République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche Scientifique

Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

Doctorat en Sciences en Génie Civil
Option : Géotechnique

Sous le Thème :

Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur un sable en pente renforcé par des géosynthétiques et soumise à une charge excentrée

Présentée par :

ABDI Abedelmadjid

Devant le jury composé de :

M. LAHBARI Noureddine	Prof.	Université de Batna2	Président
M. ABBECHE Khelifa	Prof.	Université de Batna2	Rapporteur
M. BOUMEZBEUR Abderrahmane	prof	Université de Tébessa	Examinateur
M. MESSAST Salah	Prof.	Université de Skikda	Examinateur
M. LAOUAR, Mohamed Salah	MCA	Université de Tébessa	Examinateur

Février 2019

بسم الله الرحمن الرحيم

(وقُل رَّبِّ زِدْنِي عِلْمًا)

(طه :آية 114)

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

Ma mère qui m'a entouré d'amour, d'affection et qui fait tout pour ma réussite, que dieu la garde pour moi;

Mon père qui m'a aidé à devenir ce que je suis aujourd'hui, que dieu le garde et le protège ;

A ma femme et à mes filles « Rouaya et Roukaya » et mon fils « Oussama » qui, grâce à eux, j'ai eu la volonté et le courage de poursuivre mes études.

REMERCIEMENTS

Je voudrai tous d'abord remercie Dieu pour tout.

Je remercie également ma femme qui a sacrifie sa vie pour notre bien. En fin, mes sincères gratitudes au directeur de ce mémoire : Pr : Khelifa ABBECHE professeur à l'Université de Batna. Je le remercie ici très vivement pour l'encadrement de cette thèse. J'aimerais surtout exprimer mes plus profondes gratitudes de m'avoir aidé à accomplir ce travail.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail. Sans oublier d'adresser un immense merci à mes amis (Touhami Kamel, Rafik Boufarh et Badis mazouz, Dr Athmania J), et toute ma famille, pour tout ce qu'ils ont fait et pour le soutien qu'ils m'ont apporté durant toutes mes études, et à qui je dois tout.

RESUME

La capacité portante a toujours été l'un des sujets les plus intéressants en mécanique des sols et des fondations. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Ce travail présente, les résultats d'une étude expérimentale et numérique d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par des géogrilles et soumise à des charges excentrées. Cependant, l'étude expérimentale est menée à l'aide d'un banc d'essai conçu au laboratoire. Par ailleurs, l'analyse numérique basée sur l'approche des éléments finis en utilisant le code de calcul Plaxis a été effectuée. Toutes fois, l'étude paramétrique a été réalisée, afin d'évaluer l'influence d'un certain nombre de paramètre à savoir : la profondeur de la première couche de géogrille par rapport à la surface du sol, l'emplacement des éléments de renforcement (géogrilles), la variation de la position de la charge et de la semelle par rapport à la crête du talus.

Les résultats expérimentaux obtenus illustrent clairement que la position de l'excentricité de la charge par rapport à la crête de la pente a un effet significatif sur la capacité portante surtout pour le cas du sable renforcé. En effet, celle-ci devienne plus grande lorsque l'excentricité est située loin de la crête du talus. Pour le cas du sable renforcé les résultats obtenus ont montré que la capacité portante d'une semelle soumise à une charge excentrée située loin de la pente (e/B=0.1) est supérieure à celle de la même semelle soumise à une charge centrée (e/B=0) et ce dans les mêmes conditions de renforcement. On note aussi que les surfaces de ruptures obtenues pour les pentes renforcées sont plus larges et plus profondes que celles du sol non renforcé. En fin, la confrontation des résultats expérimentaux avec ceux de l'analyse numérique a montré une bonne concordance entre eux.

Mots clés

excentricité, pente, renforcement, geogrilles, fondation

Abstract

The bearing capacity of foundations has always been one of the most interesting topics in geotechnical engineering. The permissible pressure is the maximum pressure or stress that can be applied by a structure to the soil, without excessive settlement and risk of soil failure.

This work presents the results of an experimental and numerical study of a strip footing resting on a sand slope reinforced by geogrids and subjected to eccentric loads. However, the experimental study is conducted using a laboratory model test. In addition, the numerical analysis based on the finite element approach using the Plaxis calculation code was carried out. After that, the parametric study was conducted to evaluate the influence of a certain number of parameters namely: the depth of the first layer of geogrid with respect to the surface of the soil ground, the location of the reinforcement layers (geogrids) and the variation of the load and footing position with respect to the slope crest.

The experimental results obtained clearly show that the position of the load eccentricity with respect to the slope crest has a significant effect on the bearing capacity, especially for the case of reinforced sand. Indeed, this effect becomes larger when the eccentricity is located far from the slope crest. In the case of reinforced sand, the obtained results have shown that the bearing capacity of a footing subjected to an eccentric load located far from the slope crest (e/B=0.1) is greater than that of the same footing subjected to a centered load (e/B=0) and in the same conditions of reinforcement. It is also noted that the obtained failure surfaces for the reinforced slopes are wider and deeper than those of the unreinforced soil. In the end, the comparison of the experimental results with those of the numerical analysis showed a good agreement between them.

Keywords

eccentricity, slope, reinforcement, geogrids, foundation

الخلاصة

لطالما كانت قدرة تحمل الاساسات على الدوام واحدة من أكثر المجالات إثارة للاهتمام في الهندسة الجيوتقنية. إن الضغط المسموح به هو أقصى ضغط أو إجهاد يمكن تطبيقه على الارضية ، دون حصول انخفاضات مفرطة اوخطر انهيار التربة.

يعرض هذا العمل نتائج دراسة تجريبية وعددية لاساس شريطي يرتكز على منحدر رملي معزَّز ب طبقات من الجيوجريد ومحمل بأحمال لا مركزية. تم إجراء الدراسة التجريبية باستخدام اختبار نموذج مختبري، ثم تم إجراء دراسة تحليلية عددية بالاعتماد على طريق العناصر المحدودة باستخدام برنامج حساب " Plaxis" .بعد ذلك ، أجريت الدراسة البارامترية لتقييم تأثير عدد معين من العناصر وهي: عمق الطبقة الأولى من الجيوجريد بالنسبة الى سطح أرض التربة ، وموقع طبقات التعزيز (geogrids)وتغير موقع القوة المطبقة و الاساس بالنسبة الى قمة المنحدر.

اظهرت النتائج التجريبية التي تم الحصول عليها بوضوح أن موضع الانحراف في الحمل بالنسبة إلى قمة المنحدر له تأثير كبير على قدرة التحمل ، خاصة بالنسبة لحالة الرمل المقوى. في الواقع ، يصبح هذا التأثير أكبر عندما يكون الانحراف بعيد عن قمة المنحدر. في حالة الرمل المقوى ، أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن قدرة تحمل الاساس تحت تاثير حمل لا مركزي يقع بعيدًا عن قمة المنحدر (e/B=0.1)أكبر من قدرة تحمل نفس الاساس الخاضعة لحمولة مركزية (e/B=0) وفي نفس شروط التعزيز. ويلاحظ أيضًا أن أسطح الفشل التي تم الحصول عليها من أجل المنحدرات المقواة تكون أعرض وأعمق من تلك الموجودة في التربة غير المدعومة. في النهاية ، أظهرت مقارنة النتائج التجريبية مع نتائج التحليل العددي وجود اتفاق جيد بينهما.

الكلمات الدالة

الانحراف ، والانحدار ، وتعزيز ، جيوقرايد ، الأساس

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque élément porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation. Les fondations superficielles sont mises en œuvre lorsque la construction peut prendre appui sur une couche de sol ayant une résistance acceptable avec une faible profondeur par rapport au niveau le plus bas de la construction et non du terrain naturel.

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol. La plupart des méthodes d'estimation de la capacité portante ont été basées sur des études effectuées originalement sur une semelle filante, Prandtl (1921) et Reissner (1924) modifiées plus tard afin de les adapter à d'autres conditions comme par exemple la forme de la fondation, l'inclinaison de la charge, l'excentrement de la charge ….etc. Ces méthodes ont conduit à la formule générale de Terzaghi (1944) où la capacité portante q_u des fondations superficielles se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante N_c, N_q et N_γ.

Les fondations peuvent être parfois fondées sur ou à proximité des pentes et soumises au différentes type de chargement. La configuration particulière d'une fondation située au voisinage d'une pente ou soumise à une charge excentrée a été l'objet de nombreuses recherches (Badakhshan and Noorzad, 2015; Garnier et al., 1994; Gemperline, 1988; Meyerhof, 1957; Meyerhof, 1953). Lorsque une fondation est établis à proximité d'une pente et soumise à une charge excentrée, elle ne peut présenter une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement ou du renversement. En effet, le renforcement du sol supportant la fondation par des géotextiles demeure nécessaire (Badakhshan and Noorzad, 2015; El Sawwaf, 2009). Récemment Peu d'études ont été consacrées à l'étude de l'effet de l'excentricité et de la pente sur la capacité portante des fondations superficielles. Cependant, l'objectif du présent travail est l' étude expérimentale et numérique de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge excentrée et reposant sur un sable en pente renforcé par des géogrilles. Par ailleurs, l'accent sera mis sur la notion de largeur effective ainsi que sur l'influence de l'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la face de la pente. Toutes fois, on doit signaler que l'étude expérimentale a été réalisée sur un banc d'essais conçu au laboratoire. En effet, un protocole expérimental et numérique a été programmé en se basant sur les paramètres suivants à savoir : la profondeur de la première couche de géogrille par rapport à la surface du sol, l'emplacement des éléments de renforcement (géogrilles), la variation de la position de la charge par rapport à la crête ainsi que la position de la semelle par rapport à la crête. La présente thèse est composée d'une introduction générale, six chapitres et une conclusion générale

- Le premier chapitre est consacré à l'analyse bibliographique de la capacité portante des fondations superficielles, en mettant l'accent sur les fondations soumises à des charges excentrées et établies au bord des pentes.
- Le deuxième chapitre synthétise l'état et le comportement de fondations superficielles reposant sur des sols renforcés
- Dans le troisième chapitre on a présenté la méthode des éléments finis et l'outil de calcul (Plaxis) ainsi que les modèles de comportement utilisés dans ce code de calcul et ayant une relation avec notre étude.
- Le quatrième chapitre est consacré à l'étude expérimentale de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par des géo grilles et soumise à des charges excentrées.
- Le cinquième chapitre présent l'étude numérique après avoir effectué une étude paramétrique importante à la suite de ce chapitre une confrontation des résultats expérimentaux et numériques a été élaborée.
- Le chapitre six est lié à la vérification et à la validation de notion de la largeur effective dans le calcul numérique et ce pour estimer la capacité portante d'une fondation soumise à une charge excentrée et établis à proximité d'une pente renforcé par des géogrille.

Chapitre 1 Analyse bibliographiques de la capacité portante des fondations superficielles

I. Introduction

Un sol doit être capable de supporter les charges de toute structure d'ingénierie placée sur lui sans subir une rupture par cisaillement et avec des tassements résultants tolérable pour cette structure.

Ce chapitre portera sur l'évaluation de la résistance limite au cisaillement ou de la capacité portante ultime du sol sous une charge de fondation. Une rupture par cisaillement du sol peut entraîner une déformation excessive de la structure et même un effondrement. Les tassements excessifs peuvent entraîner des dommages structuraux, des nuisances sur les portes et les fenêtres, des fissures dans les carreaux et le plâtre et une usure excessive ou une défaillance de l'équipement due au désalignement des fondations. Rarement une structure s'est effondrée ou inclinée par rapport à une rupture par cisaillement ces derniers temps. La plupart des ruptures des fondations signalées se sont produites sous des remblais ou des structures similaires où une erreur à l'estimation du facteur de sécurité. La plus grande partie de la détresse structurelle attribuée à la mauvaise conception des fondations provient d'établissements humains excessifs. Même ici, cependant, l'effondrement structurel se produit rarement. Cela peut être dû en partie au fait que les règlements dépendent du temps, de sorte que lorsque des fissures apparaissent pour la première fois, il y a suffisamment de temps pour prendre des mesures correctives.

Il est nécessaire d'étudier à la fois la résistance au cisaillement des fondations et les tassements pour toute structure. Dans de nombreux cas, les critères et le règlement contrôleront la capacité portante admissible; cependant, il existe également un certain nombre de cas où le cisaillement de fondation (dans lequel une fondation poinçonne dans le sol habituellement avec une rotation simultanée) impose la capacité portante recommandée. Les structures telles que les réservoirs de stockage de liquides et les nattes sont souvent fondées sur des sols meubles, qui sont généralement plus sensibles à la rupture par cisaillement qu'au tassement. Le contrôle de cisaillement de fondation, pour éviter une combinaison de poinçonnage avec rotation dans le sol, est souvent plus préoccupant que le tassement pour ces types de fondations. Ces types de fondation sont souvent uniformément chargés de sorte que presque les règlements sont produits à travers la fondation. Les tassements uniformes, même s'ils sont relativement importants, peuvent généralement être tolérés pour les nattes rigides (sous les bâtiments) ou les nattes flexibles sous les réservoirs de stockage des liquides.

Il convient de noter que même si notre objectif principal est d'estimer la capacité portante ultime pour les structures et les fondations, les mêmes principes s'appliquent à l'obtention de la capacité portante pour d'autres structures telles que les fondations, les barrages et les remblais. On montrera que la capacité portante ultime est plus difficile à estimer pour les sols stratifiés, les fondations situées sur ou près des pentes et les fondations soumises à des charges de traction.

II. Capacité portante des fondations superficielles sous charge axiale

II.1. Généralités

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés. Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes. Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée. Si on désigne par « D » la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par « B » sa largeur et par « L » sa longueur, on distingue deux types de fondations :

- Fondation superficielle : D/B ≤ 6.
- Fondation profonde : D/B > 6.

Afin de résoudre le problème de fondation d'un ouvrage quelconque, on doit s'assurer que la capacité portante du sol de fondation est bien compatible avec les charges transmises par la fondation. Par la suite, on doit s'assurer que le tassement de la fondation reste admissible. Si le tassement est excessif, on doit résoudre ce problème soit en renforçant le sol soit en changeant le type de fondation.

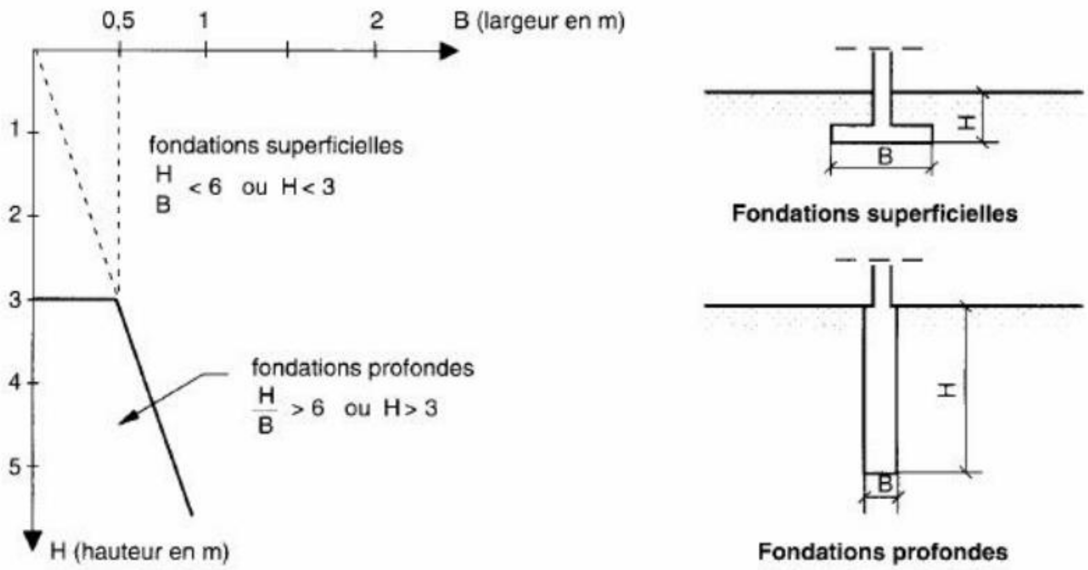


Fig. 1-1 Types des fondations.

II.2.Mécanismes de rupture

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est linéaire. Le tassement augmente linéairement en fonction du tassement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime « Q_l » pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime par ce qu'on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre. Cette charge est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

II.3. Calcul de la capacité portante

Les travaux de Prandtl (1920) avaient l'objectif de trouver la force qui provoque la plasticité totale et qui permet à un objet de s'enfoncer entièrement dans un corps solide. En appliquant cette solution au problème de la capacité portante, elle donne une solution analytique pour la charge limite d'une fondation filante reposant sur un espace non-pesant semi-infini dont le mécanisme de rupture est indiqué sur la figure 1-3.

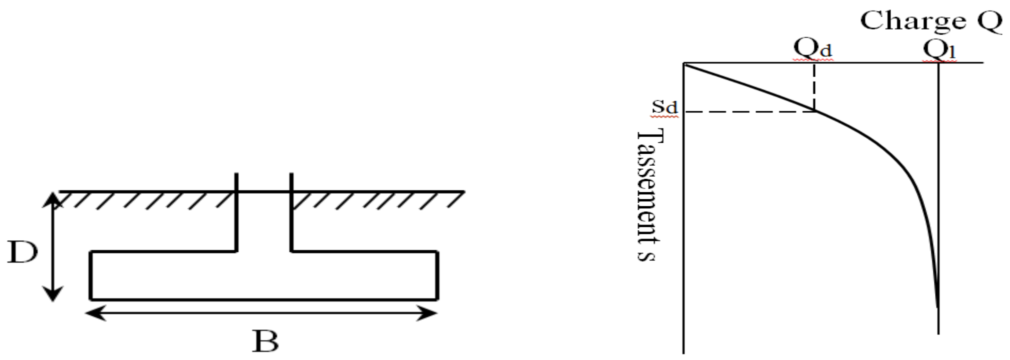


Fig. 1-2 Courbe de chargement d'une fondation superficielle.

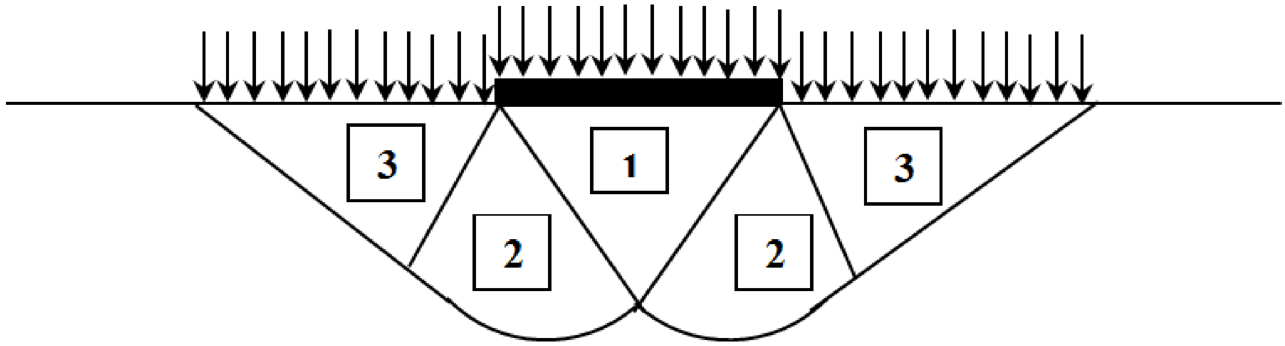


Fig. 1-3 Mécanisme de rupture pour une semelle filante (Prandtl 1920).

II.4. Les formules classiques

Comme on l'a déjà indiqué plus haut, de nombreux auteurs ont proposé des formules pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles de type semelle filante, reposant sur un sol illimite homogène. Dans ces formules, le sol est caractérisé par son critère de rupture (Salencon and Matar, 1979); désignant par σ et τ les composantes normale et tangentielle du vecteur contrainte T agissant sur une facette de normale rentrante n, on adopte: pour les sols purement cohérents (comportement à court terme), le critère de Tresca:

$$|\boldsymbol{\tau}| \leq \mathbf{C}\,, \forall \mathbf{n} \tag{1.1}$$

Et pour les autres sols :

$$|\tau| \leq C + \sigma \tan\varphi \ , \forall n \quad (\varphi \neq 0) \tag{1.2}$$

Pour une semelle filante de largeur « B », chargée axialement par une force « Q » (par unité de longueur), agissant sur un sol pesant de poids volumique « γ » avec une surcharge latérale uniforme « q », la méthode de superposition (Terzhagi, 1943), dont on admet le caractère conservatif, conduit à la décomposition de la capacité portante en trois termes sous la forme:

$$q_u = \frac{1}{2} B\gamma N_\gamma + qN_q + CN_c \tag{1.3}$$

II.5. Définition de la capacité portante

Il est évidemment nécessaire avant toute discussion sur la validité d'une formule, ou sur les valeurs des coefficients à utiliser, de définir la notion même de capacité portante. On verra d'ailleurs qu'une fois cette définition trouvée et posée les difficultés quant à l'interprétation des solutions et des valeurs proposées par les divers auteurs pour $N_y(\varphi)$ disparaîtront d'elles-mêmes. On remarque sur la formule (1.1) et en reprenant ce que nous avons dit à ce propos, que la capacité portante de la fondation ne dépend, en ce qui concerne le comportement du sol, que des paramètres C et φ qui en caractérisent la « résistance ». Ceci est révélateur de la démarche logique suivie lorsqu'on traite de capacité portante : on cherche, à partir de la seule connaissance des capacités de résistance du sol au niveau de l'élément (macroscopique de la mécanique des milieux continus), à obtenir une information sur les chargements que pourra supporter la fondation superficielle étudiée ; le chargement considéré est constitué de la surcharge q et du poids du sol (poids volumique) — éléments stabilisants — et de la charge proprement dite appliquée à la fondation.

Cette démarche a été suivie par tous les auteurs pour les problèmes de capacité portante de fondations. C'est le même type de raisonnement qui est également suivi à propos des problèmes de stabilité de pente depuis Coulomb (1973), et pour les problèmes de poussées et de butées des terres. Il s'agit du raisonnement typique du calcul à la rupture.

Les capacités de résistance du sol en un point "x" sont caractérisées par un critère, condition imposée à l'état de contrainte σ(x) en ce point pour pouvoir y être supporté par l'élément de matière et qui est définie par une fonction scalaire f de σ(x):

σ(x) supporté par l'élément de sol $\leftrightarrow f(\underline{x}, \underline{\sigma}(x)) \leq 0$ (1.4)

A partir de cette donnée, on cherche à déterminer pour l'ouvrage étudié la charge maximale qu'il est susceptible de supporter, sans évidemment qu'il soit possible -sauf informations complémentaires sur le comportement- d'affirmer que l'ouvrage supportera effectivement cette charge maximale. Ceci conduit à la définition de la capacité portante. En effet, en se plaçant dans la géométrie initiale du problème et en la supposant invariable, il est clair que pour que la fondation supporte une charge « Q », il est nécessaire qu'il existe un champ de contraintes « $\underline{\underline{\sigma}}$ » qui équilibre le chargement constitué par « $Q_{(\gamma,q)}$ » en respectant en tout point du milieu (sol et interface) le critère de résistance. On montre alors, sans difficulté, que cette condition nécessaire pour pouvoir être supportée par la fondation, limite les forces Q à un segment de droite $[0, Q^{+}]$:

On a alors

$$\begin{cases} \text{F supporté par la fondation (en gémetrie initiale)} \\ \exists\ \underline{\underline{\sigma}}: \underline{\underline{\sigma}} \text{ équilibre } (Q,\gamma,q) \text{ et } f\left(\underline{x}, \underline{\underline{\sigma}}(x)\right) \leq 0\ \forall\ \underline{x} \\ Q \in (0, Q^{+}) \end{cases} \tag{1.5}$$

- Il est important d'analyser la portée de ce résultat.
- Il est évidemment nécessaire que la géométrie du problème soit donnée et invariable puisque le raisonnement ne se réfère du point de vue du comportement qu'aux « caractéristiques de résistance », c'est-à-dire au critère de rupture du sol.
- A partir de ces données le résultat énoncé, qui repose sur la convexité des critères (1.3) et (1.4), est le plus puissant qui puisse être obtenu. Il est alors naturel de définir la capacité portante de la fondation par la valeur moyenne : $q_u=Q^{+}/B$

II.6. Théorème statique ; méthode de superposition

Il découle immédiatement de cette définition de la capacité portante que la mise en évidence d'un champ de contraintes est statiquement admissible et respectant le critère de résistance du sol en tout point, conduit à une valeur conservative (approche par défaut) de la capacité portante (c'est le théorème statique du calcul a la rupture). En particulier, en considérant les trois cas du chargent représentées sur la figure 1-4, et en supposant que l'on dispose des champs de contraintes suivants :

a) σ_γ statiquement admissible et respectant le critère de résistance de l'élément de matière en tout point du milieu pesant, non cohérent et non chargé (figure 1-4-a), correspondant à la pression moyenne sous la fondation:

$$\sigma_\gamma = 1/2\ \gamma B N\gamma(\varphi). \tag{1.6}$$

b) σ_c statiquement admissible et respectant le critère de résistance de l'élément de matière en tout point du milieu cohérent, non pesant et non chargé (figure 1-4-b) correspondant à la pression moyenne sous la fondation:

$$\sigma_c = CNc(\varphi). \qquad (1.7)$$

c) σ_q statiquement admissible et respectant le critère de résistance de l'élément de matière en tout point du milieu charge non pesant et non cohérent (figure 1-4-c), correspondant à la pression moyenne sous la fondation :

$$\sigma_q = qNq(\varphi). \qquad (1.8)$$

On peut vérifier immédiatement, en utilisant, par exemple la représentation de Mohr, que le champ de contraintes :

$$\boldsymbol{\sigma = \sigma_\gamma + \sigma_c + \sigma_q} \qquad (1.7)$$

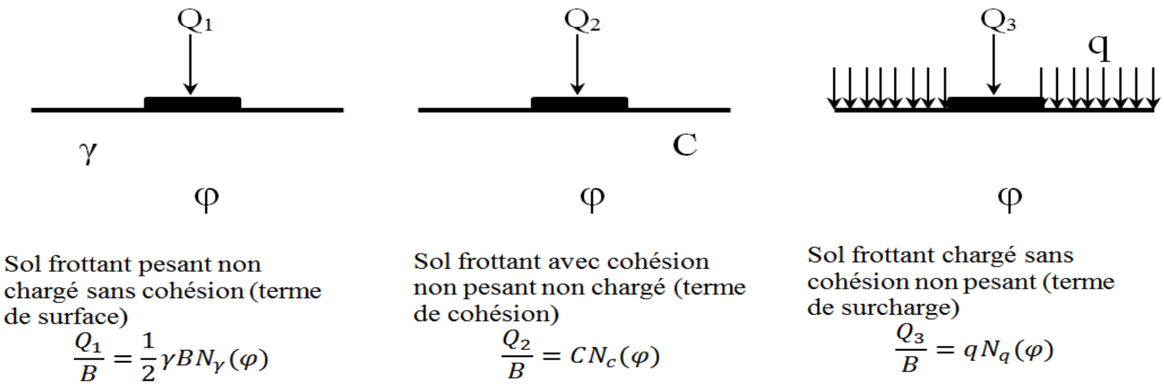


Fig. 1-4 Méthode de superposition

II.7. Capacité portante des fondations superficielles sous une charge axiale

A partir de la Fig. 1-3, le mécanisme de Prandtl (1920) est divisé en trois zones ; Zone une de forme triangulaire dont les contraintes principales ont des directions verticale et horizontale (la plus grande contrainte a une direction verticale), dûe à l'absence de frottement à la surface du sol ; une deuxièmes zones de forme d'une spirale logarithmique et une troisième zones triangulaires. Les contraintes principales tournent par 90° de zone 1 au zone 3

Le premier chercheur qui a proposé une formule pour le calcul de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol horizontal en supposant que les trois effets de la cohésion, de la surcharge et du poids propre peuvent être séparés et superposés était Terzaghi (1943). La solution de cette formule est basée sur les hypothèses suivantes :

- Le sol est homogène isotrope avec une surface horizontale et le domaine d'étude est semi-infini.
- La fondation a une base rugueuse et elle est soumise à une charge verticale centrée.
- Le problème est traité en déformation plane.

- Le sol au-dessus du niveau de la fondation a une résistance au cisaillement négligeable et il est considéré comme surcharge.
- La rupture se manifeste par cisaillement général selon le critère de rupture de Mohr Coulomb.

En se basant sur ces hypothèses, Terzaghi (1943) a formulé l'équation (1.8) qui prendre en compte l'effet des trois termes, terme lié à la largeur de la fondation et à la longueur de la zone de contrainte de cisaillement N_γ, terme lié à la profondeur du fondation et à la pression de surcharge N_q et un troisième terme lié à la cohésion du sol N_c.

$$q_u=\frac{1}{2}B\gamma N_\gamma+qN_q+CN_c \qquad (1.9)$$

Avec

B est la largeur de la semelle, γ est le pois volumique du sol, q la surcharge sur la semelle, C : est la cohésion du sol, (N_γ, N_c et N_q) facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle frottement interne φ du sol sous la base de la fondation. Les valeurs de N_γ, N_c et N_q sont données dans le Tableau 1-1

Plus tard, à partir des essais au laboratoire, les effets de forme, de profondeur sont pris de manière semi-empirique introduisant des facteurs d'influences sur les facteurs de capacité portante. Ce qu'on peut aussi appeler formule de Terzaghi modifiée exprimée dans l'équation (1.10) :

$$q_u=\delta_c cN_c+\delta_q qN_q+\frac{1}{2}\delta_\gamma B\gamma N_\gamma \qquad (1.10)$$

Où les δ représentent les coefficients correcteurs des facteurs de capacité portante.

Les tableaux (Tableau 1-2 et Tableau 1-3) donnent une revue des coefficients de forme proposés par Terzaghi (1943) et Meyerhof (1963).

Tableau 1-1 Facteurs de la capacité portante selon Terzaghi

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.6	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.00	0.01	18	15.12	6.04	2.59	35	57.75	41.44	45.41
2	6.30	1.22	0.04	19	16.57	6.70	3.07	36	63.53	47.16	54.36
3	6.62	1.35	0.06	20	17.69	7.44	3.64	37	70.01	53.80	65.27
4	6.97	1.49	0.01	21	18.92	8.26	4.31	38	77.50	61.55	78.61
5	7.34	1.64	0.14	22	20.27	9.19	5.09	39	85.97	70.61	95.03
6	7.73	1.81	0.20	23	21.75	10.23	6.00	40	95.66	81.27	115.31
7	8.15	2.00	0.27	24	23.36	11.40	7.08	41	106.81	93.85	140.51
8	8.60	2.21	0.35	25	25.13	12.72	8.34	42	119.67	108.75	171.99
9	9.09	2.44	0.44	26	27.09	14.21	9.84	43	134.58	126.50	211.56
10	9.69	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	174.74	261.60
11	10.16	2.98	0.69	28	31.61	17.81	13.70	45	172.28	173.28	325.34
12	10.76	3.29	0.85	29	34.24	19.98	16.18	46	196.22	204.19	407.11
13	11.41	3.63	1.04	30	37.16	22.46	19.13	47	224.55	241.80	512.84
14	12.11	4.02	1.26	31	40.41	25.28	22.65	48	258.28	287.85	650.87
15	12.86	4.45	1.52	32	44.04	28.52	26.87	49	298.71	344.63	831.99
16	13.68	4.92	1.82	33	48.09	32.23	31.94	50	347.50	415.14	1072.80

Tableau 1-2 Coefficients de correction de forme, proposés par Terzaghi (1943)

Coefficient de correction	Type de fondation		
	Rectangulaire	Carrée	Circulaire
S_γ	$1-0.4\frac{B}{L}$	0.8	0.6
S_c	$1+0.2\frac{B}{L}$	1.3	1.2
S_q	1	1	1

Tableau 1-3 Coefficients de correction de forme, proposés par Meyerhof (1963)

Forme	Coefficient de correction	φ = 0°	φ ≥ 10°
Rectangulaire	s_γ	1	$1+0.1\frac{B}{L}\left(\tan\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)^2$
	s_c	$1+0.2\frac{B}{L}\left(\tan\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)^2$	$1+0.2\frac{B}{L}\left(\tan\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)^2$
	s_q	1	$1+0.1\frac{B}{L}\left(\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)\right)^2$

III. Capacité portante des fondations superficielles sous une charge excentrée

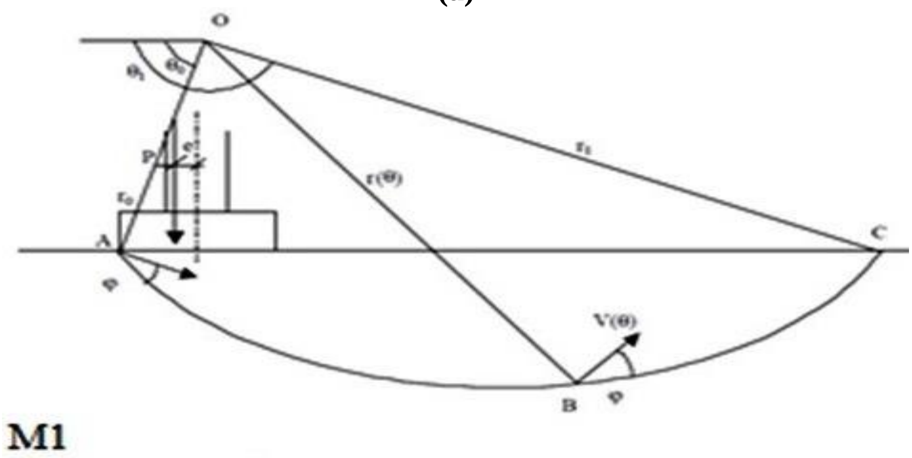
III.1. Semelle filante sous charge excentré

Quelque type des fondations peut être parfois réalisé sous des chargements excentrés ou inclinés, cela est dû à ses caractéristiques géométriques et à certaines des charges qui peuvent y être exposées (charge sismique, ou charge due au vent.. etc).

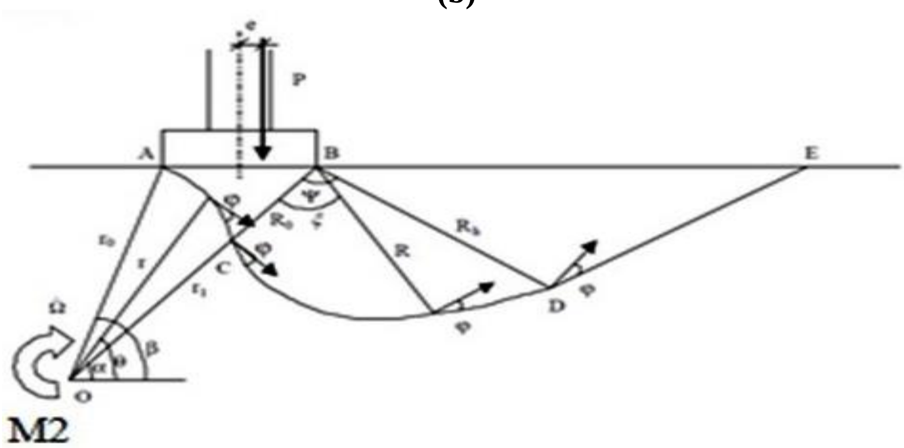
III.2. Mode de rupture des fondations sous charge excentrée

Bien que les mécanismes de rupture asymétriques translationnels dérivant du mécanisme classique de Prandtl décrivent assez bien la rupture d'une fondation superficielle soumise à un chargement incliné, ces mécanismes s'avèrent inadaptés pour la modélisation de la rupture d'une fondation soumise à une charge excentrée. En effet, les essais expérimentaux réalisés sur un modèle réduit centrifugé (Marechal, 1999) ont montré que, dans le cas d'une charge excentrée, la rupture du sol est mieux modélisée en considérant des mécanismes de rupture asymétriques rotationnels permettant la prise en compte d'une rotation de la fondation. Garnier and Thorel (2003) ont proposé trois mécanismes de rupture rotationnels M1, M2 et M3 (voir figure 1-5) pour le calcul de la portance d'une fondation superficielle filante soumise à une charge excentrée. L'approche utilisée est la méthode cinématique (appelée aussi méthode de la borne supérieure) de la théorie de l'analyse limite. Le théorème de la borne supérieure est basé sur l'hypothèse d'un sol parfaitement plastique respectant la règle d'écoulement associée. Ce théorème fournit un majorant de la capacité portante de la fondation.

(a)



(b)



(c)

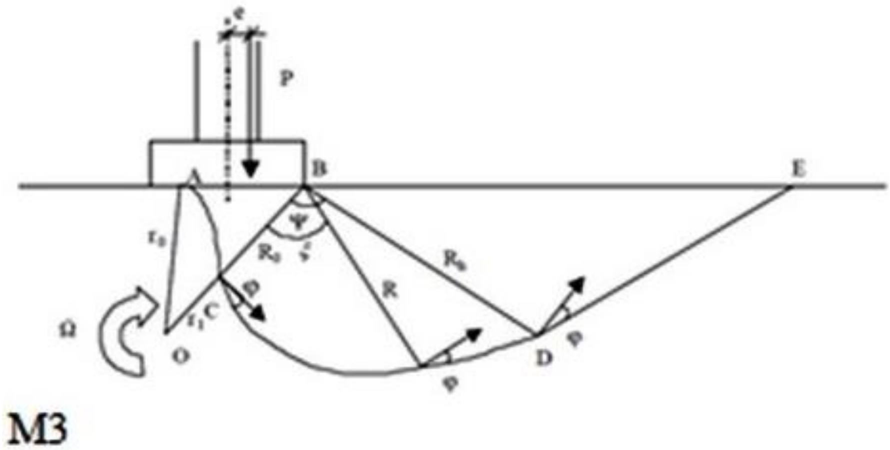


Fig. 1-5. Mécanismes de rupture rotationnels M1, M2 et M3 d'une fondation superficielle filante soumise à une charge excentrée

III.3.Calcul de la capacité portante d'une fondation soumise à une charge excentrée

Pour tenir compte de l'effet de l'excentricité de la charge, Meyerhof (1953) a effectué une série des essais sur modèle au laboratoire avec des fondations superficielles soumises à des charges excentrées reposant sur un sable. A partir des résultats de ces essais, il a été suggéré que l'équation (1.5), doit être modifiée pour tenir compte l'effet de l'excentricité en remplaçant la largeur totale de la fondation par une largeur effective $\acute{B}$=B - 2e (voir figure 1-6). L'équation (1.5) devient donc comme suit :

$$q_u=\frac{1}{2}\acute{B}\gamma N_\gamma+qN_q \tag{1.11}$$

Quelque années plus tard, Prakash and Saran (1971) ont fourni une formulation mathématique complète pour obtenir la capacité portante ultime d'une semelle filante soumise à une charge excentrée verticale. Ensuite, Purkayastha and Char (1977) ont effectué des analyses de stabilité d'une fondation filante sous charge verticale excentrée supportée par un sol granulaire en utilisant la méthode des tranches proposée par Janbu (1957). Sur la base de cette étude, il a été proposé que, pour une encastrement de la fondation « D_f/B » le rapport « R » entre la capacité portante ultime sous charge excentrée « $q_{u(\frac{D_f}{B},\frac{e}{B})}$ » et celle sous une charge centrée « $q_{u(\frac{D_f}{B},\frac{e}{B}=0)}$ » peut être exprimé par la formule dans l'équation (1.13) :

$$R=\frac{q_{u(\frac{D_f}{B},\frac{e}{B})}}{q_{u(\frac{D_f}{B},\frac{e}{B}=0)}}=1-b\left(\frac{e}{B}\right)^c \tag{1.13}$$

Les paramètres b et c sont en fonctions de D_f/B seulement, indépendamment de l'angle de frottement du sol. Les variations de b et c avec D_f/B sont données dans le Tableau 1-4.

Si l'on considère les valeurs moyennes de b et c données dans Tableau 1-4, la relation de R peut être approchée comme suit:

$$R=1-1.8\left(\frac{e}{B}\right)^{0.8} \tag{1.14}$$

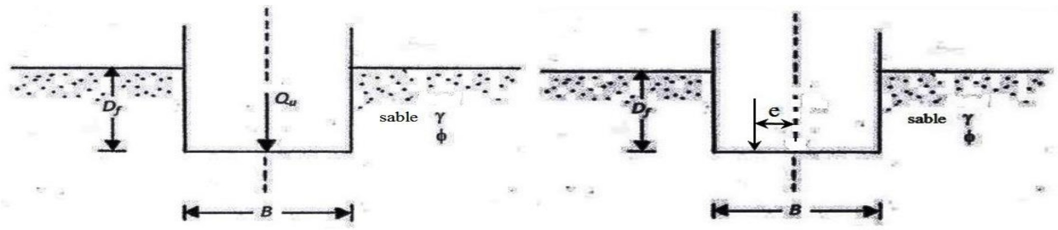
Tableau 1-4. Variation de b et c avec D_f/B - Analyse de Purkayastha et Char (1977)

D_f/B	b	c
0	1.862	0.730
0.25	1.811	0.785
0.5	1.754	0.800
1	1.820	0.888

En utilisant la technique de Prakash and Saran (1971), Saran and Agarwal (1991) ont évalué théoriquement la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge excentrée et inclinée (voir figure 1-6-b). L'analyse a conduit à une capacité portante exprimée par l'équation (1.13) :

$$q_{u\left(\frac{e}{b},\alpha\right)}=qN_{q\left(\frac{e}{b},\alpha\right)}+\frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma\left(\frac{e}{b},\alpha\right)} \quad (1.15)$$

Avec $N_{q(e/B,\ \alpha)}$ et $N_{\gamma(e/B,\ \alpha)}$ sont de nouveaux facteurs de capacité portante exprimés en termes d'excentricité « e » de et inclinaison de charge « α » par rapport à la verticale.



(a) (b)

Fig. 1-6. Charge ultime Q_u sur une fondation filante: (a) charge verticale centrée; (b) charge excentrée.

Loukidis et al. (2008) ont utilisé la méthode des éléments finis pour estimer la composante verticale de la charge ultime V_L d'une semelle filante établis à la surface d'un sol purement frottant (c = 0) et soumise à une charge excentrée et inclinée. Cette étude a conduit à une formule illustrée dans l'équation (1.16) :

$$q_{u\left(\frac{e}{b},\alpha\right)}=\frac{V_L}{B\cos\alpha}=\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\frac{f_{ie}}{\cos\alpha} \quad (1.16)$$

Où f_{ie} est le facteur d'inclinaison-excentricité combiné

$$\frac{f_{ie}}{\cos\alpha}=\frac{\left[1-\sqrt{3.7\left(\frac{e}{B}\right)^2+2.1(\tan\alpha)^2+1.5\left(\frac{e}{B}\right)\tan\alpha}\right]^2}{\cos\alpha} \quad (1.17)$$

Michalowski and You (1998) ont examiné l'utilité de l'utilisation de concept de Meyerhof et ont présenté la capacité portante des semelles soumises à des charges excentrées en utilisant l'approche cinématique de l'analyse limite. Les mécanismes de rupture adopté sont identiques à celle de Salençon (1995) (voir figure 1-7). Les résultats montrent que la notion de largeur effective donne une capacité portante équivalente à celle calculée en supposant que la base de la semelle est lisse. Pour des modèles de semelles plus réalistes et pour des sols cohérents, le concept de la largeur effective est un compte-rendu raisonnable de l'excentricité dans les calculs de la capacité portante. Ce n'est que pour une liaison significative à l'interface sol-fondation et pour de grandes excentricités que la règle de la largeur effective devient trop conservatrice. Pour les sols sans cohésion, cependant, la notion de largeur effective peut surestimer la meilleure limite supérieure. Cette surestimation augmente avec l'augmentation de l'excentricité.

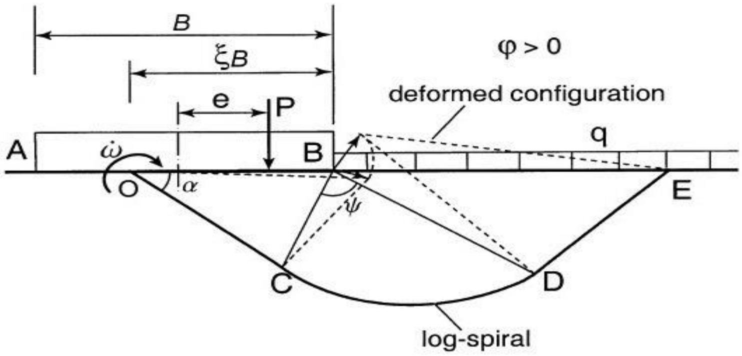


Fig. 1-7. Mécanisme de rupture d'une semelle sur sol cohésif-frictionnel (rotation des semelles, cisaillement simple sous la semelle).

IV. Capacité portante des fondations au bord d'une pente

IV.1. Introduction

L'influence de la présence d'une pente sur la capacité portante des fondations superficielles filantes a fait l'objet de nombreuses études théoriques et expérimentales. Une synthèse très complète, ainsi que de nouveaux résultats issus d'essais réalisés en centrifugeuse, ont été présentés par Bakir et al. (1994). De nombreux auteurs ont ainsi proposé des coefficients correcteurs à appliquer aux facteurs de portance issus de l'approche théorique du calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Pour tenir compte de la présence d'une pente et de l'inclinaison de la charge (figure 1-8), le Fascicule 62 introduit un coefficient correcteur $i_{\delta\beta}$ à appliquer dans le calcul de la capacité portante définie à partir des résultats d'essais pressiométriques [FAS 1993]

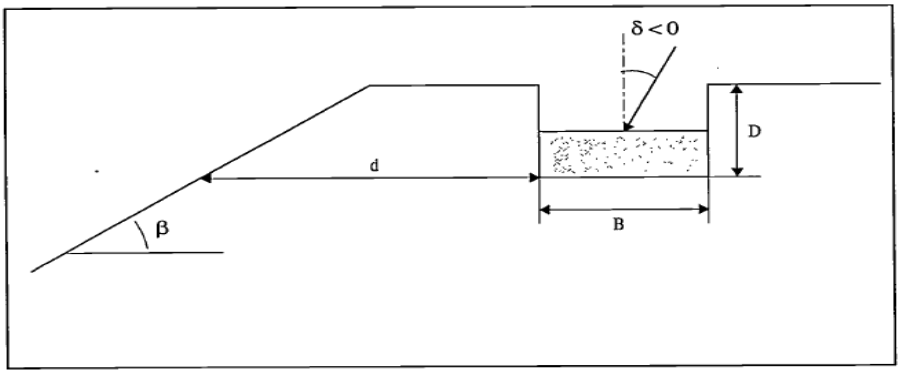


Fig. 1-8 Fondation superficielle sur pente. Notations

IV.2. Capacité portante des fondations au bord des pentes

La capacité portante d'une fondation établis à proximité d'une pente q_β peut être déduite à partir de celle d'une fondation reposant sur sol horizontal « q_h ».

$$q_\beta = i_{\delta\beta} q_h \qquad (1.18)$$

Les expressions donnant les valeurs du coefficient correcteur i en fonction des valeurs de l'angle de la pente β, de la hauteur d'encastrement équivalente D_e, et de l'inclinaison de la charge, sont données dans le Tableau 1-5. L'angle f' est un angle fictif utilisé dans le calcul du coefficient correcteur. Il faut noter que ces expressions ne sont données que pour des sols purement frottant.

Les abaques issues de ces formules et permettant de calculer les valeurs de $i_{\delta\beta}$, dans le cas où δ=D=O, sont représentées sur la figure 1-9. Les formules empiriques proposées sont basées essentiellement sur des essais réalisés en centrifugeuse sur un seul type de sol, et la détermination de coefficients réducteurs fiables et réalistes reste un problème d'actualité.

Tableau 1-5 Expression du coefficient correcteur $i_{\delta\beta}$ [FAS 1993].

D	δ	Coefficient correcteur $i_{\delta\beta}$
0	0	$i_\beta = \Psi\left(\beta, \frac{d}{B}\right) = 1 - \left[0{,}9 \tan\beta\left(2 - \tan\beta\right)\left[\max\left\{\left(1 - \frac{d}{8B}\right), 0\right\}\right]^2\right]$
D	0	$i_\beta = \Phi_2(\beta') = \left(1 - \frac{\beta'}{90}\right)^2\left(1 - e^{\frac{-D_e}{B}}\right) + \left[\max\left\{\left(1 - \frac{\beta'}{45}\right), 0\right\}\right]^2 \cdot e^{\frac{-D_e}{B}}$ $\beta' = 45 \cdot \left[1 - \sqrt{\Psi\left(\beta, \frac{d}{B}\right)}\right]$
D	$\delta < 0$	$i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta + \beta')$
D	$\delta > 0$	$i_{\delta\beta} = \min\left\{\Phi_2(\delta), \Phi_2(\lvert\beta' - \delta\rvert)\right\}$

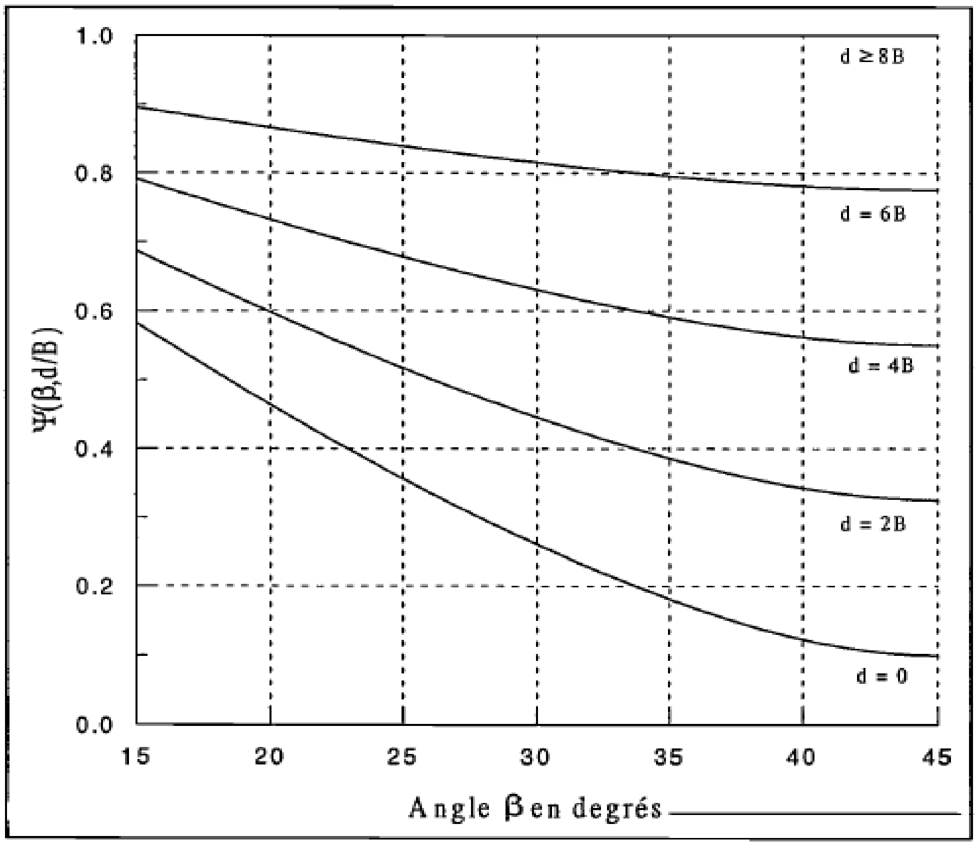


Fig. 1-9. Abaque donnant $i_{\delta\beta}$ dans le cas 6=d=O [FAS 1993].

V. Conclusion

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Pour le calcul de la stabilité des fondations, les méthodes basées sur la superposition des trois termes de portance (N_c, N_q et N_γ) proposées par Terzaghi (1943) et qui laissent un libre choix pour les coefficients de portances sont les plus utilisées, Pour les autres formes de fondation non filantes, à savoir rectangulaires, carrées, circulaires, annulaires, etc., les méthodes classiques n'apportent de réponse à la capacité portante qu'à travers certains coefficients de formes empiriques. Bien des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices quant aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

Chapitre 2 Comportement des fondations superficielles reposants sur sols renforcés

I. Introduction

Le renforcement des sols par inclusion est connu depuis l'ancien Egypte, les bâtisseurs des grandes pyramides utilisaient des rampes en remblais de 20 mètres de hauteur, renforcées par des lits de roseaux et des poutres en bois de palmier. La figure 2-1 montre le principe du renforcement dans une rampe d'après les bâtisseurs des pyramides.

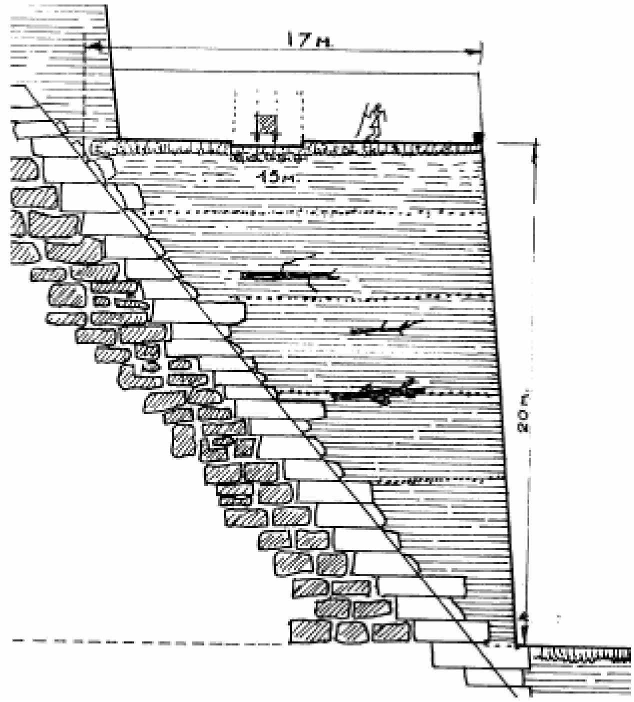


Fig. 2-1 Rampes de pyramides

(D'après les bâtisseurs des grandes pyramides, G.Goyon, pygmalion, 1990)

Au début de 20ème siècle, la technique de renforcement des sols a été développé, dont les inclusions de poutre, tirants, ancres en bois ou en métal et grillage ont été employé.

Depuis 1965, cette technique a été le sujet de nombreuses évolutions en France, les efforts se sont concentrés sur le développement et l'optimisation des éléments de renforcements dans les diverses formes et matériaux. En effet plusieurs travaux de recherches expérimentales et théoriques ont été entrepris dans les laboratoires et les universités pour atteindre une meilleure compréhension de la conduite de la terre armée. En 1966, au cours d'une conférence, l'inventeur de la terre armée Henri Vidal, a présenté pour la première fois ce nouveau matériau, devant la Comité Française de Mécanique des sols. A cette occasion, le Laboratoire Central de Ponts et Chaussée, a pris connaissance de cette technique et des possibilités qu'elle pouvait offrir pour la solution de problèmes difficiles, la construction des remblais de grande hauteur sur des pentes naturelles instables a été propagée En 1972, Cette procédure est généralisée dans le monde entier. Des ouvrages ont été construits dans trente-deux pays, et il existe actuellement plusieurs spécifications d'organisme De 1978 jusqu'à l'an 2000, le nombre d'ouvrages construits dans le monde, dont un peu moins de la moitié est réalisé en France, concorde à 1 500 000 m2 de surface des parements. La plus part de ces ouvrages sont des murs de soutènement et des culées de pont. La figure 2-2 illustre une vue d'un mur en terre armée. Dans le présent chapitre, l'accent était mis sur l'étude sur l'étude de comportement des fondations superficielles reposant sur sol renforcé par des nappes de géogrilles.

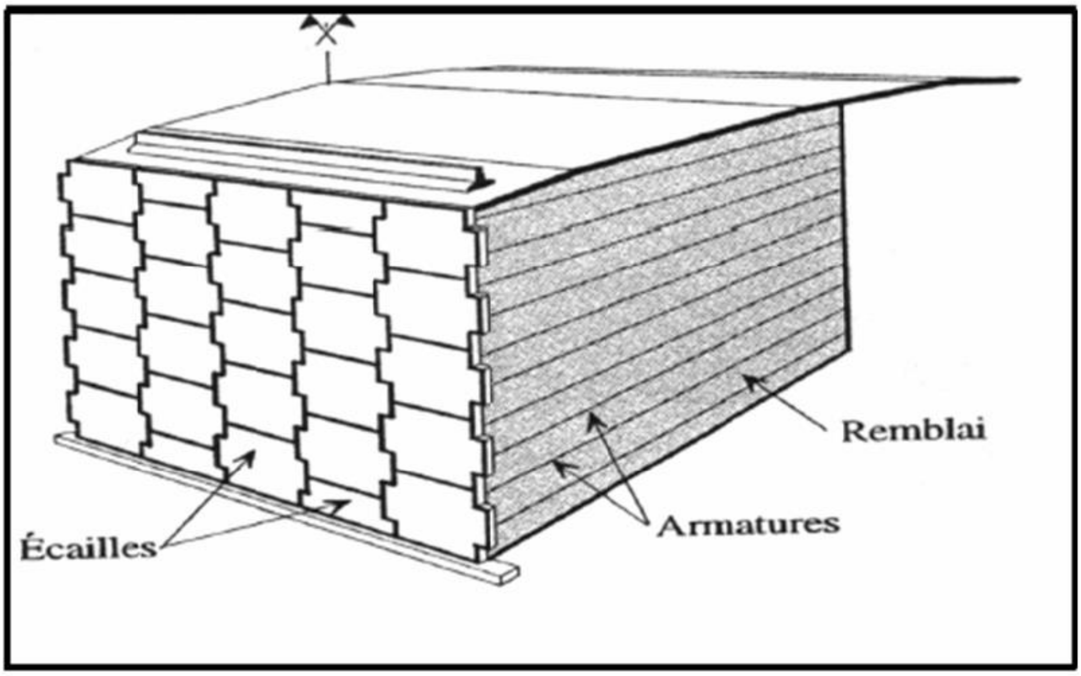


Fig. 2-2 Vue d'un mur d'un Soutènement en terre armée

II. Définition des sols stabilisés

Le traitement des sols est souvent exécuté pour augmenter leur résistance, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité. Il est, aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs. Les techniques de stabilisation les plus utilisées sont :

- La stabilisation mécanique ;
- La stabilisation thermique ;
- La stabilisation chimique.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que ; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

II.1.Définition des sols renforcés

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Les sols renforcés (terres armées) sont fréquemment utilisés à présent pour différentes structures tel les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisées sur des sols de très faible portance.

II.1.1. Comportements spécifiques aux ouvrages en sol renforcé et méthodes de dimensionnement

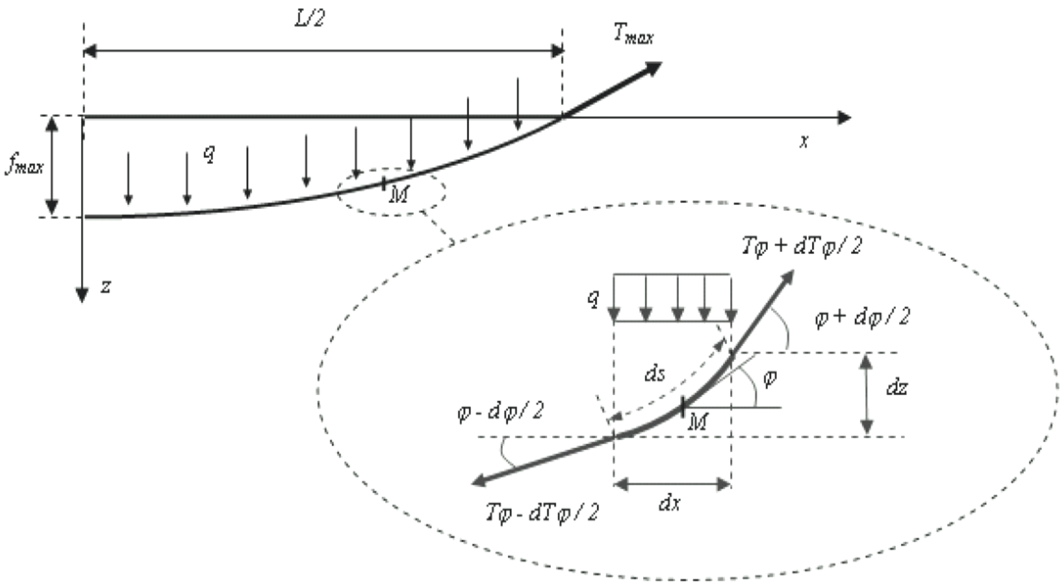
Les ouvrages en sol renforcé par géosynthétique sont des structures composites complexes dont le comportement global est tributaire des mécanismes d'interaction qui se développent au sein du matériau granulaire et aux interfaces sol/renforcement. Les géosynthétiques utilisés pour le renforcement des ouvrages géotechniques sont le plus souvent des éléments de faible épaisseur, de résistance en flexion faible, qui peuvent être mis en tension soit directement par des efforts tangentiels, soit indirectement par effet membrane lorsque les sollicitations sont perpendiculaires au renforcement. Dans le cas des renforcements sur cavité, ces deux modes de sollicitation sont concomitants. En effet, après effondrement, le renforcement se déforme en membrane sous l'effet des charges de remblai qui lui sont appliquées. Le géosynthétique s'incurve et se met en tension. L'effort de traction est alors redirigé vers la zone d'ancrage où il est dissipé par frottements. Dans le cas des géogrilles, l'interaction entre le sol et le renforcement est caractérisée par un phénomène d'imbrication des granulats du remblai dans les mailles du renforcement. Dans le sol, des mécanismes d'interaction complexes se développent suite aux mouvements relatifs qui se produisent lors de la formation de la cavité ou lors des tassements différentiels du sol compressible. Les méthodes de dimensionnement analytiques actuelles de géosynthétiques en renforcement de remblais sur cavités potentielles ou sur inclusions rigides tiennent compte à des degrés de complexité divers de ces mécanismes d'interaction. Les paragraphes ci-dessous présentent brièvement les principaux développements analytiques qui ont été proposés pour décrire le comportement en membrane des géosynthétiques et les mécanismes de transfert de charge au sein des remblais granulaires. Pour plus de détails, le lecteur pourra se reporter aux guides techniques et recommandations en vigueur ou aux travaux de thèse de Bastien Le Hello (2007) ou de Bastien Chevalier (2008).

II.1.1.1. Comportement en membrane de la nappe géosynthétique

Les formulations analytiques existantes de l'effet membrane ont été établies dans des cas simples, correspondant à des problèmes plans et des chargements uniformes (charges verticales ou perpendiculaires à la nappe déformée) (Delmas, 1979).

II.1.1.1.1. Nappe géosynthétique sollicitée par une charge verticale uniforme

Les équations caractéristiques de l'effet membrane ont été obtenues en considérant une nappe horizontale de largeur unité fixée à ses deux extrémités, chargée verticalement et uniformément. La nappe géosynthétique ne comprend qu'une direction de renforcement, et le problème étudié est bidimensionnel. Le bilan des efforts sur un segment de nappe géosynthétique (figure 2-3) est effectué en négligeant la réaction du sol sous la nappe (cas d'une cavité sous-jacente).



$$\tan(\varphi) = \frac{\partial(z)}{\partial(x)} \qquad \cos(\varphi) = \frac{\partial(x)}{\partial(s)} \tag{2.1}$$

Fig. 2-3 Equilibre d'un tronçon élémentaire de longueur curviligne ds sollicité par une répartition uniforme des contraintes verticales (Le Hello, 2007)

On note :

- L la largeur de la cavité (m) ;
- q la charge répartie uniforme sur le géosynthétique (N/m²) ;
- φ l'angle caractérisant l'orientation du géosynthétique (rad) ;
- T_φ la tension dans le géosynthétique par unité de largeur en un point M (N/m) ;
- f_{max} la flèche maximale du renforcement au centre de la cavité (m) ;
- Tmax la tension maximale par unité de largeur, en bord de cavité (N/m).

L'équilibre des efforts horizontaux et verticaux agissant sur un tronçon de nappe élémentaire de longueur curviligne déformée ds conduit à l'expression suivante de la déformée z(x) de la nappe géosynthétique :

$$z(x) = \frac{qL^2}{8T_0} - \frac{qx^2}{2T_0} \tag{2.2}$$

Dans cette expression, T_0 est la valeur de tension horizontale dans le renforcement géosynthétique qui, d'après l'équilibre des efforts horizontaux, est constante en tous points de la nappe. La géométrie de la nappe est parabolique et le déplacement vertical maximum a pour expression :

$$f_{max} = \frac{qL^2}{8T_0} \tag{2.3}$$

La tension maximale, localisée aux points d'ancrages de la nappe (x = ± L/2), a T_0 pour composante horizontale et qL/2 pour composante verticale. Utilisant l'expression de la flèche maximale du géosynthétique donnée en équation (2.3), la tension maximale dans le renforcement géosynthétique s'exprime par :

$$T_{max}^2 = T_0^2 - \left(\frac{qL}{2}\right)^2 \tag{2.4}$$

Afin de déterminer complètement le déplacement vertical maximal f_{max} et la tension maximale T_{max} du géosynthétique, on introduit la loi de comportement du renforcement (supposée élastique linéaire). En chaque point M de la nappe, la tension T_φ et la déformation ε_φ sont liées par la relation:

$$T_\varphi = J.\varepsilon_\varphi \tag{2.5}$$

Dans cette équation, J est le module de rigidité de la nappe géosynthétique exprimé en N/m. Il reste alors à calculer la tension horizontale du renforcement géosynthétique T_0. Pour ce faire, on résout un système d'équations obtenu en calculant l'augmentation de longueur du géosynthétique de deux manières différentes :

- par différence entre la longueur déformée et la longueur initiale ;
- par sommation des déformations définies en chaque point de la nappe.

Il convient donc de résoudre le problème suivant :

$$\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s - \frac{L}{2} = \int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon_\varphi \partial s \tag{2.6}$$

La résolution permet d'obtenir la constante T_0, de laquelle dépendent la flèche f_{max} (équation (2.6)) et la tension maximale T_{max} (équation (2.7)) du renforcement. Giroud (1995, 1996) propose une approximation du calcul de la déformation moyenne du géosynthétique sur la base de l'équation :

$$\varepsilon = \frac{\int \int_{x=0}^{x=L/2} \partial s - \frac{L}{2}}{\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon_\varphi \partial s} = \frac{8}{3}\left(\frac{f_{max}}{L}\right)^2 \tag{2.7}$$

La déformation moyenne et la tension maximale dans le géosynthétique sont alors obtenues en résolvant l'équation suivante (Giroud, 1995, 1996) :

II.1.1.1.2.Nappe géosynthétique sollicitée par une charge normale uniforme

L'équilibre d'un élément de nappe géosynthétique sollicité par une contrainte normale uniforme (figure 2-4) conduit à une déformée de la nappe circulaire. Le rayon de courbure ρ de la nappe géosynthétique s'exprime alors en fonction du déplacement vertical maximal du géosynthétique :

$$\rho = \frac{L}{4}\left(\frac{2f_{max}}{L} + \frac{L}{2f_{max}}\right) \qquad (2.8)$$

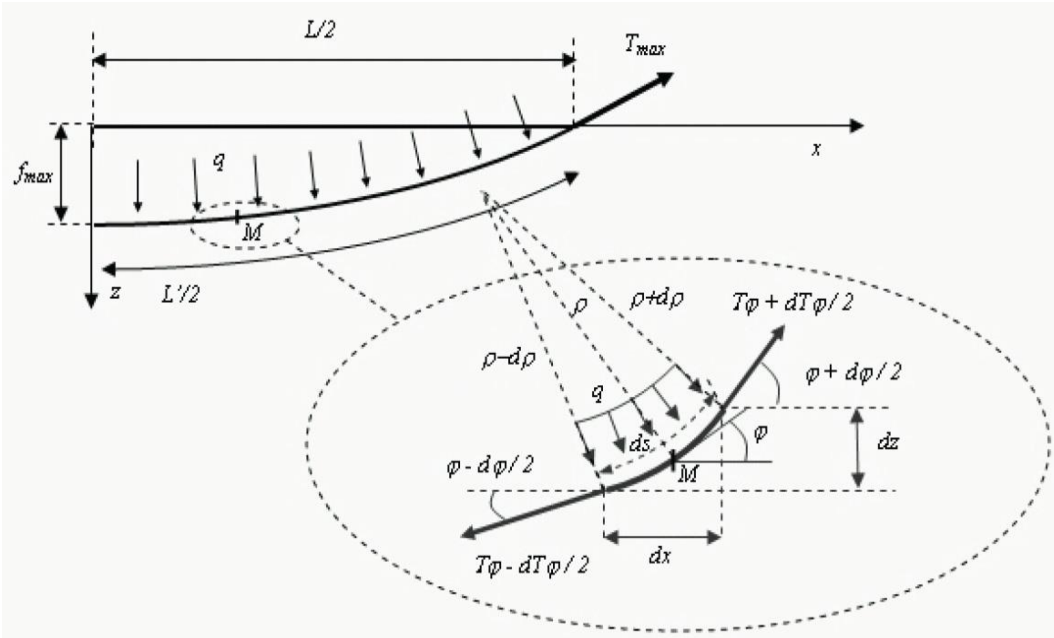


Fig. 2-4 Equilibre d'un tronçon élémentaire de longueur curviligne ds sollicité par une répartition uniforme des contraintes normales (Le Hello, 2007)

Considérant une loi de comportement linéaire du renforcement géosynthétique, l'équilibre des efforts normaux permet d'obtenir la tension T_φ et la déformation ε_φ, qui sont constantes en tout point du renforcement :

$$T_\varphi = q\rho \qquad (2.9)$$

$$\varepsilon_\varphi = \frac{2\rho}{L}\sin^{-1}\left(\frac{L}{2\rho}\right) - 1 \qquad (2.10)$$

La valeur du rayon de courbure ρ est calculée en résolvant l'équation (2-11), définie à partir de la loi de comportement (équation (2-8)) et des équations (2.9) et (2-10) :

$$q\rho = J\left(\frac{2\rho}{L}\sin^{-1}\left(\frac{L}{2\rho}\right) - 1\right) \qquad (2.11)$$

Une fois la valeur du rayon de courbure ρ obtenue, on en déduit le déplacement maximal du géosynthétique f_{max} (équation (2-8)) ainsi que sa tension et sa déformation (équations (2.9) et (2.10)).

Giroud et al. (1988) proposent des formules analogues en introduisant le facteur adimensionnel Ω:

$$\Omega = \frac{1}{4}\left(\frac{2f_{max}}{L} + \frac{L}{2f_{max}}\right) \qquad (2.12)$$

Ainsi, la déformation et la tension sont définies par :

$$\varepsilon = 2\Omega \sin^{-1}\frac{1}{2\Omega} - 1 \quad pour\ \frac{f_{max}}{L} \leq 0{,}5 \tag{2.13}$$

$$\varepsilon = 2\Omega\left(\pi - \sin^{-1}\frac{1}{2\Omega}\right) - 1 \quad pour\ \frac{f_{max}}{L} \geq 0{,}5 \tag{2.14}$$

$$T = q.L.\Omega = J.\varepsilon \tag{2.15}$$

VI. Capacité portante des fondations superficielles reposantes sur sol renforce

VI.1.Généralités

Dans la pratique, les problèmes posés sont variés, bien que la technologie a démontré ces dernières années l'efficacité de la méthode de renforcement du sol par inclusion d'éléments de tension tels que les géogrilles, les géotextiles, les tiges et/ ou les bandes en métal. L'utilisation des géosynthétiques est un des procédés les plus efficaces pour augmenter la portance, particulièrement là où les caractéristiques mécaniques du sol ne peuvent garantir le niveau espéré de stabilité et de portance. Le bon fonctionnement du renforcement exige de la part du géosynthétique un faible allongement sous sollicitation; un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (sables, graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (terres, argiles).

Dans la pratique, les problèmes posés sont variés, la technologie a démontré ces dernières années l'efficacité et la méthode de sol par des inclusions d'éléments de tension tels que les géogrilles, les géotextiles, les tiges et/ ou les bandes en métal.

VI.2.Comportement des fondations superficielles reposant sur sol renforcé par des géogrilles

Les géogrilles sont des structures planes, à base polymère, constituées par un réseau ouvert d'éléments résistants à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants. Elles sont utilisées en contact avec le sol pour renforcer les fondations, remblais…etc. Il y a deux types de géogrilles:

- Géogrille uniaxiale : la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal)
- Géogrille bi axiale : la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal (voir figure 2-5).

La connaissance du comportement sol-géogrille est indispensable dans tout projet de génie civil. Les propriétés d'interaction sol-géogrille sont obtenues à partir d'études sur le comportement en place et aussi à partir d'essais en laboratoire.

Les mécanismes de rupture des sols renforcés proposés dans la littérature peuvent être classés par catégorie comme suit:

Fig. 2-5. Type des géogrilles.

(1) Frontière rigide (figure 2-6): Si la profondeur entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u) est plus grande qu'une valeur donnée, la nappe de renforcement agira en tant que frontière rigide et la rupture se produira au-dessus des nappes de renforcement.

(2) Effet de membrane (figure 2-7): Avec la charge appliquée, le sol situé au-dessous de la fondation tasse ; les nappes de renforcement sont déformées et tendues. Dûes à leur rigidité, les nappes de renforcement se courbent, de ce fait, une force dirigée vers le haut se développe pour soutenir la charge appliquée. Une certaine amplitude du tassement est nécessaire pour mobiliser l'effet de membrane, les nappes de renforcement doivent avoir assez de longueur et assez de rigidité afin que ces dernières ne subissent pas une rupture par traction.

(3) Effet de confinement (effet latéral de contrainte) (figure 2-8): En raison du déplacement relatif entre le sol et les nappes de renforcement, une force de frottement se développe à l'interface sol-renforcement. Cette dernière produit aussi un enchevêtrement entre le sol et les nappes de renforcement. En conséquence, la déformation latérale par traction du sol renforcé sera empêchée. De fait, la déformation verticale du sol sera alors réduite. L'amélioration du confinement latéral peut augmenter le module de compressibilité du sol, ce qui améliore la capacité portante.

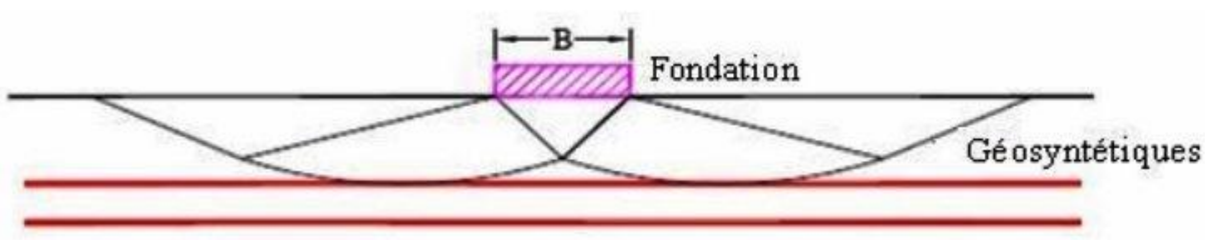


Fig. 2-6. Frontière rigide

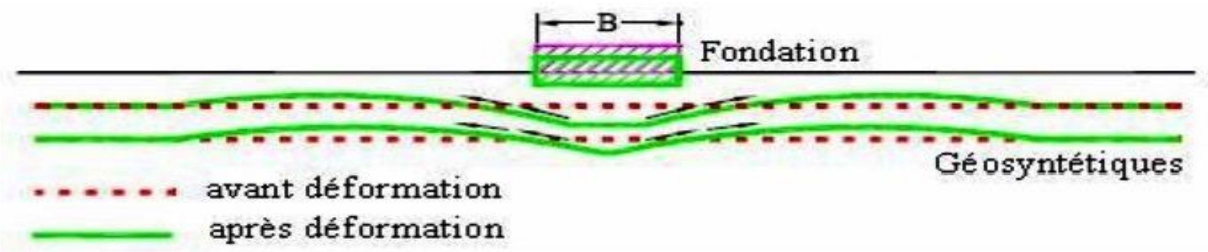


Fig. 2-7. Effet de membrane

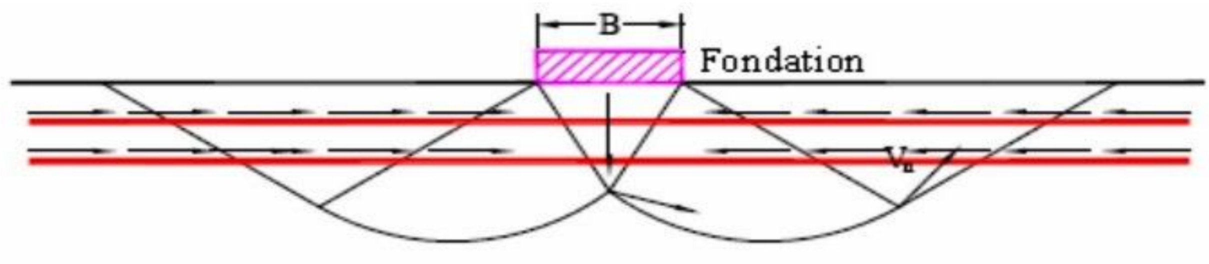


Fig. 2-8. Effet de confinement

VI.3.Capacité portante des fondations superficielles reposant sur sols renforcés

Plusieurs études expérimentales sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par géogrilles ou géotextiles ont été rapportées dans la littérature, Sharma et al. (2009) ont proposé des solutions analytiques pour estimer la capacité portante ultime des fondations sur sols argileux et sable et limoneux renforcées par des géogrilles. L'étude expérimentale a été réalisée pour comparer les résultats de la solution analytique avec ceux obtenues expérimentalement.

De nouvelles formules de la capacité portante intégrant la contribution des renforcements à l'augmentation de la capacité portante sont ensuite développées en se basant sur des mécanismes de rupture proposés pour les fondations reposant sur sable et argile silteuse renforcés (Les valeurs de capacité portante prédites sont comparées aux résultats des essais en laboratoire sur des sols renforcés de sable et d'argile limoneux). Les solutions analytiques proposées ont également été vérifiées par les résultats de modèles expérimentaux à grande échelle menés par les auteurs pour l'argile silteuse renforcée et les données rapportées dans la littérature. Les valeurs de capacité portante prédites à partir de solutions analytiques sont en bon accord avec les résultats du expérimentaux.

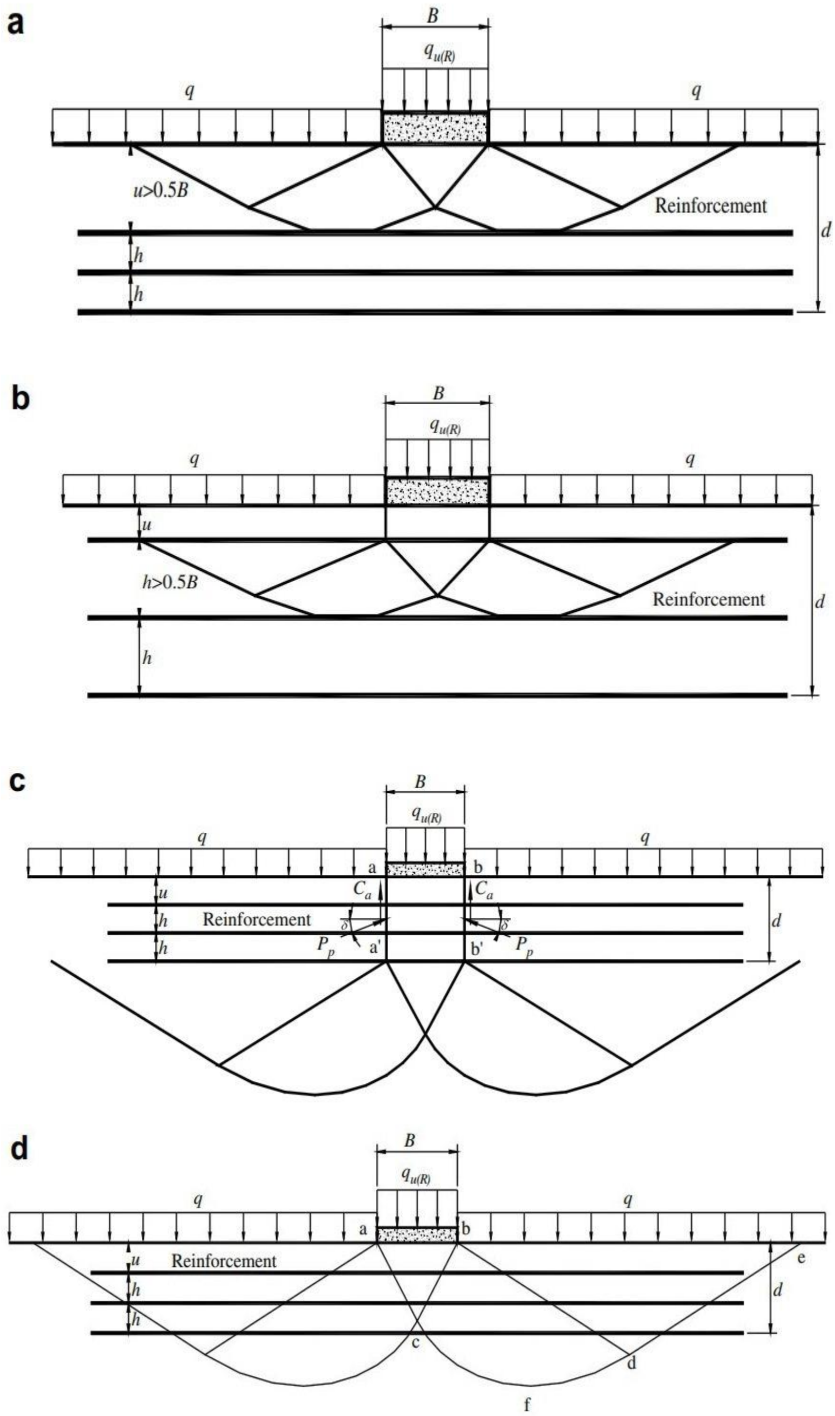


Fig. 2-9. Modes de rupture des fondations sur sol renforcées. **(a)** Rupture au-dessus de la couche supérieure du renforcement (Binquet and Lee, 1975a, b). **(b)** Rupture entre les couches de renforcement (Wayne et al., 1998). **(c)** Rupture semblable aux semelles d'un système de sol à deux couches (Wayne et al., 1998). **(d)** Rupture dans la zone renforcée.

La capacité portante peut être donnée en modifiant la solution de Meyerhof and Hanna (1978) pour incorporer l'effet de confinement due au couches de renforcement comme il est indiqué à l'équation (2.16), pour une semelle filante sur sol renforcée avec un renforcement horizontal:

$$q_{u(R)}=q_{u(b)}+\frac{2c_a}{B}+\gamma_t d^2\left(1+\frac{2D_f}{d}\right)\frac{K_s\tan\varphi_t}{B}+\frac{2\sum_{i=1}^{N}T_i\tan\delta}{B}-\gamma_t d \qquad (2.16)$$

Avec

$q_{u(R)}$ est la capacité portante de la fondation sur sol renforcée; $q_{u(b)}$ est la capacité portante de la fondation sur sol non renforcé; γ_t est le poids volumique du sol dans la zone renforcée; D_f est la profondeur d'encastrement de la fondation; K_s est le coefficient de cisaillement de poinçonnage, qui dépend de l'angle de frottement du sol dans la zone renforcée et de la capacité portante finale du sol à la fois dans la zone renforcée et dans la zone non renforcée sous-jacente; φ_t est l'angle de frottement du sol dans la zone renforcée; et N est le nombre de couches de renforcement.

La formule modifier de Sharma et al. (2009) pour exprimer la valeur de la capacité portante de la semelle sur sol renforcé avec renforcement horizontal peut alors être donnée comme suit:

$$q_{u(R)}=cN_c+qN_q+0.5\gamma BN_\gamma+\sum_{i=1}^{N}\frac{4T_i[u+(i-1)h]}{B^2} \tag{2.17}$$

Une analyse de stabilité à l'équilibre limite des fondation sur sol renforcé a été réalisée par Chen and Abu-Farsakh (2015) sur la base du mécanisme de rupture proposé. Considérons le bloc de sol a'abb' dans la zone de rupture par cisaillement, comme indiqué à la figure 2-10.

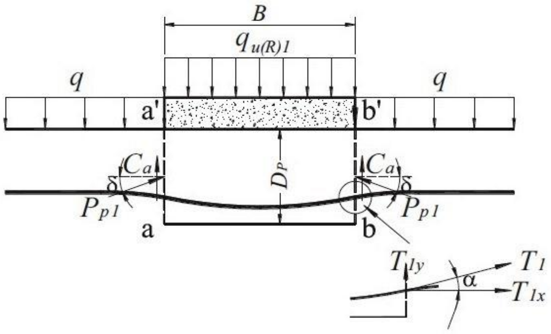


Fig. 2-10. Schéma corporel libre du bloc de sol áabb́

En cas de rupture dans la zone renforcée (c'est-à-dire, D/P=0)

$$q_{u(R)}=q_{u(UR)}+\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{2T_i\sin\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)}{B}\right) \tag{2.18}$$

Pour rupture par cisaillement en poinçonnement à travers la zone renforcée (c'est-à-dire D_P=d) (Wayne et al., 1998)

$$q_{u(R)}=q_{u(UR)}+\frac{2c_a}{B}+\gamma d^2\left(1+\frac{2D_f}{d}\right)\frac{K_s\tan\varphi}{B}-\gamma d+\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{2T_i}{B}\right) \tag{2.19}$$

Plusieurs paramètres géométriques et mécaniques peuvent influencer directement sur la valeur de la capacité portante, parmi ces paramètres: (1) le type de renforcement; (2) nombre de couches de renforcement (N); (3) profondeur sous la semelle de la première couche de renforcement (µ); (4) espacement entre les couches de renforcement (h); (5) les dimensions du renforcement au-delà des dimensions de la semelle (L/B); (6) le type et géométrie du sol

(Ghazavi and Lavasan, 2008; Huang et al., 1994; Lee and Manjunath, 2000; Michalowski, 2004).

Abu-Farsakh et al. (2013) ont réalisé des essais au laboratoire pour étudier le comportement et l'effet de différents paramètres sur la capacité portante des fondations établis sur sable renforcés par des géosynthétiques. Les paramètres étudiés dans cette étude comprenaient la profondeur de la première couche de renforcement sous la fondation, le nombre de couches de renforcement, l'espacement vertical entre les couches, le module de traction, le type de renforcement et la profondeur d'encastrement et la forme de la semelle. Les résultats des essais ont démontré l'avantage potentiel de l'utilisation de fondations sur un sable renforcé par des géosynthétiques (voir figure 2-11). Les résultats des essais ont également montré que la position de la première couche de renforcement (µ) et leur espacement verticale (h) a un effet très significatif sur le comportement et la capcité des fondations reposant sur sable renforcé.

Pour étudier l'effet de renforcement sur la capacité portante des fondations superficielles, les expérimentateurs ont utilisé un paramètre sans dimension appellé BCR (Bearing Capacity Ratio) égal au rapport entre la capacité portante pour le cas renforcé à celle pour le cas non renforcé (Adams and Collin, 1997; Kumar and Saran, 2003; Omar et al., 1993). La capacité portante atteint sa valeur maximale lorsque les renforcements sont placés à des emplacements précis, les valeurs optimales de (µ, h, N, L_R, .. etc.) correspondant à la valeur de la capacité portante maxmale peuvent être obtenus à partir des courbes de variation de BCR avec un des paramètres précédents (voir figure 2-12). Cette figure montre que la valeur optimale de chaque paramètre est celle corresponde à la valeur maximale de BCR. Les valeurs optimales des paramètres de renforcement dépendent de plusieurs facteurs (nature du sol, rigidité du renforcement, géométrie du sol supportant la fondation, condition de chargement … etc.)

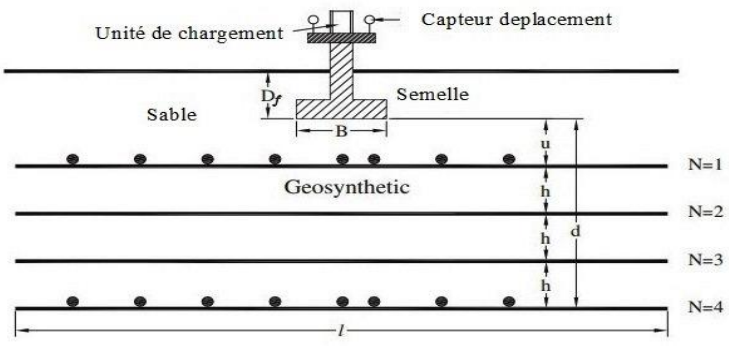
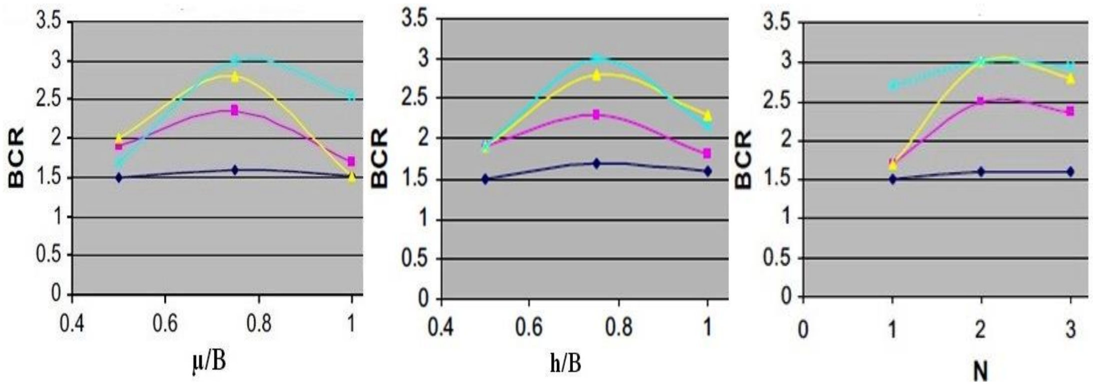


Fig. 2-11. Fondation sur sol renforcée par des géosynthétiques



(a) **(b)** **(c)**

Fig. 2-12. Valeurs optimales des paramètres μ, h, N

VII.Fondations superficielles reposant sur un sol renforcé et soumise à une charge excentrée

VII.1.Généralités

Il est connu dans la littérature que lorsque l'excentricité de la charge augmente, la charge ultime diminue. Cela se réfère à la formation de la surface de rupture de la semelle excentrique principalement d'un côté de la semelle, contrairement aux surfaces de rupture presque symétriques des deux côtés de la semelle centrée. Cette diminution de la charge ultime peut être améliorée par renforcement du sol.

VII.2.Comportement des fondations superficielles reposant sur sol renforcé par des géogrilles et soumises à une charge excentrée :

Deux modes de rupture différents, à savoir la rupture par cisaillement générale et la rupture par cisaillement locale, sont démontrés. Dans le cas d'une rupture par cisaillement général, des surfaces de rupture continues se développent entre les bords de la semelle et la surface du sol. Au fur et à mesure que la pression augmente vers la valeur ultime, le sol autour des bords de la semelle se propage graduellement vers le bas et vers l'extérieur. Le soulèvement de la surface du sol se produit des deux côtés de la semelle. Dans ce mode de rupture, la courbe de charge-déplacement a un point de pointe où la capacité portante finale est bien définie. Dans le cas d'une rupture de cisaillement locale, il y a une compression importante du sol sous la semelle. La rupture de cisaillement locale est caractérisée par l'apparition des tassements relativement importants, de légères déformations des surfaces et le fait que la capacité portante finale n'est pas clairement définie.

Selon la figure 2-13, lorsque le sol est renforcé, le coin de rupture ne peut pas se développer dans une profondeur plus grande que dans le cas des sols non renforcés. Dans la condition de chargement centrique, des résultats similaires ont été énoncés par Boushehrian and Hataf (2003), Adams and Collin (1997) et Yetimoglu et al. (1994).

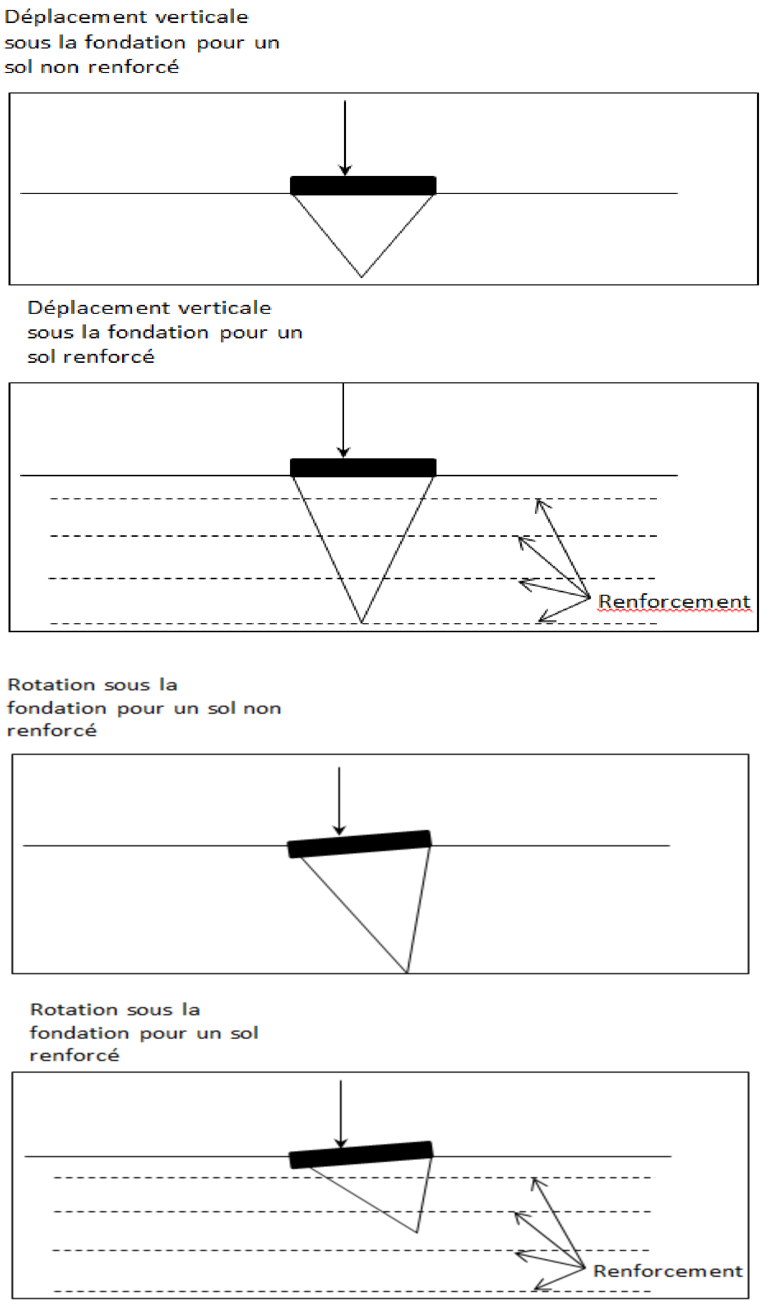


Fig. 2-13. Déplacement vertical et rotation sous une fondation reposant sur sol renforcé et soumise à une charge excentrée

Patra et al. (2006) ont effectué des essais au laboratoire pour déterminer la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge excentrée supportée par du sable renforcé par géogrilles. Sur la base des résultats des essais au laboratoire, une relation empirique appelée facteur de réduction a été suggérée pour corréler le rapport de la capacité portante ultime d'une fondation excentrée avec celui d'une fondation où la charge est appliquée de manière centralisée.

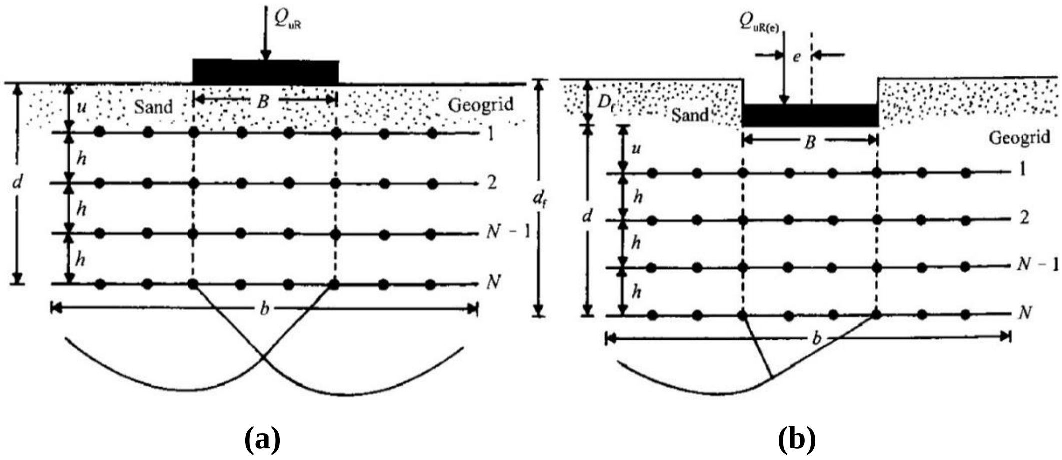


Fig. 2-14. Mode de rupture présumé sous une fondation filante sur du sable renforcé par géogrilles (a-fondation sous une charge centrée, b-fondation sous une charge excentrée).

En se basant sur le mode de rupture représenté dans la figure 2-14-a proposé par Takemura (1992)**,** q_{uR} est la charge ultime de la fondation. Ainsi, la capacité portante ultime sans facteur de profondeur peut être donnée par :

$$q_{uR}=d\gamma N_\gamma+\frac{1}{2}\gamma b N_\gamma \tag{1.17}$$

Où q_{uR} est la capacité portante sur sable renforcé par géogrilles, b est la largeur de la couche de géogrille et d est la profondeur du renforcement sous le fond de la fondation.

La profondeur de renforcement au-dessous du fond de la fondation peut être exprimée comme :

$$d=\mu+(N-1)h \tag{1.18}$$

Où μ est la profondeur de la première couche de géogrille sous la fondation, h est la distance entre les couches de renforcement consécutives; N est le nombre de couches de géogrille.

En supposant que le mécanisme de rupture sous charge centrée tel que représenté sur la figure 2-14-a soit correct, il apparaît que la capacité portante finale due à la charge excentrée (figure 2-14-b) peut être exprimée sous la forme

$$\frac{q_{uR(e)}}{q_{uR}}=1-R_{KR} \tag{1.19}$$

Où $q_{uR(e)}$ est la capacité portante due à la charge excentrée et R_{KR} est le coefficient de réduction pour le sable renforcé par géogrilles.

Sur la Fig. 2-14-b, $q_{uR(e)}$ est la charge ultime de la fondation avec une excentricité de charge e, et D_f est la profondeur de la fondation. Le facteur de réduction peut être exprimé comme suit :

$$R_{KR}=\alpha_1\left(\frac{d_f}{B}\right)^{\alpha_2}\left(\frac{e}{B}\right)^{\alpha_3} \tag{1.20}$$

Où α_1, α_2 et α_3 sont des constantes, et $d_f=D_f+d$.

El Sawwaf (2009) a réalisé une étude expérimentale et numérique du comportement d'une semelle filante soumise à une charge excentrée reposant sur du sable renforcé par géosynthétique. L'objective de l'étude a été accordée à la simulation des semelles construites sur des couches de géogrilles asymétriques avec excentricité dans les deux sens de la semelle (voir figure 2-15)

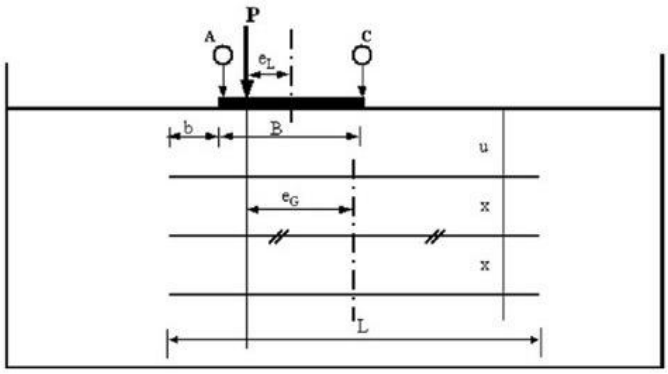


Fig. 2-15. Paramètres géométriques étudiés dans les essais du modèle de laboratoire

Les résultats des essais montrent que le renforcement du sol améliore significativement le BCR d'une semelle filante soumise à une charge excentrée entraînant une diminution significative de la taille de la semelle et de la valeur de l'excentricité et donc une meilleure performance et une conception économique de la semelle. Cependant, cette augmentation de BCR s'est accompagnée d'une plus grande tendance à l'inclinaison de la semelle. Le BCR s'améliore avec l'augmentation du nombre de couches de géogrilles lorsque des longueurs d'ancrage suffisantes ont été fournies. Pour le problème et la condition étudiés, le nombre optimal de couches de géogrilles est de 3 (N = 3). Le rapport L_R / B recommandé doit être supérieur à quatre fois la largeur de semelle ($L_R/B \geq 4$). L'inclusion des couches de géogrille asymétriques avec les excentricités sous une semelle filante soumise à une charge excentrée n'a pas d'effet significatif sur le comportement de la semelle. Pour un placement de couche asymétrique, la diminution de la BCR dépend du rapport b/B.

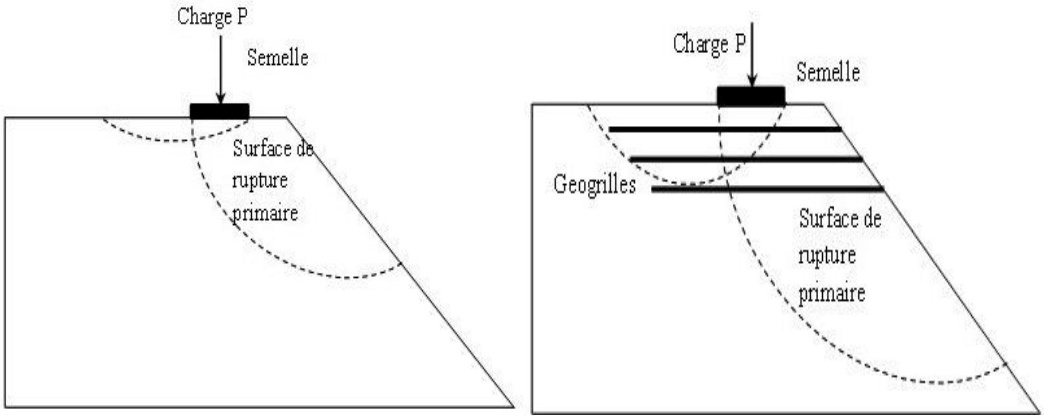
VIII.Fondations superficielle établis à proximité d'une pente renforcée

VIII.1.Généralités

Il arrive qu'on ne puisse établir les fondations sur un terrain suffisamment plat et que l'on soit obligé de fonder à proximité des pentes. La configuration particulière d'une fondation située au voisinage d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique, notamment pour les culées de ponts. Lorsqu'une fondation est située au voisinage d'une pente ou d'une excavation susceptibles de diminuer sa portance dans des proportions importantes. Il existe de nombreuses investigations sur ce sujet en utilisant des méthodes analytiques, empiriques et numériques.

VIII.2. Comportement des fondations superficielles établis à proximité d'une pente renforcé

Lorsqu'une fondation est placée au bord d'une pente, le mouvement du sol se produit vers la direction de la pente sous l'effet de la charge (voir figure 2-16). En conséquence, un mécanisme de rupture primaire très important peut être observé sur la face de la pente (passive résistance). Étant donné que la zone passive formée vers la pente offre une moindre résistance en raison de sa formation incomplète, la capacité portante diminue de manière significative dans ce cas (Gemperline, 1988; Meyerhof, 1957).



(a) **(b)**

Fig. 2-16. Mécanisme de rupture d'une semelle filante reposant sur un sol en pente

La zone de rupture primaire qui agit directement sur la portance de la fondation devenir plus grande et plus profonde dans le cas d'une pente renforcé (voir figure 2-16), ce qui donne à la fondation une surface de butée (surface passive) plus important, et par conséquent la portance de la fondation va être plus grande que dans le cas du sol non renforcé.

Yoo (2001) a trouvé que pour le cas d'un sol en pente non renforcé, une tendance du mouvement du sol vers la pente avec une zone de cisaillement bien définie est évidente (voir figure 2-17-a). Pour le cas du sol renforcé comme il est indiqué dans la figure 2-17-b, le sol présente cependant un motif de mouvement principalement vers le bas avec une amplitude beaucoup plus petite sans aucune zone de cisaillement clairement définie, en raison de l'effet des couches de renforcement. Une telle différence dans les motifs du mouvement du sol devient plus évidente dans les diagrammes vectoriels pour les conditions postérieures, comme illustré sur la figure 2-17. Le mode de rupture observé pour le cas non renforcé est beaucoup moins profond avec celui du cas renforcé, qui présente une zone de rupture plus large et plus profonde. Une zone de rupture plus importante pour le sol renforcé signifie une surface de buté plus longue et donnerait une plus grande capacité portante. Une telle tendance est due en partie au fait que la zone renforcée agit comme une structure de gravité composite avec une résistance au cisaillement améliorée, et étend ainsi la majeure partie de la charge de semelle dans la zone non renforcée.

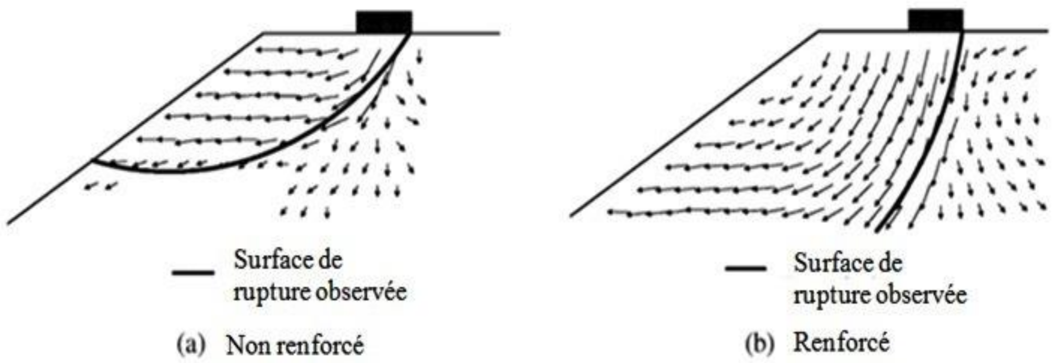


Fig. 2-17. Tracés vectoriels du mouvement d'un sol en pente : (a) non renforcé; (b) renforcé.

VIII.3.Capacité portante des fondations superficielles établis à proximité d'une pente renforcé

La capacité portante et les caractéristiques de tassement des fondations superficielles, peuvent être améliorées par l'inclusion des couches de renforcement dans le sol. Comme mentionné, les fondations sont parfois construites sur les pentes ou près des bords des pentes. Des exemples d'une telle pratique sont les bâtiments près des berges des rivières, les fondations sur les remblais, les culées de pont reposant sur des talus granulaires et les routes construites dans les régions montagneuses. Ainsi nous avons bien prouvé que les facteurs qui ont une influence sur la performance d'une fondation sur sol renforcé, sont notamment: (1) le type de renforcement; (2) nombre de couches de renforcement; (3) profondeur sous la semelle de la première couche de renforcement; (4) espacement entre les couches de renforcement; (5) les dimensions du renfort au-delà des dimensions de la semelle; et (6) type et emplacement du sol supportant la fondation.

IX. Conclusion

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale centrée prédominante et reposant sur sol à surface horizontale. La capacité portante du sol de fondation est bien compatible avec les charges transmises par la fondation et la forme du sol de support. Par la suite, on doit s'assurer que le tassement de la fondation reste admissible. Si le tassement est excessif, on doit résoudre ce problème soit en renforçant le sol soit en changeant le type de fondation. Afin de tenir compte de l'excentricité de la charge et de la forme du sol en réduisant la capacité portante d'une façon significative. L'utilisation de géosynthétiques pour améliorer la capacité portante et la performance du tassement des fondations superficielles s'est avérée d'être un système de fondation économique.

Chapitre 3 Aperçu sur la méthode des éléments finis et outil numérique utilisé

I. Introduction

Il y a 50 ans, en 1963, l'ingénieur civil, muni de sa règle à calcul, calculait ses problèmes de capacité portante de fondation ou de stabilité de pente à l'aide des ouvrages de Terzaghi et dimensionnait ses structures avec ceux de Timoshenko.

En 2013, un ordinateur personnel (PC) coûtant quelques milliers de francs permet le calcul des champs de contraintes et des déformations d'un problème d'interaction sol-structure par la méthode des éléments finis (EF) formulé sans approximation significative, bi- ou tridimensionnel, statique ou dynamique, mono- ou biphasé, non-linéaire (matériel et/ou géométrique), à plusieurs centaines de milliers de degrés de liberté, voire un million et demi

L'application de l'informatique et de méthodes numériques telles que les différences finies ou les éléments finis a connu un large développement dans le domaine de la modélisation des déplacements, déformations et contraintes dans les sols et les ouvrages en terre. Cependant, les sources d'incertitude dans les analyses aux éléments finis en géotechnique sont nombreuses. Le choix des paramètres des lois de comportement à introduire dans le calcul est particulièrement délicat. Les propriétés des sols naturels ou compactés présentent généralement des variations spatiales importantes et les techniques directes ou indirectes utilisées pour les déterminer sont souvent peu fiables. Aux incertitudes sur les propriétés, s'ajoutent celles concernant les sollicitations, les conditions aux limites et la méthode de calcul elle-même. On s'accorde en général à reconnaître que les incertitudes les plus graves sont celles induites par une mauvaise connaissance des propriétés des sols.

II. Un peu d'histoire

II.1. Evolution du matériel

La figure 3-1 illustre l'évolution du nombre d'opérations à virgule flottante par seconde (ou « flops ») en fonction de la date d'introduction des superordinateurs (courbe rouge) et des PC (courbe bleue), entre 1950 et 2010. Ainsi, au cours des dernières décennies, l'apparition des ordinateurs puis l'augmentation exponentielle de leur puissance de calcul a rendu l'utilisation des méthodes numériques de plus en plus attrayante. Jusqu'en 1980, les ingénieurs civils étaient parmi les gros consommateurs de temps de calcul sur des superordinateurs comme le CRAY, surtout pour des ouvrages compliqués. L'apparition des PC (et, aussi pour un temps, des stations de travail comme les Sun) crée un tournant : le coût de calcul diminue exponentiellement, et le calcul des structures (surtout linéaires à cette époque) et des sols (fondamentalement non linéaires) se généralise pour des ouvrages relativement simples et des tailles de problèmes plus modestes (de plus de 100‘000 degrés de liberté on revient à quelques centaines), avant de reprendre l'ascenseur.

D'autres domaines d'application prennent le relais sur les superordinateurs: mécanique des fluides, chimie, bio-ingénierie. Ce qu'il faut retenir, c'est qu'aujourd'hui l'ingénieur peut avoir sur sa table la puissance de calcul qu'avait l'ensemble de l'EPFL en 1980.

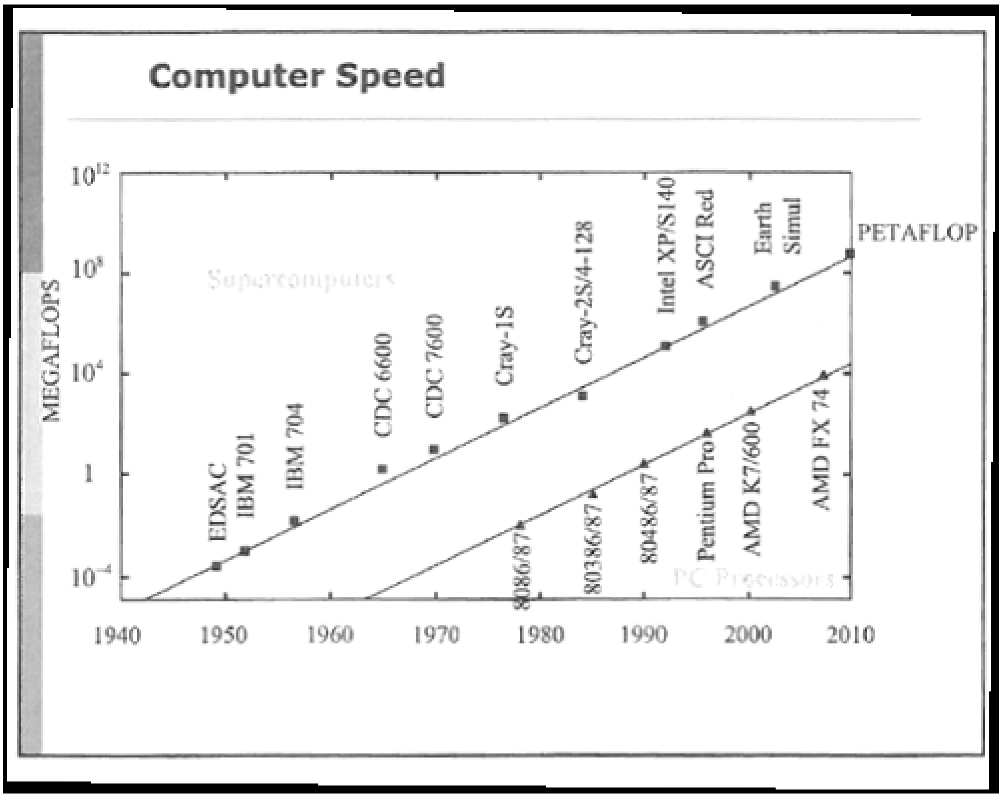


Fig. 3-1. Evolution de la vitesse des opérations sur les superordinateurs et les PC [2]

II.2. Méthodes numériques et langages de programmation

En mécanique des structures et des milieux continus, l'équation d'équilibre, formulée en termes de contraintes, est l'équation différentielle à résoudre; elle doit être vérifiée sur l'ensemble du domaine du problème. Une loi constitutive lie l'incrément de déplacement (en fait la déformation spécifique) à l'incrément de contrainte : $\Delta\sigma = f(\Delta u)$. L'inconnue principale de l'équation à résoudre devient alors le déplacement u en tous points du domaine. Dans le cas particulier des sols, la loi constitutive est le plus souvent non linéaire et incrémentale, afin de reproduire au mieux les comportements observés en laboratoire. Dès que le domaine en question n'est pas trivial, il est donc nécessaire d'approcher la solution de cette équation au moyen de méthodes numériques. Des conditions de bord en déplacements on en tractions sont imposées sur la frontière du domaine et complètent la définition du problème.

Historiquement, la méthode des différences finies, plus simple puisqu'elle approxime directement l'équation à résoudre, a précédé celle des éléments finis. Elle a fait place dans les années 1960 et 1970 à la méthode des éléments finis, numériquement plus robuste, dans les domaines du génie civil et de l'aéronautique, grâce en particulier à la capacité de cette dernière de gérer des géométries complexes. La méthode des éléments finis utilise une forme faible, variationnelle, ou "travaux virtuels" de l'équation d'équilibre. On approxime ensuite cette forme faible grâce à l'introduction d'une discrétisation, faisant apparaître des éléments et des nœuds, donc un maillage. Il en résulte une forme matricielle de l'équation d'équilibre, soit un système linéaire à résoudre à l'aide d'un programme informatique, par une technique de type "élimination de Gauss". Mais la manière de faire n'est pas unique et certains choix se sont avérés cruciaux, deux en particulier: la forme de Galerkin qui apporte la symétrie au système linéaire à résoudre, et l'isoparamétrie qui permet entre autres aux éléments de satisfaire automatiquement la condition de reproduire exactement le mouvement rigide.

Pour introduire l'incertitude sur les propriétés des sols dans un modèle de calcul, il est nécessaire de passer de la représentation du champ aléatoire continu à un nombre limité de variables aléatoires. C'est ainsi que, pour les calculs aux éléments finis, on devra finalement associer à chaque élément ou groupe d'éléments correspondant à un volume de sol donné, des paramètres mécaniques aléatoires représentatifs. Le problème de la définition de ces valeurs représentatives est délicat car il est souvent de nature tout autant mécanique que statistique. Les méthodes de discrétisation les plus courantes ignorent en fait l'aspect mécanique du problème qui ressort des techniques d'homogénéisation.

III. Eléments finis et géotechnique

Aujourd'hui, la problématique déterminante lors de la conception ou la vérification d'un ouvrage est liée non seulement au dimensionnement de celui-ci, mais aussi aux déformations engendrées par sa construction ou sa réfection : les nuisances associées à ces déformations ne sont plus admises par les collectivités publiques ou les riverains du projet. La méthode des éléments finis est la seule permettant l'estimation a priori de ces déformations. Il est néanmoins nécessaire d'avoir recours à des modèles constitutifs adaptés afin de les évaluer de manière correcte. Au début des années 1980, la rencontre de la méthode des éléments finis (qui arrive a maturité), des théories plastiques appliquées aux sols avec plusieurs ouvrages de Chen and Baladi (1985) de techniques algorithmiques appropriées (Simo and Hughes, 2006) et l'apparition des ordinateurs personnels vont provoquer la migration vers les PC de logiciels jusqu'alors confinés aux "mainframes" (superordinateurs), et l'apparition de logiciels métiers dédiés à la géomécanique. En font partie: FLAC (P. Cundall, en différences finies), ZSOIL (Th. Zimmermann), ELFEN (Swansea), PLAXIS (P. Vermeer), DIANA (R. de Borst), tous encore largement utilisés aujourd'hui.

III.1. Aspects constitutifs

L'élasto-plasticité comme évoqué plus haut, les lois de comportement élastiques linéaires ne sont pas applicables aux sols et aux roches. Il est donc nécessaire d'avoir recours à des lois constitutives non linéaires afin de reproduire au mieux les comportements observés lors d'essais en laboratoire ou sur le terrain. Parmi celles-ci on trouve les lois élasto-plastiques (surtout), la mécanique non linéaire des fractures et l'endommagement. De nombreux modèles sont proposés dans la littérature qui tous présentent des avantages et des inconvénients, et sont plus ou moins difficiles à caler sur des essais. Finalement, seuls les plus consensuels sont utilisés.

III.2. Critères de plasticité classiques

Contrairement à l'élasticité, la théorie de la plasticité n'implique qu'une partie de la déformation obtenue après application d'une charge sur un solide est irréversible. La plasticité incrémentale fait l'hypothèse que l'incrément de déformation peut être divisé en une déformation élastique et une déformation plastique, sommables. La déformation plastique va apparaître à partir du moment où un seuil de contrainte, appelé surface plastique $f(\sigma) = 0$, est atteint. La direction de l'incrément de déformation plastique résulte d'une loi d'écoulement, normale a un potentiel plastique $g(\sigma)$, confondu ou non avec $f(\sigma)$. Finalement l'amplitude de l'écoulement résulte de la condition de consistance qui impose au point de contrainte de rester sur la surface plastique. Parmi les premiers critères de plasticité parfaite utilisés (fin du XIXème - début du XXème siècle), inspirés du comportement des métaux, ceux de Tresca et von Mises sont des critères à 1 paramètre, fonction du second invariant des contraintes déviatoriques.

Pour von Mises

$f(\sigma) = (J_2)^{0.5} - k$, avec $J2 = 0.5(s_{ij}s_{ij})$ et $s_{ij} = \sigma_{ij} - 1/3(\sigma_{kk}\delta_{ij})$. (3.1)

Le paramètre k est une propriété du matériau. La loi d'écoulement est dans ce cas associée, l'incrément de déformation plastique se faisant dans la direction normale à la surface plastique.

Les lois de Drucker-Prager et de Mohr-Coulomb ajoutent à ces critères un terme dépendant de la pression hydrostatique, et sont ainsi applicables aux matériaux poreux. Deux paramètres sont nécessaires à leur définition : la cohésion et l'angle de frottement. Ces deux paramètres sont connus pour de nombreux sols, et des essais en laboratoire permettent de les définir si nécessaire.

III.3. Critères modernes, adaptés à la mécanique des sols

L'utilisation de critères simples tels que celui de Mohr-Coulomb est utile pour prédire le comportement des sols à l'état de rupture (calculer une stabilité de pente, par exemple). Ce critère est par contre inadapté pour modéliser le comportement des sols à l'état de service. Les modèles Cam-Clay, puis Modified Cam-Clay, apparus dans les années 1960-1970, incluent un traitement élasto-plastique du comportement volumétrique avec écrouissage et adoucissement. Le modèle s'applique surtout au comportement des argiles, permet de différencier le comportement en charge et en dé- charge et de simuler de manière appropriée les phénomènes de consolidation en milieux biphasés. Ce modèle possède en général 6 paramètres, à caler avec des essais. Dans les années 2000 apparaît le modèle HSS (« Hardening Soil with Small strain extension » (Benz, 2007) qui fournit un cadre unifié permettant de traiter une large gamme de sols, cohésifs ou granulaires. L'efficacité du modèle HSS pour la modélisation des sols tient à sa capacité à reproduire plusieurs phénomènes qui sont observés tant dans la nature qu'à partir d'essais en laboratoire. Il est ainsi capable de tenir compte :

- de la variation de la rigidité du sol selon les modes de charge ou de décharge (voir figure 3-2).
- de la dépendance de la rigidité du sol en fonction du niveau de contrainte.
- de la grande rigidité (« dynamique ») des sols dans le domaine des petites déformations.
- de la pré-consolidation (OCR).
- de l'apparition de déformations plastiques avant l'état limite.

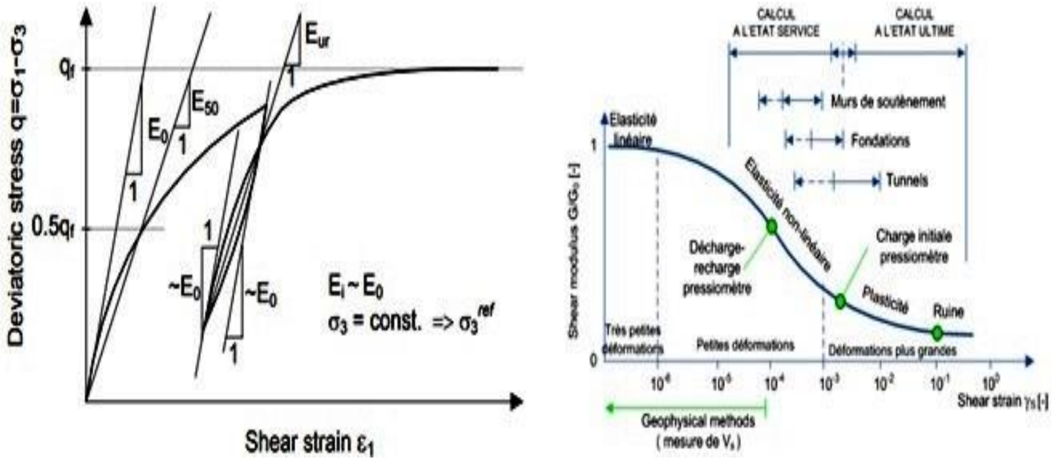


Fig. 3-2. Modèle HSS. Courbe triaxiale contrainte-déformation (à gauche) et évolution du module de cisaillement en fonction des déformations de cisaillement (à droite)

III.4. Aspects algorithmiques

III.4.1. Linéarisation

Pour illustrer le mécanisme de linéarisation, considérons un problème de fondation superficielle (figure 3-3). La définition numérique de ce problème se résume à écrire la relation matricielle qui lie « F », la charge, à « u », le champ des déplacements. Avec les lois constitutives décrites plus haut cette formulation sera non linéaire, peut être représentée comme illustré sur la figure 3-3, et on peut l'écrire sous la forme N(u) = F.

Pour résoudre ce problème non linéaire, on le linéarise à l'aide des premiers termes d'un développement en série de Taylor, soit:

$N(u^{i+1}_{n+1}) \cong N(u^{i}_{n+1}) + (\partial N/\partial u)\Delta u = F_{n+1}$, ou encore $K_T\Delta u = F_{n+1} - N(u^{i}_{n+1})$, où n définit le pas de charge et « i » l'index d'itération. En résumé, connaissant la solution au pas n, soit un, on calcule d'abord la matrice tangente locale K_T (opération généralement pas simple, mais le logiciel s'en charge). On calcule ensuite l'incrément de déplacement « Δu » correspondant à l'incrément de charge $F_{n+1} - N(u^{i=0}_{n})$. A partir du champ de déplacements obtenu $u^{i=1}_{n+1}$ on calcule le champ de contrainte compatible avec la loi constitutive, on en déduit $F^{n+1} - N(u^{i=1}_{n+1})$, la part de charge « hors-équilibre », et on recommence jusqu'à convergence avec une tolérance acceptable. Le problème linéarisé est résolu à chaque pas par élimination gaussienne, ou par des algorithmes de type skyline, sparse, etc.

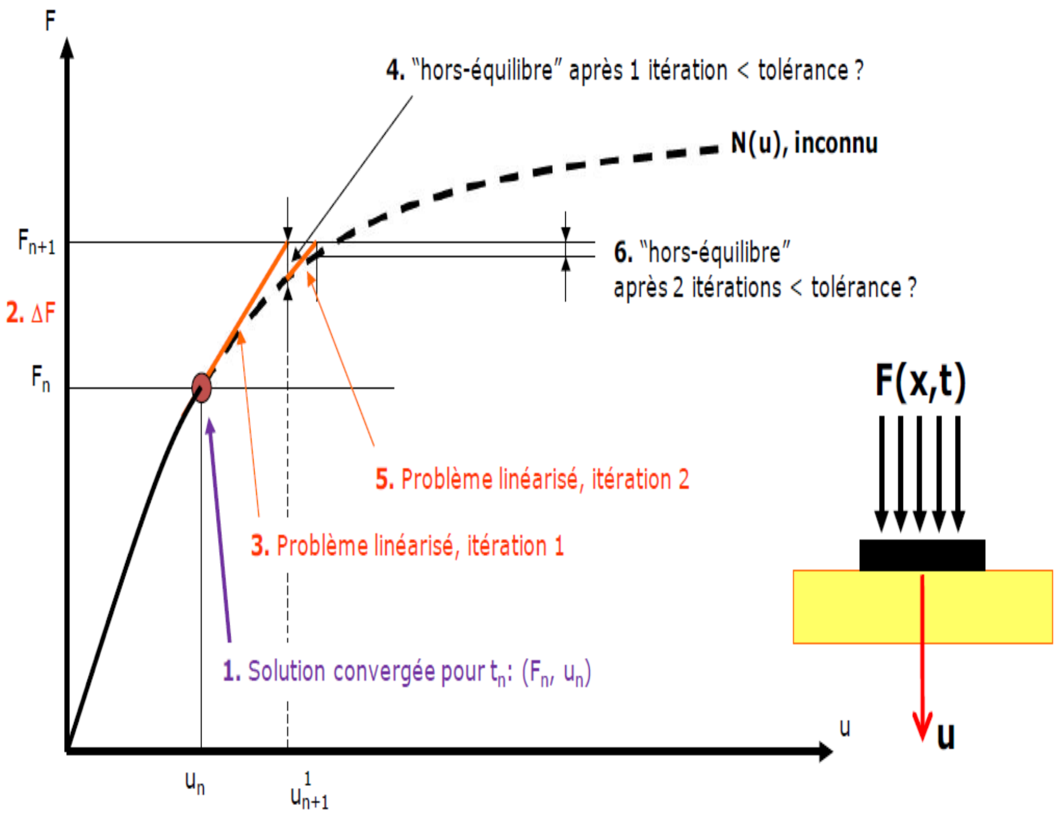


Fig. 3-3. Linéarisation du problème: méthode de Newton-Raphson

III.5. Les éléments finis en pratique dans la géotechnique d'aujourd'hui

Il est aujourd'hui possible d'élaborer des modèles d'éléments finis en géotechnique de manière de plus en plus représentative de la réalité, grâce en particulier à l'évolution du matériel informatiques, aux lois constitutives et aux aspects algorithmiques, à la prise en compte de couplages thermo-hydro-mécaniques (d'autres équations différentielles sont alors à résoudre en parallèle avec celle d'équilibre), à l'utilisation d'éléments structuraux non linéaires (les structures en béton armé peuvent ainsi être modélisées en tenant compte des limites en traction et en compression pour le béton et l'acier), à l'intégration d'éléments spéciaux (ancrages, clous, pieux), et enfin à l'introduction d'éléments d'interface entre les structures et les sols, ceci en petites ou en grandes déformations. La figure 3-4 illustre quelques exemples de calculs récents tenant compte des points évoqués ci-dessus. Des problèmes de compatibilité peuvent apparaître entre les domaines déformés existants (mur, tunnel, couches déjà remblayées) et futurs (nouvelle couche de remblai non déformée) et doivent être résolus à l'aide d'algorithmes spécifiques, en particulier lors de la prise en compte des grandes déformations.

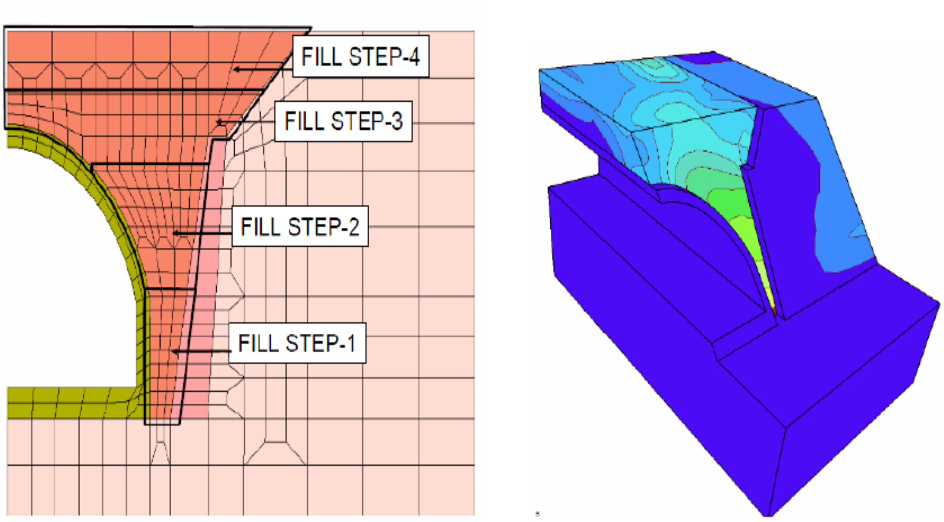


Fig. 3-4. Tranchée couverte avec prise en compte des grandes déformations dans les éléments d'interface

IV. Présentation du code numérique utilisé (Plaxis)

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Le code Plaxis se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

IV.1. Les options par défaut et les solutions approchées

Le système d'option par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont trés important pour lancer le calcul numérique d'un projet dans la géotechnique, ils sont destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix compliqué, et enfin à améliorer l'utilité du logiciel. En outre, ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple. Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran. L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un chargement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

IV.2. Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettent de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeurs ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans ces codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètre puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme un outil de calcul pour l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé l'outil. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voir simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, … etc.), il est tout à fait adapte de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastique de coefficient de rigidité. Mais pour traiter une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le « ***soft soil model*** **»,** qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler, écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

Les conditions qu'ils faut tenir compter dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

1. Le type de comportement principal du projet à modéliser ?
2. Le modèle choisit doit décrire ce comportement ;
3. Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

IV.3. Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, se compose d'un ressort de rigidité K, pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (voir figure 3-5).

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation qui représente ce type de comportement est présentée sur la figure 3-6.

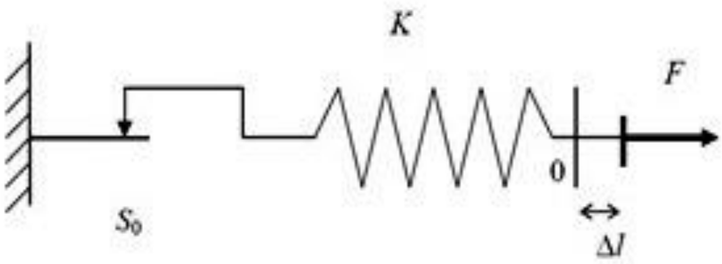


Fig. 3-5. Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.

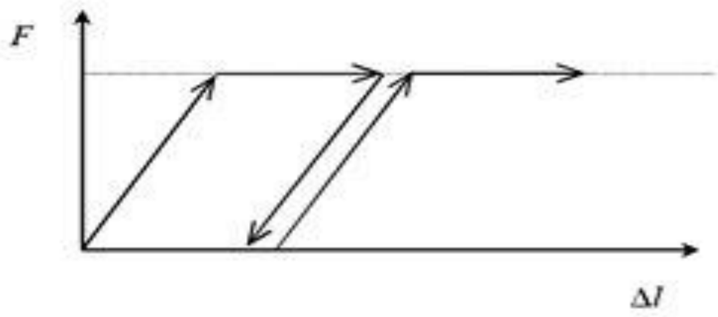


Fig. 3-6. Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée. Le type de comportement représenté par le figure 3-6 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage et la figure 3-7 représente un comportement élastique plastique avec écrouissage (Brinkgereve and Vermeer, 2003b).

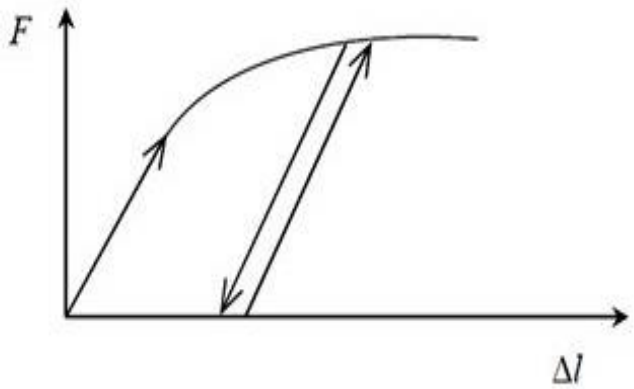


Fig. 3-7. Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

IV.4. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans le code de calcul Plaxis est classique. Ansi que, les tableaux des données à rentrer demandent le module de cisaillement « G » et le coefficient de Poisson ν. l'avantage de « G » est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (G_u = G'), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si « G » est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part

« K_u »est infini (correspondant à ν_u= 0.5) et il est moins courant d'emploi. « G » est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques (Brinkgereve and Vermeer, 2003a).

La relation entre le module d'Young *E* est les autres modules sont données par les équations (3.2), (3.3), (3.4):

$$G=\frac{E}{2(1+\upsilon)} \tag{3.2}$$

$$K=\frac{E}{3(1+\upsilon)} \tag{3.3}$$

$$E_{oed}=\frac{(1-\upsilon)E}{(1-2\upsilon)(1+\upsilon)} \tag{3.4}$$

Le modèle élastique linéaire de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 3-8.

IV.5. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau=\sigma_n \tan\varphi + c \tag{3.5}$$

Où « σ_n » et « τ » sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et « c » et « φ » sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 3-9).

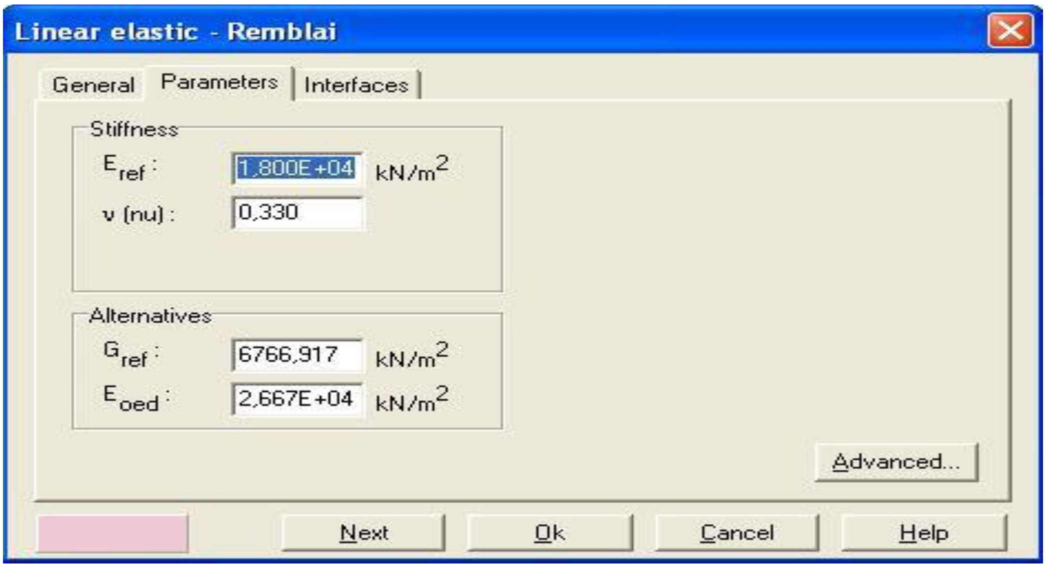


Fig. 3-8. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

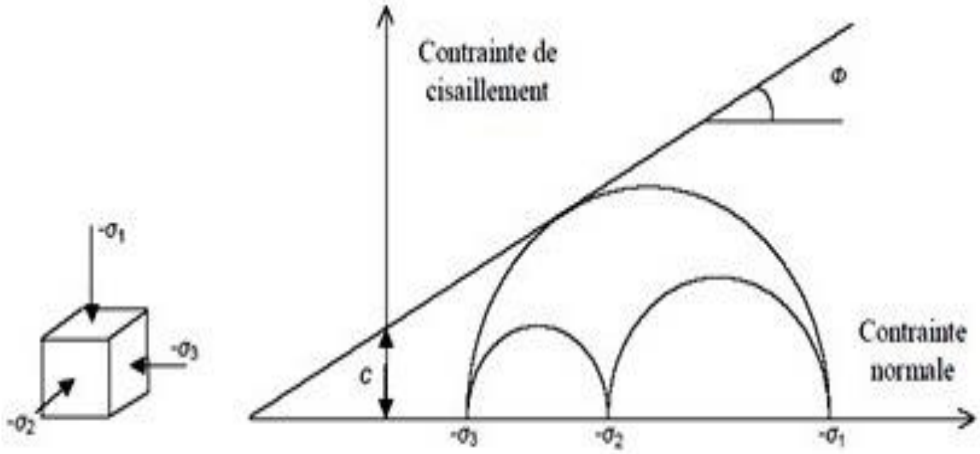


Fig. 3-9. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite la détermination de cinq paramètres (figure 3-10). Les deux premiers sont « E » et « ν » (paramètres d'élasticité) et les autres sont la cohésion « c », l'angle de frottement interne « φ » et l'angle de dilatance « ψ ». Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

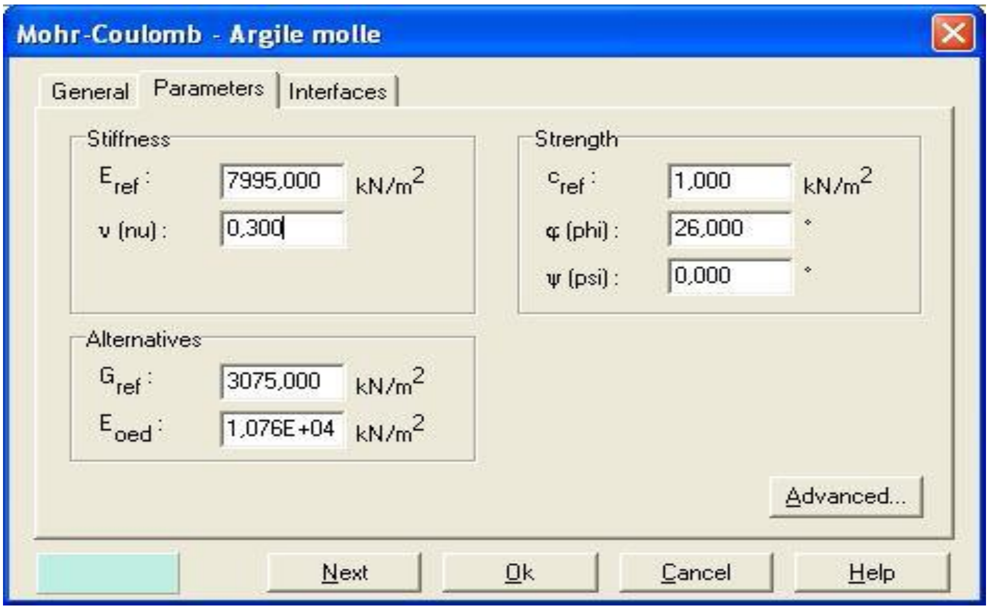


Fig. 3-10. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

- **Module d'Young**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au « G_{max} » mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux, il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 3-11). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

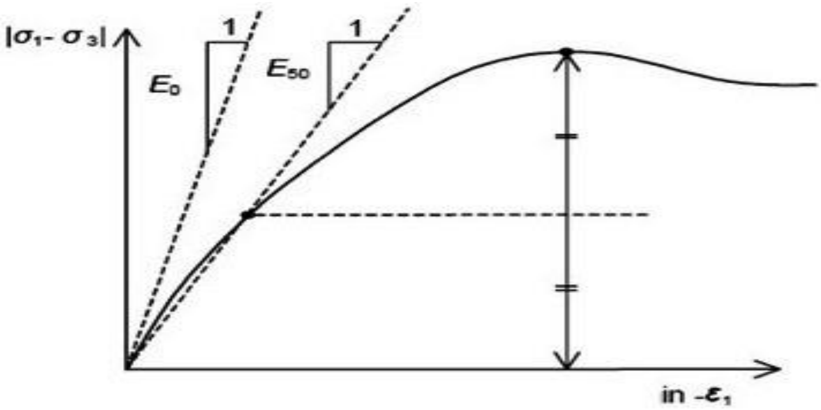


Fig. 3-11. Définition du module à 50 % de la rupture.

- **Coefficient de Poisson**

En général, la valeur de coefficient de Poisson varie de 0,2 à 0,4 dans le domaine de géotechnique. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

- **Angle de frottement**

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic, soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier). En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 3-9).

- **Cohésion**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec « φ_u = 0 », le code de calcul Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre « c-d_{epth} ». Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m).

- **Angle de dilatance**

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$\psi=\varphi-30$ pour $\varphi>30°$

$\psi=0$ pour $\varphi<30°$

Le cas où $\psi < 0°$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi= 0°$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

- **Les contraintes de traction**

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction, celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (Tensile strength).

V. Conclusion

En mécanique des structures et des milieux continus, l'équation d'équilibre, formulée en termes de contraintes, est l'équation différentielle à résoudre; elle doit être vérifiée sur l'ensemble du domaine du problème. La méthode des éléments finis utilise une forme faible, variationnelle, ou "travaux virtuels" de l'équation d'équilibre. On approxime ensuite cette forme faible grâce à l'introduction d'une discrétisation, faisant apparaître des éléments et des nœuds, donc un maillage. Il en résulte une forme matricielle de l'équation d'équilibre, soit un système linéaire à résoudre à l'aide d'un programme informatique, par une technique de type "élimination de Gauss".

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voir simplistes, mais qui sont efficients quand ils sont utilisés dans des cas adaptés. Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Chapitre 4 Etude expérimentale d’une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé et soumise à une charge excentrée

I. Introduction

Les études expérimentales qui ont été réalisées ces dernières années ont porté sur des fondations superficielles soumises à une charge excentrée reposant sur des sols horizontaux renforcés, et aucune attention n'a été portée au comportement des fondations superficielles soumise à une charge excentrée reposant sur des sols en pente renforcés. La présente étude a pour but d'étudier les effets de différents paramètres des couches de géogrilles, tels que la profondeur et le nombre de couches de renforcement sur la capacité portante et le tassement de la fondation reposant sur un sable en pente renforcé sous différentes charges excentrées.

L'étude d'une semelle filante soumise à une charge excentrée reposant sur une couche de sable en pente renforcée a été reportée sur deux cas des charges excentrées. Le premier cas correspond à la charge excentrée situé près de la face de la pente et la deuxième correspond à celle située du côté opposée à la face de la pente comme le montre la figure4-1.

II. Configuration du modèle expérimental

Le modèle expérimental utilisé dans la présente étude se compose d'une semelle et un réservoir en acier rigide dont les dimensions sont 1.5 × 0.5 m en plan et 0.6 m en hauteur. L'un des deux côtés du réservoir a été construit en plexiglass épais et transparent pour contrôler chaque niveau de couche de sable mise en place au cours de la construction de la pente.

Le dispositif de chargement est un mécanisme à levier mobile constitué d'une poutre métallique rigide, en outre la charge est appliquée à la semelle à l'aide des masses placées successivement sur le levier et capturée à l'aide d'un anneau dynamométrique (capteur de charge) de capacité de mesure de 15 kN. Pour mesurer les déplacements verticaux de la semelle sous l'effet du chargement appliqué, un capteur de déplacement de capacité de mesure de 10 cm a été placé au niveau du point de l'application de la charge comme indiqué sur la figure 4-3. Pendant tous les essais réalisés, l'état de déformation plane est assuré en construisant les parois du réservoir rigides avec de l'acier dur. La description détaillée du modèle expérimentale est montrée sur la figure 4-2.

La géométrie du modèle expérimentale avec les paramètres utilisés dans cette étude est illustrée sur la figure 4-4. Tous les essais de l'étude expérimentale ont été effectués sur une seul pente artificielle H/L=2/3 (tg(β) = 0,67).

Les dimensions de la semelle utilisée sont 498×100 mm en plan et 20 mm d'épaisseur, cette dernière est placé à une distance de 50 mm par rapport à la crête de la pente pour tous les essais expérimentaux réalisés.

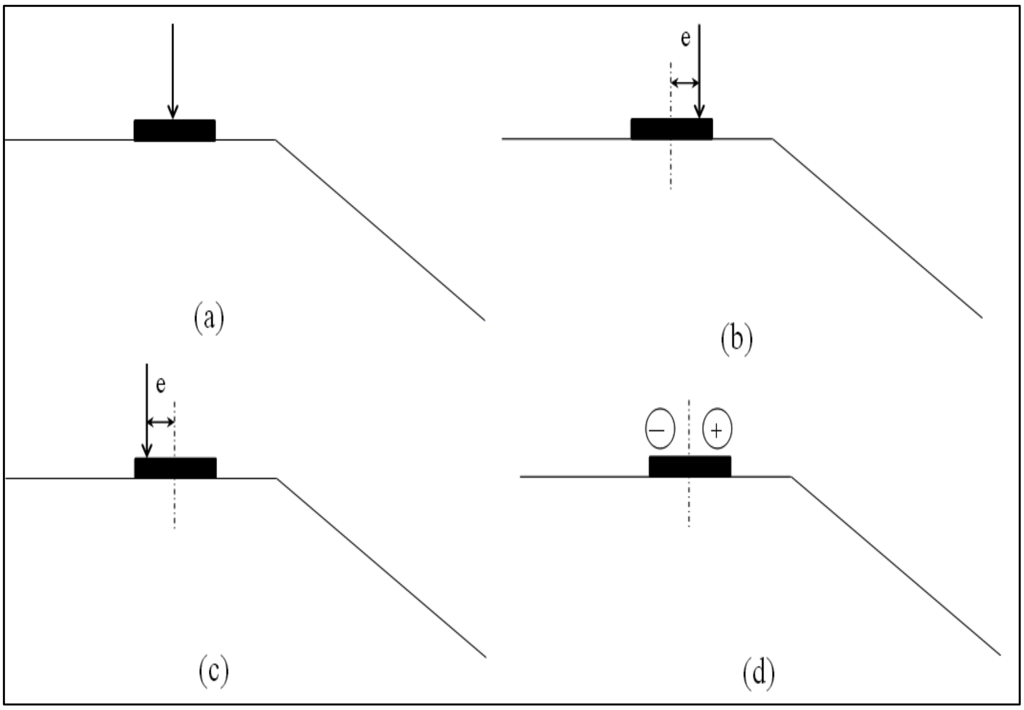
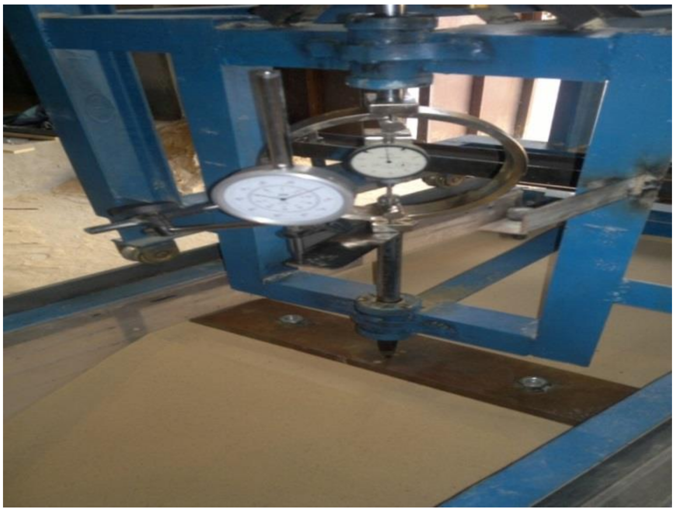
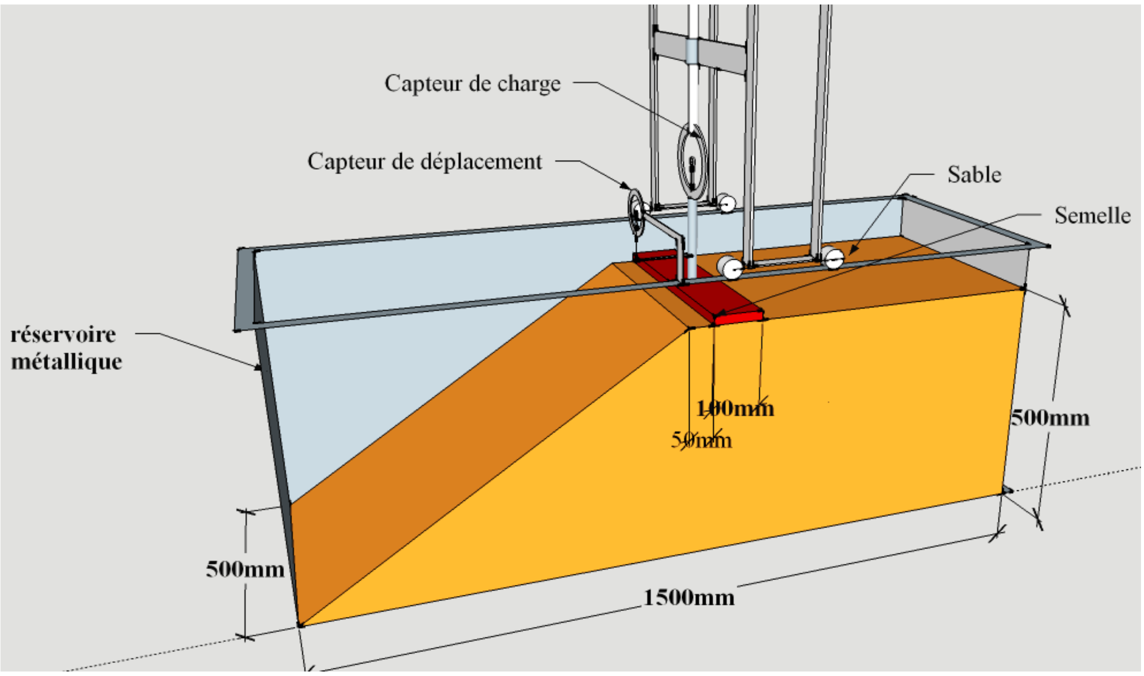


Fig. 4-1. Cas des excentricités de charge étudiée dans la présente étude.

(a)



(b)



(c)

Fig. 4-2. La description détaillée du modèle expérimental utilisé.

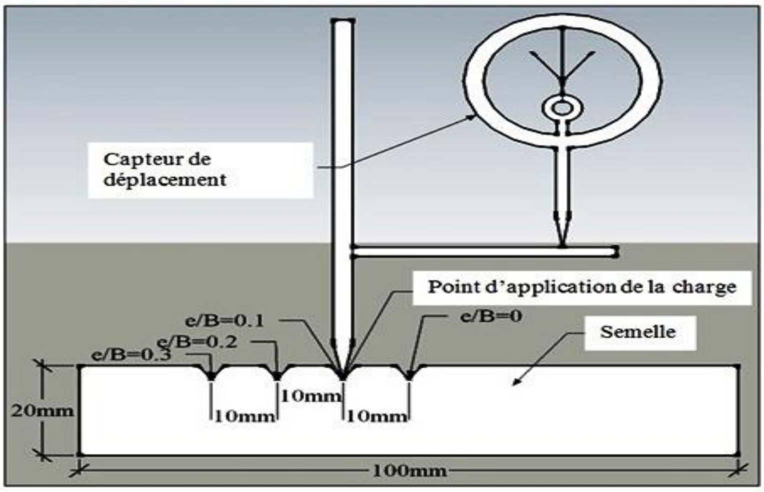


Fig. 4-3. Vue de la semelle utilisée avec les points d'application de la charge.

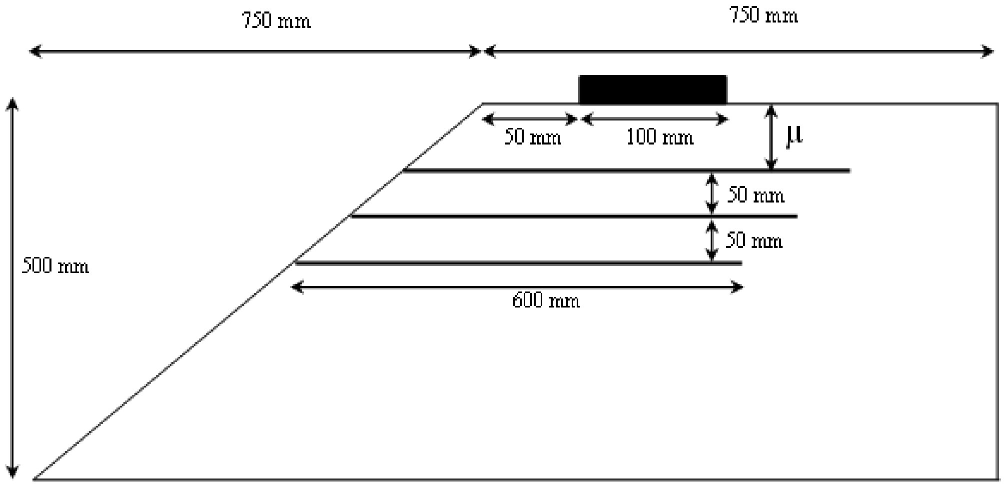
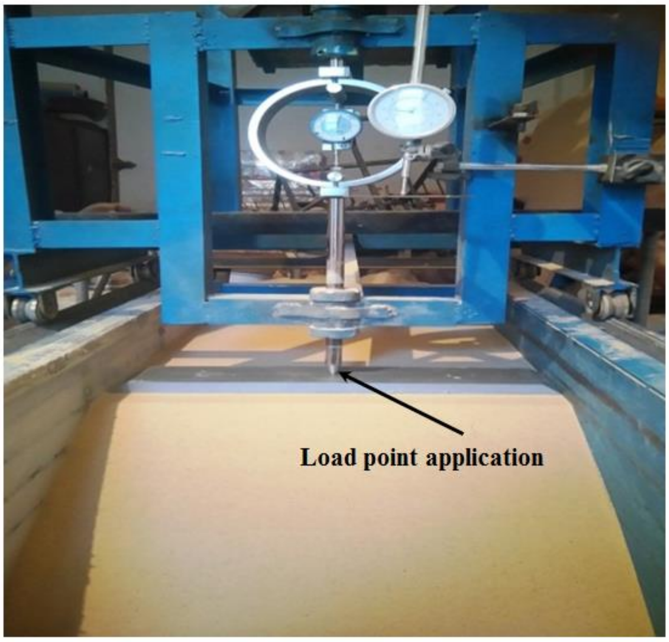


Fig. 4-4. Vue géométrique du modèle réduit avec les paramètres des essais.

La longueur de la semelle a été choisi presque égale à la largeur du réservoir contenant le sable, et leurs deux extrémités ont été lissées pour réduire tous les efforts résultant du frottement entre la semelle et les parois du réservoir. Plusieurs trous ont été créés sur la face supérieure de la semelle représentant les points d'application de la charge lors de l'application de différentes excentricités, cette procédure a été adoptée pour permettre à la semelle de tourner librement. La rugosité de la semelle est assurée par le collage d'une couche de papier de verre sur la base de la semelle (voir figure 4-3 et figure 4-5).

(a)



(b)

Fig. 4-5. Vue de la semelle utilisée dans la présente étude.

III. Matériaux utilisés :

III.1. Sable

Le sable utilisé dans cette investigation est un sable naturel de carrière, extrait de la région de « Tébessa » dans le sud-est de l'Algérie, qui est caractérisé par un poids volumique sec varie de 14.1 à 19.3 kN/m^3, un coefficient d'uniformité « C_u » de 3.08 et un coefficient de courbure « C_c » de 1.29. En outre, la distribution granulométrique du sable utilisé est représentée sur la figure 4-7.

Le sable a été séché jusqu'à ce que sa teneur en eau soit presque nulle pendent tous les essais, ensuite il a été mis en place dans le réservoir métallique d'une manière successive en utilisant la technique de compactage par couches de 50 mm d'épaisseur pour assurer un compactage uniforme.

La procédure de construction des modèles de sol renforcé a été soigneusement contrôlée pendant la préparation de la couche du sable, ce qui nous a permis d'obtenir une densité relative d'environ 60%, qui corresponde à un poids volumique unitaire (sec) de 16.2 kN/m^3 avec un angle de frottement interne mesuré à partir d'une série d'essais de cisaillement direct d'environ 38° (figure 4-6). Donc, on peut dire que le sable obtenu correspond à un sable moyennement dense. Les caractéristiques physiques et mécaniques du sable utilisé sont illustrés dans le Tableau 4-1.

Nous signalons que, les caractéristiques de résistance au cisaillement du sable ont été déterminées à partir d'un essai de cisaillement simple. En effet, l'échantillon du sol est placé à l'intérieur de la demi-boite qui peut se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Un piston permet d'exercer sur le sol un effort normal « N » constant pendant toute la durée de l'essai.

Une demi-boîte est entraînée horizontalement à vitesse constante. A tout instant, on mesure la force de cisaillement « T ». Un second comparateur vertical permet de mesurer la variation de hauteur D_h de l'échantillon. On exerce sur le plan de séparation AB des deux demi-boites une contrainte dont les composantes normale et tangentielle ont pour valeur moyenne:

$$\sigma = \frac{N}{A_c} \qquad \tau = \frac{T}{A_c} \tag{4.1}$$

Trois essais de cisaillement directe sur trois échantillons de sable ont été effectués pour les valeurs de contraintes normales suivantes : σ_1= 50 kPa, σ_2= 100 kPa et σ_3= 200 kPa. Les résultats de ces essais sont présentés sur la figure 4-6.

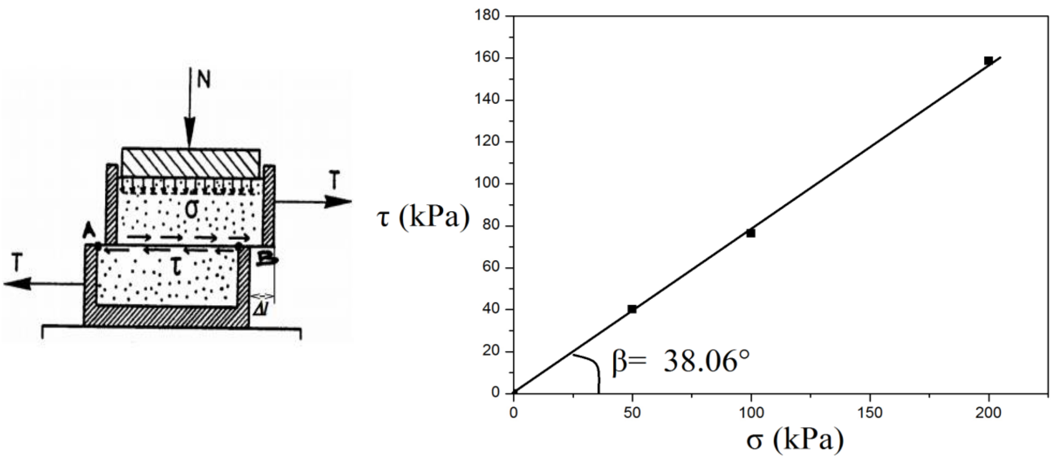


Fig. 4-6. Courbe intrinsèque du sable utilisé.

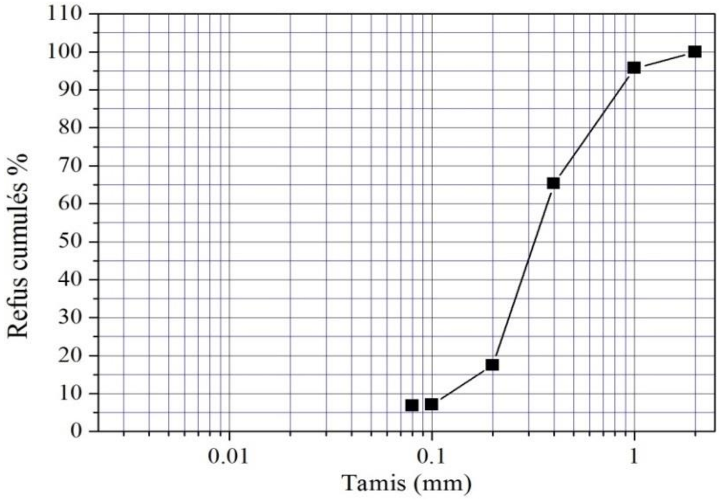


Fig. 4-7. Courbe granulométrique du sable utilisé

Tableau 4-1. Paramètres physiques et mécaniques du sable utilisé

Paramètre	Valeur
Cohésion, c (kPa)	0.0
Angle de frottement interne (°)	38
Poids volumique sec, γ (kN/m^3)	16.2
Poids volumique sec max (kN/m^3)	19.3
Poids volumique sec min (kN/m^3)	13.92
D10 (mm)	0.12
D60 (mm)	0.24
D30 (mm)	0.37
Coefficient d'uniformité, Cu	3.08
Coefficient de courbure, Cc	1.29

III.2.Nappes de renforcement (Géogrilles)

Le type de géogrille utilisé dans le modèle expérimental de cette étude est « R6 80/20 » (voir figure 4-8). Il est constitué de polyéthylène de haute densité avec ouverture de maille de 30×73 mm et une résistance maximale à la traction de 56 kN/m. Les différentes propriétés de géogrille sont données dans le Tableau 4-2.

Tableau 4-2. Caractéristiques des géogrilles

Description	R6 80/20
Matière première (PET)	transparent polyester
Poids surfacique (g/m2)	380
Résistance à la traction (kN/m)	20≤ RT ≤ 80
Allongement (%)	20≤ ΔL ≤ 80
Résistance à la traction pour 1% d'allongement (kN/m)	16
Résistance à la traction pour 2% d'allongement (kN/m)	28
Résistance à la traction pour 5% d'allongement (kN/m)	56
Ouverture des mailles (mm × mm)	73 × 30
Allongement avant service (%)	0
Dimension de rouleaux, longueur et largeur (m × m)	4.75×100

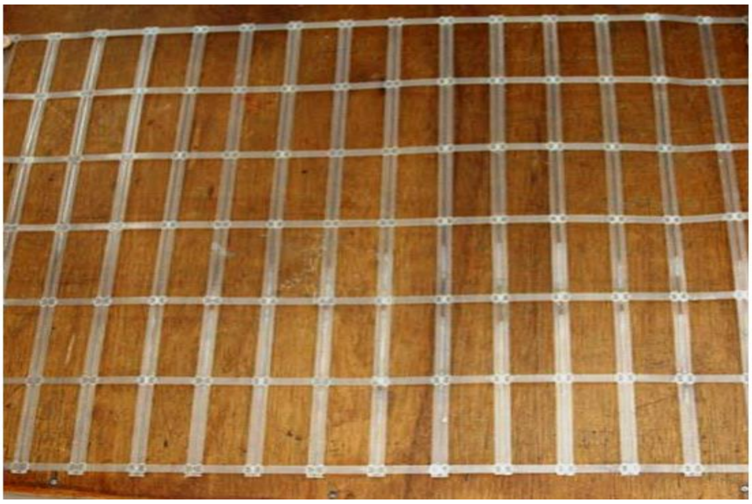


Fig. 4-8. Type du renforcement utilisé.

IV. Préparation de la pente et programme des essais

La procédure adoptée pour la construction de la pente du sable renforcé est la même que celle utilisée par Lee and Manjunath (2000). Dans l'étude actuelle, la pente du sable est préparée de manière à obtenir un angle de 33.69°. La technique consiste à remplir la totalité de la surface horizontale du réservoir par le sable et le compacté par couches de 50 mm d'épaisseur. Les couches de géogrille ont été placées à des profondeurs prédéterminées sur la surface compactée et nivelée pour chaque couche de sable, ensuite la procédure de remplissage de sable a été poursuivie couche par couche jusqu'à atteindre la hauteur désirée en laissant un espacement de 50 mm entre les couches de géogrilles et une épaisseur de remplissage (μ) sur la dernière couche. La longueur de tous les couches de renforcement est fixée à (L_R=0.6 m) à n'importe quel emplacement. Cependant, elles ont été arrangées de telle sorte qu'elles ne dépassent pas la face de la pente. Ensuite, le sable a été soigneusement excavé en fonction de la géométrie de la pente tracée sur les deux côtés du réservoir d'essai et la surface inclinée du sable a été nivelée en utilisant une lame métallique rigide jusqu'à ce que la pente désirée soit obtenue.

Tableau 4-3. Paramètres et programme des essais expérimentaux réalisés

<table>
<tr><th>Reference de l'essai</th><th>N</th><th>e/B</th><th>μ/B</th><th>d/B</th><th>tg(β)</th></tr>
<tr><td>00</td><td rowspan="7">0</td><td>0</td><td rowspan="7"></td><td rowspan="28">0.5</td><td rowspan="28">2/3</td></tr>
<tr><td>P01</td><td>0.1</td></tr>
<tr><td>P02</td><td>0.2</td></tr>
<tr><td>P03</td><td>0.3</td></tr>
<tr><td>L01</td><td>-0.1</td></tr>
<tr><td>L02</td><td>-0.2</td></tr>
<tr><td>L03</td><td>-0.3</td></tr>
<tr><td>1025, 1050, 1075</td><td rowspan="3">1 - 2 - 3</td><td rowspan="3">0</td><td>0.25</td></tr>
<tr><td>2025, 2050, 2075</td><td>0.5</td></tr>
<tr><td>3025, 3050, 3075</td><td>75</td></tr>
<tr><td>P1125, P1150, P1175</td><td rowspan="3">1 - 2 - 3</td><td rowspan="3">0.1</td><td>0.25</td></tr>
<tr><td>P2125, P2150, P2175</td><td>0.5</td></tr>
<tr><td>P3125, P3150, P3175</td><td>75</td></tr>
<tr><td>P1225, P1250, P1275</td><td rowspan="3">1 - 2 - 3</td><td rowspan="3">0.2</td><td>0.25</td></tr>
<tr><td>P2225, P2250, P2275</td><td>0.5</td></tr>
<tr><td>P3225, P3250, P3275</td><td>75</td></tr>
<tr><td>P1325, P1350, P1375</td><td rowspan="3">1 - 2 - 3</td><td rowspan="3">0.3</td><td>0.25</td></tr>
<tr><td>P2325, P2350, P2375</td><td>0.5</td></tr>
<tr><td>P3325, P3350, P3375</td><td>75</td></tr>
<tr><td>L1125, L1150, L1175</td><td rowspan="3">1 - 2 - 3</td><td rowspan="3">-0.1</td><td>0.25</td></tr>
<tr><td>L2125, L2150, L2175</td><td>0.5</td></tr>
<tr><td>L3125, L3150, L3175</td><td>75</td></tr>
<tr><td>L1225, L1250, L1275</td><td rowspan="3">1 - 2 - 3</td><td rowspan="3">-0.2</td><td>0.25</td></tr>
<tr><td>L2225, L2250, L2275</td><td>0.5</td></tr>
<tr><td>L3225, L3250, L3275</td><td>75</td></tr>
<tr><td>L1325, L1350, L1375</td><td rowspan="3">1 - 2 - 3</td><td rowspan="3">-0.3</td><td>0.25</td></tr>
<tr><td>L2325, L2350, L2375</td><td>0.5</td></tr>
<tr><td>L3325, L3350, L3375</td><td>75</td></tr>
</table>

Trois séries d'essais ont été menées pour étudier le comportement de la semelle filante suivant la position de l'excentricité de la charge par rapport à la pente:

1. Charge centrée (figure 4-1-a);
2. Charge excentrée lorsque située du côté près de de la pente (figure 4-1-b);
3. Lorsque l'excentricité de la charge est située du côté opposé à la pente (figure 4-1-c) ;

Pour la suite de cette étude, une convention de signe est adaptée de telle sorte que les valeurs des excentricités situées du côté près de la pente sont considérées comme positives, et les valeurs situées du côté loin de de la pente sont considérées comme négatives (figure 4-1-d). Les paramètres et les programmes des essais sont illustrés dans le Tableau 4-3.

Pendant tous les essais expérimentaux, chaque série des essais a été menée pour étudier l'effet d'un paramètre tandis que les autres demeurent constants. Les paramètres variés comprennent la valeur d'excentricité (e), le nombre de couches de géogrilles (N) et la profondeur de la première couche de géogrille (μ) (voir Tableau 4-3). Le signe «P» fait référence aux valeurs d'excentricité situées près de la face de la pente et «L» renvoie aux valeurs d'excentricité située loin de la pente.

V. Résultats expérimentaux

Les expérimentions sur une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par des géogrilles est soumise à une charge excentré ont été mises en œuvre pour déterminer le comportement de la semelle en tenant compte des diffèrent paramètres de renforcement et de la position de l'excentricité de charge après rupture de la couche traitée. L'application d'une surcharge progressive centrée ou excentrée sur la fondation et l'enregistrement de déplacement verticale nous a permis de tracé les courbes de chargement-tassement provenant de soixante-dix essais expérimentaux réalisés sur une semelle filante sous différentes charges centrées et excentrées dans les deux conditions, non renforcées et renforcées. En outre, la capacité portante est déterminée en utilisant la méthode d'intersection des tangent utilisée par Trautmann and Kulhawy (1988), cette méthode stipule que les lignes de tangentes sont tracées aux points initiaux et finaux de la courbe de chargement-tassement et le point d'intersection de ces tangentes représente la capacité portante de la fondation (voir figure 4-9).

La figure 4-10 nous présente une corrélation de la charge verticale par unité de surface avec le déplacement vertical. Sur cette figure, on peut voir que la valeur du chargement appliquée est inversement proportionnelle à la valeur de l'excentricité. Ainsi que, la capacité portante ultime calculée augmente avec la diminution de l'excentricité de la charge dans le sable non renforcé et renforcé et l'effet de la pente est minimisé lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la face de la pente. Ce résultat est similaire à celui trouvé par Saran and Reddy (1990) et Cure et al. (2014).

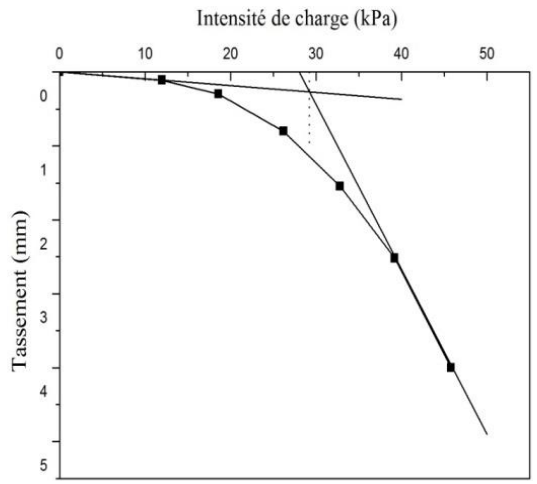
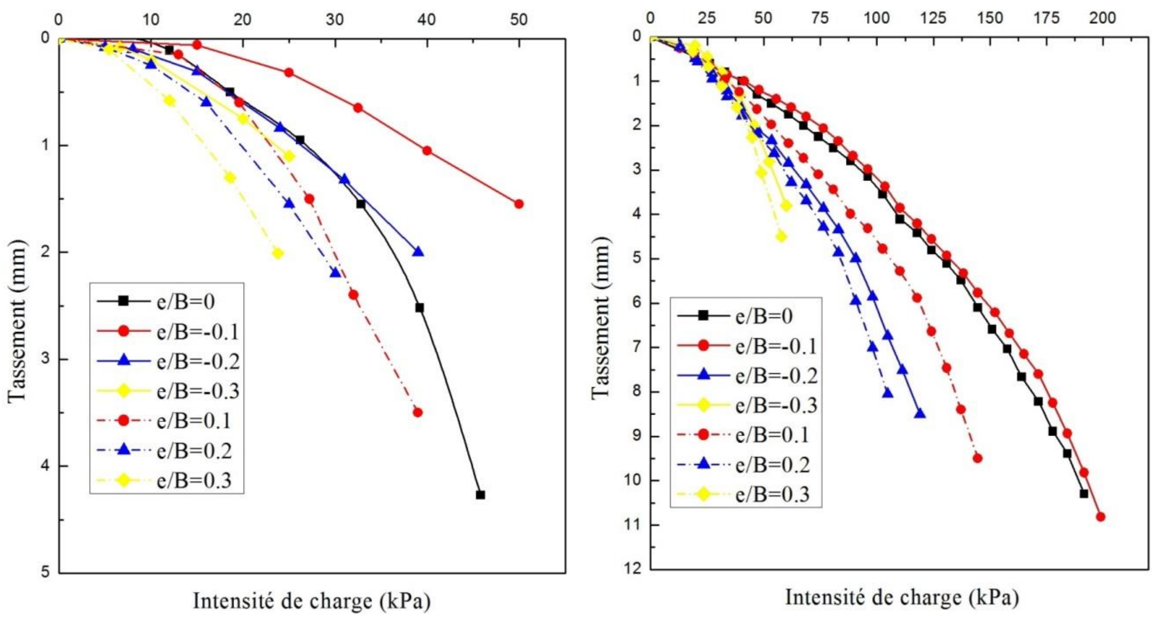


Fig. 4-9. Méthode des lignes de tangentes pour la détermination de la capacité portante (Trautmann and Kulhawy, 1988).



(a) **(b)**

Fig. 4-10. Courbe chargement-tassement d'une semelle filante soumise aux différentes charges excentrées : **a**-sable non renforcé, **b**-sable renforcé (N=3, μ/B=0.5).

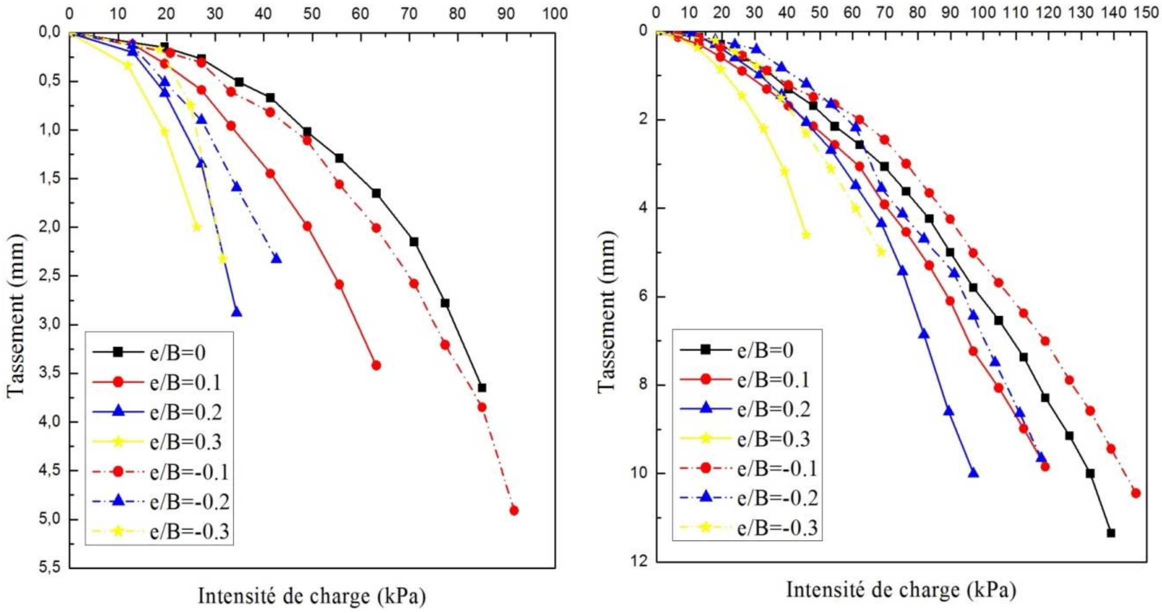
Cependant, le changement de la capacité portante de la semelle avec l'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la crête de la pente peut être lié à la résistance passive du sol (surface de rupture primaire) du côté de la pente tel qu'il est illustré sur les figures 4-13 et 4-14. Lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la pente (figures 4-13-c et 4-14-c), la largeur de la surface de rupture primaire (zone passive) du côté de la pente au coin actif sous la semelle augmente, ce qui nécessite une force beaucoup plus grande pour que la surface de rupture atteigne la pente. Par conséquent, la capacité portante de la semelle augmente. Dans le cas du sable renforcé, selon la figure 4-10-b on peut noter que la capacité portante d'une semelle soumise à une charge excentrée située opposée à la pente (e/B=0.1) est supérieure à celle de la même semelle soumise à une charge centrée (e/B=0). Ce phénomène peut être expliqué par le fait que la surface de rupture primaire (résistance passive) devienne plus grande et profonde lorsque le sable est renforcé. Ainsi, l'effet d'excentricité est négligeable par rapport à l'effet de renforcement positif.

Nous présentons sur la figure 4-11, les courbes de chargement-tassement pour deux nombres différents de couches de renforcement (N=1 et N=2). On note que le niveau de chargement et de tassement augmente lorsque le nombre de couches de renforcement augmente. Par exemple, les chargements ultimes du sable renforcé par géogrille pour une semelle filante soumise à une charge centrée (e/B=0) augmentent de 85 kPa à 139.24 kPa au fur et à mesure que le nombre de couches de renforcement augmente de 1 à 2. D'après la figure 4-11-b on peut constater que pour les mêmes conditions de renforcement (N=2 ou N=3), la charge ultime pour le cas où l' excentricité « e » est de « 0.1B » varie de 117.66 kPa à 146.61 kPa lorsque la position de l'excentricité de la charge située du côté près de la pente devienne en position opposée à la pente, cet phénomène peut être expliqué comme suit : la zone passive sous la semelle devient plus large et plus profonde lorsque l'excentricité de la charge et située en position opposée à la face de la pente.

La figure 4-12 illustre la comparaison des résultats obtenus durant notre expérimentation avec ceux de Turker et al. (2014) et Cure et al. (2014), et la notion de Meyerhof (Meyerhof, 1953a), le facteur i_B est défini comme le rapport entre la capacité portante d'une semelle soumise à une charge verticale excentrée avec celle d'une semelle soumise à une charge verticale centrée. Toutefois, nous trouvons que les courbes obtenues à partir des résultats de la présente étude sont en très bon accord avec ceux présentés par Meyerhof (1953)

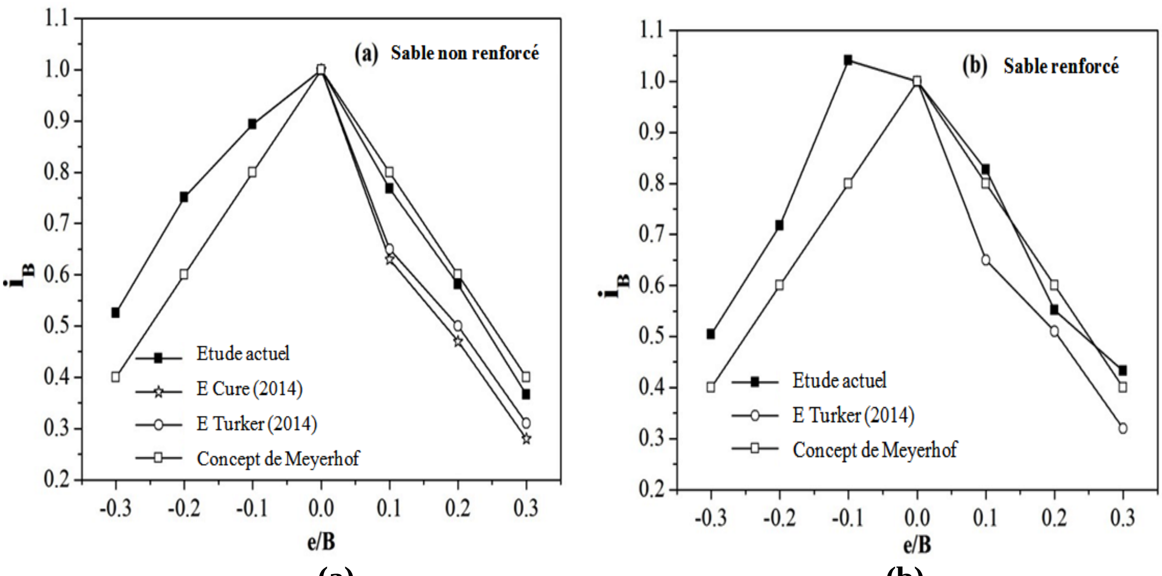
VI. Mécanisme de rupture

La surface de rupture des fondations superficielles reposant sur des pentes renforcées a subit un changement de manière significative avec la disposition des couches de renforcement. L'augmentation de l'espacement vertical entre les couches de renforcement a permis d'obtenir une plus grande profondeur de la zone renforcée, ce qui conduit à une capacité portante plus grande. Ainsi que, les caractéristiques de la surface de rupture primaire vers la pente ont été améliorées. Toutefois, un trop grand espacement vertical entre les couches de renforcement (plus grand que la moitié de la largeur de la fondation), engendre une rupture dans la zone renforcée associée par un ramollissement plus important pourrait survenir et la pente renforcée ne se comporterait plus de manière cohérente (Huang et al., 1994). Dans l'étude actuelle, l'espacement vertical adopté des couches de renforcement est h = 0,5B ce qui conduit à une surface de rupture plus grande et plus profonde comme le montre la figure 4-14.



(a) **(b)**

Fig. 4-11. Courbe chargement-tassement pour diffèrent nombre de couche de renforcement (a- N=1, b- N=2).



(a) **(b)**

Fig. 4-12: Facteur de réduction i_B en fonction du rapport de l'excentricité e/B.

Il est bien connu dans la littérature que la surface de rupture primaire d'une semelle filante soumise à une charge excentrée reposant sur un sol horizontal se trouve du côté de l'excentricité et la surface de rupture secondaire se trouve du côté opposé de la surface de rupture primaire (Moroglu et al., 2005). Cependant, selon les résultats expérimentaux obtenus à partir de cette étude (voir figures 4-13 et 4-14), quel que soit l'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la pente, la surface de rupture primaire (surface passive) sous la semelle filante soumise à une charge excentrée apparaisse sous le point d'application de la charge et elle s'étend vers la pente quel que soit l'emplacement de l'excentricité par rapport à la crête de la pente. Dans ce cas, l'influence de la pente sur la capacité portante devient dominante. À son tour, la charge limite diminue à cause de l'absence de résistance passive (zone passive) pour le coin actif sous la semelle, ce résultat est similaire à celui trouvé par Huang et al. (1994).

Le sol renforcé sous semelle (voir figure 4-14) présente une résistance notable, la contribution de cette semelle à la résistance globale de l'ensemble qu'elle compose avec les couches de renforcement est alors considérable. Cette contribution permet alors d'optimiser les dimensions de la fondation et constitue un avantage économique non négligeable.

La figure 4-14 permet d'illustrer plus concrètement l'apport du renforcement et la contribution de la géogrille dans le système de la fondation. Dans le cas du sol renforcé, la surface de rupture est plus large que dans le sol non renforcé, par conséquent la force de traction dans la couche de géogrille diminue et la force active est réduite d'une part. D'autre part, la force de frottement fournit entre le sol et la géogrille le long des couches de renforcement augmente puisque la longueur de géogrille peut varier de la face de la pente à l'autre côté du coin actif. La force de traction dans le renforcement permet à la géogrille de résister aux contraintes de cisaillement horizontal imposé dans la masse du sol sous la fondation et de les transférer vers des couches de sol adjacentes stables menant à une zone de rupture plus large et plus profonde. Par conséquent, les couches de renforcement n'augmentent pas seulement la capacité portante en raison de la surface de rupture plus large développée, mais elles ont également pour résultat d'élargir la zone de contact entre le sol et la surface inférieure rigide de la semelle.

Lorsque la semelle est soumise à une charge excentrée située du côté opposée à la face de la pente (voir figure 4-13-c), on note que la surface de rupture primaire (zone passive) devienne plus large et plus profonde que lorsque l'excentricité de la charge est située près de la pente. Cette zone passive large et profonde signifie un plus de résistance au cisaillement. L'augmentation de la surface de rupture primaire augmente la capacité portante dans le cas d'une excentricité e= 0.1B située du côté opposée à la face de pente renforcé par rapport à celle d'une charge centrée.

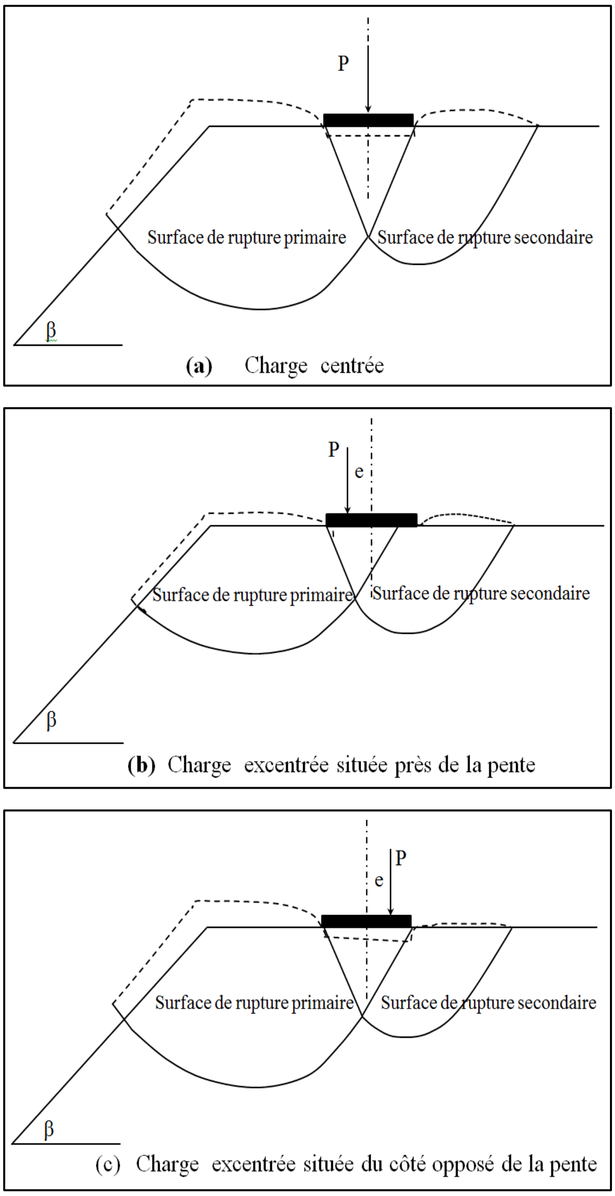
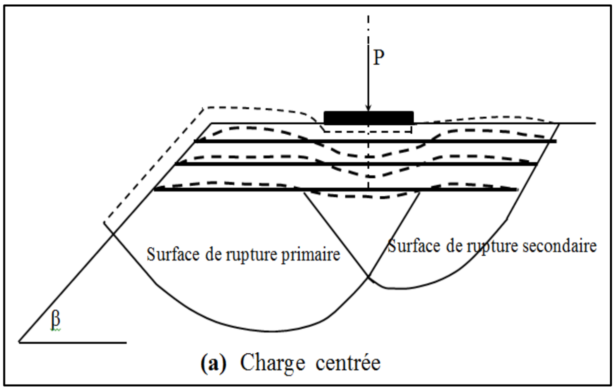


Fig. 4-13. Mécanisme de rupture de la fondation pour le cas non renforcé



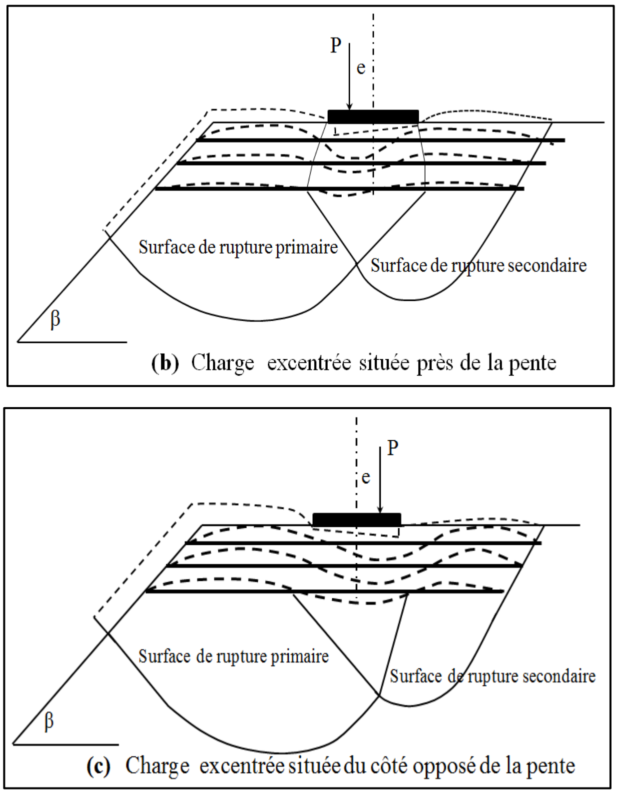


Fig. 4-14. Mécanisme de rupture de la fondation pour le cas non renforcé

VII. Conclusion

A partir des résultats des essais expérimentaux effectuer sur un modèle réduit d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par géogrilles et soumise à une charge excentré on peut conclure que :

- La capacité portante ultime augmente avec la diminution de l'excentricité de la charge dans le sable non renforcé et renforcé.
- L'effet de la pente est minimisé lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la face de la pente.
- La capacité portante d'une semelle soumise à une charge excentrée située loin de la pente (e/B=0.1) est supérieure à celle de la même semelle soumise à une charge centrée (e/B=0)
- La surface de rupture des pentes renforcées est modifiée de manière significative avec la disposition des éléments de renforcement.
- Dans le sol renforcé la surface de rupture est plus large et plus profonde que dans le cas du sol non renforcé.
- La capacité portante d'une semelle soumise à une charge excentrée augmente lorsque le nombre de couches de renforcement augmente.

Chapitre 5 Analyse numérique de la capacité portante d’une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par des géogrilles

I. Introduction

Les travaux numériques sur le thème des fondations sur sol renforcé par des couches de géogrilles s'appuient sur la méthode des éléments finis présentés au chapitre 03. Différents modèles numériques permettant de simuler le comportement d'une semelle filante sur une couche de sable en pente renforcé ont été testés et optimisés par le logiciel Plaxis. Les procédures de calcul telles que les méthodes de mise en place des couches de géogrilles ou de l'emplacement de l'excentricité de la charge appliquée à la fondation ont été validées ou optimisées par des calculs préliminaires (optimisation du maillage pour minimiser les temps de calcul). L'influence de certains paramètres du modèle comme le nombre « N » et la profondeur « μ » de la première couche de renforcement par rapport à la surface inférieure de la fondation ont également donné lieu dans ce chapitre. Ces modèles, une fois établis, ont par la suite été employés pour le pré-dimensionnement et la simulation des études expérimentales effectuées.

Ce chapitre est consacré à l'analyse numérique du comportement d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par des géogrille et soumise à une charge excentrée par un modèle géométrique réduit. Les paramètres géométriques du modèle considérés sont de deux types, ceux relatifs à l'excentricité « e » et ceux relatifs aux éléments de renforcement (géogrille):

- la valeur et la position de l'excentricité par rapport à la crête de la pente définie par e/ B.
- la profondeur de la première couche de renforcement par rapport à la surface supérieur du sol définie par μ/B.
- Le nombre de couche de renforcement définie par N

Afin d'étudier la validité des résultats numériques, ces derniers sont comparés aux résultats expérimentaux (Lee and Manjunath, 2000).

II. Procédure de la simulation numérique

II.1. Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage

Le modèle numérique de base utilisé dans la phase de pré dimensionnement et pour l'étude paramétrique comprend une semelle filante rigide de largeur B=100 mm reposant sur un sable en pente d'angle (β=33.69°) renforcé par des couches de géogrille. Le comportement de la semelle utilisée est en état de déformations planes (plane strain). La forme géométrique retenue pour le modèle numérique permet de restituer les mêmes propriétés mécaniques macroscopiques proches des caractéristiques réelles des matériaux granulaires du modèle expérimentale (voir figue 5-1).

II.2.Caractéristiques géotechniques des matériaux

Plusieurs modèles numériques de sols ont été effectués en utilisant le code de calcul de Plaxis (Brinkgereve and Vermeer, 2003b) choisi pour cette étude. Le critère de rupture adopté pour la simulation numérique pour modéliser le sable en pente renforcé est le critère de Mohr-Coulomb, en raison de sa simplicité et sa souplesse pour la déterminer tous les paramètres nécessaires. Le Tableau 5-1 résume les paramètres adoptés pour modéliser les couches du sol avec géogrilles et la fondation.

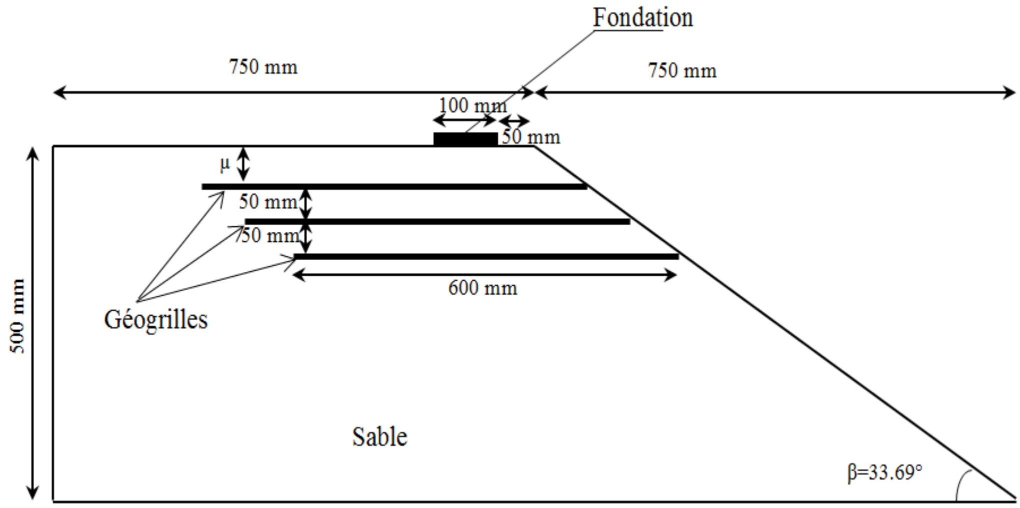


Fig. 5-1. Vue géométrique du modèle numérique.

μ :Profondeur de la première couche de renforcement

h : Distance entre de lit de renforcement

γ :Poids volumique sec du sable

φ :Angle de frottement interne du sable

B :Largeur de la semelle

Tableau 5-1. Paramètres adoptés pour le modèle numérique

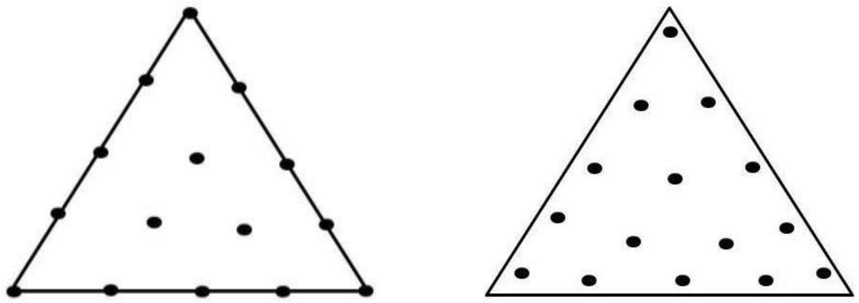
Matériau	Modèle utilisé	γ_{unsat} (kN/m^3)	γ_{sat} (kN/m^3)	E (kPa)	ν	EA(kN/m)	EI kNm^2/m	φ(°)	ψ(°)	R
Sable	Mohr Coulomb	16.2	19.3	12000	0.3			38	6	0.7
Géorgie	Elastique					500				
Fondation	Elastique				0.3	2.10E+07	1.75E+03			

La fondation filante utilisée ayant une largeur B=100 mm, est supposée parfaitement rigide, représentée par une interface avec le sol (R_{inter}=0.7). Pour ce faire, un élément de poutre est placé à la surface du sable à une distance fixé à 50 mm de la crête de la pente et la charge est appliquée à la fondation par incrément à une excentricité « e » (0, 0.1B, 0.2B, 0.3B et 0.4B) pour chaque cas.

II.3. Maillage et conditions aux limites

Un massif est défini généralement comme un milieu continu représentant un certain volume de matériau dans l'espace. Un élément fini de massif représente alors un volume élémentaire de matériau solide ou non (métal, béton, roche, sol, liquide) dont le comportement mécanique peut être décrit par un ensemble d'équations (lois de comportement et d'interactions).

Plaxis (Brinkgreve, 2002) offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (voir figure 5-2) pour construire un maillage des couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à quinze nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur quinze points de Gauss (points de contrainte). Le triangle à quinze nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols renforcé.



Triangle à 15 nœuds Point de contraintes

Fig. 5-2. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Le maillage doit être resserré dans les régions situées directement au tour de la fondation et des couches de renforcements où des concentrations de contraintes sont attendues. En dehors de ces zones, des éléments de taille plus importante sont mis en place pour atteindre les frontières extérieures. Le maillage (global coarseness) est utilisé pour tout le sol, puis on le raffine localement sur la partie près de la fondation et les couches de renforcement au-dessous de la semelle comme il est indiqué sur la figure 5-3**.**

Par ailleurs, les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les extrémités verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour l'extrémité inférieure.

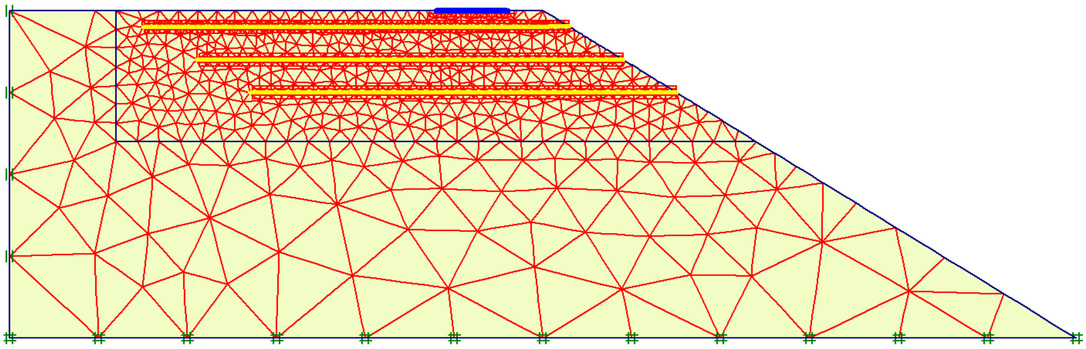


Fig. 5-3. Génération du maillage et conditions aux limites.

II.4. Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état et la configuration de contraintes initiales doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

Dans notre étude, comme le sable utilisé était sec, la génération de l'état initial de l'eau souterraine nécessite uniquement celle des contraintes effectives initiales. En outre, la géométrie du modèle numérique a été adoptée pour être la même que celle du modèle de expérimentale, ainsi que les propriétés mécaniques et phtisiques des matériaux dans l'analyse numérique (semelle, géogrille et sable) étaient les mêmes dans le modèle numérique.

La procédure adoptée pour la génération des contraintes initiales est celle du chargement gravitaire (gravity loading). Comme le sable est en pente, les contraintes initiales sont générées en appliquant le poids propre du sol dans la première phase de calcul, le chargement gravitaire est appliqué en une seule phase de calcul en utilisant un calcul de type plastique pour lequel le « *loading input* » est fixé sur « *total mutipliers* » et « $\sum Mweight$ » et fixé à 1 (voir figure 5-4). Une fois les contraintes initiales générées, les déplacements sont remis à zéro pour les phases de calcul suivantes.

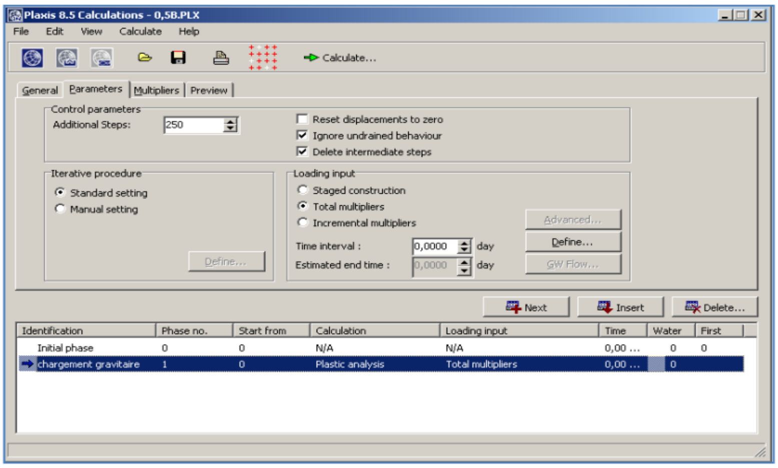


Fig. 5-4. Application du chargement gravitaire.

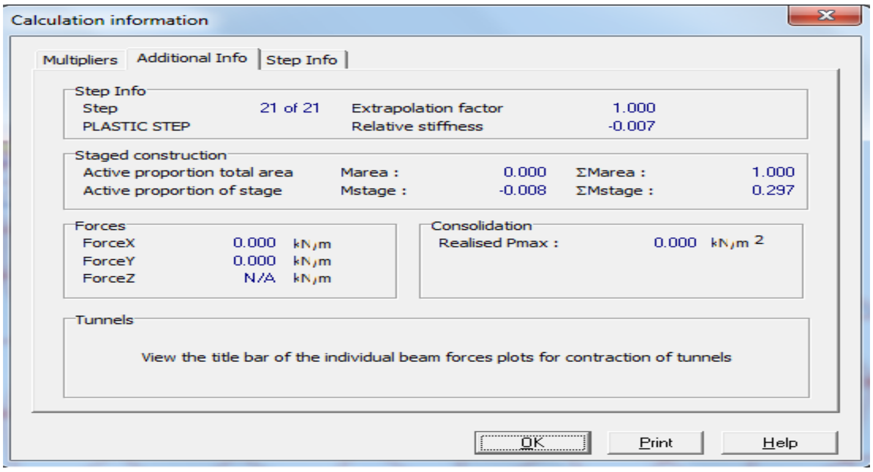
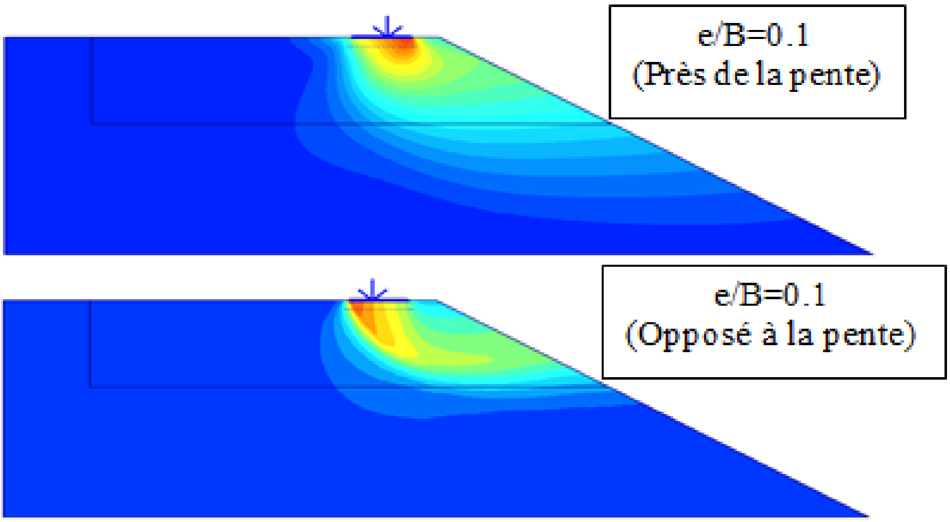


Fig. 5-5. Capacité portante ultime à partir du code Plaxis.



(a) sable non renforcé

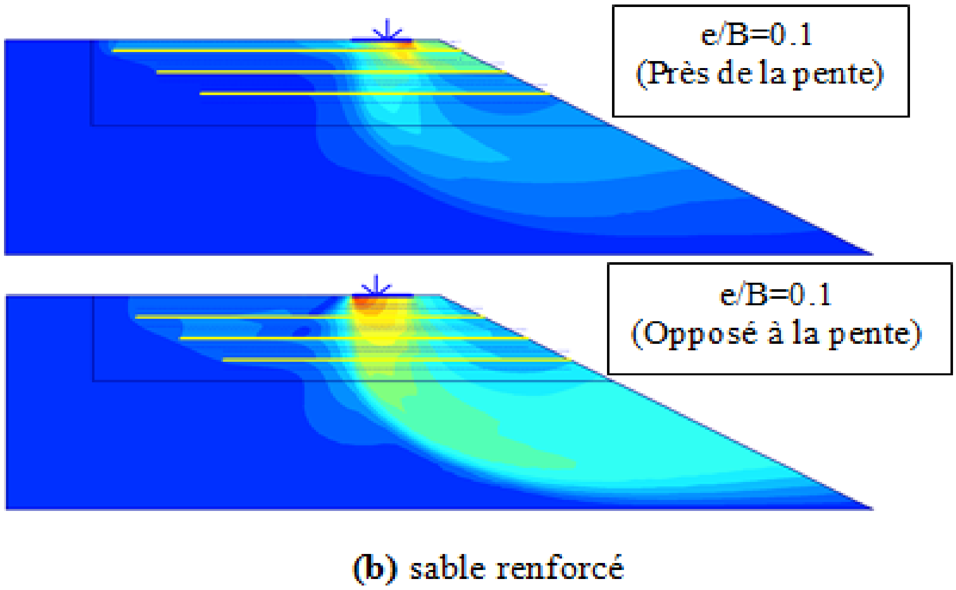
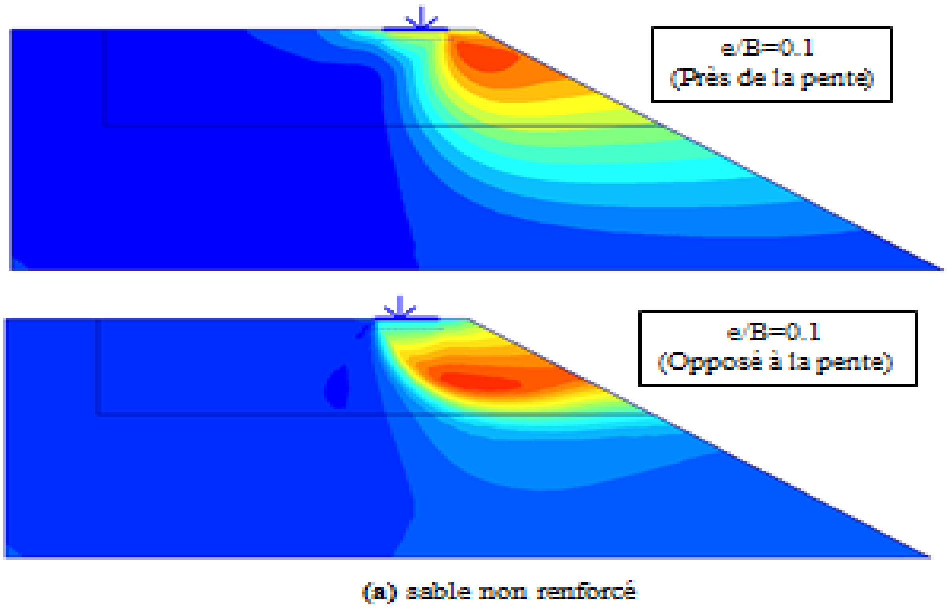


Fig. 5-6. Surface de la rupture d'une semelle soumise à une charge excentrée (e/B= 0.1).

La figure 5-6 montre les surfaces de ruptures obtenues à partir de l'étude numérique d'une semelle filante soumise à une charge excentrée (e/B=0.1). On remarque que la surface de rupture pour le cas d'un sable non renforcé est légèrement plus large est plus profonde pour une charge excentrée située loin de la pente (voir figure 5-6-a), ce qui donne à la fondation plus de portance. Toutes fois, pour le cas d'un sable renforcé (N=3), l'augmentation de la largeur et la profondeur de la surface de rupture devient important pour une semelle soumise à une charge excentrée située du côté opposé à la pente. Ainsi, le nombre de couche de renforcement N=3 n'est pas suffisant pour renforcer la zone de rupture.

Les couches sollicitées par la fondation deviennent plus profonde et plus large (voir figure 5-7-b), pour le cas d'une excentricité de charge située du côté opposé à la pente. Les couches de renforcement transmissent les charges aux couches sous-jacentes et par conséquent la capacité portante devient plus grande.



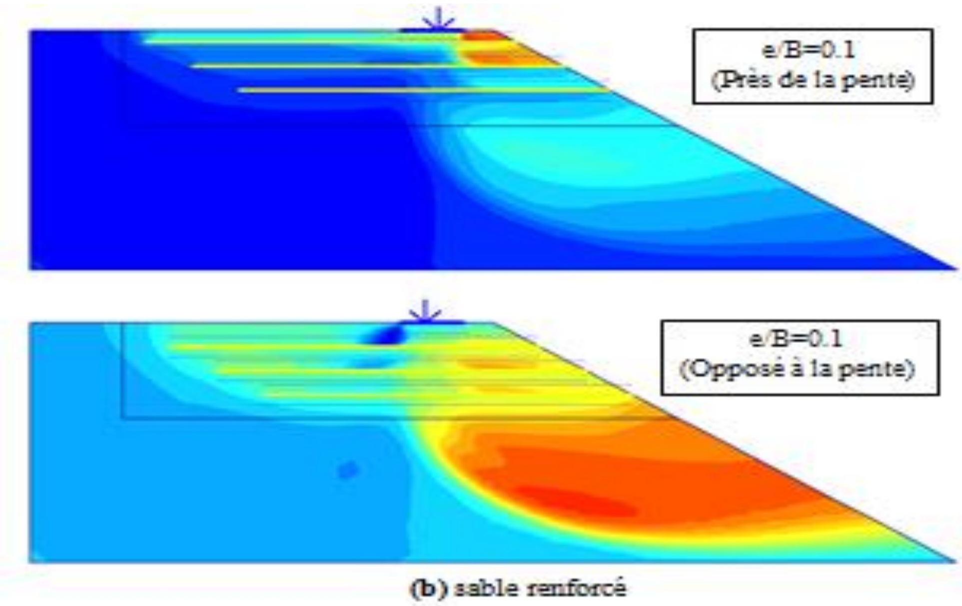


Fig. 5-7. Déplacements horizontaux d'une semelle soumise à une charge excentrée (e/B= 0.1).

La figure 5-8 présente l'évolution de la charge verticale excentrée (e/B=0.1), appliquée à la fondation par unité de surface en fonction du déplacement vertical (tassement) pour deux conditions de renforcement différents (renforcé et non renforcé). Les résultats qui figurent représentent deux états d'excentricités différentes. La première courbe correspond à l'excentricité de charge située près de la pente, alors que la deuxième courbe correspond à l'excentricité de charge située du côté opposé à la pente. On constate que les courbes représentant les résultats numériques sont en bonne corrélation avec ceux obtenues expérimentalement.

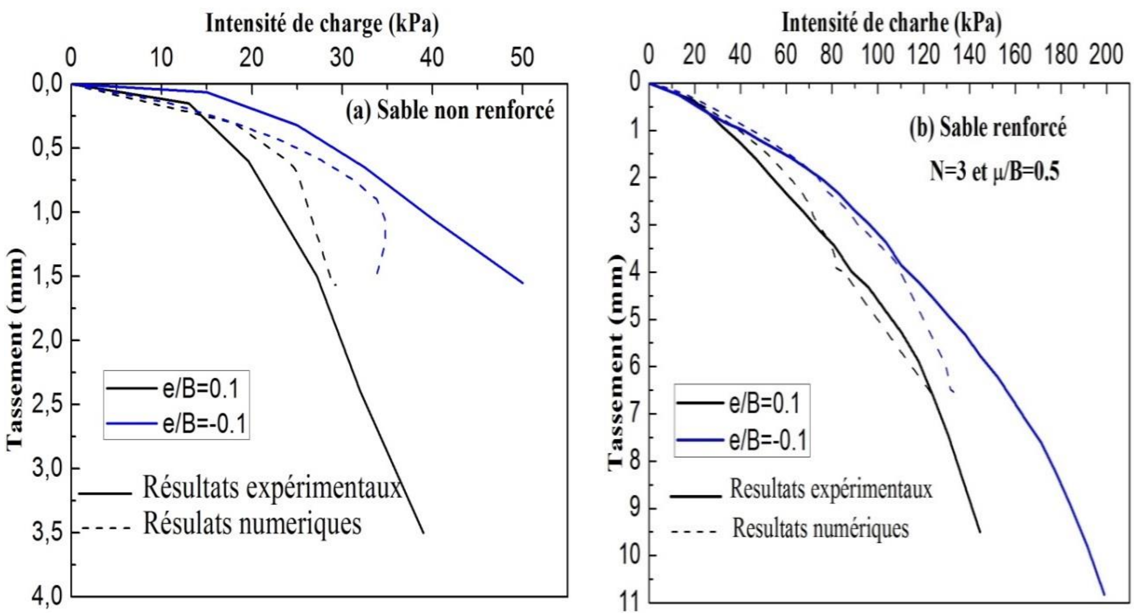


Fig. 5-8. Comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.

Les résultats obtenus mettent en valeur la bonne reproductibilité de nos résultats numériques en comparaison avec ceux obtenus expérimentalement. Une légère différence existe entre les courbes de chargement provenant du même cas d'excentricité de charge. Cela est très probablement lié à un possible écart minime dans le choix des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux utilisés ou aux conditions aux limites. Les résultats sont très satisfaisants compte tenu que le renforcement de la semelle par de couches de renforcement avec des dimensions réelles n'est pas la configuration de renforcement la plus facile du point de vue de la stabilité du système. En effet, une légère imperfection dans la mise en place de la semelle sur le sol renforcé pour l'étude numérique.

III. Résultats numériques

La capacité portante pour chaque modèle numérique est obtenu à partir de la phase de calcul intégrée dans le code Plaxis, en utilisant la fenêtre « *output* », on clique sur l'icône « *vew* » puis sur « *calculation info* » (voir figure 5-5). La capacité portante est obtenue par la relation :

$$q_u = \sum Mstage \times P \tag{5.1}$$

Avec P est la charge introduit dans la phase de calcul.

Les tableaux 5-2 à 5-5 ci-dessous résument tous les résultats obtenus à partir du calcul numérique comparé avec ceux obtenus expérimentalement.

Tableau 5-2. Valeur de la capacité portante ultime pour un sable non renforcé

e/B	Exp	Plaxis
	qu (kPa)	
-0.4		9.24
-0.3	15.80	14.32
-0.2	22.60	21.92
-0.1	26.90	24.14
0.0	30.10	32.30
0.1	23.10	21.35
0.2	17.50	17.63
0.3	11.03	11.25
0.4		8.33

Tableau 5-3. Valeur de la capacité portante ultime pour un sable renforcé (N=1)

μ/B	0.25		0.50		0.75	
e/B	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis
	qu (kPa)					
-0.4		12.25		9.66		9.05
-0.3	19.80	22.45	16.30	18.11	14.70	17.40
-0.2	28.20	29.48	33.80	36.63	30.70	35.23
-0.1	40.90	42.33	40.40	45.58	44.90	56.06
0.0	39.31	42.40	43.20	46.44	48.60	58.50
0.1	25.50	29.32	29.10	35.20	24.90	32.10
0.2	21.70	24.34	23.80	25.40	20.70	22.10
0.3	14.30	15.70	16.30	16.80	14.70	15.21
0.4		10.67		8.25		7.89

Tableau 5-4. Valeur de la capacité portante ultime pour un sable renforcé (N=2)

μ/B	0.25		0.50		0.75	
e/B	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis
	qu (kPa)					
-0.4		13.65		9.68		10.01
-0.3	25.30	32.14	16.70	21.91	14.90	17.67
-0.2	48.90	49.10	33.60	37.81	30.90	34.75
-0.1	58.30	70.16	79.10	86.42	56.40	64.47
0.0	54.60	66.20	75.40	80.90	57.40	63.20
0.1	52.30	48.90	59.10	63.90	32.34	42.90
0.2	43.79	40.30	28.62	31.72	23.90	27.60
0.3	18.30	27.12	16.70	17.34	14.52	15.90
0.4		11.22		8.14		8.01

Tableau 5-5. Valeur de la capacité portante ultime pour un sable renforcé (N=3)

μ/B	0.25		0.50		0.75	
e/B	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis
	qu (kPa)					
-0.4		13.49		9.91		9.23
-0.3	26.10	35.26	19.30	21.32	13.00	15.50
-0.2	55.60	71.34	65.60	69.20	22.80	28.64
-0.1	66.80	83.75	111.20	123.05	48.12	54.55
0.0	65.40	76.90	107.80	115.35	56.40	66.00
0.1	59.30	71.20	56.10	58.60	34.20	38.50
0.2	46.98	52.30	35.62	38.40	22.86	27.60
0.3	18.50	31.45	19.30	17.12	12.00	16.20
0.4		11.35		8.04		8.23

L'étude expérimentale et numérique montrent que la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par géogrilles et soumise à une charge excentrée dépend d'un certain nombre de facteurs qui peuvent influencer la performance et le comportement de la fondation. (Keskin and Laman, 2013 ; Purkayastha and Char, 1977):

- la position de l'excentricité de la charge par rapport à la face de la pente;
- profondeur sous la semelle de la première couche de renforcement;
- nombre de couches de renforcement.

Pour étudier l'effet de l'excentricité de la charge et sa position par rapport à la crête de la pente, ainsi que l'effet des paramètres de renforcement sur le comportement de la fondation, on utilise deux paramètres sans dimension ; le premier s'appelle EBCR « Eccentric Bearing Capacity Ratio », il est défini par l'équation (5.2) (le rapport de la charge ultime sous une charge excentrée en condition renforcée à celle sous une charge centrée et en condition non renforcé). Le deuxième est le BCR « Bearing Capacity Ratio », il est utilisé pour mesurer l'effet de l'utilisation des couches de renforcement pour augmenter la capacité portante.

$$EBCR=\frac{q_{u(\text{excentré-renforcé})}}{q_{u(\text{centré-non renforcé})}} \quad (5.2)$$

$$BCR=\frac{q_{u(\text{renforcé})}}{q_{u(\text{non renforcé})}} \quad (5.3)$$

Les valeurs de « EBCR » et de « BCR » sont illustrées dans les Tableaux 5-6 à 5-13.

Tableau 5-6. Valeur de EBCR pour un sable non renforcé (N=0)

e/B	Exp	Plaxis
	EBCR	
-0.4		0.286
-0.3	0.385	0.443
-0.2	0.639	0.679
-0.1	0.729	0.747
0	1.000	1.000
0.1	0.629	0.661
0.2	0.519	0.546
0.3	0.371	0.348
0.4		0.258

Tableau 5-7. Valeur de EBCR pour un sable renforcé (N=1)

μ/B	0.25		0.5		0.75	
e/B	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis
	EBCR					
-0.4		0.379		0.299		0.280
-0.3	0.584	0.695	0.560	0.561	0.505	0.539
-0.2	0.883	0.913	1.162	1.134	1.055	1.091
-0.1	1.223	1.311	1.388	1.411	1.543	1.736
0	1.351	1.437	1.485	1.438	1.670	1.811
0.1	0.876	0.908	1.000	1.090	0.856	0.994
0.2	0.746	0.754	0.818	0.786	0.711	0.684
0.3	0.491	0.486	0.560	0.520	0.505	0.471
0.4		0.330		0.255		0.244

Tableau 5-8. Valeur de EBCR pour un sable renforcé (N=2)

μ/B	0.25		0.5		0.75	
e/B	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis
	EBCR					
-0.4		0.423		0.300		0.310
-0.3	0.928	0.995	0.574	0.678	0.512	0.547
-0.2	1.502	1.514	1.155	1.171	1.062	1.076
-0.1	2.210	2.048	2.718	2.676	1.938	1.996
0	2.347	2.266	2.591	2.505	1.973	1.957
0.1	1.522	1.514	2.031	1.978	1.111	1.328
0.2	1.092	1.248	0.984	0.982	0.821	0.854
0.3	0.825	0.840	0.574	0.537	0.499	0.492
0.4		0.347		0.252		0.248

Tableau 5-9. Valeur de EBCR pour un sable renforcé (N=3)

μ/B	0.25		0.5		0.75	
e/B	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis
	EBCR					
-0.4		0.418		0.307		0.286
-0.3	1.127	1.092	0.663	0.660	0.447	0.480
-0.2	2.299	2.209	2.254	2.142	0.784	0.887
-0.1	2.959	2.902	3.821	3.810	1.654	1.689
0	2.893	2.876	3.704	3.571	1.938	2.043
0.1	2.168	2.204	1.928	1.814	1.175	1.192
0.2	1.614	1.619	1.224	1.189	0.786	0.854
0.3	1.058	0.974	0.663	0.530	0.412	0.502
0.4		0.351		0.249		0.255

Tableau 5-10. Valeur de BCR pour un sable non renforcé (N=0)

e/B	Exp	Plaxis
	BCR	
-0.4		0.286
-0.3	0.385	0.443
-0.2	0.639	0.679
-0.1	0.729	0.747
0	1.000	1.000
0.1	0.629	0.661
0.2	0.519	0.546
0.3	0.371	0.348
0.4		0.258

Tableau 5-11. Valeur de BCR pour un sable renforcé (N=1)

μ/B	0.25		0.5		0.75	
e/B	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis
	BCR					
-0.4		1.326		1.045		0.979
-0.3	1.518	1.568	1.455	1.265	1.313	1.215
-0.2	1.382	1.345	1.817	1.671	1.651	1.607
-0.1	1.679	1.754	1.906	1.888	2.118	2.322
0	1.351	1.437	1.485	1.438	1.670	1.811
0.1	1.393	1.373	1.590	1.649	1.361	1.504
0.2	1.437	1.381	1.576	1.441	1.371	1.254
0.3	1.324	1.396	1.509	1.493	1.361	1.352
0.4		1.281		0.990		0.947

Tableau 5-12. Valeur de BCR pour un sable renforcé (N=2)

μ/B	0.25		0.5		0.75	
e/B	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis
	BCR					
-0.4		1.477		1.048		1.083
-0.3	2.411	2.244	1.491	1.530	1.330	1.234
-0.2	2.349	2.231	1.806	1.725	1.661	1.585
-0.1	3.033	2.741	3.731	3.580	2.660	2.671
0	2.347	2.266	2.591	2.505	1.973	1.957
0.1	2.421	2.290	3.230	2.993	1.767	2.009
0.2	2.105	2.286	1.895	1.799	1.583	1.566
0.3	2.222	2.411	1.546	1.541	1.344	1.413
0.4		1.347		0.977		0.962

Tableau 5-13. Valeur de BCR pour un sable renforcé (N=3)

μ/B	0.25		0.5		0.75	
e/B	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis	Exp	Plaxis
	BCR					
-0.4		1.460		1.073		0.999
-0.3	2.929	2.462	1.723	1.489	1.161	1.082
-0.2	3.597	3.255	3.527	3.157	1.226	1.307
-0.1	4.061	3.884	5.245	5.097	2.270	2.260
0	2.893	2.876	3.704	3.571	1.938	2.043
0.1	3.448	3.335	3.066	2.745	1.869	1.803
0.2	3.111	2.967	2.359	2.178	1.514	1.566
0.3	2.852	2.796	1.787	1.522	1.111	1.440
0.4		1.363		0.965		0.988

III.1.Effet de la position de l'excentricité par rapport à la face de la pente

Plusieurs modèles numériques ont été menés sous l'effet des différentes excentricités pour étudier l'effet de la pente sur la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge excentrée dans les deux cas de sable (non renforcé et renforcé). Les figures 5-9 et 5-10 représentent la variation de « EBCR » avec les différentes valeurs de l'excentricité de la charge appliquée à la semelle. D'après ces deux figures, on peut noter qu'il existe trois types de comportement de la fondation :

- **a.** Pour une fondation reposant sur un sable en pente non renforcé (N), la capacité portante diminue lorsque l'excentricité de la charge augmente quel que soit la position de cette dernière par rapport à la pente, et la portance de la fondation est presque la même pour les cas d'excentricités (positive ou négative). Ces résultats sont en accord avec ceux présentés par Turker et al. (2014) et Saran and Reddy (1990).
- **b.** Pour une fondation reposant sur un sable en pente renforcé (N≠0) et soumise à une charge excentré et située près de la pente (valeurs positive de l'excentricité), le comportement est identique à celui pour le sable non renforcé (N=0), accompagné par une augmentation de la capacité portante avec l'augmentation du nombre « N » de couches de renforcement (Badakhshan and Noorzad 2015 ; Patra et al. 2006 ; Sadoglu et al. 2009).
- **c.** Pour une fondation reposant sur un sable en pente renforcé (N≠0) et soumise à une charge excentré située du côté opposé à la pente (valeurs négative de l'excentricité) ; dans ce cas, le comportement est complètement différent au deux cas précèdent. Pour un sable renforcé avec trois (N = 3) couches de géogrilles, la capacité portante pour une charge excentrée « e/B = -0,1 » est supérieure à celle d'une charge centrée e/B=0. Cette augmentation est 3.81 fois plus élevée que pour une semelle filante sous charge centrée.

Les résultats de l'étude actuelle ont montré que la notion de Meyerhof (1953), qui stipule que la capacité portante augmente lorsque l'excentricité diminue est inutile dans le cas où la semelle est établis au bord d'une pente de sable renforcée et soumise à une charge excentrée située du côté opposé à la pente. Ceci montre que l'effet de la pente sur la capacité portante est très important dans le cas du sable renforcé, notamment dans le cas où l'excentricité de la charge est située du côté opposé à la pente.

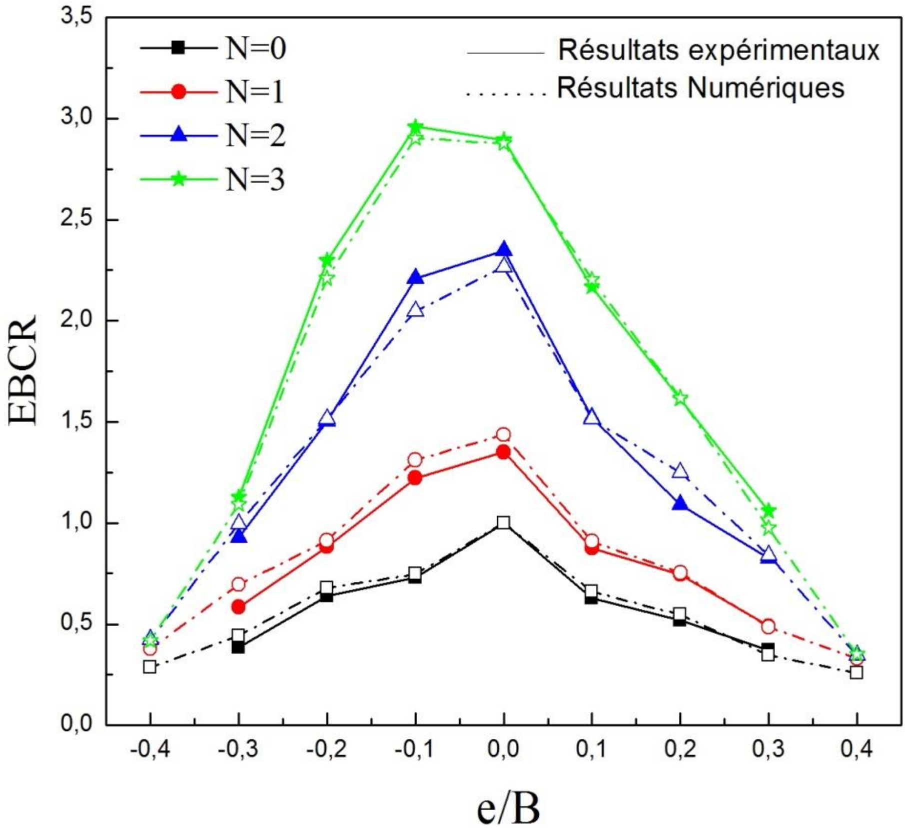


Fig. 5-9. Variation de EBCR avec le rapport d'excentricité e/B pour le cas ou µ/B=0.25

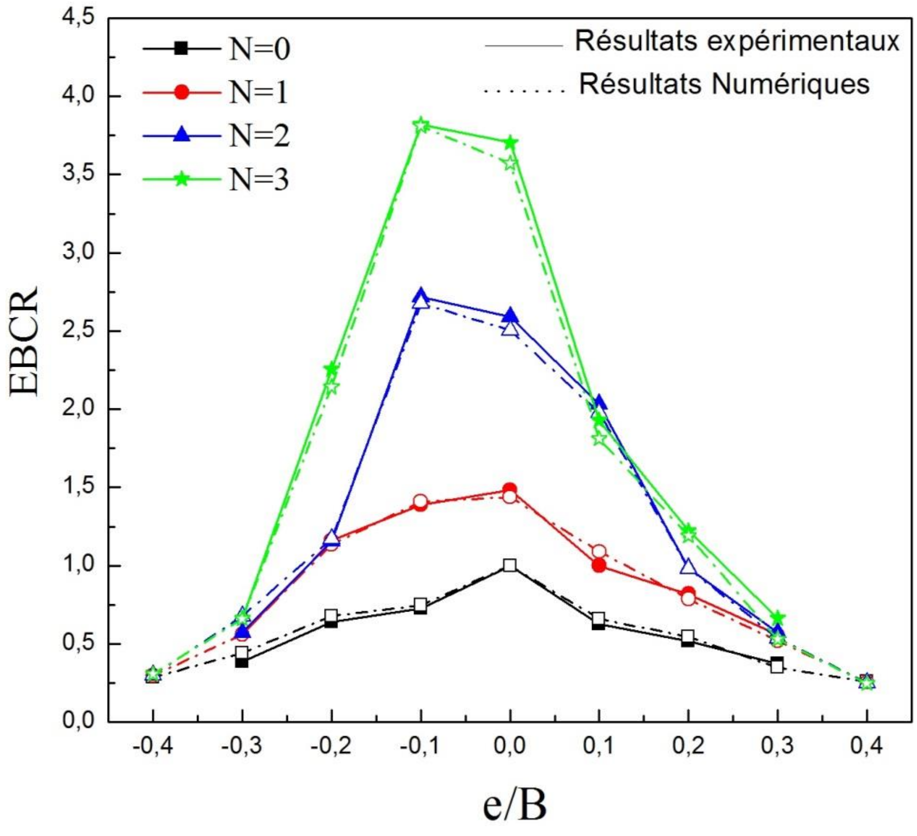
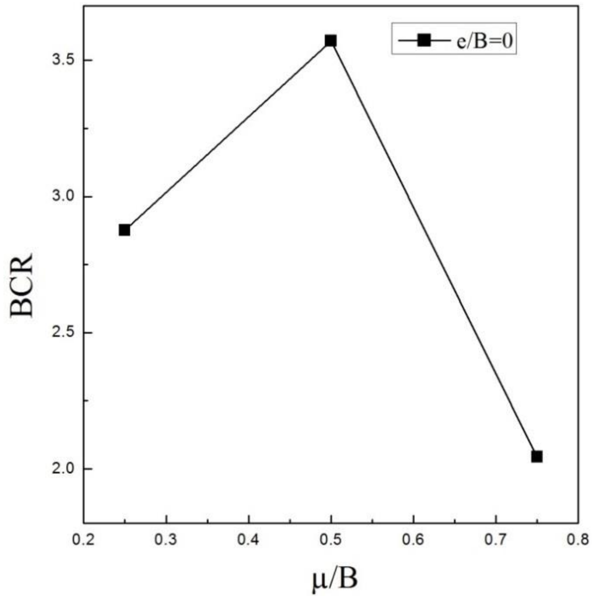


Fig. 5-10. Variation de EBCR avec le rapport d'excentricité e/B pour le cas ou µ/B=0.5

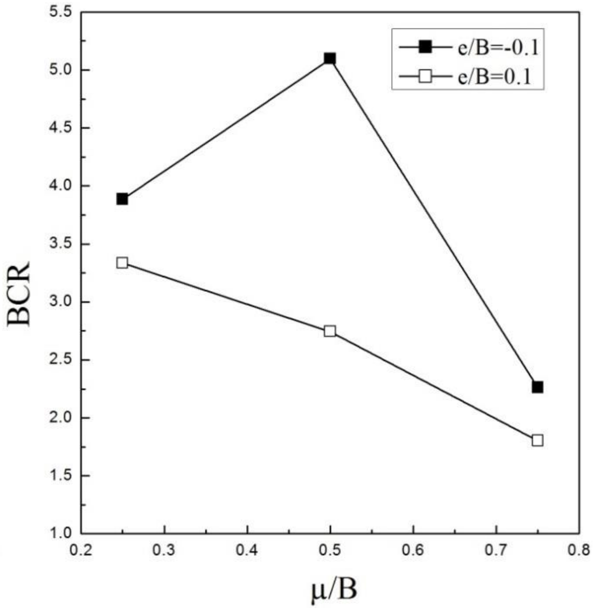
III.2.Effet de la profondeur de la première couche de renforcement « μ »

La profondeur de la première couche de renforcement « μ », à partir de la surface inferieur de la fondation est l'un des paramètres les plus importants dans le comportement des fondations établies sur des sols renforcés. La figure 5-11 illustre la variation de « BCR » en fonction de « μ/B » pour différentes excentricités. Les résultats prouvent que l'inclusion de renforcement augmente le rapport BCR, ce qui est identique avec les résultats obtenus par Badakhshan and Noorzad (2015) et Ahmadi and Asakereh (2015). Il a été montré que la valeur optimale de «μ» est celle, au-delà de laquelle on n'obtient aucune augmentation dans la capacité portante. Il a été rapporté que la valeur optimale de « μ » dans des conditions de chargement centrées sur des pentes de sable renforcées varie de 0,5B à 0,75B. (Alamshahi and Hataf, 2009; El Sawwaf, 2009).

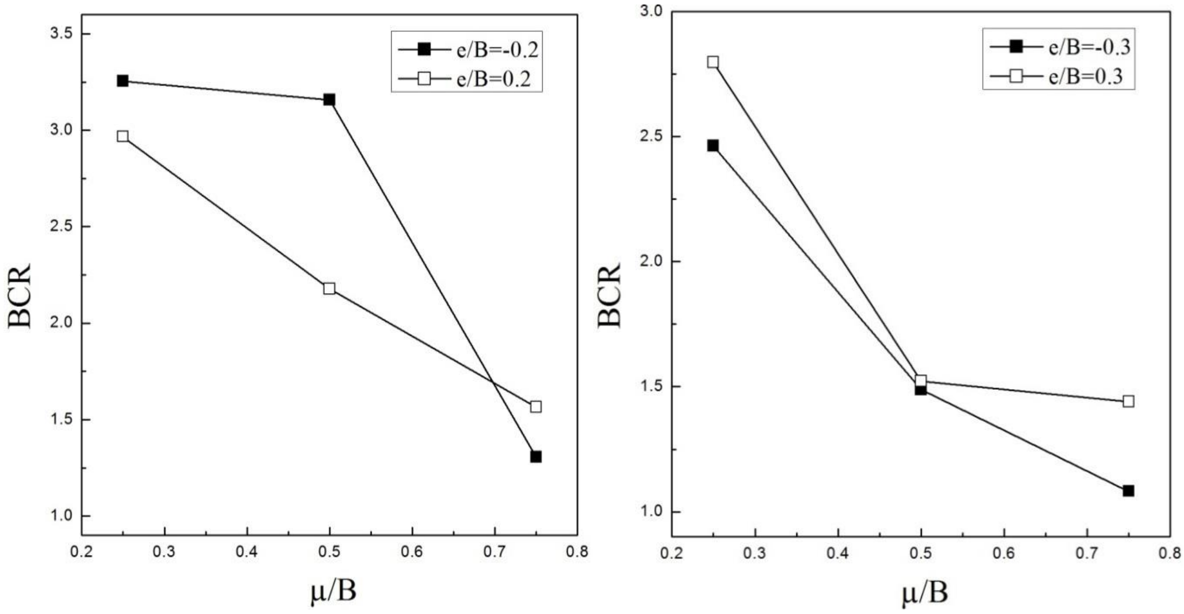
A partir des figures 5-11-a et 5-11-b, on constate que pour les valeurs de μ/B comprises entre 0 et 0.5 ($0 < \mu/B \leq 0.5$), la valeur de BCR augmente linéairement jusqu'elle atteint 3.56 et 5.08 pour les excentricités e/B=0 et e/B=-0.1 respectivement. Toutefois, lorsque la valeur de μ/B devient supérieure à 0.5 ($\mu/B > 0.5$), la valeur de BCR diminue malgré que le rapport μ/B augmente. Dans ce cas, le rapport μ/B=0.5 peut être considéré comme la profondeur optimale des couches de géogrilles dans le cas de la charge centrée (e/B=0) et excentrée e/B=-0.1, ce résultat est identique à celui trouvé par El Sawwaf (2009). Pour le reste des d'excentricité e/B (0.1, 0.2, -0.2, 0.3 et -0.3) (voir figures 5-11-b, 5-11-c et 5-11-d), la valeur optimale de μ n'est pas atteinte. Une étude numérique supplémentaire a été réalisée pour évaluer la valeur optimale de μ et les résultats sont représentés sur la figure 5-12**.** La valeur de profondeur optimale est μ = 0.25B pour l'excentricité e = 0.1B (voir figure 5-12-a), et μ = 0, 15B pour le reste des excentricités (voir figures 5-12-b et 5-12-c).



(a)

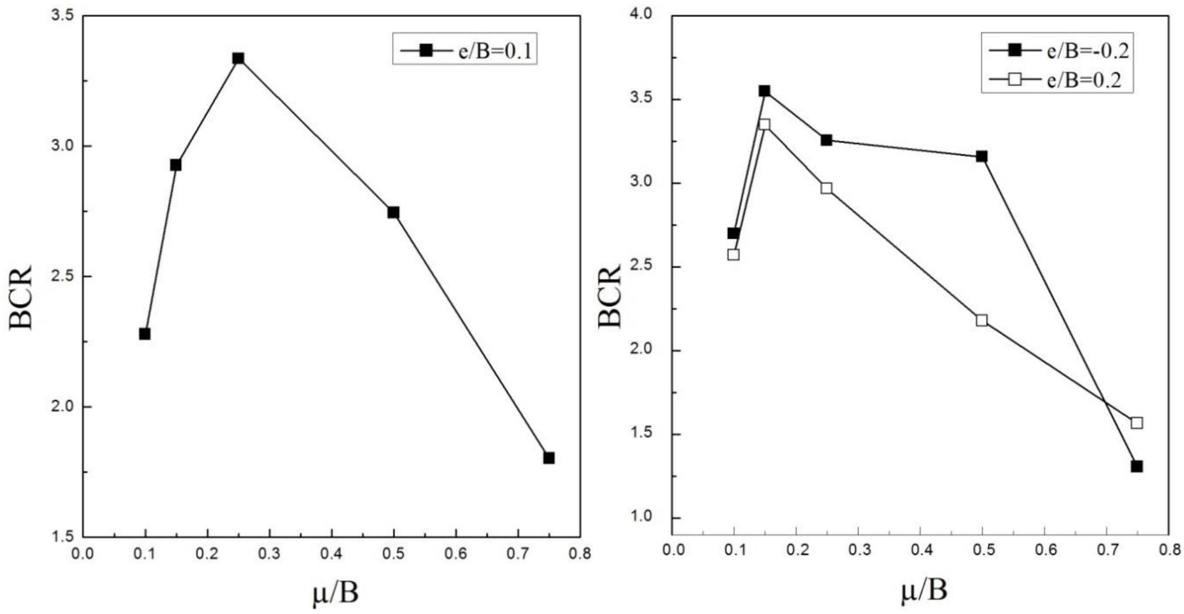


(b)

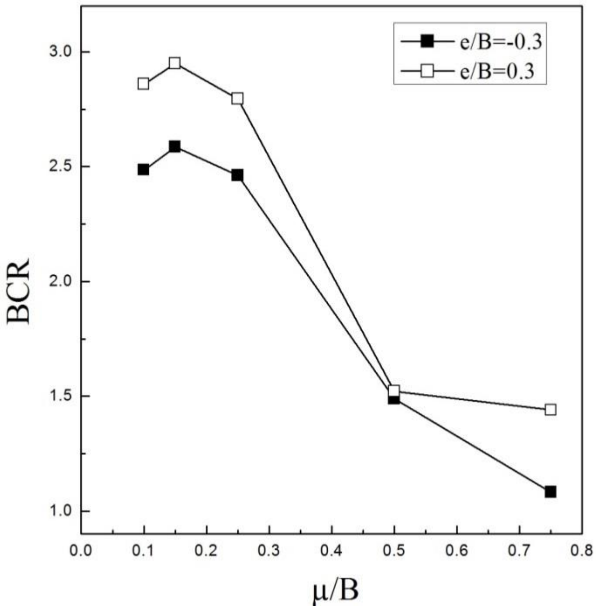


(c) (d)

Fig. 5-11. Variation de BCR avec μ/B pour différentes valeur de « e/B »



(a) (b)



(c)

Fig. 5-12. Valeur optimale de μ/B pour différentes valeur de e/B

III.3. Effet de nombre N de couches de renforcement

En général, pour les sols renforcés, la valeur (BCR) dépend du nombre des couches de géogrilles (N). Les études expérimentales qui ont été menées sur des semelles filantes reposants sur un sable renforcé ont démontré qu'il existe un nombre critique de couches de géogrilles après lequel le BCR devient constant (Ahmadi and Asakereh, 2015; El Sawwaf, 2009). En effet, la valeur de nombre de couche de renforcement « N » devrait augmenter jusqu'à un certain niveau, au-delà duquel aucune augmentation de BCR n'est observée.

La figure 5-13 nous montre la variation de « BCR » en fonction de nombre de couches de renforcement « N ». Particulièrement, nous remarquons que la courbe BCR-N atteint la valeur 4.1 lorsque N=4 (voir figure 5-13-a), ensuite le BCR devient presque constant, ce qui signifie qu'il n'y a aucun gain dans la capacité portante si le nombre de renforcement augmente au-delà de 4, donc le nombre optimum de renforcement pour une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé et soumise à une charge centrée est N=4. En revanche, les figures 5-13-b, 5-13-c et 5-13-d montrent que le nombre optimum de couches de renforcement varie en fonction de la valeur de l'excentricité de la charge appliquée et sa position par rapport à la pente. Cela peut être lié aux surfaces de rupture primaire du côté de la pente étroitement liée à la valeur et l'emplacement de la charge appliquée à la fondation. Le Tableau 5-14 synthétise la valeur optimale « N » de couche de renforcement pour chaque cas d'excentricité.

Tableau 5-14. valeur optimale « N » de couche de renforcement pour chaque cas d'excentricité

e/B	-0.1	0.1	-0.2	0.2	-0.3	0.3
N	4	3	3	3	2	2

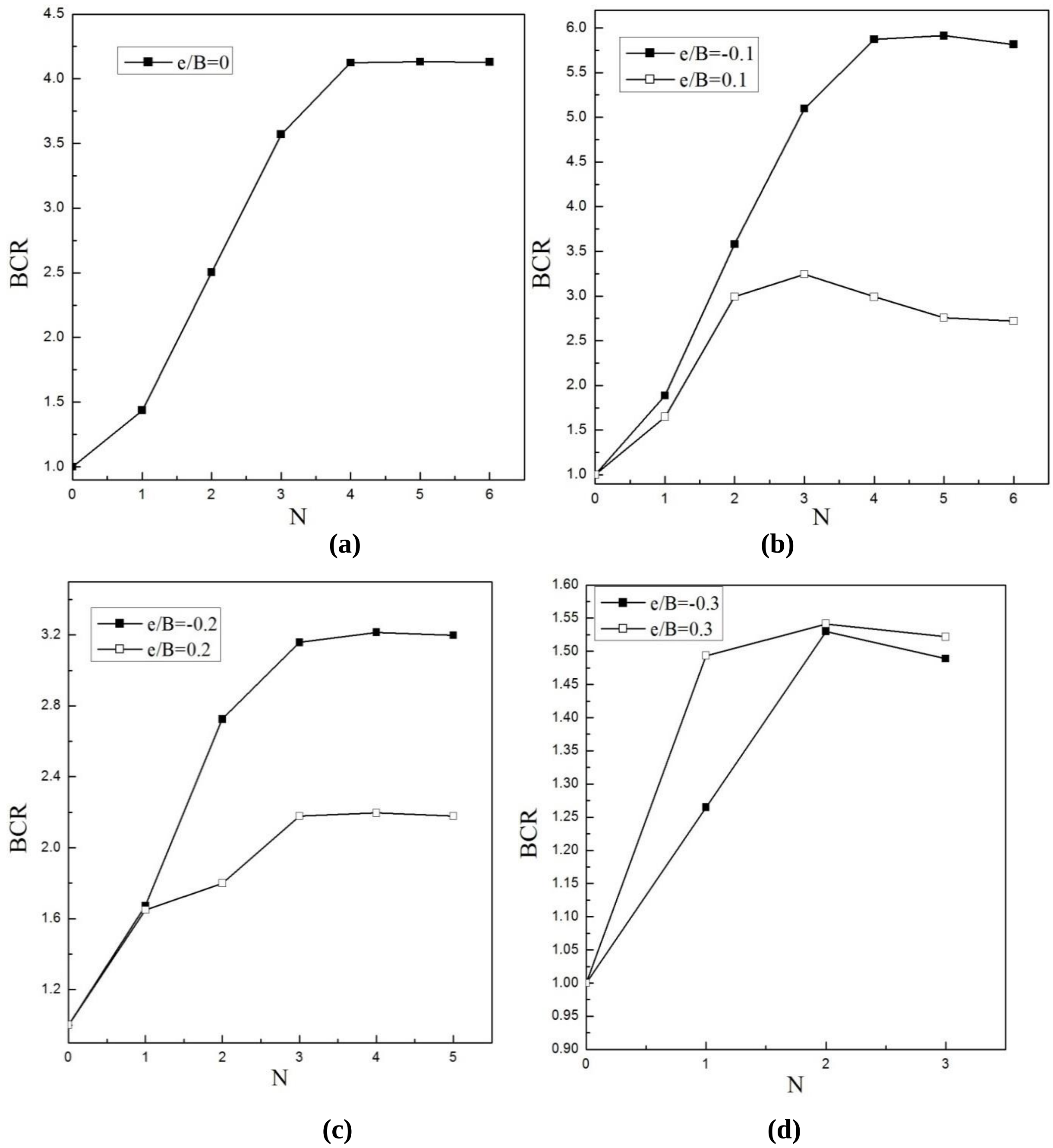
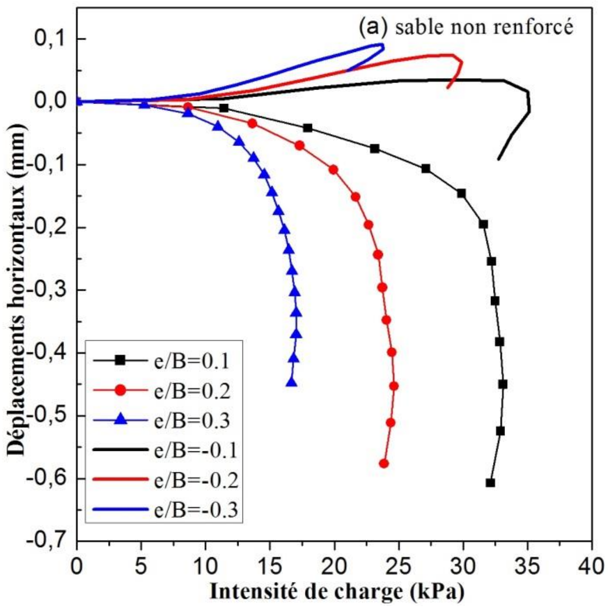


Fig. 5-13. Variation de BCR avec « N » pour différentes valeurs de « e/B »

III.4. Effet de la pente sur les déplacements horizontaux de la semelle

Pour mieux comprendre le comportement et le mécanisme de rupture de la semelle sous différentes charges excentrées et leur emplacement par rapport à la crête de la pente, différentes courbes de variation de la charge verticale avec les déplacements horizontaux ont été tracées à l'aide des résultats numériques.

La figure 5-14 illustre les courbes de variation de charge verticale en fonction du déplacement horizontal dans les deux cas de sable (non renforcé et renforcé) pour différentes valeurs d'excentricité. Sur la figure 5-14-a on remarque que les déplacements suivent la direction opposée à celle de la valeur du rapport e/B. Par ailleurs, pour les valeurs négatives du rapport « e/B », la direction de déplacement se change lorsque le chargement atteint une certaine valeur pour chaque cas d'excentricité. Ce phénomène peut être expliqué par la progression du potentiel de glissement vers la pente, qui est similaire au comportement d'une fondation établis au bord d'une pente et soumise à une charge inclinée étudiée par Baazouzi et al. (2016). Toutefois, pour le cas du sol renforcé par deux couches de renforcement (figure 5-14-b), on constate que pour un rapport d'excentricité « e/B=-0,3», les déplacements horizontaux ne changent pas leur direction, ce qui démontre que deux couches de renforcement (N=2) peuvent équilibrer le potentiel de rupture vers la pente pour une excentricité e=-0,3B accompagné par une augmentation de la valeur de chargement. La figure 5-14-c présente la variation de charge verticale avec le déplacement horizontal pour un sol renforcé avec quatre couches de géogrilles (N=4). Nous constatons que, les valeurs de chargement à la rupture augmentent, et les directions des déplacements horizontaux ne changent pas pour toutes les valeurs de l'excentricité. Par conséquent, la fondation devient plus stable contre le glissement.



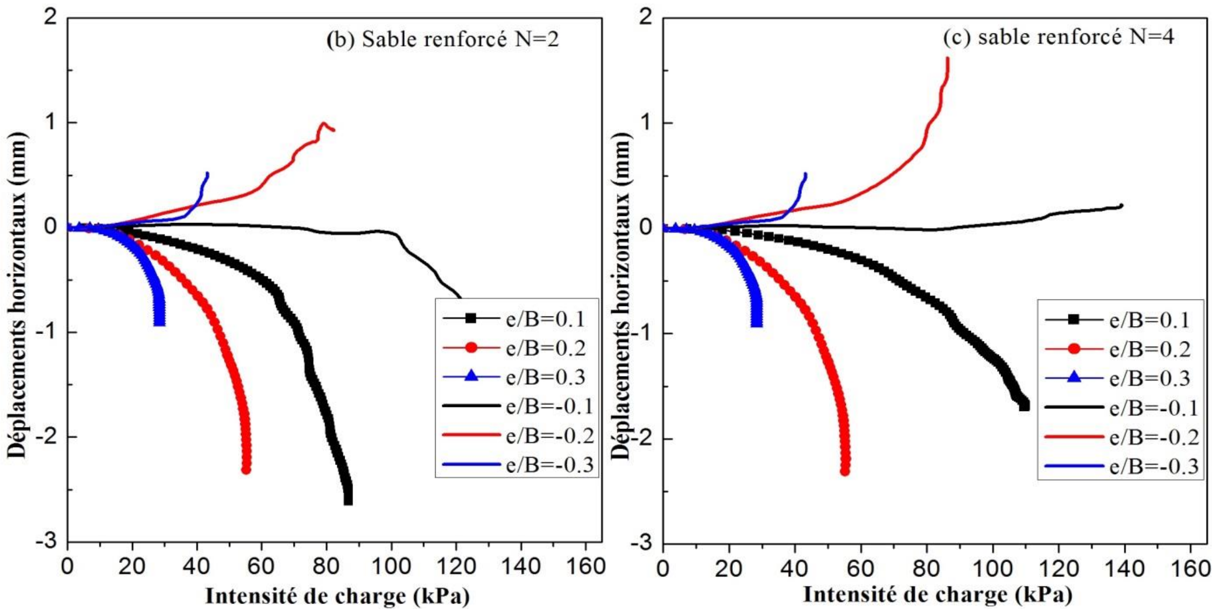


Fig. 5-14. Variation de l'intensité de charge verticale avec les déplacements horizontaux.

IV. Conclusion

Les résultats de l'étude numérique montre que la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par géogrilles et soumise à une charge excentrée peut être obtenue à partir d'un calcul numérique plastique en utilisant le code Plaxis. Les résultats obtenus numériquement sont en bon accord avec les résultats expérimentaux de l'étude actuel et le essais de Turker (Turker et al., 2014) et Cure (Cure et al., 2014)

A partir des résultats de l'étude numérique d'une semelle filante sous une charge excentrée reposant sur une pente de sable renforcée, quelques conclusions peuvent être formulées:

- La capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge excentrée reposant sur une pente de sable renforcée est plus élevée lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la pente.
- A une excentricité de charge e/B =0.1 située loin de la face de pente, la portance est presque égale ou supérieure à celle d'une semelle soumise à une chargée centrée dans les mêmes conditions de renforcement.
- Le taux d'augmentation de la capacité portante du sol renforcé est plus important dans le cas de petites excentricités que dans le cas de grandes excentricités.
- La profondeur optimale de la première couche de renforcement est fortement liée à l'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la face de la pente (excentricité de charge vers ou loin de la pente).

- Le mécanisme de rupture dépend de l'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la pente, et le comportement de la fondation est complètement modifié par rapport à celui placé sur le sol horizontal.
- Le potentiel de glissement de la fondation vers la pente peut être équilibré en utilisant un nombre précis de couches de renforcement.
- Les résultats de l'étude numérique d'une semelle filante excentrée sur sable renforcé à l'aide du code PLAXIS sont en très bon accord avec ceux de l'étude expérimentale.

Chapitre 6 Utilisation de largeur effective dans le calcul de la capacité portante

I. Introduction

Plusieurs types de fondation superficielle peuvent être soumis à une charge excentrée; cela dépend de leur forme géométrique ou au chargement horizontaux, comme pour les semelles situées sur le sol en pente. Dans ce contexte, de nombreux chercheurs ont constaté que la charge ultime des semelles soumises à une charge excentrique sur le sol en pente diminue significativement par rapport à celles construites sur un sol horizontal. En outre, cette réduction dépend de la combinaison de l'excentricité de la charge et l'emplacement de la semelle par rapport à la crête de la pente (Cure et al., 2014; Meyerhof, 1957). En revanche, plusieurs recherches ont été consacrées à l'étude de la réduction de la charge ultime due à l'excentricité ou à l'angle de la pente. Dans le cas d'une semelle soumise à une charge excentrée, la capacité portante de la fondation peut être déduit à partir de celle soumise à une charge centrée on appliquant la méthode de Meyerhof (1953) qui consiste à remplacer, la largeur «B» par la largeur réduite ou effective B′ =B -2e (voir figure 6-1**)**

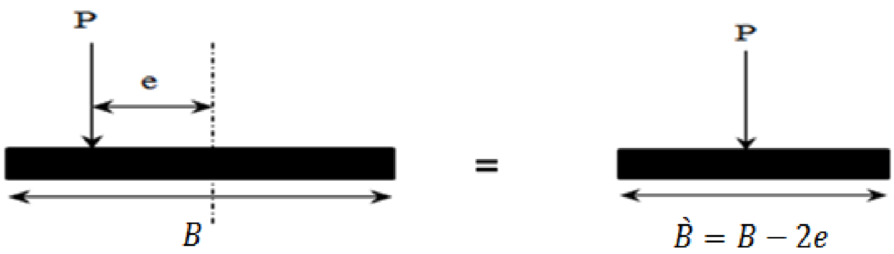


Fig. 6-1 Méthode de largeur effective.

Dans ce chapitre, une série de tests numériques ont été effectués en utilisant le code d'éléments finis Plaxis (Brinkgreve, 2002) pour discuter la validité de l'utilisation du concept de largeur effective, et pour estimer la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente renforcé par des couches de géogrille et soumise à une charge excentrée en utilisant la notion de la largeur effective. Les résultats sont détaillés et interprétés pour mettre en évidence la combinaison de l'excentricité de la charge et l'angle de la pente.

II. Définition du problème

Les études de Terzaghi (1943) sont les premiers travaux référencé dans lequel la formule générale de la capacité portante est représentée par l'équation (6.1) :

$$Q_u = \frac{1}{2} B\gamma N_\gamma + CN_C + qN_q \qquad (6.1)$$

Où q_u est la capacité portante ultime d'une semelle soumise à une charge verticale centrée, B est la largeur de la semelle, γ et C sont le poids unitaire et la cohésion du sol, et (N_γ, N_c, N_q) sont les facteurs de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne du sol.

Quelques années plus tard, Meyerhof (1953) a proposé une équation similaire à celle proposée par Terzaghi (1943) pour tenir compte de l'effet de l'excentricité de la charge, en remplaçant la largeur totale de la semelle par une la largeur effective, comme le montre l'équation 6.2.

$$q_{ue}=\frac{1}{2}\acute{B}\gamma N_{\gamma}+CN_C+qN_q \qquad (6.2)$$

Où q_{ue} est la capacité portante ultime d'une semelle chargée excentriquement, $\acute{B}=B-2e$ est la largeur effective de la semelle.

Dans l'étude actuelle, le concept de largeur effective est utilisé pour estimer la capacité portante d'une semelle filante reposant sur une pente de sable renforcée et soumise à une charge excentrée. En effet, deux cas d'excentricité de charge sont envisagés :

- Le premier cas correspond à l'excentricité de la charge située du côté près de la pente (figure 6-2-a).
- Le deuxième cas correspond à l'excentricité de la charge est située du côté opposé à la pente (figure 6-2-c).

Sur cette base, la semelle a été remplacée dans le modèle numérique par deux fondation ayant la même largeur effective « B' = B - 2e » et située (par rapport à la crête de la pente) à deux distance différentes $\acute{d}_1=d$ (figure 6-2-b) et $\acute{d}_2=d+2e$ (figure 6-2-d) .

Avec « d » est la distance entre la semelle ayant une largeur réelle et la crête de le pente, e est l'excentricité de la charge.

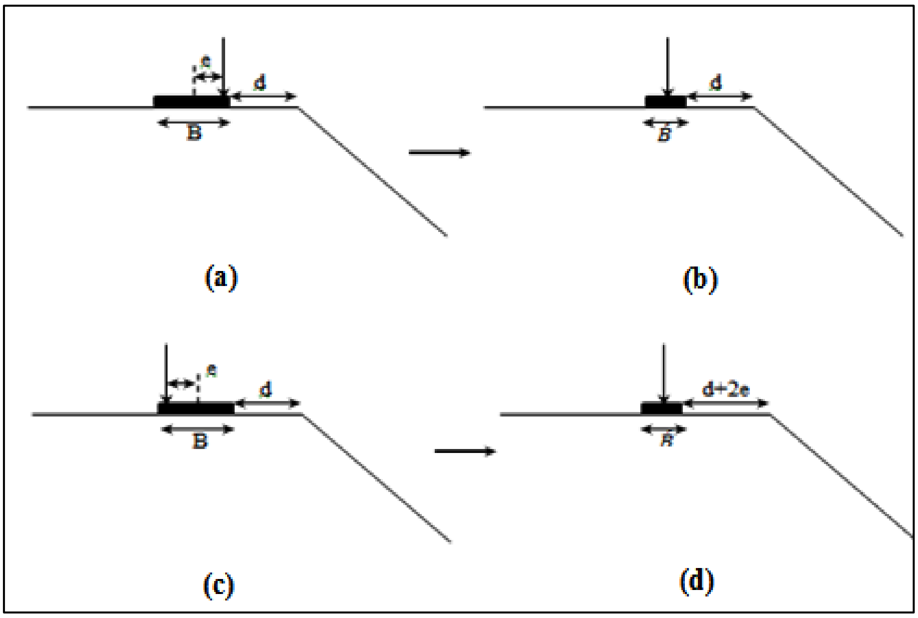


Fig. 6-2 . Modélisation de la semelle avec largeur effective

III. Résultats et discussion

Nous présentons les comparaisons entre les capacités portantes obtenues pour les deux types de semelles (semelle avec largeur totale et une autre avec largeur effective) ces paramètres et ceux de dans les Tableaux 6-1 à 6-4 ci-dessous :

i_B et le rapport de la capacité portante d'une semelle soumise à une charge excentrée à celle d'une semelle soumise à une charge centrée.

Tableau 6-1 Valeur de i_B pour un sable non renforcé N=0

e/B	largeur totale	largeur effective
	i_B	
-0,4	0,286	0,306
-0,3	0,443	0,476
-0,2	0,679	0,714
-0,1	0,747	0,806
0	1,000	1,000
0,1	0,661	0,707
0,2	0,546	0,553
0,3	0,348	0,383
0,4	0,258	0,256

Tableau 6-2 Valeur de i_B pour un sable renforcé N=1

μ/B	0,25		0,5		0,75	
e/B	largeur totale	largeur effective	largeur totale	largeur effective	largeur totale	largeur effective
	iB					
-0,4	0,264	0,263	0,208	0,204	0,155	0,152
-0,3	0,484	0,530	0,390	0,429	0,297	0,323
-0,2	0,635	0,684	0,789	0,842	0,602	0,643
-0,1	0,912	0,961	0,981	1,013	0,958	0,988
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	0,632	0,668	0,758	0,790	0,549	0,598
0,2	0,525	0,561	0,547	0,579	0,378	0,428
0,3	0,338	0,338	0,362	0,360	0,260	0,258
0,4	0,230	0,229	0,178	0,172	0,135	0,131

Tableau 6-3 Valeur de i_B pour un sable renforcé N=2

μ/B	0,25		0,5		0,75	
e/B	largeur totale	largeur effective	largeur totale	largeur effective	largeur totale	largeur effective
	iB					
-0,4	0,186	0,185	0,120	0,119	0,158	0,160
-0,3	0,439	0,449	0,271	0,276	0,280	0,284
-0,2	0,668	0,672	0,467	0,478	0,550	0,561
-0,1	0,904	0,913	1,068	1,061	1,020	1,011
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	0,668	0,673	0,790	0,795	0,679	0,685
0,2	0,551	0,550	0,392	0,400	0,437	0,443
0,3	0,370	0,369	0,214	0,212	0,252	0,253
0,4	0,153	0,152	0,101	0,099	0,127	0,125

Tableau 6-4 Valeur de i_B pour un sable renforcé N=3

μ/B	0,25		0,5		0,75	
e/B	largeur totale	largeur effective	largeur totale	largeur effective	largeur totale	largeur effective
	iB					
-0,4	0,145	0,141	0,086	0,085	0,140	0,138
-0,3	0,380	0,403	0,185	0,213	0,235	0,268
-0,2	0,768	0,810	0,600	0,661	0,434	0,508
-0,1	1,009	1,039	1,067	1,107	0,827	0,890
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,1	0,766	0,793	0,508	0,537	0,583	0,634
0,2	0,563	0,602	0,333	0,363	0,418	0,454
0,3	0,339	0,370	0,148	0,188	0,245	0,278
0,4	0,122	0,108	0,070	0,071	0,125	0,136

III.1. Cas d'une charge excentrée située du côté près de la face de pente

Les résultats obtenus par nos modélisations d'une fondation soumise à des excentricités situées près de la pente sont illustrés en figure 6-3 ci-dessous. Nous constatons que la courbe de variation de « i_B » pour une semelle ayant une largeur effective est très proche de celle ayant une largeur totale pour les deux cas du sable (renforcé et non renforcé). D'autre part, l'analyse numérique nous a permis de prouver que les résultats obtenus en utilisant une largeur effective sont presque les mêmes pour une semelle ayant une largeur totale (réelle). Cela montre clairement que la capacité portante peut être calculée en utilisant la largeur effective :

$$q_{ue} = \frac{1}{2}\gamma \acute{B} N_{\gamma} \qquad (6.3)$$

A partir des résultats de la figure 6-3 correspondant à une charge excentrée située près de la pente de sable non renforcée et renforcée par des couches de géogrille placés à une profondeur de μ/B = 0,5. On, peut constater que malgré la différence entre les résultats numériques et les résultats de la notion de Meyerhof, la même tendance est observée. Cet écart pourrait être attribué aux paramètres adoptés pour le sol et la fondation, ainsi qu'aux conditions aux limites numériques qui ne peuvent être vérifiées dans les modèles expérimentaux.

Les résultats de la présente étude d'une semelle ayant une largeur effective sont presque identiques à ceux obtenus pour une semelle ayant une largeur totale dans les deux cas de pente de sable (non renforcé et renforcé). Cela peut être expliquée par le fait que la pente s'est comportée de la même manière pour les deux semelles, parce que la distance entre le bord de la semelle et la crête de la pente n'a pas été modifiée et la partie de la semelle qui supportait la charge reste la même (figure 6-2-a), ce qui implique que la combinaison de l'excentricité de la charge et la pente en utilisant la règle de la largeur effective peut conduire à de bons résultats. Loukidis et al. (2008) ont rapporté qu'en utilisant la largeur effective de Meyerhof (1953), on peut estimer l'effet de l'excentricité en cas de combinaison de l'excentricité et l'inclinaison de charge. Dans cette étude, la largeur effective « B'=B-2e » peut également exprimer l'effet de l'excentricité de charge dans le cas d'une combinaison excentricité-pente. La capacité portante d'une fondation soumise à une charge excentrée située près d'une pente de sable renforcée ou non renforcée peut être dérivée à partir de celle d'une semelle reposant sur un sol horizontal en utilisant les deux coefficients de réduction, le premier est liés à l'excentricité de charge « $i_B = 1\text{-}2e/B$ » et le deuxième est lié à la pente supportant une semelle de largeur réduite « B'=B-2e » située à la distance « d » par rapport à la crête de la pente.

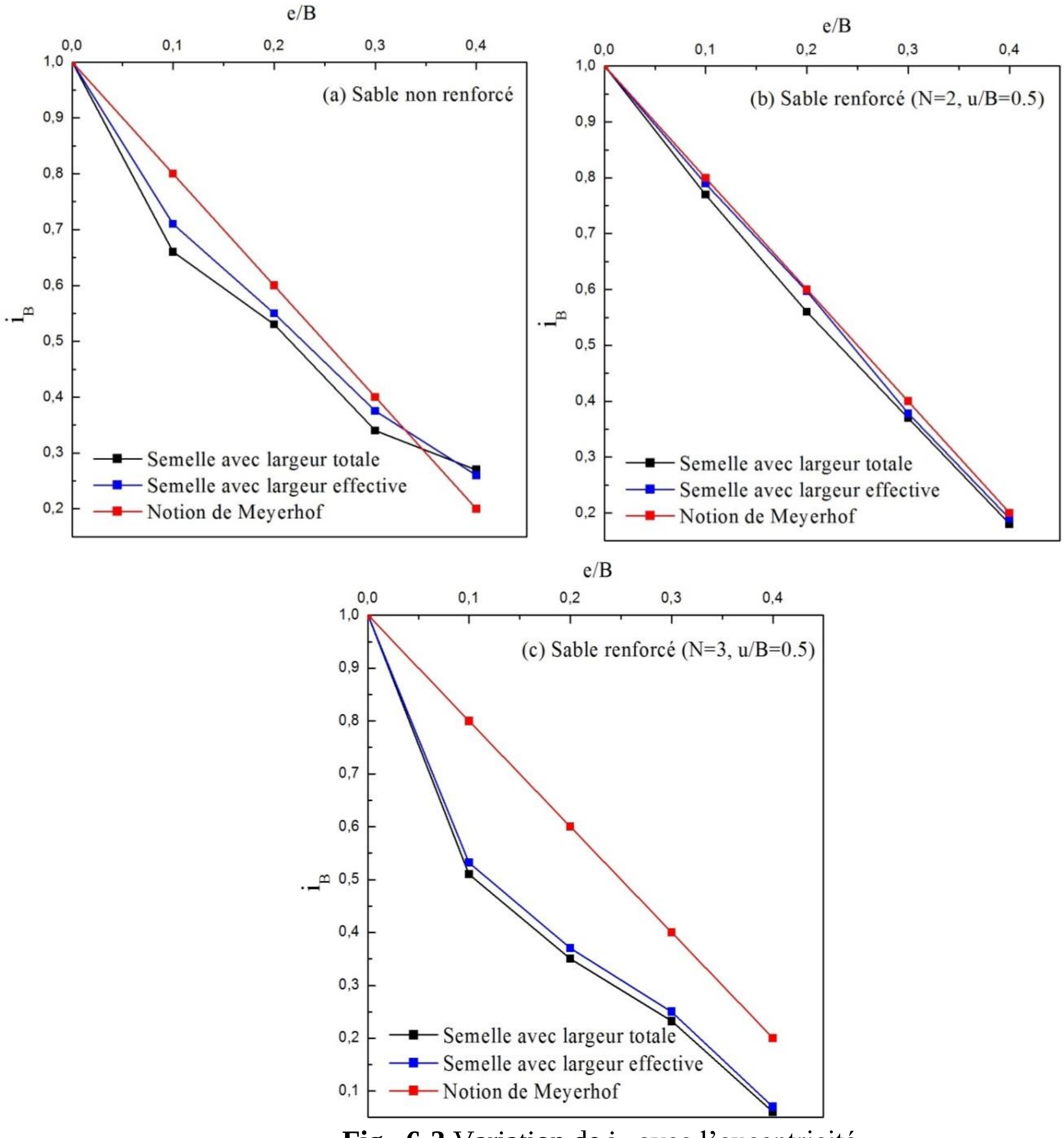


Fig. 6-3 Variation de i_B avec l'excentricité

La capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge excentrée située près d'une pente de sable renforcée par des géogrilles, peut être exprimée par l'équation (6.4)

$$q_{ues}=q_{uch}\times i_e\times i_{\beta(d,B')} \qquad (6.4)$$

Où

q_{ues} est la capacité portante ultime d'une semelle ayant une largeur totale « B » soumise à une chargée excentrée située près de la pente.

q_{uch} est la capacité portante ultime d'une semelle ayant une largeur totale « B » soumise à une charge centrée reposant sur un sol horizontal.

i_e=1-2e/B : est le coefficient de réduction dû à l'excentricité de charge.

$i_{\beta(d,\acute{B})}$: est le coefficient de réduction dû à la pente (en fonction de la distance entre la semelle et la crête de la pente « d », la largeur effective Ǘ=B-2e, et l'angle de la pente).

d : est la distance entre le bord de la semelle et la crête de la pente.

e : est l'excentricité de la charge et B est la largeur de la semelle.

III.2. Charge excentrée située loin de la face de la pente

Tel que présenté dans la section précédente, la figure 6-4 illustre quelques résultats obtenus d'un model numériques de semelle filante soumise à une charge excentrée situés du côté opposé à la pente. Les figures 6-4-a, 6-4-b et 6-4-c représentent l'évolution du coefficient de réduction « i_B » en fonction du rapport de l'excentricité « e/B » (pour des sables non renforcé, et pour des sables renforcé). Nous constatons que l'on obtient presque les mêmes résultats pour une semelle ayant une largeur totale en utilisant une fondation ayant une largeur effective pour les deux conditions de renforcement (renforcé et non renforcé). En plus, les résultats montrent que le coefficient de réduction de la capacité portante diminue de manière continue avec l'augmentation du rapport « e/B » pour le cas du sable non renforcé (figure 6-4-a). Cependant, pour un sable renforcé (figures 6-4-b et 6-4-c), la valeur de i_B est presque constant lorsque le rapport « e/B » varie de 0 à 0.1 ($0\leq$ e/B ≤0.1), cela peut être expliqué par le fait que la longueur de la géogrille qui renforce la pente contre le glissement augmente avec l'augmentation de la distance entre la charge appliquée et la crête de la pente. Ce résultat prouve que lorsque l'excentricité de la charge est située loin de la pente, la capacité portante ultime est plus grande à celle pour le cas d'une excentricité de charge située près de la pente. Comme il a été constaté pour le cas d'une excentricité de charge située près de la pente (section **III.1**), l'utilisation de la notion de largeur effective conduit à des résultats très acceptables similaires à ceux obtenus dans le cas d'une semelle chargée de manière excentrée ayant une largeur totale.

La figure 6-4 montre une comparaison entre les résultats de l'étude actuelle et ceux obtenus lorsque on utilise la notion de Meyerhof. Il est bien noté que pour une charge excentrée située du côté opposé à la pente, les résultats obtenus dépassent ici les prévisions faites par la notion de Meyerhof. Cette augmentation peut s'expliquer par le fait que la distance entre le bord de la semelle ayant une largeur effective (figure 6-2-d) et la crête de la pente est plus grande par rapport à celle soumise à une charge d'excentrée est située près de de la pente (figure 6-2-b). La semelle a été modélisée numériquement par un élément ayant une largeur effective « $\acute{B}$=B-2e », et situé à une distance $\acute{d}$=d + 2e par rapport à la crête de la pente. Pour le cas d'un sable renforcé, comme le montre les figures 6-4-b et 6-4-c, il existe une divergence entre les résultats de la présente étude et les résultats de Meyerhof, cette divergence peut être lié au mécanisme de rupture de la pente renforcée. Le comportement et la forme de la surface de rupture du côté de la pente renforcée sont significativement modifiés par le renforcement de la géogrille à une profondeur spécifique (El Sawwaf, 2009; Huang et al., 1994; HUANG and Tatsuoka, 1994).

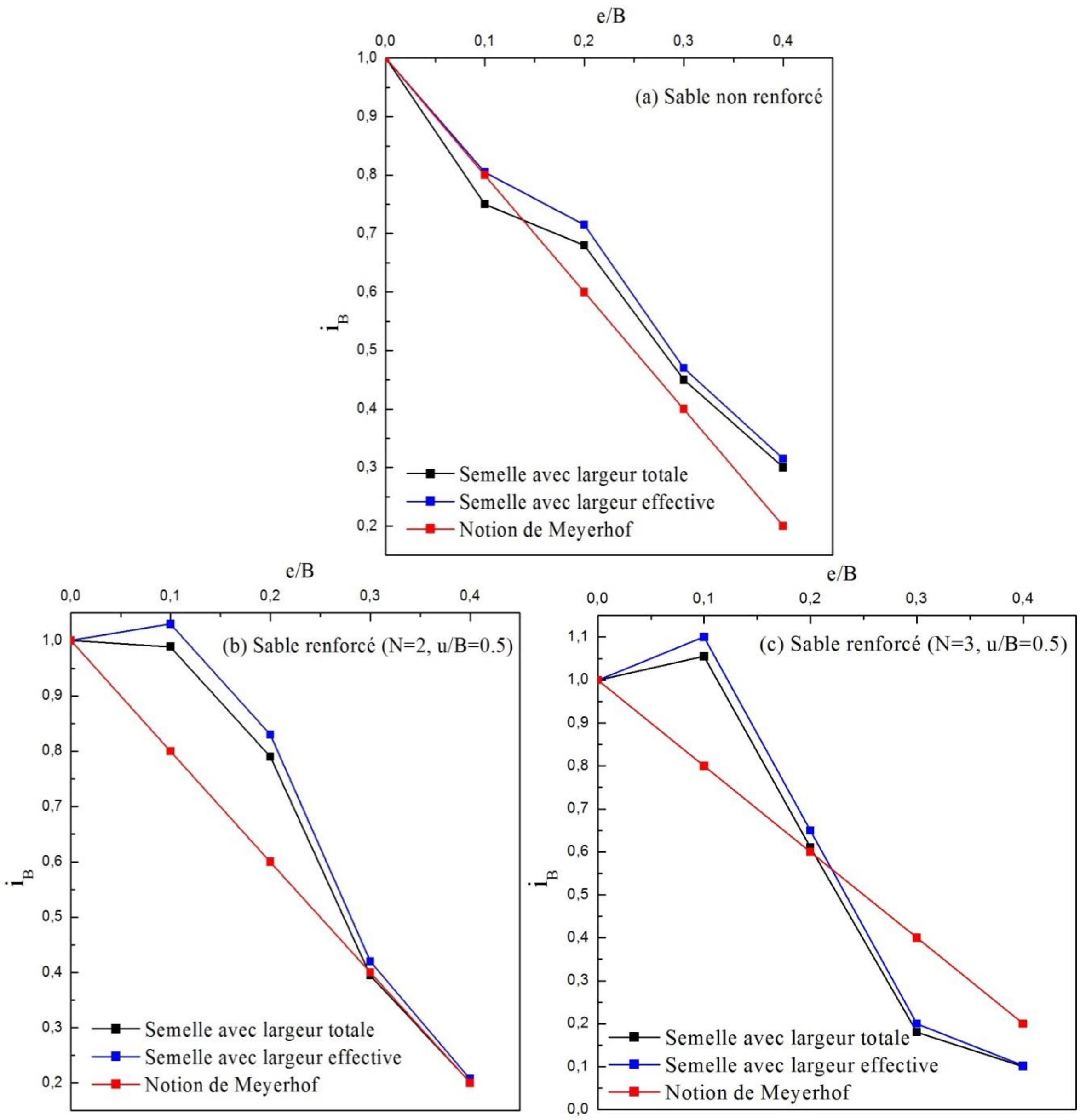


Fig. 6-4 Variation de i_B avec l'excentricité

Lorsque l'excentricité de la charge est située loin de la pente, la charge ultime peut être exprimée par la formule suivante:

$$q_{ues}=q_{uch}\times i_e\times i_{\beta(\acute{d},\acute{B})} \qquad (6.5)$$

Où

$i_e=1-\frac{2e}{B}$ est le coefficient de réduction dû à l'excentricité de la charge.

$i_{\beta(\acute{d},\acute{B})}$ est le coefficient de réduction dû à la pente en fonction de « $\acute{d}=d+2e$ » et la largeur effective « $\acute{B}=B-2e$ ».

$\acute{d}=d+2e$ est la distance entre le bord du semelle avec largeur effective et la crête du talus.

q_{ues} est la capacité portante ultime d'une semelle sous une charge excentrée établis près d'une pente de sable.

q_{uch}: est la capacité portante ultime d'une semelle sous une charge centrée établis sur une surface horizontale de sable.

Dans le cas de sable renforcé comme il est montré dans les figures 6-4-b et 6-4-c, la capacité portante ultime pour les cas où l'excentricité de la charge située loin de la pente est supérieure à celle obtenue pour les cas où l'excentricité de la charge est située près de la pente. Cette augmentation devient plus élevée pour les cas de sable renforcé. L'effet de renforcement augmente avec l'augmentation de la distance entre la charge appliquée et la crête de la pente. En effet, dans le cas du sable renforcé, un troisième paramètre doit être introduit pour tenir compte de l'effet de renforcement. Ce paramètre est lié à l'excentricité de charge et aux paramètres de renforcement. L'équation (6.5) devient comme suit:

$$q_{u\,es}=q_{u\,ch}\times i_e\times i_{\beta(\acute{d},\acute{B})}\times C_R \qquad (6.6)$$

Où C_R: est le coefficient dû à l'effet de renforcement.

IV. Conclusion

D'après les résultats présentés dans ce chapitre, il a été démontré que l'utilisation de la notion de largeur effective pour la détermination de la capacité portante ultime d'une semelle soumise à une chargée excentrée près d'une pente de sable renforcée donne presque les mêmes résultats qu'une semelle de largeur totale. La capacité portante ultime peut être dérivée de celle de la semelle soumise à une charge axiale reposant sur un sable renforcé à surface horizontal en introduisant les deux coefficients de réduction dus à l'excentricité i_e et à la pente i_β. Dans le cas d'une pente de sable renforcée, lorsque l'excentricité de la charge est située loin de la pente, un troisième paramètre doit être introduit pour tenir compte de l'effet de renforcement. Ce paramètre est lié à l'excentricité de charge et aux paramètres de renforcement.

Conclusion générale

Nous nous sommes intéressés tout au long de ce travail, à l'effet de la combinaison excentricité-pente sur la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable renforcé par des nappes de géogrille, et plus particulièrement à l'effet de la position de l'excentricité par rapport à la face de la pente. Pour cela, il nous a fallu un processus expérimental plus un outil de calcul numérique permettant de traiter le problème dans sa globalité, et dans un cadre mécanique bien posé. De ce point de vue, un modèle expérimental (banc d'essais) s'est révélé bien adapté à ce type d'étude. En plus, le calcul numérique nous a en effet permis d'obtenir des estimations de la capacité portante de la fondation ,les déplacement horizontaux, et d'autres résultats que l'on n'a pas pu les obtenir expérimentalement.

La première étape est consacrée à la réalisation du banc d'essais en respectant le dimensionnement de ce banc pour répondre aux conditions aux limites du problème traité dans le cadre d'une modélisation bidimensionnelle, relevant d'une analyse par le calcul à la rupture en "déformation plane". Lors de cette partie, les courbes chargement-tassement ont été tracé à partir des résultats expérimentaux et les facteurs de portance principalement étudié, sont la position de l'excentricité par rapport à la crête de la pente et les couches de renforcement. Nous avons à ce titre, pu quantifier l'influence de la position de l'excentricité par rapport à la crête et la présence des couches de géogrille, sur la capacité portante des fondations placées à proximité d'un sable en pente.

La question de la position de l'excentricité é par rapport à la crête a tout particulièrement retenu notre attention. Nous avons, en effet décrit et étudié deux cas de charges excentrées appliquées sur la fondation. Nous avons ainsi mis en évidence l'importance que revêtait le nombre et l'emplacement des couches de géogrille, vis-à-vis de l'évaluation de la capacité portante de la fondation, et donc la nécessité d'en préciser le nombre et l'emplacement de la première couche de renforcement pour chaque cas d'excentricité.

Ayant ensuite confronté nos résultats avec ceux obtenus, dans certaines configurations particulières par d'autres travaux antérieurs, nous avons pu constater un bon accord entre ces différents résultats.

Une seconde étape marquante de ce travail a consisté à reconsidérer le problème, en effectuant cette fois-ci un calcul numérique d'une fondation de la même géométrie, et donc à mener l'étude dans le cadre d'une analyse numérique bidimensionnelle elasto-plastique.

Les résultats basés sur l'analyse numérique, montrent la bonne adaptation de cette approche pour le traitement des problèmes de ce type. Ainsi, la méthode d'estimation numérique dans cette étude se présente comme un outil d'aide à l'identification du comportement de la semelle et d'autre paramètres qu'on 'a pas pu les estimer expérimentalement.

Nous nous sommes ensuite penchés sur l'influence des couches de renforcement. Les résultats ont montré que la capacité portante ultime augmente avec la diminution de l'excentricité de la charge dans le sable non renforcé et renforcé et l'effet de la pente est minimisé lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la face de la pente. Pour le cas de sable renforcé, la capacité portante d'une semelle soumise à une charge excentrée située loin de la pente (e/B=0.1) est supérieure à celle de la même semelle soumise à une charge centrée (e/B=0) dans les mêmes conditions de renforcement, avec une surface de rupture des pentes renforcées plus larges et plus profondes que dans le cas du sol non renforcé, ce qui conduit à une capacité portante plus élevée lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la pente. La capacité portante augmente lorsque le nombre de couches de renforcement augmente et le taux d'augmentation plus important dans le cas de petites excentricités. La profondeur optimale de la première couche de renforcement est fortement liée à l'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la face de la pente (excentricité de charge vers ou loin de la pente) et le potentiel de glissement de la fondation vers la pente peut être équilibré en utilisant un nombre précis de couches de renforcement.

La dernière partie de cette études a été consacré à la vérification de l'utilisation du concept de Meyerhof de la largeur effective pour la détermination de la capacité portante ultime d'une semelle soumise à une chargée excentrée près d'une pente de sable renforcé, les résultats obtenus sont presque les mêmes résultats qu'une semelle de largeur totale et la capacité portante ultime d'une semelle chargée excentriquement sur une pente de sable renforcé peut être dérivée de celle d'une semelle soumise à une charge axiale reposant sur un sable renforcé à surface horizontale en introduisant les deux coefficients de réduction dus à l'excentricité ie et à la pente iβ. Dans le cas d'une pente de sable renforcé, lorsque l'excentricité de la charge est située loin de la pente, un troisième paramètre doit être introduit pour tenir compte de l'effet de renforcement. Ce paramètre est lié à l'excentricité de charge et aux paramètres de renforcement.

Limitation

Certaines composantes du modèle expérimental étudié dans cette étude sont réduites à une certaine échelle et ne concernent donc pas les systèmes à échelle réel de talus et de pentes rencontrés sur le terrain naturel. De plus, étant donné que les couches de géogrilles ont été utilisés comme renforcements dans les modèles de laboratoire, il est possible que d'autres composants du système de fondation-pente, notamment le comportement du sol n’est pas le même comme dans le terrain naturel à grand échelle. Il convient donc de noter qu'une telle violation des exigences de similitude pourrait avoir des effets sur les résultats expérimentaux, à la fois qualitatifs et quantitatifs.

De plus, ces recherches n’ont pas étudié l’effet des modifications de certaines variables telles que la rigidité en traction et la résistance des renforcements sur la capacité portante du sol.

Perspectives

A l'issue de cette étude, plusieurs perspectives peuvent être dégagées :

- L'évaluation de la capacité portante de la fondation étudiée a été menée pour une seul position par rapport à la crête de la pente « d/B=0.5 ». Pour compléter cette étude, il est dorénavant nécessaire d'évaluer la capacité portante pour différentes positions de la fondation « d/B » ;
- L'étude a été consacrée à évaluer l'effet de la position de l'excentricité de la charge par rapport à la face de la pente, il est nécessaire d'étudier à quelle distance « d/B » la capacité portante devient la même quel que soit la position de l'excentricité par rapport à la face de pente.

Références bibliographiques

Abu-Farsakh, M., Chen, Q., Sharma, R., 2013. An experimental evaluation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. Soils and Foundations 53, 335-348.

Adams, M.T., Collin, J.G., 1997. Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 123, 66-72.

Ahmadi, M.H., Asakereh, A., 2015. Numerical analysis of the bearing capacity of strip footing on reinforced soil slope. Intl. Jl. of Engineering Trends and Technology 29, 313-317.

Alamshahi, S., Hataf, N., 2009. Bearing capacity of strip footings on sand slopes reinforced with geogrid and grid-anchor. Geotextiles and Geomembranes 27, 217-226.

Baazouzi, M., Benmeddour, D., Mabrouki, A., Mellas, M., 2016. 2D numerical analysis of shallow foundation rested near slope under inclined loading. Procedia engineering 143, 623-634.

Badakhshan, E., Noorzad, A., 2015. Load eccentricity effects on behavior of circular footings reinforced with geogrid sheets. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 7, 691-699.

Benz, T., 2007. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik Stuttgart.

B., Chevalier, 2008. Études expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application au renforcement de sols par inclusions rigides. Université Joseph-Fourier-Grenoble I.

B., Le Hello, 2007. Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique. Université Joseph-Fourier-Grenoble I.

Binquet, J., Lee, K.L., 1975a. Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 101.

Binquet, J., Lee, K.L., 1975b. Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 101.

Boushehrian, J.H., Hataf, N., 2003. Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of model circular and ring footings on reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes 21, 241-256.

Brinkgereve, R., Vermeer, P., 2003a. PLAXIS Version 8 material model manual. DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.

Brinkgereve, R., Vermeer, P., 2003b. PLAXIS version 8, scientific manual. DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas.

Brinkgreve, R., 2002. Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses: 2D-Version 8:[user's Guide]. Balkema.

Chen, Q., Abu-Farsakh, M., 2015. Ultimate bearing capacity analysis of strip footings on reinforced soil foundation. Soils and Foundations 55, 74-85.

Chen, W.-F., Baladi, G.Y., 1985. Soil plasticity: theory and implementation. Elsevier.

Coulomb, C.A., 1973. Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture (essay on maximums and minimums of rules to some static problems relating to architecture).

Cure, E., Turker, E., Uzuner, B.A., 2014. Analytical and experimental study for ultimate loads of eccentrically loaded model strip footings near a sand slope. Ocean Engineering 89, 113-118.

Delmas, P., 1979. Sols renforcés par géotextiles: premières études.

El Sawwaf, M., 2009. Experimental and numerical study of eccentrically loaded strip footings resting on reinforced sand. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 135, 1509-1518.

Garnier, J., Canepa, Y., Corte, J., Bakir, N., 1994. Study of bearing capacity of footings near slopes, PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING-INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. AA BALKEMA, pp. 705-705.

GARNIER, J., THOREL, L., 2003. Effet de l'excentrement de la charge sur la portance des fondations superficielles: etude theorique et experimentale, FONDSUP 2003, SYMPOSIUM INTERNATIONAL SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES, PARIS, FRANCE, 5-7 NOVEMBRE 2003: VOLUME 1.

Gemperline, M.C., 1988. Centrifugal modeling of shallow foundations, Soil Properties evaluation from centrifugal models and field performance. ASCE, pp. 45-70.

Ghazavi, M., Lavasan, A.A., 2008. Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics. Geotextiles and Geomembranes 26, 404-415.

Giroud, J., 1996. Closure discussion of determination of geosynthetic strain due to the deflection'. Geosynthetics international 3, 143-144.

Giroud, J., Bonaparte, R., BEECH, J., Gross, B., 1988. Load-Carrying Capacity Of A Soil Layer Supported By A Geosynthetic Overlying A Void---Proceedings Of The International Symposium On Theory And Practice Of Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan, 5-7 October 1988. Publication Of: Aa Balkema.

Huang, C.-C., Tatsuoka, F., Sato, Y., 1994. Failure mechanisms of reinforced sand slopes loaded with a footing. Soils and Foundations 34, 27-40.

HUANG, C., Tatsuoka, F., 1994. Stability analysis for footings on reinforced sand slopes. Soils and Foundations 34, 21-37.

Janbu, N., 1957. Earth pressure and bearing capacity calculation by generalized procedure of slices. 4th ICSMFE, 1957 2, 207-212.

Keskin, M.S., Laman, M., 2013. Model studies of bearing capacity of strip footing on sand slope. KSCE Journal of Civil Engineering 17, 699-711.

Kumar, A., Saran, S., 2003. Bearing capacity of rectangular footing on reinforced soil. Geotechnical & Geological Engineering 21, 201-224.

Lee, K., Manjunath, V., 2000. Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing. Canadian Geotechnical Journal 37, 828-842.

Le Hello, B., 2007. Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique. Université Joseph-Fourier-Grenoble I.

Loukidis, D., Chakraborty, T., Salgado, R., 2008. Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. Canadian Geotechnical Journal 45, 768-787.

Marechal, O., 1999. Portance de fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des charges inclinées et excentrées. Nantes.

Meyerhof, G., 1957. The ultimate bearing capacity of foundations on slopes, Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 384-386.

Meyerhof, G., Hanna, A., 1978. Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. Canadian Geotechnical Journal 15, 565-572.

Meyerhof, G.G., 1963. Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal 1, 16-26.

Meyerhof, G.t., 1953. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, Proc. of 3rd ICSMFE, pp. 440-445.

Michalowski, R.L., 2004. Limit loads on reinforced foundation soils. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering 130, 381-390.

Michalowski, R.L., You, L., 1998. Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. Computers and Geotechnics 23, 237-253.

Moroglu, B., Uzuner, B.A., Sadoglu, E., 2005. Behaviour of the model surface strip footing on reinforced sand.

Omar, M., Das, B., Puri, V., Yen, S., 1993. Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. Canadian Geotechnical Journal 30, 545-549.

Patra, C., Das, B., Bhoi, M., Shin, E., 2006. Eccentrically loaded strip foundation on geogrid-reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes 24, 254-259.

Prakash, S., Saran, S., 1971. Bearing capacity of eccentrically loaded footings. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.

Prandtl, L., 1920. Über die härte plastischer körper. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse 1920, 74-85.

Prandtl, L., 1921. Hauptaufsätze: Über die eindringungsfestigkeit (härte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. ZAMM-Journal of Applied Mathematics and Mechanics/Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik 1, 15-20.

Purkayastha, R.D., Char, A., 1977. Stability analysis for eccentrically loaded footings. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 103.

Reissner, H., 1924. Zum erddruckproblem, Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics. Delft, pp. 295-311.

Sadoglu, E., Cure, E., Moroglu, B., Uzuner, B.A., 2009. Ultimate loads for eccentrically loaded model shallow strip footings on geotextile-reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes 27, 176-182.

Salençon, J., 1995. Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads, Part I, Purely cohesive soil. J. Mech. A/solids 14, 349-375.

Salencon, J.C., Matar, M., 1979. BEARING CAPACITY OF SURFACE FOUNDATIONS. Desalination, 526-529.

Saran, S., Agarwal, R., 1991. Bearing capacity of eccentrically obliquely loaded footing. Journal of Geotechnical Engineering 117, 1669-1690.

Saran, S., Reddy, B., 1990. Bearing capacity of eccentrically loaded footings adjacent to cohesionless slopes. Indian Geotechnical Journal 20, 119-142.

Sharma, R., Chen, Q., Abu-Farsakh, M., Yoon, S., 2009. Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation. Geotextiles and Geomembranes 27, 63-72.

Simo, J.C., Hughes, T.J., 2006. Computational inelasticity. Springer Science & Business Media.

Takemura, J., 1992. Bearing capacities and deformations of sand reinforced with geogrids, Proc. of the Int. Symp. on Earth Reinforcement Practice, IS Kyushu, pp. 695-700.

Terzaghi, K., 1943. Bearing capacity. Theoretical soil mechanics, 118-143.

Terzaghi, K., 1944. Theoretical soil mechanics. Chapman And Hali, Limited John Wiler And Sons, Inc; New York.

Trautmann, C.H., Kulhawy, F.H., 1988. Uplift load-displacement behavior of spread foundations. Journal of Geotechnical Engineering 114, 168-184.

Turker, E., Sadoglu, E., Cure, E., Uzuner, B.A., 2014. Bearing capacity of eccentrically loaded strip footings close to geotextile-reinforced sand slope. Canadian Geotechnical Journal 51, 884-895.

Wayne, M.H., Han, J., Akins, K., 1998. The design of geosynthetic reinforced foundations, Geosynthetics in foundation reinforcement and erosion control systems. ASCE, pp. 1-18.

Yetimoglu, T., Wu, J.T., Saglamer, A., 1994. Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. Journal of Geotechnical Engineering 120, 2083-2099.

Yoo, C., 2001. Laboratory investigation of bearing capacity behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand slope. Geotextiles and Geomembranes 19, 279-298.