

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE SCIENCE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : GENIE CIVIL

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : BOUDJEMAA Farouk

Intitulé

Évaluation de l'aspect sécurité dans les
méthodes de calcul des fondations
superficielles

Soutenu devant le jury composé de :

SEDDIKI Ahmed

Université M'sila

Président

MEDDAH Abdelaziz

Université M'sila

Rapporteur

TALLAH Naoui

Université M'sila

Examineur

Année universitaire : 2021 /2022

Dédicaces

*Tout d'abord je tiens à remercier ALLAH
le Tout Puissant de m'avoir donné le
courage, la patience et la santé qui m'ont
permis de réaliser ce travail que je*

Je dédie ce modeste travail

A mes parents

A mon encadreur D.R Abdelaziz Meddah

A mes amis

*Et Toute la promotion du Master
spécialité Géotechnique 2022*

Remerciements

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à remercier mon encadreur Mr MEDDAH Abdelaziz pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je le remercie aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Mes remerciement vont ensuite aux membres de jury : pour avoir accepté de présider le jury de mon mémoire et qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche. Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude reconnaissance envers tous mes enseignants du « Département de Génie civil » à l'université de M'sila.

Je souhaite également remercier mes collègues et amis avec qui j'ai passé des bons moments. Je tiens à remercier enfin toute ma famille surtout Mon Père, Ma Mère, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

ملخص

تقدم هذه الدراسة تحليلاً مقارناً بين القاعدة الجزائرية وEurocode7، في التحقق من قدرة التحمل للمؤسسات الضحلة. في الواقع، يعتبر هذا النهج نوعاً مستمراً من القاعدة الخرسانية المسلحة. من المفترض أن يتم غرس الأساس في كتلة من التربة ذات الأصل الرملي تقع في مدينة بوسعادة التي يتم تحديد خصائص مقاومتها عن طريق الاختبارات ثلاثية المحاور.

يتكون النهج المتبع في الدراسة من مقارنة تطور النسبة بين قدرة التحمل والحمل المطبق R_d/F_d من خلال مراعاة المعلمات المختلفة، مثل هندسة القدم (العرض)، وعمق التضمين، والانحراف اللامركزي من الحمل، أو بالأحرى لحظة الانحناء المطبقة.

الكلمات الرئيسية: قاعدة الشريط، قدرة التحمل، الأمان، Eurocode7، DTR BC 2.331

Résumé

Cette étude présente une analyse comparative entre le règlement Algérien et l'Eurocode7, dans la vérification de la capacité portante des fondations superficielles. En effet, une semelle en béton armé de type filante est considérée pour cette démarche. La fondation est supposée implanter dans un massif de sol d'origine sableuse située dans la ville de Boussaâda dont les caractéristiques de résistance sont déterminées par d'essais triaxiaux.

La démarche entreprise dans l'étude consiste à comparer, l'évolution du rapport entre la capacité portante et la charge appliquée R_d/F_d en prenant en considération différents paramètres, tels que la géométrie de la semelle (largeur), la profondeur d'encastrement, l'excentrement de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué.

Mots clés : Semelle filante, capacité portante, sécurité, DTR BC 2.331, Eurocode7

Abstract

This study presents a comparative analysis between the Algerian design code and the Eurocode7, in the verification of the bearing capacity for shallow foundations. Indeed, a strip footing of concrete we considered for this approach. The foundation is supposed be implanted in a sandy soil located in the city of Boussaâda whose resistance characteristics are determined by triaxle tests.

The approach followed in the study consists in comparing the evolution of the ratio between the bearing capacity and the applied load R_d/F_d taking into consideration various parameters, such as the geometry of the footing (width), the depth of embedment, the eccentricity of the load, or rather the applied bending moment.

Keywords: shallow foundations, bearing capacity, security, DTR BC 2.331, Eurocode7

Sommaire

Dédicaces

Remerciements

ملخص

Résumé

Abstract

Liste de figure

Liste de tableau

Liste de notation

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I Généralités sur les fondations superficielles

I.	Fondation superficielles.....	4
I.1.	Introduction	4
I.2.	Définition.....	4
I.3.	Type des Fondations.....	4
I.4.	Comportement typique d'une fondation superficielle- essai de chargement....	6
I.4.1.	Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle	8
I.4.2.	Répartition des contraintes	9
I.4.2.1.	Contraintes de contact sous la fondation.....	9
I.4.2.2.	Distribution des contraintes sous une fondation superficielle rigide	10
I.5.	Prise en compte de la sécurité dans les calculs	11
I.5.1.	Coefficient global (approche adoptée par le DTR)	11

I.5.2.	Coefficients partiels (approche de l'Eurocode7).....	11
I.6.	Conclusion.....	12

CHAPITRE II Calcul de la capacité portante

II.	Calcul de la capacité portante des fondations superficielles	15
II.1.	Introduction.....	15
II.2.	Capacité portante de fondation superficielle par la méthode (c et ϕ)	15
II.3.	Théorie de Terzaghi	16
II.3.1.	Calcul en conditions drainées	18
II.3.2.	Calcul en conditions non drainées	20
II.3.3.	Effet de la forme de fondation –Charge verticale et centrée	20
II.3.4.	Effet de l'inclinaison de la charge	21
II.3.5.	Effet de l'excentrement de la charge	23
II.3.5.1.	Vérification de l'excentrement de la charge dans le DTR.....	25
II.3.5.2.	Vérification de l'excentrement de la charge dans l'Eurocode7	27
II.4.	Conclusion	28

CHAPITRE III Paramètre du modèle considéré dans l'étude paramétrique

III.	Études paramétriques	30
III.1.	Introduction.....	30
III.2.	Présentation du site	30
III.3.	Données géotechniques.....	32
III.4.	Méthodologie et paramètres étudiés	33

III.5.	Conclusion	37
--------	------------------	----

CHAPITRE IV Présentation des résultats

IV.	Résultats de l'étude	39
IV.1.	Introduction.....	39
IV.2.	Présentation du cas étudié.....	40
IV.2.1.	Effet de la largeur	40
IV.2.2.	Effet de profondeur	41
IV.2.3.	Effet de Excentricité.....	42
IV.2.4.	Effet de Inclinaison de charge.....	43
IV.3.	Interprétation des résultats	44
IV.4.	Conclusion	49
CONCLUSION GENERALE		50
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE		52

Liste de figure

CHAPITRE I Généralités sur les fondations superficielles

Figure I-1 Rapport D/B définissant le type de fondation selon le DTU 13.12(1988).....	5
Figure I-2 Type des fondations superficielles (Frank, R (1998)).....	6
Figure I-3 Chargement d'une semelle superficielle et la courbe de charge-.....	7
Figure I-4 Types de rupture de la capacité portante : (a) générale, (b), locale (c) poinçonnement.....	9
Figure I-5 Stribution théorique de Boussinesq des contraintes sous une plaque rigide	10
Figure I-6 Pression de contact.....	11

CHAPITRE II Calcul de la capacité portante

Figure II-1 Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « $c - \varphi$ »)...	16
Figure II-2 Surface de rupture par cisaillement général supposée par Terzaghi (1943) pour une semelle filante	16
Figure II-3 Fondation superficielle soumise aux charges verticales	20
Figure II-4 Les composantes horizontale et verticale de la force PH, PV	23
Figure II-5 Méthode de prise en compte de l'excentricité surface utile de la semelle de taille réduite.	24
Figure II-6 Exemples de charges appliquées dans les différents repères	24
Figure II-7 Répartition trapézoïdale des contraintes pour une semelle filante.....	26
Figure II-8 Répartition triangulaire des contraintes pour une semelle filante.....	27

CHAPITRE III Paramètre du modèle considéré dans l'étude paramétrique

Figure III-1 Localisation de ville de Boussaâda.....	31
Figure III-2 Site de prélèvement (Meddah 2008).....	31
Figure III-3 Résultats des essais triaxiaux drainés pour le sable de Boussaâda.....	33
Figure III-4 fondation superficielles en fonction d'un paramétré référence	35

CHAPITRE IV Présentation des résultats

Figure IV-1 Courbe L'évolution du rapport R_d/F_d avec la largeur B.....	40
Figure IV-2 Courbe L'evolution du rapport R_d/F_d avec la profondeur d.....	41
Figure IV-3 Courbe L'evolution du rapport R_d/F_d avec l'excentricité e.....	42
Figure IV-4 Courbe L'évolution du rapport R_d/F_d avec Inclinaison de charge H.....	43
Figure IV-5 Courbe les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la largeur B (au comme DTR référence)	45
Figure IV-6 Courbe les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la profondeur d (au comme DTR référence).....	46
Figure IV-7 Courbe les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec l'excentricité e (au DTR référence)	47
Figure IV-8 Courbe les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la charge horizontal H (au DTR référence)	49

Liste de tableau

CHAPITRE II Calcul de la capacité portante

Tableau II-1 Valeurs des facteurs de portance	18
Tableau II-2 Coefficients de forme (adoptées par l'Eurocode7).....	21
Tableau II-3 Coefficients de l'effet de l'inclinaison de la charge (Eurocode7).....	22
Tableau II-4 Inégalités à vérifier aux ELS et ELU pour une charge excentrée, en fonction de la forme de la semelle	28

CHAPITRE III Paramètre du modèle considéré dans l'étude paramétrique

Tableau III-1 Caractéristiques d'identification du sable de dunes de Boussaâda (Meddah, 2008)	32
---	----

CHAPITRE IV Présentation des résultats

Tableau IV-1 L'évolution du rapport R_d/F_d avec la largeur B.....	40
Tableau IV-2 L'évolution du rapport R_d/F_d avec la profondeur d.....	41
Tableau IV-3 L'évolution du rapport R_d/F_d avec l'excentricité.....	42
Tableau IV-4 L'évolution du rapport R_d/F_d avec Inclinaison de charge H.....	43
Tableau IV-5 Les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la largeur B (au comme DTR référence)	44
Tableau IV-6 les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la profondeur d (au comme DTR référence)	46
Tableau IV-7 les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec l'excentricité e (au DTR référence)	47
Tableau IV-8 les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la charge horizontal H (au DTR référence)	48

Liste de Notation

q_1 : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

$S_\gamma S_q S_\gamma$: Coefficients de forme de la semelle

γ_s : poids volumique des grains

$\gamma_d(\max)$: Densité séché maximale

γ_Q : facteur partiel pour une action variable

ϕ : Angle de frottement interne du sol

ϕ' : Angle de frottement interne effectif du sol

q_a : Contrainte admissible

Q_1 : charge limite de la semelle

A : la surface de la base de la semelle

F_s : Coefficient de sécurité.

B : Largeur de la semelle.

D : profondeur d'ancrage

e : l'excentricité de la charge

H : la charge horizontale (ou composante horizontale de la charge)

A' : surface effective ou section réduite de la fondation

$q_{\text{réf}}$: la contrainte transmise au sol caractérisant la sollicitation considérée

m : puissance

R_d : coefficient a la rupture

L : Longueur de la semelle

p : La pression limite nette

ELU : Etats Limites Ultimes

ELS : Etat Limites de Service

N_γ N_q N_c : Facteurs de portance (fonction de φ)

i_γ i_q i_c : Coefficients de l'effet de l'inclinaison de la charge

γ_1 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation,

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation,

c : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

γ : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

γ_d : Poids volumique sec du sol

INTRODUCTION GENERALE

L'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles est un sujet important en géotechnique. En effet, on trouve dans la pratique d'ingénierie de fondations de nombreux formalismes permettant d'analyser la capacité portante. Sous l'effet du chargement, le sol devra présenter une résistance suffisante et les tassements doivent être acceptables.

La capacité portante des sols peut être déterminée sur la base des essais in-situ ou par la méthode classique (c- ϕ). Toutefois, malgré la tendance de plusieurs pays du monde à considérer les résultats du pressiomètre comme essai de référence dans l'évaluation de la capacité portante, la méthode classique reste toujours fiable au moins dans le cadre d'avant-projet ou à titre comparatif.

En Algérie, la capacité portante des fondations superficielles est calculée sur la base du règlement DTR BC 2.331 inspiré du l'ancien règlement français DTU 13.12 (calcul des fondations superficielles sur la base d'essais triaxiaux). L'aspect sécurité est déterminé, dans ces méthodes, sur la base d'un coefficient de sécurité global appliqué sur la pression limite (de rupture). Or le nouveau règlement adopté en Europe (Eurocode7), utilise une approche semi-probabiliste du point de vue sécurité. La démarche entreprise dans l'étude consiste à comparer, l'évolution du rapport entre la capacité portante et la charge appliquée R_d/F_d en prenant en considération différents paramètres, tels que ;

- la géométrie de la semelle (largeur),
- la profondeur d'encastrement,
- l'excentrement de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué.
- l'inclinaison de la charge,

Pour arriver aux objectifs fixés, le mémoire est structuré comme suit :

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités sur les fondations superficielles

Chapitre 2 : Calcul de la capacité portante

Chapitre 3 : Paramètre du modèle considéré dans l'étude paramétrique

Chapitre 4 : Présentation des résultats

Conclusion Générale

CHAPITRE I

Généralités sur les fondations superficielles

I. Fondation superficielles

I.1. Introduction

Les fondations superficielles sont considérées comme des ouvrages simples et d'exécution facile. Néanmoins, de très nombreux travaux leur ont été consacrés depuis près d'un siècle pour établir, valider et améliorer leurs méthodes de calcul, car les paramètres à prendre en compte sont variés et ces calculs mettent en jeu nombre de facettes du comportement mécanique des sols et des roches. Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : Il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les Méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

I.2. Définition

Une fondation superficielle constitue la partie inférieure d'un ouvrage. Elle est destinée à la transmission des charges de la superstructure au sol. Sous l'effet du chargement, le sol devra présenter une résistance suffisante et les tassements doivent être acceptables, non seulement pour l'ouvrage lui-même, mais également pour les ouvrages voisins (s'ils existent).

I.3. Type des Fondations

Le type de fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions et non par la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel. On peut

distinguer deux grands types de fondations ; les fondations superficielles et les fondations profondes. La distinction entre ces deux types de fondations se fait généralement en adoptant les critères suivants (Figure I.1) :

- Si $D < 4 B$, la fondation est dite superficielle
- Si $4 B < D < 10 B$, la fondation est semi-profonde
- Si $D > 10 B$, la fondation est dite profonde.

Telle que D est la profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturelle (l'ancrage) et B est la largeur (ou diamètre) de la fondation.

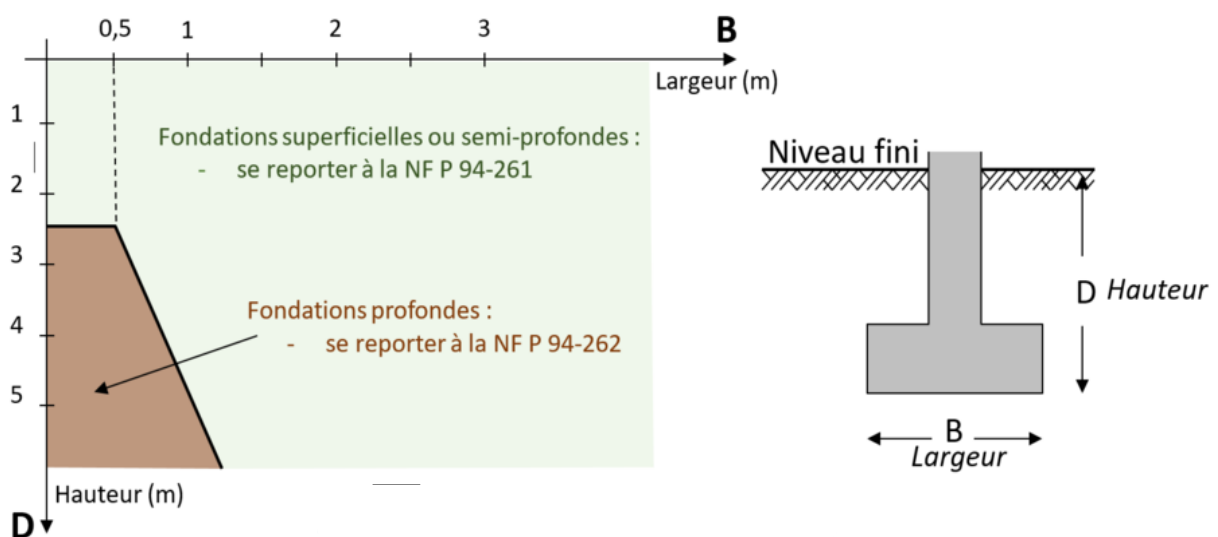


Figure I-1 Rapport D/B définissant le type de fondation selon le DTU 13.12(1988)

On distingue trois types de fondations superficielles : les fondations filantes, les fondations isolées et les radiers ou dallages. (Figure. I.2)

- **Semelle isolée** : la largeur (B) et longueur (L) de la fondation sont égales (carrée et circulaire) ou de dimensions comparables (rectangulaire). Elle est destinée généralement pour supporter sous un poteau ;

- **Semelle filante ou continue** : lorsque la largeur de la fondation est beaucoup plus faible devant sa longueur. Elle est destinée pour supporter plusieurs poteaux ou un mur (voile).
- **Fondation sur radier général** : c'est une fondation surfacique supportant plusieurs poteaux et/voiles dans deux directions.

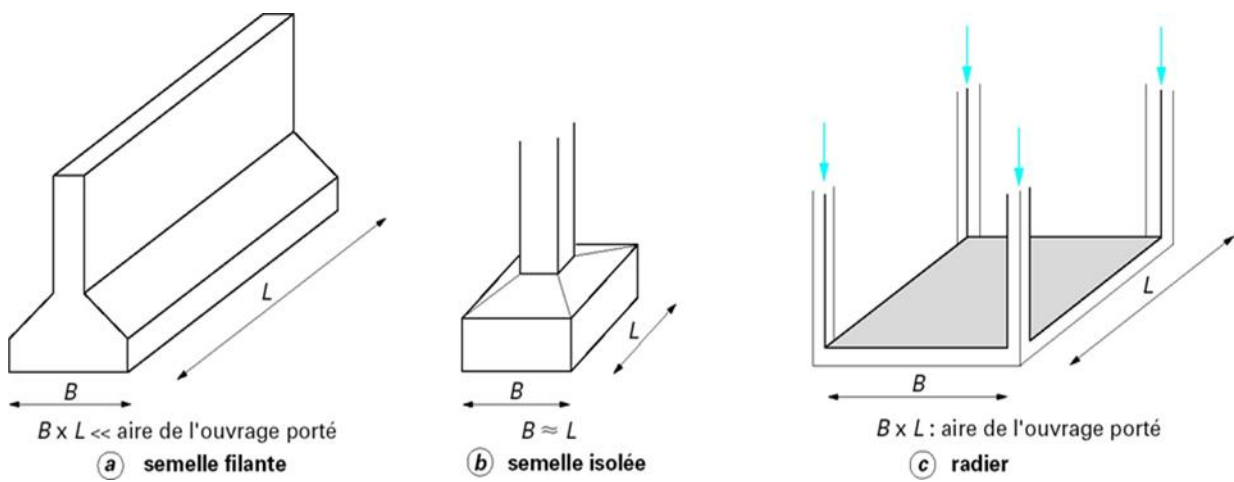


Figure I-2 Type des fondations superficielles (Frank, R (1998))

I.4. Comportement typique d'une fondation superficielle- essai de chargement

Les tassements qui vont se produire sous une semelle superficielle sont en fonction de l'intensité de la charge appliquée et qui ont l'allure de la (Figure. I.3).

Q_t est appelée charge limite de la semelle : C'est la charge maximale que peut supporter

celle-ci et qui entraîne la rupture. Comme cette valeur n'est pas très bien définie, elle correspond à un certain enfoncement, soit par exemple 10 cm.

Si S est la surface de la base de la semelle, la contrainte de rupture de la semelle est :

$$q_1 = \frac{R_d}{S}$$

La contrainte admissible q_a est la pression moyenne acceptable (absence de tassements excessifs et/ou de risques de rupture du sol). C'est avec cette contrainte que l'on dimensionnera les fondations.

Elle est en général égale à une certaine fraction de la contrainte de rupture :

$$q_a = \frac{R_d}{F_s}$$

F_s est un coefficient de sécurité généralement pris égale à 3.

La contrainte admissible devra, en effet, être telle que tout risque de rupture est évité.

- Un critère de déformabilité : la condition précédente étant supposée remplie et la semelle chargée de telle sorte que la contrainte admissible transmise au sol q_a , cette semelle tassera de la valeur S (Figure. I.3).

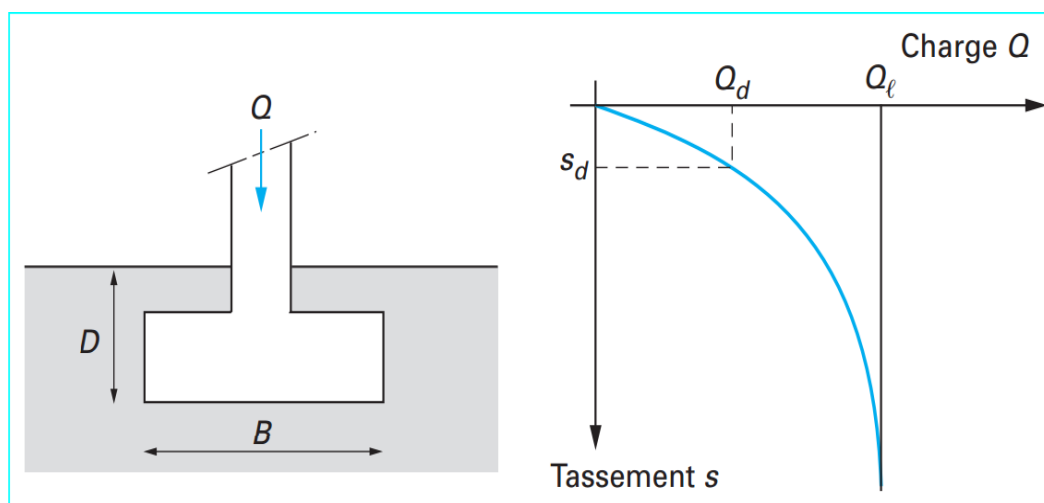


Figure I-3 Chargement d'une semelle superficielle et la courbe de charge-

I.4.1. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

La rupture d'une fondation superficielle se produit par l'une des formes suivantes (Figure I.4)

- **rupture générale par cisaillement** : Considérons une fondation de largeur B reposant sur la surface d'un sol (Figure. I.4a). Si la charge est progressivement appliquée à la fondation, le tassement augmentera. À un certain moment, sous l'effet du chargement appliqué, la rupture du sol supportant la fondation se produira, et la surface de rupture s'étendant jusqu'à la surface du sol. Cette charge par unité de surface est généralement appelée capacité portante ultime de la fondation. Lorsqu'une telle rupture soudaine du sol se produit, on parle de rupture générale par cisaillement.
- **rupture locale par cisaillement** : Dans ce cas, la surface de rupture dans le sol s'étendra progressivement vers l'extérieur à partir de la fondation, mais reste limitée dans les zones proches (Figure. I.4b). En effet, un mouvement considérable de la fondation est alors nécessaire pour que la surface de rupture dans le sol s'étende jusqu'à la surface du sol.
- **rupture par poinçonnement** : Dans ce cas, la surface de rupture dans le sol ne s'étendra pas jusqu'à la surface du sol

(Figure. I.4c). Ce type de rupture se produit généralement avec les sols lâches et la courbe de comportement (charge-tassement) est généralement quasi linéaire.

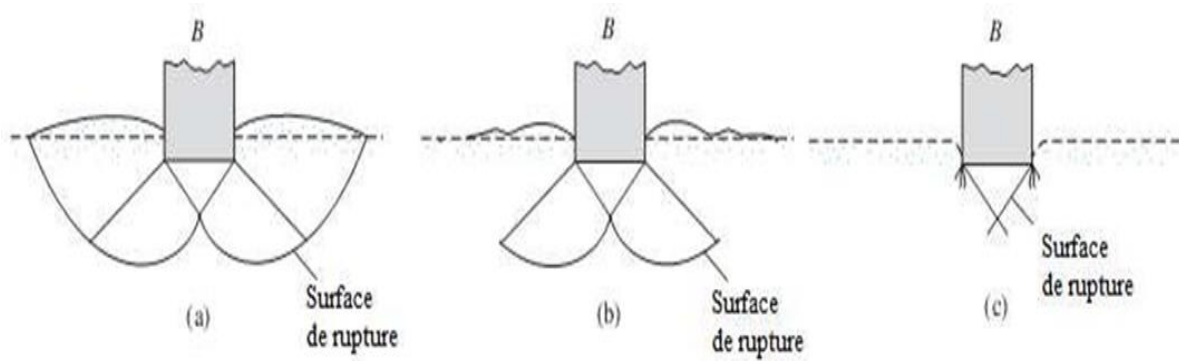


Figure I-4 Types de rupture de la capacité portante : (a) générale, (b), locale (c) poinçonnement

I.4.2. Répartition des contraintes

I.4.2.1. Contraintes de contact sous la fondation

La capacité portante qui a bien la dimension d'une contrainte, mais ce n'est qu'une représentation commode de la charge totale que la fondation peut supporter. La face inférieure de la fondation applique sur le sol une distribution de contraintes qui bien souvent n'est pas uniforme. On appelle « pression de contact » cette contrainte réelle que la fondation exerce sur le sol. La connaissance de la pression de contact est indispensable si l'on veut pouvoir calculer les efforts dans la fondation et évaluer le tassement du terrain et ceux de la construction. Mais il ne faut pas se dissimuler que la détermination de la pression de contact soit une opération difficile. Divers auteurs ont mis au point des méthodes pour résoudre ce problème. A l'heure actuelle, ces méthodes sont relativement peu employées, mais l'introduction du calcul automatique changera la situation du tout au tout.

En pratique, on admet généralement que la pression de contact est distribuée uniformément sous les semelles de fondation. Cette hypothèse simplificatrice rend très aisé le calcul des efforts dans la fondation ainsi que celui des tassements.

Après s'être assuré que le critère de rupture est respecté (états limites de mobilisation de la capacité portante), il faut vérifier que le tassement de la fondation est acceptable pour la structure (état limite vis-à-vis des déformations). Une estimation correcte des tassements est primordiale, car c'est souvent ce critère qui limite les possibilités de fondation sur semelles superficielles.

Afin d'illustrer ce problème, examinons la répartition des contraintes et des déformations sous une fondation supportant une charge uniformément répartie et reposant sur un milieu homogène.

I.4.2.2. Distribution des contraintes sous une fondation superficielle rigide

À l'inverse, une semelle parfaitement rigide entraîne un tassement uniforme et les contraintes sous la semelle sont variables. Le fond métallique d'un réservoir d'hydrocarbure est un exemple de semelle parfaitement souple. Un puits rempli de gros béton correspond à une semelle parfaitement rigide.

Dans le cas d'un sol idéal parfaitement élastique Boussinesq a déterminé la répartition théorique de cette pression (figure. I.5). Au centre de la plaque la pression de contact est égale à la moitié de la pression moyenne, $\sigma = Q / \pi R^2$, puis elle croît lentement, et vers les bords, elle tend vers l'infini.

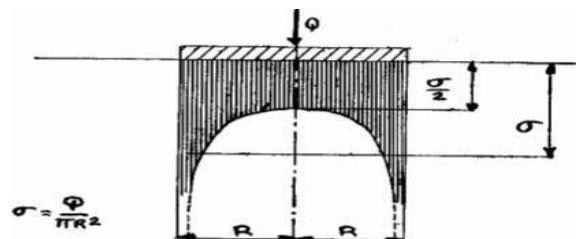


Figure I-5 Distribution théorique de Boussinesq des contraintes sous une plaque rigide

Pour les sols réels, il ne peut en être ainsi, on observe des répartitions d'allure

différente suivant que le sol est cohérent (figure. I.6. a) ou pulvérulent (figure. I.6.b) :

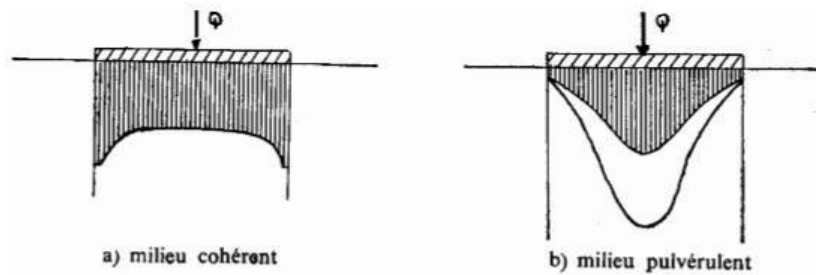


Figure I-6 Pression de contact.

I.5. Prise en compte de la sécurité dans les calculs

I.5.1. Coefficient global (approche adoptée par le DTR)

Les contraintes admissibles sont établies à partir des caractéristiques géotechniques du sol, connues à la suite d'essais. En particulier, les conditions de tassements admissibles doivent être étudiées en fonction de la nature de l'ouvrage à fonder.

Selon le règlement DTR BC 2.331, la contrainte admissible est déduite de la contrainte ultime par la formule suivante :

$$q_a = \frac{q_u - \gamma D}{F_s} + \gamma D$$

q_a Est la contrainte limite (de rupture).

F_s Coefficient de sécurité (prend généralement la valeur 3).

I.5.2. Coefficients partiels (approche de l'Eurocode7)

Les coefficients partiels pour les combinaisons à l'ELU en situations durables et transitoires sont liés à l'approche de calcul choisie. L'Eurocode7 définit deux approches de calcul : approche (1 ou 2).

Comme mentionné en introduction de ce guide dans le chapitre 1, l'approche 2 est l'approche géotechnique de calcul des ouvrages géotechniques retenue en France, de manière générale. L'approche 3 est uniquement utilisée lorsqu'il s'agit d'une étude de stabilité générale de site (vérification non traitée dans ce guide, se reporter au chapitre 12 de la norme NF P94-261).

Les justifications aux ELU STR et GEO, dans les situations de projet durables et transitoires, doivent être menées avec l'approche de calcul 2 pour les fondations, qu'elles soient de génie civil ou de bâtiment.

Pour les états limites ultimes, les coefficients partiels sur les actions sont en général les suivants :

γ_G , pour les actions permanentes, vaut 1,35 pour les actions défavorables et 1,0 pour les actions favorables ;

γ_Q , pour les actions variables, vaut 1,5 pour les actions défavorables et 0 pour les actions favorables.

I.6. Conclusion

Les fondations superficielles (semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. La capacité portante des sols peut être déterminée sur la base des essais in-situ ou par la méthode classique (c- ϕ). Toutefois, malgré la tendance de plusieurs pays du monde à considérer les résultats du pressiomètre comme essai de référence dans l'évaluation de la capacité portante, la méthode classique reste toujours fiable au moins dans le cadre d'avant-projet ou à titre comparatif. Les modèles adoptés en Algérie, en terme de sécurité de fondations superficielles, consiste à appliquer un

seul coefficient sécurité global sur la pression limite, cependant, dans le modèle Européen on trouve plusieurs coefficients de sécurité (partiels) appliqués aussi bien sur les caractéristiques des matériaux que la pression limite.

CHAPITRE II

Calcul de la capacité portante

II. Calcul de la capacité portante des fondations superficielles

II.1. Introduction

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectées lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais, contrairement aux autres fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement, on doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « $c-\phi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite p_9 du prosimètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT.

II.2. Capacité portante de fondation superficielle par la méthode (c et ϕ)

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de (c et ϕ) est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement c et ϕ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire, on se reportera à l'article Résistance au cisaillement dans ce traité

II.3. Théorie de Terzaghi

En 1943 Terzaghi a proposé une formule pour l'estimation de la pression limite ou capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale et centrée. La formule de Terzaghi est basée sur le principe de la superposition de trois hypothèses :

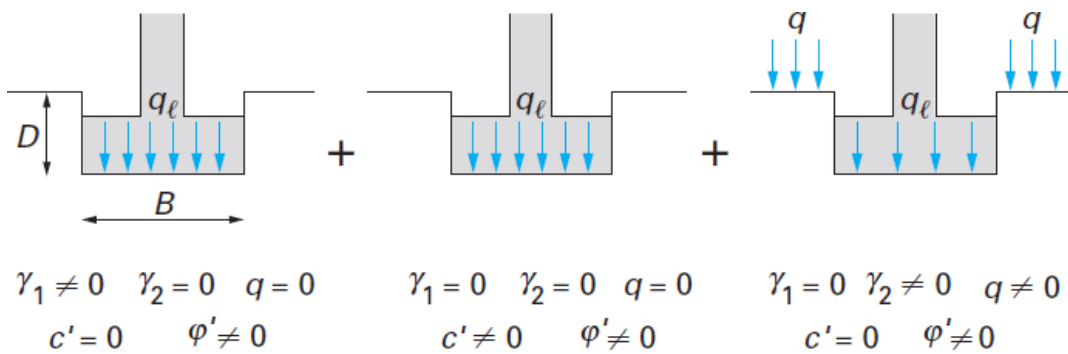


Figure II-1 Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « - phi »).

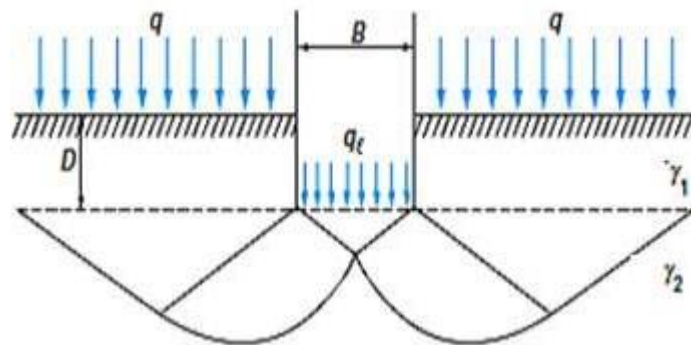


Figure II-2 Surface de rupture par cisaillement général supposée par Terzaghi (1943) pour une semelle filante

La formule de Terzaghi résultante est la suivante :

$$q_l = cN_c + (q + \gamma_2 * D) * N_q + \frac{1}{2} * B * \gamma_2 * N_\gamma$$

Avec :

C : est la cohésion

B : est la largeur de la fondation

γ_1 : est le poids volumique du sol situé au-dessus du niveau inférieur de la semelle.

D : l'ancrage de la fondation.

N_c , N_q , N_γ : sont les termes de cohésion, de la surcharge (profondeur) et de poids des terres, respectivement. Ces facteurs sont liés uniquement de l'angle de frottement du sol. Ils peuvent calculés avec les formules suivantes :

$$N_q = \left[e^{(\pi \tan \varphi)} * \tan g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$$

$$N_\gamma = 1.85(N_q - 1) \tan \varphi, \text{ pour le DTU 13.12.}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \text{tg} \varphi, \text{ pour l'Eurocode7.}$$

Les coefficients de portance sont donnés également dans le tableau ci-après :

Tableau II-1 Valeurs des facteurs de portance

ϕ	N_c	N_q	N_γ	$N_\gamma(EC7)$	ϕ	N_c	N_q	N_γ	$N_\gamma(EC7)$
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

II.3.1. Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols pulvérulents et les sols cohérents sont des calculs en conditions drainées (en contraintes effectives). Les paramètres de résistance drainés sont $c=c'$ et $\phi=\phi'$. Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_l = c'N_c + (q + \gamma'_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$

Avec : γ'_1 et γ'_2 : sont les poids volumiques effectifs.

Remarque : Il y a lieu de noter que la position de la nappe par rapport à la base de fondation et la surface libre du sol affecte la contrainte limite par l'effet de l'eau (poussée d'Archimède). En effet, on peut distinguer trois cas :

Si les sols correspondants sont immergés (nappe coïncide avec la surface libre du sol) : la contrainte limite est calculée avec la formule précédente, c'est à dire :

$$q_l = cN_c + (q + \gamma'_1 \cdot D) \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \gamma'_2 \cdot N_\gamma$$

Avec : $\gamma'_1 = (\gamma_1 - \gamma_w)$ et $\gamma'_2 = (\gamma_2 - \gamma_w)$

Si la nappe se situe à grande profondeur ($h_1 > B$), ou simplement les sols sont à l'état sec : on place dans la formule les poids volumiques totaux :

$$q_l = c'N_c + [q + \gamma_1 D] \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma$$

Si la nappe est très proche ($h_1 < B$) : Dans ce cas le poids volumique en troisième terme de l'équation de Terzaghi γ_2 est calculé comme suit :

$$\gamma_2 = \frac{1}{B} [\gamma_1 h_2 + \gamma'_2 (B - h_1)]$$

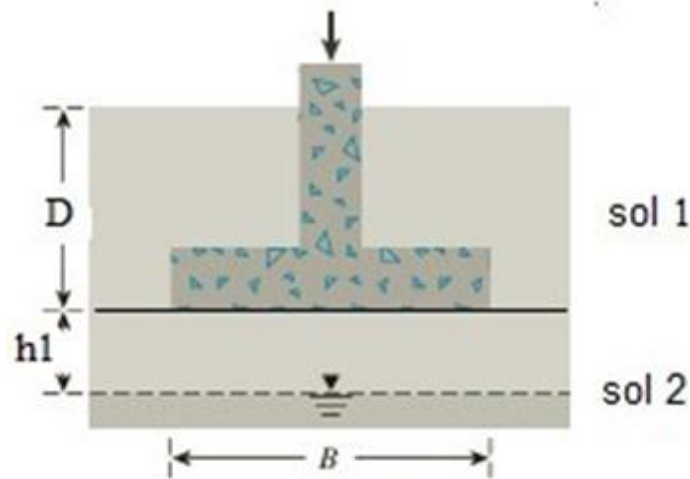


Figure II-3 Fondation superficielle soumise aux charges verticales

II.3.2. Calcul en conditions non drainées

Lorsque le sol est fin, cohérent et saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée C_u . On prend : $C = C_c$ et $\phi = \phi_u = 0$

La contrainte est calculée par la formule suivante :

$$\begin{cases} q_l = (\pi + 2)c_u + q + \gamma_1 D & \text{fondation lisse} \\ q_l = 5.71c_u + q + \gamma_1 D & \text{fondation rugueuse} \end{cases}$$

II.3.3. Effet de la forme de fondation –Charge verticale et centrée

La relation de la pression limite est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs S_γ , S_c et S_q pour tenir compte de la forme de fondation

en condition drainées : $q_l = c'N_c S_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q S_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma S_\gamma$

en conditions non drainées : $q_l = 5.14C_u S_c + q + \gamma_1 D$

Les coefficients de forme (selon le projet d'Eurocode7) sont groupés dans le tableau ci-après :

Tableau II-2 Coefficients de forme (adoptées par l'Eurocode7)

Fondation	Conditions non drainées		Conditions non drainées	
	rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L) = 1	rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L) = 1
S_γ	-	-	$1 - 0.3 \frac{B}{L}$	0.7
S_c	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2	$\frac{S_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi) N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi$	$1 + \sin \varphi$

II.3.4. Effet de l'inclinaison de la charge

La méthode la plus simple pour tenir l'effet de l'inclinaison de la charge est celle de Meyerhof. Elle consiste d'introduire les coefficients i_γ , i_c et i_q dans la formule générale, d'où :

- en condition drainées :

$$q_l = c' N_c S_c i_c + (q + \gamma_1 \cdot D) \cdot N_q S_q i_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma S_\gamma i_\gamma$$

- en conditions non drainées :

$$q_l = 5.14 C_u S_u i_u + q + \gamma_1 D$$

Avec :

$$i_c = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2$$

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

Tableau II-3 Coefficients de l'effet de l'inclinaison de la charge (Eurocode7)

Conditions de drainage	i_c	i_q	i_γ
Non drainées	$\frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{\frac{H}{A'Cu}}\right)$	-	-
Drainées(*)	$i_q - \frac{1 - i_q}{Nc \cdot \tan \varphi'}$	$\left[1 - \frac{H}{V + A'c' \cdot \cot \varphi'}\right]^m$	$i_q^{\left(\frac{m+1}{m}\right)}$

V= La charge verticale appliquée sur la fondation

H= la charge horizontale (ou composante horizontale de la charge) appliquée sur la fondation.

A'= surface effective ou section réduite de la fondation

$$(*) \begin{cases} m = m_b = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} & \text{pour } H \text{ parallèle à } B' \\ m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} & \text{pour } H \text{ parallèle à } L' \end{cases}$$

Remarque : Il existe autre méthode répandue pour traiter le cas d'une charge

incliné. Elle consiste d'abord à déterminer les composantes horizontale et verticale de la force P_H , P_V (Figure II.4). Ensuite, on déduit l'excentricité globale, en tenant compte des moments, puis on considère le cas d'une fondation avec largeur effective ($B' = B - 2e$) supportant une charge centrée et inclinée par un angle α par rapport à la verticale.

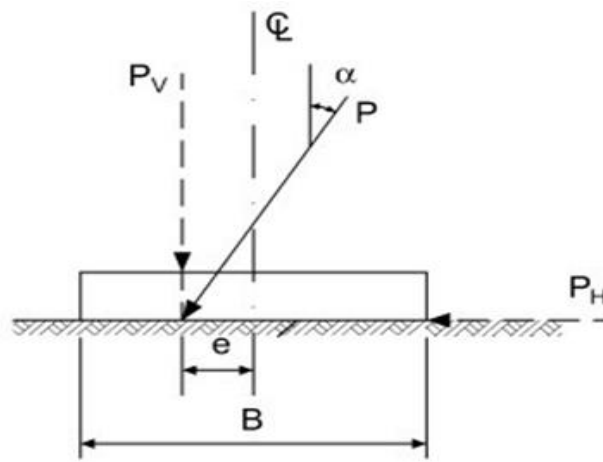


Figure II-4 Les composantes horizontale et verticale de la force P_H , P_V

II.3.5. Effet de l'excentrement de la charge

Pour les structures soumises à des forces horizontales, comme les murs de soutènement sous la poussée des terres et les bâtiments sollicités par des charges horizontales dues au vent, il existe des moments de rotation agissant sur les structures (Figure II.5). Ces moments peuvent engendrer une distribution non uniforme sous la base de la fondation. D'une façon similaire, une fondation soumise à une charge excentrée, dans un sens, est équivalente à une fondation chargée par une charge centrée plus un moment de rotation.

Pour résoudre le problème et dans le cas d'une semelle rectangulaire, on peut utiliser le modèle de la section effective de Meyerhof (largeur et longueur

effectives L' et B' , respectivement). L'idée consiste à utiliser une section réduite de centre de gravité coïncide avec le point d'application de la charge, tel que la longueur et la largeur effectifs égaux à :

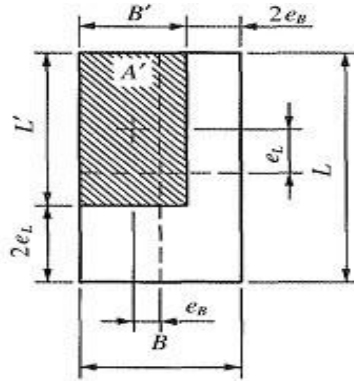


Figure II-5 Méthode de prise en compte de l'excentricité surface utile de la semelle de taille réduite.

$$L' = L - 2e_L$$

$$B' = B - 2e_B$$

Dans le cas d'une semelle filante de largeur B , soumise à une charge linéaire excentrée suivant B , On remplace dans la formule générale de la contrainte limite B par B' . Lorsque $e > \frac{B}{6}$, σ_{\min} devient négative, cela signifie que des contraintes de traction se développent dans le sol. Pour corriger ce problème, il faut toujours vérifier que $e < \frac{B}{6}$

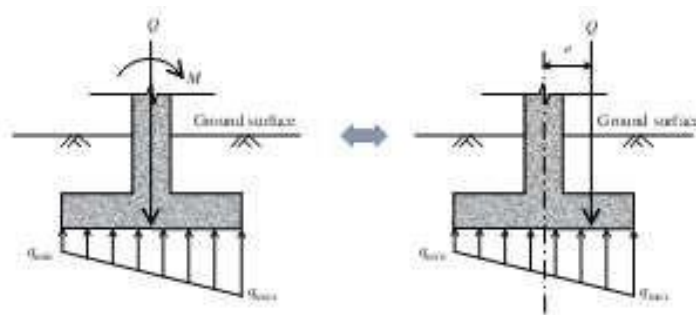


Figure II-6 Exemples de charges appliquées dans les différents repères

$$\sigma_{\max} = \frac{Q}{BL} + \frac{6M}{B^2} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{Q}{BL} - \frac{6M}{B^2} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Pour vérifier le principe de la capacité portante et au même temps éviter l'apparition de zones sollicitées en traction. On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} < q_{adm} \\ \sigma_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

Selon l'Eurocode7 on doit considérer le poids de la fondation lors de calcul de l'excentricité globale de la charge appliquée :

$$e = \frac{M}{Q} = \frac{P \cdot e}{P + W}$$

Avec : P intensités de la charge appliquée, W poids propre de la semelle et e excentricité de la force P

II.3.5.1. Vérification de l'excentrement de la charge dans le DTR

L'influence de l'excentrement de la charge est prise en compte, dans les règles du DTR par le contrôle de la forme du digramme de distribution des pressions verticales sous la semelle.

❖ Cas d'une répartition trapézoïdale

La contrainte au quart de la largeur de la semelle ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible q_a

$$q_{réf} \geq \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{et} \quad \sigma_{min} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

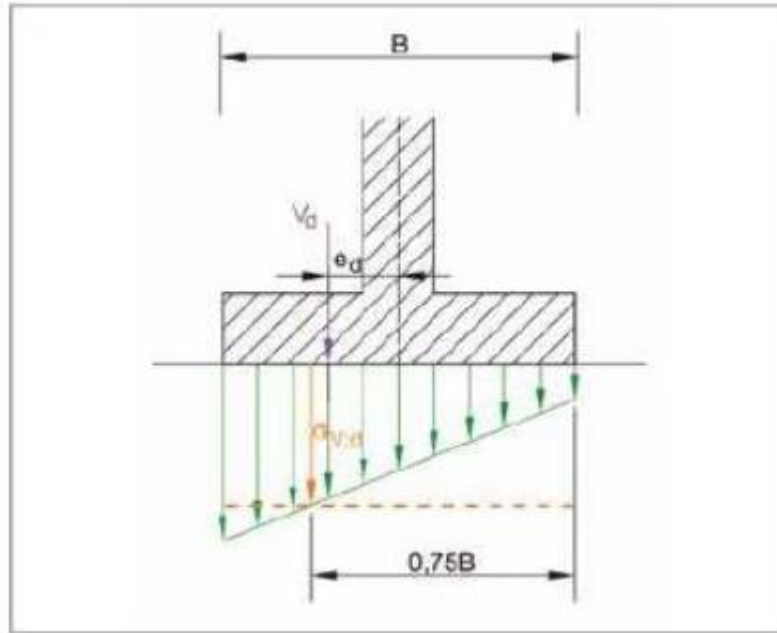


Figure II-7 Répartition trapézoïdale des contraintes pour une semelle filante

❖ Cas d'une répartition triangulaire (cas limite)

Dans ce cas les contraintes maximale et minimale doivent être limitées aux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} < 1,33 q_{réf} \\ \sigma_{min} \geq 0 \end{cases}$$

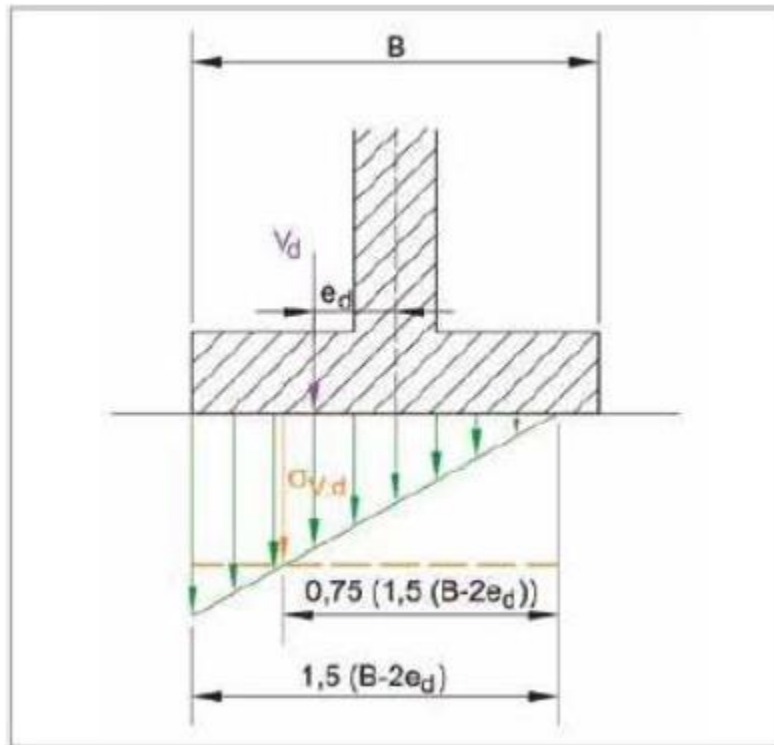


Figure II-8 Répartition triangulaire des contraintes pour une semelle filante

II.3.5.2. Vérification de l'excentrement de la charge dans l'Eurocode7

La vérification de l'excentrement de la charge selon à l'eurocode7 pour les combinaisons d'actions à l'ELU et l'ELS se fait par vérification des inégalités du (Tableau II.4)

Lorsque l'excentricité de la charge dépasse un tiers de la largeur d'une semelle rectangulaire ou 30 % du diamètre d'une semelle circulaire, des précautions spéciales doivent être prises sur la raideur du sol support, sur la vérification détaillée des valeurs de calcul des actions et sur la définition de la position du bord de la fondation en tenant compte des tolérances de construction.

Tableau II-4 Inégalités à vérifier aux ELS et ELU pour une charge excentrée, en fonction de la forme de la semelle

		Filante (largeur B)	Rectangulaire BxL	Circulaire (diamètre B)
ELU	fondamental et accidentel	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right)$ $\geq \frac{1}{15}$	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right)\left(1 - \frac{2e_L}{L}\right)$ $\geq \frac{2}{3}$	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right)$ $\geq \frac{3}{40}$
ELS	Quasi- permanents fréquents	$\left(1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{2}{3}\right)$	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right)\left(1 - \frac{2e_L}{L}\right)$ $\geq \frac{2}{3}$	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right)$ $\geq \frac{3}{40}$
	caractéristiques	$\left(1 - \frac{2e}{B} \geq \frac{1}{2}\right)$	$\left(1 - \frac{2e_B}{B}\right)\left(1 - \frac{2e_L}{L}\right)$ $\geq \frac{1}{2}$	$\left(1 - \frac{2e}{B}\right)$ $\geq \frac{9}{16}$

II.4.Conclusion

L'évaluation de l'aspect sécurité dans les approches de détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Le règlement technique Algérien consiste à employer un coefficient pour déduire la contrainte admissible à partir de la contrainte limite, cependant, l'approche utilisée dans actuellement en Europe est basée sur l'application de plusieurs coefficients partiels sur les caractéristiques des matériaux et la contrainte limite.

CHAPITRE III

Paramétré du modèle
considéré dans l'étude
paramétrique

III. Études paramétriques

III.1. Introduction

L'objectif de cette étude pratique est de connaître les caractéristiques géotechniques du sol en mesurant les résultats de l'évolution de la charge de fondation et son impact en changeant les formes de fondation superficielle.

Application des règles convenues pour la connaissance, la validation et l'amélioration des méthodes de calcul, ainsi que la capacité de la charge R_d/F_d utile d'avoir ces bases et les résultats des valeurs de sécurité, le processus de vérification a été effectué à travers trois modèles du modèle adopté en Algérie (DTR BC 2.331), et le modèle européen de Eurocode7 (approche 1 et 2),

III.2. Présentation du site

Le site de prélèvement de sable est situé dans la ville de Boussaâda, cité 20 Août, et à 70 Km au sud de la ville de M'sila. Le sol est d'assise de fondation de ce site est constitué principalement par une couche de sable fin répartie sur une grande superficie. Le choix de ce site a été motivé par la présence des constructions déjà réalisées sur ce sable.

L'échantillon de sable expérimental est prélevé juste à côté de l'école primaire. Le sol d'assise est constitué d'une couche de sable de quelques mètres de profondeur. Une grande partie de ce cité (côté de l'école primaire) est construit directement sur les dunes après terrassement superficielle, d'ailleurs une partie importante du mur qui clôture l'école déjà renversé sous la poussée des sables et les autres parties subites des fissures importante (figure III -2)

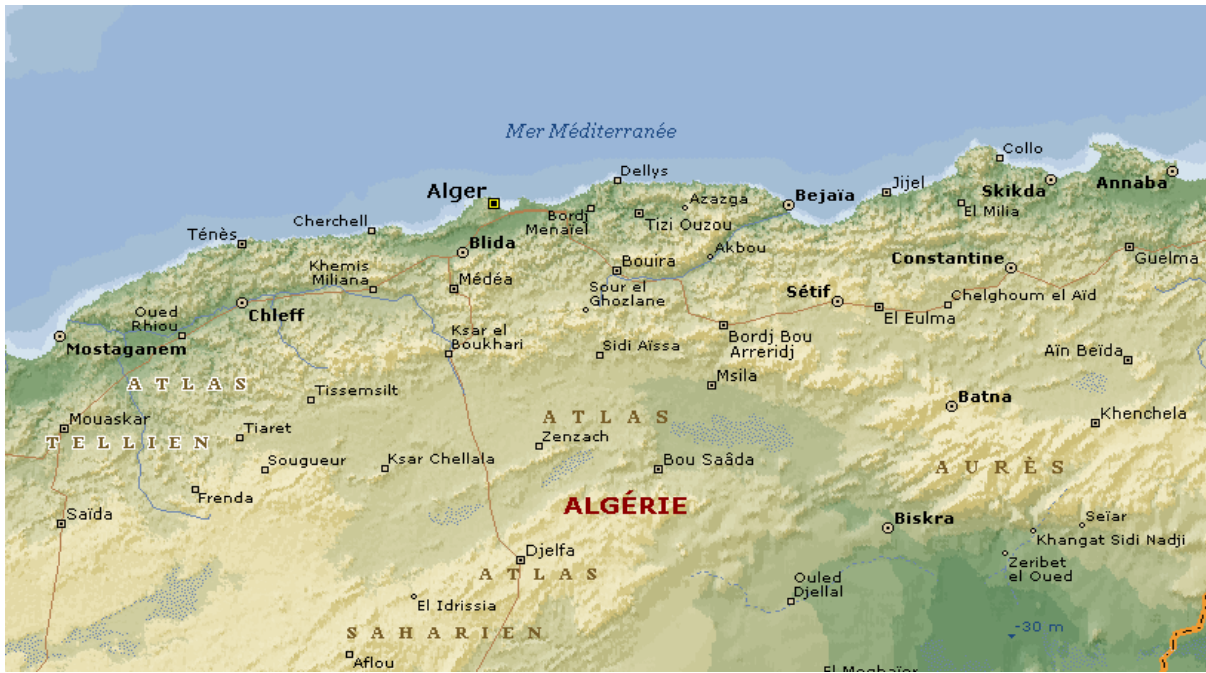


Figure III-1 Localisation de ville de Boussaâda



Figure III-2 Site de prélèvement (Meddah 2008)

III.3. Données géotechniques

Tableau III-1 Caractéristiques d'identification du sable de dunes de Boussaâda (Meddah, 2008)

Parameter	Symbol	Plage de variation	Moyenne
Poids volumique sec	γ_d (kN/m ³)	15,27 - 15,31	15,3
Poids volumique des grains	γ_s (kN/m ³)	25,5 - 25,7	25,6
Equivalent de sable	E.S.P (%)	78,78 - 94,19	91,5
Densité sèche maximale	$(\gamma_d)_{\max}$	1,703 - 1,719	1,71
Angle de frottement interne	Φ	38°	38°

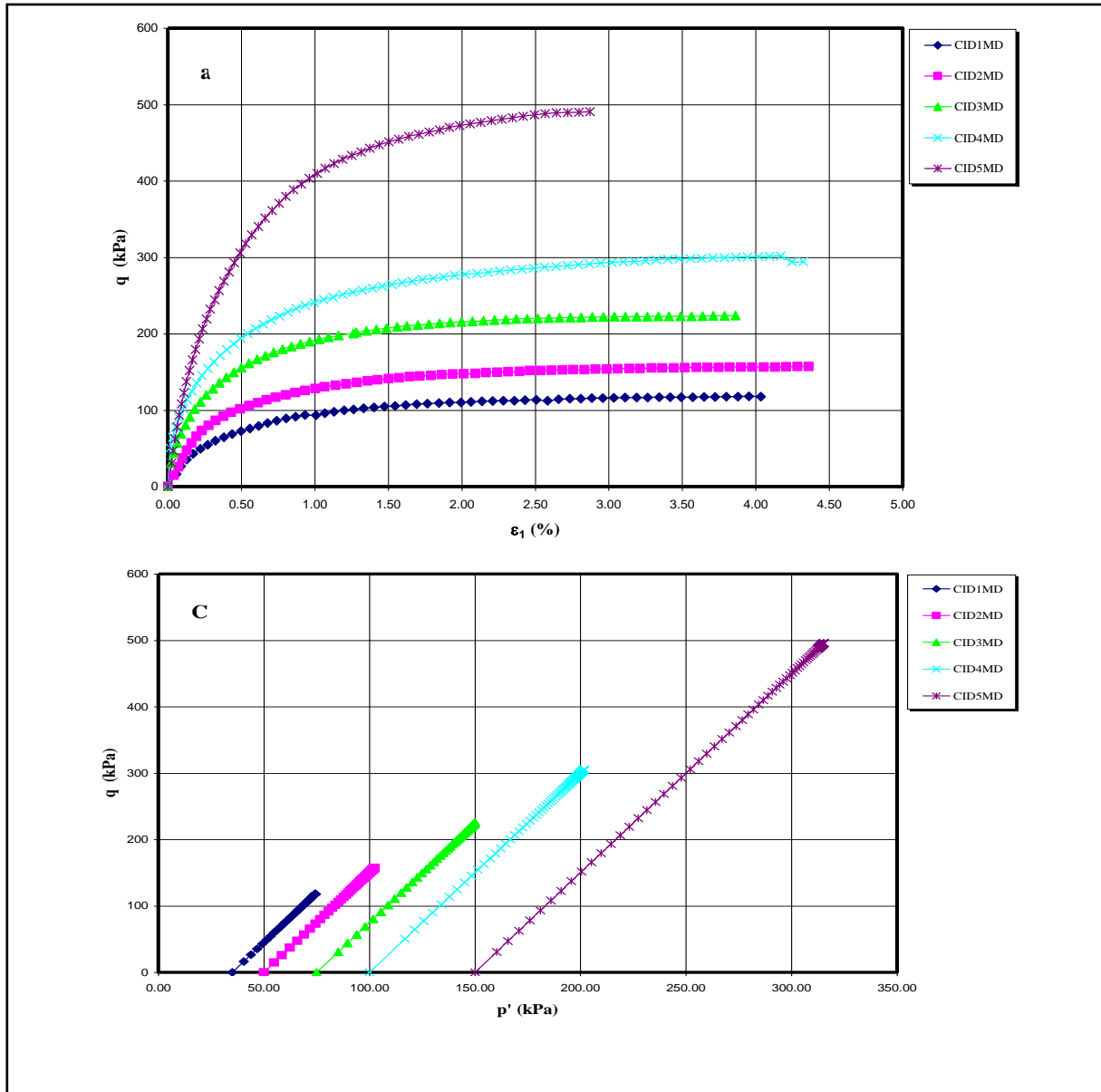


Figure III-3 Résultats des essais triaxiaux drainés pour le sable de Boussaâda (Meddah, 2008)

III.4. Méthodologie et paramètres étudiés

Cette étude présente une analyse comparative entre les règlements Algérien et Européen en tenant compte de l'aspect sécurité. La démarche suivie consiste à comparer le rapport entre la capacité portante et la charge appliquée R_d/F_d d'une semelle filante en béton armé, construite sur un sableux situé à la ville de

Boussaâda. Pour calculer la capacité portante suivant la méthode (c- ϕ), nous avons utilisée des données expérimentales tirées d'une étude précédente réalisée par Meddah (2008) dont les propriétés mécaniques sont déterminées sur la base d'essais triaxiaux. La détermination de la capacité portante limite est réalisée suivant le modèle adopté en Algérie (DTR BC 2.331), d'une part, et celui utilisé en Europe (Eurocode7). Pour une semelle de dimensions données et des résultats d'un type d'essai, un rapport R_d/F_d est donc Calculé suivant :

- les règles pratiques en Algérie (DTR BC 2.331).
- l'Eurocode7 (approches 1 et 2)

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

- les dimensions de la semelle (la largeur B)
- la profondeur d'encastrement de la semelle D
- l'excentricité de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué selon la largeur B.
- l'inclinaison de la charge, ou plutôt l'effort horizontal.

Les sollicitations verticales de référence utilisées sont les suivantes :

Charges appliquées : $P_v = 400 \text{ kN}$; $P_x = 0 \text{ kN}$

De plus, lorsque l'on étudie l'évolution du rapport R_d/F_d en fonction d'un paramètre, les autres paramétrés sont fixés aux valeurs de référence suivantes (Figure III.4) :

- $B = 2 \text{ m}$;
- $D = 1,6 \text{ m}$;
- $M = 0 \text{ kN.m}$;
- $H = 0 \text{ kN}$

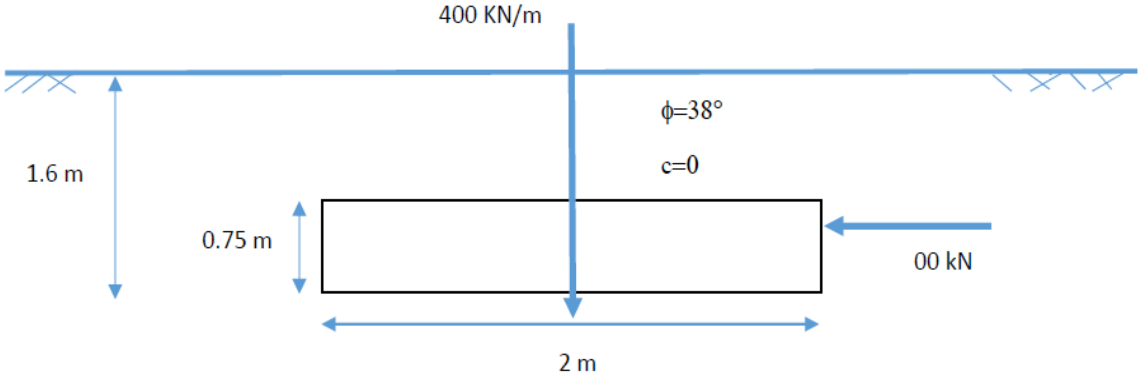
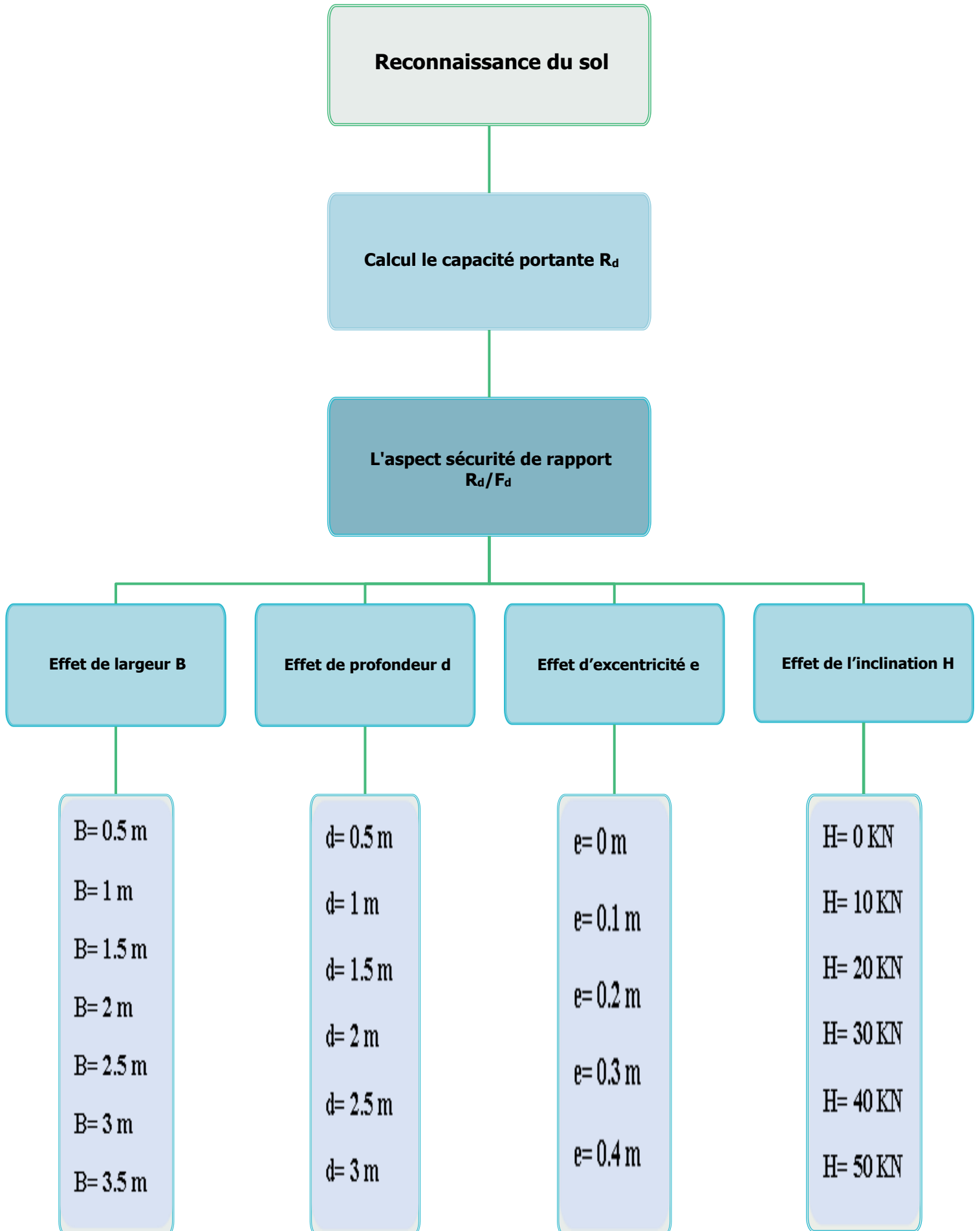


Figure III-4 fondation superficielles en fonction d'un paramétré référence



III.5. Conclusion

Les caractéristiques des dunes ont été définies par les résultats des essais à triaxiaux drainés pour le sable de Boussaâda

Le processus de vérification n a été mené à travers trois modèles du modèle adopté en Algérie (DTR BC 2.331) et le modèle européen Eurocode7 (approche 1 et 2).

Cette étude a présenté le processus de connaissance des caractéristiques géotechniques du sol en mesurant les résultats de l'évolution de la charge de fondation et son effet en changeant les formes de la fondation.

CHAPITRE IV

Présentation des résultats

IV. Résultats de l'étude

IV.1. Introduction

Cet article propose une comparaison des résultats obtenus selon les règles pratiques utilisées en Algérie (DTR BC 2.331), et celui utilisé en Europe (Eurocode7).pour vérifier la capacité portante des fondations de surface. Considéré, dans cet Impact, semelle continue en béton armé construite sur assurez-vous que nous avons tous les résultats des tests Triaxiale,

Un Étudie ensuite, en tenant compte de la sécurité, l'évolution du rapport entre capacité portante et charge Application de R_d/F_d selon différentes normes, à savoir :

- les dimensions de la semelle ;
- la profondeur d'encastrement de la semelle ;
- l'excentricité de la charge ;
- l'inclinaison de la charge, ou plutôt l'effort horizontal appliqué ;

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

IV.2. Présentation du cas étudié

IV.2.1. Effet de la largeur

Les résultats montrant l'évolution du rapport R_d/F_d en fonction de la largeur B sont présentés dans Figure IV.1 et le Tableau IV.1.

Tableau IV-1 L'évolution du rapport R_d/F_d avec la largeur B

B (m)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5
DTR	1,93	4,46	7,55	11,17	15,29	19,87	24,89
Eurocode7(EC1)	1,74	4,32	7,43	10,78	14,14	17,31	20,09
Eurocode7(EC2)	1,05	2,54	4,31	6,23	8,16	10,01	11,68

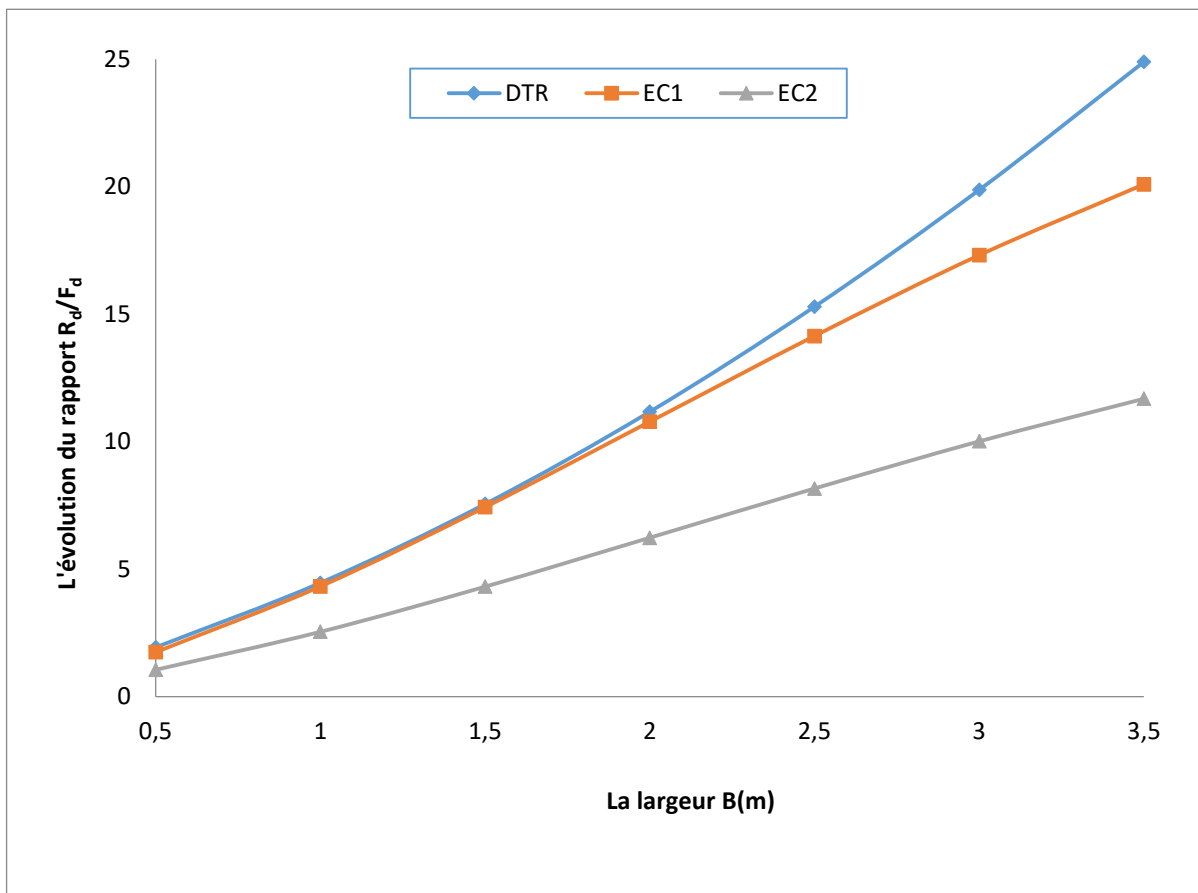


Figure IV-1 Courbe L'évolution du rapport R_d/F_d avec la largeur B

IV.2.2. Effet de profondeur

La variation de rapport R_d/F_d en fonction de la profondeur est présente du (Figure IV.2) et (Tableau IV.2) :

Tableau IV-2 L'évolution du rapport R_d/F_d avec la profondeur d

d(m)	0,5	1	1,5	2	2,5	3
DTR	7,1	8,95	10,8	12,65	14,5	16,35
Eurocode7(EC1)	4,83	7,66	10,28	12,72	15	17,13
Eurocode7(EC2)	2,7	4,37	5,93	7,38	8,73	10

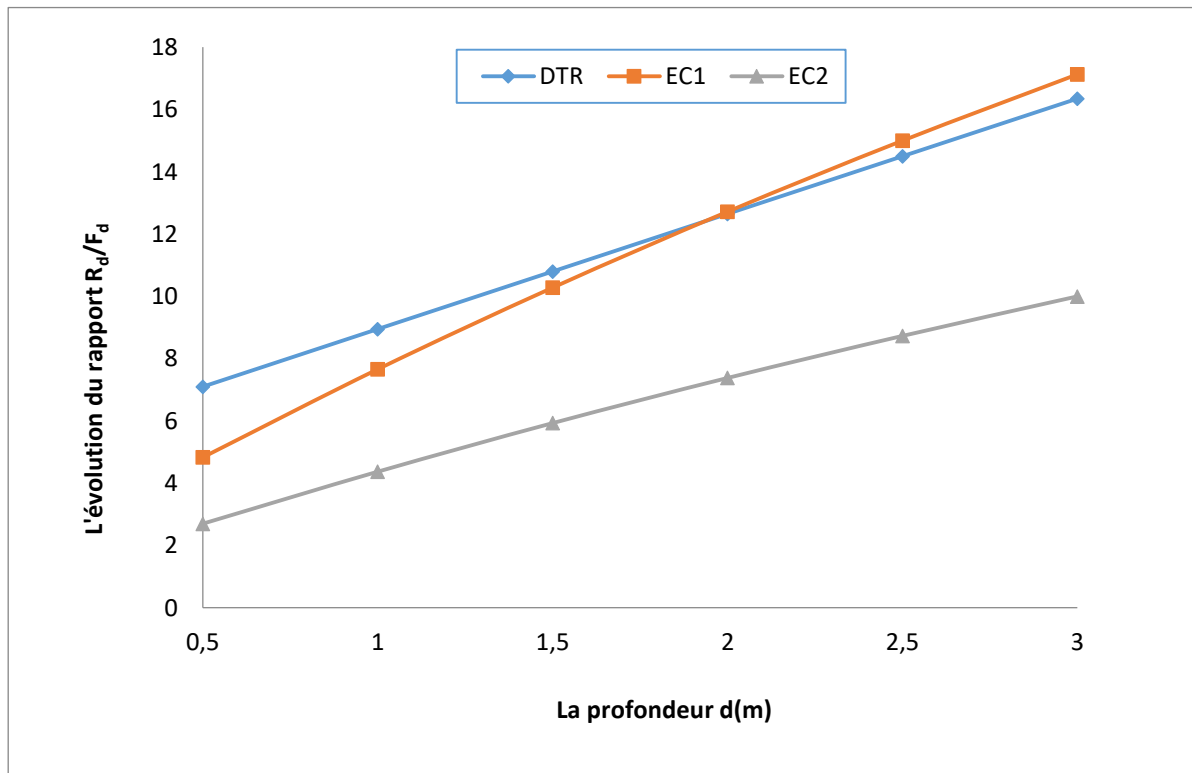


Figure IV-2 Courbe L'évolution du rapport R_d/F_d avec la profondeur d

IV.2.3. Effet de Excentricité

La variation de rapport R_d/F_d en fonction de l'excentricité est présente du (Figure IV.3) et (Tableau IV.3) :

Tableau IV-3 L'évolution du rapport R_d/F_d avec l'excentricité

e (m)	0	0,1	0,2	0,3	0,4
DTR	11,17	10,69	10,21	9,73	9,25
Eurocode7(EC1)	10,78	9,5	8,25	7,05	5,91
Eurocode7(EC2)	6,23	5,49	4,78	4,1	3,44

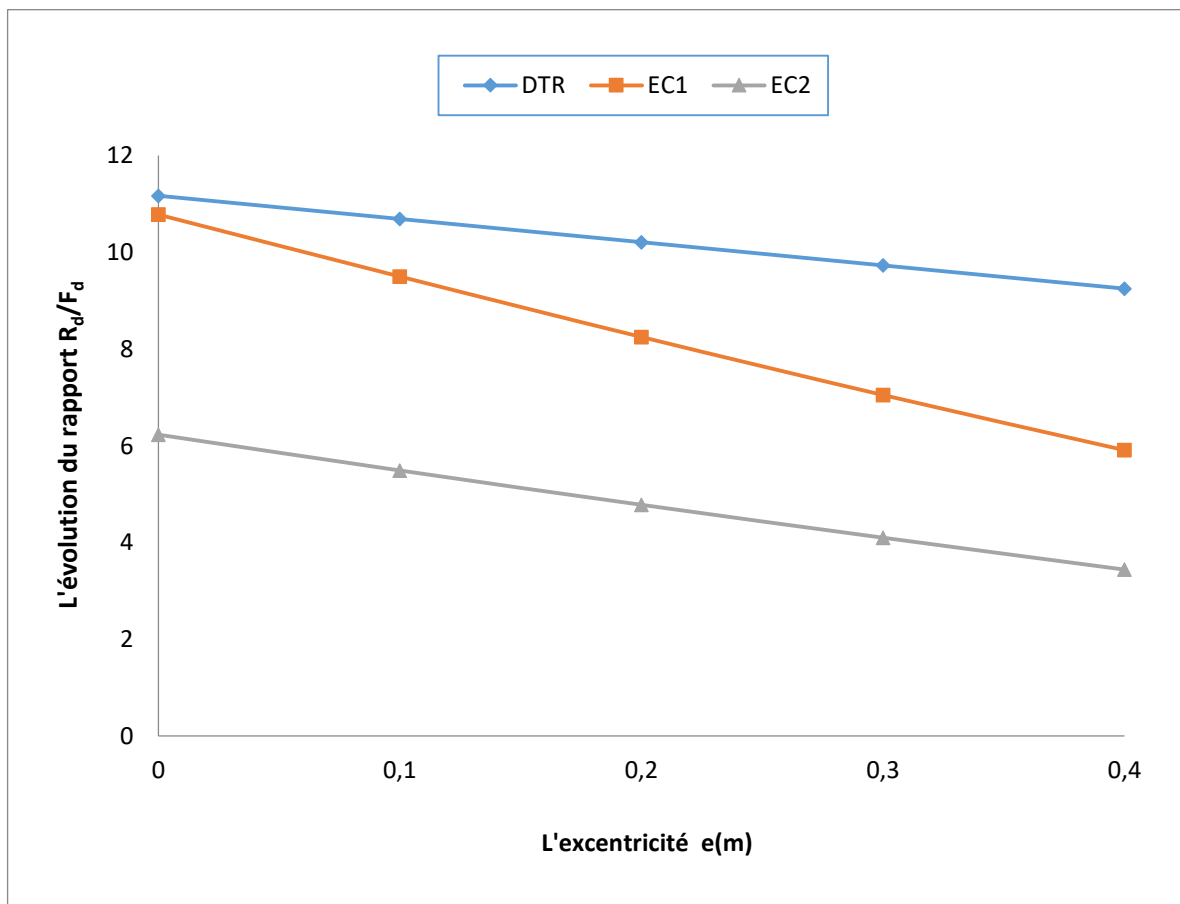


Figure IV-3 Courbe L'évolution du rapport R_d/F_d avec l'excentricité e

IV.2.4. Effet de Inclinaison de charge

L'évolution du rapport R_d/F_d avec la charge appliquée horizontalement, à la présente en (Figure IV.4) et (Tableau IV.4)

Tableau IV-4 L'évolution du rapport R_d/F_d avec Inclinaison de charge H

H (kN)	0	10	20	30	40	50
DTR	11,17	10,64	10,13	9,63	9,15	8,69
Eurocode7(EC1)	10,78	10,44	10,1	9,77	9,44	9,11
Eurocode7(EC2)	6,23	6,03	5,84	5,65	5,46	5,27

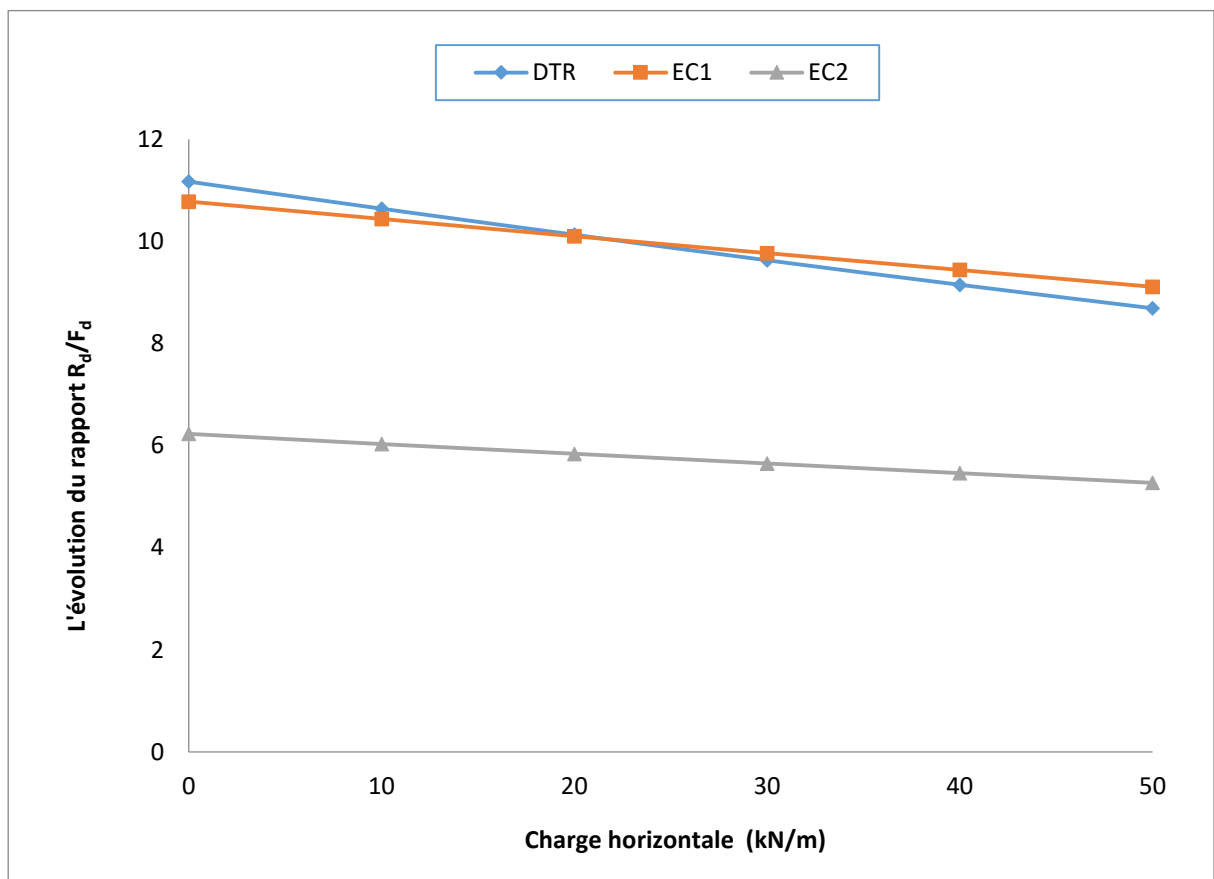


Figure IV-4 Courbe L'évolution du rapport R_d/F_d avec Inclinaison de charge H

IV.3. Interprétation des résultats

Les interprétations des résultats obtenus à travers les différentes études des cas présentés dans ce chapitre sont résumées dans ce qui suit :

- **Cas effet de largeur**

L'évolution du rapport R_d/F_d avec la largeur, à la présente en (Figure IV -1) et (Tableau IV -1).

On remarque une convergence des valeurs du rapport R_d/F_d pour le code européen Eurocode7 (approche 1) et la DTR BC 2.331 de base algérienne, avec une préférence pour le modèle Algérien plus B est élevée. La largeur B augmente la capacité portante des fondations superficielles. Par conséquent, l'aspect sécurité de rapport R_d/F_d augmente avec l'augmentation de la largeur de la fondation. A titre d'exemple, pour B=3m, la valeur de R_d/F_d donné par le modèle Européen (EC1) est inférieur par (-12.39%).

Pour la même largeur B, la deuxième approche de l'Eurocode7 donne une valeur encours plus petite (-49.62%). Ces pourcentage le calculés en considérant le modèle algérien comme référence.

Pour les autres valeurs de B l'écart relatif est calculé pour les résultats sont présentés dans la Figure IV -5

Tableau IV-5 Les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la largeur B (au comme DTR référence)

B (m)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5
Écart EC1* (%)	-9,48	-3.14	-1,59	-3,5	-7,52	-12,89	-19,28
Écart EC2* (%)	-45,6	-43,04	-42,91	-44,23	-46,63	-49,62	-53,07

*Les écarts relatifs sont calculés par rapport au DTR (comme référence)

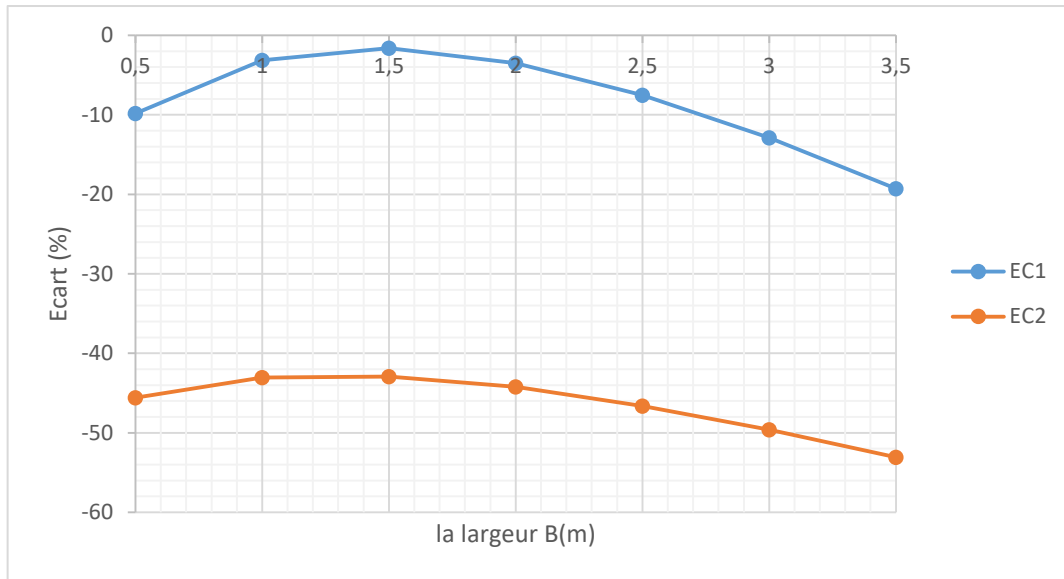


Figure IV-5 Courbe les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la largeur B (au comme DTR référence)

- **Cas effet de la profondeur**

La variation de rapport R_d/F_d en fonction de la profondeur est présente du (Figure IV -2) et (Tableau IV -2).

Notez que le rapport R_d/F_d est proche du modèle européen Eurocode7 (approche 1) et du modèle algérien DTR BC 2.331 avec une préférence pour la base européenne plus les valeurs de profondeur ne sont élevées.

La profondeur d augmente la capacité portante des fondations superficielles. Par conséquent, l'aspect sécurité de rapport R_d/F_d augmente, par exemple pour $d=2.5m$, la valeur de R_d/F_d donné par la modèle Européen (EC1) est supérieur par (3.45%).

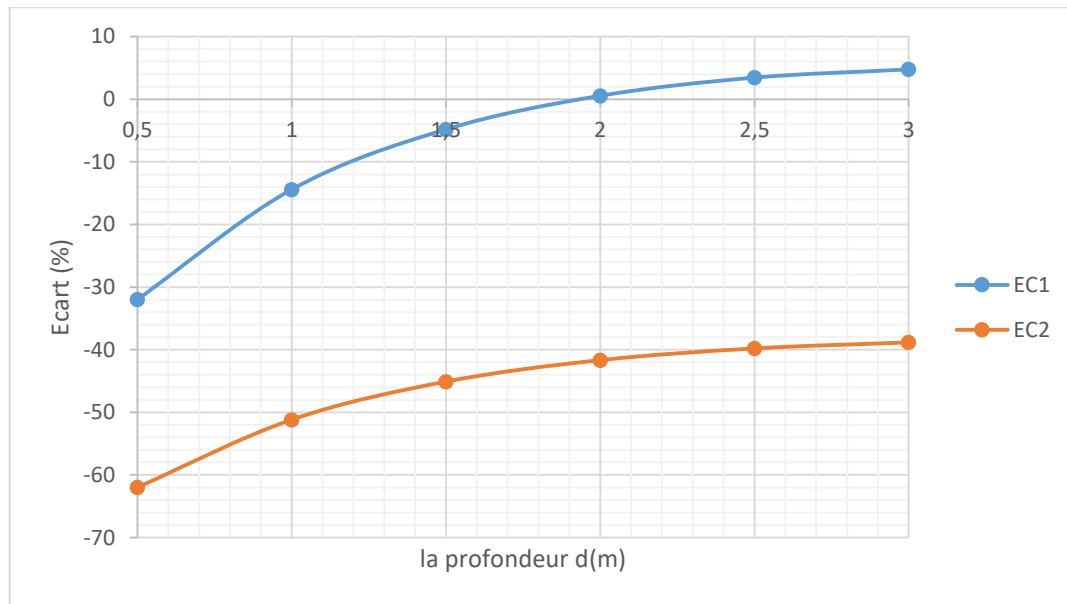
Pour la même profondeur, la deuxième approche plus petite (-39.79%). Ces pourcentages sont calculés en prenant comme référence le modèle algérien.

Pour les autres valeurs de d l'écart relatif est calculé puis les résultats sont présentés dans la Figure (IV -6) et la Tableau (IV -6)

Tableau IV-6 les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la profondeur d (au comme DTR référence)

d (m)	0,5	1	1,5	2	2,5	3
Écart EC1* (%)	-31,97	-14,41	-4,81	0,55	3,45	4,77
Écart EC2* (%)	-61,97	-51,17	-45,35	-41,33	-40,33	-39,36

*Les écarts relatifs sont calculés par rapport au DTR (comme référence)

**Figure IV-6** Courbe les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la profondeur d (au comme DTR référence)

- **Cas effet de l'excentricité**

La variation de rapport R_d/F_d en fonction de l'excentricité est présente du (Figure IV.3) et (Tableau IV.3) :

On remarque diminution significative des valeurs R_d/F_d les valeurs excentricité e plus élevées pour les règles européennes Eurocode7 avec une légère baisse de la valeur R_d/F_d pour le DTR BC 2.331 de base algérien. L'excentricité de la charge diminue fortement la capacité portante des fondations superficielles, en conséquents, on obtient des fondations plus larges.

A titre d'exemple, pour $e=0.2m$, le rapport de R_d/F_d donné par le modèle Européen (EC1) est inférieur par (-19.2%).

Pour la même valeur l'excentricité, le approche 2 de l'Eurocode7 donne une valeur encore plus petite au taux de (-53.18%). Ces pourcentage sont calculés en considérant le modèle Algérien comme référence.

Pour les autres valeurs de e l'écart relatif est calculé puis les résultats sont présentés dans la Figure IV -7

Tableau IV-7 les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec l'excentricité e (au DTR référence)

e (m)	0	0,1	0,2	0,3	0,4
Écart EC1* (%)	-3,49	-11,13	-19,2	-27,54	-36,11
Écart EC2* (%)	-44,23	-48,64	-53,18	-57,86	-62,81

*Les écarts relatifs sont calculés par rapport au DTR (comme référence)

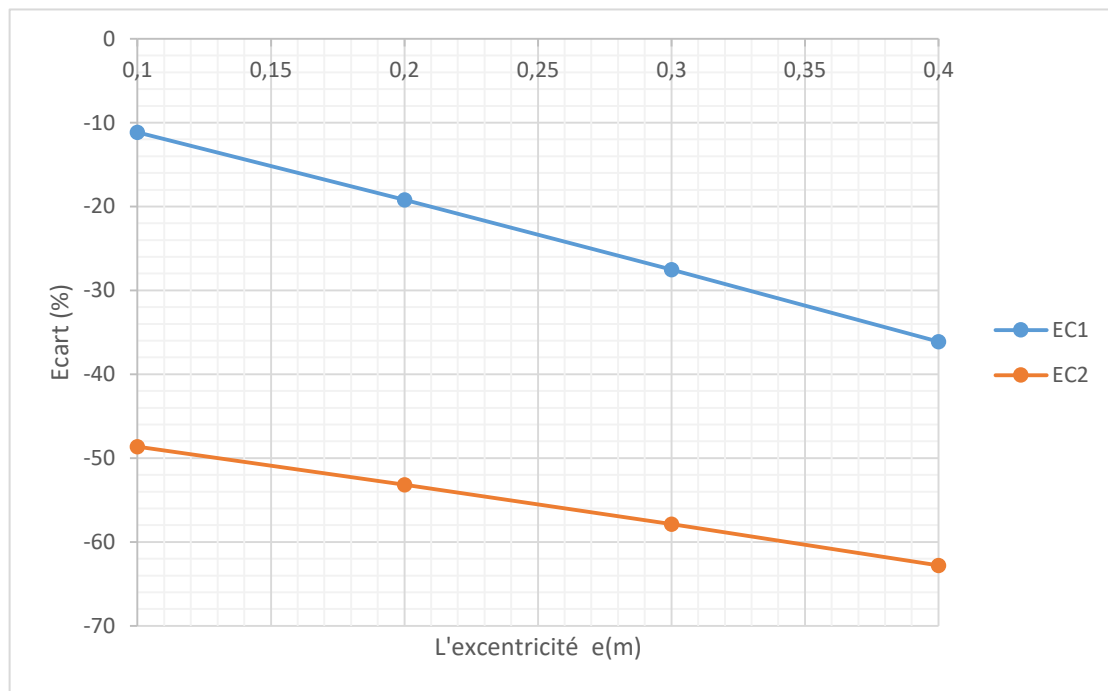


Figure IV-7 Courbe les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec l'excentricité e (au DTR référence)

- **Cas effet de la charge Inclinaison**

L'évolution du rapport R_d/F_d avec la charge appliquée horizontalement, à la présente en (Figure IV -4) et (Tableau IV -4). On constate une convergence des valeurs des ratios R_d/F_d dans le modèle européen et le modèle algérien DTR BC 2.331

La valeur R_d/F_d pour la base européenne Eurocode7 (approche 2) est faible par rapport à la base algérienne DTR BC 2.331 et Eurocode7 (approche 1)

L'inclinaison de la charge diminue fortement la capacité portante des fondations superficielles en conséquents, on obtient des fondations plus larges. Par exemple pour $H=40kN$, la valeur de R_d/F_d donné pour le modèle Européen (EC1) est supérieur par (3.17%). Pour la même charge horizontal, la deuxième approche de l'Eurocode7 donne une valeur encore plus petite (-40.33%).

Ces pourcentages sont calculés en considérant le modèle Algérien comme référence. Pour les autres valeurs de H l'écart relatif est calculé puis la Figure IV -8

Tableau IV-8 les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la charge horizontal H (au DTR référence)

H (kN)	0	10	20	30	40	50
Écart EC1* (%)	-3.49	-1.88	-0.3	1.45	3.17	4.83
Écart EC2* (%)	-44.23	-43.33	-42.35	-41.33	-40.33	-39.36

*Les écarts relatifs sont calculés par rapport au DTR (comme référence)

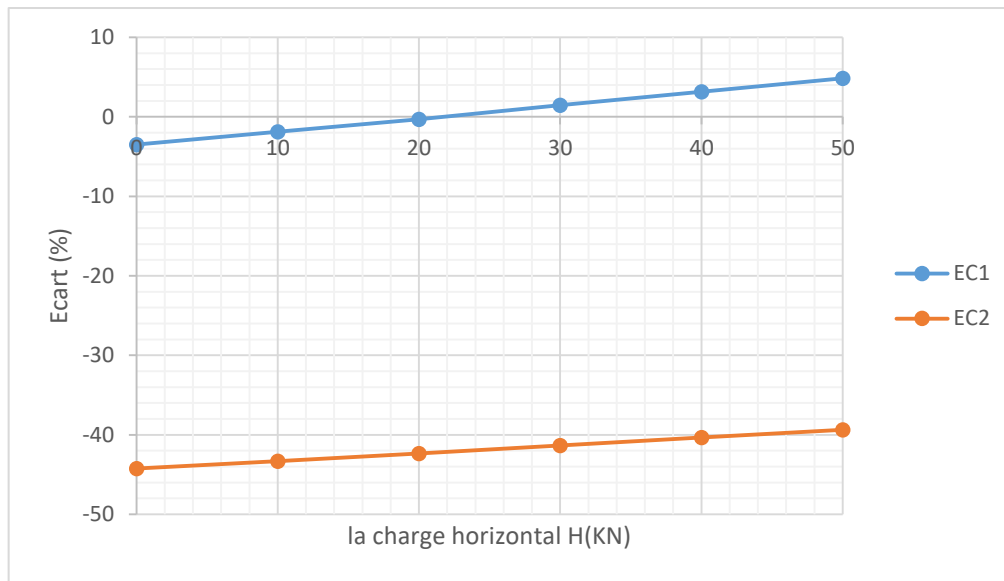


Figure IV-8 Courbe les valeurs de l'écart relatif de rapport R_d/F_d avec la charge horizontale H (au DTR référence)

IV.4. Conclusion

Les résultats de l'évolution de la charge de fondation et son impact ont été calculés par des facteurs affectant l'endurance des fondations superficielles

Les règles convenues ont été appliquées pour identifier, valider et améliorer les méthodes de calcul, ainsi que la capacité portante de charge pour le rapport R_d/F_d pour obtenir ces règles et les résultats de valeur de sécurité.

La vérification a été effectuée à du modèle adopté en Algérie (DTR BC 2.331) et le modèle européen Eurocode7 (Approche 1 et 2),

Le rapport de sécurité R_d/F_d a été défini en faisant du modèle algérien une référence constante tout en mesurant la différence entre les résultats des règles européennes (approche 1 et approche 2)

CONCLUSION GENERALE

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols

L'évaluation de l'aspect sécurité des méthodes de calcul est un problème très complexe, vu le couplage de plusieurs facteurs tels l'hétérogénéité des sols, l'incertitude existante pendant la détermination de ses propriétés, l'interaction sol-structure, le mécanisme de transmission de la charge, la distribution des contraintes verticale sous la fondation, etc.

Dans cette étude une analyse paramétrique entre le règlement Algérien et celui adopté en Europe dans l'estimation de l'aspect sécuritaire a été étudié. La démarche suivie dans cette étude consiste à comparer, l'évolution du rapport entre la capacité portante et la charge appliquée R_d/F_d en prenant en considération différents paramètres, tels que ; la géométrie de la semelle (largeur), la profondeur d'encastrement, l'excentrement de la charge, ou plutôt le moment de flexion appliqué et l'inclinaison de la charge.

Pour le sol étudié dans le cadre de ce travail, on peut déduire les conclusions suivantes :

Les résultats obtenus avec DTR BC 2.331 sont, généralement comparables que ceux obtenus avec les règles et pratiques européen (l'Eurocode7)

- Dans les cas où algérien donne des résultats moins favorables que ceux obtenus avec les règles et pratiques européen correspondantes, on peut combler cette anomalie par le choix adéquat d'un coefficient de modèle. De même, le coefficient de modèle peut servir à réduire l'écart entre les

résultats obtenus avec les modèles l'Eurocode7 lors de l'utilisation de modèles de calcul différents, comme les modèles l'Eurocode7 (approche 1) et algérien considérés dans cet article.

- Il est impératif de considérer, simultanément, les sollicitations verticales de calcul dans les calculs de la capacité portante comme le montre l'évolution du rapport R_d/F_d en fonction du moment appliqué ou de l'effort horizontal appliqué.
- Le modèle Algérien, en général, sont plus adaptés, toujours dans le code européen (l'Eurocode7), les valeurs R_d/F_d avec un effet d'excentricité sont faibles par rapport à celles proposées par la règle algérienne (DTR BC 2.331).
- L'Eurocode7 requiert un nombre de calculs plus important que le modèle Algérien, suite à l'utilisation de plusieurs combinaisons d'actions. Néanmoins cet inconvénient n'en constitue plus un avec les moyens informatiques actuels.
- Les modèles de calcul recommandés par les règles algérien (DTR BC 2.331) sont facilement programmables que ceux utilisés en Europe qui emploient un plus grand nombre d'abaques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Meddah, A. (2008). Etude du comportement d'un sable de dune sous sollicitations triaxiales (Doctoral dissertation, M'sila, Université Mohamed Boudiaf. Faculté des sciences et sciences de l'ingénierat). Université de M'sila.

Meddah, A. (2016). Fondations, cours et exercices. Support pédagogique, Université de M'sila.

Sekai, C. H. E. N. N. A. F. I. (2019). Influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation au bord d'une pente (Doctoral dissertation, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA).

A.SEDDIKI. “ *Les Fondations Superficielles et Profondes Première partie* “. Université de Msila.2014.

Roger FRANK. “ Fondations superficielles “. Techniques de l'Ingénieur 246 **NF P 94-261.** Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode7 - Fondations superficielles, juin 2013

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Wiley. New York

DTR BC 2.331. Règles de calcul des fondations superficielles (1992)

Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian geotechnical journal, 1(1), 16-26.

MABROUKI, A., BENMEDDOUR, D., Frank, R. et Mellas, M. (2010). Etude Numérique de la Capacité Portante D'une Fondation Filante Au Bord D'une Pente. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur

Richir, T., Radu, J. P., & Charlier, R. (2005). Comparaison de plusieurs modes de prise en compte de la sécurité dans la vérification de la capacité portante des fondations superficielles. Revue française de géotechnique, 113, 11-29

Meddah, A., & Merzoug, K. (2017). Feasibility of using rubber waste fibers as reinforcements for Sandy soils. *Innovative Infrastructure Solutions*, 2(1), 1-8.

Meddah, A. (2002). Comportement statique et cyclique d'un élément de terre armée renforcé par différents types d'armatures (Doctoral dissertation, UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA).

Karima, M. E. R. Z. O. U. G. (2016). CARACTERISATION D'UN SOL SABLEUX CONTENANT DES FIBRES CAOUTCHOUTEUSES (Doctoral dissertation, Faculté de technologie/Université Mohamed Boudiaf-M 'sila).

NAKACHE, M. (2018). ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN SOL RENFORCEE PAR DES FIBRES (Doctoral dissertation, Université Mohamed Boudiaf-M 'sila).