)**. Les courbes de Meyerhof de et de Brinch-Hansen de  $N_\gamma$  sont virtuellement coïncident pour  $\varphi < 30^\circ$  et diverge à peine que  $\varphi$  approche à  $60^\circ$ . La formulation de Chen pour  $N_\gamma$  est légèrement plus pertinente que de Vesic mais nettement plus optimistes que Brinch- Hansen, particulièrement pour les grands angles de résistance au cisaillement.

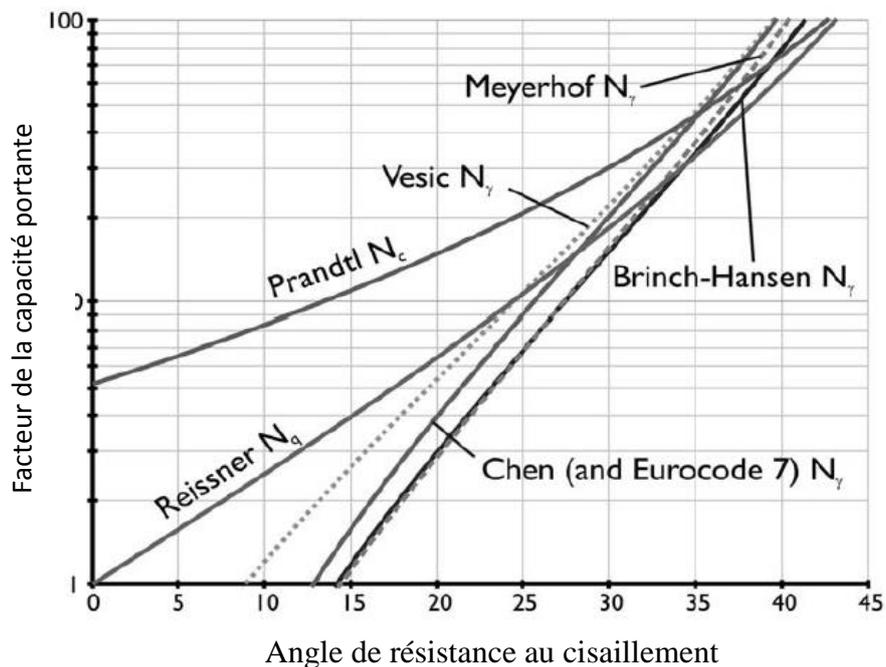


Figure II.3 Facteurs de la capacité portante  $N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$

[A Bond and A Harris , 2008] [46]

**CHAPITRE III**  
**THEORIE DE LA FIABILITE**

### III.1 Procédures de solutions probabilistes

Le critère pratique des incertitudes caractéristiques des paramètres d'entrée calculée (géotechnique, géo hydrologique, géométrique, et éventuellement thermique) est d'évaluer leur impact sur la performance de calcul.

L'analyse de fiabilité se concentre sur l'aspect le plus important de la performance, à savoir la probabilité de défaillance (rupture pour la non-performance).

Cette probabilité de défaillance dépend clairement à la fois des incertitudes paramétriques et du modèle. La probabilité de défaillance est une mesure de sécurité plus cohérente et complète car elle est différente à toutes les définitions de sécurité équivalentes mécaniquement et intègre des renseignements incertains supplémentaires.

\* Tout ingénieur expérimenté serait mené à des études paramétriques lorsque la confiance dans le choix des valeurs d'entrée déterministes manque. L'Analyse de fiabilité permet simplement à l'ingénieur de procéder à un intervalle beaucoup plus large d'études paramétrique sans effectuer réellement des vérifications de calcul avec différentes entrées.

Le principal inconvénient est que ces techniques sont difficiles à comprendre, mais ils ne sont pas nécessairement difficiles à mettre en œuvre des calculs.

#### III.1.1 Solutions de forme fermée :

Il ya un accord général de principe que les états limites (états indésirables dans lequel le système ne fonctionne pas bien) devraient être évalués explicitement et séparément, mais il n'y a pas un consensus sur la façon de vérifier que le dépassement d'un état limite est "suffisamment improbable" en termes numériques.

Différent avis et recommandations de conception ont été faits, mais il y a un manque de discussion sur des questions fondamentales relatives à cette idée centrale de «dépassement un état limite. ». Un cadre simple pour débattre ces questions fondamentales est d'imaginer l'état limite comme surface limite entre ensemble de paramètres de calcul (sol, charge, et / ou des paramètres géométriques) dans ceux qui résultent des calculs satisfaisants et insatisfaisants.

Il est immédiatement évident que cette surface peut être très complexe pour les problèmes complexes d'interaction sol structure. Il est également clair, sans aucune connaissance de la théorie des probabilités que les ensembles de défaillance probable de calcul des paramètres (production de mécanismes de défaillance probables) ne peuvent pas être discutés sans caractériser les incertitudes dans les paramètres calculé , explicitement ou implicitement.

Les hypothèses que «les valeurs sont physiquement bornées», "toutes les valeurs sont probables, en l'absence de l'information », etc., sont des hypothèses probabilistes, indépendamment de si oui ou non cette nature probabiliste est reconnue explicitement.

Si l'ingénieur est sûr à 100% des paramètres de calcul, puis seulement un contrôle de calcul en utilisant ces paramètres totalement déterministe est nécessaire de veiller à ce que l'état limite pertinente ne soit pas dépassé. Dans le cas contraire, la situation est très complexe et la seule méthode rigoureuse disponibles à ce jour est l'analyse de fiabilité. La seule méthode cohérente pour contrôler le dépassement d'un état limite est à contrôler l'indice de fiabilité.

Il serait très utile de discuter à ce stade si ce cadre est logique et s'il y a des alternatives. En fait, il n'a pas été reconnu explicitement si les problèmes associés aux coefficients partiels de force ou des facteurs de résistance ne sont que des problèmes liés à la simplification de l'analyse de fiabilité.

Si il n'y a pas de but sous-jacent commun pour appliquer les coefficients partiels et facteurs de résistance, alors le manque actuel de consensus sur la meilleure méthode qui convient ne peuvent pas être résolus de manière significative.

L'Eurocode 7 , calcul basé sur la fiabilité présente une certaine utilité de connaissance sur les niveaux de fiabilité implicite par les coefficients partiels de sol empiriquement.

La question qui se pose est la suivante : si l'analyse de fiabilité est trop difficile pour les praticiens. L'exemple le plus simple consiste à envisager un problème de calcul de fondation impliquant une capacité aléatoire (Q) et une charge aléatoire (F). L'état limite ultime est défini comme celui dans lequel la capacité est égale à la charge appliquée. De toute évidence, la fondation va échouer si la capacité est inférieure à cette charge appliquée. A l'inverse, la fondation doit résister de manière satisfaisante si la charge appliquée est inférieure à la capacité. Ces trois situations peuvent être décrites de façon concise par une seule fonction de la performance P, comme suivant :

$$P = Q - F \quad \text{(III. 1)}$$

Mathématiquement, les trois situations ci-dessus correspondent simplement aux conditions :

$P = 0$ ,  $P < 0$ , et  $P > 0$ , respectivement.

L'objectif de base de calcul fiabiliste (RBD) est de veiller à ce que la probabilité de défaillance ne dépasse pas un seuil acceptable. Cet objectif peut être déclaré à l'aide la fonction de performance de la manière suivante:

$$P_f = \text{Prob}(P < 0) \leq P_T \quad \text{(III. 2)}$$

Dans lequel :  $\text{Prob}(p)$  = probabilité d'un événement,

$p_f$  = probabilité de défaillance,

$p_T$  = probabilité de défaillance cible acceptable.

Une alternative plus pratique de la probabilité de défaillance est l'indice de fiabilité ( $\beta$ ), qui est défini comme :

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (\text{III. 3})$$

où  $\Phi^{-1}(P_f)$  = fonction cumulative normale standard inverse.

Le problème de la fiabilité de base est d'évaluer  $P_f$  de quelques statistiques pertinentes de F et Q, qui comprennent typiquement la moyenne ( $\mu_F$  ou  $\mu_Q$ ) et l'écart-type ( $\sigma_F$  ou  $\sigma_Q$ ), et éventuellement la fonction de densité de probabilité.

Une simple solution de forme fermée pour  $P_f$  est disponible si Q et F suivent une distribution normale à deux variables. Pour cette condition, la solution de l'équation (III. 2) est :

$$P_f = \Phi \left( \frac{\mu_Q - \mu_F}{\sqrt{\sigma_Q^2 + \sigma_F^2 - 2\rho_{QF}\sigma_Q\sigma_F}} \right) = \Phi(-\beta) \quad (\text{III. 4})$$

Dans lequel  $\rho_{QF}$  = Coefficient corrélation du moment de produit entre Q et F.

Les indices de fiabilité pour la plupart des composants et des systèmes géotechniques se situent entre 1 et 5, correspondant à des probabilités de rupture allant de 0,16 à  $3 \times 10^{-7}$ , comme illustré sur la figure (III.1).

L'équation (III. 4) peut être généralisée à une fonction de performance linéaire contenant un nombre quelconque de composants normaux ( $x_1, x_2, \dots, x_n$ ), pour autant qu'ils suivent une fonction de distribution normale multivariée:

$$f(X) = |C|^{-\frac{1}{2}} (2\pi)^{-\frac{n}{2}} \exp[-0.5(X - \mu)'C^{-1}(X - \mu)] \quad (\text{III. 4a})$$

$$P = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i \quad (\text{III. 5})$$

$$P_f = \Phi \left( -\frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n a_i a_j \rho_{ij} \sigma_i \sigma_j}} \right) \quad (\text{III. 6})$$

Dans lequel :  $a_i$  = Constante déterministe,

$\mu_i$  = Moyenne de  $X_i$ ,

$\sigma_i$  = Écart-type de  $X_i$ ,

$\rho_{ij}$  = Corrélation entre  $X_i$  et  $X_j$  (note:  $\rho_{ii} = 1$ ).

L'équation (III. 4) peut être modifiée dans le cas de translation log normales.

Par exemple  $\ln(Q)$  et  $\ln(F)$  suivent une distribution normale à deux variables avec :

Une moyenne de  $\ln(Q) = \lambda_Q$ ,

Moyenne de  $\ln(F) = \lambda_F$ ,

Ecart-type de  $\ln(Q) = \xi_Q$ ,

Ecart-type de  $\ln(F) = \xi_F$ ,

et la corrélation entre  $\ln(Q)$  et  $\ln(F) = \rho'_{QF}$  :

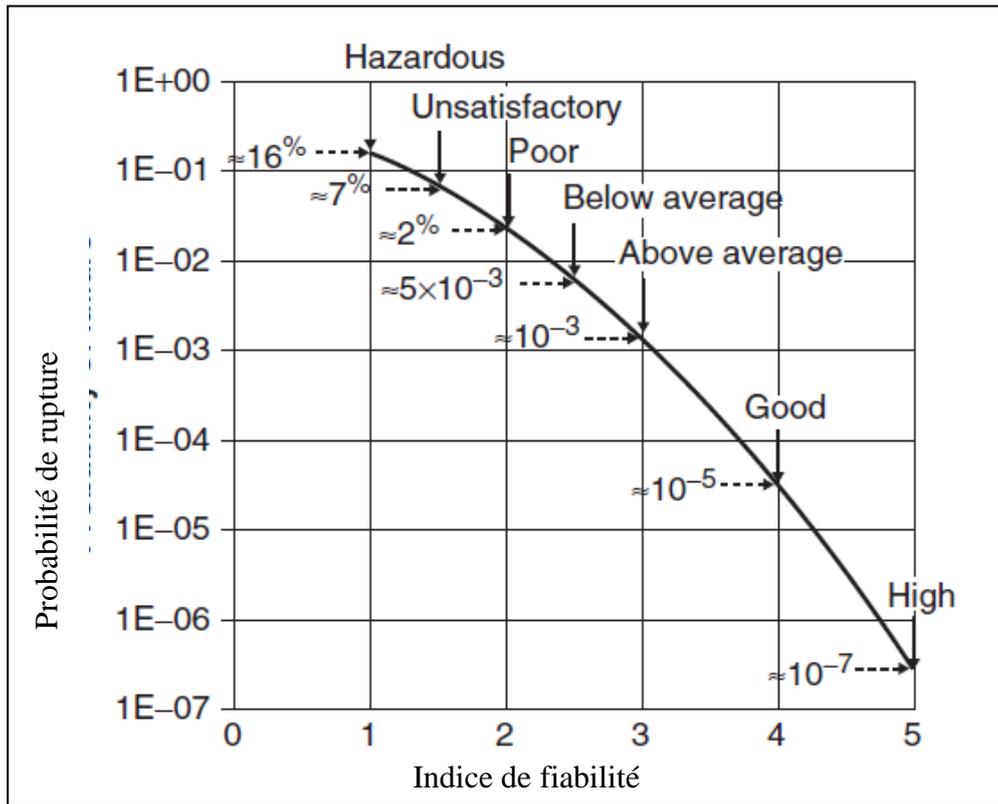


Figure III-1 relation entre indice de fiabilité et la probabilité de rupture  
(Classification proposé par Corps Armé d'Etat Unis  
Des ingénieurs, 1997)

$$P_f = \Phi \left( - \frac{\lambda_Q - \lambda_F}{\sqrt{\xi_Q^2 + \xi_F^2 - 2\rho'_{QF}\xi_Q\xi_F}} \right) \tag{III. 7}$$

Les relations entre la moyenne ( $\mu$ ) et d'écart type ( $\sigma$ ) d'un log-normale et la moyenne ( $\lambda$ ) et l'écart type ( $\xi$ ) de la normale équivalente sont donnés dans l'équation (III.8 a). La corrélation entre Q et F ( $\rho_{QF}$ ) est en relation avec la corrélation entre  $\ln(Q)$ , et  $\ln(F)$  ( $\rho'_{QF}$ ) comme suit :

$$\rho_{QF} = \frac{\exp(\xi_Q\xi_F\rho'_{QF}) - 1}{\sqrt{[\exp(\xi_Q^2) - 1][\exp(\xi_F^2) - 1]}} \tag{III. 8}$$

$$\ln(Y - A) = \lambda + \xi Z \quad Y > A \tag{III. 8a}$$

où  $\ln(\bullet)$  est le logarithme naturel,  $= \ln[1 + \sigma_2/(\mu - A)^2]$ ,

$\lambda = \ln(\mu - A) - 0.5\xi^2$ ,

$\mu$  = moyenne de Y,

et  $\sigma_2$  = variance de Y.

La distribution "log-normale" dans la littérature de la géotechnique se réfère généralement à l'affaire des  $A = 0$ . Quand  $A = 0$ , elle est appelée "log-normale décalé" ou la distribution "à 3 paramètres log-normale».

Si  $\rho_{QF} = \rho_{QF} = 0$  (c'est que Q et F sont normales logarithmiques indépendants), l'équation (III.7) se réduit à l'expression bien connue suivante :

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{\mu_Q}{\mu_F} \sqrt{\frac{1 + \text{COV}_F^2}{1 + \text{COV}_Q^2}}\right)}{\sqrt{\ln[(1 + \text{COV}_Q^2)(1 + \text{COV}_F^2)]}} \quad \text{(III. 9)}$$

Dans lequel :

$\text{COV}_Q = \sigma_Q / \mu_Q$

et  $\text{COV}_F = \sigma_F / \mu_F$ .

Si il ya des raisons physiques à interdire les valeurs négatives, le modèle log-normal de translation est plus sensible. L'équation (III.9) a été utilisée comme base pour le calcul fiabiliste (RBD).

Les étapes de calcul décrites ci-dessous sont généralement effectuées:

- Il a été Considéré un calcul de facteur d'une charge et résistance typique l'équation :

$$\phi Q_n = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad \text{(III. 10)}$$

où  $\phi$  = le facteur de résistance,

$\gamma_D$  et  $\gamma_L$  = Facteurs de charge permanentes et surcharges,

et  $Q_n$ ,  $D_n$  et  $L_n$  = Valeur nominale de capacité, poids permanent, et surcharge.

Les spécifications de conception de pont AASHTO LRFD [47] recommandent

$\gamma_D = 1,25$  et  $\gamma_L = 1,75$

Le facteur de résistance se situe typiquement entre 0,2 et 0,8.

- Les valeurs nominales sont liées aux valeurs moyennes suivantes :

$$\mu_Q = b_Q Q_n$$

$$\mu_D = b_D D_n \quad \text{(III. 11)}$$

$$\mu_L = b_L L_n$$

- Il a été Considéré des valeurs typiques pour la capacité moyenne ( $\mu_Q$ ) et  $D_n / L_n$ .  
Un raisonnable intervalle de  $D_n / L_n$  est de 1 à 4.

Il a été calculé la charge d'exploitation moyenne et charge permanente moyenne comme suit :

$$\mu_L = \frac{(\phi b_Q \mu_Q) b_L}{\left(\gamma_D \frac{D_n}{L_n} + \gamma_L\right)} \quad \text{(III. 12)}$$

$$\mu_D = \left(\frac{D_n}{L_n}\right) \frac{\mu_L b_D}{b_L} \quad \text{(III. 13)}$$

Dans lequel  $b_Q$ ,  $b_D$ , et  $b_L$  sont des facteurs d'influence

et  $\mu_Q$ ,  $\mu_D$ , et  $\mu_L$  sont valeurs moyennes.

Les facteurs d'influence de charge permanentes et surcharges sont généralement 1,05 et 1,15, respectivement.

La (valeur moyenne de l'histogramme)  $b_Q$  peut être plus petit ou plus grand que un.

- Supposons les coefficients typiques de variation de la capacité, poids permanent, et surcharge, dire  $COV_Q = 0.3$ ,  $COV_D = 0.1$ , et  $COV_L = 0.2$ .
- Il a été Calculé l'indice de fiabilité en utilisant l'équation (III.9)

Avec  $\mu_F = \mu_D + \mu_L$  et:

$$COV_F = \frac{\sqrt{(\mu_D COV_D)^2 + (\mu_L COV_L)^2}}{\mu_D + \mu_L} \quad \text{(III. 14)}$$

$$\phi = \frac{b_Q (\gamma_D D_n + \gamma_L L_n) \sqrt{\frac{1 + COV_F^2}{1 + COV_Q^2}}}{(b_D D_n + b_L L_n) \exp\{\beta_T \sqrt{\ln[(1 + COV_Q^2)(1 + COV_F^2)]}\}} \quad \text{(III. 15)}$$

En pratique, les statistiques de Q sont déterminées en comparant les résultats des essais de charge avec les valeurs calculées. (Phoon et Kulhawy , 2005) [48] ont comparé les statistiques Q calculé à partir des essais de charge en laboratoire avec celles calculées à partir de la pleine échelle des tests de charge. Ils ont conclu que ces statistiques sont principalement influencées par des erreurs de modélisation, plutôt que des incertitudes sur les paramètres du sol.

Par conséquent, il est probable que l'approche de capacité localisée globale ne peut accepter la "faible " COV intervalle des incertitudes paramétriques.

Pour accepter les grandes incertitudes dans les paramètres du sol (intervalles COV «moyen» et «Élevé»), il est nécessaire d'élargir Q en fonction de la gouvernance de paramètres du sol. En faisant cela, les solutions de forme fermée au-dessus ne sont pas plus applicables.

### III.1.2. Méthode de fiabilité du premier ordre (FORM)

La théorie de la fiabilité des structures a un impact significatif sur le développement de codes de calcul moderne. Une grande partie de son succès peut être attribuée à l'avènement de la méthode de premier ordre fiabilité (FORM), qui fournit un schéma pratique de calcul des probabilités faibles de rupture à l'espace de haute dimension enjambé par les variables aléatoires dans le problème.

Le résultat théorique de base était donné par (Hasofer et Lind ,1974) [49]. En référence au calcul de fiabilité en temps invariable, (Rackwitz, 2001) [50] a observé que: «Pour 90% de toutes les applications cette théorie du premier ordre simple répond à tous les besoins pratiques. Sa précision numérique est généralement plus que suffisant.

(Ang et Tang ,1984)[51] ont présenté de nombreux applications pratiques dans leur livre, « Concepts de la probabilité de planification en ingénierie et de conception ».

Le problème général de la fiabilité se compose d'une fonction de performance  $P(y_1, y_2, \dots, Y_n)$  et une fonction de densité de probabilité multivariée  $f(y_1, y_2, \dots, y_n)$ .

Le premier est défini à zéro à l'état limite, moins de zéro lorsque l'état limite est dépassée («rupture»), et supérieure à zéro autrement («Sûr»).

La fonction de performance est non linéaire pour la plupart des problèmes pratiques. Celui-ci spécifie la probabilité de réalisation d'un ensemble particulier quelconque des paramètres d'entrée  $(Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$ , qui pourraient inclure matériau , charge, et paramètres géométriques.

L'objectif de l'analyse de fiabilité est de calculer la probabilité de défaillance, qui peut être exprimé comme suit formellement.

$$p_f = \int_{p < 0} f(y_1, y_2, \dots, y_n) dy_1 dy_2 \dots dy_n \quad \text{(III. 16)}$$

Le domaine d'intégration est illustré par une région ombrée dans le panneau de gauche de la figure (III.2a). Les solutions exactes ne sont pas valables même si la fonction de densité de probabilité multivariée est normale, à moins que la fonction de performance soit linéaire ou quadratique.

Les solutions pour le premier cas sont données dans la section III.1.1.

Les solutions exactes sont très utiles pour la validation de nouveaux codes de fiabilité ou de méthodes de calcul.

La seule solution générale de l'équation (III.16) est la simulation de Monte Carlo.

Les étapes de calcul décrites ci-dessous sont généralement effectuées :

- Déterminer  $(Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$  en utilisant la simulation de Monte Carlo, (La méthodes de simulation des vecteurs aléatoires non-normales corrélés).

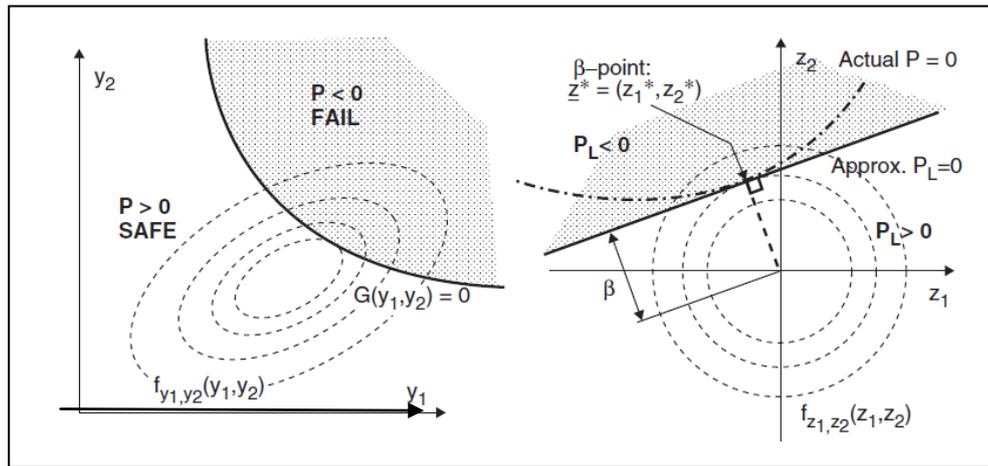


Figure III. 2 (a) problème de fiabilité générale et (b) solution en utilisant la méthode FORM

[Kok –Kwang Phoon , 2008][52]

- Remplacer  $(Y_1, Y_2, \dots, Y_n)$  dans la fonction de la performance et compter le nombre de cas où  $P < 0$  (rupture).
- Estimer la probabilité de défaillance à l'aide :

$$\hat{p}_f = \frac{n_f}{n} \tag{III. 17}$$

où  $n_f$  = Nombre de cas de rupture et  $n$  = nombre de simulations.

- Estimer le coefficient de variation de  $\hat{p}_f$  en utilisant:

$$COV_{p_f} = \sqrt{\frac{1-p_f}{p_f^n}} \tag{III. 18}$$

Pour les problèmes de génie civil,  $p_f \approx 10^{-3}$  et par conséquent,  $(1 - p_f) \approx 1$ . La taille de l'échantillon ( $n$ ) nécessaires pour assurer  $COV_{p_f}$  est raisonnablement petit, disons 0,3, est:

$$n = \frac{1-p_f}{p_f COV_{p_f}^2} \approx \frac{1}{p_f (0.3)^2} \approx \frac{10}{p_f} \tag{III. 19}$$

Il est clair à partir de l'équation (III.19) que la simulation Monte Carlo n'est pas pratique pour les petites probabilités d'échec. Il est plus souvent utilisé pour valider méthodes de solution approchée mais plus efficaces, tels que FORM.

La solution approchée obtenue de la méthode FORM est plus facile de visualiser en un espace standard engendré par les variables aléatoires gaussiennes non corrélées avec zéro et l'écart-type moyen unitaire (Figure III.2b). Si on remplace la fonction de limite réelle de l'Etat ( $P = 0$ ) par une fonction linéaire approximative de l'état limite ( $P_L = 0$ ) qui passe par le point de défaillance le plus probable (aussi appelé point de calcul ou -indice cible  $\beta$ ), il en résulte immédiatement de la symétrie de rotation des contours circulaires que :

$$p_f \approx \Phi(-\beta) \tag{III. 20}$$

Le résultat pratique de l'intérêt ici est que l'équation (III.16) se réduit simplement à un problème d'optimisation de contrainte non linéaire :

$$\beta = \min \sqrt{z'z} ; \text{ Pour } \{z: G(z) \leq 0\} \quad (\text{III. 21})$$

Dans lequel  $z = (z_1, z_2, \dots, z_n)$ . La solution d'un problème d'optimisation de contrainte.

Il est souvent cité que l'indice cible  $\beta$  est le "meilleur" point de linéarisation, car la densité de probabilité est la plus élevée à ce point-là.

En réalité, le choix de  $\beta$  indice cible nécessite une analyse asymptotique (Breitung, 1984).

En bref, FORM ne fonctionne pas bien que pour  $\beta$  suffisamment grand - la règle empirique normale est 1 (Rackwitz, 2001) [50].

**CHAPITRE IV**  
**EUROCODE 7 ET LE CALCUL**  
**FIABILISTE**

### **IV.1.Introduction :**

Ce chapitre décrit comment le calcul géotechnique basé sur la fiabilité est introduit en Europe par l'adoption de l'Eurocode 7, la nouvelle norme européenne pour le calcul géotechnique. Eurocode 7 est basé sur le concept d'état limite avec des facteurs partiels et les valeurs caractéristiques.

Il retrace l'évolution de l'Eurocode 7; il explique comment la fiabilité globale des structures géotechniques est assurée dans l'Eurocode 7; il montre comment le concept d'état limite et méthode des coefficients partiels sont mises en œuvre dans l'Eurocode 7 pour les calculs géotechniques; il explique comment les valeurs caractéristique sont sélectionnés et les valeurs de calcul obtenus; il présente les coefficients partiels donnés dans l'Eurocode 7 pour obtenir les niveaux appropriés de fiabilité; et il examine l'utilisation des méthodes de fiabilité basées sur les probabilités, tels que la méthode analyse de fiabilité du premier niveau (FORM), pour des calculs géotechniques .

### **IV.2. Développement de l'Eurocode 7 et contenu général du document :**

L'Eurocode 7 sur le Calcul géotechnique comporte deux parties :

o l'EN 1997-1 "Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales" (CEN, 2004).

L'EN 1997-2 "Calcul géotechnique – Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais géotechniques" (CEN 2007) » [Frank, 2010] [53].

#### **IV.2. 1. Bref historique de l'Eurocode 7 et mise en application :**

Le SC 7 adopta la prénorme ENV 1997-1 : "Calcul géotechnique - Partie 1 Règles générales". Le vote formel positif pour la conversion en EN fut obtenu en mai 1997. Un élément important aida à obtenir ce vote positif. Ce fut la reconnaissance par le CEN/TC 250 que le calcul géotechnique est un cas particulier qui ne peut pas être comparé aux autres pratiques de calcul des constructions. Les méthodes couramment utilisées varient d'un pays à l'autre et ne peuvent pas être harmonisées facilement, simplement parce que les géologies sont différentes et ont créé, fort logiquement, des traditions de calcul géotechnique différentes

Cette reconnaissance fut confirmée par la résolution adoptée par le TC250 (Résolution N 87, réunion de Paris, 6 septembre 1996): "Le CEN/TC 250 accepte le principe que l'EN 1997-1 puisse être consacré exclusivement aux règles fondamentales du calcul géotechnique et soit complété par des normes nationales".

Le travail pour la conversion en l'EN 1997-1 fut mené de 1997 à 2003. Le vote positif sur le document EN 1997-1 "Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales" dans les trois langues du CEN (allemand, anglais et français) fut finalement acquis en mars 2004.

La publication d'une Partie d'un Eurocode par chaque organisme national de normalisation, dans la(les) langue(s) officielle(s) du pays, doit être accompagnée d'une Annexe Nationale. Le rôle de l'Annexe Nationale est d'indiquer les décisions prises en ce qui concerne les dits "Paramètres à Déterminer Nationalement".

L'Annexe Nationale peut également donner un statut 'normatif' à une ou plusieurs Annexe(s) 'informative(s)', c'est-à-dire qu'elle(s) sera (seront) obligatoire(s) dans le pays correspondant. Comme indiqué plus haut, chaque pays sera également libre de compléter les règles générales de l'Eurocode 7 par des normes d'application nationales, de manière à spécifier les modèles (méthodes) de calcul à appliquer dans le pays. Quel que soit le contenu de ces normes, elles devront respecter en tous points les principes de l'Eurocode 7.

#### **IV. 2.2 Exigences de calcul par l'Eurocode et le concept d'état limite.**

Les exigences de base de calcul par Eurocode, donnés dans l'EN 1990 sont :

- La structure doit être calculée et exécutée de manière adéquate, au cours de sa durée de vie prévue, avec des degrés appropriés de fiabilité et de façon économique:
- • soutenir toutes les actions et de l'influence susceptibles de se produire lors de l'exécution et de l'utilisation,
- • rester aptes à l'usage pour lequel il est requis pour atteindre ces exigences de calcul de base, le concept de calcul d'état limite est adoptée dans tous les Eurocodes, et donc dans l'Eurocode 7.

Le concept de calcul d'état limite consiste à s'assurer que, pour chaque situation de calcul, l'apparition de tous les états limites est suffisamment peu probable, où un état limite est un état au-delà duquel la structure ne remplit plus les critères de calcul.

Les états limites qui sont considérés sont des états limites ultimes (ELU) et états limites de service (ELS), qui sont définis comme suit :

**IV. 2.2.1 Etats limites ultimes** : sont les situations impliquant la sécurité, tels que l'effondrement d'une structure ou d'autres formes de défaillance, y compris la déformation excessive dans le sol avant la rupture provoquant une rupture dans la structure supporté, ou lorsqu'il ya un risque de danger à des personnes ou de graves pertes économiques.

Les états limites ultimes ont une faible probabilité d'occurrence pour des structures bien conçues.

**IV. 2. 2. 2 Etats limites de service** : correspondent à des conditions au-delà duquel les exigences spécifiques de la structure ou élément structurel ne sont plus remplies. Les exemples incluent des déformations excessives, les tassements, les vibrations et les dommages locaux de la structure en utilisation normale sous des charges de travail de telle sorte qu'il cesse de fonctionner comme prévu.

Les états limites de service ont une plus forte probabilité d'occurrence que d'états limites ultimes.

### **IV.2.3 Calcul basé sur la fiabilité et les méthodes de calcul à l'Eurocode**

Le but de calcul aux Eurocodes est de s'assurer des structures avec des degrés appropriés de fiabilité, ainsi les calculs par les Eurocodes sont des calculs basés sur la fiabilité (RBD).

La fiabilité est définie dans la norme EN 1990 comme la capacité d'une structure ou d'un élément de structure de remplir les exigences spécifiques, y compris le calcul de durée de vie, pour lequel il a été calculé, et il est à noter que la fiabilité est généralement exprimée en termes probabilistes.

EN 1990 stipule que la fiabilité requise pour une structure doit être assurée par le calcul en conformité avec les Eurocodes appropriés et en recours à des mesures d'exécution et de gestion de la qualité.

EN 1990 permet différents niveaux de fiabilité qui tiennent compte de:

- la cause et / ou le mode d'obtention d'un état limite (rupture),
- les conséquences éventuelles d'un défaut en termes de risque pour la vie, des blessures ou la perte économique potentielle,
- l'aversion du public à la rupture, et
- la charge et les procédures nécessaires pour réduire le risque de rupture.

Des exemples de l'utilisation de différents niveaux de fiabilité sont l'adoption d'un haut niveau de fiabilité dans une situation où une structure pose un risque élevé pour la vie humaine, ou lorsque les conséquences économiques, sociales ou environnementales de rupture sont grands, comme dans le cas d'une centrale nucléaire, et un niveau de fiabilité bas où le risque pour la vie humaine est faible et où les conséquences économiques, sociales et environnementales de rupture sont faibles ou négligeables, comme dans le cas d'un bâtiment de ferme.

Dans les calculs géotechniques, le niveau de fiabilité requis est obtenu en partie en s'assurant que les mesures de calcul appropriées et des contrôles sont appliqués à tous les aspects et à toutes les étapes du processus de conception , de calcul , à travers l'investigation de terrain, calculs de conception et de construction , à la maintenance.

A cet effet, l'Eurocode 7 fournit des listes d'articles et les aspects pertinents à prendre en considération à chaque étape. En outre, un système d'évaluation de leurs risques, connus comme les catégories géotechniques, est prévu pour prendre en compte les différents niveaux de complexité et de risque dans le calcul géotechniques

Selon la norme EN 1990, calculer pour s'assurer que la présence de l'état limite est suffisamment peu probable peut être effectuée en utilisant l'une des méthodes de conception suivantes:

- la méthode du facteur partielle ou
- une méthode alternative basée directement sur des méthodes probabilistes.

La méthode du facteur partielle est la méthode de calcul Eurocode normale et la méthode présentée dans l'Eurocode 7. Cette méthode concerne l'application des valeurs des facteurs partiels appropriées, spécifié dans les annexes nationales de l'Eurocode 7, à des valeurs de paramètres caractéristiques de base statistique pour obtenir les valeurs de calcul pour utilisation dans les modèles de calculs pertinents pour vérifier qu'une structure a la probabilité requis que ni un état ultime ni un état limite de service sera dépassé au cours d'une période de référence spécifié.

Cette méthode de calcul est dénommée comme une méthode de fiabilité semi-probabiliste dans la norme EN 1990.

Eurocode 7 ne fournit pas d'indications sur l'utilisation directe des méthodes de fiabilité probabilistes intégralement pour le calcul géotechnique.

Toutefois, EN 1990 stipule que les informations fournies à l'annexe C de la norme EN 1990, qui comprend conseils d'orientation sur l'indice de fiabilité, la valeur  $\beta$ , peut être utilisé comme une base pour les méthodes de conception probabiliste.

#### **IV.2.4 Risque géotechnique et Catégories géotechnique**

Dans l'Eurocode 7, trois catégories géotechniques, appelés catégories géotechniques 1, 2 et 3, ont été introduites pour tenir compte des différents niveaux de complexité d'un calcul géotechnique et d'établir les exigences minimales pour la mesure et le contenu des études géotechniques, les calculs et les contrôles de la construction pour atteindre la fiabilité requise. Les facteurs qui influent sur la complexité d'un calcul géotechnique comprennent :

- La nature et la taille de la structure;
- Les conditions à l'égard de l'environnement, par exemple les structures voisines, les services publics, le trafic, etc .;
- Les conditions du sol;

- La situation des eaux souterraines;
- Sismicité régionale; et
- l'influence de l'environnement, par exemple hydrologie, l'eau de surface, affaissements, les changements saisonniers de l'humidité.

L'utilisation des catégories géotechniques n'est pas une exigence du code, comme ils sont présentés comme une règle d'application, plutôt qu'un principe, et sont donc facultative plutôt qu'obligatoire.

L'avantage des Catégories Géotechniques, est qu'ils fournissent un cadre pour catégoriser les différents niveaux de risque dans un calcul géotechnique et pour sélectionner les niveaux appropriés de fiabilité pour tenir compte des différents niveaux de risque.

Le risque géotechnique est une fonction de deux facteurs: les hasards géotechniques (par exemple : dangers) et la vulnérabilité des personnes et la structure de risques spécifiques. En ce qui concerne le calcul des facteurs de complexité mentionnés ci-dessus, les facteurs 1 et 2 (la structure et ses environs) portent sur la vulnérabilité et les facteurs 3-6 (conditions du sol, les eaux souterraines, séismicité et environnement) sont les risques géotechniques.

Les différents niveaux de complexité de ces facteurs, en relation avec les différentes catégories géotechniques et les risques géotechniques associés.

Il est de la responsabilité du concepteur géotechnique de s'assurer, par l'application de l'Eurocode 7 les exigences de manière appropriée et par le recours à des mesures d'exécution et de gestion de la qualité appropriées, que les structures ont la fiabilité requise, soit ont sécurité suffisante contre la rupture en raison de l'un des dangers potentiels.

Dans les conceptions géotechniques à l'Eurocode 7, la distinction entre les catégories géotechniques réside dans le degré d'expertise requis et dans la nature et l'étendue des investigations géotechniques et les calculs à effectuer, La fiabilité d'un calcul géotechnique est influencée par l'expertise du concepteur.

Les principales caractéristiques des différentes catégories géotechniques sont résumées dans les paragraphes suivants.

#### **IV.2.4.1. Catégorie Géotechnique 1**

La Catégorie géotechnique 1 ne comprend que les petites et structures relativement simples pour lesquelles les exigences de calcul de base peuvent être satisfait sur la base de l'expérience et des études géotechniques qualitatives et où il ya un risque négligeable pour les biens et la vie due à des conditions du sol ou de chargement.

Les calculs de la Catégorie Géotechnique 1 impliquent des procédures empiriques pour assurer la fiabilité requise, sans l'utilisation de toutes les analyses basées sur les probabilités ou les méthodes de calcul. L'Eurocode 7 n'est pas, et, sans la connaissance locale, ne peut pas fournir des indications détaillées ou les exigences spécifiques pour la catégorie géotechnique 1; ceux-ci doivent être trouvés ailleurs: par exemple, dans les règlements de construction locaux, documents et manuels d'orientation nationaux.

Selon l'Eurocode 7, le calcul de Catégorie Géotechnique 1 les structures nécessitent quelqu'un avec une expérience comparable appropriée.

#### **IV.2.4.2. Catégorie géotechnique 2**

La Catégorie Géotechnique 2 inclut les types conventionnels de structures et des fondations sans risque anormal ou des conditions de sol difficile ou de chargement inhabituelles ou exceptionnelles. Les Ouvrages d'art dans la catégorie géotechnique 2 exigent des données géotechniques quantitatives et des analyses pour s'assurer que les exigences de base seront satisfaisantes et exige une personne convenablement qualifié, normalement un ingénieur civil avec les connaissances et l'expérience appropriée en géotechnique. Procédures de routine peuvent être utilisées pour les essais de terrain et de laboratoire et pour le calcul et la construction.

La méthode des coefficients partiels présentés dans l'Eurocode 7 est la méthode normalement utilisée pour le calcul de la Catégorie géotechniques 2.

#### **IV.2.4.3. Catégorie géotechnique 3**

La Catégorie géotechnique 3 comprend des structures ou parties de structures qui n'entrent pas dans les limites de géotechniques catégories 1 ou 2.

La Catégorie géotechnique 3 comprend de nombreux ou inhabituelles structures, structures impliquant des risques anormaux, ou des conditions de sol difficile ou de chargements inhabituels ou exceptionnels, et des structures dans les zones de haute sismicité.

Les structures de la Catégorie géotechniques 3 nécessiteront la participation d'un spécialiste, comme un ingénieur en géotechnique. Bien que les exigences de l'Eurocode 7 soient les exigences minimales pour la catégorie géotechnique 3, Eurocode 7 ne prévoit pas d'exigences particulières pour la catégorie géotechnique 3.

Eurocode 7 stipule que la Catégorie géotechnique 3 comprend normalement des dispositions alternatives et les règles à celles données dans l'Eurocode 7. Par conséquent, afin de prendre en

compte le risque anormal associé aux structures de la catégorie géotechnique 3, il serait approprié d'utiliser la fiabilité probabiliste des analyses lors de ces calculs par Eurocode7.

#### **IV.2.4.4. Classification en catégorie géotechnique particulier**

Si les catégories géotechniques sont utilisées, la classification préliminaire d'une structure dans une catégorie particulière est normalement effectuée avant toute étude ou calcul étant effectué. Cependant, cette classification peut avoir besoin d'être changé pendant ou après l'investigation ou de calcul que des informations supplémentaires seront disponibles. En outre, l'utilisation de ce système, toutes les parties d'une structure ne doivent pas être traités selon la catégorie géotechnique la plus élevée. Seules quelques parties d'une structure peuvent avoir besoin d'être classifiée dans une catégorie supérieure, et seules les parties devront être traités différemment; par exemple, en ce qui concerne le niveau d'investigation ou le degré de sophistication de calcul. Une catégorie géotechnique supérieure peut être utilisée pour atteindre un niveau supérieur de fiabilité ou un calcul plus économique.

#### **IV.2.5. La méthode des coefficients partiels et calculs de conception géotechniques**

Calculs de conception géotechniques comportent les éléments suivants:

- charges ou déplacements imposés, dénommé actions, F dans les Eurocodes;
- propriétés des sols, roches et autres matériaux, X ou résistances de sol, R;
- données géométriques, a;
- facteurs partiels,  $\gamma$  ou d'autres éléments de sécurité;
- effets d'action, E, par exemple forces ou tassements calculées résultants;
- valeurs limites ou acceptables, C des déformations, la largeur des fissures, des vibrations, etc; et un modèle de calcul décrivant l'état limite considéré.

Le calcul à ELU, conformément à l'Eurocode 7, consistent à s'assurer que l'effet de calcul de l'action ou l'action d'effet,  $E_d$ , ne dépasse pas la résistance de calcul,  $R_d$ , où l'indice d indique une valeur de calcul :

$$E_d \leq R_d \quad (\text{IV.1})$$

Alors que les calculs ELS consistent à s'assurer que l'effet de l'action de la calcul,  $E_d$  (par exemple, le tassement), est inférieure à la valeur limite de la déformation de la structure,  $C_d$  à la ELS :

$$E_d \leq C_d \quad (\text{IV.2})$$

Dans le calcul géotechnique, les effets des actions et des résistances peuvent être des fonctions, des charges et des résistances des matériaux, aussi bien que fonction des paramètres géométriques.

Lorsque vous utilisez la méthode du facteur partielle dans un calcul à l'ELU et en supposant les paramètres géométriques ne sont pas pris en compte, le  $E_d$  et  $R_d$  peuvent être obtenus soit par l'application des facteurs d'action partiels et facteurs partiels d'un paramètre de sol ( propriété de matériau ),  $\gamma_F$  et  $\gamma_M$ , à des charges représentatives,  $F_{rep}$  et les résistances du sol caractéristiques,  $X_k$  ou autre effet de l'action partiel et les facteurs de résistance partiels,  $\gamma_E$  et  $\gamma_R$ , peuvent être appliqués aux effets d'action et les résistances calculées en utilisant des charges représentatives non pondérées et les résistance du sol caractéristiques.

Ceci est indiqué dans les équations suivantes, où les indices rep et k indiquent des valeurs représentatives et caractéristiques, respectivement :

$$E_d = E[\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d] \quad (\text{IV.2})$$

$$\text{et} \quad R_d = R[\gamma_F F_{rep}, X_k / \gamma_M, a_d] \quad (\text{IV.3})$$

$$\text{où} \quad E_d = \gamma_E E[F_{rep}, X_k, a_d] \quad (\text{IV.5})$$

$$\text{et} \quad R_d = R[F_{rep}, X_k, a_d] / \gamma_R \quad (\text{IV.6})$$

La différence entre les approches de calcul présentée à la section IV. 8 est de savoir si les équations (IV, 3) et (IV, 4) ou les équations (IV, 5) et (IV, 6) sont utilisés.

La définition de valeurs représentatives et caractéristiques et comment ils sont choisis, et le choix des valeurs des facteurs partiels pour obtenir  $E_d$  et  $R_d$ , sont abordés dans les sections suivantes.

#### IV.2 6 Valeurs caractéristiques et représentatives des actions

L'EN 1990 définit la valeur caractéristique d'une action,  $F_k$ , que sa valeur représentative principale et sa valeur est spécifié comme une valeur moyenne, une valeur supérieure ou inférieure, ou une valeur nominale.

EN 1990 stipule que la variabilité des charges permanentes,  $G$  peut être négligé si  $G$  ne varie pas significativement au cours de la durée de vie calculée de l'ouvrage et de son coefficient de variation,  $V$  est petit.  $G_k$  devrait alors être pris égal à la valeur moyenne.

EN 1990 note que la valeur de  $V$  pour  $G_k$  peut être dans la l'intervalle de 0,05 à 0,10, selon le type de structure.

Pour les charges variables,  $Q$  la valeur caractéristique,  $Q_k$  peut être soit une valeur supérieure à une probabilité prévue de ne pas être dépassée, ou une valeur nominale lorsqu'une distribution statistique n'est pas connue.

Dans le cas de charges climatiques, une probabilité de 0,02 est citée dans la norme EN 1990 pour la période de 1 année de référence, correspondant à une période de retour de 50 années pour la valeur caractéristique.

Aucune valeur de  $V$  pour des charges variables est donnée dans la norme EN 1990, mais une valeur typique est de 0,15. Si une charge,  $F$ , est une variable aléatoire à distribution normale avec une valeur moyenne  $\mu(F)$ ,  $\sigma$  Ecart-type ( $F$ ) et coefficient de variation  $V(F)$ , la valeur caractéristique correspondante au fractile de 95% est donnée par :

$$F_k = \mu(F) + 1.645\sigma(F) = \mu_F (1 + 1.645V(F)) \quad (\text{IV.7})$$

Les valeurs représentatives des actions,  $F_{rep}$ , sont obtenues à partir de l'équation:

$$F_{rep} = \psi F_k \quad (\text{IV.8})$$

où  $\psi =$  soit 1.0 ou  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  ou  $\psi_2$

Les facteurs  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  ou  $\psi_2$  sont des facteurs qui sont appliqués aux valeurs caractéristiques des actions pour obtenir les valeurs représentatives situations de calcul différents.

Le facteur  $\psi_0$  est le facteur de combinaison utilisée pour obtenir la combinaison fondamentale  $\psi_0 Q_k$  d'une action variable pour les situations de projet permanent et transitoires et s'applique uniquement aux actions variables non-leaders. Le facteur de  $\psi_0$  est choisie de sorte que la probabilité que les effets causés par la combinaison seront dépassés est approximativement la même que la probabilité que les effets causés par la valeur caractéristique d'une action individuelle.

Le facteur  $\psi_1$  est utilisé pour obtenir la valeur fréquente,  $\psi_1 Q_k$ , d'une action variable et le facteur  $\psi_2$  est utilisé pour obtenir la valeur quasi-permanente  $\psi_2 Q_k$  d'une action variable pour les situations de projet accidentelles ou sismiques. Le facteur  $\psi_1$  est choisi de sorte que soit le temps total, pendant la période de référence, au cours de laquelle elle est dépassée, est seulement une petite partie donnée de la période de référence ou de sorte que la probabilité de ce dépassement est limité à une valeur donnée, tandis que le facteur  $\psi_2$  est la valeur déterminée de façon que la période totale de temps pendant lequel il sera dépassée est d'une grande fraction de la période de référence.

Les deux  $\psi_1$  et  $\psi_2$  sont appliqués à toutes les actions variables.

Les équations pour combiner les actions des différentes situations de calcul en utilisant les facteurs  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  et  $\psi_2$  et les valeurs de ces facteurs dans le cas des imposée, la neige et les charges de vent sur les bâtiments sont donnés dans l'EN 1990.

Un exemple d'une valeur de  $\psi$  est de  $\psi_0 = 0.7$  pour une charge imposée sur un immeuble ce n'est pas une charge dans une zone de stockage. Parce que les différentes charges variables sont souvent beaucoup moins significatives que les charges permanentes dans les calculs géotechniques par rapport à la signification des charges variables aux charges permanentes dans de nombreux calculs structurels, les facteurs combinés,  $\psi_0$ , sont beaucoup moins utilisés dans le calcul géotechnique que dans le calcul structurel.

Par conséquent, dans le calcul géotechnique les actions représentatives sont souvent égales aux actions caractéristiques et donc  $F_k$  est normalement utilisé pour  $F_{rep}$  dans les calculs de conception.

#### IV.2.7. Les valeurs caractéristiques des propriétés des matériaux

EN 1990 définit la valeur caractéristique d'une propriété du matériau ou produit,  $X_k$ , comme «la valeur ayant une probabilité prescrit de ne pas être atteint dans une série d'essai illimitée hypothétique».

Dans le calcul structurel, cette valeur correspond généralement à une fractile spécifiée de la distribution statistique supposée de la propriété particulière du matériau ou un produit. Où une faible valeur d'une propriété du matériau est défavorable, EN 1990 stipule que la valeur caractéristique doit être définie comme le fractile 5%. Pour cette situation, et en supposant une distribution normale, la valeur caractéristique est donnée par l'équation:

$$X_k = \mu(X) - 1.645\sigma(X) = \mu(X)(1 - 1.645V(X)) \quad (\text{IV.9})$$

Où  $\mu(X)$  est la valeur moyenne,

$\sigma(X)$  est l'écart type

et  $V(X)$  est le coefficient de variation de la série de test illimité,

$X$  et les coefficients 1,645 fournit le fractile 5% des résultats de test.

Dans le calcul géotechnique, l'équation (4.9) peut ne pas être applicable parce que la distribution des propriétés du sol ne peut pas être normal et si  $V(X)$  est grande, la valeur calculée de  $X_k$  peut excéder une limite inférieure physique, par exemple une valeur d'état critique de  $\phi$ , alors que si  $V(X)$  est supérieur à 0,6 ( $= 1 / 1,645$ ), alors la valeur calculée  $X_k$  est négative.

En raison de la nature de sol et les tests de sols, conduisant à des problèmes en utilisant la définition de la norme EN 1990 de la valeur caractéristique pour les propriétés du sol, la définition de la

valeur caractéristique d'une propriété du sol est donnée dans l'Eurocode 7 comme «une estimation prudente de la valeur affectant l'occurrence de l'état limite. "Il n'y a aucune mention dans la définition de l'Eurocode 7 de la probabilité prescrit ou la série d'essai illimitée qui est dans la définition de la norme EN 1990. Chacun des termes: «prudent», «estimer» et «valeur infectant l'occurrence de l'état limite" dans la définition de l'Eurocode 7 de la valeur caractéristique est importante et comment ils doivent être interprétés sont expliqués dans les paragraphes suivants.

La valeur caractéristique est une valeur estimée et la sélection de cette valeur du nombre très limité de résultats de tests valables dans les calculs géotechniques implique la prise en compte de la variabilité et de l'expérience spatiale du sol et donc faisant preuve de jugement et de prudence.

Le problème dans le choix de la valeur caractéristique d'une propriété du sol est de décider comment l'estimation prudente de la valeur moyenne devrait être. Dans une règle d'application pour expliquer la valeur caractéristique dans le calcul géotechnique, Eurocode 7 stipule que, "si les méthodes statistiques sont utilisés, la valeur caractéristique doit être dérivés tels que la probabilité calculée d'un pire rapport de qualité régissant l'occurrence de l'état limite sous une considération non supérieure à 5%. "Il indique également que ces méthodes devraient distinguer entre le prélèvement local et régional et devraient permettre l'utilisation d'une connaissance a priori concernant la variabilité des propriétés du sol. Cependant, l'Eurocode 7 ne donne aucune indication pour le concepteur sur la façon dont cette "estimation prudente" devrait être choisie, à la place, il s'appuie principalement sur l'expertise professionnelle du concepteur et de l'expérience pertinente de l'état du sol.

L'équation suivante pour la valeur caractéristique, correspondant à une 95% du niveau de confiance que la valeur moyenne réelle est supérieure à cette valeur, est donné par :

$$X_k = m(X) - (t / \sqrt{N})s(X) \quad (\text{IV.10})$$

Où  $m(X)$  et  $s(X)$  sont la moyenne et l'écart type de l'échantillon de la valeur de test et  $t$  est connu comme étant la valeur de Student (Student, 1908) [54] , dont la valeur dépend du nombre réel,  $N$ , des valeurs de test considérés et sur le niveau de confiance requis.

L'équation simple suivante pour la valeur caractéristique, qui a été trouvé pour être utile dans la pratique, il a été proposé par Schneider (1997) [55]:

$$X_k = m(X) - 0.5s(X) \quad (\text{IV.11})$$

Lorsque que très peu de résultats de test sont valables, l'interprétation de la valeur caractéristique en utilisant l'approche statistique classique n'est pas possible. Cependant, en utilisant la connaissance préalable sous la forme de l'expérience locale ou régionale des conditions de sols particuliers, la valeur caractéristique peut être estimée en utilisant une méthode statistique bayésienne comme le montre, par exemple, par (Ovesen et Denver ,1994) [56] et (Cherubini et Orr ,1999) [57] .

Un exemple de connaissance préalable est une estimation du coefficient de variation de la résistance d'un dépôt de sol particulier. Des intervalles typiques de  $V$  pour les paramètres du sol sont donnés dans le Tableau (IV.1).

Paramètre de sol	Intervale typique des valeurs $v$	Valeurs $V$ recommandé si les résultats des tests limitées valables
$\tan \varphi'$	0,05-0,15	0,10
$c'$	0,20-0,40	0,40
$C_u$	0,20-0,40	0,30
$m_v$	0,20-0,40	0,40
$\gamma$ poids volumique	0,01-0,10	0

Tableau (IV-1) Des intervalles typiques de  $V$  pour les paramètres du sol

(Kok-Kwang Phoon , 2008) [58]

Duncan (2000) [59] a proposé une règle pratique pour aider l'ingénieur à l'évaluation de  $V$ . Cette règle est basée sur la "hypothèse 3-sigma", qui est équivalent à énoncer que presque toutes les valeurs d'une propriété aléatoire se situent au sein de l'intervalle  $[X_{\min}, X_{\max}]$  d'où  $X_{\min}$  et  $X_{\max}$  sont égaux à  $X_{\text{moy}} - 3\sigma$  et  $X_{\text{moy}} + 3\sigma$ , respectivement. Ainsi, si l'ingénieur est en mesure d'estimer le «pire» valeur  $X_{\min}$  et la "meilleure" valeur  $X_{\max}$  que  $X$  peut prendre, alors  $\sigma$  peuvent être calculé que :

$$\sigma = [X_{\max} - X_{\min}] / 6 \text{ et l'équation (IV.9) utilisée pour déterminer la valeur de } X_k.$$

Cependant, Duncan a ajouté qu' "un effort conscient doit être fait pour rendre l'intervalle entre  $X_{\min}$  et  $X_{\max}$  aussi large apparemment que possible, ou même plus large, afin de surmonter la tendance réelle à faire de l'intervalle trop petit ».

## IV.2. 8. Approches de calcul et coefficients partiels

Pour l'Etat Limite Ultime comportant des défaillances dans le sol, mentionné états limites ultimes GEO, Eurocode 7 propose trois approches de conception, appelée les approches de calcul 1, 2 et 3 (DA1, DA2 et DA3), et les valeurs recommandées des coefficients partiels,  $\gamma_F = \gamma_E$ ,  $\gamma_M$  et  $\gamma_R$  pour chaque approche de calcul qui sont appliquées aux valeurs représentatives ou caractéristiques des actions, les paramètres et les résistances du sol, selon le cas, conformément aux équations (IV,3) – (IV,6) pour obtenir les valeurs calculées de ces paramètres.

Les ensembles de valeurs de coefficient partiel recommandés sont résumés dans le tableau (IV.2).

Ce tableau montre qu'il ya deux ensembles de coefficients partiels pour le calcul de l'Approche 1: Combinaison 1 (DA1.C1), lorsque les valeurs  $\gamma_F$  sont supérieur à l'unité et les valeurs  $\gamma_M$  et  $\gamma_R$  sont égales à l'unité, et Combinaison 2 (DA1.C2), lorsque la valeur  $\gamma_F$  des actions permanentes et les valeurs  $\gamma_R$  sont égales à l'unité et les valeurs de  $\gamma_M$  sont supérieurs à l'unité,

Dans DA2, les valeurs  $\gamma_F$  et  $\gamma_R$  sont supérieur à l'unité, alors que les valeurs de  $\gamma_M$  sont égal à l'unité.

DA3 est similaire à DA1.C2, sauf qu'un ensemble distinct de facteurs  $\gamma_F$  est prévu pour les charges structurelles

Lorsque, sur le côté de la résistance, les facteurs du matériau partielles  $\gamma_M$  supérieur à l'unité sont appliqués à des valeurs de paramètres de sol, le calcul est mentionné comme une approche du facteur de matériau (MFA), tandis que si les facteurs de résistance partielle  $\gamma_R$  supérieur à l'unité sont appliqués aux résistances, le calcul est considéré comme une approche de facteur de résistance (RFA). Ainsi DA1.C2 et DA3 sont les deux, approches de facteur de matériaux tandis que DA2 est une approche de facteur de résistance.

Les valeurs recommandées des coefficients partiels donnés dans l'Eurocode 7 pour les calculs par trois approches sont basées sur l'expérience d'un certain nombre de pays en Europe et ont été choisis pour donner des modèles similaires à ceux obtenus en utilisant les normes de calculs existants.

Le fait que l'Eurocode 7 a trois calculs par approches avec ensembles différents de coefficients partiels signifie que l'utilisation des calculs par approches différentes produit des calculs avec différents facteurs généraux de la sécurité,

Dans le cas de calculs à l'ELS les valeurs de calcul de  $E_d$  et  $C_d$  dans l'équation (IV.2) sont égales aux valeurs caractéristiques, depuis Eurocode 7 stipule que les coefficients partiels pour le calcul à l'ELS sont normalement considérés comme étant égal à 1.0

Paramètre	Symbole	EQU	GEO/STR – Ensemble de facteurs							
			A1	A2	M1	M2	R1	R2	R3	
<b>Action Permanente (G)</b>	<b>défavorable</b>	$\gamma_{G, dst}$	1,1	1,35	1,0					
	<b>Favorable</b>	$\gamma_{G, stb}$	0,9	1,0	1,0					
<b>action Variable (Q)</b>	<b>Défavorable</b>	$\gamma_{Q, dst}$	1,5	1,5	1,3					
	<b>Favorable</b>	-	-	-	-					
<b>action Accidentelle (A)</b>	<b>Défavorable</b>	$\gamma_{A, dst}$	1,0	1,0	1,0					
	<b>Favorable</b>	-	-	-	-					
<b>Coefficient de résistance de cisaillement (<math>\tan\phi'</math>)</b>	$\gamma_{\phi'}$	1,25			1,0	1,25				
<b>cohesion Effective (<math>c'</math>)</b>	$\gamma_{c'}$	1,25			1,0	1,25				
<b>Résistance de cisaillement non drainé (<math>c_u</math>)</b>	$\gamma_{c_u}$	1,4			1,0	1,4				
<b>Résistance de compression non confiné (<math>q_u</math>)</b>	$\gamma_{q_u}$	1,4			1,0	1,4				
<b>Densité de volume (<math>\gamma</math>)</b>	$\gamma_{\gamma}$	1,0			1,0	1,0				
<b>Résistance portante (<math>R_v</math>)</b>	$\gamma_{R_v}$						1,0	1,4	1,0	
<b>Résistance de glissement (<math>R_h</math>)</b>	$\gamma_{R_h}$						1,0	1,1	1,0	
<b>Earth resistance (<math>R_h</math>)</b>	$\gamma_{R_e}$						1,0	1,4	1,0	
Approache de calcul 1	Combinaison 1	(A1+M1+R1)								
	Combinaison 2	(A2+M2+R1)								
Approache de calcul 2		(A1+M1+R2)								
Approache de calcul 3		(A1orA2)+M2+R3								

Tableau (IV- 2) les coefficients partiels selon Eurocode 7 – 2004

[Ian Smith ,2014][60]

D'où' le tableau des facteurs partiel de calcul pour l'approche déterministe et l'approche semi probabiliste peuvent être résumé dans le tableau suivant :

	AC 1				AC2	AC 3				Fs = 2		Fs = 3	
	C1		C2			Défav	Fav	Défav	Fav	Fav	Défav	Fav	Défav
	Défav	Fav	Défav	Fav									
$\gamma_R$	1	1	1	1	1,4	1,4	1	1	2	2	3	3	
$\gamma_{\tan \varphi'}$	1	1	1,25	1,25	1	1	1,25	1,25	1	1	1	1	
$\gamma_{c'}$	1	1	1,25	1,25	1	1	1,25	1,25	1	1	1	1	
$\gamma_G$	1,35	1	1	1	1,35	1	1,25	1	1	1	1	1	
$\gamma_Q$	1,5	0	1,3	0	1,5	0	1,5	0	1	0	1	0	
$\psi_0$	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	1	1	1	1	

Tableau (IV- 3) les coefficients partiels de calcul

### Conclusion

Les calculs géotechniques à l'Eurocode 7 ont pour objectif d'atteindre la fiabilité nécessaire d'une structure géotechnique en tenant compte de tous les facteurs pertinents à tous les stades de calcul, compte tenu de tous les états limites pertinentes et par l'utilisation de calcul appropriée. Pour les situations de calcul aux états limites ultimes, le niveau requis de fiabilité est obtenue en appliquant les coefficients partiels appropriés pour les valeurs caractéristiques des charges et les paramètres ou les résistances sol.

Les coefficients partiels de l'État limite ultime utilisée dans les calculs de calcul Eurocode 7 sont choisis sur la base de longue expérience. Si les coefficients partiels sont appliqués aux paramètres de sol ou les résistances ont donné lieu à trois approches de calcul avec différents ensembles de coefficients partiels, qui ont entraîné des différents modèles et en conséquent de différentes fiabilités, en fonction de l'Approche de calcul adoptée. La fiabilité des modèles géotechniques a été révélée être significativement dépendant de la variabilité des paramètres du sol et sur les hypothèses du modèle de calcul. Les facteurs traditionnels de la sécurité ne tient pas compte de la variabilité du sol et donc ne peut pas fournir une évaluation fiable de la probabilité de défaillance ou sécurité réelle.

L'avantage des analyses de la fiabilité, c'est qu'ils tiennent compte de la variabilité des paramètres intervenant dans un calcul géotechnique et ainsi présenter un cadre analytique cohérent reliant la variabilité de la probabilité cible de défaillance et donc fournir un cadre unificateur entre conceptions géotechniques et structurelles (Phoon et al, 2003). En raison de l'incertitude dans les modèles de calcul et erreurs de modèle, les analyses de fiabilité tendent à surestimer la probabilité de calculs géotechniques.

**CHAPITRE V**  
**MISE EN ŒUVRE DE L'EC 7**

## V.1. Introduction:

Lors de la mise en œuvre CE 7:Calcul géotechnique, partie 1: Règles générales (CE) 7-1, 2005), chaque pays européen doit prendre deux décisions importantes concernant la conception des structures géotechniques. EC7-1 est une méthode de calcul à l'Etat Limite utilisé en conjonction avec une méthode des coefficients partiels. Pour l'état limite ultime dans des situations permanentes et transitoires (combinaisons fondamentales), trois Approches de conception sont décrites dans le code (DA 1, DA 2, et DA 3) et chaque pays peuvent choisir celui qui convient le mieux à sa conception nationale. En outre, les pays doivent établir les valeurs de coefficients partiels conformément aux exigences de sécurité nationales. Tant le choix de l'approche de la conception et la sélection des coefficients partiels doivent être considérés comme une seule unité car ils sont interdépendants.

En Allemagne, la sélection de l'approche de calcul et les valeurs numériques du niveau du calcul de sécurité global qui a été utilisé avec succès depuis des décennies de la sécurité doit être maintenue autant que possible, c à d ; conformément au calcul géotechnique avec EC 7-1 devrait aboutir à plus ou moins les mêmes dimensions que dans la pratique actuelle, car il a également estimé que l'introduction de l'Eurocode 7 ne devrait ni entraîner dans des structures plus coûteux, ni le niveau de sécurité ne soit diminué. Néanmoins, comme il y avait déjà une expérience dans l'utilisation de l'état limite et coefficients partiels de sécurité pour le calcul de fondations superficielles et profondes, le choix final était légèrement différente de celui d'Allemagne.

En effet, à la fois en France et en Allemagne, l'Approche de calcul 2 a été sélectionné pour la vérification de l'ELU des fondations dans des situations permanentes et transitoires. En effet, dans cette approche, seulement une combinaison d'actions (charges) est fondamentalement nécessaire et le facteur de résistance du sol est appliqué, à la fin, de sa résistance totale calculée. La différence entre les deux pays réside dans l'application des facteurs de charge. Ils sont appliqués à la source en France (DA2 dans le sens «d'origine»), mais sont plutôt appliqués à la fin du calcul en Allemagne (ce calcul est appelé DA 2 \*, (Frank et al. 2004)[61] ). Les deux Approches de calcul DA 2 et DA 2\* donnent les mêmes résultats, sauf pour la capacité portante des fondations superficielles avec des charges excentriques et inclinées.

Le calcul comparatif, dans laquelle tous les Approches de calcul en CE 7-1 (DA 1, DA 2, DA 2 \* et DA 3) sont appliquées, c'est précisément une semelle superficielle avec des charges excentriques et inclinées. Il a été choisi parce qu'il montre la différence entre les options qui ont été sélectionnés pour l'Allemagne et la France.

## V. 2. Approches de calcul DA2 et DA2\*

Dans l'approche de calcul 2, Une seule vérification n'est jamais nécessaire, sauf si différentes combinaisons de facteurs partiels pour les actions favorables et défavorables doivent être traitées séparément dans des cas particuliers.

Dans DA 2, les coefficients partiels appliqués aux actions et les effets des actions géotechniques sont les mêmes que celles appliquées aux actions sur ou à partir de la structure, c'est à dire. :  $\gamma_G = 1,35$  et  $\gamma_Q = 1,50$  (EN 1990, 2002).

Les facteurs partiels recommandés pour les résistances au sol sont plus grandes que 1,00 (voir le tableau VI.2) pour les fondations superficielles.

Comme mentionné précédemment, il ya deux façons d'effectuer des vérifications selon Approche de calcul DA 2. Dans l'approche de calcul dénommée «DA 2» par (Frank et al.,2004), le coefficient partiel sont appliqués aux actions caractéristiques dès le début du calcul et de l'ensemble du calcul est ensuite effectué avec des valeurs de calcul (voir partie gauche de la figure 1) .Par contre , dans l'approche de conception appelé «DA 2 \*» par (Frank et al ,2004) [61] , l'ensemble du calcul est effectué avec des valeurs caractéristiques et les facteurs partiels ne sont pas introduites jusqu'à la fin lorsque l'ultime état de l'état limite est vérifiée (voir la partie droite de la Figure V.1. Comme les forces et moments internes caractéristiques sont obtenus dans le calcul.

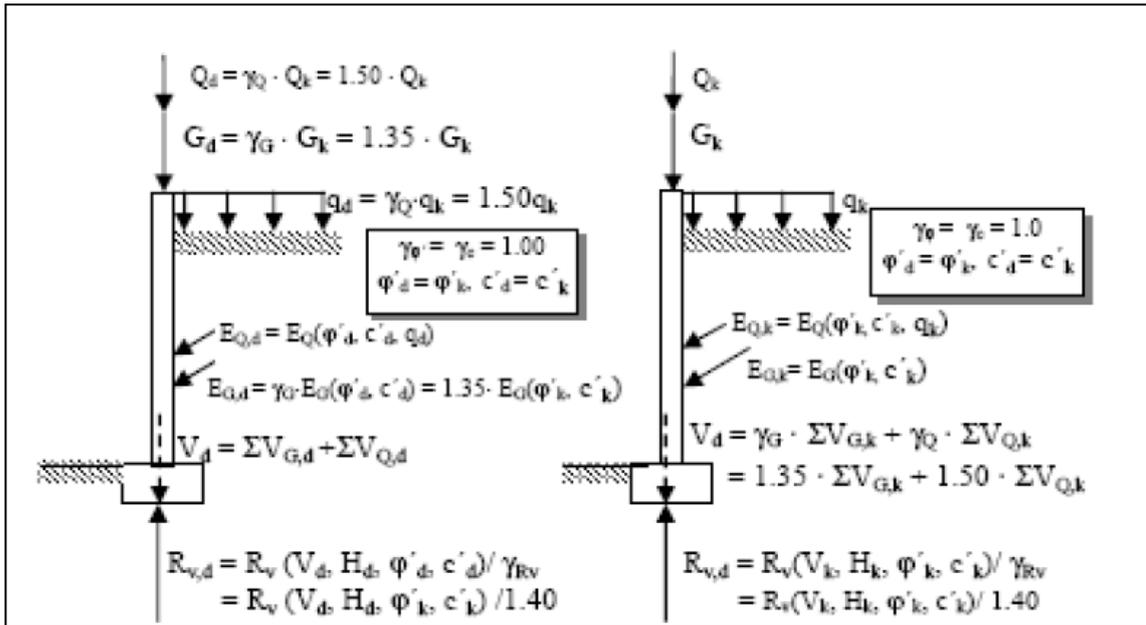


Figure V. 1. Introduction des facteurs partiels (Valeurs recommandées) dans la vérification de la capacité portante du sol par l'utilisation de l'approche de calcul 2  
gauche : factorisation des actions à la source, l'approche de calcul DA 2 : droite : factorisation des effets des actions, l'approche de calcul DA 2\* [R .Frank, 2013] [53]

Considérant qu'il existe un consensus général sur la façon calculer des approches 1 et 3 sont appliqués pour les vérifications à l'ELU, il ya deux façons d'effectuer des vérifications selon l'approche de calcul 2: Les coefficients partiels sont soit appliqués aux actions à la source, ou à l'effet de la actions, à la fin du calcul.

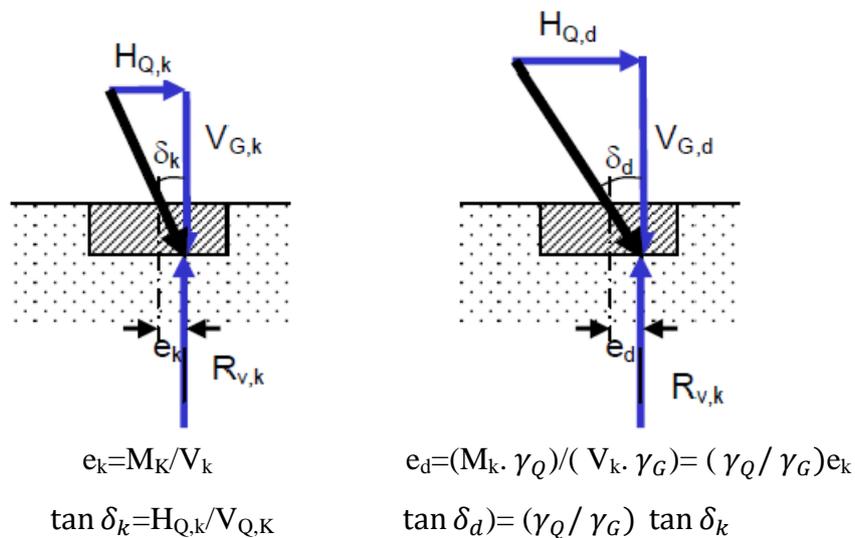


Figure (V 2) Valeur d'excentricité Caractéristique, (gauche) et valeurs calculés (droite)  
(G.Scarpelli et T.L.L.Orr, 2013) [62]

Dans l'approche de calcul dénommée DA2, les coefficients partiels appliqués aux actions caractéristiques dès le début des valeurs de calcul et de conception sont alors utilisés. Dans

l'approche de conception dénommée DA 2 \*; l'ensemble du calcul est effectué avec une valeur caractéristique et les coefficients partiels sont introduits qu'à la fin, quand la condition état limite ultime est vérifiée. Les calculs qui en résultent peuvent être très différentes puisque pour DA 2 la fondation effective largeur  $B'$  et de longueur  $L'$  (qui est  $B' = B - 2e$  et  $L' = L - 2e$ ) sont régis par ce qu'on appelle la valeur de calcul de l'excentricité  $e_d$  alors que pour DA 2 \* la valeur caractéristique de l'excentricité  $e_k$  est utilisée figure (V.2).

### **V.3. Mise en œuvre de l'EC 7 pratique à travers les normes nationales supplémentaires en France :**

Les ingénieurs français normalisèrent le processus de calcul géotechnique en considérant l'Eurocode 7 (2004 et 2006) Il est destiné à être un outil pour aider les ingénieurs géotechniciens européens (et d'autres !) à parler le même langage et tout autant un outil nécessaire au dialogue entre les ingénieurs géotechniciens. Certaines sections de celui-ci doivent être développées pour atteindre le niveau des normes et réglementations qui existent avant. DTU (Document techniques unifiés) qui ont été inclus dans la série de normes françaises pour la construction et Fascicule 62 V pour les travaux publics tels que les routes, les ponts, etc.) .

Les Ingénieurs français sont confrontés à une situation où toutes les parties de calcul géotechnique ne sont pas couvertes par des normes existantes (en particulier les pentes).

En outre des règles différentes peuvent être appliquées selon que la structure soit un pont ou un bâtiment, en particulier dans le cas des fondations, alors que l'Eurocode 7 ne fait pas une telle distinction.

#### **V.3. 1. La nouvelle architecture de normes françaises de calcul géotechniques:**

##### **V.3. 1. 1 -principes:**

Les nouvelles normes françaises de calcul comprennent :

- Eurocode7 ( NF EN 1997-1 et 2 ) ( 2004 et 2006 ) [63] et l'annexe nationale de l'Eurocode 7 – partie 1 (NF EN 1997 -1/ NA)(2006) [64].
- Sept normes d'application parmi eux les Fondations superficielles (NF P 94- 261)

Les choix français les plus importants sont comme suit :

- Adopter l'approche de calcul 2 (2\*) comme à peu près règles générales, certaines situations étant référés à un facteur de sécurité distribué (Approche de calcul 3).
- Ne pas compter sur le concept statique et les analyses, mais plutôt sur l'expérience et des cas concrets.

- encore accepter des méthodes fortement mentionnés sur EC7, mais essayer de les rendre équivalent à concurrentes méthodes alternatives dans tous les cas où ils devraient être équivalents.
- S'appuyer sur des méthodes prouvées en France (tels que l'utilisation de pressiomètre).
- ouvrir la liste des méthodes de conception acceptées aux méthodes classiques utilisées dans d'autres pays.

### V.3. 1. 2. Gestion de la sécurité

Le format général de la sécurité dans le calcul par approche 2 est utilisé sur des actions, des résistances et des méthodes d'évaluation.

Les facteurs partiels sont appliqués aux actions  $A(\gamma_A A)$ , aux résistances  $R (R/\gamma_R)$  et au modèle ( $\gamma_{MA}$  pour modèle d'action où  $\gamma_{MR}$  pour modèle de résistance).

Dans le cas de base d'une action et d'une résistance, cela conduit à une équation comme suit :

$$\gamma_{MA} \gamma_A \cdot A < \frac{R}{\gamma_R \gamma_{MR}} \quad (\text{V.1})$$

Ce qui permet de prendre en compte pour différente manière (plus ou moins satisfaisante) d'estimer les actions (et les effets des actions) et résistances.

Avant, la vérification de la stabilité en géotechnique est exprimé en terme de facteur de sécurité global comme :

$$A < \frac{R}{F} \quad (\text{V.2})$$

Condition que des valeurs caractéristiques modernes sont égales aux anciennes valeurs de calcul, ce qui implique que :

$$F = \gamma_A \cdot \gamma_{MA} \cdot \gamma_R \cdot \gamma_{MR} \quad (\text{V.1})$$

Puisque les ingénieurs Français n'ont pas l'intention de changer le résultat de la conception et à décider de s'appuyer sur l'expérience antérieure, ils ont essayé de trouver des combinaisons de facteurs partiels qui donneraient la même valeur globale d'habitude pour chaque type de structure et le mode de défaillance.

Il n'existe aucune relation entre le facteur de sécurité global usuel et toute défaillance de probabilité théorique.

### **V.3. 1. 3. Valeurs caractéristiques :**

La section 2.4.5.2 de l'Eurocode 7 présente les concepts de valeur caractéristique et propose deux méthodes pour les estimer.

- La première méthode est basée sur la situation actuelle dans laquelle chaque ingénieur géotechnicien évalue sa meilleure estimation rigoureuse des propriétés du sol à être utilisé pour le calcul.
- Depuis il a été jugé impossible d'expliquer ce qui doit être changé dans ce processus pour obtenir la valeur caractéristique différente de la valeur de conception précédente, comme mentionné ci-dessus, aucun changement ne peut être exigée en pratique toujours.

Les différences entre les évaluations individuelles par les ingénieurs sont acceptées et ils sont couverts par les facteurs de sécurité existants.

- La deuxième méthode comprend une analyse statique des propriétés du sol pour estimer une valeur avec un niveau de confiance de 95%. A noter que dans ce cas les incertitudes proviennent non seulement des propriétés du sol qui donnent des niveaux de confiance plus élevés sur les valeurs de la résistance.

En France, les deux méthodes sont permises, mais comme il n'y a aucune méthode évidente pour définir le volume de sol touchée par le mécanisme de contrainte d'une structure géotechnique, le premier procédé est préféré.

## **V.4. mise en œuvre de l'EC 7 pratique à travers les normes nationales supplémentaires en Allemagne :**

### **V.4. 1. Mise en œuvre du calcul à l'état Limite**

**V.4. 1 .1. Déroulement :** En Allemagne, les premières tentatives de mise en œuvre de l'utilisation de méthodes probabilistes, et plus tard, le calcul à l'état limite en génie civil a déjà commencé dans le début des années 1980 et accompagne les progrès au niveau européen dès le début. Ces développements ont stimulé des discussions critiques et controversées entre la communauté de l'ingénierie géotechnique, qui se sentait très à l'aise avec le concept de conception traditionnelle.

Dans les premières années, plusieurs tentatives ont été faites pour calculer les coefficients partiels de méthodes probabilistes.

Dans divers projets de recherches les facteurs partiels probabilistes ont été dérivées par exemple de la résistance de capacité portante des fondations superficielles (Schultze et de Pottharst, 1981) [65] ou du mur de soutènement (gaesslerand de Gudehus ,1983) [66].

En revanche, d'autres analyses ont montré que le niveau de fiabilité obtenu n'était pas uniforme dans toutes les situations de conceptions pertinentes.

Les discussions en cours dans diverses publications et de conférences nationales (un résumé est donné dans Schuppener et Hiebaum , 2011) [67] ont finalement abouti à la conclusion que les méthodes probabilistes ne devraient pas explicitement être utilisées pour le développement de code, mais il a été convenu que le calcul à l'état limite et le concept de facteur partiel devraient être adoptés (Weissenbach , 2012 ) [68].

Comme conséquence, un concept de calcul à l'état limite (LSD) a été développé en Allemagne parallèlement au développement de l'Eurocode 7 comme une nouvelle version de la base de code de calcul DIN 1054, complétant le travail sur l'Eurocode 7 et la conservation d'expérience allemande traditionnelle.

Après plusieurs pré-normes avaient été émises et discuté au sein de la communauté géotechnique DIN1054 a été officiellement présenté et approuvé par les autorités de construction en 2003 et peu de temps après sa révision en 2005, (Schuppener et Heibaum ,2011) [67] ainsi que (Weissenbach ,2012) [68]. décrivent le développement de calcul à l'état limite en Allemagne, qui est directement reliée au réaménagement du code de calcul de base DIN 1054 .

Ce processus a été appelé «la voie allemande" que plusieurs aspects de l'ancien concept de conception allemande par exemple, des cas de charge ou l'approche de conception plus tard nommé DA2 \* (voir section V.2) ont été retenus. La raison la plus importante à suivre la voie séparée, cependant, était de rester au niveau du concept global de sécurité, qui a été généralement considéré par le génie géotechnique à être non seulement sûr mais aussi économique.

#### **V.4.1.2. Situation Actuelle**

Après la fin du processus de mise en œuvre de calcul géotechnique en Allemagne est maintenant une base, à savoir EC7 (DIN EN 1997-1: 2009), son annexe nationale (DIN EN 1997- 1 / NA: 2010) et DIN 1054: 2010 [69] en tant que complément à l'Eurocode .

#### **V.4.2.- Nouveaux règlements pour la conception géotechnique selon CE 7 :**

##### **5.4.2.1. Généralités :**

Avec la nouvelle norme DIN 1054: 2010 [69], le concept de cas de charge a finalement été abandonné et les coefficients partiels sont maintenant définis pour plusieurs situations de conception pour s'adapter à la norme DIN EN 1990-2010. Cependant, les situations de conception coïncident souvent avec les traditionnelles définitions de cas de charge comme indiqué dans le tableau (V.1)

Situation de calcul	Dénotation	Cas de charge selon DIN 1054 :2005
Situation de calcul permanent	BS-P	LC1
Situation de calcul transitoire	BS-T	LC2
Situation de calcul accidentelle	BS-A	LC3
Situation de calcul sismique	BS-E	LC3

Tableau (V-1) les situations de calcul (DIN 1054) [69]

L'annexe nationale DIN EN 1997-1 / A: 2010 stipule que l'utilisation de l'approche de calcul 01 (coefficients partiels de DA sur les actions ou les paramètres du matériau, deux combinaisons doivent être vérifiées) selon CE 7 n'est pas autorisée en Allemagne.

Pour les situations habituelles de calcul au sein de l'état limite GEO, qui a précédemment été affecté à limiter l'Etat 1B, approche de calcul 2 (DA 2, c'est à dire GEO 2) est maintenant utilisé.

DA 2 est utilisé avec la modification "allemande" (communément appelé DA2 \*), dans lequel les coefficients partiels ne sont pas appliqués jusqu'à la fin des calculs.

Cela signifie l'ensemble des calculs sont effectués en utilisant les valeurs caractéristiques des effets des actions et la résistance.

Les coefficients partiels sont appliqués en fin lorsque les équations d'état limite  $E_d$  et  $R_d$  doivent être vérifié.

Si la résistance est fonction de la charge, le résultat du calcul en utilisant DA \* 2 ne sont pas les mêmes que les résultats d'un calcul en utilisant DA2. Cela s'applique en particulier à la résistance d'appui de fondations superficielles en cas de charge combinée causée par la charge permanente et des actions variables.

Comme mentionné précédemment, les facteurs partiels dans les ELU sont basées sur la condition que le niveau de l'ancien concept de sécurité global est maintenue. À l'équation (V.1) le facteur de résistance  $\gamma_R$  est tiré de la manière suivante :

$$E_d \leq R_d \Leftrightarrow E \gamma_E \leq \frac{R}{\gamma_R} \quad (\text{V.3})$$

Avec

$$E \gamma_E \leq \frac{R}{\gamma_R} \Leftrightarrow E \leq \frac{R}{\gamma_E \cdot \gamma_R} = E \leq \frac{R}{\eta} \Leftrightarrow \gamma_R \leq \frac{\eta}{\gamma_E} \quad (\text{V.4})$$

Dans l'équation (V.3) et (V.4)  $\gamma_E$  est la moyenne pondérée des coefficients partiels pour les effets des actions permanentes et variables qui ont été adoptées depuis l'ingénierie structurelle.

Facteurs de  $\gamma_G = 1,35$  et  $\gamma_Q = 1,5$  par exemple, conduit à la valeur moyenne  $\gamma_E$  de 1,4. Les tableaux (V.5) et (V.6) montrent certains facteurs partiels pour les actions et la résistance définies dans la norme DIN 1054 - 2010 pour différentes situations de calcul. On voit pour BS-P coïncide avec la valeur recommandée de EC 7. Annexe A.

Dans DIN 1054-2010 les facteurs combinés sont introduits dans le calcul géotechnique pour la première fois afin de s'adapter à la norme DIN EN 1990- 2010. Les conséquences de l'apparition de plus d'un variable d'action étaient intégré anciennement dans le concept de cas de charge, dans DIN 1054-2010 les facteurs de combinaison définis dans la norme EN 1990: 2010 ( $\psi_0 = 0,8$  ;  $\psi_1 = 0,7$  ;  $\psi_2 = 0,5$ ) sont de maintenir le même niveau.

Par conséquent, en cas de plus d'une action variable indépendante la combinaison pertinente dans l'état limite correspondant doit être déterminée par la vérification de toutes les combinaisons d'actions possible, en échangeant la principale action et les actions d'accompagnement correspondante. Dans la suite, l'exigence de calcul géotechnique spécifiquement allemande pour les fondations superficielles sont mis en évidence.

Actions ou effet des actions	Symbole	Situations de calcul		
		BS-P	BS-T	BS-A
Effets des actions permanentes défavorables, générales	$\gamma_G$	1,35	1,20	1,10
Effets des actions permanentes favorables.	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Effets des actions variables, défavorables	$\gamma_Q$	1,50	1,30	1,10

Tableau (V-2): Certains facteurs partiels pour les effets des actions à l'Etat limite GEO-2 et STR (DIN 1054-2010). [69]

Résistance	Symbole	Situations de calcul		
		BS-P	BS-T	BS-A
<b>Résistance de sol</b>				
Effets des actions permanentes, générales	$\gamma_{R,c} ; \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,10

Tableau (V-3): Certains facteurs partiels pour les résistances à l'Etat limite GEO-2 et STR DIN (1054-2010). [69].

**CHAPITRE VI**  
**APPLICATION AU CALCUL DE**  
**FONDATION SUPERFICIELLE**

## VI.1. Généralités

Le calcul des fondations superficielles est couvert par l'article 6 de l'Eurocode 7 partie 1, fondations superficielles.

Les dispositions de cette Section 6 de la norme EN 1997-1 s'appliquent aux fondations superficielles, y compris les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers.

Certaines de ces dispositions peuvent être appliquées aux fondations profondes comme les caissons.

[EN 1997-1 § 6.1 (1) P et (2)]

## VI .2. Etude du sol pour les semelles

Annexe B.3 de l'Eurocode 7 Partie 2 donne les grandes lignes des orientations sur la profondeur de points d'investigation pour les fondations superficielles.

La profondeur minimale recommandée de l'investigation,  $z_a$ , pour fondations superficielles supportant des structures de grande hauteur et des projets de génie civil est le plus élevée de:

$$z_a \geq 3b_f \text{ et } z_a \geq 6\text{m}$$

Où  $b_f$  est la largeur de la fondation. Pour les radiers

$$z_a \geq 1.5 b_B$$

Où  $b_B$  est la largeur du radier.

Lorsque les ouvrages décrits aux paragraphes B.3(5) à B.3(8) et B.3(13) sont construits sur de bons sols, il est possible de réduire la profondeur des reconnaissances à  $z_a = 2$  m, sauf si la géologie n'est pas précise, auquel le cas qui convient de réaliser au moins un sondage jusqu'à une profondeur  $z_a$  d'au moins 5 m. Lorsqu'un substratum rocheux est recoupé au niveau prévu de l'assise de l'ouvrage, il convient de considérer ce niveau comme celui de référence pour définir  $z_a$ . Sinon, il convient que la profondeur  $z_a$  soit définie à partir de la surface du substratum rocheux.[EN 1997-2 §B.3 (4)]

De grandes profondeurs d'investigation peuvent être nécessaires pour de grand projets ou projets très complexes ou lorsque les conditions géologiques défavorables sont rencontré.[EN 1997-2 §B.3 (2) Note et B.3 (3)]

La profondeur de reconnaissance  $z_a$  est définie à partir du niveau le plus bas des fondations de l'ouvrage ou de l'élément structurel, ou du fond de l'excavation. Lorsque plusieurs valeurs sont spécifiées pour la profondeur  $z_a$ , il convient d'appliquer celle qui donne la valeur la plus élevée.

**NOTE** / Pour les grands projets ou les projets très complexes, quelques sondages de reconnaissance sont descendus généralement à des profondeurs supérieures à celles spécifiées ci-après dans les paragraphes B.3 (5) à B.3 (13).[EN 1997-2 §B.3 (2) NOTE]

Il convient toujours d'effectuer des reconnaissances de plus grandes profondeurs lorsque des conditions géologiques défavorables sont présumées, par exemple lorsque des couches molles ou compressibles se trouvent sous des couches de capacité portante plus élevée

[EN 1997-2 § B.3 (3)]

### **VI.3. Situations de calcul et états limites**

Quelques cas des états limites ultimes que les fondations superficielles doivent être conçus pour résister à :

- La perte de stabilité due à un moment appliqué portant rupture,
- le glissement en raison d'une action horizontale appliquée ;
- défaillance de la structure de la base de fondation et rupture combiné dans la structure et le sol.

Eurocode 7 énumère un certain nombre de cas qui doivent être considérés lors du choix de la profondeur d'une fondation superficielle,

### **VI.4. Bases de calcul**

Eurocode 7 exige pour le calcul des fondations superficielles l'utilisation l'une des méthodes suivantes : [EN 1997-1 §6.4(5)P]

**VI.4.1. La méthode indirecte** : est utilisée principalement pour les structures de la catégorie géotechnique 1, où il ya une bonne expérience locale, les conditions du sol sont bien connus et simple, et les risques associés à une rupture potentielle ou une déformation excessive de la structure sont faibles.

Les méthodes indirectes peuvent également être appliquées aux structures à risque plus élevée où il est difficile de prédire le comportement de structure avec une précision suffisante à partir de solutions analytiques.

Dans ces cas, on se fie sur la méthode d'observation et identification d'une série de comportement potentiel. Selon le comportement observé, le dernier calcul de la fondation peut être décidé.

Cette approche garantit que l'état de maintenabilité est atteint, mais ne prévoit pas explicitement les réserves suffisantes contre les conditions ultimes. Il est donc important que de critères de calcul limite pour une maintenabilité sont suffisamment pertinente.

**VI.4.2. La méthode prescriptive** peut être utilisé pour la catégorie de structures géotechnique 1, où les conditions du sol sont bien connues.

- Eurocode 7 fournit seulement des valeurs de résistance de portance présumé pour la roche (via une série de † graphiques à l'annexe G).

**VI.4.3. une méthode directe** : dans laquelle des analyses séparées sont exécutées pour chaque état limite. Pour la vérification vis-à-vis d'un état limite ultime, le calcul devra représenter aussi fidèlement que possible le mécanisme de rupture envisagé. Pour la vérification d'un état limite de service, un calcul de tassement doit être effectué ;

## VI .5 Semelles soumis aux actions verticales

Pour une fondation superficielle soumis aux actions verticales, Eurocode 7 exige le calcul d'action verticale  $V_d$  agissant sur la fondation d'être inférieur ou égal au calcul de la résistance portante  $R_d$  en dessous du sol :

$$V_d \leq R_d. \quad (\text{VI.1})$$

[EN 1997-1 exp (6.1)]

$V_d$  doit inclure le poids propre de la fondation et de tout remblai sur elle.

Cette équation est simplement une reformulation de l'inégalité:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{VI.2})$$

Plutôt que de travailler en termes de forces, les ingénieurs considèrent plus souvent les pressions et les contraintes, nous allons réécrire cette équation comme :

$$q_{Ed} \leq q_{Rd} \quad (\text{VI.3})$$

où  $q_{Ed}$  est le calcul de pression portante sur le sol (un effet d'action), et  $q_{Rd}$  est la résistance de calcul correspondante.

**Figure VI.1** montre une semelle caractéristique soumis aux actions verticales  $V_{Gk}$  (permanente) et  $V_{Qk}$  (variable) est imposée de la superstructure. Le poids propre caractéristiques de la semelle et du remblai en dessus sont à la fois actions permanentes ( $W_{Gk}$ ). Les sous-sections suivantes expliquent comment  $q_{Ed}$  et  $q_{Rd}$  sont obtenu à partir de  $V_{Gk}$ ,  $V_{Qk}$ ,  $W_{Gk}$ , et les propriétés du sol.

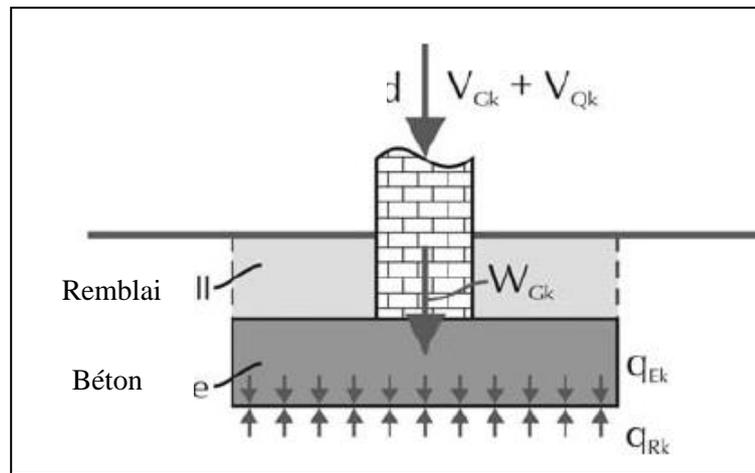


Figure VI.1 : Fondation superficielle soumise aux Charges verticales

A Bond et A Harris, 2008[46]

### VI.5.1 Effets des actions

La pression portante caractéristique  $q_{E_k}$  représentée sur la figure 6.1 est donnée par:

$$q_{Ed} = \frac{\sum V_{rep}}{A'} = \frac{(V_{Gk} + \sum \psi_i V_{Qk,i}) + W_{Gk}}{A'} \quad (\text{VI.4})$$

Où  $V_{rep}$  est une action verticale représentante ;  $V_{Gk}$ ,  $V_{Qk}$  et  $W_{Gk}$ , sont tels que définis ci-dessus;  $A'$  est la surface effective de la semelle ; et  $\psi_i$  est le facteur de combinaison applicable à  $i^{ème}$  actions variables.

Si l'on suppose que seule une action variable est appliquée à la semelle, cette équation se simplifie à :

$$q_{E_k} = \frac{(V_{Gk} + V_{Qk,1}) + W_{Gk}}{A'} \quad (\text{VI.5})$$

Depuis  $\psi = 1,0$  pour l'action variable dominante ( $i = 1$ ).

Le calcul de pression portante  $q_{Ed}$  sous la semelle est alors :

$$q_{E_k} = \frac{\sum V_d}{A'} = \frac{\gamma_G(V_{Gk} + W_{Gk}) + \gamma_Q V_{Qk,1}}{A'} \quad (\text{VI.6})$$

Où  $\gamma_G$  et  $\gamma_Q$  sont des facteurs partiels sur les actions permanentes et variables, respectivement.

### VI.5.2 Chargement excentrique et surface de fondation efficace :

La capacité d'une fondation superficielle de porter les forces réduites considérablement lorsque ces forces sont appliquées de manière excentrée à partir du centre de la fondation. Pour éviter tout contact avec le sol étant perdu aux bords de la semelle, il est habituel maintenir l'action totale selon «tiers central» de la fondation. Autrement dit, l'excentricité de l'action à partir du centre de la semelle est conservée dans les limites suivantes:

$$e_B \leq \frac{B}{6} \quad \text{et} \quad e_L \leq \frac{L}{6} \quad (\text{VI.7})$$

Où B et L sont la largeur et la longueur de la semelle, respectivement; et  $e_B$  et  $e_L$  sont excentricités dans la direction de B et L (voir Figure VI.2)

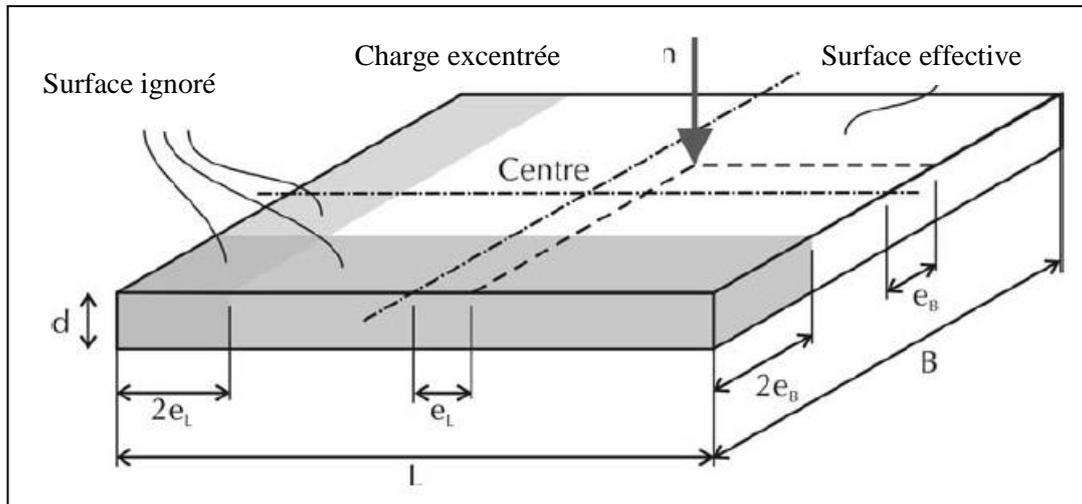


Figure (VI.2) surface effective de la fondation superficielle

A Bond and A Harris, 2008 [46]

#### VI.5.2.1.Charges fortement excentrées

Eurocode 7 « Partie 1 » exige des précautions spéciales doivent être prises lorsque l'excentricité de la charge dépasse un tiers de la largeur d'une semelle rectangulaire ou 60 % du rayon d'une semelle circulaire.

Ces précautions portent notamment sur :

- la vérification détaillée des valeurs de calcul des actions, suivant les indications du VI.5.2 ;
- la définition de la position du bord de la fondation en tenant compte des tolérances de construction.

[EN 1997-1 §6.5.4 (1) P]

Le Calcul de la capacité portante tient compte de la charge excentrique en supposant que la charge agit au centre de la fondation la plus petite, comme représenté sur la Figure (VI .2). Les parties ombrées de la fondation sont donc ignorés. La région réelle de la fondation est donc réduit à une «zone efficace»  $A'$ , qui peut être calculée à partir de :

$$A' = B' \times L' = (B - 2e_B) \times (L - 2e_L) \quad \text{(VI.8)}$$

Où B 'et L' sont largeur et la longueur effective de la semelle, respectivement; et les autres symboles sont tels que définis ci-dessus.

### VI.5.3 La résistance portante drainée

La capacité portante ultime drainée d'une de fondation superficielle  $q_{ult}$  a traditionnellement été calculée à partir de la dite « la formule triple-N », qui en sont Forme originale est donnée par :

$$q_{ult} = c'N_c + q'N_q(\varphi) + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \quad (\text{VI.9})$$

où  $c'$  est la cohésion effective du sol;  $q'$  la pression de surcharge effective à la base de la fondation;  $\gamma'$  la densité de la masse effective du sol au-dessous de la fondation; et  $N_c$ ,  $N_q$ , et  $N_\gamma$  sont les facteurs de capacité portante . Les surcharges et les facteurs de cohésion  $N_q$  et  $N_c$  ont été établies dans les années 1920, par (Reissner ,1924) [19] et (Prandtl ,1921) [17], respectivement, en termes de l'angle du sol de résistance au cisaillement  $\varphi$  :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{VI.10})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (\text{VI.11})$$

Et ces équations sont presque universellement utilisées dans la pratique géotechnique. Cependant, il n'y a pas de consensus sur la valeur du facteur  $N_\gamma$ .

Le calcul pratique dans de nombreuses régions du Europe a traditionnellement utilisé l'équation de (Brinch- Hansen, 1970) pour  $N_\gamma$  :

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi \quad (\text{VI.12})$$

Des recherches récentes suggèrent à pouvoir surestimer  $N_\gamma$ . équation de Chen's [8] :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi \quad (\text{VI.13})$$

et apparaît dans l'Eurocode 7 Annexe D.

### VI.5.4 facteurs non-dimensionnelles appliquées à la formule triple N :

Diverses modifications à l'équation triple-N ont été proposés, le plus souvent impliquant l'introduction de facteurs à tenir compte des effets de la forme, la profondeur, et, de l'inclinaison de base de la Fondation; inclinaison de la charge appliqué; et l'inclinaison de la surface du sol. L'expression «complet» pour  $q_{ult}$  est :

$$q_{ult} = c'N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q'N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}B\gamma'N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{VI.14})$$

où  $s_c$ ,  $s_q$ , et  $s_\gamma$  sont des facteurs de forme;  $d_c$ ,  $d_q$ , et  $d_\gamma$  sont des facteurs de profondeur;  $i_c$ ,  $i_q$ , et  $i_\gamma$  sont des facteurs d'inclinaison de la charge;  $g_c$ ,  $g_q$ ,  $g_\gamma$  sont des facteurs d'inclinaison sol; et  $b_c$ ,  $b_q$ , et  $b_\gamma$  sont des facteurs d'inclinaison base.

L'annexe D de la norme EN 1997-1 donne une équation pour la résistance portante drainé d'une fondation superficielle qui omet les facteurs de profondeur et inclinaison du sol, qui se trouvent couramment dans la formulation de capacité portante. L'omission de la première est non économique, mais en négligeant ce dernier est dangereux.

### VI.5.5 résistance de portance non drainée :

Annexe D de la norme EN 1997-1 donne l'équation suivante pour la résistance portante non drainée  $R$  d'une fondation superficielle :

$$\frac{R}{A} = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c + q \quad (\text{VI.15})$$

Où  $C_u$  est la résistance au cisaillement non drainé du sol;  $q$  la pression de surcharge totale à la base de la fondation; et les autres symboles sont tels que définis pour l'équation drainé (voir section VI.5.3). La valeur  $(\pi + 2)$  est obtenue par la mise en  $\phi = 0$  dans l'expression Prandtl's pour  $N_c$  (voir section VI.5.3). Le  $s_c$  facteur de forme est donné par :

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \quad (\text{VI.16})$$

Comme l'équation drainé discuté à la section VI.5.3,  $R/A'$  omet le facteur profondeur  $d_c$  et le facteur inclinaison du sol  $g_c$ . L'omission de le premier est non économique, mais en négligeant ce dernier est dangereux. L'équation complète est :

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2)c_u b_c s_c i_c d_c g_c + q \quad (\text{VI.17})$$

L'analyse limite des éléments finis Récente de la capacité portante des fondations dans l'argile a constaté que l'expression suivante fournit une bonne approximation pour le facteur de profondeur  $d_c$  pour les argiles :

$$d_c = 1 + 0,27 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (\text{VI.18})$$

$B$  et  $D$  sont la largeur et la profondeur de la fondation, respectivement. C'est un meilleur ajustement que de Meyerhof et les équations de Brinch-Hansen pour  $d_c$ . Pour la cohérence, cette amélioration de facteur de profondeur doit être utilisée avec le suivant expression de facteur de forme  $s_c$  ( $D/B \leq 1$ ).

$$s_c = 1 + 0,12 \frac{B}{L} + 0,17 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (\text{VI.19})$$

.où  $L$  est la longueur de la fondation et  $B$  et  $D$  sont  $t$  tels que définis ci-dessus.

**Remarque :** cette équation implique que  $s_c$  n'est pas égal à 1,0 même pour une semelle filante.

## VI.6. Normes nationales Françaises pour les fondations superficielles

### (NF P 94-261) :

Le calcul des fondations superficielles est basé sur le calcul par l'approche 2 pour la résistance de portance et la résistance au glissement.

Il est intéressant de mentionner que les principales calculs similaires sont utilisées en France plusieurs années avant l'application des Eurocodes .

#### VI.6.1- capacité portante :

L'ensemble A1 du tableau A.3 ( Eurocode 7 , 2004)[63] est pour les actions

Action		Symbole	Ensemble	
			A1	A2
Permanente	Défavorable		1,35	1,0
	favorable		1,0	1,0
Variable	Défavorable		1,5	1,3
	favorable		0	0

Tableau VI .1 Facteurs partiels pour les actions ( $\gamma_F$ ) ou les effets des actions ( $\gamma_E$ )

Eurocode 7, 2004 [63]

L'ensemble R2 du tableau A.3 ( Eurocode 7 , 2004) [63] est pour les résistances

Résistance	Symbole	Ensemble		
		R1	R2	R3
Portance	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Glissement	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Tableau VI .2 Facteurs partiels de résistances ( $\gamma_R$ )

Eurocode 7, 2004 [63]

Pour les actions, les valeurs définies par les anciennes normes françaises correspondent très bien à ceux présentés dans les Eurocodes . Ils étaient respectivement égaux à 1,35 et 1,5 pour les actions permanentes et les actions variables .Pour la résistance, le facteur partiel défini dans l'Eurocode 7 (1,4) n'est pas suffisant.

Selon l'expérience française de la conception de fondations peu profondes, qui est aujourd'hui essentiellement basée sur l'utilisation du résultat du test de préssiomètre, un facteur de sécurité global sur la résistance égale à 2 a été utilisé.

Au cours du développement des normes nationales, cette valeur a été réduite à 1,68 y compris un modèle de facteurs égal à 1,2. Pour les sables, cette valeur a été déterminée à partir d'une analyse statique de 29 essais de charge statique.

Enfin, la résistance  $R_{v,d}$  peut être exprimée comme :

$$R_{v,d} = A i_e \frac{K_p P_{1e}^* i_\delta i_\beta}{\gamma_{R,d} \gamma_{R,v}} + q'_0 \quad (\text{VI.20})$$

$A$  : Surface de fondation ;

$q'_0$  : Effort effective vertical au niveau de la fondation ;

$P_{1e}^*$  : La pression équivalente limite estimée en utilisant les valeurs de préssiomètre de Ménard ;

$K_p$  : Facteur expérimental de portance ;

$i_\delta, i_\beta$  et  $i_e$  sont les facteurs qui prennent en compte l'inclinaison de la charge, l'inclinaison de la surface  $\beta$  de la pente près de la fondation et la charge excentrée.

$\gamma_{R,d} = 1,4$  : Le facteur partiel défini par l'Eurocode 7 et  $\gamma_{R,v} = 1,2$  est le facteur du modèle défini par la norme Française.

Le calcul de résistances de portance en utilisant les paramètres du sol classique ( $c', \varphi', cu$ ) n'est pas très utilisé en France mais il a été maintenu dans l'approche de calcul 2.

La valeur du facteur de modèle a été fixée à 1,2 pour les paramètres non drainés de résistance au cisaillement et à 2,0 pour les paramètres effectifs de résistance au cisaillement.

La valeur de 1,2 a été choisie parce qu'il a été considéré que la corrélation entre la cohésion non drainée et la pression limite Ménard est bien calibrée du paramètre efficace de résistance au cisaillement avec la référence préssiomètre français ou l'approche pénétromètre est moins précise.

En outre, la méthode de calcul utilisée pour le calcul ( $\varphi', c'$ ) se réfère principalement par des couches de sol homogènes.

Le problème de la distribution de la contrainte sous la fondation (La distribution de contrainte selon la théorie de (Meyerhof, 1953)[71] ou distribution de contrainte triangulaire selon la théorie de Navier) ne paraissent pas plus longtemps dans la conception puisque seules les forces sont considérées.

### VI.6.2. Résumé des facteurs partiels utilisés :

Les différents facteurs partiels pour la capacité portante sont résumés dans le tableau (VI.2)

Calcul par approche 2		
	Annexe A	Norme nationale
Actions	1,35	1,35
Résistance de la portance (test in situ, la résistance au cisaillement non drainée)	1,4	$1,4 \times 1,2 = 1,68$
Résistance de la portance (la résistance au cisaillement drainée)	1,4	$1,4 \times 2 = 2,8$

Tableau (VI.1): Facteurs partiels utilisé pour les fondations superficielles  
 [P A ,Gordon A. F.,Michael A. Hicks,T Schweckendiek,B Simpson ; 2013][70]

## VI.7. Normes nationales Allemandes pour les fondations superficielles

### (DIN 1054-2010)

Une caractéristique spécifique du calcul géotechnique allemand des fondations superficielles est la vérification de l'excentricité admissible de la charge verticale résultante.

Dans DIN 1054-2005 cette preuve a été attribuée à l'état limite ultime, mais pas à un état de limite spécifique et tout ensemble partiel à 1,0. L'excentricité autorisée a été définie comme un tiers de la largeur de la fondation, c'est à dire sous chargement excentrique un écart maximal peut se produire dans la base de fondation jusqu'à son centre de gravité. Le but de cette épreuve est de garantir que sensiblement une grande partie de la base de fondation participe au transfert de la charge au sol. Dans DIN 1054-2010 cette condition est maintenue, mais fait maintenant partie de la preuve de l'état limite de service pour limiter la rotation de la charge des fondations de façon excentrique.

Dans le cas des fondations sur ou dans le sol, il est supposé être un axe de rotation fictif.

DIN 1054 traditionnellement inclus une procédure de calcul allemande spécifique qui substitue la preuve d'état limite ultime et état limite de service pour les cas de calcul réguliers en proposant des tableaux avec des pressions de base admissibles pour les fondations peu profondes pour certaines conditions géométriques et des sols. Cette procédure qui est très familier en allemagne, a été maintenue ainsi, mais dans la norme DIN 1054-2010 [69] les valeurs de calcul des pressions de base sont donnés à la place de la valeur autorisée.

La pression de base calculée doit être comparée avec la valeur de calcul résultant de la fondation actuelle chargé. Les valeurs du tableau sont valables pour BS-P (Situation de calcul permanente) et

sont supposés être sur le côté sécuritaire pour BS-T (Situation de calcul transitoire) et BS-A (Situation de calcul accidentelle).



Figure (VI. 3) Mécanisme de défaillance dans la tentative de soulèvement à grande échelle  
R Katzenbach, 2013 [1]

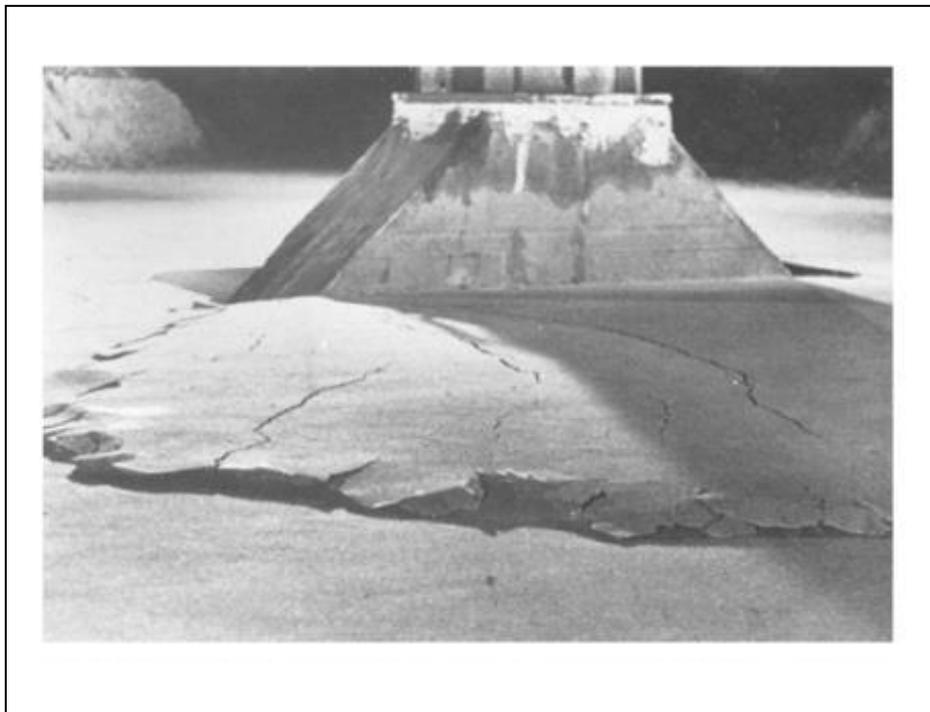


Figure (VI. 4) Mécanisme de défaillance en vrai grandeur  
R Katzenbach, 2013 [1]

## **VI. 8. Calcul par le logiciel “LimitState GEO”**

### **VI. 8. 1. Définition du logiciel LimitState Geo :**

LimitState : GEO est un logiciel d'analyse de stabilité géotechnique révolutionnaire qui permet de déterminer rapidement le mécanisme de rupture critique et la marge de sécurité pour tout type de problème, y compris celles impliquant : stabilité, murs de soutènement, excavations profondes, terre armée, fondations, pentes rocheuses, forces sismiques, de problèmes d'interaction sol-structure de pente.

LimitState :GEO est un logiciel géotechnique utilise la technologie d'analyse de limite d'optimisation de mise en page de discontinuité « DLO » (Discontinuity Layout Optimization) révolutionnaire qui permet à un seul outil rapidement et directement évaluer la stabilité, quelle que soit la géométrie du problème.

LimitState : GEO a été conçu pour être extrêmement facile à utiliser, compatible avec Eurocode 7, et a été validé contre un large éventail de problèmes de référence (benchmark)[72].

#### **VI. 8. 1.1. Caractéristiques principales :**

- Spécification de la nappe phréatique.
- Modèles de résistance de sol • Mohr-Coulomb
- Tension de fissures
- Renforcement de sol directement modélisé
- Capacité de chargement sismique

#### **Avantage :**

- Contrôle total sur la géométrie du problème.
- stabilité des pentes
- capacité portante de la Fondation
- murs de soutènement

Une bibliothèque Eurocode 7 prédéfinie de facteurs partielles affectés et la possibilité de définitions supplémentaires.

Analyser les ouvrages en terre renforcée (par exemple les pentes avec des clous).

Facilement spécifier une nappe phréatique (horizontale ou inclinée variablement).

Courbe d'apprentissage peu profonde

Beaucoup plus facile à utiliser que d'autres outils d'application générale comme éléments finis non linéaire.

Facile à utiliser que la plupart des produits de demande unique.

Rapides et simples des modifications à la géométrie, conditions aux limites, matériaux et chargement.

Importer des géométries graphique de CAD.

Diagrammes de corps libre constituent un moyen clair et facile de vérifier la validité de la solution.

Animer des mécanismes de défaillance et le mode d'affichage en 3D des problèmes de vue.

Jeux de facteur partiel Eurocode 7 intégré.

Utilisation favorable ou défavorable de chargement et d'être alertés si ce n'est pas correct pour le mécanisme critique.

Définir et résoudre dans de nombreux scénarios en une seule fois (par exemple les cas de combinaisons de Design CE7 1 et 2, drainé et non drainé).

Exploite la puissance de la méthode d'optimisation de mise en page de discontinuité révolutionnaire dans un outil d'analyse d'état limite ultime entièrement flexible.

Trouver le mécanisme de rupture véritable pour tout problème - pas celui basé sur, de cercles, de tranches ou de coins prescrites

Gérer les conditions de sol incertain de plusieurs types de sols dans un corps de sol unique de modélisation (LimitState Géo choisira toujours le cas critique).

# **CHAPITRE VII**

## **ETUDE PARAMETRIQUE**

## VII.I Dimensionnement des semelles :

On détermine la largeur B minimale pour différent types de semelles filantes et carrées vérifiant l'équilibre du système suivant deux approches, approche déterministe et approche semi probabiliste (Eurocode 7)

Dans le cas général, la justification de la structure est envisagée pour les actions permanentes, variables et transitoires : situations durables, transitoires et accidentelles. Les combinaisons de charge de calcul à l'ELU sont :

- Combinaisons fondamentales correspondant à des situations de calcul durables et transitoires,
- Combinaisons accidentelles correspondant à des situations de calcul rares (exemple : séisme)

### VII.I. 1. Approches déterministe

La sécurité est exprimée par un facteur global de sécurité  $F_s$  qui est égal en général au rapport de la résistance R sur la sollicitation S :

$$\frac{R}{S} \geq F_s \quad (\text{VII . 1})$$

Les forces et les paramètres de sol ne sont pas pondérés ;

#### VII.I 1.1.Approche Française

##### VII.I.1.1.1.Introduction de coefficient de sécurité globale :

La théorie de la capacité portante soulève un certain nombre de critiques et les auteurs sont loin d'être tous d'accord sur les valeurs à adopter pour les facteurs de la capacité portante. De plus, la plus grande sensibilité de ces facteurs aux variations de l'angle de  $\varphi$  et les difficultés d'interprétations des essais de cisaillement, et par conséquent, de la mesure de l'angle  $\varphi$  (Costet et sanglerat, 1969) [73]. Néanmoins, ces méthodes sont toujours utilisées dans la pratique. Les valeurs des coefficients de la capacité portante selon Terzaghi (section II.1) peuvent être utilisées sans danger, car elles sont du côté de la sécurité. On signalera également que pour le calcul de  $N_\gamma$  il est possible de majorer de 10% l'angle de frottement interne mesuré à l'appareil triaxial (Costet et sanglerat, 1969) [73].

En raison des incertitudes, et surtout pour tenir compte du fait qu'il s'agit d'un calcul à la rupture, il convient d'introduire dans les formules un coefficient de sécurité global et de définir une contrainte admissible de service  $q_{ad}$ .

En règle générale, on peut prendre pour contrainte admissible le tiers de la capacité portante  $q_L$ . Mais il est plus satisfaisant d'introduire la capacité portante nette ( $q_d - \gamma D$ ) qui correspond à l'accroissement de la charge appliquée au massif dans le plan de la fondation ; Toutes les fois que l'encastrement  $D_f$  a été réalisé à la suite d'un terrassement, le coefficient de sécurité ne doit s'appliquer qu'à cette capacité portante nette.

#### VII.1.1.2. Condition d'équilibre :

La sécurité vis-à-vis du poinçonnement d'une fondation superficielles est exprimé par l'inéquation suivante d'après le DTU 13-12 :

$$q_{réel} \leq q_{ad} \quad (\text{VII. 2})$$

$q_{réel}$  : Contrainte réelle non pondérée appliquée à la fondation ;

$q_{ad}$  : Contrainte admissible.

La contrainte réelle se calcule comme suit :

$$q_{réel} = \frac{Q + \gamma_{béton} B \cdot D_f \cdot L}{B \cdot L} \quad (\text{VII. 3})$$

Cette contrainte représente l'action permanente sur la fondation.

La contrainte admissible est la contrainte limite que peut supporter la fondation divisée par un facteur global de sécurité désigné par  $F_s$ , pris égal à 2 ou 3. Le coefficient de sécurité n'est pas pris sur le poids des terres :

$$q_{ad} = \gamma \cdot D_f + \frac{\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot (N_q - 1) + c' N_c}{F_s} \quad (\text{VII. 4})$$

Les calculs sont effectués avec deux valeurs du coefficient global de sécurité ( $F_s=2$  et  $F_s=3$  si l'action est pondérée) dans le but de comparer l'approche traditionnelle Française avec l'approche traditionnelle Allemande (coefficient global de sécurité pris égal à 2) et les approches à l'état limite ultimes d'après l'Eurocode 7 (facteurs partiels de sécurité).

#### Application numérique :

Soit le cas d'une semelle filante soumise à une charge permanente verticale centrée ( $Q = 687$  KN/m). On suppose une charge variable égale à 0. Soit  $\varphi = 38^\circ$  et  $c = 0$   $D_f = 1,5$  m,

$$\gamma_{béton} = 25$$

La contrainte réelle exercée sur la semelle filante est calculée d'après l'équation (VII. 2)

$$q_{réel} = \frac{Q + \gamma_{béton} B \cdot D_f \cdot L}{B \cdot L}$$

$$q_{réel} = \frac{687 + 37,5 B}{B}$$

Les facteurs de portance d'après le tableau (II .4) pour  $\varphi = 38^\circ$

$$N_q = 48,93$$

$$N_\gamma = 69,28$$

$$N_c = 61,35$$

Pour  $F_s=2$

On peut calculer la contrainte admissible d'après l'équation (VII. 4)

$$q_{ad} = \gamma \cdot D_f + \frac{\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot (N_q - 1) + c' N_c}{F_s} = 20,1,5 + \frac{20 \cdot \frac{B \cdot 69,28}{2} + 20,1,5 \cdot (48,93 - 1) + 0,61,35}{2}$$

$$q_{ad} = 748,95 + 346,4B$$

En remplaçant les termes calculés  $q_{réel}$  et  $q_{ad}$  dans l'inéquation (V. 2) on obtient une équation du 2<sup>ème</sup> degré,  $346,4B^2 + 711,43 B - 687 \geq 0$  dont la solution nous donne la largeur minimale  $B=0,72$  m

### VII.I. 1.2.Approche traditionnelle Allemande :

La vérification de la stabilité d'une fondation superficielle vis-à-vis du poinçonnement est effectuée par l'inéquation suivante d'après la norme allemande ancienne DIN 1054

$$\frac{V_b}{V} \geq F_s \quad (\text{VII. 5})$$

Avec

$$V_b = q_L \cdot B, \text{ tel que :}$$

B : surface de la semelle

$F_s$  : facteur globale de la sécurité, pris égal 2

$V_b$  : Charge limite que peut supporter la fondation

V : charges extérieures appliquées sur la fondation y compris poids propre.

On prend les mêmes dimensions de la semelle, les mêmes intensités des charges et aussi les mêmes types de sol que pour l'approche conventionnelle française.

### Application numérique :

On reprend le même exemple que précédemment.

La charge extérieure verticale totale est égale à :

$$V = Q + \gamma_{béton} \cdot B \cdot D = 687 + 37,5 B$$

D'après le tableau (V .2) pour  $\varphi = 38^\circ$

$$N_q = 48,93$$

$$N_\gamma = 74,90$$

$$N_c = 61,35$$

Pour  $F_s=2$

Ces facteurs sont remplacés dans l'équation :

$$q_L = \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + c' N_c$$

On calcule ensuite la charge limite  $V_b = q_L \cdot B = (749B + 1469,9)B$

$$\frac{(749B + 1469,9)B}{687 + 37,5 B} \geq F_s$$

Pour  $F_s=2$  et en remplaçant les termes de  $V$  et  $V_b$  dans l'équation (VII.5) on obtient l'inéquation suivante :  $749 B^2 + 1394,9 B - 1374 \geq 0$

Qui nous donne la largeur minimale de la fondation de la fondation  $B=0,71$  m

## VII.II. Approche semi probabiliste

### VII.II.1. Calcul d'une fondation superficielle selon la méthode du coefficient partiel

La fondation superficielle carrée (Orr, 2005) [74], est choisie comme un exemple d'une fondation superficielle conçue pour l'Eurocode 7 en utilisant la méthode des coefficients partiels. La fondation soumise à une charge caractéristique permanente centrale et verticale,  $G_k$  de 900 kN, qui comprend le poids propre de la fondation, plus une charge caractéristique centrale verticale de grandeur,  $Q_k$  de 600 kN, et est fondée à une profondeur de 0,8 m dans le sol avec  $c_{u;k} = 200$  kPa,  $c' = 0$ ,  $\phi' = 35^\circ$  et  $m_{v;k} = 0,015$  m<sup>2</sup>/MN

La largeur de la fondation est conçue pour soutenir les charges données sans le tassement de la fondation excède 25 mm, en supposant que l'eau souterraine ne peut pas dépasser le niveau de fondation.

Le calcul à l'ELU est effectué en vérifiant que l'exigence  $E_d \leq R_d$  est satisfaite. L'effet de l'action calculé,  $E_d$ , est égale à la charge de calcul,  $F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k$  et obtenu en utilisant les coefficients partiels donnés dans le tableau (V.2) pour calculer des approches 1, 2 et 3, selon le cas. Pour la condition drainée, la résistance de calcul,  $R_d$  est calculée en utilisant les équations suivantes pour la résistance de portance et facteurs de conditions drainées obtenus à partir de l'annexe D de l'Eurocode 7 portant :

$$r = R/A = (1/2)B\gamma N_\gamma s_\gamma + q N_q s_q \quad \text{(VII.1)}$$

Où:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan \phi (45 + \phi / 2) = 33,30$$

$$N\gamma = 2 (NQ - 1) \tan\phi = 45,23$$

$$s_q = 1 + (B / L) \sin\phi = 1,57$$

$$s_y = 1 - 0,3 (B / L) = 0,7$$

	B (m)	F <sub>k</sub> (kN)	R <sub>k</sub> (kN)	F <sub>d</sub> = R <sub>d</sub>	F <sub>s</sub> = R <sub>k</sub> / F <sub>k</sub>
DA1.C1	(1.34)*	1500	2115.0	2115.0	(1.41)*
DA1.C2	1.71	1500	3474.9	1680.0	2.32
DA2	1.56	1500	2961.0	2115.0	1.97
DA3	1.90	1500	4372.6	2115.0	2.92

Tableau (VII.1). Largeur de fondation calculée, facteurs de sécurité global de la capacité portante pour fondation superficielle soumise au charge excentrée et inclinée à la condition drainée (Long terme)

Kok-Kwang Phoon , 2008 [58]

\*Puisque B pour DA1.C1 est inférieure à B pour DA1.C2, la largeur B pour DA1.C1 n'est pas la largeur calculée. et en appliquant les coefficients partiels pour calculer des approches 1, 2 et 3 figurant dans le tableau (V.2), soit à  $\tan \phi$  ou à la résistance caractéristique,  $R_k$ , calculé selon la valeur de  $\phi'_k$ , selon qu'il convient. Les largeurs calculées à l'ELU, B, pour les différents calculs par approches pour les conditions drainées, sont présentés dans Tableau (VII.1), avec calcul des résistances de,  $R_d$ , qui sont égales aux charges calculées,  $F_d$ .

Les facteurs généraux de la sécurité,  $F_s$ , en utilisant chaque calcul par approche, obtenu en divisant  $R_k$  par  $F_k$ , sont également donnés dans le Tableau (VII.1), Les valeurs de  $F_s$  dans le Tableau (VII.1), montrent que, pour les valeurs de  $\phi$  et conditions de calcul dans cet exemple, le calcul par Approche 3 est le plus prudent, ce qui donne la valeur  $F_s$  plus haute de 2,92; calcul par Approche 2 est le moins prudent, ce qui donne la valeur la plus basse  $F_s$  de 1,97, et le calcul par Approche 1 donne une valeur de  $F_s$  de 2,32, qui est entre ces valeurs. Les relations entre la valeur caractéristique et les valeurs de calcul des résistances et les charges totales pour chaque calcul par approche sont tracées à la figure VII.1, Les lignes reliant les valeurs de caractéristiques et de calcul montrent comment, pour chaque calcul par approche commence à partir de la même charge caractéristique totale,  $F_k = G_k + Q_k = 900 + 600 = 1500$  kN, les facteurs partiels provoquent les résistances de calcul pour diminuer et / ou les charges calculées d'augmenter pour atteindre les valeurs calculées où  $R_d = F_d$ . Etant donné ce problème est linéaire par rapport à la charge totale, lorsque le rapport entre les charges permanentes et variables est constant et lorsque  $\phi$  est constante, . Pour cet exemple de calcul de fondations superficielles carrées. Il est à noter que les valeurs calculées indiquées dans le Tableau (VII.1), et tracées à la Figure (VII, 1) sont pour le calcul à l'ELU et ne tiennent pas compte du tassement de la fondation.

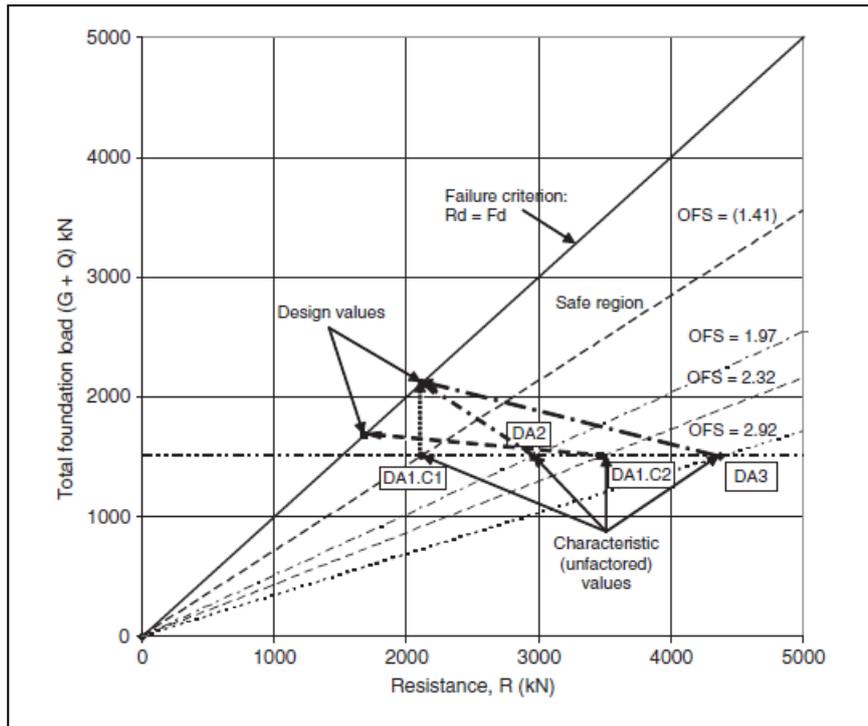


Figure (VII, 1) Les valeurs  $F_s$  en utilisant les différentes approches de calcul pour la fondation superficielle et la relation entre les valeurs caractéristiques et calculées (Kok-Kwang Phoon , 2008) [58]

**VII .II.2. Semelle superficielle filante sur le sable sec soumise à une Charge verticale centré**

On considère le calcul de fondation superficielle filante sur le sable sec, On adopte la méthode de calcul figurant à l'annexe D de la norme EN 1997-1.

Soit la base de la semelle est de 1,5 m au-dessous du niveau du sol.

Le chargement est appliqué au centre de la semelle et donc l'excentricité peut être ignorée.

Les eaux souterraines ne sont également pas prises en compte.

L'exemple se concentre sur l'application des coefficients partiels sous la plus simple de conditions.

En réalité, le calcul d'une semelle devra examiner un certain nombre d'autres situations avant une conception peuvent être finalisés.

**VII .II.2. 1. Situation de calcul**

Considérons une fondation superficielles filante de longueur largeur B, et d'épaisseur  $t = 0,5$  m, ce qui est nécessaire pour mener une action permanente imposée  $V_{GK} = 687$  KN/ml et une action variable imposée  $V_{Qk} = 222$  KN/ml, lesquels sont appliquées au centre de la fondation.

La semelle est fondée sur le sable sec avec angle caractéristique de résistance au cisaillement

$\varphi_k = 38$ , cohésion effective  $c'_k = 0$  kPa, et la densité de poids  $\gamma_k = 20$  kN m<sup>3</sup>.

La densité de poids du béton armé est  $\gamma_{ck} = 25$  KN /

## VII II.2. 2. Calcul de la capacité portante d'une fondation filante

Dans le tableau (IV-1) si dessus résume les facteurs adoptés en utilisant les trois approches de calcul différentes DA1, DA2 et DA3.

Pour tous les cas,  $\varphi'_k = 38^\circ$ , la valeur de B est obtenue en imposant  $R_d = V_d$

(DA1 à la deuxième combinaison seulement)

### VII .II.2. 2. 1. Charge verticale centré

Les trois facteurs de capacité portante  $N_\gamma$ ,  $N_c$  et  $N_q$  sont ceux données par l'Eurocode7

(Tableau II.3) :

et 
$$Ed = (W+G). \gamma_{G,défav} + Q. \gamma_{Q,défav}$$

Donc l'équation générale devient :

$$\left[ Rd = \frac{q_L \cdot B}{\gamma_R} \right] \geq [Ed = (W+G). \gamma_{G,défav} + Q. \gamma_{Q,défav}]$$

Avec: 
$$Rd = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}, S=B \cdot L$$

$q_L$  = La pression limite unitaire

### VII .II.1. 2. 1. 1. Calcul par Approche 1

#### a. Calcul par Approche 1 – Combinaison 02 « A2+M2+R1 »

À partir du (Tableau IV-2) des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_\varphi = 1,25 \quad \varphi_d = \varphi_k = 32^\circ$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,00, \quad \gamma_{Q,dst} = 1,3, \quad \gamma_R = 1,00$$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$Rd = Ed$$

$$Ed = (W+G). \gamma_{G,défav} + Q. \gamma_{Q,défav}$$

$$\text{Avec} \quad W_{sol} = B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = B \cdot (1,5-0,5) \cdot 20 = 20 \cdot B$$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol} = B \cdot 0,5 \cdot 25 + 20 \cdot B$$

$$W = 32,5 \cdot B$$

$$G = 687 \text{ KN}; \quad Q = 222 \text{ KN}$$

$$\text{Donc :} \quad Ed = (32,5 B + 687) \cdot 1,00 + 222 \cdot 1,3 = 32,5 \cdot B + 975,6$$

$$Rd = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R};$$

Avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S=B \cdot 1$

$$\left. \begin{array}{l} N_c = 35,51 \\ N_q = 23,19 \\ N_\gamma = 27,74 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$\varphi_d = \varphi_k = 32^\circ$ ,

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 27,74 + 1,5 \cdot 20 \cdot 23,19 + 0 \cdot 35,51$$

$$q_L = 277,4 \cdot B + 695,7$$

Alors :  $R_d = 277,4 \cdot B^2 + 665,5 \cdot B = 32,5 \cdot B + 975,6$

$$277,4 \cdot B^2 + 665,5 \cdot B - 975,6 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B = 1,027 \text{ m}$

### b- Calcul par Approche 1 (DA 1 -1) et (DA 1 -2)

$$B = 1,03 \text{ m}$$

Le calcul s'effectuera pour  $\varphi_d = 38^\circ$  et par la suite pour  $\varphi_d$  de  $20^\circ$  à  $45^\circ$  pour la vérification du degré d'utilisation  $\Gamma = R_d / V_d$

#### Actions et effets

Caractéristique poids propre de la semelle est :

$$W_{sol} = B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = 20,5 \text{ KN}$$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol} = 33,4 \text{ KN}$$

Les coefficients partiels des Ensembles :  $\left( \begin{smallmatrix} A1 \\ A2 \end{smallmatrix} \right) \gamma_G = \left( \begin{smallmatrix} 1,35 \\ 1 \end{smallmatrix} \right)$  et  $\gamma_Q = \left( \begin{smallmatrix} 1,5 \\ 1,3 \end{smallmatrix} \right)$

Calcul de l'action verticale :

$$V_d = \gamma_G \cdot W + V_{GK} \gamma_G + \gamma_Q \cdot V_{QK} = \left( \begin{smallmatrix} 1305,5 \\ 1009,0 \end{smallmatrix} \right) \text{ KN /m}$$

Aire de la fondation :

$$A_b = B \times 1 = 1,03 \text{ m}^2$$

Calcul de la capacité de pression :

$$q_{Ed} = \left( \begin{smallmatrix} 1305,5 \\ 1009,0 \end{smallmatrix} \right) \text{ KN /m}$$

#### Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels des Ensembles :  $\left( \begin{smallmatrix} M1 \\ M2 \end{smallmatrix} \right) \gamma_\varphi = \left( \begin{smallmatrix} 1 \\ 1,25 \end{smallmatrix} \right)$  et  $\gamma_c = \left( \begin{smallmatrix} 1 \\ 1,25 \end{smallmatrix} \right)$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :

$$\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = (38)^\circ$$

Calcul de cohésion est :

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \left( \begin{smallmatrix} 0 \\ 0 \end{smallmatrix} \right) \text{ kpa}$$

Facteurs de capacité portante :

$$\text{Pour la Surcharge : } N_q = [e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left(\tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right)\right)^2] = \left(\frac{48,93}{23,19}\right)$$

$$\text{Pour la cohésion : } N_c = [(N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d)] = \left(\frac{61,35}{35,51}\right)$$

$$\text{Pour le poids propre : } N_\gamma = [2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)] = \left(\frac{74,90}{27,74}\right)$$

Facteurs de forme pour fondation filante :

$$\text{Pour la Surcharge : } s_q = \left(\frac{1,00}{1,00}\right)$$

$$\text{Pour la cohésion : } s_c = \left(\frac{1,00}{1,00}\right)$$

$$\text{Pour le poids propre : } s_\gamma = 1,00$$

### Resistance portante

Surcharge à la base de fondation est :

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$$

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left(\frac{R1}{R2}\right) : \gamma_{Rv} = \left(\frac{1,0}{1,0}\right)$

$$\text{De la surcharge : } q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = \left(\frac{1468,0}{695,83}\right) \text{ Kpa}$$

$$\text{De la cohésion : } q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = \left(\frac{0}{0}\right) \text{ Kpa}$$

$$\text{Du poids propre : } q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = \left(\frac{769,22}{284,94}\right) \text{ Kpa}$$

$$\text{Résistance total : } q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = \left(\frac{2297,62}{1007,26}\right) \text{ Kpa}$$

$$\text{Calcul de résistance est : } q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = \left(\frac{2297,62}{1007,26}\right) \text{ KN}$$

### Vérification de la résistance de portance

$$\text{Facteur d'utilisation : } \Lambda_{GEO,1} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \left(\frac{176}{100}\right) \%$$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

## VII .II.2. 2. 1. 2. Calcul par Approche 2 (DA 2)

### a- Calcul par Approche 2 (DA 2) « A1+M1+R2 »

$$\gamma_\varphi = 1,00 \quad \varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,35 \quad , \quad \gamma_{Q,dst} = 1,5 \quad , \quad \gamma_R = 1,40$$

Pour calculer B il faut vérifier

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

$$\text{Avec } W_{sol} = B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = B \cdot (1,5-0,5) \cdot 20 = 20 \cdot B$$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol} = B \cdot 0,5 \cdot 25 + 20 \cdot B$$

$$W = 32,5 \cdot B$$

$$G = 687 \text{ KN}; Q = 222 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Ed = (32,5 B + 687) \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5$$

$$Ed = 43,875 B + 927,45 + 333 = 43,875 \cdot B + 1260,45$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}$$

$$\text{avec } q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c \quad \text{et } S = B \cdot l$$

$$\varphi_d = \varphi_k = \left. \begin{array}{l} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_\gamma = 74,90 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 74,90 + 1,5 \cdot 20 \cdot 48,93 + 0 \cdot 61,35$$

$$q_L = 749 \cdot B + 1467,9$$

$$\text{Alors : } R_d = (749 \cdot B^2 + 1467,9 \cdot B) / 1,4 = 43,875 \cdot B + 1260,45$$

$$535 \cdot B^2 + 1004,675 \cdot B - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B = 0,86 \text{ m}$

### b- Calcul par Approche 2 (DA 2) « A1+M1+R2 »

$$B = 0,86 \text{ m}$$

Le calcul s'effectuera pour  $\varphi_d = 38^\circ$  et par la suite pour  $\varphi_d$  de  $20^\circ$  à  $45^\circ$

#### Actions et effets :

Les coefficients partiels de l'ensemble A1 :  $\gamma_G = 1,35$  et  $\gamma_Q = 1,5$

$$W_{Gk} = 32,5 \cdot 0,86 = 27,95 \text{ KN}$$

Le calcul des actions est :

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk} =$$

$$V_d = 1,35 \cdot (27,625 + 687) + 1,5 \cdot 222$$

Calcul de la capacité de pression est :

$$q_{Ed} = 1298,2 \text{ KN}$$

#### Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels de l'ensemble M1 :  $\gamma_\varphi = 1,0$  et  $\gamma_c = 1,0$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :

$$\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = 38^\circ$$

Calcul de cohésion est :  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 0 \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la surcharge :  $N_q = [e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot (\tan(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}))^2] = 48,93$

Pour la cohésion :  $N_c = [(N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d)] = 61,35$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = [2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)] = 74,90$

Résistance portante

Les coefficients partiels de l'Ensemble R2 :  $\gamma_{Rv} = 1.4$

Et  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 61,35 \cdot 30 = 1840,5 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = 74,90 \cdot 20 \cdot 0,86/2 = 644,13 \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum q_{ult} = 1816,43 \text{ Kpa}$

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} \cdot S = \frac{2104,64 \cdot 0,85}{1,4} = 1297,45$$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :

$$\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \frac{1277,82}{1297,7} = 100\%$$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

### VII .II.2. 2. 1. 3. Calcul par Approche 3(DA 3)

**a- Calcul par Approche 3 (DA 3) - « (A1 à A2) + M2 + R3 »**

$$\gamma_\varphi = 1,25 \quad \varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,35, \gamma_{Q,dst} = 1,5, \gamma_R = 1,00$$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = 20 \cdot B$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol}$$

$$W = 32,5 \cdot B$$

$$G = 687 \text{ KN}; Q = 222 \text{ KN}$$

Donc:  $E_d = (32,5 B + 687) \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5$

$$E_d = 43,875 B + 927,45 + 333 = 43,875 \cdot B + 1260,45$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R};$$

avec

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c \text{ et } S = B \cdot L$$

$$\varphi_d = \varphi_k = 32^\circ$$

$$\left. \begin{array}{l} N_c = 35,51 \\ N_q = 23,19 \\ N_\gamma = 27,74 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 27,74 + 1,5 \cdot 20 \cdot 23,19 + 0 \cdot 35,51$$

$$q_L = 277,4 \cdot B + 695,7$$

Alors :

$$R_d = (277,4 \cdot B^2 + 695,7 \cdot B) / 1,00 = 43,875 \cdot B + 1260,45$$

$$277,4 \cdot B^2 + 651,825 \cdot B - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B = 1,26 \text{ m}$

### **b- Calcul par Approche 3 (DA 3)-« (A1 ou A2) +M2+R3 »**

$$B = 1,26 \text{ m}$$

Le calcul s'effectuera pour  $\varphi_d = 38^\circ$  et par la suite pour  $\varphi_d$  de  $20^\circ$  à  $45^\circ$

Actions et effets :

Les coefficients partiels de l'ensemble A1 :  $\gamma_G = 1,35$  et  $\gamma_Q = 1,5$

Le calcul des actions est :

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk} = 1315,7 \text{ KN}$$

Calcul de la capacité de pression est :

$$q_{Ed} = \frac{V_d}{A_d} = 1315,7 \text{ KN}$$

### Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels de l'ensemble M2 :  $\gamma_\varphi = 1,25$  et  $\gamma_c = 1,25$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est  $\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = 32^\circ$

Calcul de cohésion est :  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 0 \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la Surcharge :  $N_q = \left[ e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2 \right] = 23,19$

Pour la cohésion :  $N_c = \left[ (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d) \right] = 35,51$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = \left[ 2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) \right] = 27,74$

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = [1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \sin(\varphi_d)] = 1,00$

Pour la cohésion :  $s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} = 1,00$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) = 1,00$

### Résistance portante

Les coefficients partiels de l'Ensemble R2 :  $\gamma_{Rv} = 1$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 23,19 \cdot 30 = 695,84 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = 27,74 \cdot 20 \cdot \frac{1,26}{2} = 349,58 \text{ Kpa}$

Résistance total  $q_{ult} = \sum q_{ult} = 1045,42 \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} \cdot B = 1317,23 \text{ Kpa}$$

### Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,3} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = 100 \%$

## **VII .II.1. 2. 1. 4. Calcul par Norme Française (NF P 94 261)**

### **a- Calcul par Approche 2 (DA-2) – « A1+M1+R2 »**

$\gamma_\varphi = 1,00$                        $\varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$

$\gamma_{G,dst} = 1,35$  ,  $\gamma_{Q,dst} = 1,5$  ,  $\gamma_R = 1,40 \times 2 = 2,8$  voir Tableau (VI.1)

Pour calculer B il faut vérifier  $R_d = E_d$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = 20 \cdot B$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol}$$

$$W = 32,5 \cdot B$$

$G = 687 \text{ KN}$ ;  $Q = 222 \text{ KN}$

Donc:  $E_d = (32,5 B + 687) \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5$

$$E_d = 43,875 B + 927,45 + 333 = 43,875 \cdot B + 1260,45$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R};$$

Avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S = B \cdot L$

$$\varphi_d = \varphi_k = 38^\circ \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_\gamma = 74,90 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 74,90 + 1,5 \cdot 20 \cdot 48,93 + 0 \cdot 61,35$$

$$q_L = 749 \cdot B + 1467,9$$

$$\text{Alors : } R_d = (749 \cdot B^2 + 1467,9 \cdot B) / 2,8 = 43,875 \cdot B + 1260,45$$

$$267,50 \cdot B^2 + 480,38 \cdot B - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B = 1,45 \text{ m}$

### b- Calcul par Approche 2 (NF P 94-261)

Actions et effets :

Les coefficients partiels de l'ensemble A1 :  $\gamma_G = 1,35$  et  $\gamma_Q = 1,5$

$$W_{Gk} = 32,5 \cdot 1,45 = 47,1 \text{ KN}$$

Le calcul des actions est :

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk}$$

$$V_d = 1,35 \cdot (47,1 + 687) + 1,5 \cdot 222$$

Calcul de la capacité de pression est  $q_{Ed} = 1324,1 \text{ KN}$

### Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels de l'ensemble M1 :  $\gamma_\phi = 1,0$  et  $\gamma_c = 1,0$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :  $\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\phi} \right) = 38^\circ$

Calcul de cohésion est :  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 0 \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la Surcharge :  $N_q = \left[ e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2 \right] = 48,33$

Pour la cohésion :  $N_c = \left[ (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d) \right] = 61,35$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = \left[ 2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) \right] = 74,30$

### Résistance portante

Les coefficients partiels de l'ensemble R2 :  $\gamma_{Rv} = 2,8$

Et  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 61,35 \cdot 30 = 1468,00 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = 74,30 \cdot 20 \cdot 0,85/2 = 1086,04 \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum q_{ult} = 2554,03 \text{ Kpa}$

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} \cdot S = \frac{2472 \cdot 1,00}{2,8} = 1322,63 \text{ KN.}$$

### Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,4} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \frac{1324,1}{1322,63} = 1$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

## VII .II.1. 2. 1. 5. Calcul par Approche 2\* (DA 2\*)

### a- Calcul par Approche 2\*

$\gamma_{\phi} = 1,00$                        $\phi_d = \phi_k = 38^{\circ}$

$\gamma_{G,dst} = 1,00$  ,  $\gamma_{Q,dst} = 1,00$  ,  $\gamma_R = 1,40$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = B \cdot (1,5-0,5) \cdot 20 = 20 \cdot B$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol} = B \cdot 0,5 \cdot 25 + 20 \cdot B$$

$$W = 32,5 \cdot B$$

$$G = 687 \text{ KN}; Q = 222 \text{ KN}$$

Donc:  $E_d = (32,5 B + 687) \cdot 1,00 + 222 \cdot 1,00$

$$E_d = 32,5 B + 687 + 222 = 32,5 \cdot B + 909$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R};$$

avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot N_{\gamma} + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S = B \cdot 1$

$\phi_d = \phi_k = 38^{\circ}$

$N_c = 61,35$	}	Eurocode 7
$N_q = 48,93$		
$N_{\gamma} = 74,90$		

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 74,90 + 1,5 \cdot 20 \cdot 48,93 + 0 \cdot 61,35$$

$$q_L = 749 \cdot B + 1467,9$$

Alors :  $R_d = (749 \cdot B^2 + 1467,9 \cdot B) / 1,4 = 32,5 \cdot B + 909$

$$535 \cdot B^2 + 1004,675 \cdot B - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B = 0,86 \text{ m}$

### b- Calcul par Approche 2\*

Actions et effets :

Les coefficients partiels de l'ensemble A1 :  $\gamma_G=1.35$  et  $\gamma_Q = 1.5$

$$W_{Gk} = 32,5 \cdot 0,86 = 27,95 \text{ KN}$$

Le calcul des actions est :

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk} =$$

$$V_d = 1,00 \cdot (27,95 + 687) + 1,00 \cdot 222$$

Calcul de la capacité de pression est  $q_{Ed} = 936,95 \text{ KN}$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels de l'ensemble M1 :  $\gamma_\varphi=1.0$  et  $\gamma_c=1.0$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :

$$\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = 38^\circ$$

Calcul de cohésion est :  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 0 \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la surcharge :  $N_q = [e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2] = 48,93$

Pour la cohésion :  $N_c = [(N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d)] = 61,35$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = [2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)] = 74,90$

Resistance portante

Les coefficients partiels de l'Ensemble R2 :  $\gamma_{Rv} = 1.4$

Et  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 48,93 \cdot 30 = 1468 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = 74,90 \cdot 20 \cdot 0,86 / 2 = 644,14$

Kpa

Résistance total :  $q_{ult} = \sum q_{ult} = 2112,14 \text{ Kpa}$

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} \cdot S = \frac{2112,14 \cdot 0,68}{1,4} = 1508,67 \text{ KN}$$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,5} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \frac{930,6}{933,89} = 100\%$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

La vérification I des actions est :

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk} =$$

$$V_d = 1,00. (27,95 + 687) + 1,3. 222 = 1003,55 \text{ KN}$$

$$V_d \leq q_{Rd}$$

### VII.II.3.Fondation Superficielle Filante Sur Le Sable Sec Soumise A Une Charge Verticale Excentrée:

On considère le calcul d'une fondation superficielle filante sur le sable sec, dans lequel la charge verticale imposée de la superstructure est excentrée au centre de la fondation,

Parce que la charge est excentrée, le calcul de la fondation est basé sur sa surface effective. Le poids propre de la fondation (qui agit par l'intermédiaire du centre de la semelle) permet de réduire l'excentricité de la charge totale.

Les Charges excentrées devraient être évitées autant que possible, car elles rendent la fondation inefficace.

#### VII .II.3. 1. Situation de projet

A cause d'une erreur sur le site, la fondation filante de l'exemple de la conception précédente est hors de position sur le plan, tels que les actions imposées agissent à des distances  $e_B$  du centre de la semelle.

#### VII .II.3. 2. Calcul de la capacité portante d'une fondation filante

Dans le tableau (IV-1) si dessus est résumé les facteurs adoptés en utilisant les trois approches de calcul différentes DA1, DA2 et DA3.

Pour tous les cas,  $\phi^k = 38^\circ$ , la valeur de B est obtenue en imposant  $R_d = V_d$

(DA1 à la deuxième combinaison seulement)

#### VII.II.2.2.2.Charge verticale excentrée:

Vérification de la résistance (Etat limite GEO)

##### VII.II.3.2.2.1. Approche de calcul 1

###### a- Approche de calcul 1(DA 1-C2)

Géométrie :

$$e'_B = \frac{(G \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}) \cdot e_B}{(W + G) \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}}$$

La charge est dans les deux tiers de la base :

$$e'_B \leq \frac{B}{6}$$

Largeur effective :  $B' = B - 2 \cdot e'_B$

$$B' = \frac{2B}{3}$$

Donc la surface effective est  $A' = B' \cdot l$

À partir des Tableau (IV-2) des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_{\phi} = 1,25 \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 32^{\circ}$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,00, \gamma_{Q,dst} = 1,3, \gamma_R = 1,00$$

Pour calculer B il faut vérifier  $R_d = E_d$

$$E_d = W \cdot \gamma_{G,défav} + G \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol}$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol} B$$

$$W = 32,5 \cdot B$$

$$G = 687 \text{ KN} ; Q = 222 \text{ KN}$$

Donc :  $E_d = 32,5 B \cdot 1,00 + 687 \cdot 1,00 + 222 \cdot 1,3 = 32,5 \cdot B + 975,6$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}$$

avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_{\gamma} + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S = B \cdot l$

$$\varphi_d = \varphi_k = 32^{\circ} \quad \left. \begin{array}{l} N_c = 35,51 \\ N_q = 23,19 \\ N_{\gamma} = 27,74 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B' \cdot 27,74 + 1,5 \cdot 20 \cdot 23,19 + 0 \cdot 35,51$$

$$q_L = 277,4 \cdot B' + 695,7$$

Alors :  $R_d = 277,4 \cdot B' + 695,7 = 32,5 \cdot B + 975,6$

$$277,4 \cdot B' + 695,7 = 32,5 \cdot B + 975,6$$

$$277,4(2/3B)^2 + 431,3 \cdot (2/3B) - 975,6 = 0$$

$$123,3 \cdot B^2 + 431,3 \cdot B - 975,6 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré:  $B = 1,56 \text{ m}$

### b- Approche de calcul 1(DA 1-C1) et (DA 1-C2)

$$e' = \frac{B}{6} = 0,26 \text{ m}$$

$$e = e' \cdot F_d / P_d = 0,26 \cdot 1295,2 / 1227,2 = 0,274$$

### Actions et effets

Caractéristique poids propre de la semelle est :

$$W = 32,5 \cdot B = 50,7 \text{ KN}$$

Les coefficients partiels des Ensembles  $(A1)$  :  $\gamma_G = \left( \frac{1,35}{1} \right)$  et  $\gamma_Q = \left( \frac{1,5}{1,3} \right)$

Calcul action verticale :

$$V_d = \gamma_G \cdot W + \gamma_G \cdot V_{Gk} \cdot 1 + \gamma_Q \cdot V_{Qk} \cdot 1 = \left( \frac{1328,9}{1022,58} \right) \text{ KN / m}$$

Aire de la fondation :  $A_b = B' \times l = 1,03 \text{ m}^2$

Calcul de la capacité de pression :

$$q_{Ed} = \left( \begin{matrix} 1328,9 \\ 1022,58 \end{matrix} \right) \text{ KN/m}^2$$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left( \begin{matrix} M1 \\ M2 \end{matrix} \right)$  :  $\gamma_\varphi = \left( \begin{matrix} 1 \\ 1,25 \end{matrix} \right)$  et  $\gamma_c = \left( \begin{matrix} 1 \\ 1,25 \end{matrix} \right)$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :

$$\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = \left( \begin{matrix} 38 \\ 32 \end{matrix} \right)^\circ$$

Calcul de cohésion est  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \left( \begin{matrix} 0 \\ 0 \end{matrix} \right) \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la Surcharge :  $N_q = \left[ e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2 \right] = \left( \begin{matrix} 48,93 \\ 23,19 \end{matrix} \right)$

Pour la cohésion :  $N_c = \left[ (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d) \right] = \left( \begin{matrix} 61,35 \\ 35,51 \end{matrix} \right)$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = \left[ 2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) \right] = \left( \begin{matrix} 74,90 \\ 27,74 \end{matrix} \right)$

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = \left[ 1 + \left( \frac{B'}{L} \right) \cdot \sin(\varphi_d) \right] = 1,00$

Pour la cohésion :  $s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} = 1,00$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left( \frac{B'}{L} \right) = 1,00$

Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left( \begin{matrix} R1 \\ R2 \end{matrix} \right)$  :  $\gamma_{Rv} = \left( \begin{matrix} 1,0 \\ 1,0 \end{matrix} \right)$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = \left( \begin{matrix} 1468,0 \\ 695,83 \end{matrix} \right) \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = \left( \begin{matrix} 0 \\ 0 \end{matrix} \right) \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = \left( \begin{matrix} 779,12 \\ 288,89 \end{matrix} \right) \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = \left( \begin{matrix} 2347,12 \\ 984,58 \end{matrix} \right) \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = \left( \begin{matrix} 2337,51 \\ 1022,58 \end{matrix} \right) \text{ Kpa}$

Vérification de la résistance de portance w

Degré d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,1} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \left( \begin{matrix} 176 \\ 100 \end{matrix} \right) \%$

Le calcul est inacceptable si le degré d'utilisation est 100 %

**VII.II.3.2.2.2. Approche de calcul 2****a- Calcul par Approche (DA 2)**

À partir des Tableau (IV-2) des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_{\varphi} = 1,00 \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 38^{\circ}$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,35, \quad \gamma_{Q,dst} = 1,3, \quad \gamma_R = 1,4$$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec :  $W_{sol} = B' \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol}$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol}$$

$$W = 32,5 B$$

$$G = 687 \text{ KN} ; Q = 222 \text{ KN}$$

Donc :  $E_d = (32,5 B + 687) \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5 = 43,88 \cdot B + 1260,45$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}$$

Avec :  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_{\gamma} + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S = B'$

$$\varphi_d = \varphi_k = 38^{\circ} \quad \left. \begin{array}{l} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_{\gamma} = 74,90 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B' \cdot 74,90 + 1,5 \cdot 20 \cdot 48,93 + 0 \cdot 61,35$$

$$q_L = 749 \cdot B' + 1467,9$$

$$B' = 2/3 B$$

Alors :  $R_d = 535 B'^2 + 1048,5 B'$

$$R_d = E_d$$

$$237,78 B^2 + 655,12 \cdot B - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré:  $B = 1,305 \text{ m}$

**b- Calcul par Approche (DA 2)**

Géométrie :

$$e'_B = \frac{(G \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}) \cdot e_B}{(W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}}$$

La charge est dans les deux tiers de la la base :

$$e_B \leq \frac{B}{6}$$

Largeur effective :  $B' = B - 2 \cdot e'_B$

Donc la surface effective est  $A' = B' \cdot 1$

$$e = \frac{B}{6} = 0,218 \text{ m}$$

$$e_d = 0,228 \text{ m}$$

ACTIONS ET EFFETS :

pression de la portance calculée :  $q_{ED} = 1317,7 \text{ KN}$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Facteurs de profondeur :

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = \left[ 1 + \left( \frac{B'}{L} \right) \cdot \sin(\varphi_d) \right] = 1$

Pour la cohésion :  $s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} = 1$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left( \frac{B'}{L} \right) = 1$

Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est :

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$$

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left( \begin{matrix} R1 \\ R2 \end{matrix} \right)$  :  $\gamma_{Rv} = \left( \begin{matrix} 1,0 \\ 1,4 \end{matrix} \right)$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = 2118,73 \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1314,85 \text{ Kpa}$

Vérification de la résistance de portance w

Degré d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = (100) \%$

Le calcul est inacceptable si le degré d'utilisation est 100 %

### VII.II.3.2.2.3. Approche de calcul 3

#### a- Calcul par Approche (DA3)

À partir des Tableau (IV-2) des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_\varphi = 1,25 \quad \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,35, \quad \gamma_{Q,dst} = 1,5, \quad \gamma_R = 1,00$$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B' \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol}$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol}$$

$$W = 32,5 B'$$

$$G=687 \text{ KN} ; Q = 222 \text{ KN}$$

$$\text{Donc :} \quad E_d = 32,5 B \cdot 1,35 + 687 \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5 = 43,88 \cdot B + 1260,45$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}$$

$$\text{Avec} \quad q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c \quad \text{et} \quad S=B'$$

$$\varphi_d = \varphi_k = 32^\circ \quad \left. \begin{array}{l} N_c = 35,51 \\ N_q = 23,19 \\ N_\gamma = 27,74 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B' \cdot 27,74 + 1,5 \cdot 20 \cdot 23,19 + 0,61,35$$

$$q_L = 277 \cdot B' + 695,7$$

Alors :

$$R_d = 277,4 \cdot B'^2 + 695,7 \cdot B'$$

$$R_d = E_d \quad \longrightarrow \quad 123,29 \cdot B^2 + 419,92 \cdot B - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré:  $B = 1,92 \text{ m}$

Largeur effective :  $B' = B - 2 \cdot e_B$

### b- Calcul par Approche 3

Géométrie :

$$e' = \frac{B}{6} = 0,32 \text{ m}$$

$$e = e' \cdot F_d / P_d = 0,32 \cdot 1310,1 / 1227,2$$

$$e = 0,34 \text{ m}$$

Donc la surface effective est  $A' = B' \cdot l$

Actions et Effets :

pression de la portance calculée :  $q_{ED} = 1344,6 \text{ KN}$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

$$\varphi_d = \varphi_k = 38^\circ \quad \left. \begin{array}{l} N_c = 23,19 \\ N_q = 35,51 \\ N_\gamma = 27,74 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

Facteurs de forme

$$\text{Pour la Surcharge :} \quad s_q = \left[ 1 + \left( \frac{B'}{L} \right) \cdot \sin(\varphi_d) \right] = 1$$

$$\text{Pour la cohésion :} \quad s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} = 1$$

$$\text{Pour le poids propre :} \quad s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left( \frac{B'}{L} \right) = 1$$

Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

Les coefficients partiels des Ensembles  $(R1)$  :  $\gamma_{Rv} = \begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}$

De la surcharge :  $q_{ult1} = \frac{\sigma'_{vk,b}}{N_q \cdot s_q} = 695,84 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = \frac{c_d}{N_c \cdot s_c} = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = \frac{\gamma \cdot s \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2}}{N_\gamma \cdot s_\gamma} = 355,57 \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = (1051,41) \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1347,46 \text{ KN}$

Vérification de la résistance de portance :

Degré d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,3} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = (100) \%$ .

Le calcul est inacceptable si le degré d'utilisation est 100 %

**VII.II.3.2.2.4. calcul par Normes Françaises (NF P 94-261)****a-Calcul Approche de calcul 2**

À partir des (Tableau IV-2) des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_\varphi = 1,00 \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,35, \gamma_{G,stb} = 1,5$$

$$\gamma_{Q,dst} = 1,3, \gamma_{Q,stb} = 1,00, \gamma_R = 2,8$$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B' \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol}$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol}$$

$$W = 32,5 B$$

$$G = 687 \text{ KN}; Q = 222 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } E_d = 32,5 B \cdot 1,35 + 687 \cdot 1,1,35 + 222 \cdot 1,1,5 = 43,88 \cdot B + 1260,45$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R};$$

$$\text{Avec } q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c \quad \text{et} \quad S = B' \cdot x1$$

$$\varphi_d = \varphi_k = 38^\circ \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_\gamma = 74,90 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B' \cdot 74,90 + 1,5 \cdot 20 \cdot 48,93 + 0,61,35$$

$$q_L = 749 \cdot B' + 1467,9$$

$$\text{Alors : } R_d = 118,89 \cdot B^2 + 349,5 \cdot B = 43,88 \cdot B + 1260,45$$

$$118,89 \cdot B^2 + 305,62 \cdot B - 1260,45$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré:  $B = 2,215 \text{ m}$

### b- Calcul Approche de calcul 2

Géométrie :

$$e'_B = \frac{(G \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}) \cdot e_B}{(W + G) \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}}$$

La charge est dans les deux tiers de la base :

$$e'_B \leq \frac{B}{6}$$

Largeur effective :  $B' = B - 2 \cdot e'_B$

Donc la surface effective est  $A' = B' \cdot l$

$$e' = \frac{B}{6} = 0,37 \text{ m}$$

$$e = 0,40 \text{ m}$$

Actions et effets :

pression de la portance calculée :  $q_{ED} = 1357,6 \text{ KN}$

### Les propriétés des matériaux et de la résistance

Facteurs de forme :

$$\text{Pour la Surcharge : } s_q = \left[ 1 + \left( \frac{B'}{L} \right) \cdot \sin(\varphi_d) \right] = 1$$

$$\text{Pour la cohésion : } s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} = 1$$

$$\text{Pour le poids propre : } s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left( \frac{B'}{L} \right) = 1$$

### Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

Les coefficients partiels des Ensembles :  $\gamma_{Rv} = 2,8$

$$\text{De la surcharge : } q_{ult1} = \frac{N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b}}{N_c \cdot s_c \cdot c'_d} = 1468,0 \text{ Kpa}$$

$$\text{De la cohésion : } q_{ult2} = \frac{N_c \cdot s_c \cdot c'_d}{N_c \cdot s_c \cdot c'_d} = 0 \text{ Kpa}$$

Du poids propre :  $q_{ult3} = \frac{\gamma \cdot S \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2}}{N_{\gamma} \cdot S_{\gamma} \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2}} = 1102,71 \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = 3784,77 \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1351,70 \text{ KN}$

Vérification de la résistance de portance :

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,4} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \frac{1357,6}{1351,70} = (100) \%$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

### VII.II.3.2.2.5. Approche de calcul DA 2\*

#### a-Calcul Approche de calcul 2

À partir des Tableau 4-2 des facteurs pariels [EC 7] on a :

$\gamma_{\phi} = 1,00 \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 38^{\circ}$

$\gamma_{G,dst} = 1,00$  ,  $\gamma_{Q,dst} = 1,00$  ,  $\gamma_R = 1,4$

Pour calculer B il faut vérifier  $R_d = E_d$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B' \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol}$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol}$$

$$W = 32,5 B$$

$G = 687 \text{ KN}$  ;  $Q = 222 \text{ KN}$

Donc :  $E_d = (32,5 B + 687) \cdot 1,00 + 222 \cdot 1,00 = 43,88 \cdot B + 1260,45$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}$$

Avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_{\gamma} + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S = B'$

$\varphi_d = \varphi_k = 38^{\circ} \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_{\gamma} = 74,90 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B' \cdot 74,90 + 1,5 \cdot 20 \cdot 48,93 + 0 \cdot 61,35$$

$$q_L = 749 \cdot B' + 1467,9$$

$$B = \frac{2}{3} B'$$

Alors:  $R_d = 535 B'^2 + 1048,5 B'$

$$R_d = E_d$$

$$237,78 B^2 + 666,50 B - 909 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>eme</sup> degré:  $B = 1,01 \text{ m}$

**b- Calcul Approche de calcul 2**

Géométrie :

$$e'_B = \frac{(G \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}) \cdot e_B}{(W+G) \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}}$$

La charge est dans les deux tiers de la la base :

$$e_B \leq \frac{B}{6}$$

Largeur effective :  $B' = B - 2 \cdot e'_B$

Donc la surface effective est  $A' = B' \cdot l$

$$e = \frac{B}{6} = 0,17 \text{ m}$$

$$e_d = 0,176 \text{ m}$$

**ACTIONS ET EFFETS :**

pression de la portance calculée :  $q_{ED} = 941,8 \text{ KN}$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Facteurs de profondeur :

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = \left[ 1 + \left( \frac{B'}{L} \right) \cdot \sin(\varphi_d) \right]$

Pour la cohésion :  $s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1}$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left( \frac{B'}{L} \right)$

Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est :

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$$

Les coefficients partiels des Ensembles ( $\frac{R1}{R2}$ ) :  $\gamma_{Rv} = 1,4$

Les coefficients partiels des Ensembles :  $\gamma_{Rv} = 2,8$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 1468,0 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = 1102,71 \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = 3784,77 \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 943,17 \text{ Kpa}$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,5} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = (100) \%$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

La vérification I des actions est :  $V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk} =$

$$V_d = 1,00 \cdot (27,625 + 687) + 1,3 \cdot 222 = 1003,23$$

$$V_d \geq q_{Rd}$$

La condition est vérifiée .

**VII.II.4. Calcul de la Capacité Portante d'une Fondation carrée soumise à une charge centrée.****VII II .4. 1. Situation de projet**

On considère les mêmes conditions que celles de l'exemple précédent pour une semelle filante :

**VII .II.4. 2. Calcul de la capacité portante d'une fondation carrée :**

Dans le tableau (IV-2) ci-dessus est résumé les facteurs adoptés en utilisant les trois approches de calcul différentes DA1, DA2 et DA3.

Pour tous les cas,  $\varphi'_k = 38^\circ$  et la valeur de B est obtenue en imposant  $R_d = V_d$

(DA1 à la deuxième combinaison seulement).

**VII .II.4. 2.1: Charge verticale centrée**

Avec :  $R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}$ ,  $S = B \cdot B$

$q_L$  = La pression limite unitaire

Les trois facteurs de la capacité portante  $N_\gamma$ ,  $N_c$  et  $N_q$  sont ceux données par l'Eurocode7:

et  $E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$

Donc l'équation générale devient :

$$\left[ R_d = \frac{q_L \cdot B}{\gamma_R} \right] \geq [ E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav} ]$$

**VII .II.4. 2.1.1. Calcul par Approche 1 – Combinaison 02 « A2+M2+R1 »****a- Calcul par Approche (DA1-C2)**

À partir du Tableau 5-1 des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_\varphi = 1,25 \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 32^\circ$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,00 \quad , \quad \gamma_{G,stb} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,dst} = 1,3 \quad , \quad \gamma_{Q,stb} = 1,00 \quad , \quad \gamma_R = 1,00$$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = W \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + G \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}$$

Avec  $W_{\text{sol}} = B \cdot B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{\text{sol}} = B^2 \cdot (1,5-0,5) \cdot 20 = 20 \cdot B^2$

$$W = (B^2 \cdot t \cdot \gamma_{\text{béton}}) + W_{\text{sol}} = B^2 \cdot 0,5 \cdot 25 + 20 \cdot B^2$$

$$W = 32,5 B^2$$

$$G = 687 \text{ KN}; Q = 222 \text{ KN}$$

Donc :

$$E_d = 32,5 B^2 \cdot 1,00 + 687 \cdot B \cdot 1,00 + 222 \cdot B \cdot 1,3 = 32,5 \cdot B^2 + 975,6 \cdot B$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R};$$

avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot s_\gamma N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot s_q N_c$  et  $S = B \cdot B$

$$\varphi_d = \varphi_k = 32^\circ \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 35,51 \\ N_q = 23,19 \\ N_\gamma = 27,74 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

Facteurs de forme pour fondation filante

Pour la Surcharge :  $s_q = \left( \frac{1,57}{1,57} \right)$

Pour la cohésion :  $s_c = \left( \frac{1,59}{1,59} \right)$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 0,7$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 27,74 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 20 \cdot 23,19 \cdot 1,57 + 0 \cdot 35,51$$

$$q_L = 194,18 \cdot B + 1092,25$$

Alors :  $R_d = 194,18 \cdot B^3 + 1092,25 \cdot B^2 = 32,5 \cdot B^2 + 975,6 \cdot B$

$$194,18 \cdot B^2 + 1059,75 \cdot B - 975,6 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B = 1,03 \text{ m}$

### b- Calcul par Approche 1

#### Actions et effets

Caractéristique poids propre de la semelle est :

$$W_{GK} = \gamma_{ck} \cdot W = 41,25 \text{ KN}$$

Partial factors from Sets

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left( \frac{A1}{A2} \right)$  :  $\gamma_G = \left( \frac{1,35}{1} \right)$  et  $\gamma_Q = \left( \frac{1,5}{1,3} \right)$

Calcul action verticale :

$$V_d = \gamma_G \cdot W_{GK} + V_{GK} \cdot \gamma_G + \gamma_Q \cdot V_{QK} = \left( \frac{1344,8}{1009,1} \right) \text{ KN/m}$$

Aire de la fondation :  $A_b = B \times B = 1,10 \text{ m}^2$

Calcul de la capacité de pression :

$$q_{Ed} = \frac{V_d}{A_b} = \left( \frac{1344,8}{1039,3} \right) \text{ KN/m}^2$$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left( \begin{smallmatrix} M1 \\ M2 \end{smallmatrix} \right)$  :  $\gamma_\varphi = \left( \begin{smallmatrix} 1 \\ 1,25 \end{smallmatrix} \right)$  et  $\gamma_c = \left( \begin{smallmatrix} 1 \\ 1,25 \end{smallmatrix} \right)$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :  $\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = \left( \begin{smallmatrix} 38 \\ 32 \end{smallmatrix} \right)^\circ$

Calcul de cohésion est :  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \left( \begin{smallmatrix} 0 \\ 0 \end{smallmatrix} \right) \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la Surcharge:  $N_q = \left[ e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2 \right] = \left( \begin{smallmatrix} 48,93 \\ 23,19 \end{smallmatrix} \right)$

Pour la cohésion :  $N_c = \left[ (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d) \right] = \left( \begin{smallmatrix} 61,35 \\ 35,51 \end{smallmatrix} \right)$

Pour le poids propre:  $N_\gamma = \left[ 2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) \right] = \left( \begin{smallmatrix} 74,90 \\ 27,74 \end{smallmatrix} \right)$ .

Facteurs de forme pour fondation filante

Pour la Surcharge :  $s_q = \left( \begin{smallmatrix} 1,57 \\ 1,57 \end{smallmatrix} \right)$

Pour la cohésion :  $s_c = \left( \begin{smallmatrix} 1,59 \\ 1,59 \end{smallmatrix} \right)$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 0,7$

Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est :

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 27,75 \text{ Kpa}$$

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left( \begin{smallmatrix} R1 \\ R2 \end{smallmatrix} \right)$  :  $\gamma_{Rv} = \left( \begin{smallmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{smallmatrix} \right)$

De la surcharge :  $q_{ult1} = \frac{\rightarrow}{N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b}} = \left( \begin{smallmatrix} 1357,81 \\ 643,52 \end{smallmatrix} \right) \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = \frac{\rightarrow}{N_c \cdot s_c \cdot c'_d} = \left( \begin{smallmatrix} 0 \\ 0 \end{smallmatrix} \right) \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = \frac{\rightarrow}{N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2}} = \left( \begin{smallmatrix} 762,9 \\ 282,25 \end{smallmatrix} \right) \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 \frac{\rightarrow}{q_{ult}} = \left( \begin{smallmatrix} 2239,46 \\ 981,61 \end{smallmatrix} \right) \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = \frac{2375,84}{1041,39} \text{ Kpa}$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation:  $\Lambda_{GEO,1} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \left( \begin{smallmatrix} 177 \\ 100 \end{smallmatrix} \right) \%$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

**VII .II.4. 2.1.2. Calcul par Approche 2 « A1+M1+R2 »****a- Calcul par Approche 2(DA 2)**

$$\gamma_{\varphi} = 1,00 \quad \varphi_d = \varphi_k = 38^{\circ}$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,35 \quad , \quad \gamma_{G,stb} = 1,00$$

$$\gamma_{Q,dst} = 1,5 \quad , \quad \gamma_{Q,stb} = 0,00 \quad , \quad \gamma_R = 1,40$$

Pour calculer B il faut vérifier  $R_d = E_d$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec :  $W = 25 \cdot B \cdot 1,5 \cdot 1 = 37,5 \cdot B^2$

$$G = 687 \text{ KN} ; Q = 222 \text{ KN}$$

Donc :  $E_d = (37,5 B^2 + 687) \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5$

$$E_d = 50,62 B + 927,45 + 333 = 50,62 B + 1260,45$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R};$$

avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot s_{\gamma} N_{\gamma} + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot s_q N_c$  et  $S = B \cdot L$

$$\varphi_d = \varphi_k = 38^{\circ} \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_{\gamma} = 74,90 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

Facteurs de forme pour fondation filante

Pour la Surcharge :  $s_q = 1.57$

Pour la cohésion :  $s_c = 1.59$

Pour le poids propre :  $s_{\gamma} = 0,7$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 74,90 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 20 \cdot 48,93 \cdot 1,57 + 0 \cdot 61,35$$

$$q_L = 692,825 \cdot B + 1357,807$$

Alors :  $R_d = (494,875 \cdot B^2 + 1355,03 \cdot B) / 1,4 = 50,62 \cdot B + 1260,45$

$$494,875 \cdot B^2 + 919,24 \cdot B - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B = 0,92 \text{ m}$

**b- Calcul par Approche 2**

Actions et effets :

Les coefficients partiels de l'ensemble A1 :  $\gamma_G = 1.35$  et  $\gamma_Q = 1.5$

$$W_{Gk} = 25 \cdot 0,92 \cdot 1,5 \cdot 1 = 31,09 \text{ KN}$$

Le calcul des actions est :

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk}$$

$$V_d = 1196,7 / 0,92 = 1300,76$$

Calcul de la capacité de pression est :

$$q_{Ed} = V_d = 1300,76 \text{ KN}$$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels de l'ensemble M1 :  $\gamma_\varphi = 1.0$  et  $\gamma_c = 1.0$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :

$$\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = 38^\circ$$

Calcul de cohésion est  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 0 \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la surcharge :  $N_q = [e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2] = 48,93$

Pour la cohésion :  $N_c = [(N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d)] = 61,35$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = [2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)] = 74,90$

Résistance portante

Les coefficients partiels de l'ensemble R2 :  $\gamma_{Rv} = 1.4$

Et  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 1357,80 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = 575,045 \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum q_{ult} = 2157,07 \text{ Kpa}$

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} \cdot S = \frac{1932,85}{1,4} = 1304,10.$$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \frac{1300,76}{1304,10} = 100\%$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

#### VII .II.4. 2.1.3. Approche de conception 3(DA 3)

**a- Calcul par Approche 3 « (A1où A2) +M2+R3 »**

$\gamma_\varphi = 1,25$                        $\varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$

$\gamma_{G,dst} = 1,35$ ,  $\gamma_{G,stb} = 1,00$

$\gamma_{Q,dst} = 1,5$ ,  $\gamma_{Q,stb} = 0,00$ ,  $\gamma_R = 1,40$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,\text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q,\text{défav}}$$

Avec:  $W=25 \cdot B^2 \cdot 1,5 = 37,5 \cdot B^2$

$G=687 \text{ KN}; Q = 222 \text{ KN}$

Donc :  $E_d = (37,5 B^2 + 687) \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5$

$$E_d = 50,62 B^2 + 927,45 + 333 = 50,62 B^2 + 1260,45$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R} \quad ; \text{ avec } \quad q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot s_\gamma N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot s_q N_c \quad \text{et} \quad S=B \cdot B$$

$$\varphi_d = \varphi_k = 32^\circ \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 35,51 \\ N_q = 23,19 \\ N_\gamma = 27,74 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 27,74 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 20 \cdot 23,19 \cdot 1,57 + 0 \cdot 35,51$$

$$q_L = 277,4 \cdot B + 695,7$$

Alors :  $R_d = (277,4 \cdot B + 695,7) \cdot B^2 / 1,00 = 50,62 \cdot B^2 + 1260,45$

$$277,4 \cdot B^3 + 645,08 \cdot B^2 - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B=1,14 \text{ m}$

Actions et effets :

Les coefficients partiels de l'ensemble A1 :  $\gamma_G=1.35$  et  $\gamma_Q = 1.5$

Le calcul des actions est  $V_d = \gamma_G \cdot W_{Gk} + V_{Gk} \cdot \gamma_G + \gamma_Q \cdot V_{Qk} = 1754 \text{ KN}$

Calcul de la capacité de pression est  $q_{Ed} = \frac{V_d}{B} = 1310,43 \text{ Kpa}$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels de l'ensemble M2 :  $\gamma_\varphi=1.25$  et  $\gamma_c = 1.25$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :

$$\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = 32^\circ$$

Calcul de cohésion est :  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 0 \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la Surcharge:  $N_q = [e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2] = 23,19$

Pour la cohésion :  $N_c = [(N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d)] = 35,51$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = [2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)] = 27,74$

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = [1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \sin(\varphi_d)] = 1,57$

Pour la cohésion :  $s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} = 1,59$

Pour le poids propre:  $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) = 0,7$

Résistance portante

Les coefficients partiels del' Ensemble R2 :  $\gamma_{Rv} = 1$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 196.9 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = 197.5 \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum q_{ult} = 394.4 \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1315,36 \text{ Kpa}$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,3} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = 100 \%$

**VII .II.4. 2.1.4. Normes Françaises (NF P 94-261)**

**a- Calcul par Approche 2 – « A1+M1+R2 »**

$\gamma_\varphi = 1,00$                        $\varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$

$\gamma_{G,dst} = 1,35$  ,  $\gamma_{G,stb} = 1,00$

$\gamma_{Q,dst} = 1,5$  ,  $\gamma_{Q,stb} = 0,00$  ,  $\gamma_R = 2 \times 1,40 = 2,8$

Pour calculer B il faut vérifier :

$R_d = E_d$

$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$

Avec  $W = 25 \cdot B \cdot 1,5 \cdot 1 = 37,5 \cdot B^2$

$G = 687 \text{ KN}$  ;  $Q = 222 \text{ KN}$

Donc :  $E_d = (32,5 B^2 + 687) \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5$

$E_d = 43,875 B + 927,45 + 333 = 50,62 B + 1260,45$

$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}$ ;

Avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S = B \cdot L$

$\varphi_d = \varphi_k = 38^\circ \longrightarrow \left. \begin{matrix} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_\gamma = 74,90 \end{matrix} \right\} \text{Eurocode 7}$

Facteurs de forme pour fondation filante

Pour la Surcharge :  $s_q = 1.57$

Pour la cohésion :  $s_c = 1.59$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 0,7$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 74,90 \cdot 0,7 + 1,5 \cdot 20 \cdot 48,93 \cdot 1,57 + 0 \cdot 61,35 \cdot 1,57$$

Alors :  $R_d = (267,50 \cdot B^2 + 524,25 \cdot B) / 2,8 = 43,875 \cdot B + 1260,45$   
 $267,50 \cdot B^2 + 480,38 \cdot B - 1260,45 = 0$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B = 1,45 \text{ m}$

### b- Calcul par Approche 2(DA 2)

Actions et effets :

Les coefficients partiels de l'ensemble A1 :  $\gamma_G = 1.35$  et  $\gamma_Q = 1.5$

$$W_{Gk} = 25 \cdot 0,83 \cdot 1,5 \cdot 1 = 31,09 \text{ KN}$$

Le calcul des actions est :

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk}$$

$$V_d = 1196,7 / 0,92 = 1300,76$$

Calcul de la capacité de pression est  $q_{Ed} = 1324,1 \text{ KN}$

### Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels de l'ensemble M1 :  $\gamma_\phi = 1.0$  et  $\gamma_c = 1.0$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :

$$\phi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_\phi} \right) = 38^\circ$$

Calcul de cohésion est :  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 0 \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la Surcharge :  $N_q = [e^{(\pi \tan(\phi_d))} \cdot (\tan(45^\circ + \frac{\phi_d}{2}))^2] = 48,93$

Pour la cohésion :  $N_c = [(N_q - 1) \cdot \cot(\phi_d)] = 61,35$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = [2(N_q - 1) \cdot \tan(\phi_d)] = 74,90$

### Résistance portante

Les coefficients partiels de l' Ensemble R2 :  $\gamma_{Rv} = 2,8$

Et  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 1468,00 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = 1086,04 \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum q_{ult} = 3703,35 \text{ Kpa}$

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} \cdot S = \frac{1932,85}{1,4} = 1322,63.$$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,4} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \frac{1324,1}{1322,63} = 100\%$

#### VII .II.4. 2.1.4. Calcul par Approche 2\* (DA 2\*)

##### a- Calcul par Approche 2\*

$$-\gamma_{\varphi} = 1,00 \quad \varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,00 \quad ,$$

$$\gamma_{Q,dst} = 1,00 \quad , \gamma_R = 1,40$$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

$$\text{Avec} \quad W = 25 \cdot B \cdot 1,5 \cdot 1 = 37,5 \cdot B^2$$

$$G = 687 \text{ KN} ; Q = 222 \text{ KN}$$

$$\text{Donc :} \quad E_d = (37,5 B^2 + 687) \cdot 1,00 + 222 \cdot 1,00$$

$$E_d = 37,5 B + 909$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R} \quad ;$$

$$\text{Avec} \quad q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B \cdot N_{\gamma} + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c \quad \text{et} \quad S = B \cdot L$$

$$\varphi_d = \varphi_k = 38^\circ \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_{\gamma} = 74,90 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

Facteurs de forme pour fondation filante

$$\text{Pour la Surcharge :} \quad s_q = 1,57$$

$$\text{Pour la cohésion :} \quad s_c = 1,59$$

$$\text{Pour le poids propre :} \quad s_{\gamma} = 0,7$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B \cdot 0,70 \cdot 74,90 + 1,5 \cdot 20 \cdot 1,62 \cdot 48,93 + 0 \cdot 61,35 \cdot 0,63$$

$$q_L = 524,30 \cdot B + 2378$$

$$\text{Alors :} \quad R_d = (524,30 \cdot B^2 + 2378B) / 1,4 = 37,5 B + 909$$

$$374,50 \cdot B^2 + 1661,07 \cdot B - 909 = 0$$

On résout l'équation du 2eme degré :  $B = 0,492 \text{ m}$

**a- Calcul par Approche 2\*(**

Actions et effets :

Les coefficients partiels de l'ensemble A1 :  $\gamma_G=1.00$  et  $\gamma_Q = 1.00$

Le calcul des actions est :

$$V_d = \gamma_G \cdot (W_{Gk} + V_{Gk}) + \gamma_Q \cdot V_{Qk} =$$

Calcul de la capacité de pression est:

$$q_{Ed} = 455,1 \text{ KN}$$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels de l'ensemble M1 :  $\gamma_\varphi=1.0$  et  $\gamma_c = 1.0$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :

$$\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = 38^\circ$$

Calcul de cohésion est  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = 0 \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante :

Pour la Surcharge :  $N_q = [e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2] = 48,93$

Pour la cohésion :  $N_c = [(N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d)] = 61,35$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = [2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)] = 74,90$

Résistance portante

Les coefficients partiels de l' Ensemble R2 :  $\gamma_{Rv} = 1.4$  (5)

Et  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = 2371,79 \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = 0 \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = 257,95 \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum q_{ult} = 2629,74 \text{ Kpa}$

$$q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} \cdot S = \frac{1932,85}{1,4} = 454,69 \text{ KN.}$$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,5} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \frac{455,1}{454,690} = 100\%$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

### VII.II.5. Calcul de la Capacité Portante d'une Fondation carrée soumise à une charge excentrée

#### VII .II.5. 1. Situation de projet

On considère le calcul d'une fondation superficielle carrée sur le sable sec, dans lequel la charge verticale imposée de la superstructure est excentrée du centre de la fondation. Parce que la charge est excentrée, le calcul de la fondation est basé sur sa surface effective. Le poids propre de la fondation (qui agit par l'intermédiaire du centre de la semelle) permet de réduire l'excentricité de la charge totale. Les Charges excentrées devraient être évitées autant que possible, car elles rendent la fondation inefficace.

#### VII .II.5. 2. Calcul de la capacité portante d'une fondation carrée :

Dans le tableau (IV-1) si dessus est résumé les facteurs adoptés en utilisant les trois approches de calcul différentes DA1, DA2 et DA3.

Pour tous les cas,  $\varphi^k = 38^\circ$ , la valeur de B est obtenue en imposant  $R_d = V_d$  (DA1 à la deuxième combinaison seulement).

#### VII .II.5. 2.1: Charge verticale excentrée

A cause d'une erreur sur le site, la fondation carrée de l'exemple de la conception précédente est hors de position sur le plan, tels que les actions imposées agissent à des distances  $e_B$  du centre de la semelle.

Vérification de la résistance (Etat limite GEO)

#### VII .II.5. 2.1.1. Calcul par approche 1

##### a- Calcul par approche 1(DA 1-C2)

Géométrie :

$$e'_B = \frac{(G \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}) \cdot e_B}{(W + G) \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}}$$

La charge est dans les deux tiers de la la base :

$$e'_B \leq \frac{B}{6}$$

Largeur effective :  $B' = B - 2 \cdot e'_B$

$$B' = \frac{2B}{3} \quad ; \quad e' = \frac{B}{6} = m$$

$$e = e' \cdot F_d / P_d$$

Donc la surface effective est :

$$A' = B' \cdot B$$

À partir du Tableau (IV-2) des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_\varphi = 1,25 \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 32^\circ$$

$$\gamma_{G,dst}=1,00 \quad , \quad \gamma_{Q,dst}=1,3 \quad , \quad \gamma_R=1,00$$

Pour calculer B il faut vérifier  $R_d = E_d$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B \cdot B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = B \cdot (1,5-0,5) \cdot 20 = 20 \cdot B^2$

$$W = B \cdot (B \cdot t \cdot \gamma_{béton} + W_{sol}) = B^2 \cdot 0,5 \cdot 25 + 20 \cdot B^2 = 12,5 \cdot B^2$$

$$W = 32,5 B^2$$

$$G = 687 \text{ KN}; Q = 222 \text{ KN}$$

Donc :  $E_d = (32,5 B^2 + 687) \cdot 1,00 + 222 \cdot 0,7 \cdot 1,3 = 32,5 \cdot B^2 + 975,6$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R} \quad ;$$

avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S = B' \cdot B$

$$\varphi_d = \varphi_k = 32^\circ \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 35,51 \\ N_q = 23,19 \\ N_\gamma = 27,74 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = \left[ 1 + \left( \frac{B'}{L} \right) \cdot \sin(\varphi_d) \right] = 1,41$

Pour la cohésion :  $s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} = 1,42$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left( \frac{B'}{L} \right) = 0,81$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 27,74 \cdot B' \cdot 0,81 + 1,5 \cdot 20 \cdot 23,19 \cdot 1,42 + 0,35 \cdot 51 \cdot 1,4$$

$$R_d = 123,28 \cdot B^3 + 463,8 \cdot B^2$$

$$123,28 \cdot B^3 + 463,8 \cdot B^2 = 32,5 \cdot B^2 + 975,6$$

$$123,28 \cdot B^3 + 431,3 \cdot B^2 - 975,6 = 0$$

On résout l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

$$B = 1,28 \text{ m}; e' = \frac{B'}{6} = 0,215 \text{ m}$$

$$e_d = e' \cdot F_d / P_d = 0,26 \cdot 1295,2 / 1227,2 = 0,22 \text{ m}$$

$$B' = 0,87 \text{ m}$$

$$A' = 1,12 \text{ m}^2$$

### Actions et effets

Caractéristique poids propre de la semelle est :

$$W_{GK} = \gamma_{ck} \cdot W$$

$$W = 32,5 \cdot B = 32,5 \cdot 1,56 = 50,7 \text{ KN}$$

Les coefficients partiels des Ensembles  $(A1) : \gamma_G = \left( \frac{1,35}{1} \right)$  et  $\gamma_Q = \left( \frac{1,5}{1,3} \right)$

Calcul action verticale:

$$V_d = \gamma_G \times (W + V_{GK}) + \gamma_Q V_{QK} = \begin{pmatrix} 1699,2 \\ 1312,8 \end{pmatrix} \text{ KN /m}$$

Aire de la fondation :  $A_b = B' \times B = 1,12 \text{ m}^2$

Calcul de la capacité de pression :  $q_{Ed} = \begin{pmatrix} 1699,2 \\ 1312,8 \end{pmatrix} \text{ KN/m}^2$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Les coefficients partiels des Ensembles  $(\frac{M1}{M2})$  :  $\gamma_\varphi = \begin{pmatrix} 1 \\ 1,25 \end{pmatrix}$  et  $\gamma_c = \begin{pmatrix} 1 \\ 1,25 \end{pmatrix}$

Calcul de la résistance de l'angle de cisaillement est :

$$\varphi_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} \right) = \begin{pmatrix} 38 \\ 32 \end{pmatrix}^\circ$$

Calcul de cohésion est  $c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_c} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ kpa}$

Facteurs de capacité portante

Pour la Surcharge :  $N_q = [e^{(\pi \tan(\varphi_d))} \cdot \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi_d}{2} \right) \right)^2] = \begin{pmatrix} 48,93 \\ 23,19 \end{pmatrix}$

Pour la cohésion :  $N_c = [(N_q - 1) \cdot \cot(\varphi_d)] = \begin{pmatrix} 61,35 \\ 35,51 \end{pmatrix}$

Pour le poids propre :  $N_\gamma = [2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)] = \begin{pmatrix} 74,90 \\ 27,74 \end{pmatrix}$

Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

Les coefficients partiels des Ensembles  $(\frac{R1}{R2})$  :  $\gamma_{Rv} = \begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{pmatrix}$

De la surcharge :  $q_{ult1} = N_q \cdot s_q \cdot \sigma'_{vk,b} = \begin{pmatrix} 1357,81 \\ 643,52 \end{pmatrix} \text{ Kpa}$

De la cohésion :  $q_{ult2} = N_c \cdot s_c \cdot c'_d = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ Kpa}$

Du poids propre :  $q_{ult3} = N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot \gamma_k \cdot \frac{B}{2} = \begin{pmatrix} 762,9 \\ 282,25 \end{pmatrix} \text{ Kpa}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = \begin{pmatrix} 2547,40 \\ 925,77 \end{pmatrix} \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = \begin{pmatrix} 2911,21 \\ 1317,34 \end{pmatrix} \text{ Kpa}$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,1} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = \begin{pmatrix} 171 \\ 100 \end{pmatrix} \%$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

### VII .II.5. 2.1.2. Approche de calcul 2

#### a- Calcul par Approche de calcul 2 (DA 2)

À partir des Tableau 5-1 des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_\varphi = 1,00 \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,35 \quad , \quad \gamma_{G,stb} = 1,5$$

$$\gamma_{Q,dst}=1,3 \quad , \quad \gamma_{Q,stab} = 1,00 \quad , \quad \gamma_R = 1,4$$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B \cdot B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = B \cdot (1,5-0,5) \cdot 20 = 20 \cdot B^2$

$$W = B \cdot (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol} = B^2 \cdot 0,5 \cdot 25 + 20 \cdot B^2 = 12,5 \cdot B^2$$

$$W = 32,5 B^2$$

$$G = 687 \text{ KN}; Q = 222 \text{ KN}$$

Donc :  $E_d = (32,5 B^2 + 687) \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5 = 43,87 B^2 + 1260,45$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}$$

avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S = B' \cdot B$

$$\varphi_d = \varphi_k = 38^\circ \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_\gamma = 74,90 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = 1,42$

Pour la cohésion :  $s_c = 1,41$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B' \cdot 74,90 + 1,5 \cdot 20 \cdot 48,93 \cdot 1,42 + 0,61,35 \cdot 1,41$$

$$R_d = 749 \cdot B' + 1467,9 \cdot B \cdot B' / 1,4$$

$$332,88 B^3 + 699 \cdot B^2 = 43,87 B^2 + 1260,45$$

Alors

$$332,88 \cdot B^3 + 655,13 \cdot B^2 - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :  $B = 1,10 \text{ m}$ .

### b- Calcul par Approche (DA 2)

Géométrie :

$$e'_B = \frac{(G \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}) \cdot e_B}{(W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}}$$

La charge est dans les deux tiers de la base :

$$e_B \leq \frac{B}{6}$$

Largeur effective :  $B' = B - 2 \cdot e'_B = 0,82 \text{ m}$

Donc la surface effective est  $A' = B' \cdot B = 0,98 \text{ m}^2$

$$e' = \frac{B}{6} = 0,18 \text{ m}$$

$$e = 0,19 \cdot 1439,6 / 1386,5 = 0,19$$

Actions Et Effets :

pression de la portance calculée :  $q_{ED} = 1439,6 \text{ KN}$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = [1 + \left(\frac{B'}{L}\right) \cdot \sin(\varphi_d)] = 1,42$

Pour la cohésion :  $s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} = 1,41$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L}\right) = 1$

Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est :

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$$

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left(\frac{R1}{R2}\right) : \gamma_{Rv} = \left(\frac{1,0}{1,4}\right)$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = (2515,19) \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1450,57 \text{ Kpa}$

Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = (100) \%$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

### VII .II.5. 2.1.3. Approche de calcul 3

#### a- Approche de calcul 3 (DA 3)

À partir des Tableau 5-1 des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_\varphi = 1,25 \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 38^\circ$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,35, \gamma_{G,stb} = 1,5, \gamma_R = 1,00$$

Pour calculer B il faut vérifier  $R_d = E_d$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec  $W_{sol} = B' \cdot B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = B \cdot (1,5-0,5) \cdot 20 = 20 \cdot B^2$

$$W = (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol} = B^2 \cdot 0,5 \cdot 25 + 20 \cdot B^2 = 12,5 \cdot B^2$$

$$W = 32,5 B^2$$

$$G = 687 \text{ KN} ; Q = 222 \text{ KN}$$

Donc :  $E_d = (32,5 B^2 + 687) \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5 = 43,87 \cdot B^2 + 1260,45$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R} ;$$

avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S=B'$

$\varphi_d = \varphi_k = 32^\circ \longrightarrow$   $\left. \begin{array}{l} N_c = 35,51 \\ N_q = 23,19 \\ N_\gamma = 27,74 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B' \cdot 27,74 + 1,5 \cdot 20 \cdot 23,19 + 0 \cdot 61,35$$

$$q_L = 182,93 \cdot B^2 + 696,7$$

Alors :  $R_d = (184,93 \cdot B^2 + 556,56) \cdot 2/3 \cdot B = 43,87 \cdot B^2 + 1260,45$

$$123,28 B^3 + 463,8 B^2 = 43,87 \cdot B^2 + 1260,45$$

$$123,28 B^3 + 463,8 B^2 - 1260,45 = 0$$

On résout l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :  $B = 1,40 \text{ m}$ .

**b- Calcul par Approche (DA)**

Largeur effective:  $B' = B - 2 \cdot e_B$ ;

$$e' = \frac{B}{6} = 0,26 \text{ m}$$

$$e = e' \cdot F_d / P_d = 0,32 \cdot 1310,1 / 1227,2$$

$$e = 0,24 \text{ m}$$

Donc la surface effective est  $A' = B' \cdot B$

Actions et Effets :

pression de la portance calculée :  $q_{ED} = 1310,1 \text{ KN}$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

$$N_c = 35,51$$

$\varphi_d = \varphi_k = 32^\circ \longrightarrow N_q = 23,19$  Eurocode 7

$$N_\gamma = 27,74$$

Facteurs de forme

Pour la Surcharge:  $s_q = \left[ 1 + \left( \frac{B'}{L} \right) \cdot \sin(\varphi_d) \right] = 1,57$

Pour la cohésion :  $s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{N_q - 1} = 1,59$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left( \frac{B'}{L} \right) = 0,7$

Resistance portante

Surcharge à la base de fondation est  $\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left( \begin{smallmatrix} R1 \\ R2 \end{smallmatrix} \right) : \gamma_{Rv} = \left( \begin{smallmatrix} 1,0 \\ 1,0 \end{smallmatrix} \right)$

Résistance total  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = (1043,49) \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1307,54 \text{ KN}$

Vérification de la résistance de portance :

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,3} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = (100) \%$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

**VII .II.5. 2.1.4. Norme Française (NF P 94-261)**

**a- Approche de calcul 2**

À partir des Tableau 5-1 des facteurs partiels [EC 7] on a :

$\gamma_{\phi} = 1,00 \longrightarrow \phi_d = \phi_k = 38^\circ$

$\gamma_{G,dst} = 1,35$  ,  $\gamma_{G,stab} = 1,5$  ,  $\gamma_R = 1,4 \times 2 = 2,8$

Pour calculer B il faut vérifier :

$R_d = E_d$

$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$

Avec  $W_{sol} = B \cdot B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = B \cdot (1,5-0,5) \cdot 20 = 20 \cdot B^2$

$W = B \cdot (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol} = B^2 \cdot 0,5 \cdot 25 + 20 \cdot B^2 = 12,5 \cdot B^2$

$W = 32,5 B^2$

$G = 687 \text{ KN}$ ;  $Q = 222 \text{ KN}$

Donc :  $E_d = 32,5 B^2 \cdot 1,35 + 687 \cdot 1,35 + 222 \cdot 1,5 = 43,87 B^2 + 1260,45$

$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R}$ ;

Avec  $q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_{\gamma} + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c$  et  $S = B' \cdot B$

$\phi_d = \phi_k = 38^\circ \longrightarrow \left. \begin{matrix} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_{\gamma} = 74,90 \end{matrix} \right\} \text{Eurocode 7}$

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = 1,42$

Pour la cohésion :  $s_c = 1,41$

Pour le poids propre :  $s_{\gamma} = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L}\right) = 1,00$

$R_D = 749 \cdot B' + 1467,9) \cdot B \cdot B' / 2,8$

$332,88 B^3 + 699 \cdot B^2 = 43,87 B^2 + 1260,45$

$118,89 B^3 + 349,5 \cdot B^2 = 43,87 B^2 + 1260,45$

Alors:  $166,44 \cdot B^3 + 305,63 \cdot B^2 - 1260,45 = 0$

On résout l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :  $B = 1,50$

### b- Approche de calcul 2

Géométrie :

$$e'_B = \frac{(G \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}) \cdot e_B}{(W + G) \cdot \gamma_{G, \text{défav}} + Q \cdot \gamma_{Q, \text{défav}}}$$

La charge est dans les deux tiers de la base :

$$e'_B \leq \frac{B}{6}$$

Largeur effective :  $B' = B - 2 \cdot e'_B$

Donc la surface effective est  $A' = B' \cdot B = 1,50 \text{ m}^2$

$$e' = \frac{B}{6} = 0,25 \text{ m}$$

$$e = 0,19 \cdot 1439,6 / 1386,5 = 0,263 \text{ m}$$

Actions et Effets :

Pression de la portance calculée:  $q_{ED} = 1346,5 \text{ KN}$

### Les propriétés des matériaux et de la résistance

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = 1,42$

Pour la cohésion :  $s_c = 1,41$

Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \left(\frac{B'}{L}\right) = 1,00$

### Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est :

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$$

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left(\frac{R1}{R2}\right)$  :  $\gamma_{Rv} = \begin{pmatrix} 1,0 \\ 1,4 \end{pmatrix}$

Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 \overrightarrow{q_{ult}} = (2515,19) \text{ Kpa}$

Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 1450,57 \text{ Kpa}$

### Vérification de la résistance de portance

Facteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = (100) \% (4)$

Le calcul est inacceptable si le facteur d'utilisation est 100 %

## VII .II.5. 2.1.5. Approche de calcul 2\*

### a- Approche de calcul 2\*

À partir des Tableau 5-1 des facteurs partiels [EC 7] on a :

$$\gamma_{\varphi} = 1,00 \longrightarrow \varphi_d = \varphi_k = 38^{\circ}$$

$$\gamma_{G,dst} = 1,00,$$

$$\gamma_{Q,dst} = 1,00, \gamma_R = 1,4$$

Pour calculer B il faut vérifier :

$$R_d = E_d$$

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}$$

Avec

$$W_{sol} = B \cdot B \cdot (d-t) \cdot \gamma_{sol} = B \cdot (1,5-0,5) \cdot 20 = 20 \cdot B^2$$

$$W = B \cdot (B \cdot t \cdot \gamma_{béton}) + W_{sol} = B^2 \cdot 0,5 \cdot 25 + 20 \cdot B^2 = 12,5 \cdot B^2$$

$$W = 32,5 B^2$$

$$G = 687 \text{ KN}; Q = 222 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } E_d = (32,5 B^2 + 687) \cdot 1,00 + 222 \cdot 1,00 = 32,5 B^2 + 909 \cdot B$$

$$R_d = \frac{q_L \cdot S}{\gamma_R};$$

Avec

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot B' \cdot N_{\gamma} + D \cdot \gamma_d \cdot N_q + c_d \cdot N_c \quad \text{et} \quad S = B' \cdot B$$

$$\varphi_d = \varphi_k = 38^{\circ} \longrightarrow \left. \begin{array}{l} N_c = 61,35 \\ N_q = 48,93 \\ N_{\gamma} = 74,90 \end{array} \right\} \text{Eurocode 7}$$

$$q_L = \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot B' \cdot 0,70 \cdot 74,90 + 1,5 \cdot 20 \cdot 1,62 \cdot 48,93 + 0,63 \cdot 0,61,35$$

$$R_d = 524,30 \cdot B' + 2378 \cdot B \cdot B' / 14$$

$$249,67 \cdot B^3 + 1666,07 \cdot B^2 - 909 \cdot B = 0$$

$$\text{Alors } 249,67 \cdot B^2 + 1666,07 \cdot B - 909 = 0$$

On résout l'équation du 2<sup>ème</sup> degré :  $B = 0,507 \text{ m}$

### b- Approche de calcul 2\*

Géométrie :

$$e'_B = \frac{(G \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}) \cdot e_B}{(W+G) \cdot \gamma_{G,défav} + Q \cdot \gamma_{Q,défav}}$$

La charge est dans les deux tiers de la la base :

$$e_B \leq \frac{B}{6}$$

Largeur effective :  $B' = B - 2 \cdot e'_B = 0,82 \text{ m}$

Donc la surface effective est  $A' = B' \cdot B = 0,98 \text{ m}^2$

$$e' = \frac{B}{6} = 0,084 \text{ m}$$

$$e = 0,19 \cdot 1439,6 / 1386,5 = 0,086 \text{ m}$$

Actions et Effets:

pression de la portance calculé:  $q_{ED} = 469,2 \text{ KN}$

Les propriétés des matériaux et de la résistance

Facteurs de forme

Pour la Surcharge :  $s_q = 1,42$ Pour la cohésion :  $s_c = 1,41$ Pour le poids propre :  $s_\gamma = 1$ Résistance portante

Surcharge à la base de fondation est :

$$\sigma'_{vk,b} = \gamma_k \cdot d = 30 \text{ Kpa}$$

Les coefficients partiels des Ensembles  $\left(\begin{smallmatrix} R1 \\ R2 \end{smallmatrix}\right)$  :  $\gamma_{Rv} = \left(\begin{smallmatrix} 1.0 \\ 1.4 \end{smallmatrix}\right)$ Résistance total :  $q_{ult} = \sum_{i=1}^3 q_{ult} = (2549,03) \text{ Kpa}$ Calcul de résistance est :  $q_{Rd} = \frac{q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = 465,02 \text{ Kpa}$ Vérification de la résistance de portanceFacteur d'utilisation :  $\Lambda_{GEO,2} = \frac{q_{Ed}}{q_{Rd}} = (100) \%$ 

Le calcul de la capacité portante suivant les tableurs xls de Ian Smith\Smith's Elements of Soil Mechanics, 8th et 9th Editions.

### VII.II.6. Semelle superficielle carrée soumise à une Charge inclinée excentrée.

#### VII.II.6. 1. Situation de projet :

Fondation carrée, profondeur d'ancrage de 0,8 m, le niveau de l'eau souterraine à grande profondeur.

#### Les conditions du sol:

- Sol pulvérulent sable,  $c'_k = 0$ ,  $\varphi' = 32^\circ$ ,  $\gamma = 20 \text{ kN} / \text{m}^3$ ,

Valeurs caractéristiques des actions:

- Charge verticale permanente  $G_k = 3000 \text{ kN}$ ;
- Charge variable verticale  $Q_{vk} = 2000 \text{ kN}$  (au dessus de la fondation);
- Charge horizontale permanente = 0;
- Charge variable horizontale  $Q_{hk} = 400 \text{ kN}$  à une hauteur de 4m-dessus de la surface du sol;
- Charges variable sont indépendants les uns des autres.

#### Exiger la largeur de la fondation, B

Pour évaluer la fiabilité de la fondation superficielle conçue pour l'Eurocode 7, l'exemple suivant montré dans la Figure VII 2 a été choisie, ce qui est similaire à un exemple dans l'évaluation de l'Eurocode 7 (Orr 2005)[74]. Cette fondation superficielle carrée pour un bâtiment est à 0,8 m de profondeur dans le sable avec les eaux souterraines à grande profondeur.

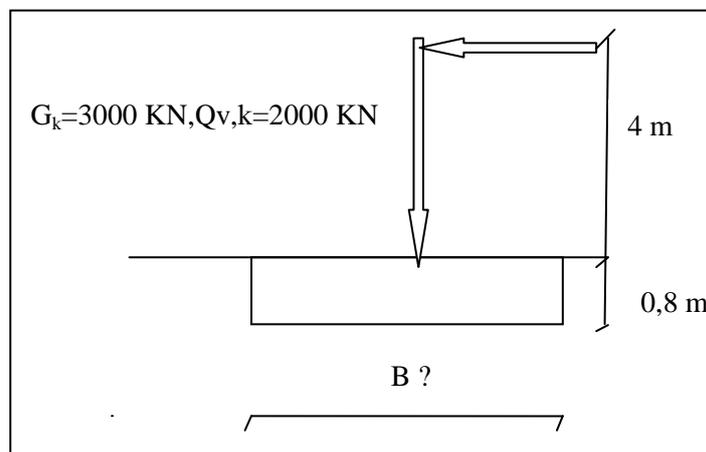


Figure VII.2.Fondation soumise à une charge inclinée excentrée

On considère une charge verticale permanente caractéristique de 3000 kN et une charge variable verticale caractéristique 2000 kN avec une charge variable horizontale caractéristique de 400 kN. Ce cas agit de façon excentrique et donc il fournit un moment de renversement. Le cas de charge a été examiné pour la condition drainée. Les largeurs de fondation de calcul ont été calculées pour chacune des trois approches de calcul dans l'Eurocode 7 et pour les méthodes traditionnelles utilisant  $F_S = 2$ .

Deux états limites ultimes ont été envisagés: la résistance portante et la résistance de glissement. La résistance de portance en situation drainée,  $R_{v,d}$ , a été déterminée en utilisant le modèle de calcul de l'annexe D de l'Eurocode 7 constitué par l'équation (II. 68) suivante :

$$q'_{\max} = c' N_c s_c i_c b_c + q' N_q s_q i_q b_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma$$

Tels que les facteurs de capacité portante et coefficient correcteurs (Eurocode 7,2004) sont présentés dans le tableau (II-4).[

où

$$R_{v,d} = A' (c' N_c s_c i_c b_c + q' N_q s_q i_q b_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma)$$

La méthode de facteur de sécurité globale traditionnelle est calculée en utilisant la " pression nette de la fondation ", cependant dans la conception des fondations superficielles il n'y a pas de différence significative entre le  $F_S$  défini en termes de net et pressions brut (Craig, 1997) [73]. Par conséquent, les  $F_S$  traditionnels peuvent être comparés avec des calculs en utilisant la méthode de coefficient partiel seulement par division de la résistance calculée avec les valeurs des paramètres caractéristiques par un coefficient de sécurité de 2 ou 3; les charges utilisées dans la conception traditionnelle des fondations sont non pondérées.

La résistance au glissement de conception  $R_{h,d}$ , a été déterminée en utilisant le modèle de calcul dans l'Eurocode 7 constitué par l'équation suivante :

$$R_{h,d} = V_d \tan \delta_d \quad (\text{VII.1})$$

où  $\delta_d$  est l'angle de frottement calculé entre la base de la fondation et le sol.

L'Eurocode 7 a une provision pour les charges avec grande excentricité qui précisent que, lorsque l'excentricité de la charge sur une base rectangulaire dépasse 1/3 de la largeur, de tolérances jusqu'à 100mm devraient être considérées. Dans cette analyse, la condition dans l'équation (VII.2), tirée de BS8004: 1986 (1986) [75], a été vérifiée dans le cas de charges excentriques.

$$\frac{V_d}{R_{v,d}} + \frac{H_d}{R_{h,d}} < 1 \quad (\text{VII.2})$$

Le facteur  $\psi_0$  dans le tableau (IV.3) est le facteur de combinaison appliquée à l'action variable pour les situations de projet durables et transitoires. La combinaison de facteur,  $\psi_0$  est beaucoup moins utilisée dans la conception géotechnique que dans la conception structurelle (Orr et Breysse 2008)[76]. A cet exemple, il a été appliquée à la charge variable verticale  $Q_{v,k}$  car la charge variable horizontale est la principale charge variable et a un effet plus important sur la fiabilité de calcul.

## VII.II.6. 2.Approche déterministe :

### a- Méthode du Facteur de sécurité global :

$$Q_{\text{réel}} \leq \frac{q_{u, \text{net}}}{F_S} + \gamma z). B' . L$$

$$Q_{\text{réel}} = (G + Q) \cos \delta + W_F \leq \left( \frac{\gamma z (N_q s_q d_q - 1) + 0,5 \gamma B s_\gamma d_\gamma}{F_S} + \gamma z \right). B' . L$$

	Fs=3		Fs=2	
	V <sub>fav</sub>	V <sub>défav</sub>	V <sub>fav</sub>	V <sub>défav</sub>
B largeur de fondation	3,52	4,20	3,40	3,62
$\gamma_{Gstructure(défav)}$	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{G geotech (défav)}$	1,00	1,00	1,00	<u>1,00</u>
$\gamma_{Gstructure(fav)}$	1,00	1,00	1,00	1,00
$\gamma_{G geotech (fav)}$	<u>1,00</u>	1,00	<u>1,00</u>	1,00
$\gamma_{Q structure(défav)}$	1,00	1,00	1,30	1,30
$\gamma_{Q geotech (défav)}$	00	1,00	1,30	<u>1,30</u>
$\psi_0$ coef de comb	1,00	1,00	1,00	1,00
$G_{v,k}$	3000	3000	3000	3000
$Q_{v,k}$	2000	2000	2000	2000
$Q_{h,k}$	400	400	400	400
h hauteur de $Q_h$	4,00	4,00	4,00	4,00
d profondeur de la fondation	0,80	0,80	0,80	0,80
$\gamma_b$ densité de béton	24,00	24,00	24,00	24,00
G <sub>w</sub> poids de la fondation	237,9	338,7	222	251,6
V <sub>d</sub>	3237,9	5338,7	3222	5251,6
Q <sub>hd</sub>	400	400	400	400
Capacité portante				
M <sub>d</sub>	1600	1600	1600	1600
e	0,434	0,30	0,497	0,305
Vérifie B/3-e>0	0,679	1,10	0,636	0,902
$A' = B' \cdot L$	8,91	15,12	8,18	10,89
$\gamma$	20	20	20	20
q au niveau de la fondation	16	16	16	16
$\gamma_\phi$	1,00	1,00	1,00	1,25
$\gamma_c$	1,00	1,00	1,00	1,25
$\gamma_R$	3,00	3,00	2,00	1,00
$\phi'_k$	32	32	32	32
$\phi'_d$	32	32	32	32
$N_q$	23,18	23,18	23,18	23,18
$N_\gamma$	27,72	27,72	27,72	27,72
$s_q$	1,45	1,56	1,44	1,52
$s_\gamma$	0,7	0,66	0,72	0,67
$\delta = \tan^{-1} \frac{H_d}{V_d}$	7,04	4,28	7,1	4,4
$i_q$	0,85	0,91	0,85	0,91
$i_\gamma$	0,61	0,75	0,61	0,75
Q <sub>ad</sub>	2402,22	5325,20	3175,52	5219,75
Q <sub>réel</sub>	2413,88	5324,71	3199,10	5237,16
Vérifie Q <sub>réel</sub> / Q <sub>ad</sub> 1 ≤ 1	1	1	1	1

a- Tableau VII.1. Valeurs calculées selon la Méthode du Facteur de sécurité global

### VII.II.6. 3.Approche semi probabiliste

#### VII.II.6. 3.1. Calcul de la capacité portante

En utilisant une méthode analytique du calcul à l'État limite ultime ; la capacité portante de rupture est une des états limite ultime considéré pour le calcul de la fondation.

L'inégalité suivante doit être satisfaite

$$V_d \leq R_d$$

La dimension minimale de la semelle est évaluée pour chaque approche de calcul et plus juste pour les conditions drainées comme :  $c'_k = 0$ .

Dans cet exemple, comme la charge variable horizontale est appliquée à 4m au-dessus de la surface du sol, un moment  $M$  agit sur la fondation, l'introduction d'une excentricité  $e$ , et la surface effective est différente de la zone nominale (c'est à dire.  $A' \neq A$ ). En outre, comme les charges variables verticales et horizontales sont indépendantes l'une de l'autre, selon la norme EN 1990 (équation 6.4.3.2. 6.10), il est nécessaire de combiner les charges permanentes et les charges variables, avec un facteur de combinaison de  $\psi_0 = 0,7\%$  appliqué à l'action variable, afin de déterminer la combinaison la moins favorable. Les coefficients partiels combinés sont appliqués à des charges au début du calcul pour déterminer l'excentricité de la charge et cette excentricité est ensuite utilisée pour calculer la résistance de calcul.

Pour chaque approche de calcul, il est nécessaire de vérifier si le traitement de la charge calculée verticale,  $V_d$  comme une action favorable, ce qui augmente l'excentricité mais réduit la charge verticale, ou comme une action défavorable, ce qui réduit l'excentricité mais augmente la charge verticale, celle-ci est la condition la plus sévère.

Traiter  $Q_h$  comme la principale charge variable est la condition la plus sévère.

$$E_d = (W+G) \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = \gamma_G (G_k + B \cdot B \cdot h \cdot \gamma_{Béton}) + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{vk}$$

Si la charge variable horizontale est  $Q_h$  et cela agit à une hauteur  $h$  au-dessus du haut de la fondation et l'épaisseur de la fondation est  $t$ , alors le moment sur la base de la fondation est :

$$M = Q (h + t).$$

L'excentricité :  $e = M / V$

et la largeur effective  $B' = B - 2e$ .

Pour veiller à ce que les entretiens spéciales ne sont pas nécessaires, l'excentricité est vérifié pour s'assurer qu'il ne dépasse pas  $B / 3$  [EC 7]

La valeur calculée de la résistance de portance drainée,  $R_d$  est calculée en utilisant l'équation. D.2 de l'annexe D :

$$\frac{R_d}{A'} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Les facteurs b sont tous égaux à zéro tant que base de la fondation est horizontal.

Le tableau suivant récapitule les calculs effectués :

	DA 1(C1)		DA 1(C2)		DA 2		DA 3		NF P	DA 2*
	V <sub>fav</sub>	V <sub>défav</sub>								
B largeur fond	3,35	3,24	4,09	4,11	3,65	3,65	4,09	4,12	4,68	3,53
$\gamma_{Gstructure}(défav)$	1,35	<u>1,35</u>	1,00	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1
$\gamma_{G geotech}(défav)$	1,35	1,35	1,00	<u>1,00</u>	1,35	<u>1,35</u>	1,00	<u>1,00</u>	1,35	1
$\gamma_{Gstructure}(fav)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1
$\gamma_{G geotech}(fav)$	<u>1,00</u>	1,00	<u>1,00</u>	1,00	<u>1,00</u>	1,00	<u>1,00</u>	1,00	<u>1,00</u>	1
$\gamma_{Q structure}(défav)$	1,50	1,50	1,30	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1
$\gamma_{Q geotech}(défav)$	1,50	<u>1,50</u>	1,30	<u>1,30</u>	1,50	<u>1,50</u>	1,35	<u>1,35</u>	1,50	1
$\psi_0$ coef comb	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
$G_{v,k}$	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
$Q_{v,k}$	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
$Q_{h,k}$	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
h hauteur $Q_h$	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00
d profondeur	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
$\gamma_b$ densité bét	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
$G_w$ poids fondat	215,5	203,97	321,2	323,3	255,8	255,8	321,2	325,9	420,5	239,2
Vd	3215,5	7296,83	3321,2	5924,3	3255,8	7395,3	3321,2	6025,9	7617,7	5239,2
$Q_{hd}$	600	600	520	520	600	600	600	600	600	600
Capacité portante										
$M_d$	2880	2880	2496	2496	2880	2880	2880	2880	2880	2880
e	0,9	0,39	0,87	0,49	0,880	0,39	0,87	0,48	0,38	0,55
Vérifie B/3-e>0	0,26	0,68	0,49	0,86	0,33	0,82	0,49	0,89	1,18	0,62
$A'=B' \cdot L$	5,22	7,95	9,63	12,90	7,55	10,06	9,63	13,04	18,36	8,58
$\gamma$	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
q au niveau fonda	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
$\gamma_\phi$	1,00	1,00	1,25	1,25	1,00	1,00	1,25	1,25	1,00	1,00
$\gamma_c$	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,00
$\gamma_R$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,40	1,40	1,00	1,00	2,8	1,4
$\phi'_k$	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
$\phi'_d$	32	32	26,56	26,56	32	32	26,56	26,56	26,56	32
$N_q$	23,18	23,18	12,59	12,59	23,18	23,18	12,59	12,59	23,18	23,18
$N_\gamma$	27,72	27,72	11,59	11,59	27,72	27,72	11,59	11,59	27,72	27,72
$s_q$	1,257	1,534	1,457	1,45	1,53	1,53	1,45	1,45	1,53	1,53
$s_\gamma$	0,854	0,77	0,83	0,76	0,85	0,76	0,83	0,77	0,75	0,79
m	1,673	1,580	1,617	1,570	1,66	1,569	1,635	1,566	1,635	1,635
$i_q$	0,71	0,86	0,76	0,85	0,72	0,86	0,85	0,86	0,88	0,82
$i_\gamma$	0,58	0,80	0,59	0,76	0,58	0,81	0,59	0,76	0,81	0,73
$R_d$	3208,06	7322,1	3314,26	5927,15	3246,93	7386,34	3314,26	6034,09	7611,1	5254,73
$V_d$	3215,5	7296,83	3321,2	5924,3	3255,8	7395,3	3321,2	6025,9	7617,7	5239,2
Vérifie Rd/Vd 1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau VII.2. Valeurs calculées selon les 03 approches de l'Eurocode 7, norme française et norme Allemande

Approches	B(m)	Fk	Rk	Fd	F <sub>S</sub> =Rk/Fk
DA 1-C1	0,50	909	921,25	925,3	1,01
DA 1-C2	1,03	909	2306,64	942,5	1,59
DA 2	0,86	909	1816,43	937	1,998
DA 3	1,26	909	3038,78	950	3,34
NF P 94-261	1,46	909	3739,83	956,5	4,11
DA 2*	0,86	909	1816,43	937	1,998

Tableau(VII.3) Largeur de fondation calculée, facteurs de sécurité global de la capacité portante pour fondation superficielle filante soumise à une charge centrée à la condition drainée

Approches	B(m)	Fk	Rk	Fd	F <sub>S</sub> =Rk/Fk
DA 1-C1	3,24	3000	4776,07	7296,83	1,59
DA 1-C2	4,11	3000	10680,32	5924,3	3,56
DA 2	3,65	3000	7186,74	3255,8	2,39
DA 3	4,09	3000	10509,62	6025,9	3,50
NF P 94-261	4,68	3000	16332,89	7617,7	5,44
DA 2*	3,53	3000	6416,45	5239,2	2,13

Tableau(VII.4) Largeur de fondation calculée, facteurs de sécurité global de la capacité portante pour fondation superficielle soumise au charge excentrée et inclinée à la condition drainée

(Long terme)

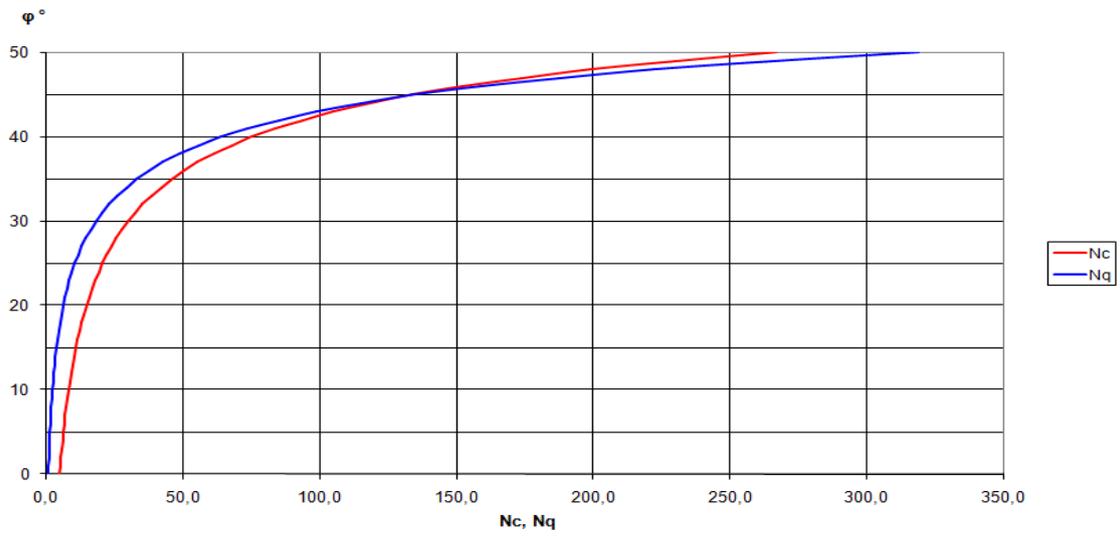


Figure (VII.1). Résultat des facteurs de la capacité portante  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  selon Eurocode 7

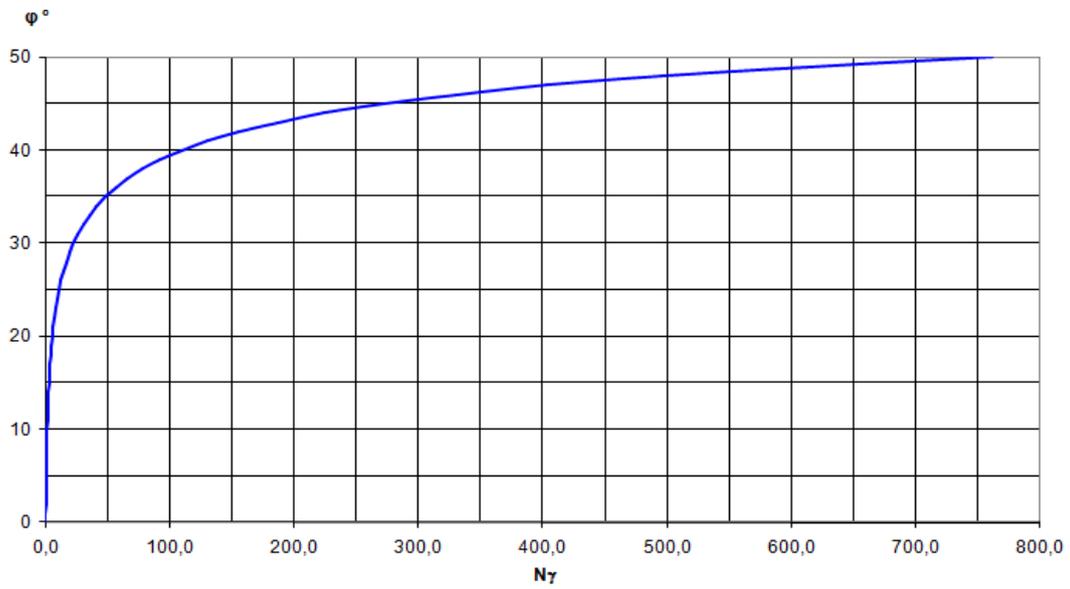


Figure VII.2. Résultat des facteurs de la capacité portante  $N_\gamma$  selon Eurocode 7

**VII.3. Semelle superficielle filante sur le sable sec :**

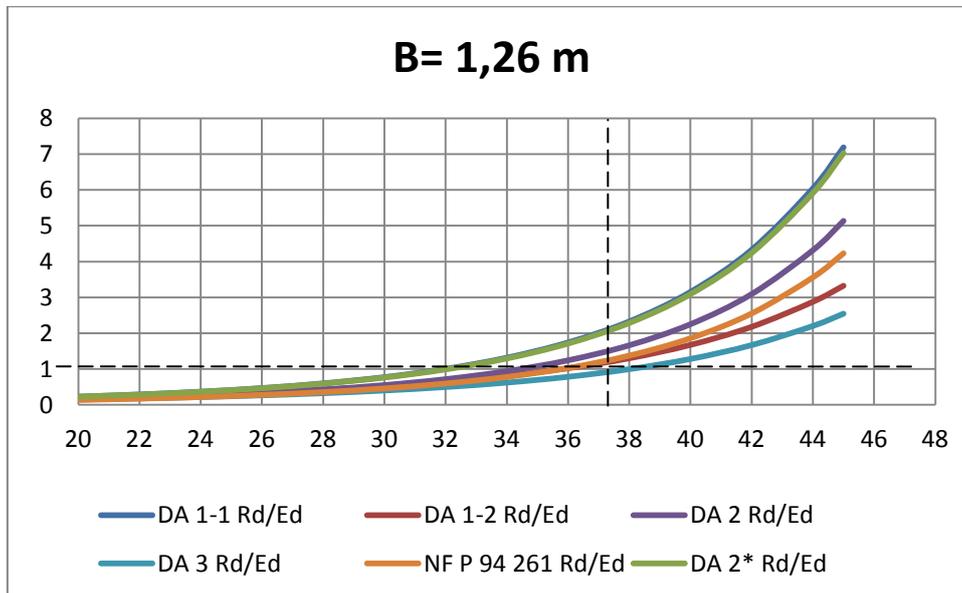


Figure VII.3.1. Fondation Filante, Charge Verticale Centrée

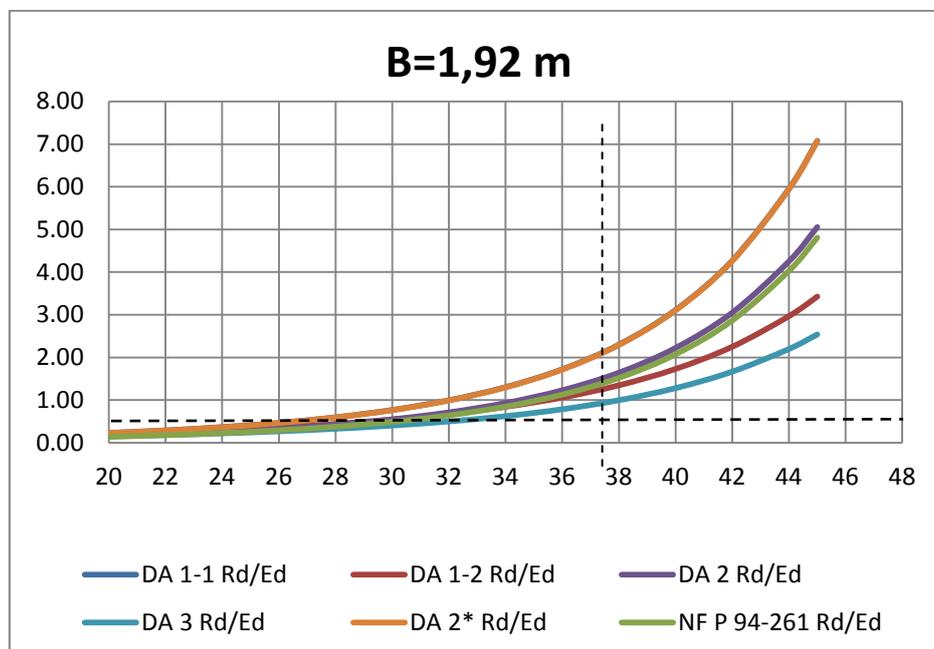


Figure VII.3.2. Fondation Filante, Charge verticale excentrée :

VII.4. Calcul de la capacité portante d'une fondation carrée

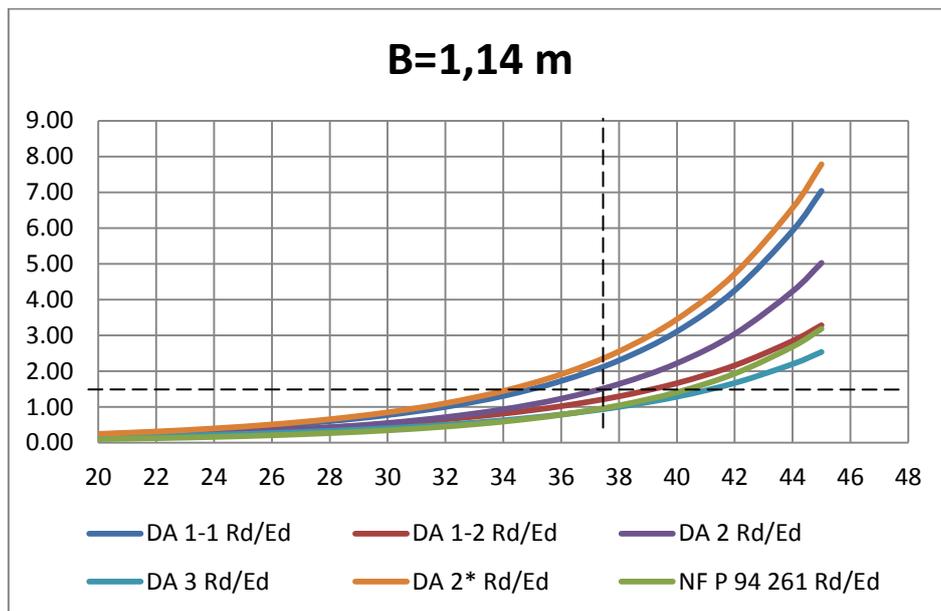


Figure. VII.4. 1. Fondation carrée , Charge verticale centrée

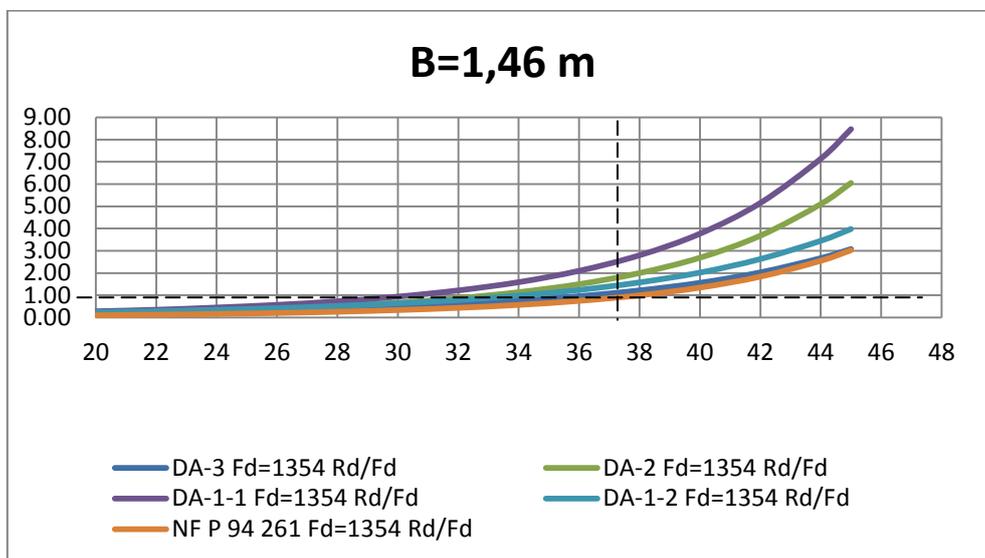
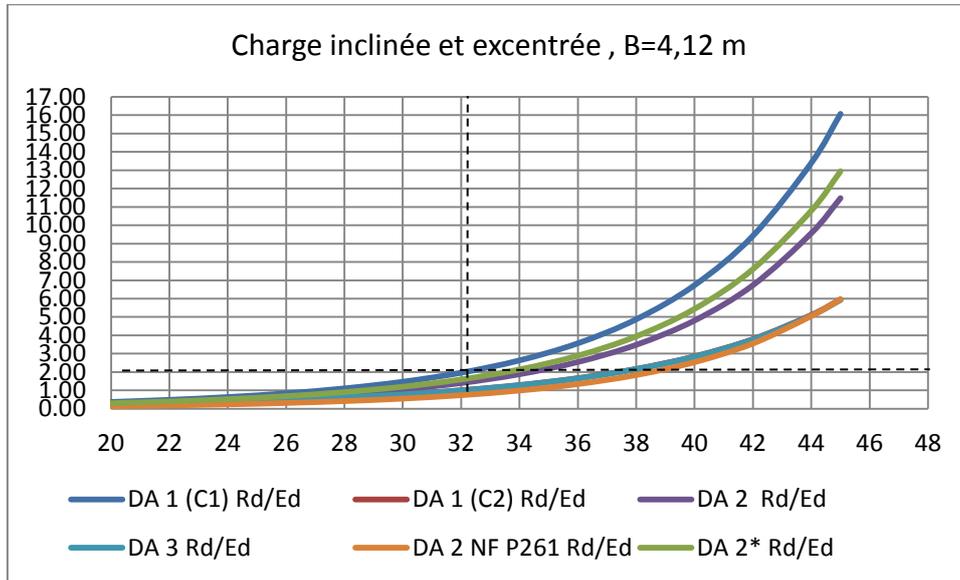


Figure. VII.4. 2. Fondation carrée, Charge verticale excentrée



VII.5. 1. Fondation carrée Charge inclinée et excentrée :

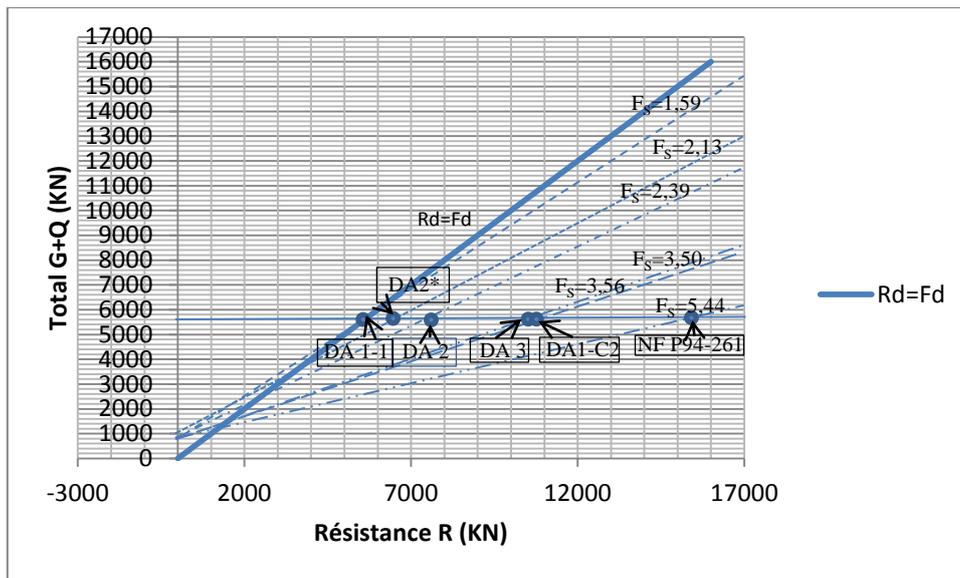


Figure (VII.5. 2) Les valeurs  $F_s$  en utilisant les différentes approches de calcul pour la fondation superficielle soumise à une charge inclinée et excentrée et la relation entre les valeurs caractéristiques et calculées

**Interprétation des résultats :**

Ce travail montre que l'approche 2 donne la plus petite valeur de la largeur B pour les divers fondations calculées. Les valeurs B présentés dans le tableau (VII.2) sont les largeurs des fondations critiques quand, pour chaque approche de calcul et de la condition de chargement, la charge verticale calculée est égale à la résistance de portance calculée. Les résultats montrent que, pour les conditions de calcul dans cet exemple, le traitement de la charge verticale comme défavorable est la condition de charge critique pour DA1 et DA3, tout en traitant la charge verticale aussi favorable est la condition de charge critique pour DA2. Dans le cas de DA1, la largeur calculée est déterminée par combinaison 2. La comparaison des différentes méthodes de calcul, DA3 donne la plus grande largeur de 4,12 m, DA2 donne la plus petite largeur de 3.65m et DA1 donne une largeur intermédiaire de 4.11m. Le facteur global de la sécurité,  $F_s$ , est obtenue en divisant la résistance de portance non pondérée,  $R_k$  par la charge verticale non pondérée (avec  $\psi = 1.0$ ),  $V_k$  pour  $B = 4.11\text{m}$ ,  $F_s = R_k / V_k = 2,13$ . (Voir Figure (VII.5. 2))

Ces lignes montrent les différents niveaux de sécurité, et donc les différents niveaux de fiabilité, obtenus en utilisant les différentes Approches de calcul. Pour cet exemple de calcul de fondations superficielles carrées. Il est à noter que les valeurs calculées indiquées dans le Tableau (VII.2), et tracées à la Figure (VII.5. 2) sont pour le calcul à l'ELU et ne tiennent pas compte du tassement de la fondation.

**VII.5. Graphe de calcul d'une fondation superficielle simple soumise à une charge verticale avec Limit State-Geo**

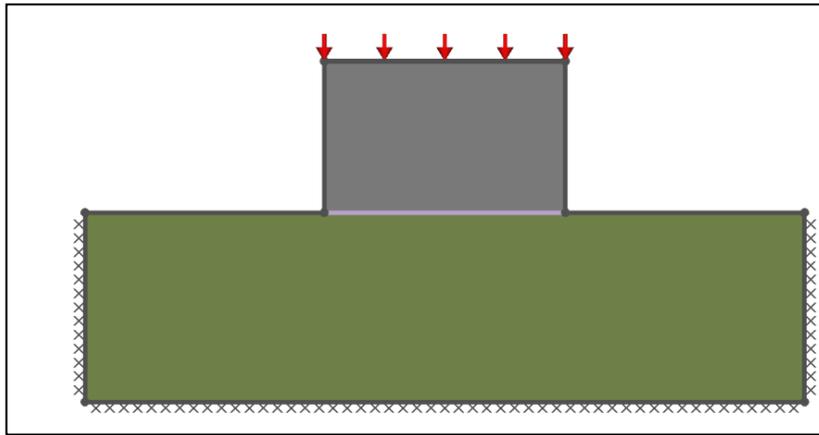


Figure VII.5.1 Géométrie

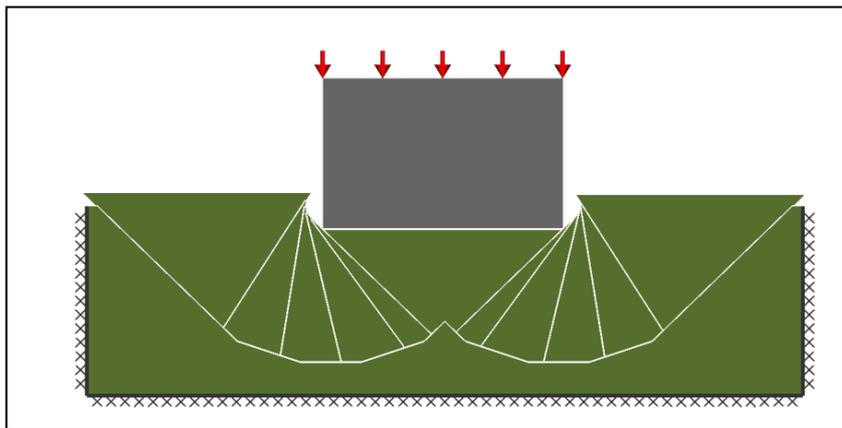


Figure VII.5.2. mécanisme de rupture (Scénario 2)

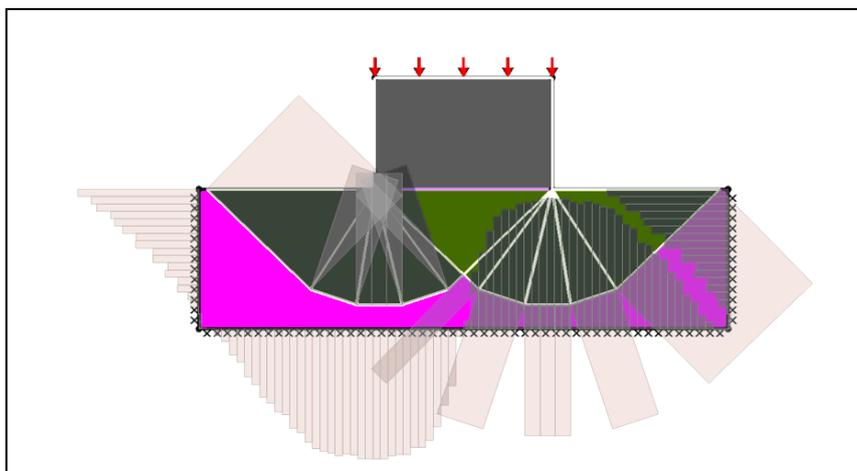


Figure VII.5.3 mécanisme de rupture (Scénario 2)

VIII.6. Les Graphes de calcul d'une fondation superficielle chargée soumise à une charge verticale avec Limit State Geo

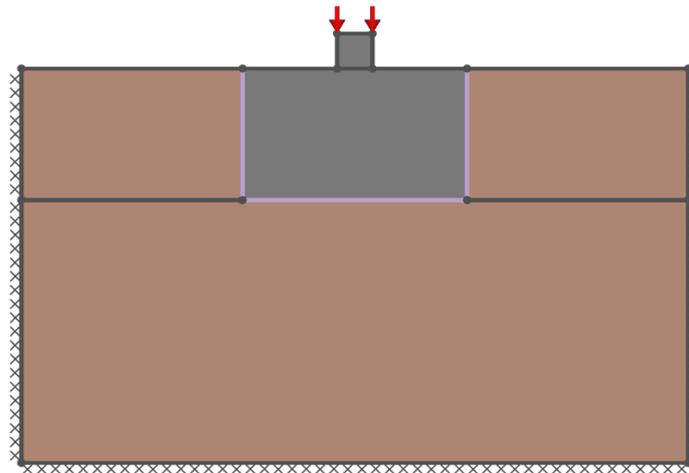


Figure VII.6.1. Géométrie

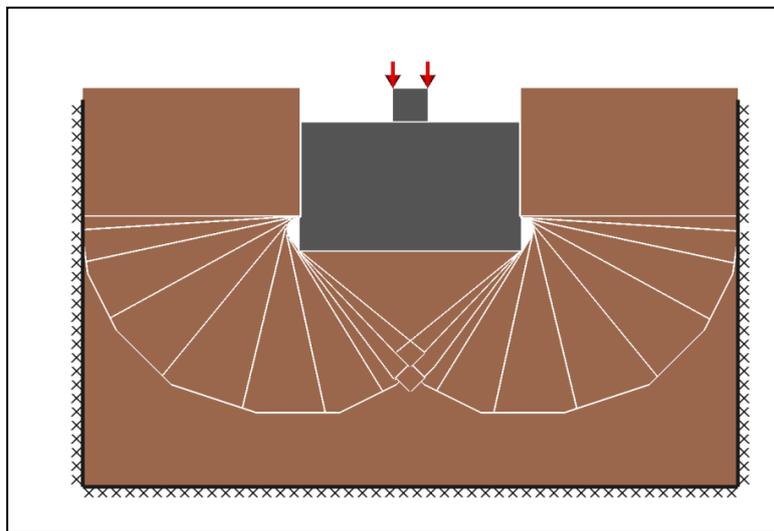


Figure VII.6.2. mécanisme de rupture (Scénario 2)

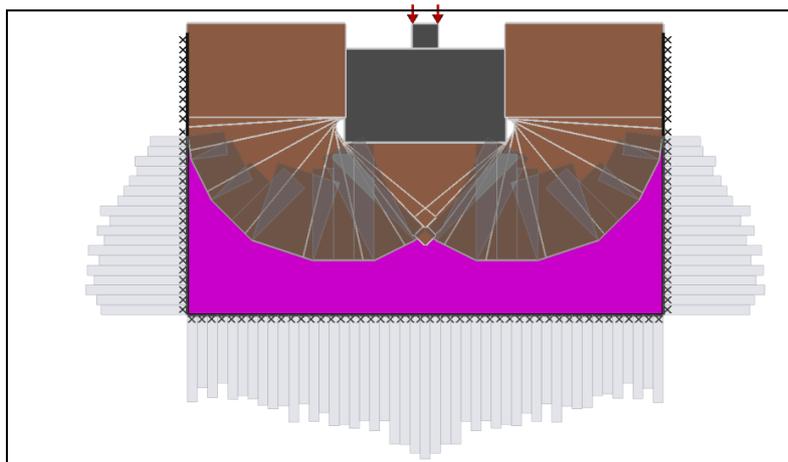


Figure VII.6.3. contrainte de cisaillement du scénario le plus critique

**VII.7. Les Graphes de calcul d'une fondation superficielle soumise à une charge horizontale et verticale avec Limit State Geo**

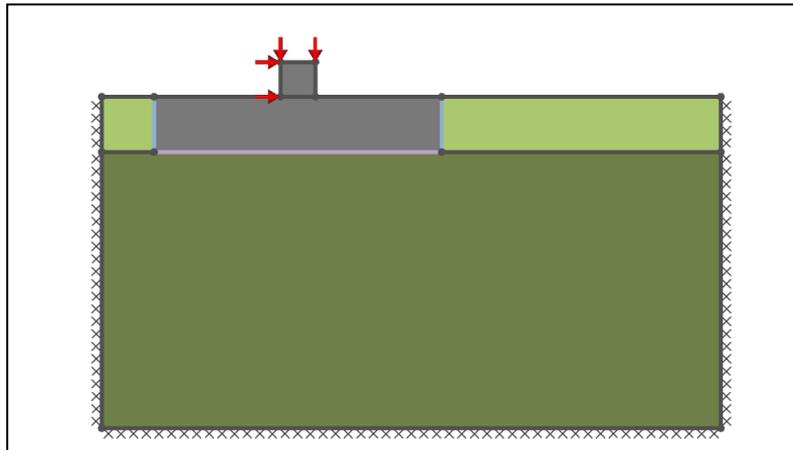


Figure VII.7.1 Géométrie

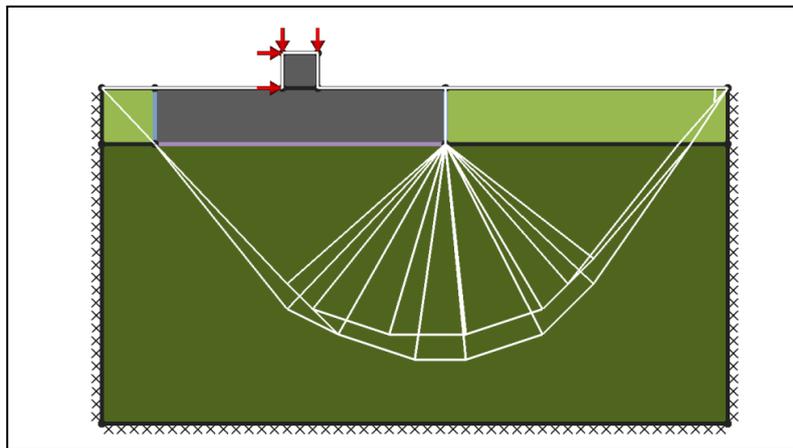


Figure VII.7.2. mécanisme de rupture (Scénario 2)

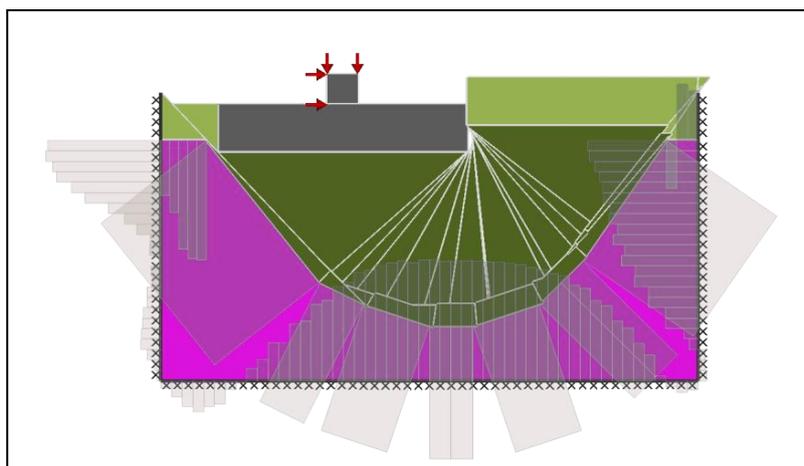


Figure VII.7.3. contrainte de cisailement du scénario le plus critique

En général, Pour le calcul par le logiciel Limit State on a :

Le facteur d'adéquation  $\geq 1.0$  le problème est en sécurité contre la rupture

Le facteur d'adéquation  $< 1.0$  le problème n'est pas en sécurité contre la rupture

La démarche de tests et la valeur d'exemple des cas-tests en vraie grandeur (les benchmarks)

apparaissent comme un outil de validation des modèles numériques et comme un outil d'apprentissage de la modélisation appliquée à des ouvrages du génie civil

« Même si tout ouvrage de géotechnique est un « exemplaire unique » de par ses structures et son environnement, la modélisation de l'ouvrage ne peut être unique tant les hypothèses sont nombreuses pour l'élaborer. Chaque ingénieur a une certaine conception du fonctionnement d'un ouvrage et il construira son modèle en fonction de ses connaissances. Pour ces deux raisons, la validation d'un modèle reste une affaire ponctuelle et somme toute relative. Néanmoins, la publication d'études de synthèse sur des expérimentations et des modélisations d'ouvrages-types a permis de proposer des critères objectifs pour la validation et la justification des modèles éléments finis. La question essentielle n'est pas de connaître le degré d'exactitude des valeurs numériques, mais d'estimer le réalisme de la modélisation élaborée. Par ailleurs comme, malgré tous les tests effectués, on ne peut garantir l'absence d'erreur dans un logiciel, les résultats de calcul par éléments finis doivent être examinés avec rigueur et soumis à l'avis de géotechniciens avertis. Les tests de validation sont essentiels mais ils ne sont donc pas suffisants. Des méthodes d'Assurance-Qualité dans le développement, la maintenance et l'utilisation du logiciel doivent venir les compléter. C'est dans la combinaison de ces deux garanties que résident la meilleure preuve de la fiabilité du logiciel et donc les arguments suffisants pour convaincre de la qualité des calculs les responsables de bureaux d'études et de contrôle. » (P Mestat et Y Riou ; 1999) [72]

Les calculs géotechniques à l'Eurocode 7 ont pour objectif d'atteindre la fiabilité nécessaire d'une structure géotechnique en tenant compte de tous les facteurs pertinents à tous les stades de calcul, compte tenu de tous les états limites pertinentes et par l'utilisation de calcul appropriée . Pour les situations de calcul aux états limites ultimes, le niveau requis de fiabilité est obtenue en appliquant les coefficients partiels appropriés pour les valeurs caractéristiques des charges et les paramètres ou les résistances sol.

Les coefficients partiels de l'État limite ultime utilisée dans les calculs de calcul Eurocode 7 sont choisis sur la base de longue expérience. Si les coefficients partiels sont appliqués aux paramètres de sol ou les résistances ont donné lieu à trois approches de calcul avec différents ensembles de coefficients partiels, qui ont entraîné des différents modèles et en conséquent de différentes fiabilités, en fonction de l'Approche de calcul adoptée. La fiabilité des modèles géotechniques a été révélée être significativement dépendant de la variabilité des paramètres du sol et sur les hypothèses du modèle de calcul. Les facteurs traditionnels de la sécurité ne tient pas compte de la variabilité du sol et donc ne peut pas fournir une évaluation fiable de la probabilité de défaillance ou sécurité réelle.

L'avantage des analyses de la fiabilité, c'est qu'ils tiennent compte de la variabilité des paramètres intervenant dans un calcul géotechnique et ainsi présenter un cadre analytique cohérent reliant la variabilité de la probabilité cible de défaillance et donc fournir un cadre unificateur entre conceptions géotechniques et structurelles (Phoon et al, 2003). En raison de l'incertitude dans les modèles de calcul et erreurs de modèle, les analyses de fiabilité tendent à surestimer la probabilité de calculs géotechniques.

La sélection des coefficients partiels et l'approche de calcul en Allemagne a été fondée sur le principe que le niveau de l'ancien concept global de sécurité devrait être plus ou moins maintenu lorsque le concept de coefficients partiels a été introduit avec les Eurocodes. Un calcul selon CE 7-1 devrait aboutir à peu près les mêmes dimensions pour des fondations comme calcul selon les normes utilisées dans le passé.

Le calcul de conception comparative pour une fondation superficielle avec des charges excentriques et inclinées montre que le niveau de l'ancien concept global de sécurité ne peut être maintenue que en utilisant la conception Approche DA 2 \* dans lequel les coefficients partiels sont introduits à la fin de calcul lorsque l'équation d'état limite est vérifiée.

En outre, les calculs comparatifs ont montré que l'approche de calcul DA 2 \*, par rapport aux autres approches de calcul, fournit le calcul le plus économique pour les fondations superficielles avec des charges excentriques et inclinées, où la capacité portante est pertinente pour la conception et quand les valeurs des coefficients partiels recommandés par l'Eurocode 7 sont utilisés.

En France, l'approche de conception 2, avec les coefficients partiels introduits à la source pour les actions, et de la résistance totale à la fin, il est recommandé pour la plupart des structures. Approche de conception 3 peut également être utilisée; en particulier pour vérifier la stabilité des pentes.

Il convient de souligner que DA 2 et DA 2 \* sont le plus souvent identiques. Par contre avec une approche de calcul, une seule combinaison de facteurs partiels est nécessaire (sauf dans les cas spéciaux où il n'est pas évident si certaines actions sont favorables ou défavorables). Les deux approches DA 2 et DA 2 \* sont «facteurs de résistance», à savoir un facteur unique est appliqué sur la résistance de sol totale.

Le calcul final de nombreuses structures géotechniques dépend également des critères de maintenance. Ils doivent souvent résister à des actions accidentelles, ainsi. Les vérifications correspondantes n'ont pas été traitées dans des situations de projet durables et transitoires.

En général, Pour le calcul par le logiciel Limit State on a :

Le facteur d'adéquation  $\geq 1.0$  le problème est en sécurité contre la rupture

Le facteur d'adéquation  $< 1.0$  le problème n'est pas en sécurité contre la rupture

La question essentielle n'est pas de connaître le degré d'exactitude des valeurs numériques, mais d'estimer le réalisme de la modélisation élaborée. Par ailleurs comme, malgré tous les tests effectués, on ne peut garantir l'absence d'erreur dans un logiciel, les résultats de calcul par éléments finis doivent être examinés avec rigueur et soumis à l'avis de géotechniciens avertis.

Les tests de validation sont essentiels mais ils ne sont donc pas suffisants. Des méthodes d'Assurance-Qualité dans le développement, la maintenance et l'utilisation du logiciel doivent venir les compléter. C'est dans la combinaison de ces deux garanties que résident la meilleure preuve de la fiabilité du logiciel et donc les arguments suffisants pour convaincre de la qualité des calculs les responsables de bureaux d'études et de contrôle.

## Calcul Numérique

### A. 1. Facteurs de la capacité portante $N_c$ , $N_q$ , $N_\gamma$ et

#### A. 1. 1. Facteurs de la capacité portante $N_\gamma$

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_\gamma$ (EC7)	$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_\gamma$ (EC7)
0	5,14	1,00	0,00	0,00	25	20,72	10,66	10,88	9,01
1	5,38	1,09	0,07	0,00	26	22,25	11,85	12,54	10,59
2	5,63	1,20	0,15	0,01	27	23,94	13,20	14,47	12,43
3	5,90	1,31	0,24	0,03	28	25,80	14,72	16,72	14,59
4	6,19	1,43	0,34	0,06	29	27,86	16,44	19,34	17,12
5	6,49	1,57	0,45	0,10	30	30,14	18,40	22,40	20,09
6	6,81	1,72	0,57	0,15	31	32,67	20,63	25,99	23,59
7	7,16	1,88	0,71	0,22	32	35,49	23,18	30,21	27,72
8	7,53	2,06	0,86	0,30	33	38,64	26,09	35,19	32,59
9	7,92	2,25	1,03	0,40	34	42,16	29,44	41,06	38,37
10	8,34	2,47	1,22	0,52	35	46,12	33,30	48,03	45,23
11	8,80	2,71	1,44	0,66	36	50,59	37,75	56,31	53,40
12	9,28	2,97	1,69	0,84	37	55,63	42,92	66,19	63,18
13	9,81	3,26	1,97	1,05	38	61,35	48,93	78,02	74,90
14	10,37	3,59	2,29	1,29	39	67,87	55,96	92,25	89,01
15	10,98	3,94	2,65	1,58	40	75,31	64,20	109,41	106,05
16	11,63	4,34	3,06	1,91	41	83,86	73,90	130,21	126,74
17	12,34	4,77	3,53	2,31	42	93,71	85,37	155,54	151,94
18	13,10	5,26	4,07	2,77	43	105,11	99,01	186,53	182,80
19	13,93	5,80	4,68	3,30	44	118,37	115,31	224,63	220,77
20	14,83	6,40	5,39	3,93	45	133,87	134,87	271,75	267,75
21	15,81	7,07	6,20	4,66	46	152,10	158,50	330,34	326,20
22	16,88	7,82	7,13	5,51	47	173,64	187,21	403,65	399,36
23	18,05	8,66	8,20	6,50	48	199,26	222,30	496,00	491,56
24	19,32	9,60	9,44	7,66	49	229,92	265,50	613,14	608,54
					50	266,88	319,06	762,86	758,09

## A. 2. Fondation Filante soumise à une Charge Verticale Centrée

B=1,26												
$\varphi$	DA 1-1			DA 1-2			DA 2			DA 3		
	Ed	Rd	Rd/Ed									
20	1315,7	304,30	0,23	1016,6	199,33	0,20	1315,7	217,35	0,17	1315,7	199,33	0,15
22	1315,7	383,14	0,29	1016,6	240,28	0,24	1315,7	273,67	0,21	1315,7	240,28	0,18
24	1315,7	484,63	0,37	1016,6	290,91	0,29	1315,7	346,17	0,26	1315,7	290,91	0,22
26	1315,7	616,18	0,47	1016,6	353,90	0,35	1315,7	440,13	0,33	1315,7	353,90	0,27
28	1315,7	788,04	0,60	1016,6	432,85	0,43	1315,7	562,89	0,43	1315,7	432,85	0,33
30	1315,7	1014,56	0,77	1016,6	532,59	0,52	1315,7	724,69	0,55	1315,7	532,59	0,40
32	1315,7	1316,09	1,00	1016,6	659,73	0,65	1315,7	940,06	0,71	1315,7	659,73	0,50
34	1315,7	1721,92	1,31	1016,6	823,42	0,81	1315,7	1229,94	0,93	1315,7	823,42	0,63
36	1315,7	2274,89	1,73	1016,6	1036,48	1,02	1315,7	1624,92	1,23	1315,7	1036,48	0,79
38	1315,7	3038,78	2,31	1016,6	1317,23	1,30	1315,7	2170,55	1,65	1315,7	1317,23	1,00
40	1315,7	4110,29	3,12	1016,6	1692,23	1,66	1315,7	2935,92	2,23	1315,7	1692,23	1,29
42	1315,7	5639,33	4,29	1016,6	2200,79	2,16	1315,7	4028,10	3,06	1315,7	2200,79	1,67
44	1315,7	7863,61	5,98	1016,6	2902,27	2,86	1315,7	5616,86	4,27	1315,7	2902,27	2,21
45	1315,7	9348,99	7,11	1016,6	3352,26	3,30	1315,7	6677,85	5,08	1315,7	3352,26	2,55

B=1,26				B=1,26		
NF P 94 261				DIN 1054 -2010 (DA 2*)		
$\varphi$	Ed	Rd	Rd/Ed	Ed	Rd	Rd/Ed
20	1315,7	181,13	0,14	954	217,35	0,23
22	1315,7	228,06	0,17	954	273,14	0,29
24	1315,7	288,47	0,22	954	346,17	0,36
26	1315,7	366,78	0,28	954	440,13	0,46
28	1315,7	469,07	0,36	954	562,89	0,59
30	1315,7	603,9	0,46	954	724,69	0,76
32	1315,7	783,39	0,60	954	940,06	0,99
34	1315,7	1024,95	0,78	954	1229,94	1,29
36	1315,7	1354,1	1,03	954	1624,92	1,71
38	1315,7	1808,79	1,37	954	2170,55	2,28
40	1315,7	2446,6	1,86	954	2935,92	3,09
42	1315,7	3356,75	2,55	954	4028,1	4,24
44	1315,7	4680,72	3,56	954	5616,86	5,91
45	1315,7	5564,88	4,23	954	6677,85	7,03

### A. 3. Fondation Filante soumise à une Charge Verticale excentrée

B=1,92				B=1,92			
DA 1-1				DA 1-2			
$\varphi$	Ed	Rd	Rd/Ed	$\varphi$	Ed	Rd	Rd/Ed
20	1310,1	302,27	0,23	20	970,4	198,05	0,20
22	1310,1	380,55	0,29	22	970,4	238,71	0,25
24	1310,1	481,29	0,37	24	970,4	288,98	0,30
26	1310,1	611,86	0,47	26	970,4	351,52	0,36
28	1310,1	782,42	0,60	28	970,4	429,89	0,44
30	1310,1	1007,21	0,77	30	970,4	528,89	0,55
32	1310,1	1306,4	1,00	32	970,4	655,08	0,68
34	1310,1	1709,07	1,30	34	970,4	817,52	0,84
36	1310,1	2257,68	1,72	36	970,4	1028,96	1,06
38	1310,1	3015,46	2,30	38	970,4	1307,54	1,35
40	1310,1	4078,35	3,11	40	970,4	1679,61	1,73
42	1310,1	5594,94	4,27	42	970,4	2184,16	2,25
44	1310,1	7800,94	5,95	44	970,4	2880,05	2,97
45	1310,1	9274,02	7,08	45	970,4	3326,44	3,43

B=1,92				B=1,92			
DA 2				DA 3			
$\varphi$	Ed	Rd	Rd/Ed	$\varphi$	Ed	Rd	Rd/Ed
20	1310,1	215,91	0,16	20	1310,1	198,05	0,15
22	1310,1	271,82	0,21	22	1310,1	238,71	0,18
24	1310,1	343,78	0,26	24	1310,1	288,98	0,22
26	1310,1	437,04	0,33	26	1310,1	351,52	0,27
28	1310,1	558,87	0,43	28	1310,1	429,89	0,33
30	1310,1	719,43	0,55	30	1310,1	528,89	0,40
32	1310,1	933,15	0,71	32	1310,1	655,08	0,50
34	1310,1	1220,76	0,93	34	1310,1	817,52	0,62
36	1310,1	1612,63	1,23	36	1310,1	1028,96	0,79
38	1310,1	2153,9	1,64	38	1310,1	1307,54	1,00
40	1310,1	2913,11	2,22	40	1310,1	1679,54	1,28
42	1310,1	3996,39	3,05	42	1310,1	2184,16	1,67
44	1310,1	5572,1	4,25	44	1310,1	2880,05	2,20
45	1310,1	6624,3	5,06	45	1310,1	3326,44	2,54

B=1,92				B=1,92			
DA 2*				NF P 94-261			
$\varphi$	Ed	Rd	Rd/Ed	$\varphi$	Ed	Rd	Rd/Ed
20	970,4	222,29	0,23	20	1310,1	183,39	0,14
22	970,4	280,01	0,29	22	1310,1	233,46	0,18
24	970,4	354,34	0,37	24	1310,1	298,42	0,23
26	970,4	450,7	0,46	26	1310,1	383,26	0,29
28	970,4	576,63	0,59	28	1310,1	494,9	0,38
30	970,4	742,67	0,77	30	1310,1	643,08	0,49
32	970,4	963,75	0,99	32	1310,1	841,67	0,64
34	970,4	1261,39	1,30	34	1310,1	1110,73	0,85
36	970,4	1667,06	1,72	36	1310,1	1479,73	1,13
38	970,4	2227,61	2,30	38	1310,1	1992,73	1,52
40	970,4	3014,13	3,11	40	1310,1	2716,87	2,07
42	970,4	4136,79	4,26	42	1310,1	3756,67	2,87
44	970,4	5770,37	5,95	44	1310,1	5278,67	4,03
45	970,4	6861,5	7,07	45	1310,1	6299,64	4,81

### A.3. Calcul De La Capacité Portante D'une Fondation carrée soumise à une charge verticale centrée:

B=1,14			
DA 1-1			
	Ed	Rd	Rd/Ed
20	1310,43	307,73	0,23
22	1310,43	386,59	0,30
24	1310,43	487,92	0,37
26	1310,43	619,04	0,47
28	1310,43	790,06	0,60
30	1310,43	1015,11	0,77
32	1310,43	1314,23	1,00
34	1310,43	1716,2	1,31
36	1310,43	2263,11	1,73
38	1310,43	3017,47	2,30
40	1310,43	4074,08	3,11
42	1310,43	5579,62	4,26
44	1310,43	7766,45	5,93
45	1310,43	9225,26	7,04

B=1,14			
DA 1-2			
	Ed	Rd	Rd/Ed
20	1012,63	202,47	0,20
22	1012,63	243,58	0,24
24	1012,63	294,32	0,29
26	1012,63	357,36	0,35
28	1012,63	436,24	0,43
30	1012,63	535,74	0,53
32	1012,63	662,4	0,65
34	1012,63	825,23	0,81
36	1012,63	1036,87	1,02
38	1012,63	1315,36	1,30
40	1012,63	1686,82	1,67
42	1012,63	2189,87	2,16
44	1012,63	2882,75	2,85
45	1012,63	3326,76	3,29

B=1,14			
DA 2			
	Ed	Rd	Rd/Ed
20	1310,43	219,81	0,17
22	1310,43	276,14	0,21
24	1310,43	348,51	0,27
26	1310,43	442,17	0,34
28	1310,43	564,33	0,43
30	1310,43	725,08	0,55
32	1310,43	938,73	0,72
34	1310,43	1225,86	0,94
36	1310,43	1616,5	1,23
38	1310,43	2155,34	1,64
40	1310,43	2910,06	2,22
42	1310,43	3985,44	3,04
44	1310,43	5547,47	4,23
45	1310,43	6589,47	5,03

B=1,14			
DA 3			
	Ed	Rd	Rd/Ed
20	1310,43	202,47	0,15
22	1310,43	243,58	0,19
24	1310,43	294,32	0,22
26	1310,43	357,36	0,27
28	1310,43	436,24	0,33
30	1310,43	535,74	0,41
32	1310,43	662,4	0,51
34	1310,43	825,23	0,63
36	1310,43	1036,87	0,79
38	1310,43	1315,36	1,00
40	1310,43	1686,82	1,29
42	1310,43	2189,87	1,67
44	1310,43	2882,75	2,20
45	1310,43	3326,76	2,54

B=1,14				B=1,14			
DA 2*				NF P 94 261			
	Ed	Rd	Rd/Ed		Ed	Rd	Rd/Ed
20	1078,5	268,28	0,25	20	1317,5	134,14	0,10
22	1078,5	340,23	0,32	22	1317,5	170,11	0,13
24	1078,5	432,97	0,40	24	1317,5	216,48	0,16
26	1078,5	553,27	0,51	26	1317,5	276,64	0,21
28	1078,5	710,46	0,66	28	1317,5	358,23	0,27
30	1078,5	917,51	0,85	30	1317,5	458,76	0,35
32	1078,5	1192,78	1,11	32	1317,5	596,39	0,45
34	1078,5	1562,52	1,45	34	1317,5	781,26	0,59
36	1078,5	2064,93	1,91	36	1317,5	1032,46	0,78
38	1078,5	2756,53	2,56	38	1317,5	1378,26	1,05
40	1078,5	3722,5	3,45	40	1317,5	1861,25	1,41
42	1078,5	5093,95	4,72	42	1317,5	2546,97	1,93
44	1078,5	7077,23	6,56	44	1317,5	3538,62	2,69
45	1078,5	8395,37	7,78	45	1317,5	4197,68	3,19

**A .3 . 2. Fondation carrée soumise à une charge Charge verticale excentrée**

<b>B=1,46 m</b>										
NF P 94 261			DA-3		DA-2=DA2*		DA-1-1		DA-1-2	
Fd=1354			Fd=1354		Fd=1354		Fd=1354		Fd=1354	
	Rd	Rd/Fd	Rd	Rd/Fd	Rd	Rd/F	Rd	Rd/Fd	Rd	Rd/Fd
20	135,63	0,10	247,15	0,18	372,09	0,28	379,77	0,28	246,71	0,24
22	171,18	0,13	298,9	0,22	469,42	0,35	479,3	0,35	298,36	0,29
24	216,88	0,16	362,86	0,27	594,53	0,44	607,27	0,45	362,19	0,35
26	276,03	0,20	442,4	0,33	756,39	0,57	772,89	0,57	441,57	0,42
28	353,16	0,26	541,99	0,4	967,39	0,72	988,85	0,73	540,97	0,52
30	454,58	0,34	667,68	0,49	1244,74	0,93	1272,81	0,94	666,4	0,64
32	589,19	0,44	827,66	0,61	1612,76	1,21	1649,72	1,22	826,06	0,79
34	769,75	0,57	1033,25	0,76	2106,25	1,58	2155,29	1,59	1031,23	0,99
36	1014,81	0,75	1300,25	0,96	2775,81	2,08	2841,46	2,1	1297,68	1,24
38	1351,82	1,00	1651,15	1,22	3696,29	2,77	3785,09	2,8	1647,85	1,58
40	1822,16	1,35	2118,37	1,56	4980,5	3,73	5102,04	3,77	2114,1	2,02
42	2489,52	1,84	2749,68	2,03	6802,02	5,09	6970,65	5,15	2744,08	2,63
44	3454,21	2,55	3616,78	2,67	9434,11	7,06	9671,79	7,14	3609,36	3,45
45	4095,24	3,02	4171,12	3,08	11182,64	8,37	11466,69	8,47	4162,52	3,98

**A .3 . 3. Fondation carrée Charge incliné et excentrée :**

B=4,12	DA 1 (C1)			DA 1 (C2)		
	Ed	Rd	Rd/Ed	Ed	Rd	Rd/Ed
20	7490	2777,48	0,37	Ed	Rd	Rd/Ed
22	7490	3644,16	0,49	5925,9	1474,32	0,25
24	7490	4786,9	0,64	5925,9	1848,18	0,31
26	7490	6301,38	0,84	5925,9	2321,3	0,39
28	7490	8321,26	1,11	5925,9	2922,93	0,49
30	7490	11035,42	1,47	5925,9	3692,45	0,62
32	7490	14714,42	1,96	5925,9	4683,46	0,79
34	7490	19751,39	2,64	5925,9	5969,84	1,01
36	7490	26726,61	3,57	5925,9	7654,74	1,29
38	7490	36511,6	4,87	5925,9	9884,24	1,67
40	7490	50440,29	6,73	5925,9	12868,56	2,17
42	7490	70597,7	9,43	5925,9	16915,41	2,85
44	7490	100319,29	13,39	5925,9	22483,85	3,79
45	7490	120356,89	16,07	5925,9	30273,13	5,11
				5925,9	35319,89	5,96

B=4,12						
	DA 2			DA 3		
	Ed	Rd	Rd/Ed	Ed	Rd	Rd/Ed
20	7490	1983,92	0,26	6025,9	1489,05	0,25
22	7490	2602,97	0,35	6025,9	1866,94	0,31
24	7490	3419,21	0,46	6025,9	2345,19	0,39
26	7490	4500,99	0,60	6025,9	2953,39	0,49
28	7490	5943,75	0,79	6025,9	3731,38	0,62
30	7490	7882,44	1,05	6025,9	4733,37	0,79
32	7490	10510,3	1,40	6025,9	6034,09	1,00
34	7490	14108,13	1,88	6025,9	7737,89	1,28
36	7490	19090,44	2,55	6025,9	9992,54	1,66
38	7490	26097,72	3,48	6025,9	13010,71	2,16
40	7490	36028,78	4,81	6025,9	17103,73	2,84
42	7490	50426,93	6,73	6025,9	22736,03	3,77
44	7490	71656,63	9,57	6025,9	30615,12	5,08
45	7490	85969,21	11,48	6025,9	35720,3	5,93

B=4,12	DA 2 NF P261			DA 2*		
	Ed	Rd	Rd/Ed	Ed	Rd	Rd/Ed
20	7090	991,96	0,14	5325,9	1629,07	0,31
22	7090	1301,49	0,18	5325,9	2131,33	0,40
24	7090	1709,61	0,24	5325,9	2792,49	0,52
26	7090	2250,49	0,32	5325,9	3667,38	0,69
28	7090	2971,88	0,42	5325,9	4832,54	0,91
30	7090	3941,22	0,56	5325,9	6396,06	1,20
32	7090	5255,15	0,74	5325,9	8512,61	1,60
34	7090	7054,07	0,99	5325,9	11406,72	2,14
36	7090	9545,22	1,35	5325,9	15409,56	2,89
38	7090	13039,86	1,84	5325,9	21018,01	3,95
40	7090	18014,39	2,54	5325,9	28991,98	5,44
42	7090	25213,47	3,56	5325,9	40518,13	7,61
44	7090	35828,32	5,05	5325,9	57493,1	10,80
45	7090	42248,6	5,96	5325,9	68927,47	12,94

- [1].Rolf Katzenbach, Direktor des institutes und der Versuchsanstalt fur Geotechnik der TU Darmstadt.,2013, Studienunterlagen Geotechnik,
- [2] Karl Terzaghi , 1943 , Theoretical Soil Mechanics. John Wiley et Sons.
- [3] A Bond and A Harris, 2008; Decoding Eurocode 7 first published, by Taylor & Francis.
- [4]Vesic , A.S, 1973 , Analysis of ultimate Loads of shallow Foundations , “journal of soil Mechanics and Foundations Division , American Society of civil Engineers .
- [5] Meyerhof G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Revue Canadienne de Géotechnique/Canadian Geotechnical Journal, vol. 1, n°1, 16-26
- [6] Brinch-Hansen J.,1970. A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute Bulletin, n° 28, 5-11.
- [7] Salençon J. ,1974. Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols. Eyrolles, Paris.
- [8] Chen W.F. (1975). Limit analysis and soil plasticity. Elsevier, Amsterdam .
- [9] Coulomb C.A.,1773. Essai sur une application des règles de maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l’architecture. Mémoire présenté à l’Académie Royale des Sciences. Académie des Sciences de Paris, R. Prés. Savants Étrangers, vol. 7, 343-382.
- [10] Rankine W.J.M. ,1857. On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society, London, vol. 147, n°9
- [11] Massau J. (1899). Mémoire sur l’intégration des équations aux dérivées partielles. Chapitre VI : Équilibre des terres sans cohésion. Annales de l’Association des Ingénieurs de l’École de gand. Réédité Édition du centenaire, Delporte, Mons, 1952.
- [12] Caquot A. (1934). Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes. Gauthier-Villars, Paris, 191 pages.
- [13] Sokolovskij V.V. (1960). Statics of soil media. Translated from the second Russian edition (1954) by D.H. Jones and A.N. Schofield, Butterworths, London, 237 pages.
- [14] Salençon J. (1996). Introduction à l’élasto-plasticité et au calcul à la rupture. École Polytechnique, Département de mécanique.
- [15] Magnan J.P., Droniuc N., Mestat Ph., Canepa Y. (2001). Comparaison des calculs de portance des fondations superficielles. Comptes rendus, 15<sup>ème</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Istanbul, Turquie.
- [16] Magnan, 2004, Les méthodes de calcul de la portance des fondations Superficielles, FONDSUP 2003 –Vol. 2. Presses de l’enpc/LCPC, Paris.

- [17] Prandl L. (1921). Über die Eindringungsfestigkeit plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Basel, Schweiz, vol. 1, n°1, 15-20
- [18] Richards, R. Jr., D. G. Elms et M. Budhu. 1993. « Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations ». Journal of Geotechnical Engineering, vol. 119, no 4, p. 662-674.
- [19] Reissner H. (1924). Zum Erddruckproblem. Proceedings, 1st International Congress of Applied Mechanics, Delft, 295-311.
- [20] Meyerhof G.G. (1961). Discussion on « Foundations other than piled foundations ». Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 3, p. 193.
- [21] Skempton A.W. (1951). The bearing capacity of clays. Proceedings, Building Research Congress, London, 180-189.
- [22] Brinch Hansen J. (1955). Simpel beregning af fundamenteres bæreevne. Ingeniøren, vol. 64, n° 4, 95-100
- [23] Schultze E ; 1952). Der Widerstand des Baugrundes gegen schräge Sohlpressungen. Bautechnik, vol. 29, p. 129.
- [24] Meyerhof G.G. (1955). Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, vol. 5, n° 3, 227-242 .
- [25] Lundgren H., Mortensen K.; 1953). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing on sand. Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, vol. 1, 409-412.
- [26] Brinch Hansen J ; 1961. A general formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute Bulletin, n°11, Copenhagen, et revue Ingeniøren, n° 5, 38-46.
- [27] Mandel J., Salençon J. ; 1969. Force portante d'un sol sur assise rigide. Comptes rendus, 7ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Mexico, vol. 2, 157-164.
- [28] Mandel J., Salençon J. ; 1972 Force portante d'un sol sur assise rigide (étude théorique). Géotechnique, vol. 22 , n° 1, pp. 79-93
- [29] Meyerhof G.G. ; 1956). Discussion on "Rupture surface in sand under oblique loads". ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 82, n° SM3, 1028-15-9
- [30] Hencky H. ,1923. Über einige statisch nbestimmte Falle des Gleichgewichts in plastischen Körpern. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Basel Schweiz, vol. 3, pp. 241-246.
- [31] Buisman A.S.K. (1935). De weerstand van paalpunten in zand. De Ingenieur, vol. 50, Bt. 25-28, 31-35.

- [32] Caquot A., Kérisel J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. Comptes rendus, 3ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Zürich, vol. 1, 336-337.
- [33] Vesic A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 99, n° SM1 , 45-73
- [34] Chowdhury, I., et S. P. Dasgupta. 2009. Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach, 2. Applications. 605 p.
- [35] Terzaghi K., Peck R.B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. Second edition. John Wiley and Sons, New York, 1967, 729 pages.
- [36] Lancellotta R. (1995). Geotechnical engineering. A.A. Balkema, Rotterdam, 436 pages.
- [37] DIN V 4017-100 (1995). Baugrund, Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachengründungen. Teil 100 : Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. DIN-Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- [38] Chen W.F. (1975). Limit analysis and soil plasticity. Elsevier, Amsterdam, 638 pages.
- [39] Kötter F. (1903). Die Bestimmung des Druckes an gekrümmten Gleitflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck. Monatsberichte der Akademie Wissenschaften, Berlin, pp. 229-233.
- [40] Novotortsev V.I. ; 1938. Application de la théorie de la plasticité au problème de la détermination de la capacité portante des fondations de bâtiments (en russe). Izvestiya .
- [41] Sokolovskij V.V. ; 1965. Statics of granular media. Pergamon Press, Oxford.
- [42] Prandl L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. Nachrichten der Königlich Gesellschaft für Wissenschaften, Göttingen, Math.-Phys. Kl., p. 74
- [43] Hansen B. , 1969). Bearing capacity of shallow strip footings in clay. Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico.
- [44] Chen W.F., McCarron W.O ; 1991. Bearing capacity of shallow foundations. Chapter 4 in « Foundation Engineering Handbook », edited by H.Y.Fang. Van Nostrand Reinhold, New York,
- [45] Eurocode 7 (2004). Norme XP 1997-1 : Calcul géotechnique.juin 2004, AFNOR
- [46] A Bond and A Harris, 2008, Decoding Eurocode 7; first edn,New York , Taylor et Francis
- [47] AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 2010. AASHTO LRFD bridge design specifications, 4th. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials,1 texte électronique.
- [48] Phoon, K. K. and Kulhawy, F. H. (2005). Characterization of model uncertainties for laterally loaded rigid drilled shafts. Géotechnique, 55(1), 45–54.
- [49] Hasofer, A. M. and Lind, N. C. (1974). Exact and invariant second moment code format.Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 100 (EM1), 111–21.

- [50] Rackwitz, R. and Fiessler, B., 1978. Structural reliability under combined random load sequences. *Computers and Structures*, 9, 489-494
- [51] Ang, A. H.-S. et Tang, W. H. (1984). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol. II: Design, Risk and Reliability*. John Wiley and Sons, New York.
- [52] Kok-Kwang Phoon. , (2008) ,*Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications*, Taylor & Francis.
- [53] R Frank , 2010 *Presentation générale de l'Eurocode 7* , International Conference on Geotechnical Engineering , Hammamet (Tunisia).
- [54] Student (1908). The probable error of a mean. *Biometrika*, 6, 1–25.
- [55] Schneider, H. R. (1997). Definition and determination of characteristic soil properties. In *Proceedings XII International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hamburg. Balkema, Rotterdam, pp. 4, 2271–4
- [56] Ovesen, N. K. and Denver, H. (1994). Assessment of characteristic values of soil parameters for design. In *Proceedings XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi. Balkema, 1, 437–60.
- [57] Cherubini, C. and Orr, T. L. L. (1999). Considerations on the applicability of semi-probabilistic Bayesian methods to geotechnical design. In *Proceedings XX Convegno Nazionale di Geotecnica*, Parma, Associazione Geotecnica Italiana, pp. 421–6
- [58] Kok-Kwang Phoon , 2008, *Reliability-Based Design in Geotechnical Engineering Computations and Applications*, Taylor & Francis
- [59] Duncan, J. M. (2000). Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE,126(4), 307–16.
- [60] *Smith's Elements of Soil Mechanics*, 2014, 9th Edition Ian Smith , Wiley-Blackwell.  
[Ian Smith\Smith's Elements of Soil Mechanics, 8th Edition.zip](#)  
[Ian Smith\Smith's Elements of Soil Mechanics, 9th Edition.zip](#)  
<http://www.wiley.com/go/smith/soil>
- [61] Frank, R., C. Bauduin, R. Driscoll, M. Kavvas, N. Krebs Ovesen, T. Orr, B. Schuppener (2004) *Designer's guide to EN 1997 Eurocode 7- Geotechnical design*, Thomas Telford, London.
- [62] Andrew J. Bond, Bernd Schuppener, Giuseppe Scarpelli, Trevor L.L. Orr, 2013, *Eurocode 7: Geotechnical Design, Worked examples presented at the Workshop “Eurocode 7: Geotechnical Design” Support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes*.
- [63] Eurocode 7 part 1, 2004 (NF EN 1997-1), *Geotechnical design part 1 ,General rules* , European committee for standardisation Brussels
- [64] Eurocode 7 part 1, 2004, *National annex (2006), Geotechnical design part 1 ,General rules* ,Afnor , Paris .

- [65] Schultze et de Pottharst, 1981; Versagenswahrscheinlichkeit und sicherheit von flachgruendunen als grundlage für Bauvorschriften , parts1-3, fraunhofer IRB verlag (In German)
- [66] Gaessler G de Gudehus G ,1983 ; Das neue statistische Sicheheitskonzept am Beispied der staudsicherheit verankerter waende und vernagelter waende ,fraunhofer IRB verlag (In German).
- [67]Schuppener et Hiebaum , 2011, Reliability Theory and safety in German Geotechnical design , proceeding of the 3<sup>rd</sup> International symposium on Geotechnical safety and risk (ISGSR 2011) eds .N vogt,B , Shuppener ,D, Straub ,G Braeu Bundesaustalt fuer wasserbau .
- [68]Weißenbach ,A , 2012:Die Entwicklungvon DIN 1054,in kommentar zum Handbuch Eurocode 7 –Geotechnisch Bemessung :Allgemeine Regeln, chapter A2 , ed,B Shuppener , Ernst et sohn ,Berlin (In German).
- [69] Din 1054 (2010) , Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd – und Grundbau – Ergaenzende Regelungen zu DIN EN 1997-1 Normnausschuss bauwesen im DIN e v, Beuth verlag Berlin (in German).
- [70] P A ,Gordon A. F.,Michael A. Hicks,Timo Schweckendiek,Brian Simpson ; 2013 ,Modern Geotechnical Design Codes of Practice: Implementation, Application and development , publié par the authors and IOS presse
- [71] Meyerhof G.G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads , Proceedings, 3th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 3, p. 193.
- [72] Philippe Mestat & Yvon Riou (1999) À propos des benchmarks en géotechnique, Revue Française de Génie Civil, 3:7-8, 657-671
- [73] Costet, J et Sanglerat, G : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris 1969.
- [74] Orr, T.L.L., 2005.Proceedings of the International Workshop on the Evaluation of Eurocode 7. Dublin, Kelly Commercial Print, Dublin, 12
- [75] BS 8004:1986, 1986.Code of practice for foundations. London: British Standard Institution.
- [76] Orr, T.L.L. and Breyse, D., 2008. Eurocode 7 and reliability-based design. In: K.K. Phoon, ed. Reliability based design in geotechnical engineering. London: Taylor et Francis, 298-343.