

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

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**  
**DEPARTEMENT : GENIE CIVIL**  
N° : .....



**DOMAINE : Science et Technologie**  
**FILIERE : GENIE CIVIL**  
**OPTION : GEOTECHNIQUE**

**Mémoire présenté pour l'obtention**  
**Du diplôme de Master**

**Par :**

MEDJNAH Lamine

BENCHARIF Ahmed hamid

**Intitulé**

**Analyse numérique de l'influence des charges excentrées sur la  
portance d'une semelle filante située au bord d'une pente**

**Soutenu devant le jury composé de :**

- |                         |                   |            |
|-------------------------|-------------------|------------|
| - Pr. KHEMISSA Mohamed  | Université M'sila | Président  |
| - Dr. BAKIR Nassima     | Université M'sila | Rapporteur |
| - Mr. LAHMADI Azzeddine | Université M'sila | Encadreur  |

**Année universités : 2023 /2024**

## *Dédicaces :*

*Nous adressons nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont soutenus tout au long de notre parcours académique, avec une gratitude particulière à nos parents qui ont fait d'énormes efforts pour nous et pour réaliser ce moment. Nous remercions également tous nos amis, proches et membres de notre famille, tout en appréciant chaque personne selon son statut et son nom.*

*Nous exprimons notre profonde gratitude à notre professeur, LAHMADI Azzeddine, qui nous a dirigé et soutenu depuis le premier mot sur ce mémorandum jusqu'à son achèvement et le début de sa discussion. Nous apprécions sa patience et ses efforts dans le transfert de connaissances et d'expériences pour renforcer nos capacités scientifiques. Et compléter notre mémorandum.*

*Nous tenons également à exprimer nos remerciements à tous les membres de l'équipe du Collège de technologie, tout en appréciant chaque personne par son poste et son nom, et mentionnons particulièrement le Département de génie civil, ses encadrants et tous les professeurs de la spécialité.*

*Nous adressons également nos remerciements aux distingués membres du jury qui ont consacré leur temps à discuter de notre mémorandum, et nous apprécions leur patience et leur compréhension.*

*Enfin, nous remercions tous nos collègues de la spécialité au fil des années académiques*

نتوجه بمجزيل الشكر لكل من ساندنا خلال رحلتنا الدراسية، مع تقدير خاص لوالدينا الذين بذلوا جهوداً جبارة من أجلنا ومن أجل تحقيق هذه اللحظة. كما نشكر كل الأصدقاء والأحبة وأفراد عائلتنا، مع تقدير كل شخص بمكانته واسمه.

نُعرب عن امتناننا العميق لأستاذنا "كهاوي عز الدين" الذي قادنا ودعانا منذ الكلية الأولى في هذه المذكرة حتى الانتهاء منها وبدء مناقشتها، مشنين صبره وجهوده في نقل المعرفة والخبرة لتعزيز قدراتنا العلمية وإكسابنا مذكرتنا.

نود أيضاً أن نعبر عن شكرنا لكل أعضاء فريق كلية التكنولوجيا، مع تقدير كل شخص بمكانته واسمه، ونخص بالذكر قسم الهندسة المدنية والمشرفين عليه وجميع أساتذة التخصص.

نتوجه بالشكر كذلك لأعضاء لجنة التحكيم الكرام الذين خصوا وقتهم لمناقشة مذكرتنا، مع تقديرنا لصبرهم وتفهمهم.

وأخيراً، نشكر جميع زملائنا في التخصص علمي مر السنين الدراسية

# Sommaire

Résumé .....	i
ملخص .....	i
Abstract.....	ii
Liste des abréviations .....	iii
Liste des figures.....	iv
Liste des tableaux .....	vii
Introduction Générale .....	i
Introduction générale.....	1
Chapitre I.    Généralités sur les fondations .....	1
I.1.    Introduction .....	3
I.2.    Définition générale.....	3
I.3.    Le rôle des fondations .....	4
I.4.    Les différents types de fondations.....	5
I.4.1.    Types de fondations superficielles .....	5
I.5.    Capacité portante et tassement des fondations superficielles.....	6
I.5.1.    Introduction .....	6
I.5.2.    Tassement des fondations.....	8
I.5.3.    Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles .....	8
I.5.4.    Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « c-φ »)	
12	
I.6.    Comportement des fondations superficielles .....	18
I.6.1.    Introduction .....	18
I.6.2.    Rupture par cisaillement généralisé .....	19

I.6.3.	Rupture par cisaillement localisé .....	20
I.6.4.	Rupture par poinçonnement .....	20
I.6.5.	Conclusion.....	22
I.7.	Fondation au bord d'une pente .....	22
I.7.1.	Introduction .....	22
I.7.2.	Influence de la proximité d'une pente.....	25
I.8.	Conclusion.....	31
Chapitre II.	Présentation du logiciel de calcul.....	3
II.1.	Introduction .....	32
II.2.	Bref aperçu sur la méthode des éléments finis .....	33
II.2.1.	Introduction .....	33
II.2.2.	Un bref historique de la MEF.....	33
II.2.3.	Idée de base de la Méthode des Eléments Finis .....	35
II.2.4.	Pourquoi choisir la MEF ? .....	36
II.2.5.	Domaines d'application de la MEF.....	36
II.3.	Présentation de l'OPTUM G2.....	37
II.3.1.	Introduction .....	37
II.3.2.	Conditions initiales.....	37
II.3.3.	Interface de démarrage .....	39
II.3.4.	Géométrie .....	40
II.3.5.	Matériaux .....	40
II.3.6.	Caractéristiques .....	42
II.3.7.	Régisseur .....	46
II.3.8.	Analyse.....	47
II.3.9.	Résultats .....	50

II.4. Conclusion.....	52
Chapitre III. Etude numérique .....	57
III.1. Introduction .....	53
III.2. Présentation du cas étudié .....	53
III.3. Géométrie .....	53
III.4. Matériaux .....	56
III.4.1. Caractéristiques de sol .....	56
III.4.2. Caractéristiques de fondation.....	56
III.5. Caractéristiques .....	57
III.5.1. Conditions initiales .....	57
III.5.2. Conditions aux limites .....	57
III.5.3. Les charges.....	57
III.5.4. Génération du Maillage.....	58
III.5.5. Analyse.....	59
III.6. Calcul .....	60
III.6.1. Fondation sur surface horizontale .....	60
III.6.2. Application numérique.....	60
III.7. RESULTATS .....	62
III.7.1. L'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle	65
III.8. Conclusion.....	70
Conclusion générale.....	57
Conclusion générale.....	71

## Résumé

Dans le domaine de la géotechnique, un scénario fréquemment rencontré est celui d'une fondation située à proximité d'un sol. Le défi majeur dans de tels cas est l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles. Des études tant théoriques qu'empiriques confirment ces constats : lorsqu'une fondation peu profonde est positionnée en bordure d'une pente, ses capacités portantes sont considérablement compromises par cette inclinaison. En conséquence, il donne un support structurel inférieur à celui posé sur un sol plat et nécessite la prise en compte d'un coefficient réducteur. Cette thèse vise à offrir une revue bibliographique exhaustive des efforts déployés jusqu'à présent dans la recherche de l'impact des pentes sur la capacité portante des fondations superficielles. Une étude numérique a également été réalisée à l'aide d'un logiciel d'analyse par éléments finis (OPTUM G2), dans laquelle les variables de déplacement - à savoir l'angle d'inclinaison  $\beta$  de la pente et l'excentricité de la charge - ont été modélisées de manière à évaluer leur influence sur la capacité portante des semelles filantes soumises à des charges verticales. Aux conditions de friction du sol.

Mots clés :

OPTUM G2 - capacité portante - fondations superficielles – semelles filantes

## ملخص

في مجال الجيوتقنية، السيناريو الذي يتم مواجهته بشكل متكرر هو وجود الأساس بالقرب من الأرض. التحدي الرئيسي في مثل هذه الحالات هو تقييم قدرة تحمل الأساسات الضحلة. تؤكد كل من الدراسات النظرية والتجريبية هذه الملاحظات: عندما يتم وضع أساس ضحل على حافة المنحدر، فإن قدراته على تحمل الأحمال تتعرض للخطر بشكل كبير بسبب هذا الميل. ونتيجة لذلك، فإنه يوفر دعمًا هيكليًا أقل من ذلك الذي يتم وضعه على أرض مستوية ويتطلب مراعاة معامل التخفيض

تهدف هذه الرسالة إلى تقديم مراجعة بيبليوغرافية شاملة للجهود المبذولة حتى الآن في بحث تأثير المنحدرات على قدرة تحمل الأساسات ، حيث تم نمذجة متغيرات الإزاحة - وهي (OPTUM G2) السطحية. كما تم إجراء دراسة عددية باستخدام برنامج تحليل العناصر المحدودة للمنحدر وانحراف الحمل - من أجل تقييم تأثيرها على قدرة التحمل من باطن الشريط المعرضة للأحمال الرأسية المعرضة  $\beta$  زاوية الميل للأحمال الرأسية. لظروف الاحتكاك الأرضي

الكلمات المفتاحية:

OPTUM G2 - قدرة التحمل - الأساسات السطحية - الأساسات الشريطية - المنحدر -

## **Abstract**

In the field of geotechnics, a frequently encountered scenario is that of a foundation located near ground. The major challenge in such cases is the assessment of the bearing capacity of the shallow foundations. Both theoretical and empirical studies confirm these observations: when a shallow foundation is positioned on the edge of a slope, its load-bearing capacities are considerably compromised by this inclination. As a result, it provides less structural support than that placed on flat ground and requires taking into account a reducing coefficient. This thesis aims to provide an exhaustive bibliographic review of the efforts made so far in researching the impact of slopes on the bearing capacity of surface foundations. A numerical study was also carried out using finite element analysis software (OPTUM G2), in which the displacement variables - namely the inclination angle  $\beta$  of the slope and the eccentricity of the load - were modeled in order to evaluate their influence on the bearing capacity of strip soles subjected to vertical loads subjected to vertical loads. to ground friction conditions.

Keywords:

capacity of surface foundations - OPTUM G2- vertical loads - shallow foundations - the edge of a slope

## Liste des abréviations

**q<sub>l</sub>** : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

**S<sub>y</sub>; S<sub>q</sub>; S<sub>c</sub>**: Coefficients de forme de la semelle,

**N<sub>y</sub>; N<sub>q</sub>; N<sub>c</sub>**: Facteurs de portance (fonction de  $\varphi$ ),

**γ<sub>1</sub>**: Poids volumique du sol sous la base de la fondation,

**γ<sub>2</sub>**: Poids volumique du sol latéralement à la fondation,

**C** : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

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

**γ<sub>d</sub>**: Poids volumique sec du sol

**γ**: Poids volumique saturé du sol

**φ**: Angle de frottement interne du sol

**φ'**: Angle de frottement interne effectif du sol

**q<sub>a</sub>**: Contrainte admissible

**Q<sub>1</sub>**: charge limite de la semelle

**A** : la surface de la base de la semelle

**F<sub>s</sub>**: Coefficient de sécurité.

**B** : Largeur de la semelle ou la plus petite dimension.

**D** : Encastrement

**h** : ancrage de la semelle

**L** : Longueur de la semelle

**ν** : Coefficient de poisson

## Liste des figures

<b>Figure 1.</b> Rapport D /B définissant le type de fondation selon le DTU 13.12 (1988).....	4
<b>Figure 2.</b> Types de fondations superficielles .....	6
<b>Figure 3.</b> Notations. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle..	7
<b>Figure 4.</b> Le tassement absolu et le tassement différentiel. ....	8
<b>Figure 5.</b> Mécanisme de rupture proposé par Prandtl. (1920) et Terzaghi. (1943). ....	10
<b>Figure 6.</b> La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi. ....	11
<b>Figure 7.</b> Principe de superposition de Terzaghi. (1943).....	11
<b>Figure 8.</b> Chargement d'une fondation superficielle, Frank. (1999). ....	19
<b>Figure 9.</b> Mécanisme de cisaillement généralisé. ....	19
<b>Figure 10.</b> Rupture par cisaillement localisé, Vesic. (1973).....	20
<b>Figure 11.</b> Mécanisme de rupture par poinçonnement. ....	21
<b>Figure 12.</b> Nature de la rupture en fonction de la densité relative $D_r$ et $D_f / R$ .....	21
<b>Figure 13.</b> Exemples typiques de l'effet de la proximité d'une pente. ....	23
<b>Figure 14.</b> Configuration sol/fondation étudiée. ....	24
<b>Figure 15.</b> Surface de rupture d'après Meyerhof. (1957). ....	26
<b>Figure 16.</b> Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle $\beta$ , dans le cas d'une semelle rugueuse posée sur la pente d'après Meyerhof. (1957) : (a) facteur de portance $N\gamma q$ , (b) facteur de portance $Nc_q$ . ....	26
<b>Figure 17.</b> Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle $\beta$ , semelle rugueuse située à proximité d'une pente d'après Meyerhof. (1957) : (a) facteur de portance $N\gamma q$ , (b) facteur de portance $Nc_q$ . ....	27
<b>Figure 18.</b> Emplacement des fondations (Bauer et al.1981).....	28
<b>Figure 19.</b> Configurations testées par Gemperline (1988).....	29
<b>Figure 20.</b> Contour de portance obtenus par l'équation de Gemperline (1988). ....	31

Figure 21.(a) Limite supérieure et inférieure de la circonférence d'un cercle .....	35
<b>Figure 22.</b> Une vue plein écran de l'interface graphique OptumG2. ....	39
<b>Figure 23.</b> Ruban de géométrie dans OptumG2. ....	40
<b>Figure 24.</b> Ruban de matériau dans OptumG2. ....	41
<b>Figure 25.</b> Ruban de fonctionnalités dans OptumG2.....	43
<b>Figure 26.</b> Différents types de charges : (A) Charge concentrée, (B) Charge corporelle,.....	44
<b>Figure 27.</b> Application du maillage et de l'éventail de maillage à une semelle directe. ....	45
<b>Figure 28.</b> Une vue de la fenêtre du gestionnaire de scène.....	46
Figure 29.Après avoir précisé le type et le nombre d'éléments et de charges. ....	48
Figure 30.Commandes Stage Manager.....	49
<b>Figure 31.</b> Après clonage de l'étape 1 et changement du type d'élément et du nombre d'éléments. .....	49
<b>Figure 32.</b> Journal d'analyse.....	50
<b>Figure 33.</b> Ruban de résultats dans OptumG2. ....	51
<b>Figure 34.</b> Après analyse (type d'élément Lower nombre d'éléments 100).....	51
<b>Figure 35.</b> Après analyse (type d'élément Upper nombre d'éléments 1000). ....	52
<b>Figure 36.</b> Charge centrée sur terrain horizontal. ....	54
<b>Figure 37.</b> Charge centrée sur une fondation terrain au bord d'une pente 1/4. ....	54
<b>Figure 38.</b> Charge centrée sur une fondation terrain au bord d'une pente 1/3. ....	55
<b>Figure 39.</b> Charge centrée sur une fondation terrain au bord d'une pente 1/2. ....	55
<b>Figure 40.</b> Charge centrée.....	58
<b>Figure 41.</b> Maillage après le calcul pente 1/2. ....	58
<b>Figure 42.</b> Interface d'analyse. ....	59
<b>Figure 43.</b> Mécanisme de rupture sur terrain horizontal charge centrée (15 nœuds Gauss).....	63
<b>Figure 44.</b> Mécanisme de rupture sur pente 1/2 charge centrée (15 nœuds Gauss). ....	63
<b>Figure 45.</b> Déformation de maillage (terrain horizontal).....	64

<b>Figure 46.</b> Déformation de maillage (pente 1/2).....	64
<b>Figure 47.</b> Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas terrain plat (Lower/Upper).....	65
<b>Figure 48.</b> Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas terrain plat (15 nœuds Gauss). ....	66
<b>Figure 49.</b> Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/4 (Lower/Upper).....	66
<b>Figure 50.</b> Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/4 (15 nœuds Gauss). ....	67
<b>Figure 51.</b> Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/3 (Lower/Upper).....	67
<b>Figure 52.</b> Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/3 (15 nœuds Gauss). ....	68
Figure 53.Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/2 (Lower/Upper).....	68
<b>Figure 54.</b> Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/2 (15 nœuds Gauss). ....	69

## Liste des tableaux

<b>Tableau 1.</b> Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi. ....	14
<b>Tableau 2.</b> Variation de la $N_c$ , $N_\gamma$ et $N_q$ selon Meyerhof. ....	14
<b>Tableau 3.</b> Facteurs de capacité portante de Hansen (1970). ....	15
<b>Tableau 4.</b> Coefficients de formes. Valeurs de Terzaghi (Conditions non drainées et drainées). .....	16
<b>Tableau 5.</b> Publications et périodes ayant marquées l'évolution de la MEF.....	34
<b>Tableau 6.</b> Caractéristiques de sol. ....	56

# **Introduction Générale**

## Introduction générale

Les fondations superficielles sont des ouvrages qui transmettent les charges des structures au sol par l'intermédiaire d'une surface de contact relativement faible. Elles sont souvent utilisées pour des constructions légères ou des sols de bonne qualité. La capacité portante des fondations superficielles est un problème fondamental en géotechnique, qui consiste à déterminer la charge maximale que le sol peut supporter sans provoquer de rupture ou de tassement excessif. La capacité portante dépend de plusieurs paramètres, tels que les caractéristiques du sol, la géométrie et la position de la fondation, et la nature et la direction de la charge appliquée. Dans la pratique, les charges appliquées aux fondations superficielles ne sont pas toujours centrées, mais peuvent être excentrées ou inclinées, ce qui crée un moment de flexion et une distribution non uniforme des contraintes sur la base de la fondation. L'excentrement de la charge peut être dû à des causes accidentelles, telles que des erreurs de construction, des déformations du sol, des vents ou des séismes, ou à des causes intentionnelles, telles que la conception architecturale ou la réduction de la surface de la fondation.

L'influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante des fondations superficielles est un sujet qui a été étudié par de nombreux chercheurs, en utilisant des méthodes analytiques, expérimentales ou numériques. Cependant, la plupart de ces études ont considéré des cas simplifiés, tels que des fondations de forme rectangulaire ou circulaire, reposant sur un sol homogène et isotrope, et soumises à une charge verticale ou horizontale. Dans la réalité, les fondations superficielles peuvent avoir des formes plus complexes, telles que des semelles filantes, qui sont des fondations continues de largeur constante, utilisées pour supporter des murs porteurs ou des rangées de poteaux. Les semelles filantes peuvent être situées au bord d'une pente, ce qui modifie les conditions aux limites du sol et crée un effet de coin. Le sol peut être hétérogène, anisotrope ou stratifié, ce qui affecte sa résistance et sa déformabilité. La charge appliquée peut être oblique, c'est-à-dire avoir une composante verticale et une composante horizontale, ce qui augmente la complexité du problème. L'objectif de ce travail est d'analyser numériquement l'influence des charges excentrées sur la portance d'une semelle filante située au bord d'une pente, en tenant compte des effets de la géométrie, du sol et de la direction de la charge. Pour cela, nous utiliserons la méthode des éléments finis, qui est une technique puissante et flexible pour résoudre des problèmes de mécanique des solides et des structures. Nous comparerons nos résultats avec ceux obtenus par des méthodes analytiques ou expérimentales, et nous proposerons des recommandations pour la conception et le dimensionnement des fondations superficielles soumises à des charges excentrées.

## **Le plan de ce travail est le suivant :**

- ❖ **Dans le chapitre 1**, nous présenterons les notions de base sur les fondations superficielles, la capacité portante, les charges excentrées et les semelles filantes.

Nous ferons également un état de l'art des travaux existants sur ce sujet, en mettant en évidence les lacunes et les perspectives de recherche.

- ❖ **Dans le chapitre 2** : nous décrirons la méthode des éléments finis, ses principes, ses avantages et ses limites.

Nous présenterons également le logiciel de calcul que nous utiliserons, l'OPTUM G2, ses caractéristiques et ses fonctionnalités.

- ❖ **Dans le chapitre 3**, nous présenterons les modèles numériques que nous avons développés pour simuler le comportement d'une semelle filante située au bord d'une pente, soumise à une charge excentrée.

Nous définirons les paramètres géométriques, les propriétés du sol, les conditions aux limites et les critères de convergence.

Nous validerons nos modèles numériques en les comparant avec des solutions analytiques ou expérimentales disponibles dans la littérature.

# **Chapitre I. Généralits**

## **sur les fondations**

## I.1. Introduction

Une fondation est définie comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de génie civil qui assure la transmission des charges (poids propre, forces climatiques, pressions sismiques et charges d'exploitation) dans le sol.

Les fondations d'un bâtiment constituent un aspect essentiel de sa construction car elles constituent l'élément structurel qui assure le support et permet de contrôler le tassement induit par les charges appliquées au sol et les infiltrations potentielles d'eau.

En fonction de facteurs tels que la capacité portante du sol, l'environnement environnant, les forces impliquées et les tassements admissibles, les constructeurs peuvent opter pour différents types de fondations : peu profondes, semi-profondes ou profondes – chacune variant par son niveau de fondation, sa géométrie et sa fonctionnalité.

Dans les cas extrêmes où le sol existant ne possède pas les propriétés adéquates adaptées aux structures porteuses qui y sont construites ; diverses techniques de renforcement des sols peuvent être utilisées.

## I.2. Définition générale [1]

Par définition, une fondation peu profonde est une fondation qui repose sur le sol ou qui n'est que légèrement enfoncée dans le sol. Il transmet les charges aux couches superficielles et peu profondes du sol. Conventionnellement, une fondation est considérée comme peu profonde lorsque la profondeur «  $D$  » du niveau de fondation par rapport à la surface du sol est inférieure à 3 mètres ou 0,6 fois la largeur «  $B$  » de la fondation ( $D/B < 6$ ), comme proposé par le DTU 13.12 (Figure 1).

Plusieurs auteurs expriment cela différemment : Une fondation est qualifiée de superficielle si  $D < 1,5 B$  alors qu'elle est classée comme profonde si  $D > 5B$ , et semi-profonde lorsqu'elle se situe entre ces paramètres, c'est-à-dire pour laquelle les valeurs adhèrent à une inégalité telle que  $1,5 B < D < 5 B$ .

Terzaghi propose notamment un critère alternatif selon lequel « une fondation peu profonde » correspond aux cas présentant un rapport  $D/B \leq 2$ .

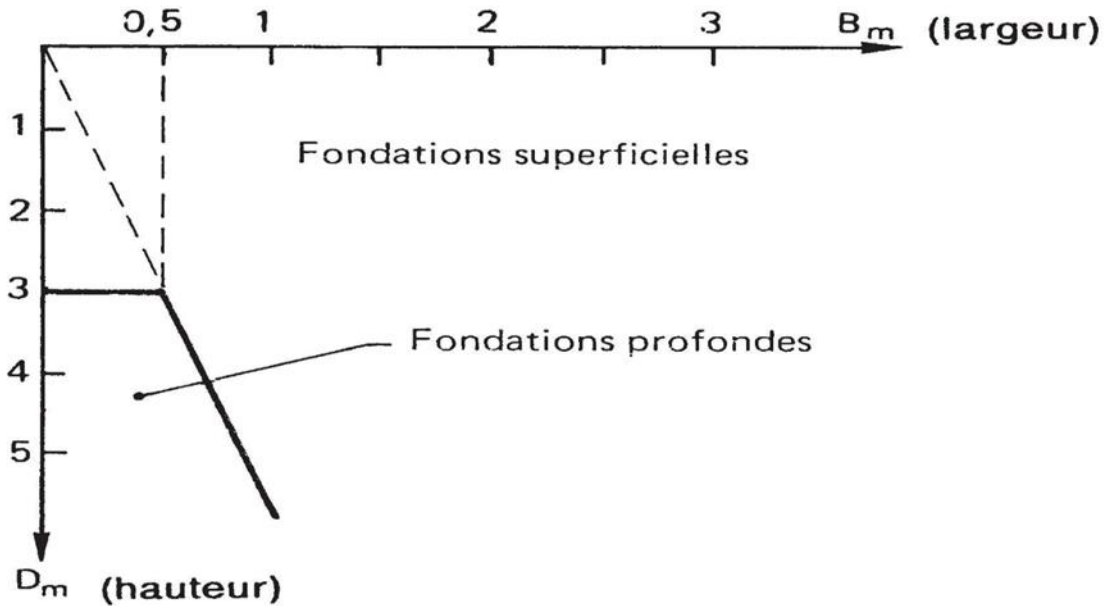


Figure 1. Rapport D/B définissant le type de fondation selon le DTU 13.12 (1988). [13]

### I.3. Le rôle des fondations [6]

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges de la construction au sol naturel.

Elles assurent la stabilité et le support d'un bâtiment. On distingue deux types de fondations :  
Les fondations superficielles : longrines entre poteaux, semelles filantes ou radier, etc.

Ce type de fondations s'enfonce généralement à des profondeurs entre 50 cm et 1 m sous la surface du sol naturel... mais parfois bien plus, en cas de sols « difficiles », nécessitant ce qu'on appelle des fondations spéciales. Elles doivent aussi être assez profondes pour ne pas être affectées par le gel. Les fondations profondes : pilotis, pieux battues, puits de fondations, etc. Elles ont pour but de transférer la charge des constructions vers un sous-sol dur profond, ou vers un sol moins sujet à des variations de plasticité.

- Généralités sur les fondations superficielles L'ouvrage ne doit pas bouger sous l'effet des forces horizontales ou Obliques appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussée hydrostatiques) (utilisation de bèches, frottements sol/ béton suffisant, tirants...etc.) ; Éviter les glissements pour des ouvrages pour les réalisés sur terrain en pente (Pente < 2/3). Prévoir un système de drainage périphérique.

- Garantir la stabilité de l'ouvrage et des fondations Elle peut être réalisée par deux types d'essai : Limitation des tassements (ordre de grandeur : quelques mm de 5 à 25 mm) ainsi que les tassements différentiels ; Vérifier que les poussées d'Archimède (eau dans le sol) soient inférieures au poids de l'ouvrage.
- Garantir la résistance des massifs des fondations Les charges amenées aux fondations ne doivent pas provoquer leur rupture (respect des règles, dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux utilisés.
- Contrôler la résistance du terrain de fondations Le sol ne doit pas subir de perforation ni de déformations excessives sous l'effet des charges appliquées à l'ouvrage.
- Garantir la durabilité des fondations Les massifs de fondation doivent être préservés de l'oxydation, de l'érosion, de la dégradation chimique, de l'action du gel ; Le sol devra être résistant à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse, au gel... etc.).

#### I.4. Les différents types de fondations [2]

##### TYPES DE FONDATIONS

Les deux types de fondations sont :

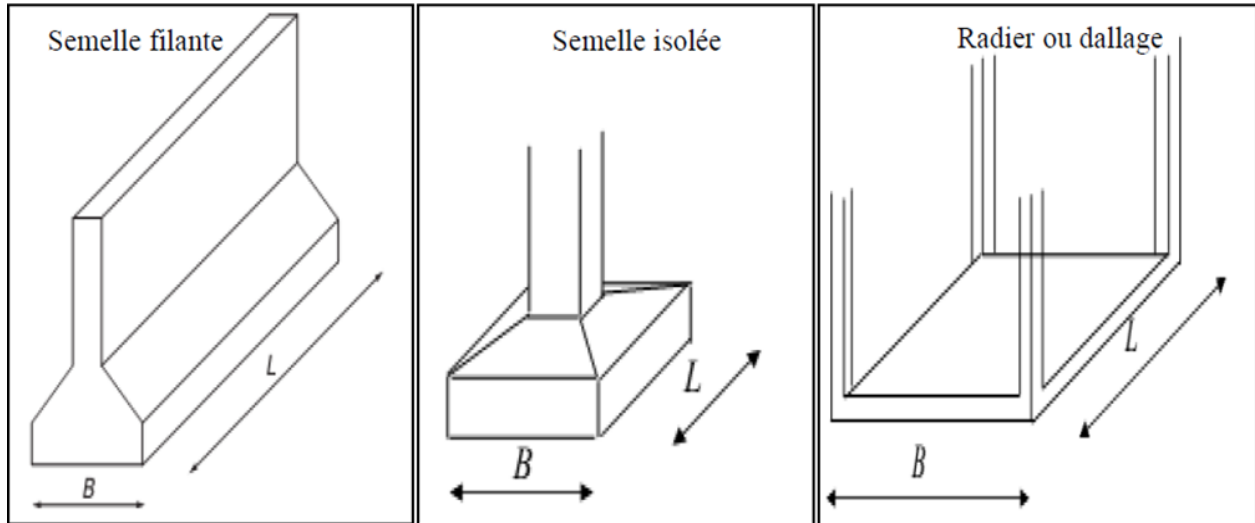
- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes et spéciales.

##### I.4.1. Types de fondations superficielles [2]

Comme il a indiqué Frank (1998), on peut distinguer trois types de fondations superficielles (figure 2) :

- **Les semelles filantes**, généralement de largeur **B** modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur **L** ( $L/B > 10$  pour fixer les idées).
- **Les semelles isolées**, dont les dimensions en plan **B** et **L** sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L = 1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre **B**).

- **Les radiers ou dallages**, de dimensions **B** et **L** importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.



**Figure 2.**Types de fondations superficielles [4]

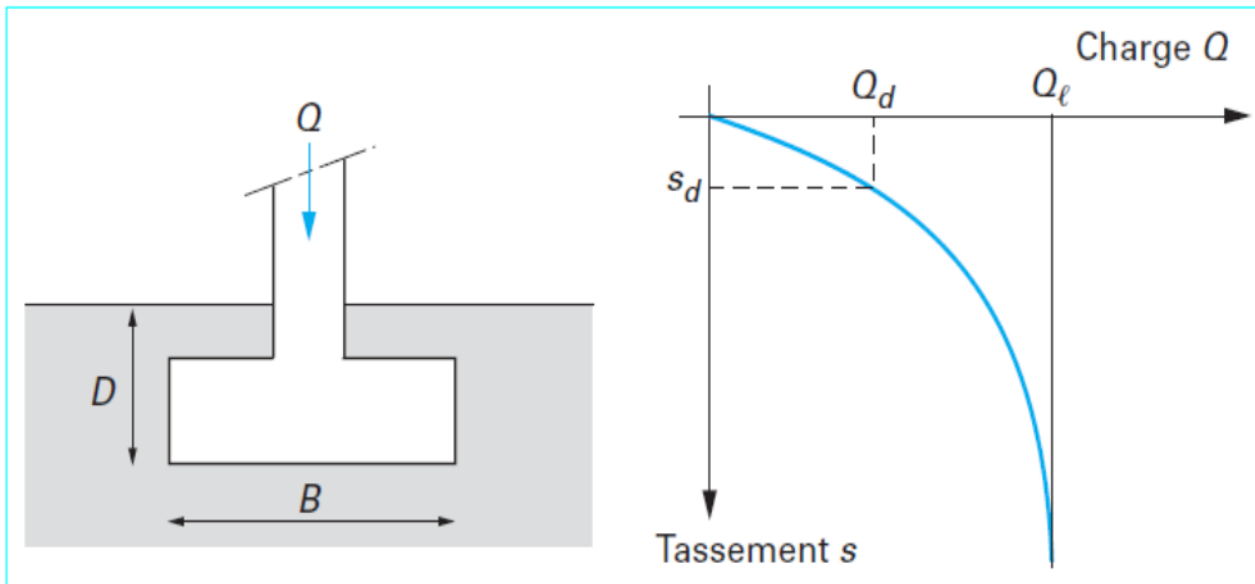
## I.5. Capacité portante et tassement des fondations superficielles [2]

### I.5.1. Introduction

L'ingénieur géotechnicien, dans un premier temps, optera pour une fondation superficielle, pour des raisons de coût évidentes (sauf si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols l'en empêchent, bien sûr). Il devra, alors, s'occuper en priorité de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent réellement supporter la charge transmise. Si le résultat des calculs est satisfaisant, notamment s'il ne conduit pas à une surface de la fondation excessive, il doit alors vérifier que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites acceptables. Capacité portante et tassement sont donc les deux éléments essentiels qu'il faut prendre en compte systématiquement lors du calcul des fondations superficielles.

La figure 3 montre clairement les notions de capacité portante et de tassement avec une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La fondation a une largeur **B** et sa base est située à une profondeur **D**. Imposons une charge monotone croissante, de façon quasi statique,

à une fondation placée à une profondeur  $D$  fixée et mesurons les tassements  $s$  obtenus en fonction de la charge appliquée  $Q$ .



**Figure 3.**Notations. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle.

La rupture par déformation excessive, rupture ou perte de stabilité de la structure ou de toute partie de la structure, y compris les appuis et les fondations ». Pour les calculs de portance (calculs en de charges), on utilise l'approche des « états limites », qui consiste à vérifier que :

$$(1) \quad V_d \leq Q_d$$

Avec :

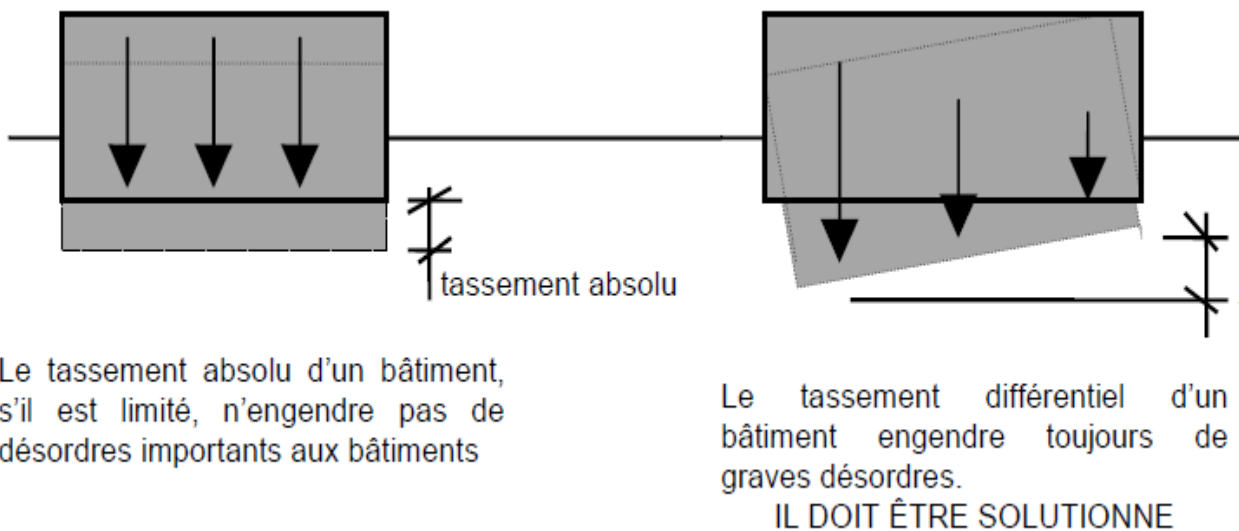
- $V_d$  est la charge de calcul appliquée normalement à la base de la fondation, en tenant compte de coefficients pondérateurs des charges (qui sont généralement supérieurs à 1), qui sont des coefficients partiels sur les actions.
- $Q_d$  est la capacité portante de calcul (ou résistance de calcul) correspondante, en tenant compte de l'effet de l'inclinaison et de l'excentrement des charges et de coefficients de sécurité partiels sur la résistance du sol.

Au début du chargement, le comportement est presque linéaire, c'est-à-dire que le tassement augmente proportionnellement à la charge appliquée. Ensuite, le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a formation et diffusion de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir

d'une certaine charge  $Q_C$ , il y a enfoncement du sol ou au moins un tassement qui n'est plus maîtrisé. Le sol n'est pas apte à supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique total). Cette charge  $Q_C$  est la capacité portante de la fondation (on dit aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime). Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, entre autres, à vérifier que l'on reste en dessous de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont acceptables (point  $Q_d$ ,  $s_d$  sur la figure 3). Dans l'approche récente, dite aux « états limites », on détermine en fait plusieurs charges admissibles (ou capacités portantes de calcul)  $Q_d$ , selon la nature des actions.

### I.5.2. Tassement des fondations. [6]

On distingue deux types de tassements :



Le tassement absolu d'un bâtiment, s'il est limité, n'engendre pas de désordres importants aux bâtiments

Le tassement différentiel d'un bâtiment engendre toujours de graves désordres.

IL DOIT ÊTRE SOLUTIONNE

**Figure 4.** Le tassement absolu et le tassement différentiel.

### I.5.3. Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Le phénomène de la rupture n'a pas encore de solution mathématique rigoureuse. Des méthodes ont été proposées, mais elles font toutes des approximations simplificatrices sur les propriétés du sol et les déplacements qui se produisent, qui ne correspondent pas aux phénomènes observés.

Malgré ces lacunes, les comparaisons entre les capacités portantes limites des modèles réduits et des fondations en vraie grandeur indiquent que l'erreur est un peu plus grande que pour les problèmes de stabilité avec les autres matériaux.

Généralités sur les fondations superficielles Les études de stabilité à la rupture (appelée aussi cisaillement total) se basent sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique idéal.

Cette hypothèse a été avancée pour la première fois par Prandtl pour le poinçonnement des métaux, puis étendue à l'étude des sols par Terzaghi, Meyerhof, Hansan ...etc. Leur approche générale du problème est la même : une fondation de longueur infinie et de largeur B applique une pression moyenne qu sur un sol homogène dont le poids spécifique est  $\gamma$ .

La charge qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'applique dans l'axe de la semelle.

On a donc affaire à un problème à deux dimensions.

Pour tous les autres cas (charge inclinée, charge excentrée, fondation isolée, etc.), il a été suggéré d'utiliser des coefficients correcteurs.

Ces coefficients correcteurs sont choisis de façon empirique à partir des résultats d'essais de laboratoire sur modèles réduits, d'essais en centrifugeuse ou d'essais en vraies grandeurs.

#### I.5.3.1. La théorie de Prandtl (1920) [4]

Prandtl, en 1920, a été pionnier dans l'application de la théorie de l'équilibre plastique aux fondations filantes. Il a identifié une zone de rupture divisée en trois parties distinctes : la première, une zone conique cisailée connue sous le nom de zone active de Rankine ; la deuxième, une zone plastique avec des lignes de rupture en spirale logarithmique ; et la troisième, une zone soumise à une pression passive. Cette configuration est illustrée dans la partie gauche de la Figure 1.5. Prandtl a également formulé une équation permettant de calculer la capacité portante ultime de la fondation.

$$q_u = \frac{c}{\tan \varphi} + 0.5\gamma B \sqrt{kp} (kpe^{\pi \tan \varphi} - 1)$$

Où :  $c$ ,  $\varphi$  : la cohésion et l'angle de frottement interne du sol.

$\gamma$ : le poids volumique du sol.

Coefficient de la pression passive du sol de Rankine :

$$k_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

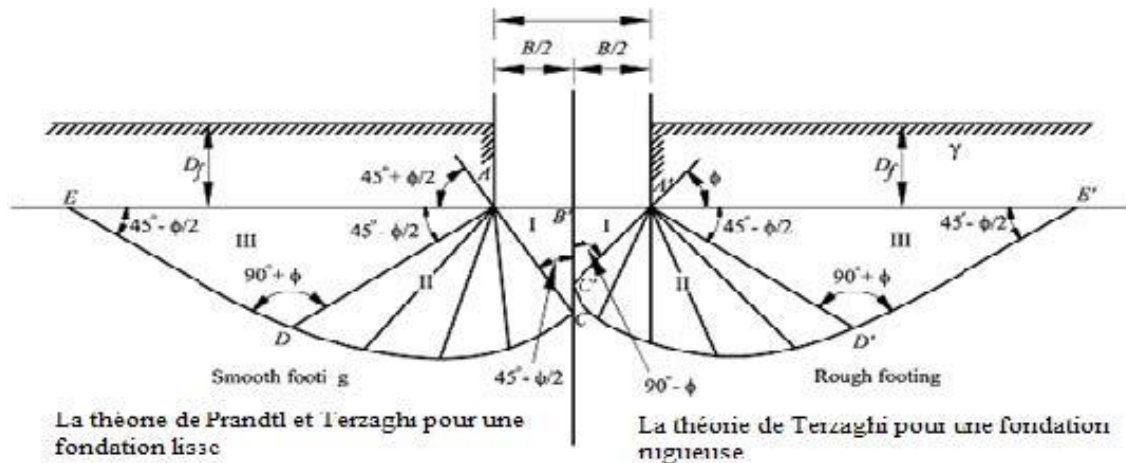


Figure 5. Mécanisme de rupture proposé par Prandtl. (1920) et Terzaghi. (1943).

### I.5.3.2. La théorie de Terzaghi (1943) [11]

En 1943, Terzaghi a développé une théorie élaborée pour calculer la capacité portante limite d'une fondation superficielle continue et rigide reposant sur un sol homogène de grande profondeur.

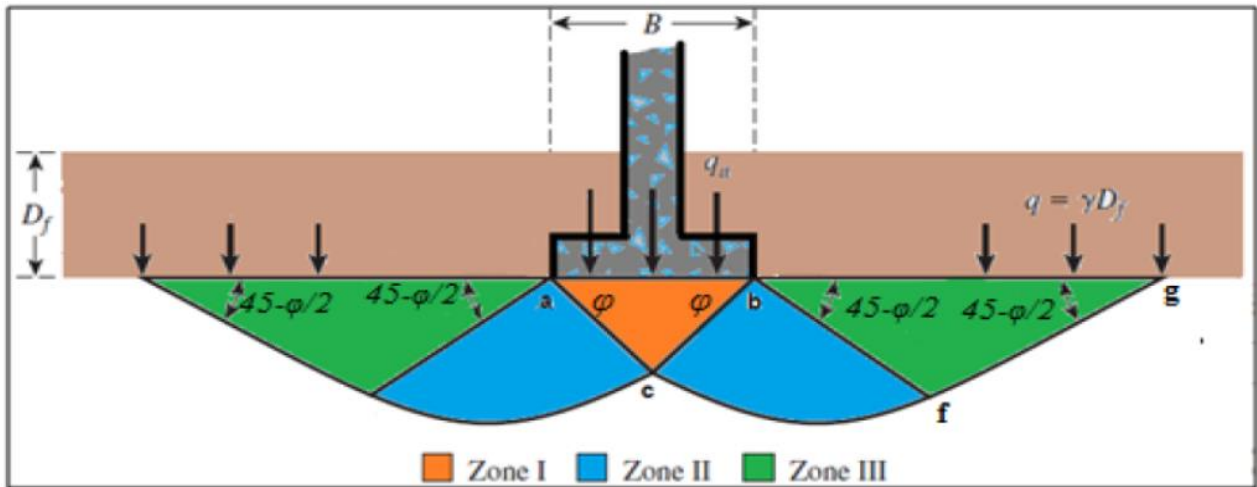
Terzaghi a considéré qu'une fondation superficielle était une fondation dont la largeur,  $B$ , était au moins égale à sa profondeur,  $D_f$ .

Selon Terzaghi, la surface de rupture qui se forme dans le sol, quand la fondation atteint la charge limite, est illustrée sur la figure 6.

D'après cette figure, la zone de rupture sous la fondation se compose de trois zones principales :

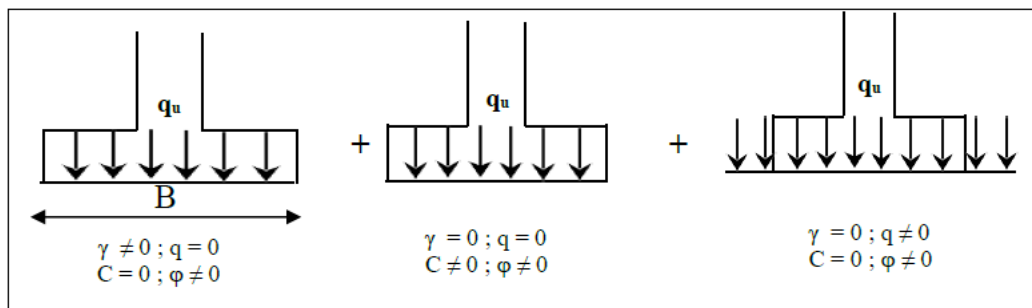
- **Zone abc** : correspond à la partie triangulaire située juste sous la fondation. Les faces **ac**, **bc** et ont une pente de  $\varphi$  (angle de frottement interne du sol).
- **Zone bcf** : zone de cisaillement radial (ou saut) de Prandtl.

- **Zone bfg** : zone passive de Rankine, les lignes de glissement dans cette zone font un angle de  $\pm (45-\phi/2)$  par rapport à l'horizontale.



**Figure 6.** La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi.

Terzaghi. (1943) introduit trois termes distincts pour représenter les différents états de résistance dans le calcul de la capacité portante, voir la figure 7. Les termes sont les suivants : Le premier terme, appelé terme de surface, est proportionnel à la largeur de la semelle, **B**. Il représente la résistance du sol en contact direct avec la surface de la semelle. Le deuxième terme, appelé terme de cohésion, est proportionnel à la cohésion *c* du sol. Enfin, le troisième terme, appelé terme de profondeur, est proportionnel à  $(q+\gamma D)$ .



**Figure 7.** Principe de superposition de Terzaghi. (1943). [4]

#### I.5.4. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « c-φ ») [2]

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de  $c$  et  $\varphi$  est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement  $c$  et  $\varphi$ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire.

##### I.5.4.1. Semelle filante. Charge verticale et centrée [6]

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi).

La relation générale suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + C N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.1)$$

Les différents termes sont les suivants :

- Le premier terme  $\frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi)$  est le terme de surface (ou de pesanteur), car il dépend de la largeur de la fondation  $B$  et du poids volumique  $\gamma_1$  du sol sous la fondation.

C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant seulement ;

- Le deuxième terme  $C N_c(\varphi)$  est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant.
- La troisième limite est la limite de dépassement ou de profondeur. Informations générales Il s'agit de la limite de charge pour les sols qui sont uniquement chargés par friction et latéralement ( $\gamma_2$  est la densité du sol au-dessus du niveau de base).

Avec :

- $q_1$  contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
- $\gamma_1$  poids volumique du sol sous la base de la fondation,
- $\gamma_2$  poids volumique du sol latéralement à la fondation,
- $q$  Surcharge verticale latérale à la fondation,
- $C$  cohésion du sol sous la base de la fondation,
- $N_\gamma(\varphi)$ ,  $N_c(\varphi)$ ,  $N_q(\varphi)$  facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle frottement interne  $\varphi$  du sol sous la base de la fondation. (Meyerhof, G.G. (1957)).

Avec :

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.2)$$

$$N_c = \left( \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \quad (1.3)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi \quad (1.4)$$

**Tableau 1.**Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi. [11]

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

**Tableau 2.**Variation de la  $N_c$ ,  $N_\gamma$  et  $N_q$  selon Meyerhof. [9]

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	5.45	2.18	34	52.64	36.50	38.04
1	6.00	1.1	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	0.10	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	9.61	2.69	0.56	27	29.24	15.90	11.60	44	151.95	147.74	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 3. Facteurs de capacité portante de Hansen (1970). [10]

$\phi$ (degrees)	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
0	1.0	1.5	0.0
5	1.6	6.5	0.1
10	2.5	8.3	0.4
15	3.9	11.0	1.2
20	6.4	14.8	2.9
25	10.7	20.7	6.8
30	18.4	30.1	15.1
31	20.6	32.7	17.7
32	23.2	35.5	20.8
33	26.1	38.6	24.4
34	29.4	42.2	28.8
35	33.3	46.1	33.9
36	37.8	50.6	40.1
37	42.9	55.6	47.4
38	48.9	61.4	56.2
39	56.0	67.9	66.8
40	64.2	75.3	79.5
42	85.4	93.7	114.0
44	115.3	118.4	165.6
46	158.5	152.1	244.6
48	222.3	199.3	368.7
50	319.1	266.9	568.6

La relation est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs  $S_c$ ,  $S_q$  et  $S_\gamma$  pour tenir compte de la forme de la fondation :

$$q_t = S_\gamma \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + S_c C N_c(\varphi) + S_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \tag{1.5}$$

Dans la littérature, de nombreux résultats ont été publiés par différents auteurs (Caquot et Kerisel ; Brinch, Hansen ; Meyerhof). Le problème axisymétrique pour une semelle circulaire a été considéré par Berezantzev, Shield, Cox et al et Martin.

**Tableau 4.** Coefficients de formes. Valeurs de Terzaghi (Conditions non drainées et drainées).

[11]

fondation	Rectangulaire ou carrées (B/L =1)	Circulaire
$S_\gamma$ (1)	$1 - (0,2B/L)$ 0,8	0,6
$S_c$	$1 + (0,2B/L)$ 1,2	1,3
$S_q$	1      1	1
(1) conditions drainées seulement		

Calculs en conditions non-draines Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales.

Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée  $C_u$ .

On prend :  $C=C_u$  et  $\varphi=0$

Il en résulte  $N_\gamma=0$ , et  $N_q=1$ , donc pour une semelle filante :

$$q_t = C_u N_c(0) + (q + \gamma_2 D) \tag{1.6}$$

**I.5.4.1.1 Calcul en conditions non drainées [7]**

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales.

Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée  $C_u$ .

On prend :  $\varphi = 0$  et  $C = Cu$

Il en résulte  $N\gamma = 0$  et  $Nq = 1$  donc pour une semelle filante :

$$q_l = CuNc(0) + q + \gamma_2 D$$

Avec :

- $Nc(0) = \pi + 2$  Pour les fondations lisses.
- $Nc(0) = 5.17$  Pour les fondations rugueuses.
- $\gamma_2$ : est le poids volumique total du sol latéral.
- 

#### I.5.4.1.2 Calcul en conditions drainées [7]

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives.

Les paramètres de résistance drainés sont :

$$C = C' \text{ Et } \varphi = \varphi'$$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1' BN_\gamma(\varphi') + C'Nc(\varphi') + (q + \gamma_2' D)Nq(\varphi')$$

Avec :

$\gamma_1'$  Et  $\gamma_2'$  poids volumiques effectifs.

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

Avec :

$\gamma$  Poids volumique total du sol.

$\gamma_w$  Poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) :

$$q_t = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi') + C' N_c(\varphi') + [q + (\gamma_2 - \gamma_w) D] N_q(\varphi')$$

Et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_t = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi') + C' N_c(\varphi') + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi')$$

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension  $N_c(\varphi')$ ,  $N_q(\varphi')$ , on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

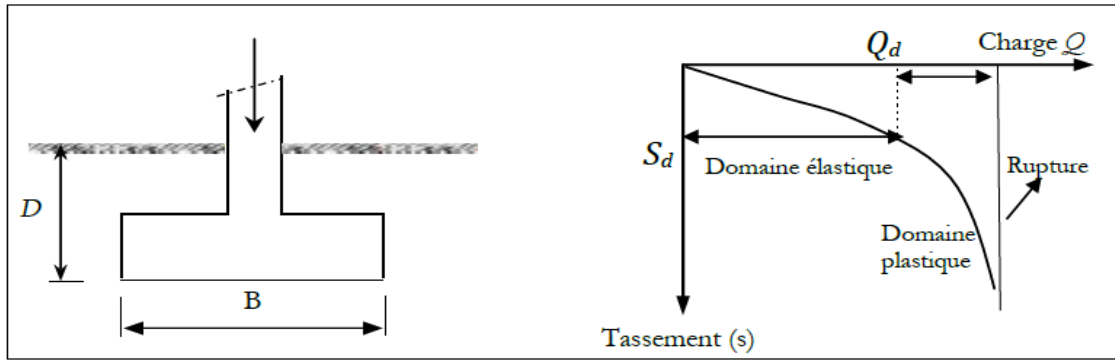
$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\operatorname{tg} \varphi'}$$

## I.6. Comportement des fondations superficielles [4]

### I.6.1. Introduction

La fondation d'une structure est l'élément qui transmet les charges provenant de cette structure à la couche inférieure. Les fondations sont dites peu profondes ou profondes. La fondation de surface est. Par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui y est légèrement encastree. Les fondations peu profondes sont utilisées lorsque la couche de sol capable de résister aux contraintes de construction est relativement peu profonde sous la base de la structure à construire. Pour étudier le comportement d'une fondation superficielle, considérons une fondation filante de largeur  $B$ , enterrée à une profondeur de  $D$ . Elle est chargée verticalement et centralement. La figure 8 montre comment le ou les tassements changent à mesure que la charge ( $Q$ ) augmente. Initialement, le tassement augmente proportionnellement à la charge due aux déformations élastiques du sol. Cependant, après une certaine charge critique ( $Q_d$ ), le tassement devient disproportionné à la charge car le sol commence à se plastifier, formant des zones de déformation sous la fondation. C'est la charge ultime ( $Q_u$ ) qui provoque la rupture, ce qui indique que le sol ne peut pas supporter de charges supplémentaires au-delà de ce point, selon Frank (1999).

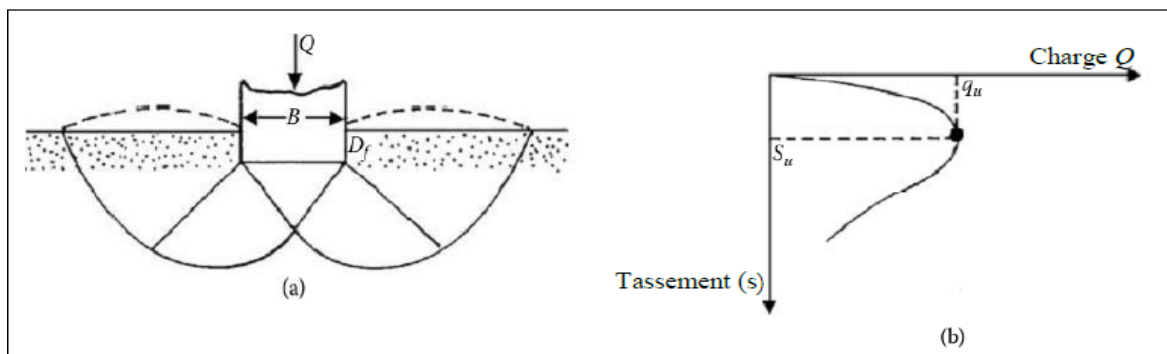


**Figure 8.** Chargement d’une fondation superficielle, Frank. (1999).

Selon Vesic en 1973, il est possible de distinguer trois types de ruptures lors de l’étude du comportement d’une fondation superficielle, telle qu’une fondation filante. Ces ruptures sont représentées graphiquement par des courbes charge-déplacement. Le premier type est la rupture par cisaillement généralisé, le deuxième est la rupture par cisaillement localisé, et le troisième type est la rupture par poinçonnement. La survenue de ces ruptures est influencée par les propriétés géotechniques du sol, la forme de la fondation, et la manière dont la charge est appliquée. La compréhension de ces phénomènes est cruciale pour la conception d’une fondation fiable et pour éviter des défaillances structurelles.

**I.6.2. Rupture par cisaillement généralisé [4]**

Ce phénomène est caractérisé par l’émergence d’un coin sous la base de la fondation, qui exerce une poussée latérale sur le sol le long de lignes de glissement qui émergent à la surface. À mesure que la fondation s’enfonce, le coin formé applique une pression sur le sol avoisinant, pouvant entraîner un soulèvement de celui-ci. Ce type de rupture survient quand les contraintes imposées à la fondation excèdent la capacité du sol à résister au cisaillement.



**Figure 9.** Mécanisme de cisaillement généralisé.

L'application d'une charge sur une fondation entraîne un tassement progressif qui s'accroît jusqu'à atteindre une valeur maximale, désignée par ( $q_u$ ). Cette valeur maximale représente la capacité portante ultime de la fondation. Lorsque le tassement parvient à cette valeur limite maximale, notée ( $S_u$ ), le sol connaît une rupture soudaine par cisaillement, indiquant son incapacité à supporter davantage la charge. La figure (9/a) illustre la surface de rupture dans le sol, tandis que la figure (9/b) détaille la courbe de relation entre la charge et le tassement.

### I.6.3. Rupture par cisaillement localisé [4]

Pour une fondation établie sur un sable de densité moyenne ou une argile de consistance moyenne, la rupture par cisaillement localisé représente un mode de défaillance potentiel. La charge appliquée ( $q$ ) s'accroît en tandem avec le tassement jusqu'à parvenir à la charge initiale de rupture, comme le montre la courbe continue de la figure (10/b), correspondant à la valeur ( $q_u$ ). Par la suite, la courbe se raidit et devient plus fluctuante. Lorsque la charge ( $q$ ) atteint la capacité portante ultime ( $q_u$ ), la courbe adopte une allure linéaire, sans pics distincts, caractéristique de la rupture par cisaillement localisé.

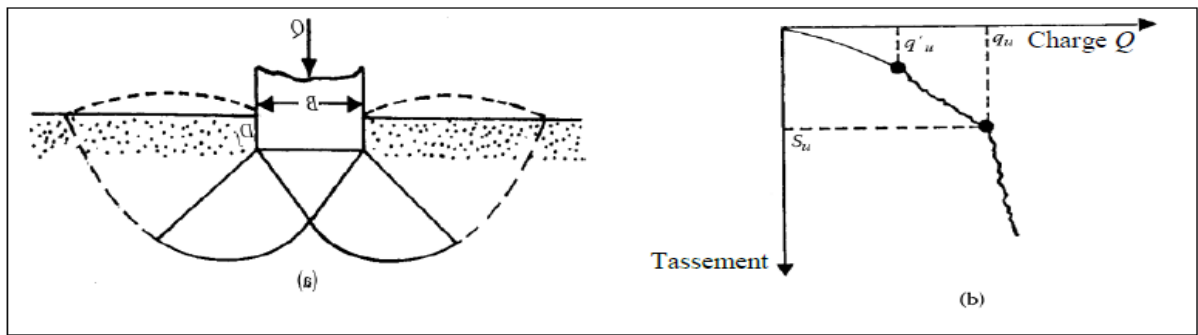


Figure 10. Rupture par cisaillement localisé, Vesic. (1973).

### I.6.4. Rupture par poinçonnement [4]

Lorsqu'une fondation est installée sur un sable peu compact ou une argile tendre, elle peut subir une rupture par poinçonnement. Ce phénomène est fréquent dans les sols à faible capacité portante. Dans cette situation, la fondation s'enfonce verticalement sans causer de rupture latérale. La zone de rupture se limite à l'espace immédiat autour de la fondation, sans se propager à la surface, comme le montre la Figure (11/a). La courbe de relation entre la charge et le tassement pour ce type de rupture indique une croissance graduelle du tassement en fonction de la charge, sans pics soudains ni variations notables, illustrée par la Figure (11/b).

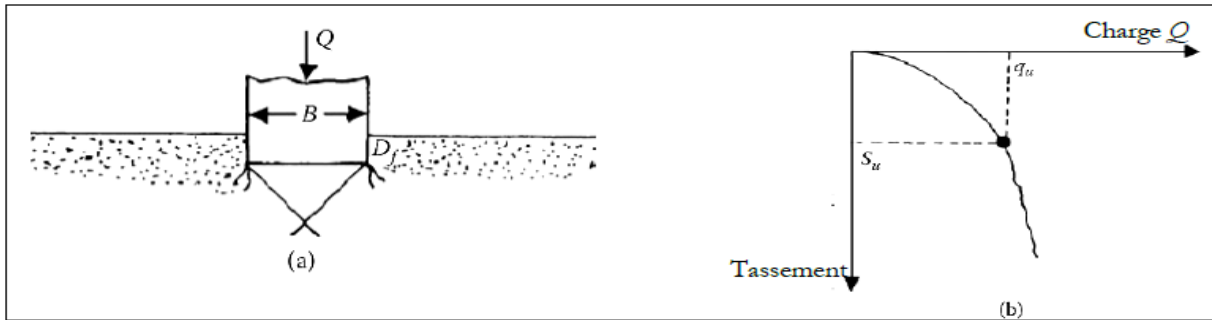


Figure 11. Mécanisme de rupture par poinçonnement.

L'analyse des modes de rupture des sols sous une charge ultime révèle que divers facteurs peuvent influencer le type de rupture. Parmi ces facteurs, on compte la résistance et la compressibilité du sol, sa densité relative, ainsi que les proportions de la fondation, telles que le rapport de la profondeur d'ancrage sur la largeur ( $D_f/R$ ) et le rapport largeur sur longueur ( $B/L$ ).

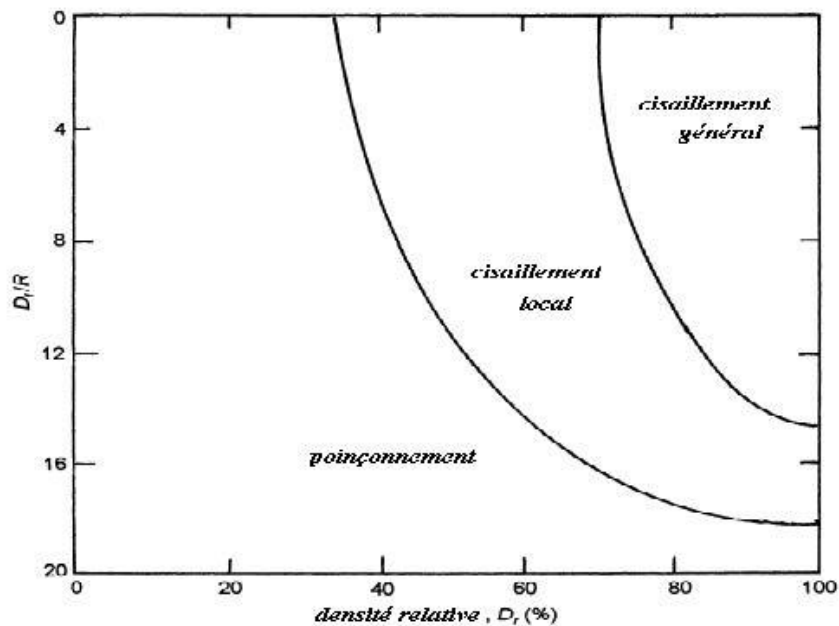


Figure 12. Nature de la rupture en fonction de la densité relative  $D_r$  et  $D_f / R$ .

La figure 12 illustre les observations de Vesic concernant l'influence de divers facteurs sur le comportement des sols sous charge ultime. Le terme ( $D_r$ ) désigne la densité relative du sable, un indicateur de la compacité du sol : plus ( $D_r$ ) est élevé, plus le sol est considéré comme dense et capable de résister à des charges importantes. Le rapport ( $R$ ) est défini comme le quotient de la surface de la

fondation (**A**) par son périmètre (**P**), reflétant la proportion de la base de la fondation par rapport à son contour.

$$Dr(\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

### I.6.5. Conclusion

La fondation constitue un élément crucial d'une structure, car elle permet de transférer les charges de la construction au sol. Les fondations superficielles, en contact immédiat avec le sol ou légèrement enfouies, se limitent à distribuer les charges aux strates supérieures du sol. Elles conviennent aux édifices légers et de petite taille, tels que les habitations individuelles et les petits immeubles, qui ne requièrent pas une transmission des charges en profondeur.

Le comportement d'une fondation superficielle face à une rupture et la distribution des contraintes sous sa base sont fortement influencés par les propriétés du sol. Les fondations superficielles peuvent connaître divers types de ruptures, y compris par cisaillement, par basculement ou par glissement.

La répartition des contraintes sous la fondation dépend aussi des caractéristiques du sol telles que sa densité, sa cohésion, sa perméabilité et sa compressibilité. Il est donc essentiel de réaliser des analyses géotechniques détaillées pour évaluer ces propriétés et définir les dimensions et spécifications adéquates de la fondation, assurant ainsi une distribution équilibrée des charges et une résistance suffisante face aux différents modes de rupture.

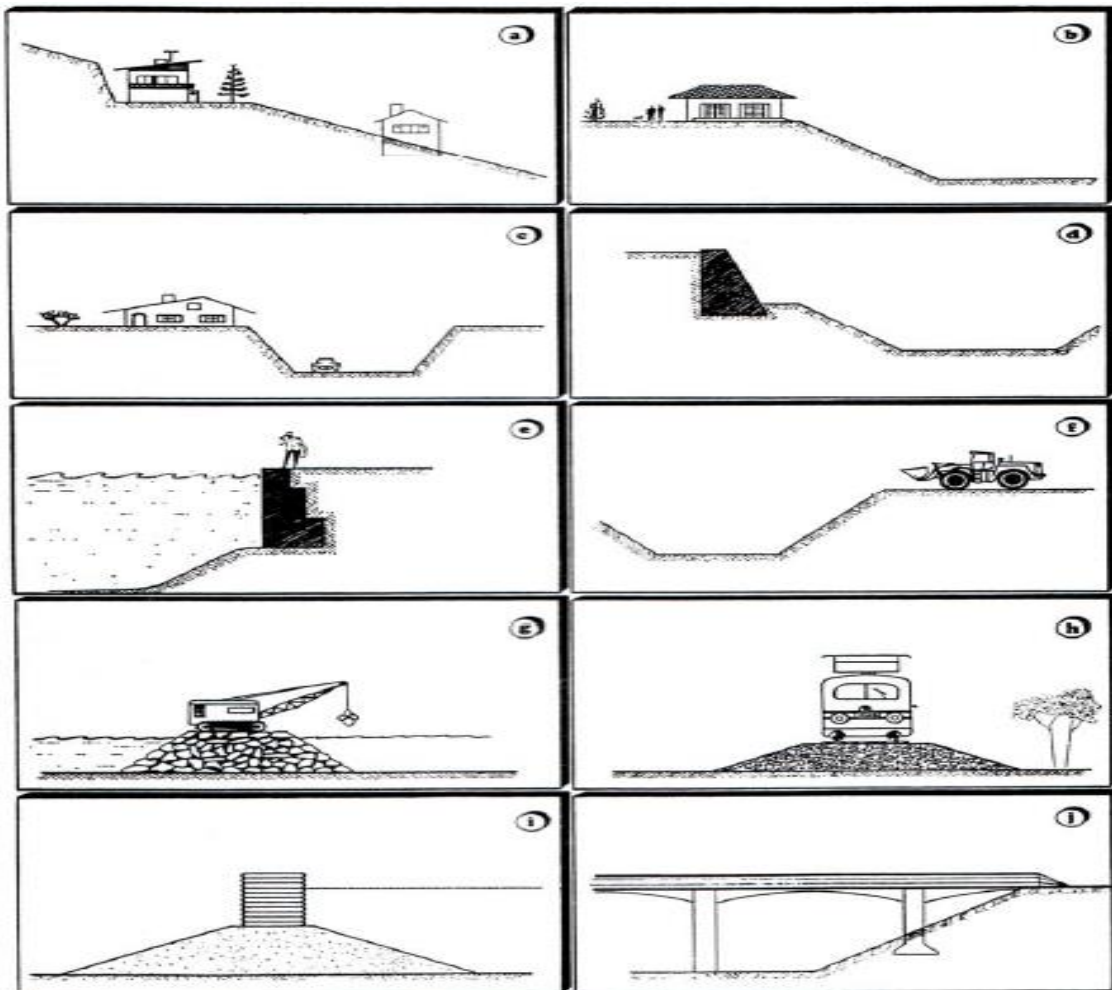
## I.7. Fondation au bord d'une pente [14]

### I.7.1. Introduction

Souvent, la conception de l'ouvrage nécessite qu'il soit construit sur un terrain irrégulier ou en pente. Outre le problème de stabilité au glissement du sol de fondation, le comportement des fondations supportant l'ouvrage est affecté par l'effet déstabilisateur de la proximité de la pente. Il s'agit d'un problème assez courant et assez complexe dans l'interaction entre le sol et la fondation. La figure 13 montre divers exemples. Les cas (**a**, **b**, **c**) correspondent respectivement à un bâtiment construit au sommet d'une pente naturelle, d'un talus ou en bordure d'un remblai. Les cas **d** et **e** correspondent respectivement à l'état du mur de soutènement en bordure de talus après excavation

d'un barrage et à l'état du mur de quai après dragage des fonds marins. Les cas **f** et **g** correspondent à des machines lourdes nécessaires au commerce

En bordure de fouilles, au bord d'un canal, ou sur un barrage. Le cas **h** correspond au cas ferroviaire et les cas **i** et **j** correspondent respectivement à un remblai construit sous la forme d'un remblai supportant un mur en terre armée et une pile de pont reposant sur les berges d'un canal.

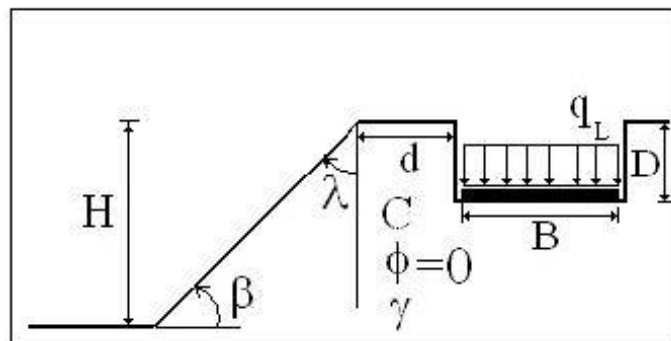


**Figure 13.**Exemples typiques de l'effet de la proximité d'une pente.

La capacité portante d'une fondation superficielle en bord d'un terrain en pente est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherche. Il existe une diversité d'approches de calcul, dont les plus courantes sont :

- La théorie de poussée/butée des terres sur un écran avec superposition approchée des effets.
- La théorie du champ des lignes de glissement (ou méthode des caractéristiques de contraintes), limitée aux problèmes plans ou axisymétriques.
- Le calcul à la rupture ou analyse limite. La solution est donnée sous forme d'intervalle bornée par des valeurs limites statiquement et cinématiquement admissibles.
- Les méthodes empiriques, basées sur la corrélation entre les résultats d'essais de chargement de fondations en vraie grandeur ou en modèles centrifugés, et ceux des essais in-situ ou en laboratoire.
  
- Méthode des éléments finis. Il s'agit d'une analyse alternative intéressante, bien que le problème nécessite un calcul non linéaire afin d'aborder simultanément les deux aspects classiques du comportement des fondations, à savoir le tassement et la capacité portante. Les programmes courants de calcul géotechnique par éléments finis permettent en principe de réaliser une telle analyse.

Nous proposons ci-dessous d'étudier l'effet de la proximité d'un sol incliné purement compact sur le comportement de la semelle continue sous chargement vertical central. Comme le montre la figure 14, la fondation est ancrée par **D** par rapport à la surface, a une largeur **B** et une longueur infinie et est à une distance **d** de la tête du barrage. Ce dernier est incliné de  $\beta$  par rapport à l'horizontale, a une hauteur **H** et est constitué d'un matériau homogène purement cohésif, caractérisé par une cohésion **Cu** non drainée, une densité  $\gamma$  et un angle de frottement interne nul ( $\phi = 0$ ).



**Figure 14.** Configuration sol/fondation étudiée.

### I.7.2. Influence de la proximité d'une pente

De nombreuses études théoriques et expérimentales ont été menées par de nombreux scientifiques et chercheurs au fil du temps, notamment :

#### I.7.2.1. Méthode théorique [4]

Meyerhof, en 1957, a abordé l'évaluation de la capacité portante des fondations à l'orée d'une pente en utilisant la méthode d'équilibre limite. Il a considéré deux cas de figure pour une semelle rugueuse : le premier où la semelle est directement installée sur la pente, et le second où elle est placée à proximité de celle-ci. Meyerhof a introduit une formule qui lie les facteurs de portance  $N_\gamma$  et  $N_q$ , ainsi que  $N_c$  et  $N_{cq}$ . Cette formule permet de déterminer la capacité portante d'une fondation, illustrée dans la figure 15, parties a et b.

$$q_u = \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma q} + CN_{cq}$$

En 1957, Meyerhof a exposé comment les facteurs  $N_{\gamma q}$  et  $N_{cq}$  varient selon la configuration géométrique de la fondation. Il a mis en évidence que ces facteurs sont déterminés par l'angle de frottement interne du sol et par l'angle de la pente, noté  $\beta$ , spécifiquement pour une semelle située sur la pente.

La Figure 16, parties (a) et (b), illustre la variation des facteurs  $N_{\gamma q}$  et  $N_{cq}$  en relation avec l'angle  $\beta$ . Quant à la figure 17, parties (a) et (b), elle montre comment les facteurs de portance  $N_{\gamma q}$  et  $N_{cq}$  évoluent en fonction de la distance relative ( $d/B$ ) où ( $d$ ) est représenté par ( $b$ ).

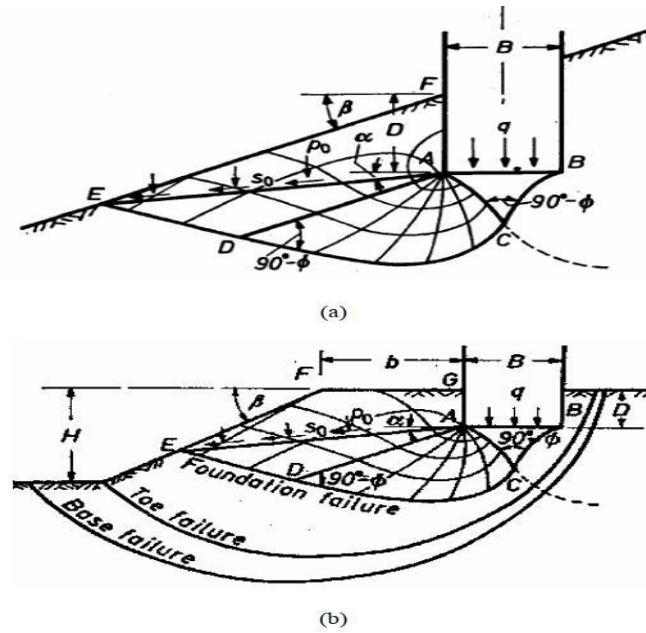


Figure 15. Surface de rupture d'après Meyerhof. (1957).

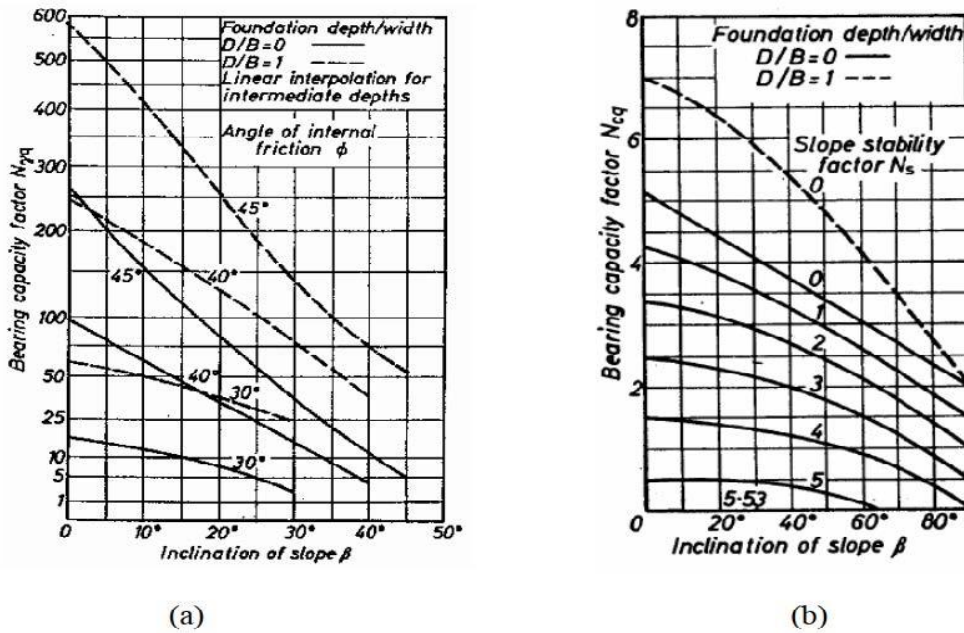
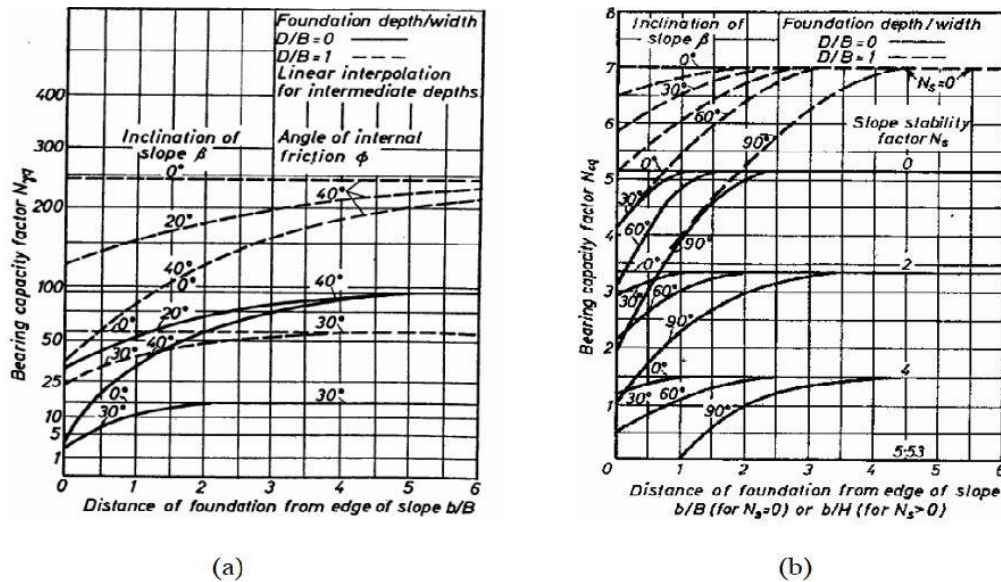


Figure 16. Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle  $\beta$ , dans le cas d'une semelle rugueuse posée sur la pente d'après Meyerhof. (1957) : (a) facteur de portance  $N_{\gamma q}$ , (b) facteur de portance  $N_{c q}$ .



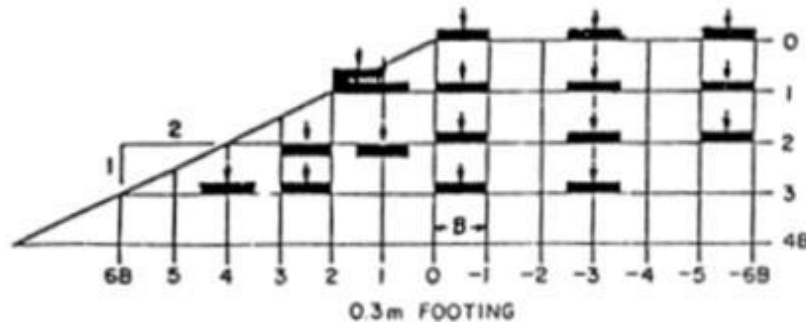
**Figure 17.** Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle  $\beta$ , semelle rugueuse située à proximité d'une pente d'après Meyerhof. (1957) : (a) facteur de portance  $N_{\gamma q}$ , (b) facteur de portance  $N_{cq}$ .

### I.7.2.2. Étude expérimentale [1]

Shields et ses collaborateurs, en 1977, ont mené des expérimentations à échelle réelle pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante rigide et rugueuse située à côté d'une pente d'un angle de  $\beta = 26,6^\circ$  (soit une pente de 1/2) sur un sable très fin. La semelle avait une largeur de 0.3 m. Ils ont réalisé deux séries de tests avec des densités de sable différentes : **14,85 KN/m<sup>3</sup>** et **15,75 KN/m<sup>3</sup>**, correspondant respectivement à un sable compact et un sable dense. Ces tests ont été conduits en douze points différents le long de la crête de la pente. À partir de ces données, ils ont pu déterminer les facteurs de portance  $N_{\gamma q}$  et tracer leur variation.

Poursuivant cette recherche, Bauer et al., en 1981, ont élargi les tests de Shields et al. En incluant une fondation proche de la pente. Ils ont également examiné comment l'inclinaison de la charge affecte la capacité portante. Les essais ont été réalisés pour deux largeurs de semelle distinctes, **0,3 m** et **0,6 m**. Ils ont adopté une pente de

**2H :1V** et utilisé du sable dense avec une densité de **16,4 KN/m<sup>3</sup>**. Les résultats ont été représentés sous forme de cartes de contour montrant le facteur de portance pour différents emplacements de la fondation, comme illustré dans la **figure 18**.



**Figure 18.**Emplacement des fondations (Bauer et al.1981).

En 1988, Gemperline a documenté les résultats de 215 tests de centrifugeuse sur des fondations filantes positionnées au sommet d'une pente de sable. Ces tests ont varié les paramètres géométriques et mécaniques tels que **B**, **L/B**, **d/B**, **D/B**,  **$\beta$** ,  **$\gamma$** , et  **$\phi$** . Chaque fondation a été testée sous une charge verticale centrée.

La Figure 19 résume les différents cas étudiés, montrant que les essais ont été effectués sur des semelles situées en amont de la crête d'une pente avec un angle  **$\beta$**  de **26,6°** ou **33,7°** (correspondant à une pente de **1/2** ou **2/3**). Les rapports d'élanement **L/B** examinés n'ont pas excédé 6, et la largeur des semelles a été maintenue constante. Varie entre **0,61 m** et **1,83 m**. Les tests de Gemperline ont été réalisés dans une centrifugeuse à un certain nombre de forces gravitationnelles (valeurs de **g**).

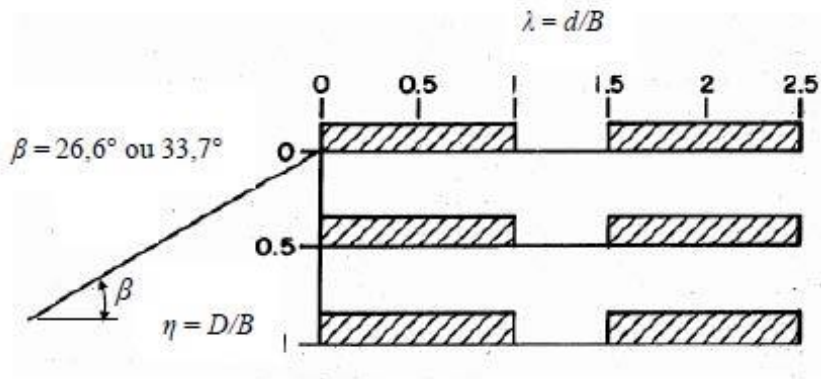


Figure 19. Configurations testées par Gemperline (1988).

Gemperline (1988) a proposé une équation pour la détermination du facteur de portance  $N_{\gamma q}$  utilisé dans l'équation de capacité portante de Meyerhof (1951) :

Equation de Gemperline (1988) s'écrit (1.1)

$$N_{\gamma q} = f(\varphi) \times f(B) \times f(D/B) \times f(B/L) \times f(D/B, B/L) \times f(\beta, d/B) \times f(\beta, d/B, D/B) \times f(\beta, d/B, B/L)$$

(1.2)

Avec :

$$f(\varphi) = 10^{(0.1159\varphi - 2.386)}; f(\beta) = 10^{(0.34 - 0.21 \log_{10} B)}$$

$$f(D/B) = 1 + 0.65(D/B); f(B/L) = 0.27(B/L)$$

$$f(D/B, B/L) = 1 + 0.39(D/B)(B/L) = 1 + 0.39(D/L)$$

$$f(\beta, d/B) = 1 - 0.8 \left[ 1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left\{ 2 / \left[ 2 + (d/B)^2 \tan \beta \right] \right\}$$

$$f(\beta, d/B, B/L) = 1 + 0.6(B/L) \left[ 1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left\{ 2 / \left[ 2 + (d/B)^2 \tan \beta \right] \right\}$$

$$f(\beta, d/B, D/B) = 1 + 0.33(D/B) \tan \beta \left\{ 2 / \left[ 2 + (d/B)^2 \tan \beta \right] \right\}$$

Pour calculer  $f(\mathbf{B})$  la largeur  $\mathbf{B}$  est en pouces, on note aussi que l'équation de Gemperline n'est pas valide pour des angles  $\beta$  supérieurs à  $45^\circ$ . Le rapport entre le facteur de portance  $N_{\gamma q}$  d'une semelle établie au voisinage d'une pente et le facteur de portance de référence  $N_{\gamma q R}$  de la même semelle non encadrée ( $\mathbf{D} = \mathbf{0}$ ), établie sur le même sol à surface horizontale, correspond donc au coefficient réducteur de portance  $i_\beta$ . L'équation (1.3) proposée par Gemperline pour le coefficient réducteur  $i_\beta$  est fonction de l'angle  $\beta$  de la pente, par

Rapport à l'horizontale, et de la distance relative  $\mathbf{d/B}$  de la fondation du bord du talus ainsi que du rapport  $\mathbf{D/B}$ .

$$i_\beta = \frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma q R}} = \left[ 1 + 0.65 \left( \frac{D}{B} \right) \right] \left\{ 1 - 0.8 \left[ 1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \right\} \left\{ \frac{2}{2 + \left( \frac{d}{B} \right)^2 \tan \beta} \right\} \left( 1 + 0.33 \left( \frac{D}{B} \right) \tan \beta \right) \left\{ \frac{2}{2 + \left( \frac{d}{B} \right)^2 \tan \beta} \right\} \quad (1.3)$$

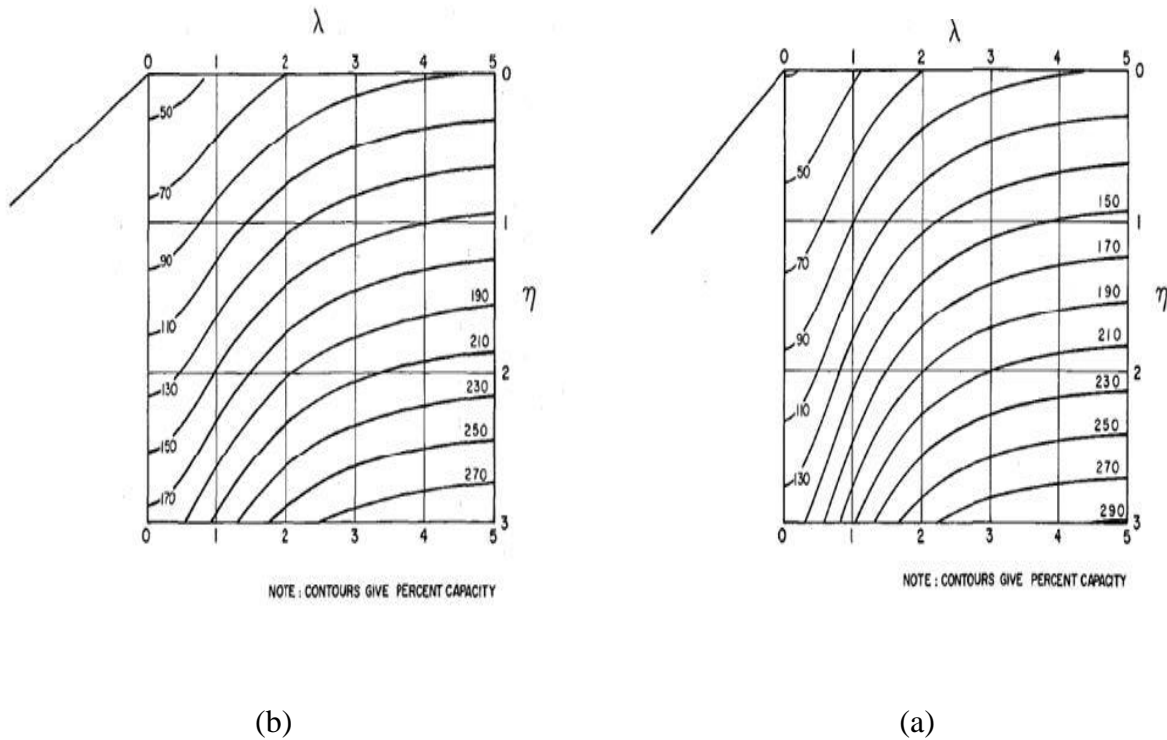
Dans le cas d'une semelle non encadrée ( $D/B=0$ ), l'équation (1.3) devient :

$$i_\beta = 1 - 0.8 \left[ 1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \quad (1.4)$$

Il est à noter que cette expression ne dépend pas ni de la densité du sol, ni de l'angle de frottement interne  $\phi$  du sol. Les **Figures 1.22** (a) et (b) montrent une représentation graphique de l'équation (1.3) pour deux pentes d'angle  $\beta = 26,6^\circ$  ou  $33,7^\circ$  (pente 1/2 ou 2/3), respectivement.

$$N_{\gamma q R} = \left[ 10^{(0.1159\phi - 2.386)} \right] \left[ 10^{0.34 - 0.21 \log_{10} B} \right] \quad (1.5)$$

Notez que l'équation de Gemperline a été utilisée pour déterminer les valeurs  $N_{\gamma q} / N_{\gamma q R}$  bien au-delà de  $\lambda = 1,5$ ,  $\eta = 1,0$  limites des essais de Gemperline.



**Figure 20.** Contour de portance obtenus par l'équation de Gemperline (1988).

## I.8. Conclusion

Les fondations superficielles (semelles isolées ou filantes, radiers) sont la partie de la construction qui transmet directement les charges au sol. Les sols naturels sont souvent hétérogènes et stratifiés. Les observations sur le terrain et les essais sur modèles réduits révèlent l'existence de trois mécanismes possibles de rupture, à savoir :

- Un mécanisme général.
- Un mécanisme de cisaillement localisé.
- Un mécanisme de rupture par poinçonnement.
- D'après les essais sur modèles réduits, la répartition des mécanismes de rupture dépend du type de sol, notamment de la densité du sol et du rayon hydraulique.
- Malgré la longévité de certaines techniques et des constructions sur des sites très variés, le comportement des structures fondées superficiellement reste mal connu.
- Cette ignorance est due à la nature hétérogène des sols et à leurs comportements variés (sable, argile, drainé, non drainé, ...).

# **Chapitre II. Présentation du logiciel de calcul**

## II.1. Introduction

OPTUM G2 est un package d'éléments finis développé spécifiquement pour les applications géotechniques.

L'interface utilisateur graphique permet une génération rapide de modèles d'éléments finis complexes.

Le noyau informatique, basé sur des concepts d'optimisation numérique moderne, a été développé avec une attention particulière à la robustesse et à l'efficacité.

Les fonctionnalités et types d'analyse d'OPTUM G2 incluent :

- Analyse des limites pour calculer des limites supérieures et inférieures rigoureuses sur les charges d'effondrement.
- Analyse de réduction de la résistance pour déterminer les facteurs de sécurité basés sur la résistance.
- Analyse élastoplastique pour l'analyse de l'aptitude au service et la construction par étapes.
- Analyse des infiltrations pour un écoulement général partiellement saturé.
- Analyse initiale des contraintes pour la détermination des contraintes in situ sur la base du coefficient de pression des terres.
- Éléments structurels pour modeler des murs, des ancrages, des géotextiles, etc.

Adaptabilité du maillage pour tous les types d'analyse.

De plus, un certain nombre de matériaux standards avec des paramètres représentant des géo matériaux et des éléments structurels courants sont disponibles.

OptumG2 contient une gamme d'éléments finis, notamment les populaires triangles à 6 et 15 nœuds.

Son cœur de calcul s'appuie sur des algorithmes de pointe qui conduisent à une efficacité et une robustesse sans précédent indépendamment de la complexité du modèle constitutif, du nombre d'éléments dans le maillage, etc.

Le logiciel permet une modélisation simple et intuitive de la géométrie avec reconnaissance automatique des intersections, des surfaces fermées, etc.

Il est également doté de nombreuses fonctionnalités spéciales, pour une modélisation encore plus précise et pratique, notamment des éléments spéciaux pour la modélisation des murs, des ancrages, des géotextiles, interfaces et articulations.

De plus, les géométries modélisées dans des applications de CAO externes peuvent facilement être importées via des fichiers DXF. (K Krabbenhoft,2019).

## **II.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis [3]**

### **II.2.1. Introduction**

Dans le passé, certains problèmes étaient jugés trop complexes pour être résolus par des méthodes analytiques traditionnelles. Aujourd'hui, grâce aux avancées des méthodes numériques, en particulier la Méthode des Éléments Finis (MEF), ces mêmes problèmes peuvent être résolus avec facilité.

L'évolution de l'informatique a révolutionné les sciences de l'ingénieur, nous permettant d'atteindre des niveaux de précision et de complexité dans les calculs qui étaient inimaginables auparavant.

### **II.2.2. Un bref historique de la MEF [3]**

Bien que le terme "Méthode des Éléments Finis" ait été utilisé pour la première fois en 1960 par Ray Clough dans un article sur les problèmes d'élasticité plane, l'idée de l'analyse par éléments finis remonte à bien avant cette date.

En réponse aux questions concernant l'origine de la Méthode des Éléments Finis (MEF) et la période de son développement, il existe trois réponses différentes selon que l'on s'adresse à un physicien, un mathématicien ou un ingénieur. Le tableau 5 illustre l'évolution chronologique de la méthode.

Une approche similaire à la MEF, qui utilise un développement de fonctions continues (une approximation à un certain ordre) définies pour des régions triangulaires, a été proposée pour la première fois par Courant en 1943 dans la littérature des mathématiques appliquées pour résoudre le problème de torsion de Saint-Venant.

La Méthode des Éléments Finis telle que nous la connaissons aujourd’hui a été présentée par Turner, Clough, Martin et Topp en 1956 dans le “Journal of the Aeronautical Sciences”, sous le titre “Analyse de la Rigidité et de la Déflexion des Structures Complexes”.

**Tableau 5.** Publications et périodes ayant marquées l’évolution de la MEF.

1941	Hrenikoff : Division d’un problème d’élasticité au domaine continue, en un certain nombre d’éléments.
1943	Courant : Méthodes variationnelles
1956	Turner, Clough, Martin, Topp: Rigidité-Méthode Directe
1960	Clough : Finite Element, Problèmes plans (le terme Elément Fini utilisé pour la 1er fois)
1970	Applications sur gros ordinateurs
1980	Applications sur micro-ordinateurs
1990	Possibilité d’analyse de gros systèmes de structures

La publication décrit méthodiquement l’approche par déplacements, une avancée majeure pour résoudre les problèmes de contraintes dans le plan. Cette approche utilise des éléments finis triangulaires, dont les caractéristiques sont dérivées des équations fondamentales de la théorie de l’élasticité. Grâce à l’informatique, la Méthode des Éléments Finis (MEF) a gagné en popularité en raison de sa capacité à effectuer rapidement une multitude de calculs, principalement numériques. Parallèlement à l’évolution des ordinateurs toujours plus performants, l’usage de la MEF s’est considérablement développé.

### II.2.3. Idée de base de la Méthode des Éléments Finis [3]

Dès le début de leur formation, les ingénieurs apprennent à évaluer les surfaces et les volumes d'objets aux formes irrégulières en les décomposant en éléments de base aux formes géométriques simples.

Cette approche est fondamentale pour des calculs plus avancés tels que la détermination des moments d'inertie ou des centres de gravité.

Cette méthode de décomposition a inspiré la Méthode des Éléments Finis (MEF), également connue sous le nom d'analyse par éléments finis (AEF).

La MEF repose sur le principe de simplifier un objet complexe en le divisant en un nombre restreint de blocs élémentaires, facilitant ainsi sa manipulation.

Cette stratégie de simplification se retrouve dans divers aspects de la vie quotidienne et dans les applications technologiques, offrant des solutions pratiques aux défis rencontrés par les ingénieurs.

Voici quelques exemples où ce concept est appliqué :

- Les jeux de construction Lego, qui permettent de créer des structures complexes à partir de petites briques.
- La conception architecturale de bâtiments, où des éléments simples sont assemblés pour former des structures plus grandes
- L'approximation de la circonférence et de l'aire d'un cercle, qui peut être simplifiée en utilisant des formes géométriques de base.

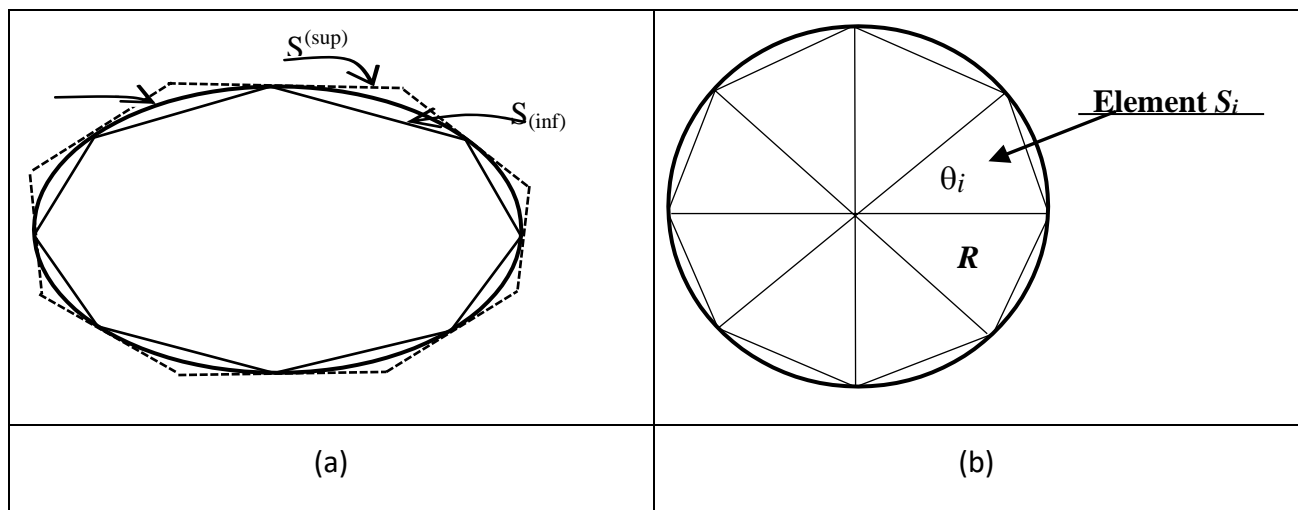


Figure 21.(a) Limite supérieure et inférieure de la circonférence d'un cercle

(b) Approximation de l'aire d'un cercle par des triangles.

La Figure 21 (a) est une illustration du concept même des éléments finis par les mathématiques anciennes, pour trouver la circonférence d'un cercle par approximation de polygones.

En utilisant l'appellation moderne on peut qualifier chaque côté du polygone d'élément finis. On remarquera que lorsque le nombre de polygones augmente la valeur d'approximation converge vers la valeur exacte.

La figure 21 (b) illustre aussi l'idée bien ancienne d'un calcul approché bien avant que le nom 'élément finis' ne soit courant.

La surface d'un seul triangle est :  $S_i = \frac{1}{2} R^2 \sin \theta_i$

$$\text{La surface du cercle : } S_n = \sum_{i=1}^N S_i = \frac{1}{2} R^2 N \sin\left(\frac{2\pi}{N}\right) \rightarrow \pi R^2 \text{ lorsque } N \rightarrow \infty$$

$N$  - nombre total des triangles considérés dans l'approximation (**éléments**).

On remarque que des objets compliqués peuvent être représentés par des parties simples (éléments)

#### II.2.4. Pourquoi choisir la MEF ? [3]

Les techniques de conception, de calcul et d'analyse s'appuient sur des méthodes manuelles, l'expérience acquise ou des processus automatisés et des simulations informatiques.

Parmi ces techniques, la Méthode des Éléments Finis (MEF) est la plus couramment utilisée par les ingénieurs pour la simulation sur ordinateur.

C'est une approche principalement numérique qui transforme les équations fondamentales (systèmes d'équations différentielles) en une structure matricielle idéale pour le traitement automatique par ordinateur.

De plus, la MEF est un composant standard de toutes les applications logicielles commerciales de calcul de structures qui possèdent une interface graphique utilisateur (GUI).

#### II.2.5. Domaines d'application de la MEF [3]

Les principaux domaines d'application de la MEF sont au nombre de trois :

- Problèmes d'équilibre et statique : dans lequel le comportement du système ne varie pas avec le temps.

- Problèmes de dynamique et de stabilité (valeurs propres) : ce sont des extensions des problèmes d'équilibre pour lesquelles des valeurs spécifiques ou critiques de certains paramètres sont déterminés.
- Problèmes de propagation : ils concernent les problèmes où les phénomènes dont le comportement est dépendant du facteur temps.

### II.3. Présentation de l'OPTUM G2 [8]

#### II.3.1. Introduction

OptumG2 est un logiciel d'éléments finis conçu pour les défis géotechniques liés aux valeurs limites. Il partage des fonctionnalités communes avec d'autres logiciels répandus, mais se distingue par ses attributs exclusifs. Il permet de réaliser des analyses élastoplastiques incrémentielles, des études de percolation et des consolidations. Sa particularité réside dans sa capacité à déterminer la charge limite et ses bornes supérieure et inférieure, sans nécessiter d'analyse élastoplastique incrémentielle. Cette méthode d'analyse limite numérique, qui consiste à augmenter les charges externes ou à affaiblir la résistance des matériaux jusqu'à la rupture, est la fonctionnalité distinctive d'OptumG2 qui le différencie des autres logiciels du domaine.

#### II.3.2. Conditions initiales [12]

La détermination des contraintes initiales et des pressions d'infiltration fait partie intégrante de la plupart des géo mécaniques.

Analyse. Ceux-ci peuvent être calculés dans une étape distincte qui est ensuite liée à l'analyse principale Scène. La liaison est réalisée en spécifiant une étape Fromm pertinente dans le ' Stage Manager '.

L'état De l'étape Fromm sera alors utilisé comme état initial de l'analyse.

Dans le but de déterminer l'état initial, OPTUM G2 comprend un type d'analyse unique, Initial Stress, qui réalise les deux étapes suivantes :

1. Analyse des infiltrations pour déterminer les pressions d'infiltration en régime permanent.
2. Calcul des contraintes initiales sur la base du coefficient de pression des terres ou par chargement gravitaire.

À l'étape 2, des conditions drainées sont supposées. Concernant l'étape 2, il existe deux possibilités de calcul l'état de stress. La méthode exacte de calcul dépend du paramètre Conditions initiales pour le matériel :

1. Calcul par chargement gravitationnel : le poids propre est ici appliqué dans un calcul élastoplastique qui utilise les paramètres des matières élastiques et plastiques.

2. Calcul par analyse K0 : il s'agit d'un calcul spécialisé qui vise à trouver une répartition des contraintes qui satisfait aux conditions d'équilibre et de rendement tout en visant à satisfaire

Les conditions de contraintes initiales dans la plus grande mesure possible.

$$\sigma'_{x,0} = \sigma'_{z,0} = K_0 \sigma'_{y,0}$$

La terre le coefficient de pression,  $K_0$ , doit être précisé si cette méthode est choisie (il est égal à 0,66 pour le Matériau d'argile ferme).

Dans ce manuel, sauf indication contraire explicite, la deuxième option est utilisée. au lieu de spécifier une étape distincte dans laquelle l'état initial est déterminé, il est possible Pour que les contraintes initiales et les pressions d'infiltration soient calculées automatiquement. Cela sera fait si non de l'étape est spécifié.

Dans ce cas, les deux étapes de l'analyse des contraintes initiales décrites ci-dessus seront Être effectué.

Les exceptions sont les types d'analyse Élastique et Élastoplastique dans lesquels seul le premier Étape est effectuée (la deuxième étape est l'analyse élastique/élastoplastique elle-même qui est réalisée avec la période spécifiée). Il est fortement recommandé que les contraintes initiales soient examinées d'un œil critique.

Dans le cadre de l'interprétation globale des résultats. Et en cas de doute sur la véracité du message automatique

État calculé, il est recommandé de le déterminer dans une étape distincte (le surcoût de ceci est généralement négligeable et peut même permettre de gagner du temps si le même état initial est utilisé dans plusieurs analyses).

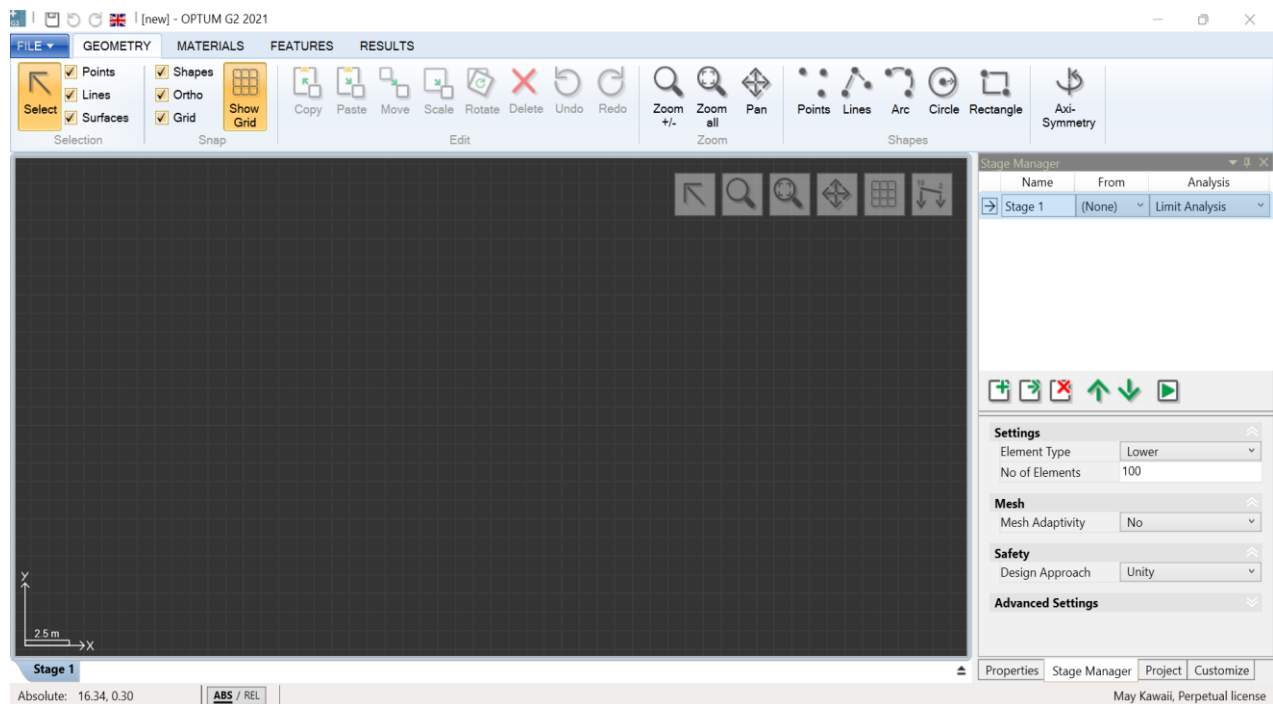
### II.3.3. Interface de démarrage [8]

OptumG2 a une interface conviviale. Une vue plein écran du programme au démarrage peut être comme le montre la figure 22. Les différentes composantes du programme sont nommées dans la figure.

Le programme comporte les rubans suivants :

- **Géométrie**
- **Matériaux**
- **Caractéristiques**
- **Résultats**

Ces rubans sont représentés respectivement sur la figure 23, la figure 24, la figure 25 et la figure 26. De manière concise, la géométrie du problème en question va être dessinée dans le ruban Géométrie ,puis dans le ruban Matériau, le modèle de matériau souhaité sera attribué aux géométries dessinées.



**Figure 22.** Une vue plein écran de l'interface graphique OptumG2.

Dans le ruban Fonctionnalités, les fonctionnalités telles que la charge, la plaque, etc. peuvent être attribuées au dessin.

Géométrie et le ruban Résultats affiche les résultats du calcul. Dans le régisseur, c'est possible de créer et de gérer les différentes étapes de la simulation.

Dans la sous-section suivante, chacun de ces rubans et ce qu'ils font ont été expliqués.

### II.3.4. Géométrie [8]

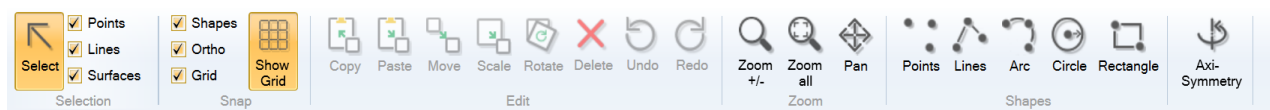
Dans ce ruban, on peut commencer à dessiner la géométrie souhaitée d'un problème de valeurs limites. Suivant

Des options sont disponibles pour dessiner la géométrie souhaitée :

- **Points**
- **Arc**
- **Rectangle**
- **Lignes**
- **Cercle**

Il existe également la possibilité d'importer du DXF pour dessiner la géométrie. Il est également possible pour importer une image avec une hauteur et une largeur spécifiées pour dessiner la géométrie à partir de celle-ci.

Le programme peut effectuer à la fois une analyse de déformation plane et une analyse d'asymétrie et cela peut être spécifié dans ce ruban.



**Figure 23.** Ruban de géométrie dans OptumG2.

### II.3.5. Matériaux [8]

Dans OptumG2, les matériaux sont classés en six catégories pour différents éléments de modélisation :

- **Solides** : Comprend des matériaux comme le sol, la roche, le béton, ainsi que les interfaces entre ces matériaux.
- **Fluides** : Utilisés spécifiquement pour la modélisation des fluides.
- **Plaques** : Destinés à la modélisation de structures métalliques, notamment en acier.

- **Géo grillées** : Pour la représentation de géo grillées dans les modèles.
- **Connecteurs** : Conçus pour simuler des ancrages à extrémité fixe et des connexions entre plaques.
- **Charnières** : Employés pour la modélisation de charnières dans les structures.

Pour une compréhension approfondie des modèles, de leur comportement et des paramètres associés, il est recommandé de consulter l’ouvrage de (Krabbenhøft) et al. [2016c]. Parmi ces catégories, les solides sont fréquemment utilisés et seront donc abordés de manière plus détaillée. Les matériaux pour les solides disponibles dans OptumG2 incluent : (Ici, vous pouvez lister les matériaux si vous les avez ou les connaître).

- |                      |  |                 |
|----------------------|--|-----------------|
| ➤ Mohr-Coulomb       | ➤ Durcissement Mohr-Coulomb                | ➤ Boulonner     |
| ➤ Tresca             | ➤ Cisaillement anisotrope non drainé (AUS) | ➤ GSK           |
| ➤ Élastique linéaire | ➤ Imprimeur Prague                         | ➤ Came modifiée |
| ➤ Rigide             | ➤ Hook-Sourcil                             |                 |

Dans cette étude, l’accent a été mis sur l’utilisation des modèles Rigide, Élastique Linéaire, Mohr-Coulomb et Tresca. Les descriptions détaillées et les caractéristiques essentielles de ces modèles seront exposées dans les sous-sections qui suivent.

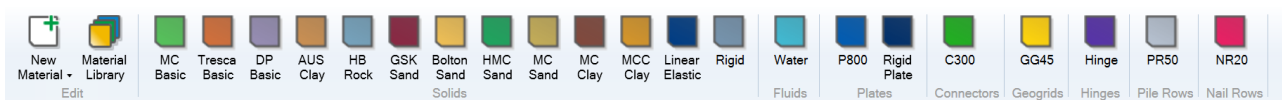


Figure 24. Ruban de matériau dans OptumG2.

### II.3.5.1. Mohr-coulomb [5]

Le modèle de Mohr-Coulomb est couramment appliqué pour caractériser le comportement au cisaillement des sols, tels que les sables et les argiles, sur des périodes courtes ou prolongées. Dans le logiciel OptumG2, ce modèle propose trois variantes d’élasticité : isotrope linéaire, isotrope non

linéaire et anisotrope non linéaire. Pour la variante isotrope linéaire, il existe deux ensembles de paramètres pour définir les propriétés du matériau :

❖ **Ensemble A :**

- Module de Young, (E) [MPa]
- Coefficient de Poisson, ( $\nu$ )

❖ **Ensemble B :**

- Module de masse, (K) [MPa]
- Module de cisaillement, (G) [MPa]

### II.3.5.2. Tresca [5]

Le critère de Tresca, une variante spécifique du modèle de Mohr-Coulomb avec un angle de frottement interne ( $\varphi = 0$ ), est utilisé pour analyser les sols fins comme l'argile et le limon. Ce modèle est pertinent pour les conditions saturées et non drainées à court terme où il n'y a pas de changement de volume. Sous l'hypothèse de déformation plane, la somme des contraintes principales effectives reste inchangée. Cette somme est la combinaison des contraintes principales majeures et mineures. Il existed deux methods pour applique cu critère :

- **Standard** : nécessite l'entrée de la résistance au cisaillement non drainé,  $s_u$  (kPa).
- **Généralisé** : nécessite l'entrée de la résistance au cisaillement non drainé en compression

Triaxial et en extension triaxial  $s_u$  and  $s_u$  (kPa), respectivement.

### II.3.6. Caractéristiques [8]

Les charges, les conditions aux limites et les éléments structurels sont placés dans le ruban « Caractéristiques ».

Chacun des ceux-ci peuvent être appliqués à n'importe quelle ligne (ou point) en cliquant sur la ligne et en cliquant sur le bouton souhaité.

Article Dans le ruban « Fonctionnalités », les fonctionnalités suivantes peuvent être vues

- |                    |           |                   |            |
|--------------------|-----------|-------------------|------------|
| ➤ Flux BC          | ➤ Soutien | ➤ Ancres          | ➤ Engrener |
| ➤ Consolidation BC | ➤ Charges | ➤ De construction | ➤ Autre    |

Les fonctionnalités telles que le support, les charges et autres qui sont pertinentes ici seront expliquées.

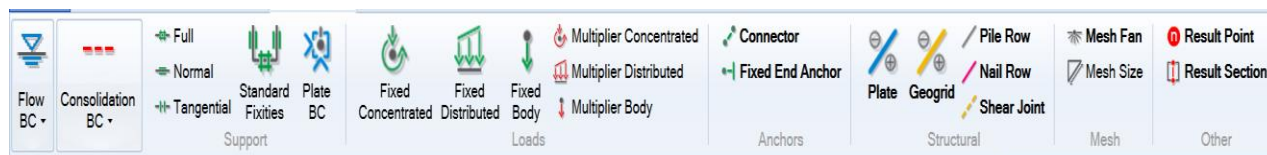


Figure 25. Ruban de fonctionnalités dans OptumG2.

### II.3.6.1. Soutien

Cette catégorie contient les fonctionnalités suivantes :

- **Complet** : Cette option contraint le déplacement dans toutes les directions le long de la ligne sélectionnée.
- **Normal** : le déplacement normal à la ligne sélectionnée est attribué à zéro.
- **Tangentiel** : les déplacements le long de la ligne sont mis à zéro.
- **Fixités standard** : Cette option applique le « Support normal » à toutes les lignes verticales et le « Support complet » support aux lignes horizontales.
- **Plaque BC** : cette fonctionnalité attribue des fixités verticales, horizontales et de moment à un point donné. Le déplacement peut être fixe, libre ou avoir une valeur donnée.

Le support de ligne (Normal, Tangentiel, Complet) fonctionne également comme une limite imperméable.

C'est Il est recommandé d'utiliser les fixités standards pour les problèmes de valeurs limites habituels, tels que celui utilisé dans cette étude.

### II.3.6.2. Des charges

OptumG2 offre six fonctionnalités distinctes, réparties en deux catégories : Charges fixes (marquées en vert) et charges multiplicatrices (marquées en rouge). Les charges multiplicatrices sont cruciales dans l'analyse limite, où elles sont augmentées jusqu'à atteindre une charge limite. Les charges fixes, quant à elles, appliquent une charge constante dans tous les types d'analyses.

Les trois types de charges au sein de chaque catégorie sont les suivants :

- **Charge concentrée (en KN/m)** : C'est une charge ponctuelle qui peut être appliquée uniquement sur les plaques et géo grilles.
- **Charge répartie (en KN/m<sup>2</sup>)** : Ce sont des charges linéaires qui peuvent être appliquées le long de n'importe quelle ligne.
- **Charge corporelle (en KN/m<sup>3</sup> ou  $\times g$ )** ou en fraction du poids unitaire (une multiplication  $\times g$ ) : Ce type de charge peut être appliqué sur les solides et les plaques. Elle peut être exprimée soit en force (en KN/m<sup>3</sup>) soit en fraction du poids unitaire du solide concerné.

La figure 26 illustre ces trois types de charges différentes. Ces charges peuvent être spécifiées en termes d'ampleur et d'orientation, en utilisant soit le système de coordonnées local, soit le système de coordonnées global.

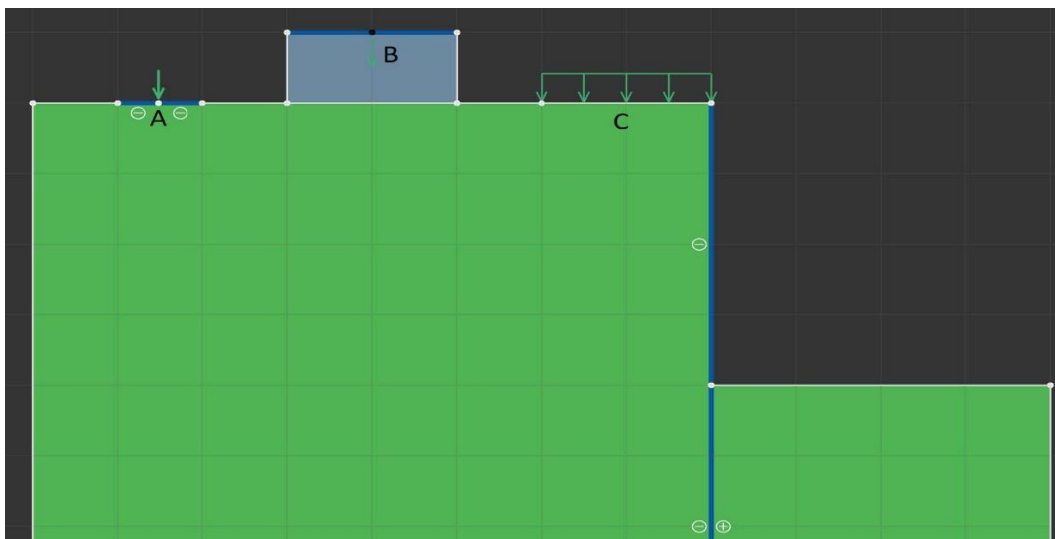


Figure 26. Différents types de charges : (A) Charge concentrée, (B) Charge corporelle, (C) Charge distribuée.

### II.3.6.3. De construction

Voici une reformulation de la catégorie que vous avez présentée :

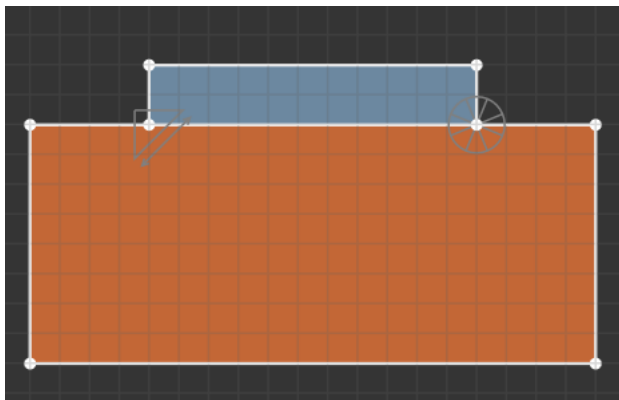
- **Plaques** : Elles représentent des éléments de poutre conçus pour simuler des structures minces, telles que les palplanches. Les différents ensembles de matériaux applicables seront détaillés ultérieurement.

- **Géo grille** : Ce type d'élément de ferme est employé pour la modélisation de géo grilles et d'ancrages injectés. Les options de matériaux pour ces modélisations seront aussi précisées prochainement.
- **Pile Rowe** : Ces éléments spéciaux sont utilisés pour intégrer la tridimensionnalité dans le problème.
- **Rangée de clous** : Cette fonctionnalité est analogue à celle de la rangée de pieux, mais utilise des clous à la place des pieux. Les détails seront fournis dans un document ultérieur.
- **Joint de cisaillement** : Ce sont des éléments d'interface permettant de modéliser les discontinuités internes du sol ou interface entre deux domaines solides. Des modèles de sol peuvent leur être attribués.

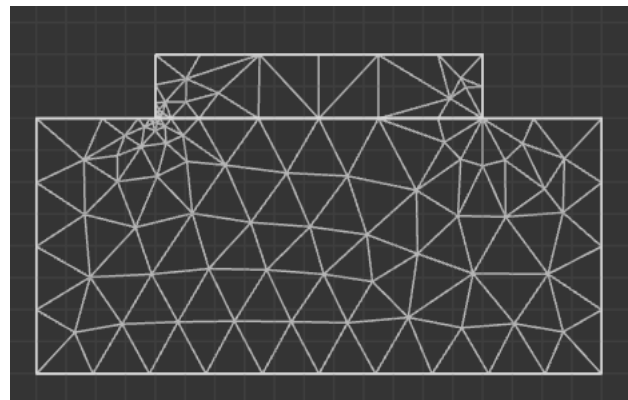
#### II.3.6.4. Engrener

La catégorie de maillage offre deux options principales :

- **Ventilateur en maille** : Cette fonction est utilisée pour générer un éventail d'éléments autour d'un point central, illustré par la figure 27.
- **Taille du maillage** : Cette option permet de définir la taille des mailles pour différents types de géométries avant le début de la modélisation.



(a) Fonction d'éventail de maillage et de taille de maillage



(b) Maillage résultant

**Figure 27.** Application du maillage et de l'éventail de maillage à une semelle directe.

### II.3.6.5. Autre

Cette catégorie contient deux fonctionnalités :

- **Point de résultat** : cette fonctionnalité enregistre les résultats à un point donné à des fins de traçage ultérieur.
- **Section Résultat** : Cette fonctionnalité agit comme une plaque virtuelle où les forces de section sur cette

Les plaques sont calculées et peuvent être tracées.

### II.3.7. Régisseur [8]

Dans cette fenêtre, il est possible de gérer et d'exécuter les différentes étapes de l'analyse (voir Figure 28). La partie supérieure de la fenêtre montre les différentes étapes et le type d'analyses attribuées pour eux. La moitié inférieure de la fenêtre contient le réglage de l'étape sélectionnée. Entre ces deux boutons de commande sont situés et permettent d'ajouter, de supprimer, de déplacer et d'exécuter le fichier sélectionné analyse.

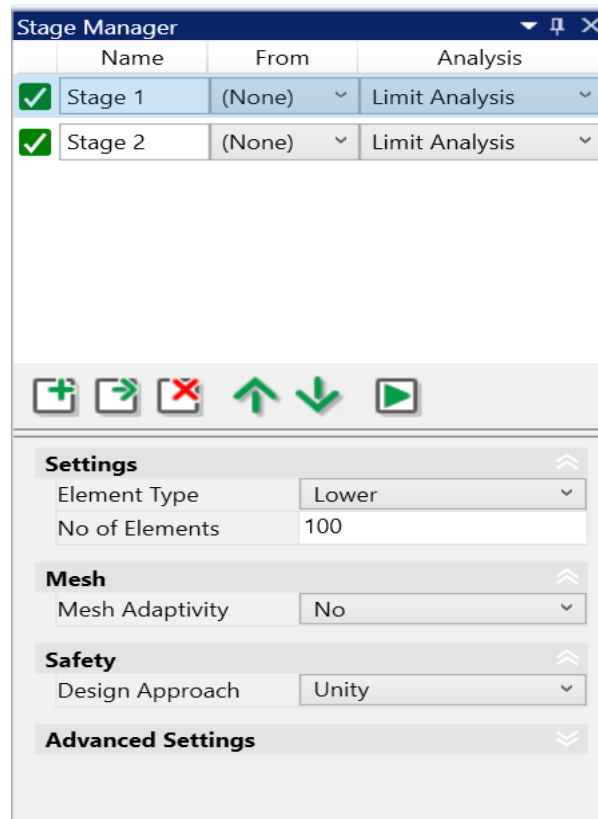


Figure 28. Une vue de la fenêtre du gestionnaire de scène.

### II.3.8. Analyse [8]

Dans cette section, vous pouvez configurer diverses analyses correspondant à différentes phases du projet. Voici les analyses disponibles :

- **Maillage** : Génère un maillage pour le problème de valeurs limites.
- **Infiltration** : Réalise une analyse d'infiltration en utilisant les limites d'infiltration définies.
- **Contrainte initiale** : Vise à équilibrer les contraintes dans le sol en respectant l'équilibre, les conditions aux limites et l'élasticité. Les charges fixes sont considérées, mais pas les charges multiplicatrices.
- **Élastique** : Ignore la condition d'élasticité et toute restriction sur l'évolution des contraintes. Seules les charges fixes sont prises en compte.
- **Analyse Limite** : Permet une évaluation rapide de la stabilité sans réaliser une analyse charge-déformation complète. Les charges multiplicatrices sont ajustées jusqu'à défaillance de la structure.
- **Réduction de la résistance** : En diminuant les paramètres du sol, cette analyse détermine la résistance nécessaire pour provoquer une rupture sous une ou plusieurs charges spécifiques.
- **Élastoplastique** : Similaire à l'analyse élastoplastique des programmes d'éléments finis (FE) habituels.
- **Multiplicateur Élastoplastique** : Combine les analyses limite et élastoplastique. Le multiplicateur maximal est trouvé via un chargement incrémentiel.
- **Consolidation** : Analyse de consolidation semblable à celle des programmes FE standards.

Dans la section de réglage, il est possible de choisir le type et le nombre d'éléments désirés. L'option 'adaptabilité du maillage' est aussi disponible, basée sur les principes mathématiques décrits par Lyamin et al. [2005]. Cette fonctionnalité vise à améliorer l'affinement du maillage à travers un mécanisme de control

Le type d'analyse est sélectionné et pour chaque analyse, divers paramètres sont accessibles dans la partie inférieure de la fenêtre (comme indiqué dans la **Figure 28**). Pour cette analyse spécifique, deux paramètres sont cruciaux :

- **Le type d'élément** : à utiliser, qui est trouvé dans les réglages et est par défaut réglé sur 'Inférieur'.
- **Le nombre d'éléments** : à utiliser, également situé dans les réglages, avec une valeur par défaut de 100.

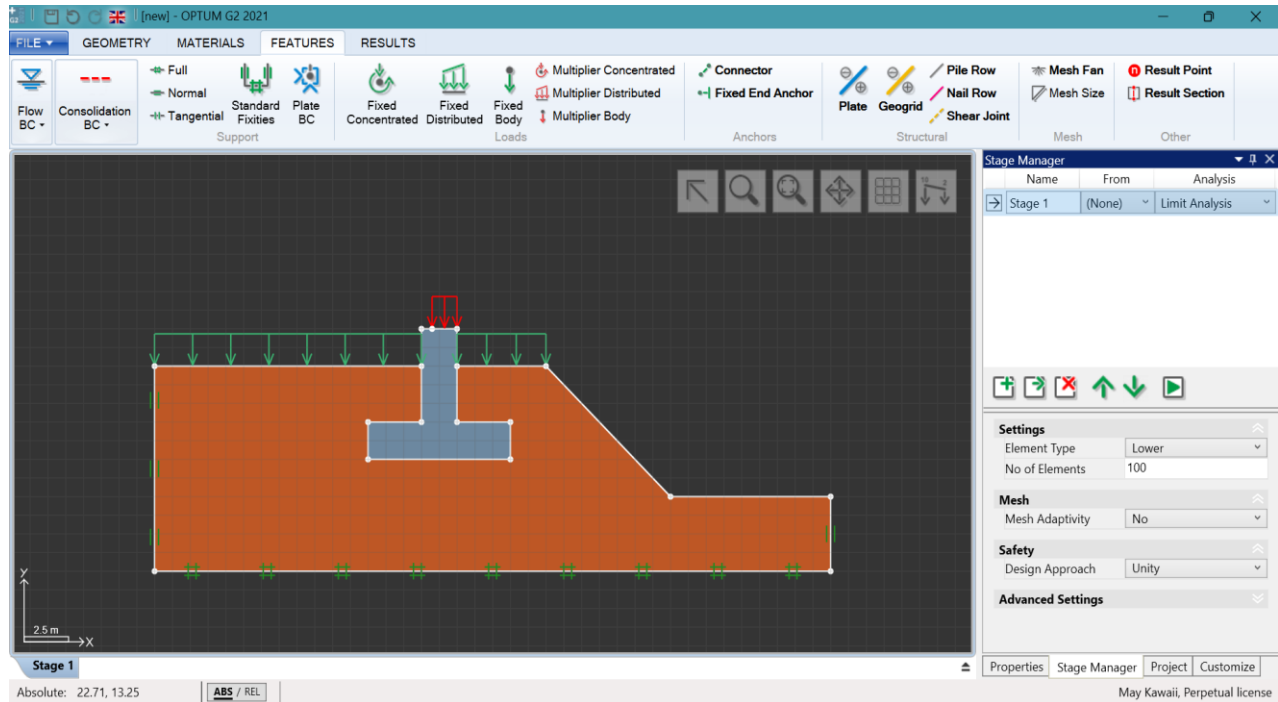


Figure 29. Après avoir précisé le type et le nombre d'éléments et de charges.

En augmentant le nombre d'éléments à 1 000, on obtient une estimation plus précise.

Pour estimer la charge limite ultime supérieure (en plus de l'estimation inférieure), une copie de la scène actuelle est d'abord créée en utilisant le bouton de clonage (le deuxième bouton à partir de la gauche dans les commandes de scène, comme montré dans la figure 30). Dans cette nouvelle scène, le type d'élément est changé en 'Upper' et le nombre d'éléments est fixé à 1 000, comme illustré dans la figure 31



Figure 30. Commandes Stage Manager.

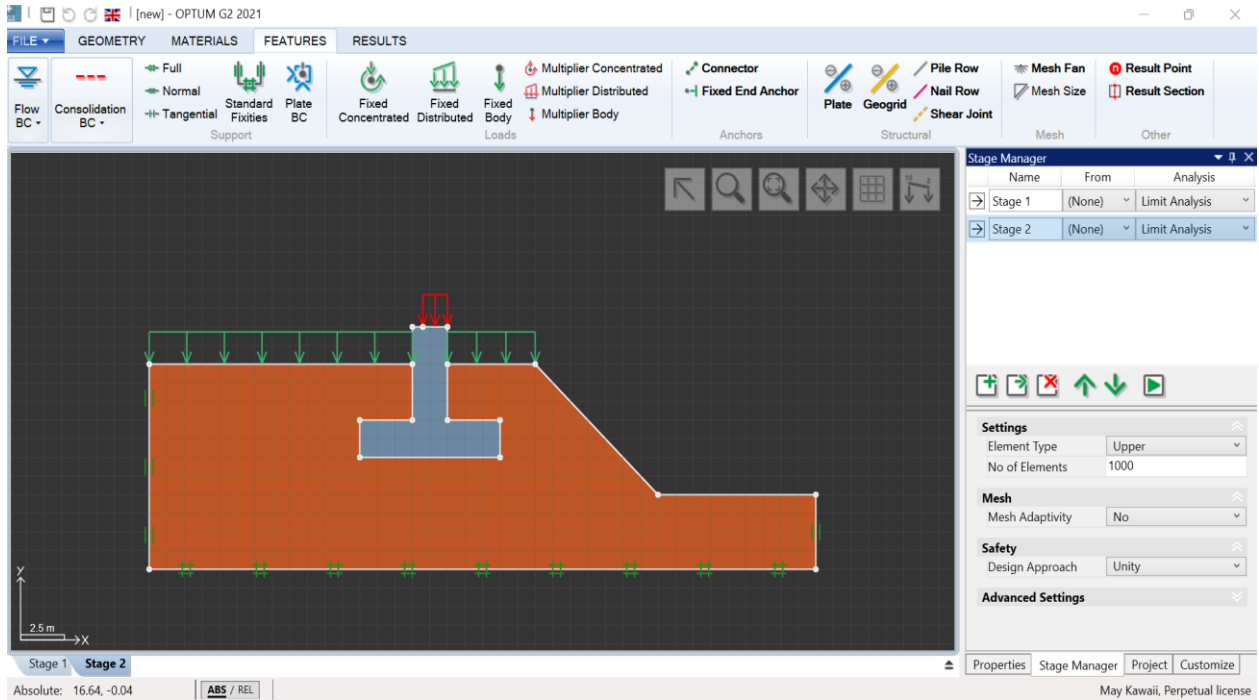
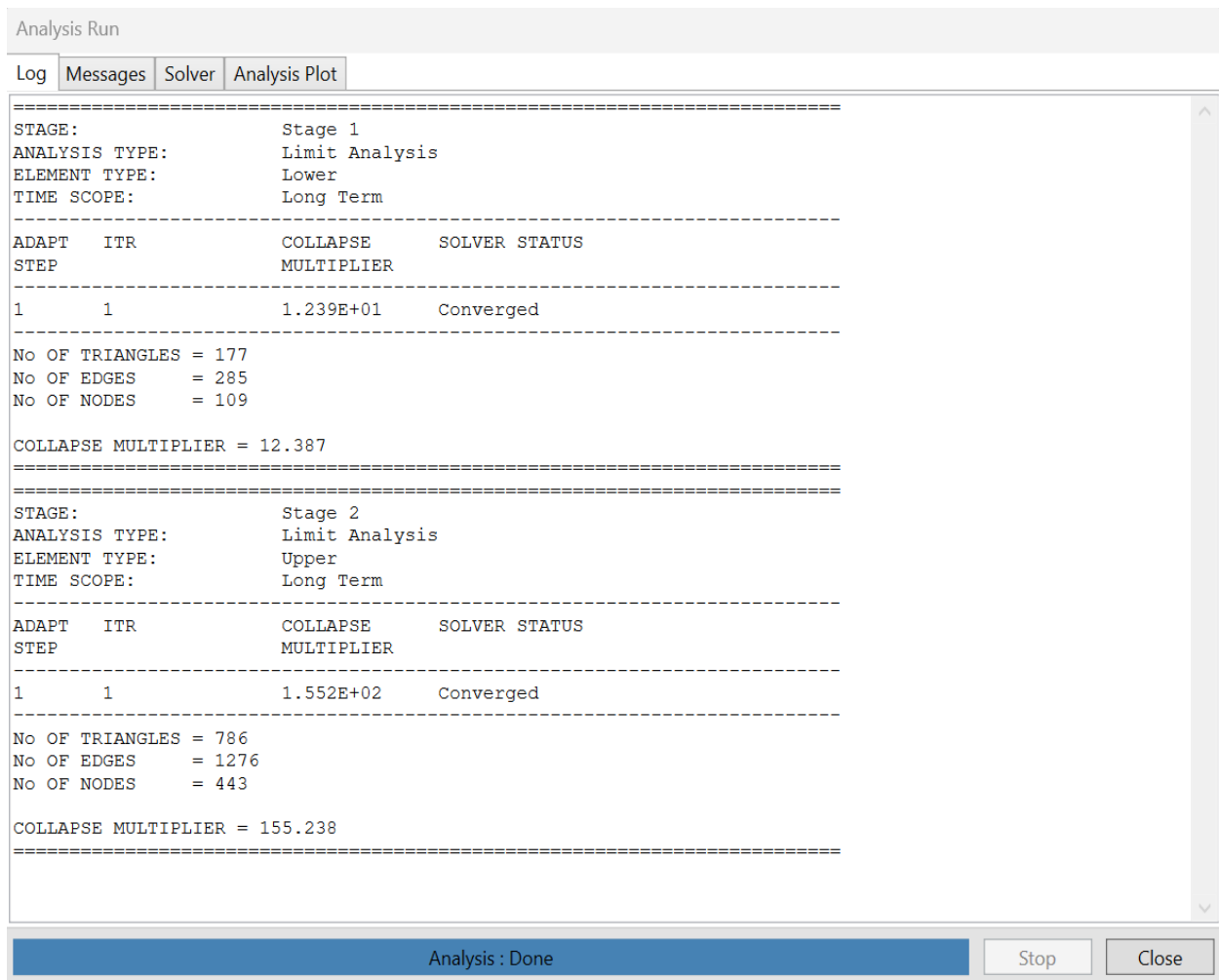


Figure 31. Après clonage de l'étape 1 et changement du type d'élément et du nombre d'éléments.

Le problème, qui comprend les deux étapes précédentes, est traité en cliquant sur le bouton Exécuter l'analyse illustré dans la figure 30 à l'extrême droite.

Les résultats de l'analyse sont affichés dans le journal d'analyse comme le montre la figure 32



**Figure 32.**Journal d'analyse.

### II.3.9. Résultats

Après avoir fermé la fenêtre Historique d'analyse, le programme passe automatiquement à la barre de résultats

La situation est celle illustrée dans la figure 33 et la figure 34 et la figure 35.

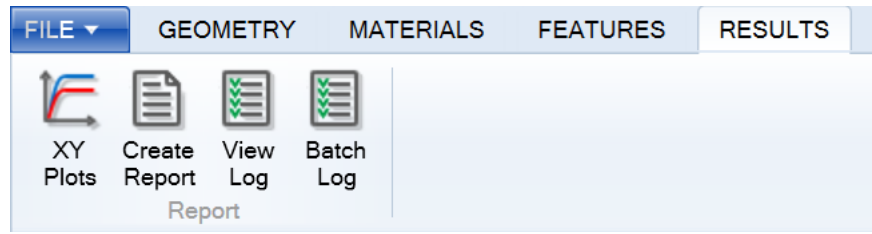


Figure 33. Ruban de résultats dans OptumG2.

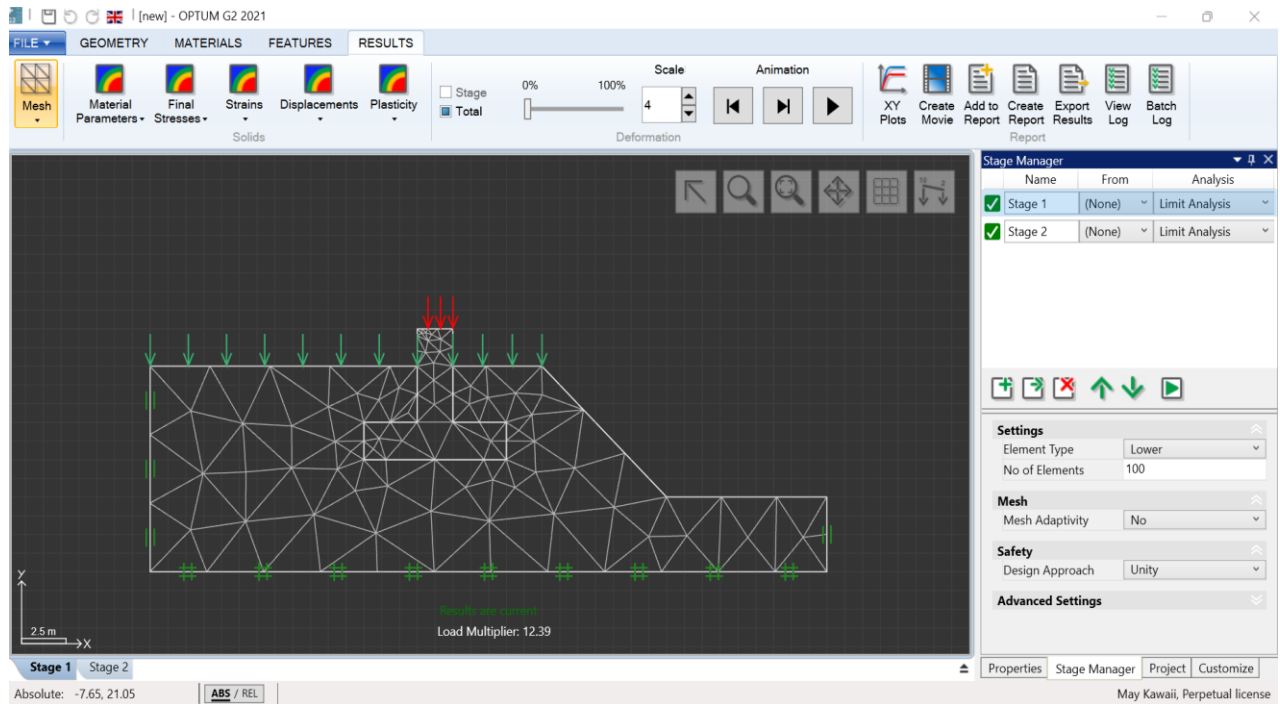


Figure 34. Après analyse (type d'élément Lower nombre d'éléments 100).

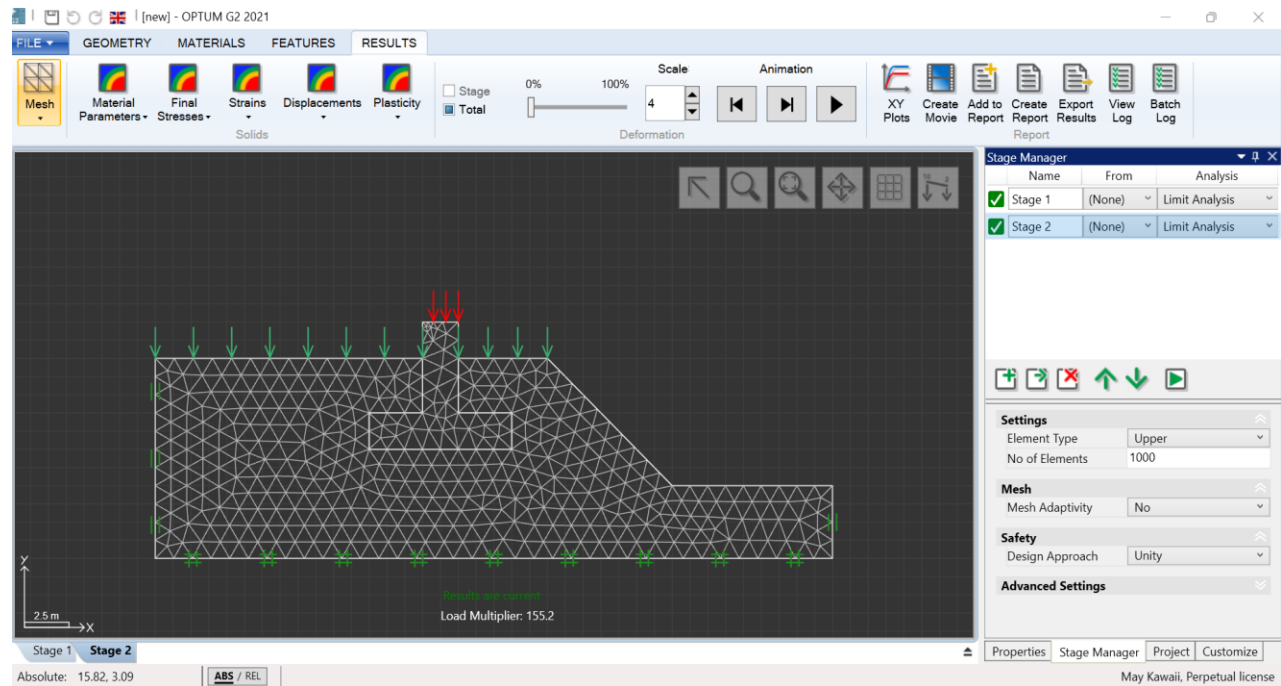


Figure 35. Après analyse (type d'élément Upper nombre d'éléments 1000).

## II.4. Conclusion

Le logiciel OPTUM G2 représente une avancée significative dans le domaine de l'analyse et de la conception des fondations superficielles. Il se distingue par son approche unique de l'analyse limite, qui permet de déterminer les capacités portantes de manière à la fois efficace et pratique. OPTUM G2 est aussi bien équipé pour réaliser des analyses traditionnelles, incluant l'élastoplasticité par étapes, l'infiltration et la consolidation.

Conçu spécifiquement pour les applications géotechniques, ce logiciel d'éléments finis se caractérise par une interface utilisateur intuitive qui facilite la création rapide de modèles complexes. Son moteur de calcul, fondé sur des techniques modernes d'optimisation numérique, a été développé en mettant l'accent sur la robustesse et l'efficacité.

En conclusion, OPTUM G2 intègre des fonctionnalités communes à d'autres logiciels du marché tout en se démarquant par plusieurs aspects fondamentaux. Il permet de calculer directement les charges limites ou les capacités portantes sans nécessiter une analyse élastoplastique traditionnelle par étapes. De plus, il offre la possibilité de calculer des bornes supérieures et inférieures précises pour la charge limite, ce qui permet d'encadrer la solution exacte dans un intervalle généralement restreint.

# **Chapitre III. Etude numérique**

### III.1. Introduction

Les recherches, tant théoriques qu'expérimentales, indiquent qu'un coefficient de réduction doit être appliqué à la capacité portante d'une fondation superficielle située en bordure de pente. Ce segment se consacre à l'analyse numérique de la capacité portante d'une fondation filante soumise à une charge verticale et excentrée, en bord de pente, en utilisant le logiciel Optum G2. L'étude examinera comment l'excentricité de la charge influence la capacité portante de la fondation superficielle, ainsi que l'impact des variations de paramètres sur la charge limite ( $Q_l$ ), et les excentricités droite et gauche pour une fondation posée sur un sol plat comparativement à un sol en pente.

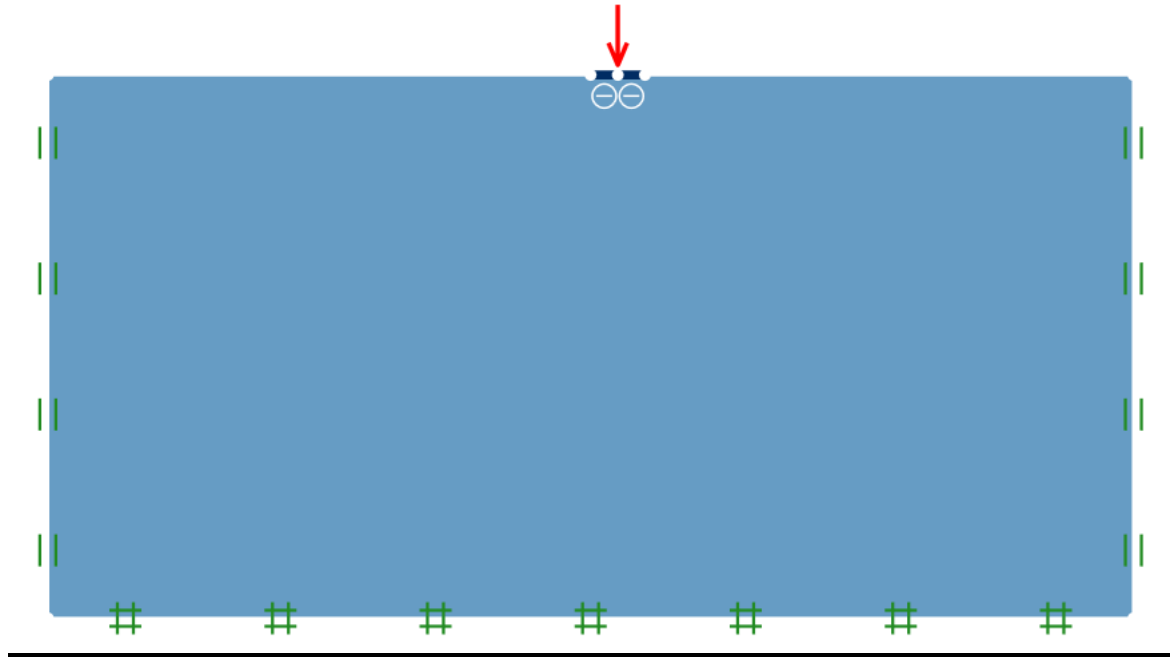
### III.2. Présentation du cas étudié

Dans le cadre de notre recherche, nous nous intéressons à l'impact de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle. Nous observons en particulier une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse, d'une largeur de  $B=1\text{m}$ , qui repose sur un sol meuble et est positionnée à une distance  $d=0$  du bord d'un talus. Le modèle géométrique adopté pour cette analyse est bidimensionnel (**2D**), avec une largeur de  $20B$  et une hauteur de  $10B$ . Les configurations géométriques considérées dans cette étude.

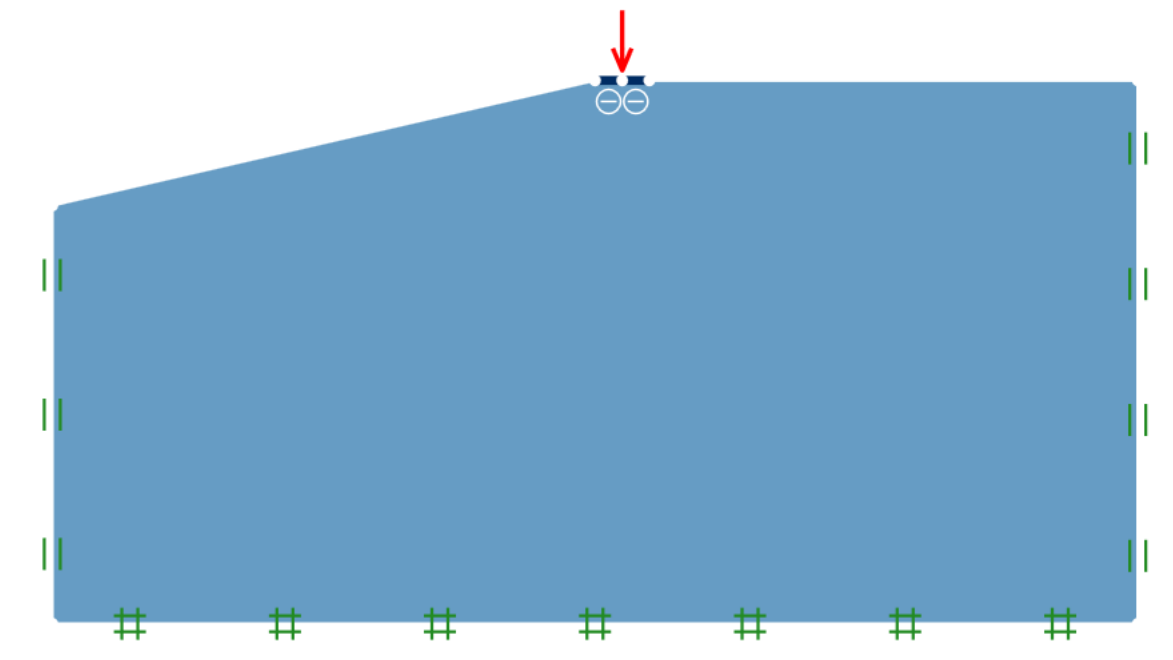
- Un terrain horizontal.
- Une pente de 1/4.
- Une pente de 1/3.
- Une pente de 1/2.

### III.3. Géométrie

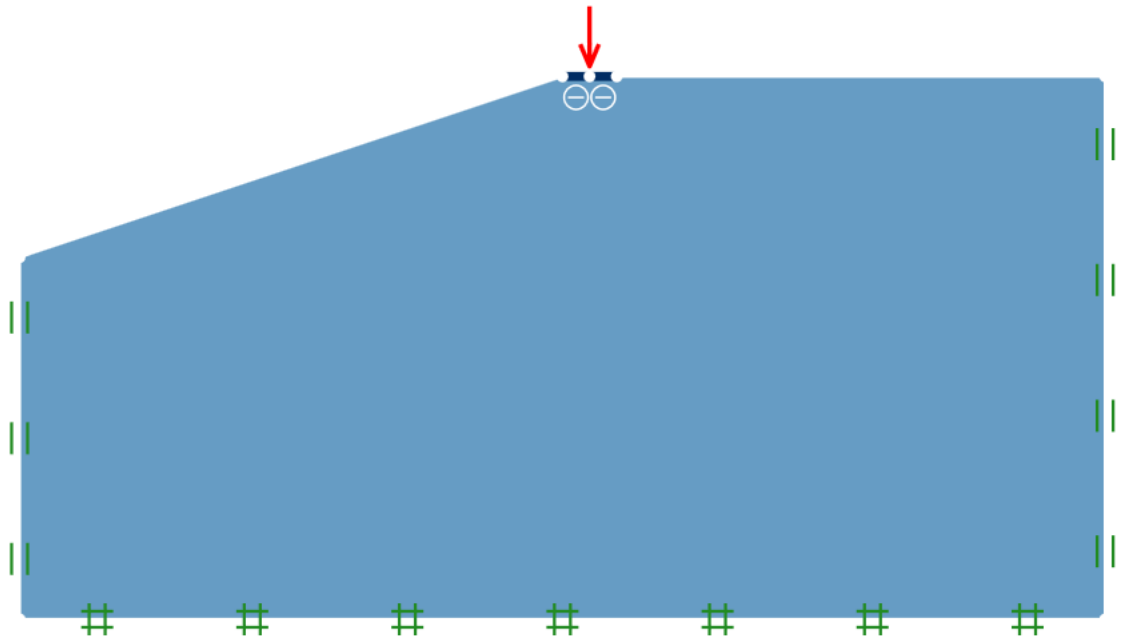
La création d'un modèle d'éléments finis commence par le développement d'un modèle géométrique. Cette dernière forme une représentation schématique de la situation concrète à examiner et se compose de points, de lignes, de surfaces et de couches.



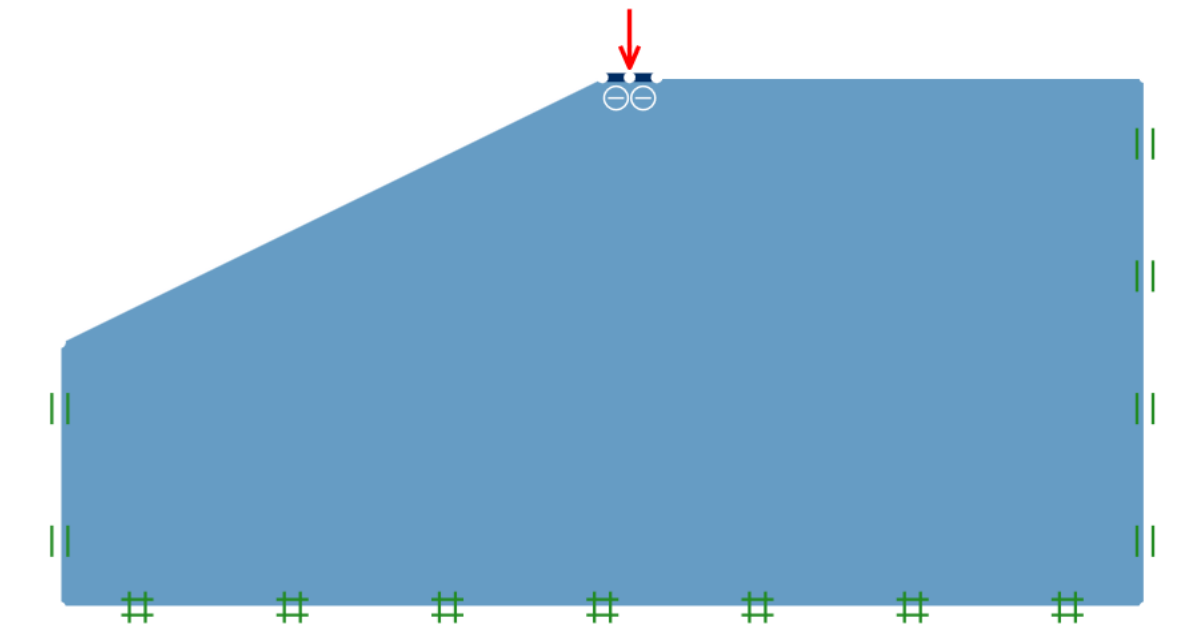
**Figure 36.** Charge centrée sur terrain horizontal.



**Figure 37.** Charge centrée sur une fondation terrain au bord d'une pente 1/4.



**Figure 38.** Charge centrée sur une fondation terrain au bord d'une pente 1/3.



**Figure 39.** Charge centrée sur une fondation terrain au bord d'une pente 1/2.

### III.4. Matériaux

Le sol est régi par un critère élastoplastique où la loi de comportement de Mohr-Coulomb est adoptée.

#### III.4.1. Caractéristiques de sol

Les propriétés du sol sont données dans le tableau suivant **tableau 6**.

**Tableau 6.**Caractéristiques de sol.

<i>Paramètres</i>	<i>Désignation</i>	<i>Valeurs</i>
<i>Poids volumique apparent</i>	$\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	18
<i>Poids volumique sature</i>	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20
<i>Module de déformation</i>	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	30000
<i>Coefficient de poisson</i>	$\nu$	0.25
<i>Cohésion</i>	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	5
<i>Angle de frottement Interne</i>	$\varphi$ (°)	25

#### III.4.2. Caractéristiques de fondation

Pour garantir la rigidité nécessaire, l'épaisseur de la fondation a été définie à **0,2 m**. Ce choix est conforme à la règle de rigidité qui préconise que l'épaisseur (**e**) doit être comprise entre **20%** et **50%** de la largeur (**B**), soit (**0,2B ≤ e ≤ 0,5B**).

### III.5. Caractéristiques

Les charges, les conditions aux limites et les éléments structurels et conditions initiales sont placés dans la barre de propriétés.

#### III.5.1. Conditions initiales

La détermination des contraintes initiales et des pressions d'infiltration fait partie intégrante de la plupart des géo mécaniques.

Dans le but de déterminer l'état initial, OPTUM G2 comprend un type d'analyse unique, Initial Stress, qui réalise les deux étapes suivantes :

- Analyse des infiltrations pour déterminer les pressions d'infiltration en régime permanent.
- Calcul des contraintes initiales sur la base du coefficient de pression des terres ou par chargement gravitaire :
  1. Calcul par chargement gravitationnel : le poids propre est ici appliqué dans un calcul élastoplastique qui utilise les paramètres des matières élastiques et plastiques.
  2. Calcul par analyse K0 : il s'agit d'un calcul spécialisé qui vise à trouver une répartition des contraintes qui satisfait aux conditions d'équilibre et de rendement tout en visant à satisfaire

#### III.5.2. Conditions aux limites

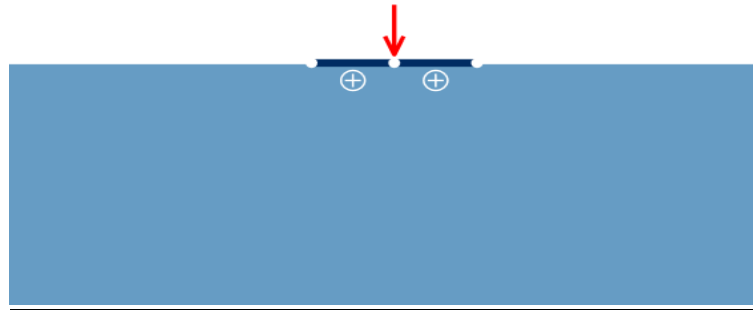
Nous choisissons "Standard Fixities".

Les conditions aux limites sont choisies comme suivant :

- Aucun mouvement horizontal n'est permis le long des frontières latérales de la structure.
- Aucun mouvement n'est autorisé à la base de la structure, impliquant une immobilisation complète dans cette zone.

#### III.5.3. Les charges

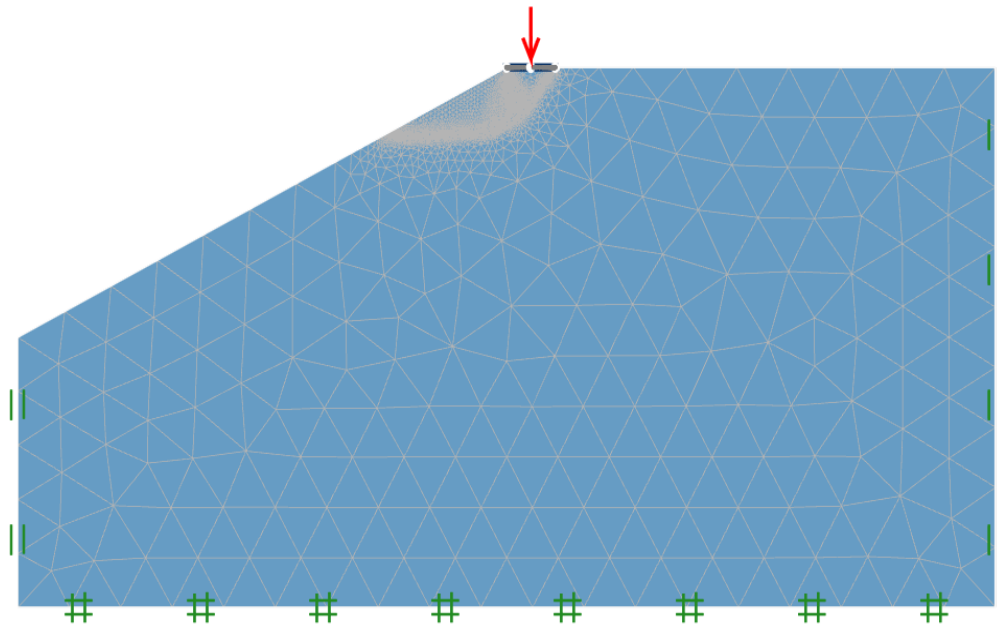
Nous choisissons le multiplicateur de charge concentré, illustré sur la **figure 40**.



**Figure 40.** Charge centrée.

### III.5.4. Génération du Maillage


Nous sélectionnons le menu "Mech", le type d'élément et le nombre d'éléments, où nous définissons "15 nœuds Gauss" et "lower/upper" au type d'élément et définissons 10000 au nombre d'éléments et choisissons "Démarrer les éléments" 2000 après avoir activé "Mesh Adaptivity".



**Figure 41.** Maillage après le calcul pente 1/2.

### III.5.5. Analyse

Nous choisissons la méthode d'analyse "analyse limite".

Après avoir fourni toutes les propriétés et matériaux, on passe à l'analyse en appuyant sur un bouton "run analysis". 

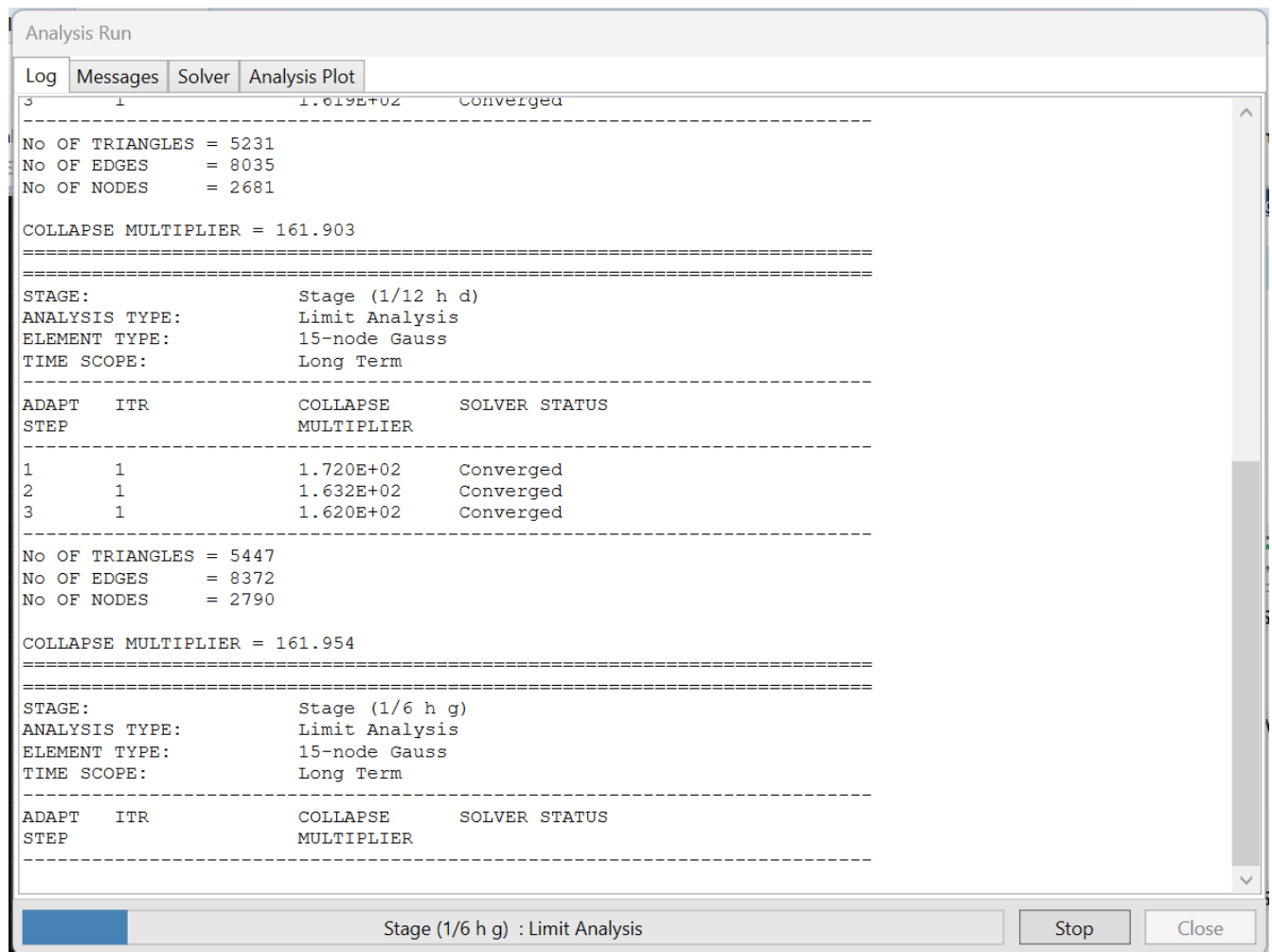


Figure 42. Interface d'analyse.

### III.6. Calcul

#### III.6.1. Fondation sur surface horizontale

Pour une fondation filante reposée sur un sol pulvérulent, établie sur une surface horizontale, la formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma (\varphi) + C N_c (\varphi) + (\gamma_1 D) N_q (\varphi)$$

Où

$N_\gamma$  : facteur de portance d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale.

#### III.6.2. Application numérique

Charge sur terrain plat

$$q_u = \frac{F}{S} + \frac{\gamma_B h}{S}$$

Avec :

- $q_u$ : La charge verticale sur la surface plane.
- F : la charge verticale appliquée sur la semelle.
- $\gamma$  Semelle: Poids volumique de la semelle.
- B : largeurs de fondation ; B=1m

$$q_u = 199.5 \text{ (kN / m}^3\text{)} \quad (\text{15 nœuds Gauss})$$

$$q_u = 197.1 \text{ (kN / m}^3\text{)} \quad (\text{Lower/Upper})$$

Calcul théorique de la capacité portante (selon Terzaghi, Meyerhof et Hansen)

On donne : ( $\varphi=25^\circ$ )

**2.1) Terzaghi**

$$N_{\gamma} = 8.34 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

$$N_q = 12.72 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

$$N_c = 25.13 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

$$q_{u_{\text{terzaghi}}} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} + C N_c + \gamma D N_q$$

$$q_{u_{\text{terzaghi}}} = \frac{1}{2} \times 18 \times 1 \times 8.34 + 5 \times 25.13 + 18 \times 0 \times 12.72$$

$$q_{u_{\text{terzaghi}}} = 200.71 \text{ kN / m}^2$$

**2.2) Hansan**

$$N_{\gamma} = 6.8 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

$$N_q = 10.7 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

$$N_c = 20.7 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

$$q_{u_{\text{Hansan}}} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} + C N_c + \gamma D N_q$$

$$q_{u_{\text{Hansan}}} = \frac{1}{2} \times 18 \times 1 \times 6.8 + 5 \times 20.7 + 18 \times 0 \times 10.7$$

$$q_{u_{\text{Hansan}}} = 164.7 \text{ kN / m}^2$$

## 2.3) Meyerhof

$$N_\gamma = 6.77 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

$$N_q = 10.66 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

$$N_c = 20.72 \text{ (kN / m}^3\text{)}$$

$$q_{u_{Meyerhof}} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + C N_c + \gamma D N_q$$

$$q_{u_{Meyerhof}} = \frac{1}{2} \times 18 \times 1 \times 6.77 + 5 \times 20.72 + 18 \times 0 \times 10.66$$

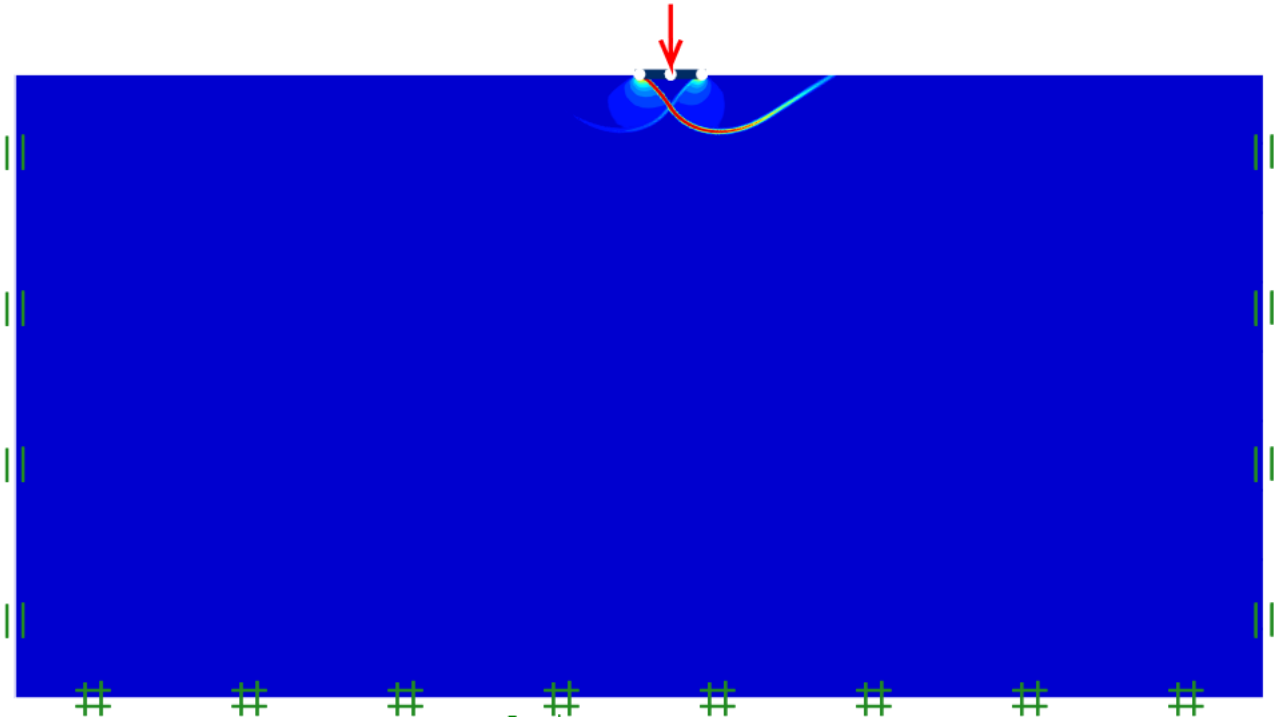
$$q_{u_{Meyerhof}} = 164.53 \text{ kN / m}^2$$

Remarque :

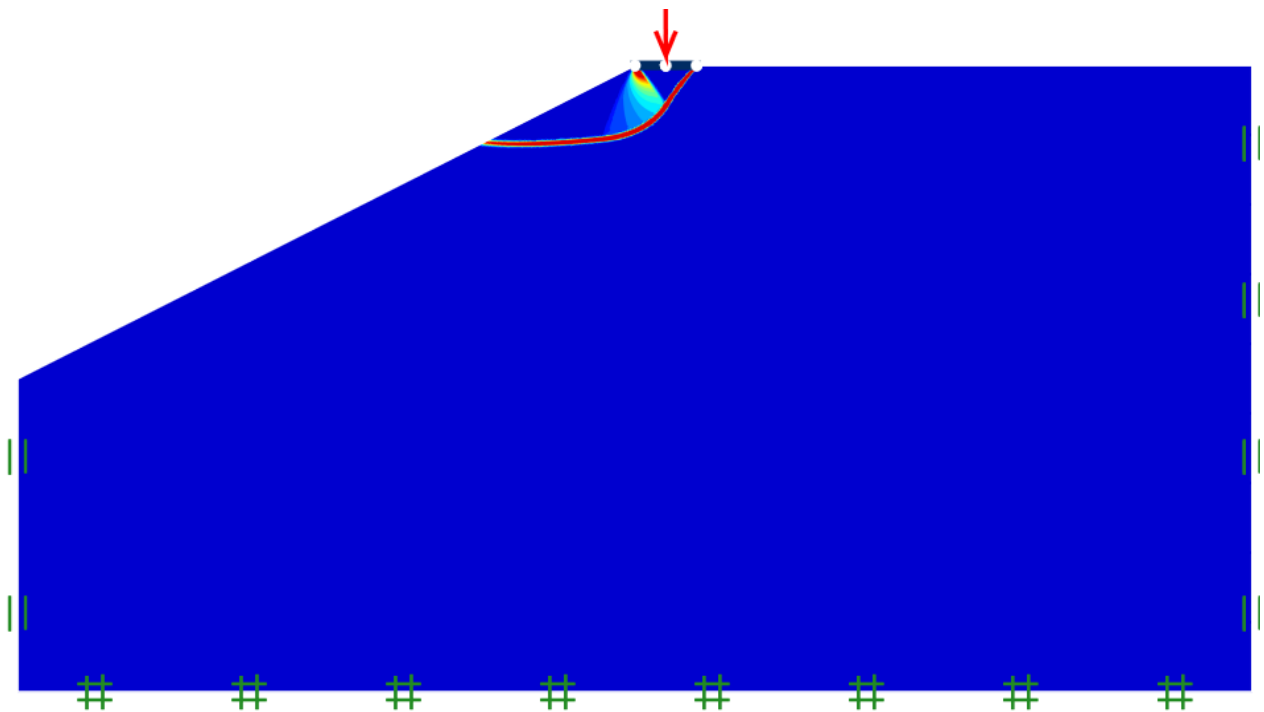
Les résultats indiquent que la valeur de la capacité portante estimée par l'analyse numérique est en adéquation avec celles dérivées des diverses théories existantes.

### III.7. RESULTATS

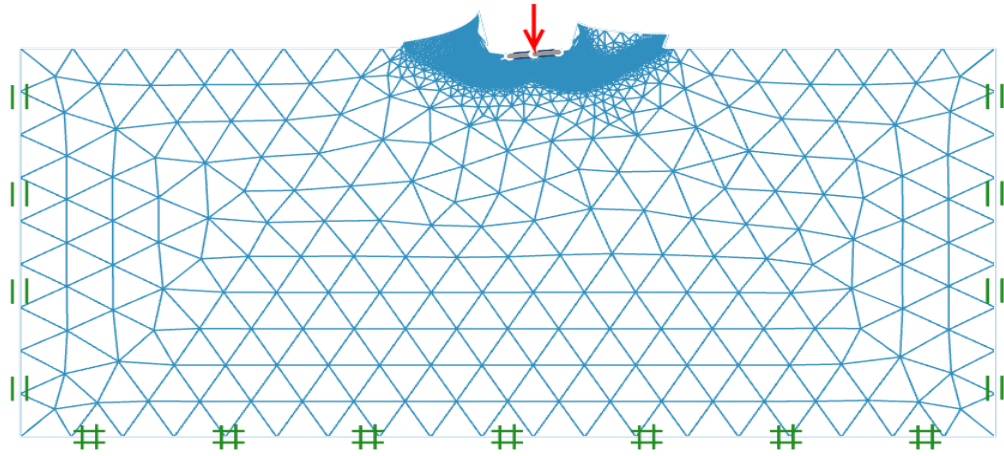
Les principaux résultats du calcul par éléments finis sont les Déformations et Mécanisme de rupture.



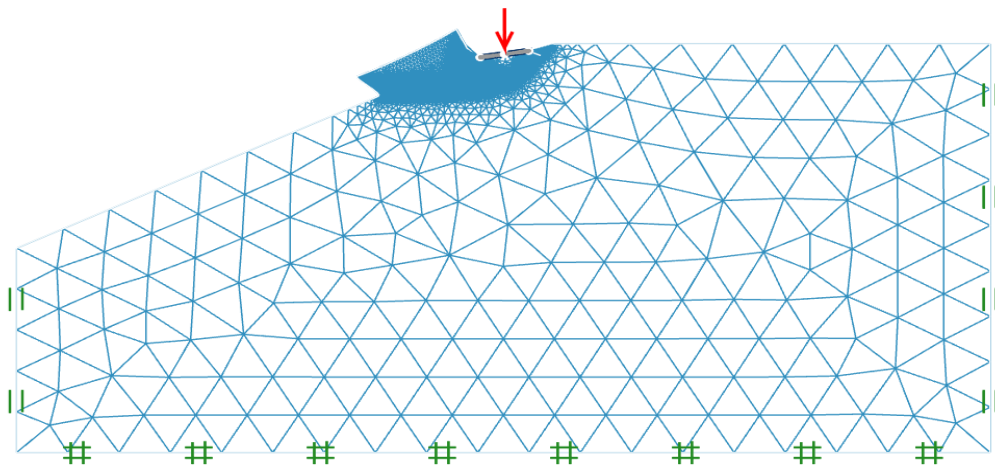
**Figure 43.**Mécanisme de rupture sur terrain horizontal charge centrée (15 nœuds Gauss).



**Figure 44.**Mécanisme de rupture sur pente 1/2 charge centrée (15 nœuds Gauss).



**Figure 45.**Déformation de maillage (terrain horizontal).



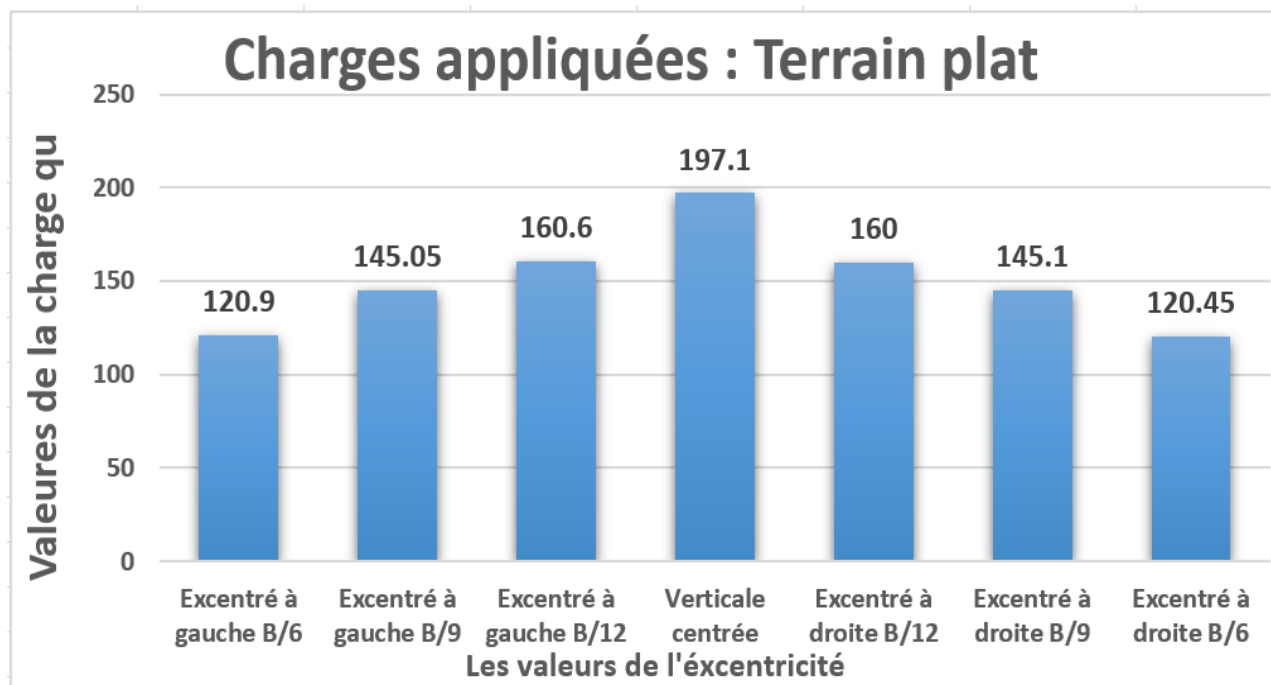
**Figure 46.**Déformation de maillage (pente 1/2).

### III.7.1. L'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation superficielle

#### 1) Sur terrain plat

##### Comparaison

- ✓ Notez que la valeur la capacité portante dans le cas d'une charge verticale centrée est la plus grande valeur comparée aux valeurs de l'excentricité sur la droite et la gauche.
- ✓ Les valeurs de la capacité portante son données pour les excentricités de la charge (à droite et à gauche) : 0, B/12, B/9, B/6. Presque égale aux valeurs à droite et à gauche respectivement et moins que valeur résultant de la charge vertical centre.



**Figure 47.** Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas terrain plat (Lower/Upper).

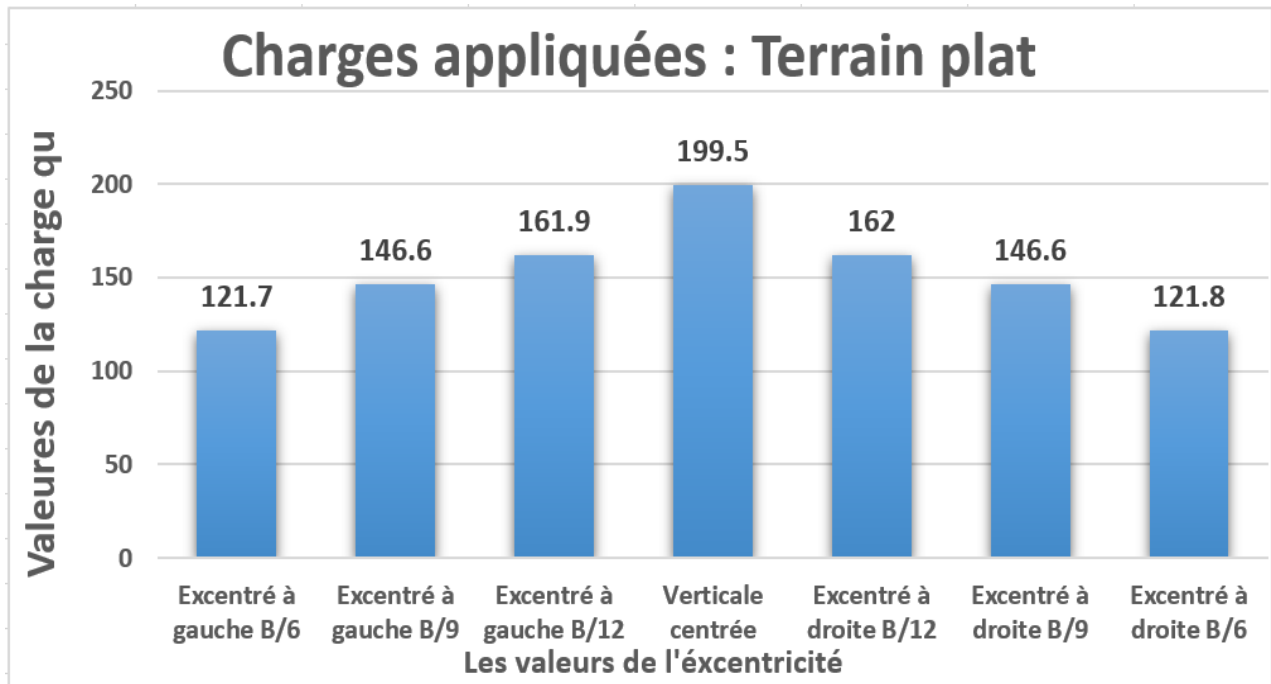


Figure 48. Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas terrain plat (15 nœuds Gauss).

## 2) Au bord d'une pente

### 2.1 Pente 1/4

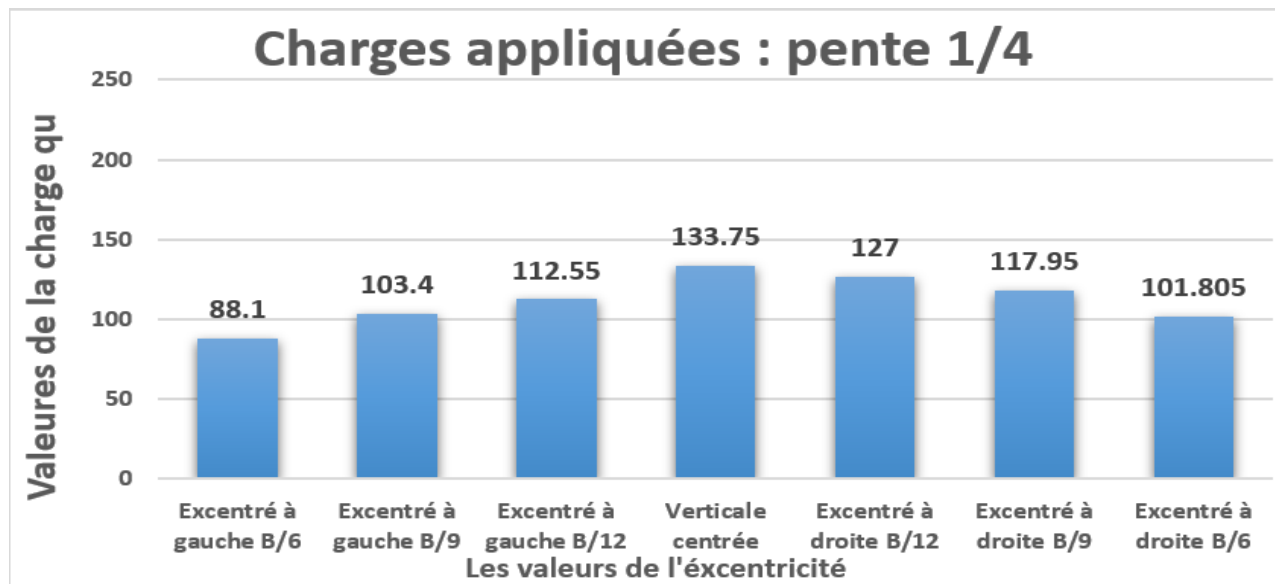
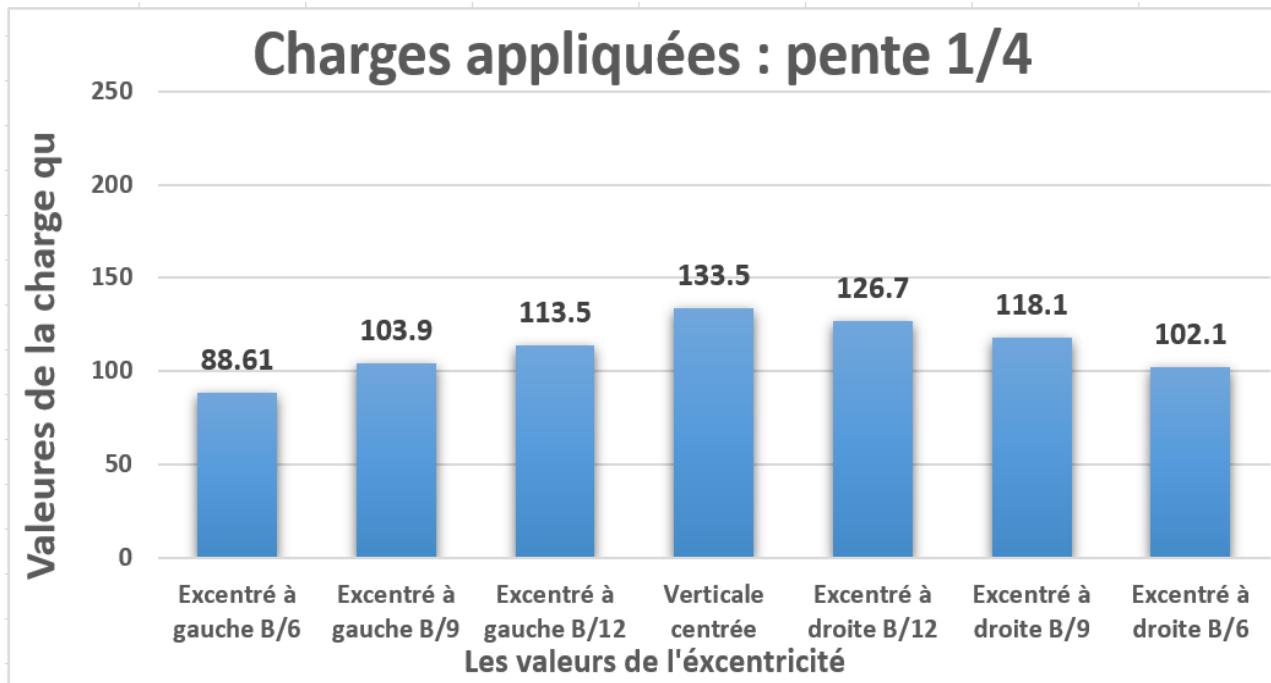
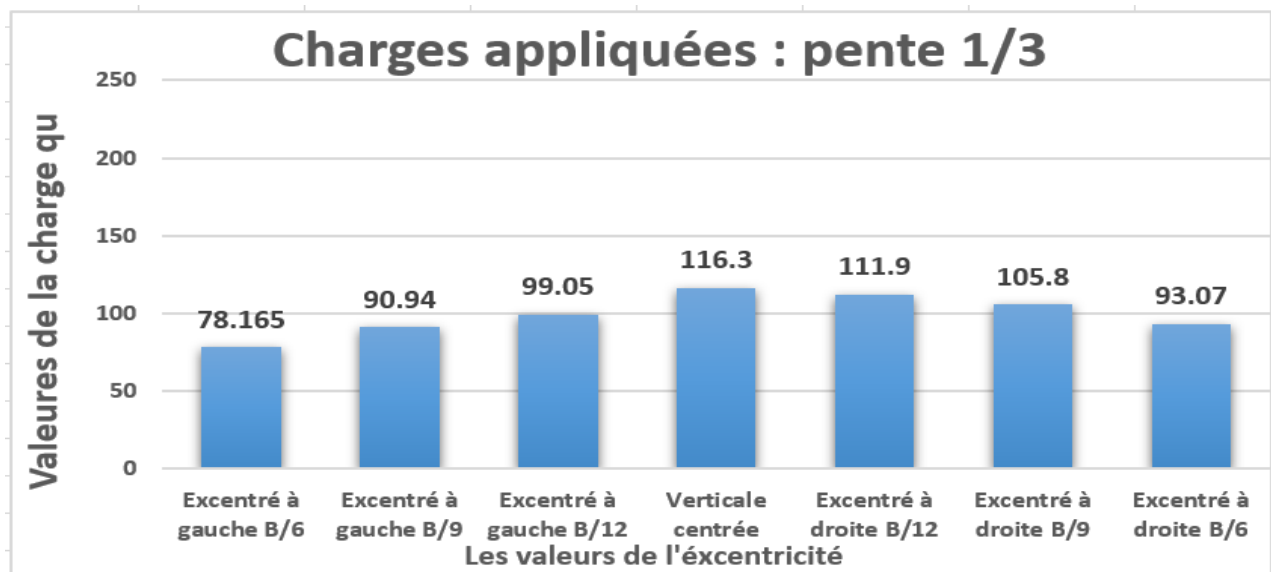


Figure 49. Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/4 (Lower/Upper).



**Figure 50.**Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/4 (15 nœuds Gauss).

2.3. Pente 1/3



**Figure 51.**Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/3 (Lower/Upper).

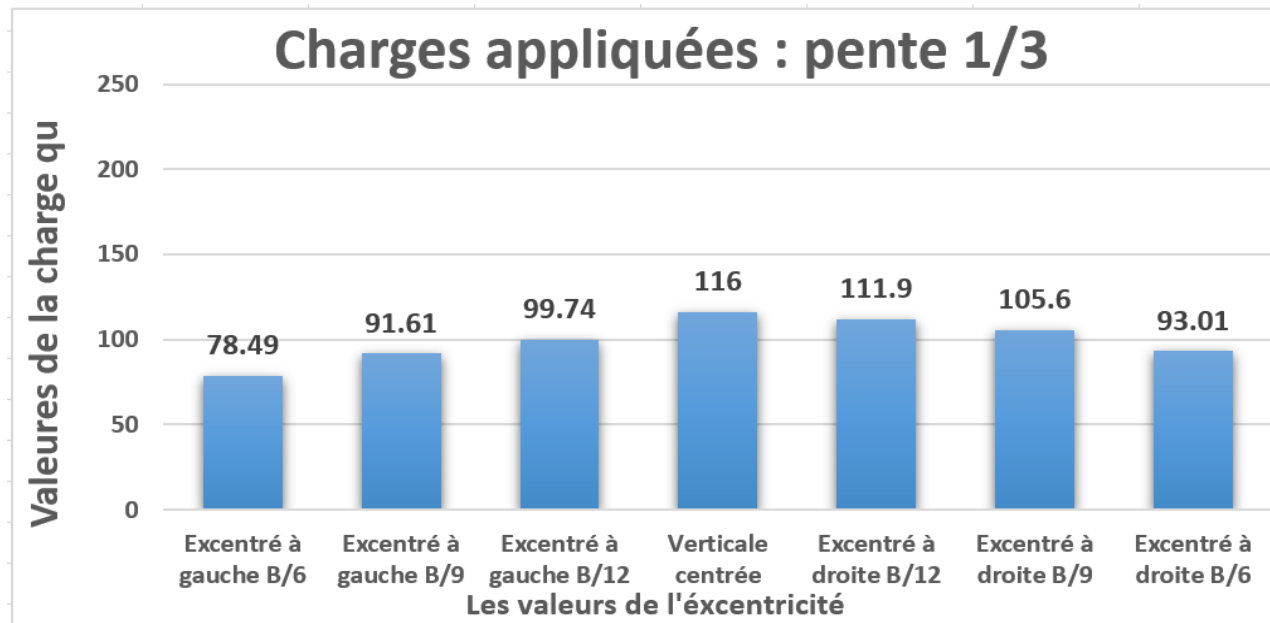


Figure 52. Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/3 (15 nœuds Gauss).

#### 2.4. Pente 1/2

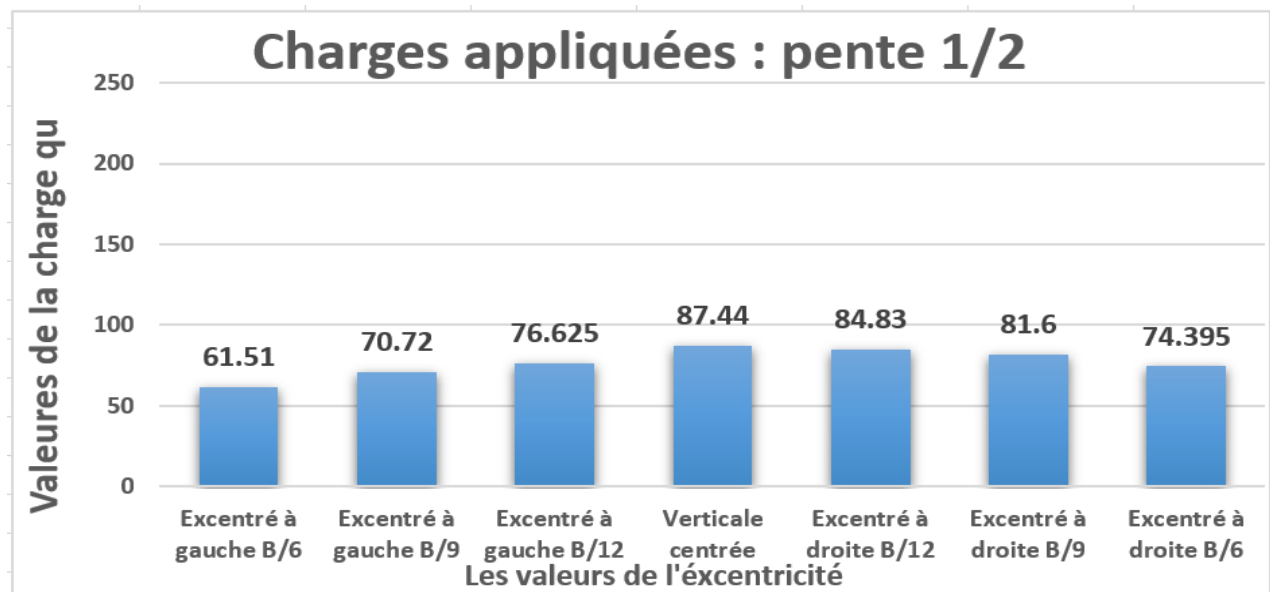
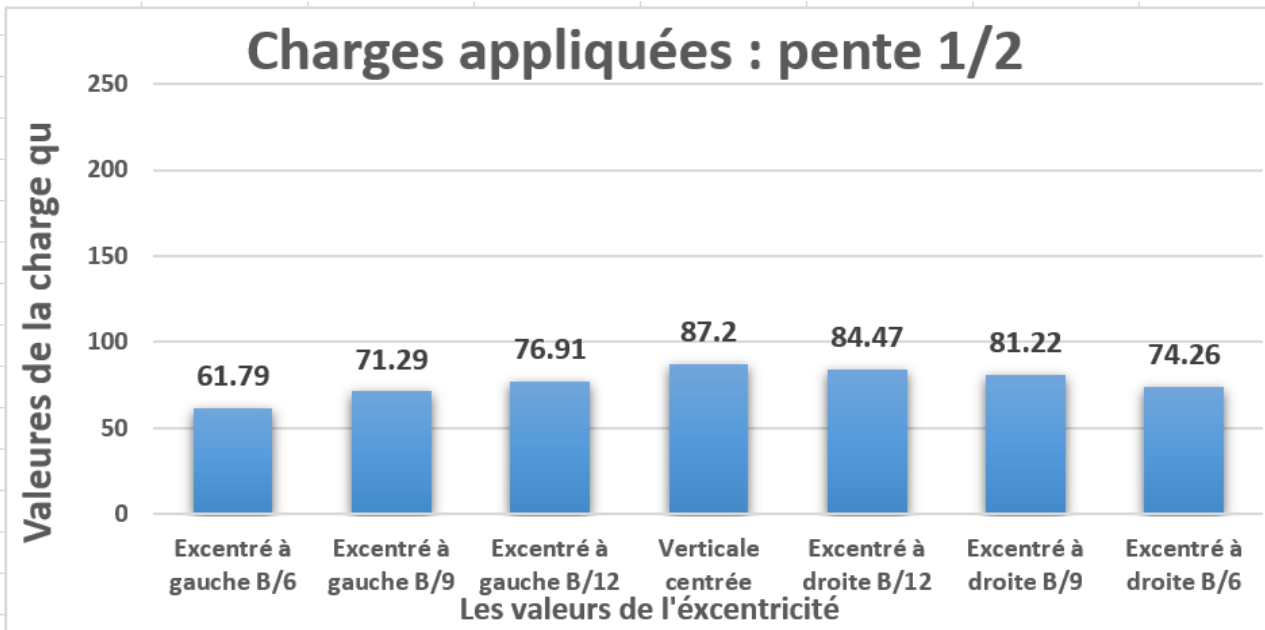


Figure 53. Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/2 (Lower/Upper).



**Figure 54.** Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante : cas pente 1/2 (15 nœuds Gauss).

**Remarque :**

- ✓ La valeur de la capacité portante dans le cas d'une charge verticale centrée est la plus grande.
- ✓ Les valeurs de capacité portante dans le cas de charges d'excentricité droite (B/6), (B/9) et (B/12) sont supérieures aux valeurs d'excentricité gauche (B/6), (B/9) et (B/12).
- ✓ L'augmentation de la pente exerce une influence sur la capacité portante. On voit que l'augmentation de la pente diminue la capacité portante.
- ✓ Nous constatons que l'évolution de la charge change de manière significative lorsque les paramètres passent de « 15 nœuds gaussiens » à « inférieur/supérieur » à mesure que la charge diminue.

### **III.8. Conclusion**

Cette analyse numérique, réalisée avec le logiciel Optum G2, a exploré comment l'excentricité de la charge influence la capacité portante d'une fondation superficielle située en bordure de pente. Les conclusions de l'étude sont les suivantes :

- L'excentricité de la charge réduit la capacité portante, ce qui compromet la stabilité de la fondation.
- L'impact de l'excentricité est plus prononcé lorsque la charge est appliquée du côté de la pente.

# **Conclusion générale**

### Conclusion générale

L'évaluation de la capacité portante des fondations représente un enjeu majeur en géotechnique. Bien que diverses méthodes existent pour estimer de manière fiable la capacité portante des fondations sur sol plat sous charges centrées ou excentrées, la compréhension du comportement des fondations à l'approche d'une pente reste limitée, entraînant des incertitudes significatives dans les procédures de calcul, notamment en ce qui concerne les ajustements de la capacité portante nécessaires dans ces situations.

Dans le cadre de cette recherche, une simulation numérique a été menée à l'aide du logiciel Optum G2, spécialisé dans l'interaction sol-structure par éléments finis, pour évaluer la capacité portante d'une fondation continue située en bordure de pente. Cette fondation, soumise à une charge excentrée et reposant sur un sol granulaire, a été analysée en variant l'excentricité de la charge et l'angle d'inclinaison de la pente.

Les résultats de cette simulation, illustrés par des graphiques dans le dernier chapitre, révèlent une baisse de la capacité portante proportionnelle à l'augmentation de l'excentricité de la charge du côté de la pente.

## Bibliographie

- [1] BRAHMI, N. Modélisation numérique d'une fondation située à proximité d'une pente (Master's thesis) Université Mohamed Khider -Biskra juin 2015.
- [2] Frank, R. (1999). Fondations superficielles. Ed. Techniques Ingénieur.
- [3] KADA Abdelhak. Des elements finis Université Hassiba Benbouali de Chlef Octobre 2017
- [4] Bendaas, A. (2024). Modélisation numérique des fondations superficielles situées au bord d'une pente de talus renforcé (Doctoral dissertation) UNIVERSITÉ FERHAT ABBAS - SETIF1.
- [5] Sarah, D. Etude de la butée des terres par la méthode d'analyse limite Université Mohamed khider –Biskra 2019.
- [6] HADJI, A et TABI, S. Capacité portante d'une fondation au bord d'une pente sous chargement excentré Université Mohamed Boudiaf - M'silla 2021.
- [7] HEZAME, Y. (2021). MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE SITUEE A PROXIMITE D'UNE PENTE Université 8 Mai 1945 de Guelma Juillet 2021.
- [8] Rostami, H. (2020). Finite Element Limit Analysis of Bearing Capacity Problem (Master's thesis, NTNU).
- [9] Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian geotechnical journal, 1(1), 16-26.
- [10] Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity.
- [11] Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil mechanics in engineering practice. John wiley & sons.
- [12] K. Krabbenhøft, A. V. Lyman, and J. Krabbenhøft. OptumG2: Examples. Optum Computational Engineering, Optum Computational Engineering 2016, 2016a.
- [13] DTU 13.12 (1988). Règles pour le calcul des fondations superficielles. Ed. CSTB.Paris.
- [14] BOUAFIA, A., & AIT-IKHLEF, N. COMPORTEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE AU BORD D'UNE PENTE-ANALYSE PRATIQUE.