



Faculté : Sciences de l'ingénierie

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : géotechnique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

**L'INFLUENCE DE LA NATURE DU SOL DE FONDATION SUR LA
CAPACITE PORTANTE D'UNE SEMELLE FILANTE**

Présenté par : **BOUHLASSA DJIHANE**

Encadrant : **PR-ABDELAMADJID HACENE CHAOUCHE**

M.C.B. Université Badji Mokhtar - ANNABA

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
SBARTAI BADREDDINE	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Président
ABDELAMADJID HACENE CHAOUCHE	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
ZEMOULI SAMIRA	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

RESUME

Les semelles filantes constituent une solution intéressante dans des sols de bonnes ou moyennes capacités portantes et dans le cas aussi où les charges ramenées aux fondations par les éléments structuraux tels que les poteaux qui sont assez proches l'un de l'autre. De ce fait, elles constituent une alternative à l'adoption des semelles isolées. Cette étude traite de l'influence de la nature du sol de fondation sur le comportement système sol fondation et la capacité portante de la semelle filante. A cet effet, une étude comparative entre les méthodes théoriques et l'approche numérique sont préconisées, tenant compte de la rigidité et la flexibilité de la semelle ainsi que la nature du sol de fondation, en l'occurrence argileux et sableux pouvant être associé à une nappe phréatique ou pas.

Mots clés : Capacité portante, fondation filante, analyse par éléments finis, Plaxis

ملخص

للدعامات المستمرة دورا مهما في التربة ذات قدرة التحمل الجيدة أو المتوسطة ، كذلك لها تأثير في عودة الأحمال إلى الأساسات بواسطة العناصر الهيكلية مثل الأعمدة التي تكون قريبة بدرجة كافية من بعضها البعض لتبني قاعدة معزولة.

تتناول هذه الدراسة تأثير طبيعة تربة الأساس على سلوك نظام أساس التربة و قدرة التحمل لقاعدة الشريط. تحقيقا لهذه الغاية، يوصى بإجراء دراسة مقارنة بين الطرق النظرية والنهج التطبيقي، مع اخذ اعتبار صلابة ومرونة الدعامة وكذلك طبيعة تربة الأساس.

في هذه الحالة هل يمكن للطين والرمل أن يتوافقا مع المياه الجوفية ام لا؟

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل ، الأساس المستمر ، تحليل العناصر المحدودة ، البلاكسيس

ABSTRACT

The continuous footings constitute an interesting solution in soils of good or medium bearing capacities and in the case where the loads brought back to the foundations by the structural elements such as the posts, which are quite close to each other. Therefore, they are an alternative to the adoption of insulated soles. This study deals with the influence of the nature of the foundation soil on the soil foundation system behaviour and the bearing capacity of the strip footing. For this purpose, a comparative study between the theoretical methods and the numerical approach are recommended, taking into account the rigidity and the flexibility of the soil as well as the nature of the foundation soil, in this case clayey and sandy, which can be associated with a water table. Phreatic or not.

Key words: Bearing capacity, continuous foundation, finite element analysis, Plaxis

SOMMAIRE

❖ Introduction générale et objectifs	01
--	----

- CHAPITRE I:Généralités sur les fondations superficielles

I.1.Historique	04
I.2. Introduction	04
I.3. Les Fondations superficielles	06
I.4. Les principaux types de fondations superficielles	06
• I.4.1 Les fondations filantes	06
• I.4.2. Les fondations isolées	08
• I.4.3. Les radiers ou dallages	09
I.5. Fonctionnement des semelles superficielles	10
I.6 Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle	10
• I.6.1 Rupture par cisaillement générale	11
• I.6.2 Rupture par cisaillement local	11
• I.6.3 Rupture par poinçonnement	12
I.7. Philosophies de conception des fondations	14
• I.7.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité).....	14
• I.7.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité).....	14
I.8. Conclusion	14

-CHAPITRE II :Méthodes de résolution analytiques ou théorique portant sur les semelles filantes

II.1 Introduction	17
II.2 problème équivalent	17
II.3 Définition de la capacité portante	17
II.4 Méthodes de calcul de la capacité portante pour le cas d'un chargement vertical	18
• II.4.1 Théorie de Rankine : (les coins de Rankine)	18
• II.4.2 Théorie de Prandtl (1920)	20
• II.4.3 Théorie de Terzaghi (1943)	21
➤ II.4.3.1 Principe de superposition de Terzaghi	22
➤ II.4.3.2 Rupture à court terme et à long terme	25
➤ II.4.3.3 Détermination des coefficients N_γ , N_q , N_c , selon A. Caquot et J. Kérisel	25

- CHAPITRE III: Méthode de résolution numérique sur les semelles filantes

III.1 APPROCHE NUMERIQUE BASE SUR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (MEF).....	30
--	----

• III.1.1 Introduction	30
• III.1.2 Historique de la M.E.F	30
• III.1.3 le principe de la méthode	30
• III.1.4 le principe des travaux virtuels	32
• III.1.5 fonction de base	33
• III.1.6 choix du maillage	34
• III.1.7 Modélisation de système en élément fini (M.E.F)	35
• III.1.8 application aux calculs des ouvrages souterrains	35
• III.1.9 programmes généraux	36
• III.1.10 fonction d'interpolation pour les éléments triangulaires	37
• III.1.11 Intégration numérique des éléments linéaires	38
• III.1.12 Intégration numérique des éléments triangulaires	39
• III.1.13 calcul de matrice de rigidité d'élément	41
III.2 PRESENTATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS.....	41
• III.2.1 Présentation de Plaxis	42
• III.2.2. Description de code de calcul Plaxis	42
• III.2.3 Les Points Forts De Plaxis	43
• III.2.4. Les Lois De Comportements Utilisent Dans Plaxis	43
➤ III.2.4.1 Introduction	43
➤ III.2.4.2 Comportement Elastoplastique	44
➤ III.2.4.3 Modèle Elastique Linéaire	45
➤ III.2.4.4 Modèle De Mohr-Coulomb	46
➤ III.2.4.5 Le Module De Young	47
➤ III.2.4.6 Le Coefficient De Poisson	47
➤ III.2.4.7 L'angle De Frottement φ	47
➤ III.2.4.8 La Cohésion	48
➤ III.2.4.9 Angle De Dilatance	48
➤ III.2.4.10 Conclusion.....	48

-

- CHAPITRE IV : Etude paramétrique

IV.1 Introduction	50
IV.2 Etude paramétrique.....	50
A. Calcul de la capacité portante d'une semelle filante sous charge verticale	
IV.3 La méthode analytique	51
IV.4 Comparaison des résultats de la capacité portante d'une semelle filante	53
IV.5 Procédure de la simulation numérique	54
• IV.5.1 Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage	54
• IV.5.2 Caractéristiques géotechniques des matériaux	55
• IV.5.3. Entrée des caractéristiques générales (M.E.F)	56
B. Influence de la nappe phréatique	
IV.6La méthode analytique	64
IV.7 Comparaisons entre les valeurs de la capacité portante en fonction de la nappe phréatique	68
IV.8 Méthode des éléments finis	70
IV.9Conclusion finale.....	83

- CHAPITRE V : conclusions et recommandations

Conclusions	85
Recommandations	85
Références bibliographiques	86
Nétophique.....	86

Figures

Figure I.1: Types de fondations.....	5
Figure I.2 : Fondations superficielles.....	6
Figure I.3: Semelle filante.....	7
Figure I.4: Semelle isolée.....	9
Figure I.5: Fondation de type radier.....	9
Figure I.6: Courbe de chargement d'une fondation superficielle.....	10
Figure I.7: Rupture par cisaillement généralisé.....	11
Figure I.8: Rupture par cisaillement localisé.....	12
Figure I.9: Rupture par poinçonnement.....	13
Figure I.10: Mécanisme de rupture dans le sol (a) mécanisme de cisaillement général ; (b) mécanisme de cisaillement local ; (c) mécanisme de rupture par poinçonnement Vesic, A.S, 1973.....	13
Figure II.1: problème équivalent.....	17
Figure II.2 : Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux Sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après Frank).....	18
Figure.II.3 : Semelle filante reposant sur un sol (c.φ).....	19
Figure II.4 : Les coins de Rankine.....	19
Figure II.5 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl (1920)).....	20
Figure II.6 : surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle Filante rigide d'après Terzaghi.....	21
Figure II.7: Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....	22
Figure II.8 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi	22
Figure II.9: Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ et $N_q(\varphi')$ recommandées par Terzaghi et Peck.....	24
Figure II.10 : Facteur De La Capacité Portante Suivant Terzaghi.....	24
Figure II.11 : Détermination du terme de surface.(Philipponat G. Hubert B).....	26
Figure II.12 : Détermination du terme de profondeur.....	27
Figure II.13 : Détermination du Terme de Cohésion N_c	27

Figure III.1 : Le principe des éléments finis.....	34
Figure III.2 Génération du maillage.....	35
Figure III.3 : Organigramme des programmes généraux.....	36
Figure III.4 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto plastique.....	44
Figure III.5 : comportement élastique-parfaitement plastique.....	44
Figure III.6 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.....	45
Figure III.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$	46
Figure IV.1 : Présentation du cas étudié.....	50
Figure IV.2 : Variation de la capacité portante en fonction de la nature du sol.....	54
Figure IV.3 : Définition de la géométrie du problème.	56
Figure IV.4 : Propriétés générales.....	56
Figure IV.5 : Valeurs des paramètres.....	56
Figure IV.6 : Maillage du problème.....	57
Figure IV.7 : Initialisation des contraintes	58
Figure IV.8 : Contraintes initiales.	58
Figure IV.9 : Définition de la charge à 350 kPa (par double-clic sur la surcharge).....	59
Figure IV.10 : Points dont on suit le déplacement.	59
Figure IV.11 : Ecran de fin de calcul	59
Figure IV.12 : Bilan du calcul.....	59
Figure IV.13 : Contraintes totale.....	60
Figure IV.14 : Définition de la géométrie du problème.....	60
Figure IV.15 : phase de calcul.....	60
Figure IV.16 : Contraintes totales.	61
Figure IV.17 : Présentation du model étudié	61
Figure IV.18 : phase de calcul (Capacité portante).	61
Figure IV.19 : Contraintes effective.....	62
Figure IV.20 : Présentation du model étudié.	62
Figure IV.21 : phase de calcul (Capacité portante).	62
Figure IV.22 : Contraintes effective.....	63
Figure IV.23 : Variation de la capacité portante avec la présence d'une nappe a $H_w= 8$	64
Figure IV.24 : Variation de la capacité portante avec la présence d'une nappe a $H_w= 4$	69
Figure IV.25 : Présentation du model étudié.	69
Figure IV.26 : le model étudié avec la nappe.....	70
Figure IV.27 : phase de calcul (Capacité portante).	71

Figure IV.28 : Contraintes totales	71
Figure IV.29 : Présentation du model étudié	71
Figure IV.30 : Le model étudié avec nappe	71
Figure IV.31 : Phase de calcul (Capacité portante).....	71
Figure IV.32 : Contraintes totales	71
Figure IV.33 : Présentation du model étudié.	72
Figure IV.34 : le model étudié avec la nappe	72
Figure IV.35 : Phase de calcul	72
Figure IV.36 : Contrainte effective	72
Figure IV.37 : Présentation du model étudié	73
Figure IV.38 : le model étudié avec la nappe	73
Figure IV.39 : Phase de calcul	73
Figure IV.40 : Contraintes totale.....	73
Figure IV.41 :Présentation du model étudié.....	74
Figure IV.42 : le model étudié avec la nappe	74
Figure IV.43 : Phase de calcul (Capacité portante).....	74
Figure IV.44 : Contraintes effectives	75
Figure IV.45 : Présentation du model étudié.	75
Figure IV.46 : le model étudié avec la nappe	75
Figure IV.47 : Phase de calcul (Capacité portante).....	75
Figure IV.48 : Contrainte effective	76
Figure IV.49 : Présentation du model étudié	76
Figure IV.50 : le model étudié avec la nappe	76
Figure IV.51 : Plan de calcul.....	77
Figure IV.52 : Contraintes effectives	77
Figure IV.53 : Présentation du model étudié	77
Figure IV.54 : le model étudié avec la nappe	78
Figure IV.55 : Phase de calcul	78
Figure IV.56 : Contraintes effectives	78
Figure IV.57 : Les résultats globaux analytiques de cette étude	78
Figure IV.58 :Les résultats globaux de la M.E.F de cette étude	79
Figure IV.59 :La variation de la capacité portante en présence de la hauteur de la nappe $H_w=4$ selon les deux méthodes.....	80
Figure IV.60 :Les résultats globaux analytiques de cette étude.....	81
Figure IV.61 :Les résultats globaux de la M.E.F de cette étude.....	82

Liste des tableaux

Chapitre III

Tableau III.1 : La méthode d'intégration de Newton-cote	38
Tableau : III.2 La méthode d'intégration de gauss.....	39

Chapitre IV

Tableau IV.1 : Résultats de la capacité portante d'une semelle filante	53
Tableau IV.2 : Grandeurs physiques et mécaniques de l'argile.....	55
Tableau IV.3 : Grandeurs physiques et mécaniques du sable.....	55
Tableau IV.4 : la variation de la capacité portante entre les deux sols selon les deux méthodes.....	63
Tableau IV.5 : Les valeurs de la capacité portante en fonction de la hauteur de la nappe phréatique.....	68
Tableau IV.6 : la variation de la capacité portante entre les deux sols avec une nappe phréatique $h_w=8$ selon les deux méthodes	79
Tableau IV.7 : la variation de la capacité portante entre les deux sols avec une nappe phréatique $h_w=4$ selon les deux méthodes	80
Tableau IV.8 : les taux de variation de la capacité portante analytiques de cette étude.....	81
Tableau IV.9 : les taux de variation de la capacité portante par la M.E.F de cette étude.....	82

❖ INTRODUCTION GENERALE

La capacité portante a toujours été l'un des sujets les plus intéressants en mécanique des sols et des fondations. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol. En pratique l'incertitude sur ce problème fait introduire un coefficient de sécurité (F_s) entre 3 et 4.

Il existe une littérature étendue traitant le calcul de la capacité portante des fondations, par les deux méthodes expérimentales et théoriques. Une liste des principales contributions de ce sujet peut être trouvée dans Vesic (1973), Chen et McCarron (1991) et Tan et Craig (1995).

Les procédures de calcul classiques de la capacité portante basées sur la méthode de l'équilibre limite imposent, d'une part, les directions des plans de rupture, représentent une approximation très grossière. D'autres parts ces théories supposent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec un angle de dilatance ψ égal à l'angle de frottement interne ϕ . Il est bien connu que pour les sols réels, l'angle de dilatance est généralement considéré inférieur à l'angle de frottement interne.

La plupart des méthodes d'estimation de la capacité portante sont basées sur des études effectuées originalement sur une semelle filante, Prandtl (1921) et Reissner (1924) modifiées plus tard afin de les adapter à d'autres conditions comme par exemple la forme de la fondation, l'inclinaison de la charge, l'excentrement de la chargeetc.

❖ OBJECTIFS

Ce travail est considéré comme une initiation à la recherche dans le domaine de l'analyse de l'influence de la nature du sol de fondation sur la capacité portante d'une semelle filante.

L'étude a été réalisée à l'aide du logiciel Plaxis 2D V.8.6 ou le sol a été modélisé avec la loi de comportement de Mohr-Coulomb, après une comparaison avec la méthode analytique.

Ce mémoire est structuré comme suit :

- **Dans le chapitre 01** : Nous rappelons un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement.
- **Dans le chapitre 02** : Comporte l'approche théorique de calcul de la capacité portante.
- **Dans le chapitre 03** : présente les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. On rappelle brièvement la méthode la plus utilisée est la méthode des éléments finis et une approche numérique grâce au logiciel PLAXIS
- **Dans le chapitre 04** : il met en évidence une étude paramétrique qui consiste à concrétiser les objectifs que nous nous sommes fixés pour cette recherche. En effet, il s'agit de mettre en évidence l'influence du type de sol (Argileux et sableux) ainsi que l'influence des effets à court et à long terme.

- ***Dans le chapitre 05*** : nous avons pu réunir et analyser les résultats issus de l'étude paramétrique, ce qui nous a permis d'en tirer certaines conclusions et émettre certaines recommandations utiles pour des recherches ou applications futures

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LES FONDATIONS **SUPERFICIELLES**

I.1 HISTORIQUE

- A travers les siècles de développement de l'humanité, l'homme dans sa quête d'épanouissement, a toujours été poussé à explorer et découvrir les Secrets de l'environnement dans lequel il évolue, afin de résoudre tous les problèmes qu'il rencontre dans sa vie quotidienne, et ce, par la recherche théorique et expérimentale. Ce besoin vital a poussé à l'invention et l'innovation dans tous les domaines de la science. Parmi ces premiers besoins, le constructivisme qui est liée intimement à la disponibilité des matériaux, et la plupart des matériaux utilisés et des techniques pratiquées en construction depuis les temps reculés le sont encore au XXVIII^{ème} – XIX^{ème} siècle. Jusqu'à la révolution industrielle qui se profile à partir du XVIII^{ème} siècle, où elle devient progressivement une industrie.
- Les fondations, du XVIIIe à la fin du XIXe, n'étaient pas très différentes dans leur principe de celles du Moyen Age : des semelles ou des radiers quand cela suffisait et sinon des forêts de pieux battus en bois dont les têtes étaient reprises dans les radiers.

Si cela était nécessaire, à cause de la présence d'eau, on réalisait des caissons étanches à l'abri desquels on terrassait en pompant pour atteindre le bon sol et s'y fonder ou pour battre des pieux depuis le fond du caisson.

Au début du XXe, les fondations de l'Irving Building à New York, "maison géante de cent mètres de hauteur" ou "Sky-crapeer", en 1913 ressemblent étonnamment à celles de nos cathédrales du Moyen Âge.

I. 2 INTRODUCTION

La partie inférieure d'une structure qui transmet les charges au sol est désignée par le terme de « Fondations ». Les fondations peuvent être classées en deux majeures catégories, ce sont les fondations superficielles et les fondations profondes.

Quand le sol sous-jacent à la structure (fondations) ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants, les charges provenant de la structure sont transmis au moyen de pieux et puits à de grandes profondeurs sur des couches plus résistantes ; ces types de fondations sont désignés par le terme « fondations profondes ».

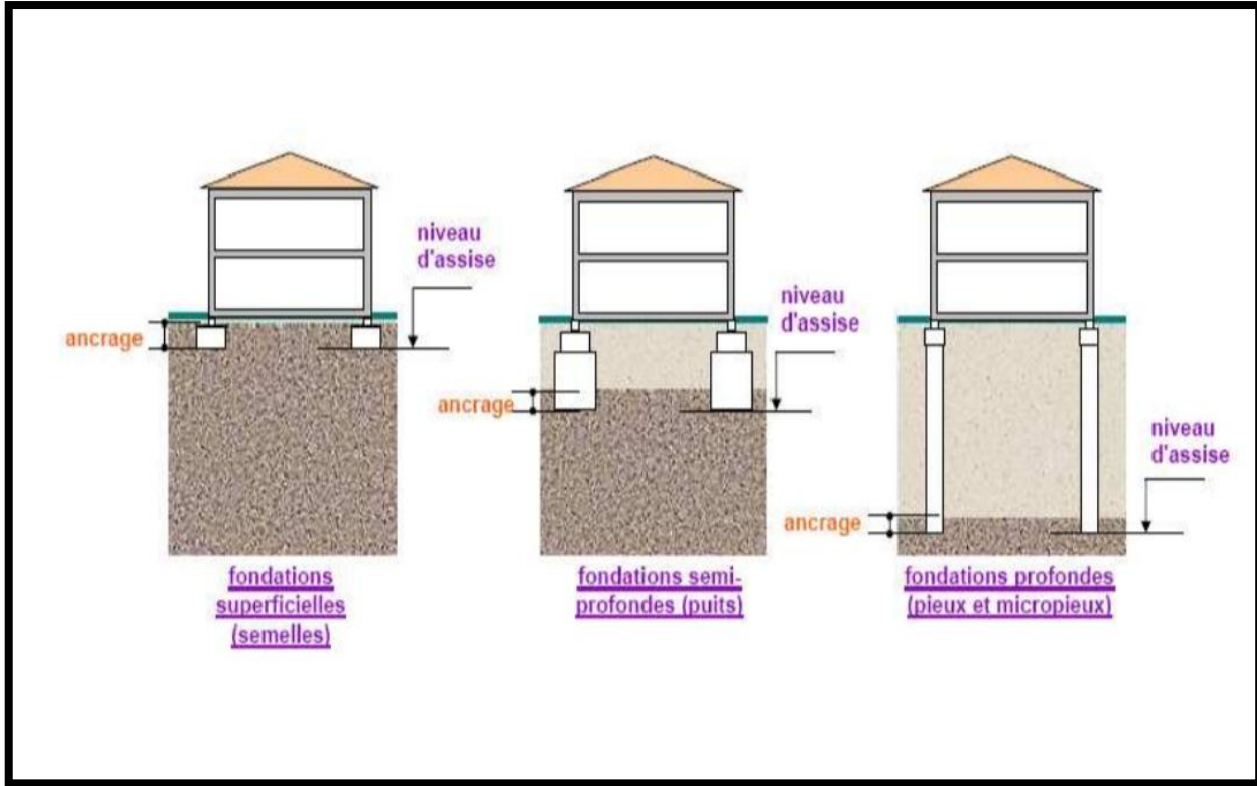


Figure I.1: Types de fondations

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont:

- B : la largeur de la fondation ;
- L : la longueur de la fondation ;
- D : l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

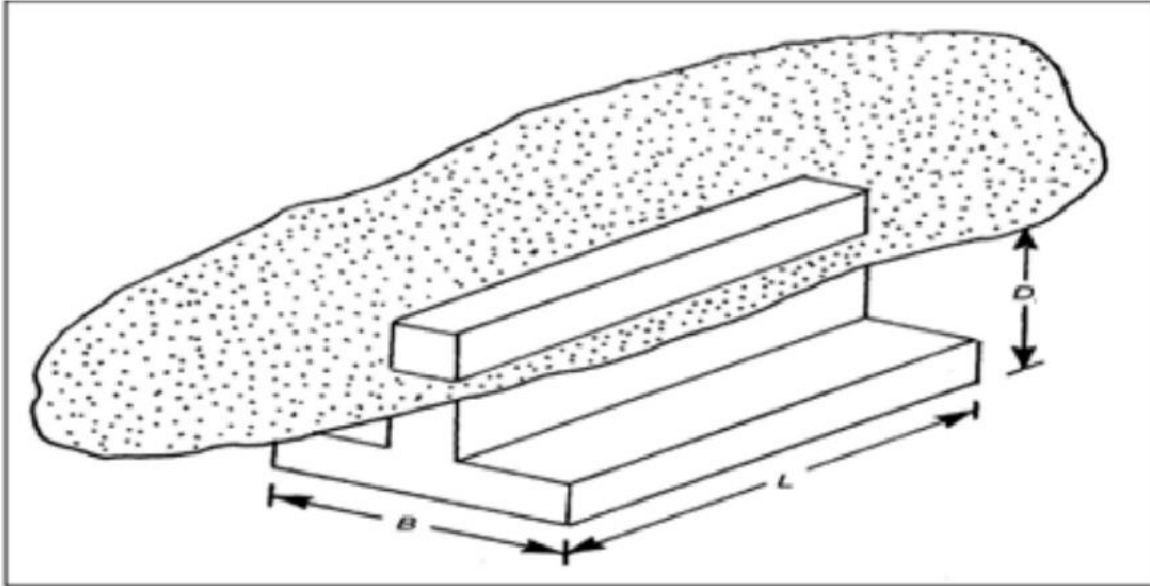


Figure I.2 : Fondations superficielles

I. 3 Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leurs bases au-dessus de cette profondeur critique.

Une fondation est dite superficielle si $D < 1,5 B$

- Si $D > 5B$ la fondation est dite profonde.
- Si $1,5B < D < 5B$ la fondation est semi profonde

I. 4. Principaux types de fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles : les fondations filantes, les fondations isolées et les radiers ou

Dallage

14.1 Les fondations filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé.

CHAPITRE I GENERALITE SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Les fondations filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées).

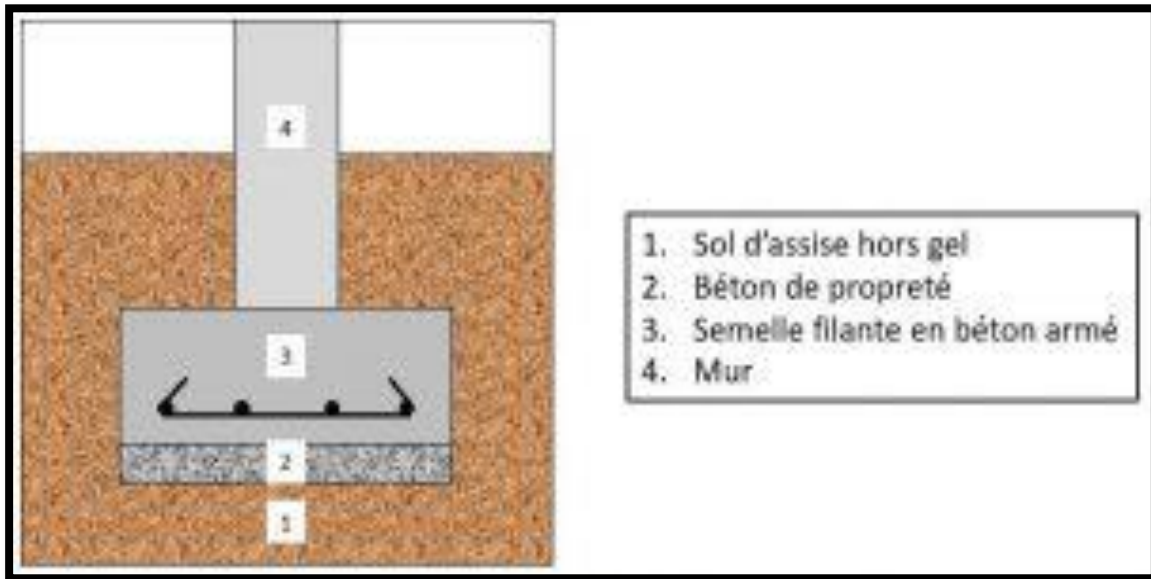


Figure I.3: Semelle filante

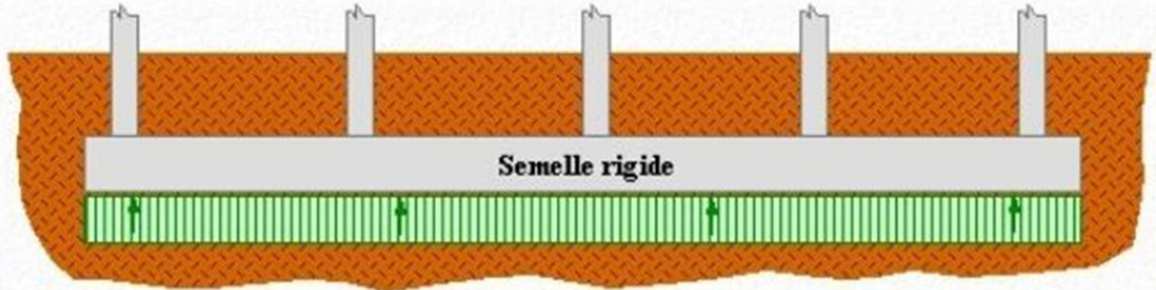
A/1. Les trois paramètres principaux influençant la conception d'une semelle filante

1. Compressibilité du sol
2. Rigidité de la semelle
3. Répartition des forces

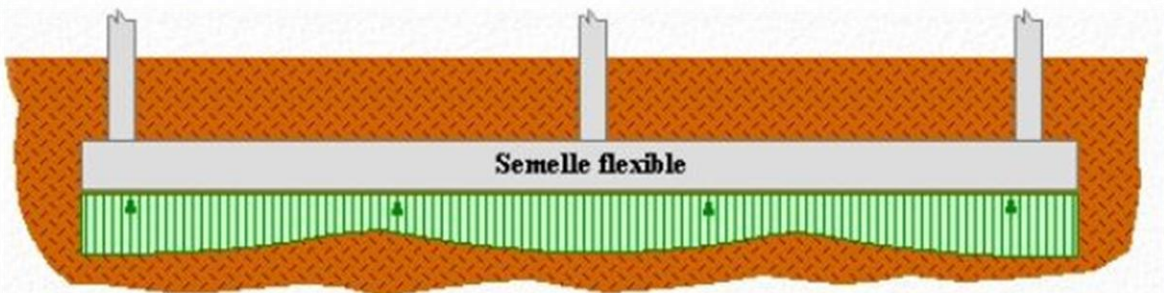
A. Rigidité de la semelle et compressibilité du sol

- Il est prudent de faire une analyse détaillée de l'interaction entre le sol et la semelle, mais cette analyse longue et complexe n'est pas toujours nécessaire.
- En pratique, on utilisera une méthode simplifiée qui permettra un dimensionnement crédible de la semelle filante selon le type de semelle et de sol.
- Il y a quatre cas possibles selon
 - La composition du sol qui est :
 - ✓ Soit uniforme
 - ✓ Soit variable
 - La nature de la semelle qui est :
 - ✓ Soit rigide
 - ✓ soit flexible

- Dans le cas d'un sol uniforme
- Si la semelle est rigide, la force portante en tout point de la semelle est la même.



- Par contre, si la semelle est flexible, la force portante est plus grande en dessous d'une colonne qu'entre deux colonnes.



B. Répartition des contraintes

- Une variation de la force portante, due à la rigidité de la semelle et à la compressibilité du sol, peut gravement affecter les valeurs des moments.
- Par exemple : affaiblissement de la force portante au centre de la semelle (60 kN/m au lieu de 100 kN/m)
- En réalité, la distribution de la force portante de la semelle est plus uniforme, c'est pourquoi on peut calculer les semelles avec ce modèle simplifié, tant que la composition du sol sera plus ou moins homogène.

II 4.2 Les fondations isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond).

Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

- Exemple : Une semelle sous un poteau.

Les fondations 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) ;

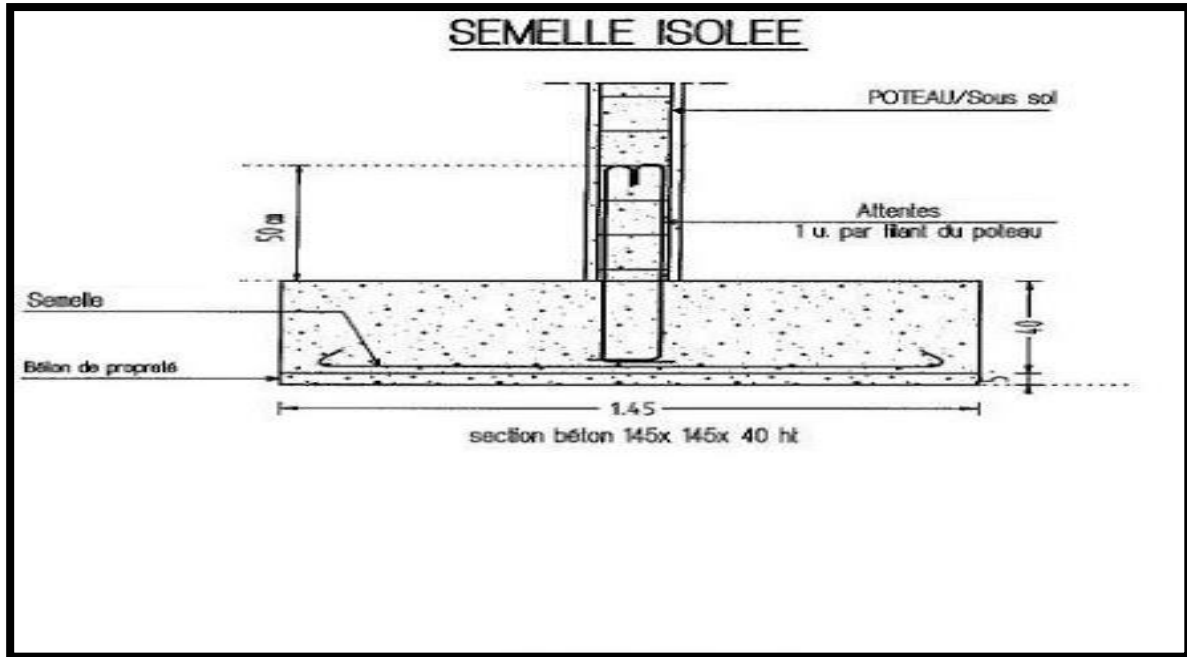


Figure I.4 :Semelle isolée

III 4.3 Les radiers ou dallages

Les radiers ou dallages ont des dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

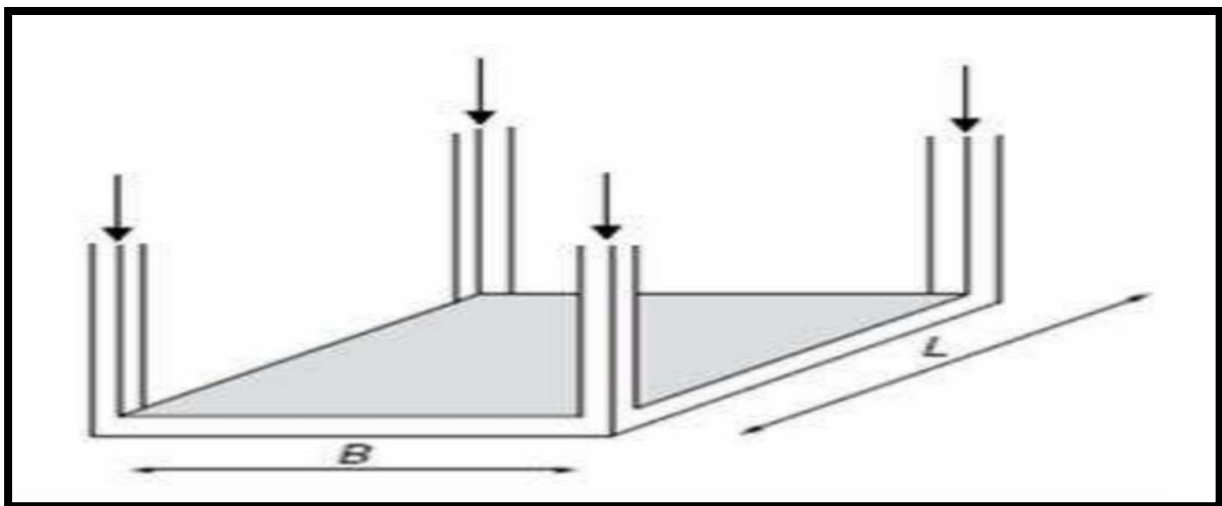


Figure I.5: Fondation de type radier

I. 5 Fonctionnement des semelles superficielles

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu ses faibles dimensions, risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur ou un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontal plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est-à-dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité se surface.

Il faudra toujours assurer que la pression exercée par la fondation sur le sol est inférieur à la pression que peut supporter le sol, elle déterminer grâce aux essais de reconnaissance de sol.

Donc la fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte. Cela suppose doncque le concepteurconnaisse.

I. 6 Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle

Soit une fondation superficielle de largeur B dont la base se trouvant à une profondeur Df au-dessous de la surface du sol. Si cette fondation est soumise à une charge Q qui est graduellement augmentée, la charge par unité de surface, $q = Q / A$ (A: surface de la fondation), augmentera et la fondation subira un tassement. Au début du chargement, la déformation du sol sous la semelle augmente approximativement en fonction de la charge, il s'agit donc d'un équilibre pseudo élastique, puis la déformation prend des valeurs nettement plus grandes.

Si le sol sous la base de la fondation est formé d'un sol ferme, tel qu'un sable dense où une argile raide, on appliquant la charge, il y a formation d'un coin sous la base de la Fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativementrésistants.

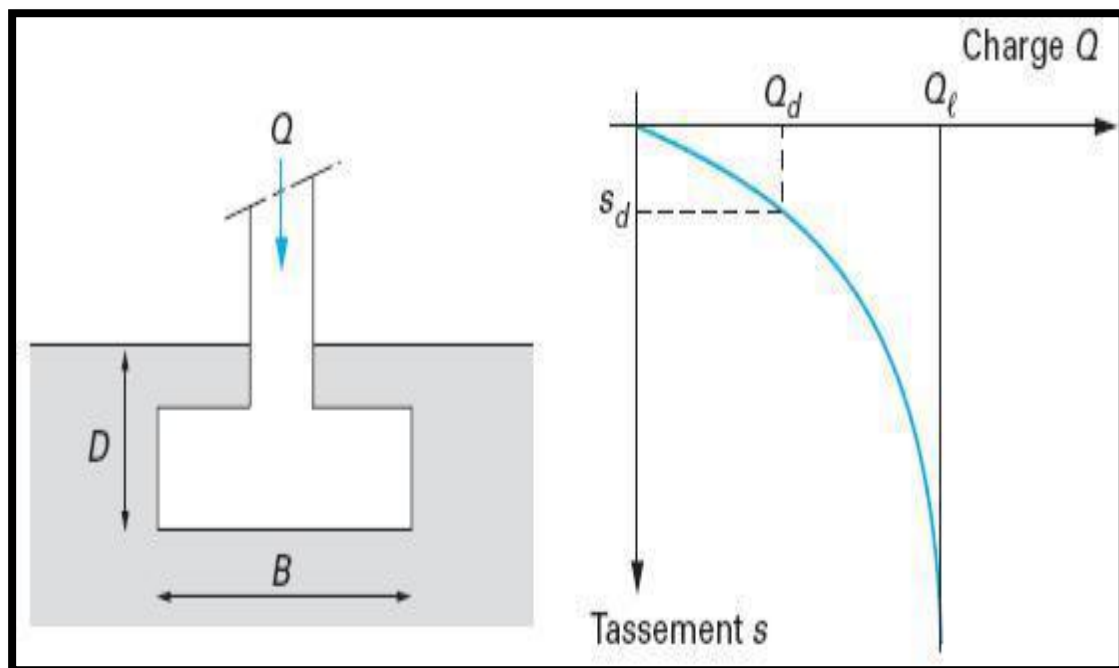


Figure I.6: Courbe de chargement d'une fondation superficielle.

Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture du sol :

- Un mécanisme de rupture par cisaillement générale.
- Un mécanisme de rupture par cisaillement locale.
- Un mécanisme de rupture par poinçonnement.

I. 6.1 Rupture par cisaillement générale

Ce mode de rupture est caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface.

Dans des conditions de contrainte imposée, sous laquelle la plupart des fondations travaillent, la rupture est soudaine et catastrophique. Sauf si la structure empêche la rotation de la fondation, dans ce cas la rupture est accompagnée par un basculement de la semelle. Une tendance de refoulement du sol adjacent de la fondation sur les deux côtés peut être remarquée, mais l'effondrement final du sol prend place sur un seul côté. C'est le cas d'un sable dense.

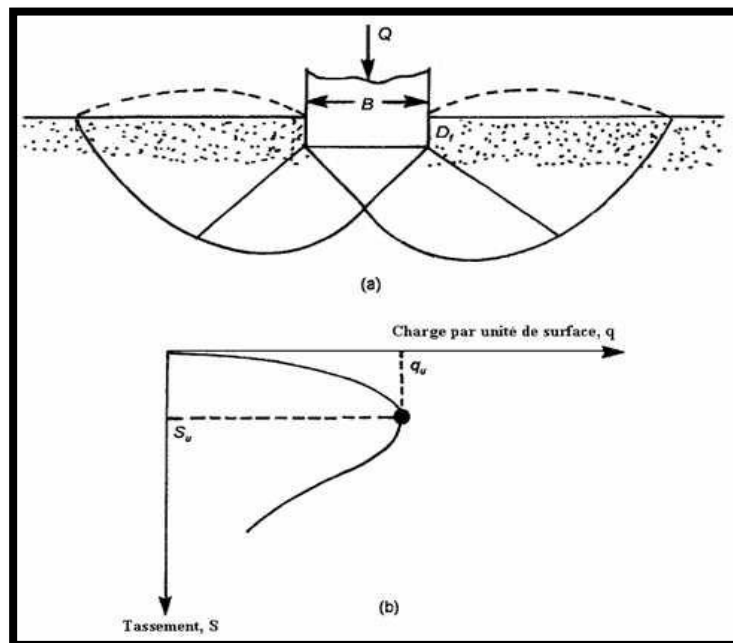


Figure I.7: Rupture par cisaillement généralisé

I. 6.2 Rupture par cisaillement local

La fondation a un état de compacité intermédiaire, dans ce cas la forme de chemin de rupture est similaire à celle du cisaillement général ; la différence entre la rupture par cisaillement local et général est déterminée seulement au voisinage immédiat de la semelle et les lignes de glissement n'atteignent pas la surface du sol. On peut observer un soulèvement de sol sur les deux côtés de la fondation mais après un tassement relativement important.

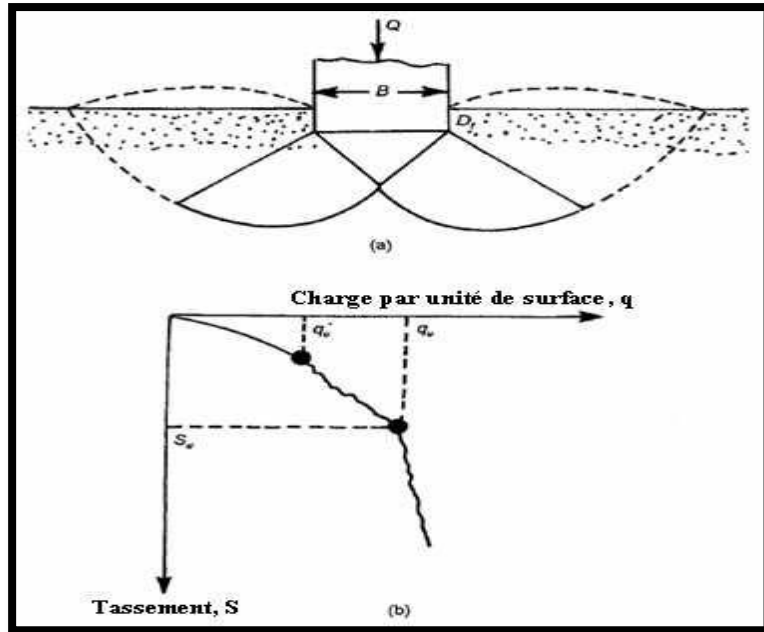


Figure I.8: Rupture par cisaillement localisé

I. 6.3 Rupture par poinçonnement

Contrairement aux deux mécanismes de rupture précédents, dans ce mécanisme la fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation donc il y a ni surface de glissement ni un soulèvement de sol sur les deux côtés.

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

Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (désenchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contrainte atteints).

La charge de rupture peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus.

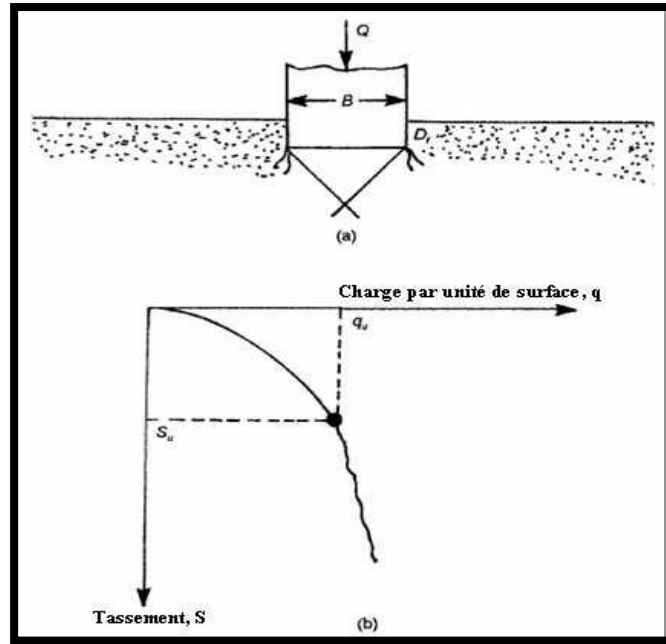


Figure I.9: Rupture par poinçonnement

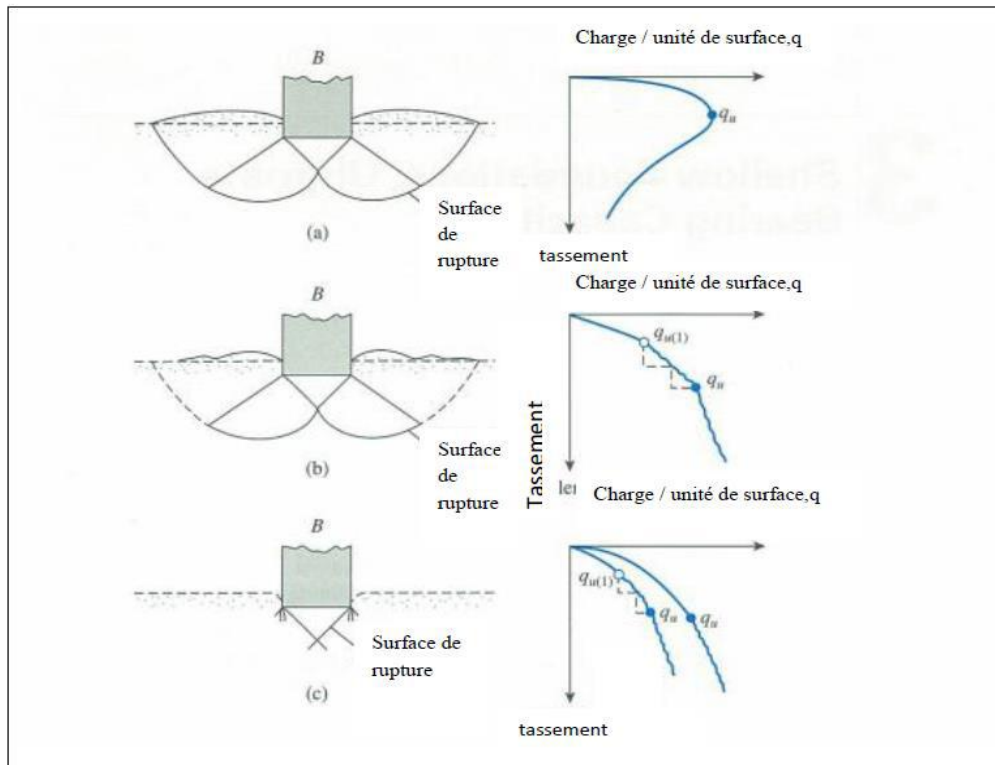


Figure I.10: Mécanisme de rupture dans le sol (a) mécanisme de cisaillement général ; (b) mécanisme de cisaillement local ; (c) mécanisme de rupture par poinçonnement Vesic, A.S,1973

I. 7 PHILOSOPHIES DE CONCEPTION DES FONDATIONS

I. 7.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité)

Le facteur de sécurité F_s est de l'ordre de 2 à 3 ou plus, il est employé pour s'assurer que les charges des fondations sont de manière significative moins que la résistance au cisaillement du sol de support et que les tassements ne sont pas excessifs.

La valeur relativement élevée du facteur singulier de la sécurité tient compte de :

- Incertitudes vis-à-vis les conditions de charge et des variations défavorables de charge.
- Incertitudes vis-à-vis l'état de sol ainsi que ses paramètres.
- Conséquences de rupture, incertitudes dans les méthodes d'analyse (Mode rupture, etc.).

I. 7.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)

Vise à s'assurer que toutes les conditions d'exécution appropriées sont satisfaites dans toutes les circonstances imaginables:

- **État Limite ultime**Concerné par l'effondrement et l'endommagement majeur.
- **État Limite D'utilité**Concerné par l'utilité et l'endommagement mineur.

Les exemples des états de limites incluent:

- Rupture par cisaillement.
- Rupture par glissement.
- Rupture par renversement.
- Tassement ou soulèvement excessif.
- Rupture de la structure de l'élément de fondation.

Il convient de noter que la portance admissible des fondations superficielles est presque toujours commandée par des critères de tassement et très rarement par des critères de rupture par cisaillement. Cependant, en ce qui concerne la sécurité contre la rupture de cisaillement, la charge structurale permise sur une fondation est calculée par la méthode contrainte admissible.

I. 8 CONCLUSION

Une fondation superficielle est une fondation dont l'encastrement D dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur B . Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du

CHAPITRE I GENERALITE SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

sol. Plus le sol est compact et présente une bonne résistance au cisaillement, plus il aura de portance, et donc, plus la semelle aura des dimensions réduites.

Un projet de fondation superficielle correct doit répondre aux préoccupations suivantes :

La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante.

Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.

CHAPITRE II

METHODES DE RESOLUTION ANALYTIQUES OU THEORIQUES PORTANT SUR LES SEMELLES FILANTES

II.1 INTRODUCTION

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Deux types d'éléments sont à analyser pour une fondation superficielle

- La capacité portante de la fondation. C'est-à-dire vérifier les terrains (et éventuellement le matériau de fondation qui peuvent effectivement supporter la charge transmise).
- Le tassement sous les charges de fonctionnement.

La capacité portante est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées soit au laboratoire, soit in-situ.

Parfois la détermination de la capacité portante est effectuée à partir d'essai de chargement, mais ceci est très rare pour les fondations superficielles.

Le présent chapitre est consacré aux méthodes de calcul de la capacité portante. Après une présentation des méthodes classiques par ordre chronologique, nous illustrons les différents cas particuliers des fondations qui dépendent de plusieurs paramètres comme (caractéristiques mécaniques, morphologie des terrains...etc.)

II.2 PROBLEME EQUIVALENT

La fondation ne se pose pas sur la surface du sol, en règle générale elle est placée, après Creusement, à une profondeur D . La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale à Q_u/B à l'emplacement de la semelle et $q_s = \gamma D$ à l'extérieur. Ce nouveau schéma résume le problème équivalent qui se substitue au cas réel pour résoudre les problèmes de fondation.

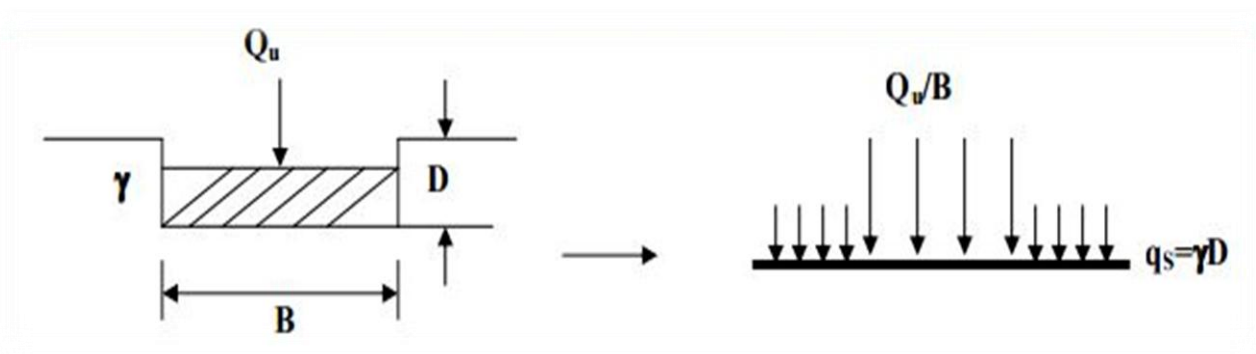


Figure *II.1*: problème équivalent

II.3 DEFINITION DE LA CAPACITE PORTANTE

Si on applique une charge Q croissante à une fondation, au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire (Les déplacements verticaux croissent proportionnellement à la charge appliquée). A partir d'une certaine charge Q_d , les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge. Enfin, pour une charge Q_L les déplacements

deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure, figure (II.2). Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation.

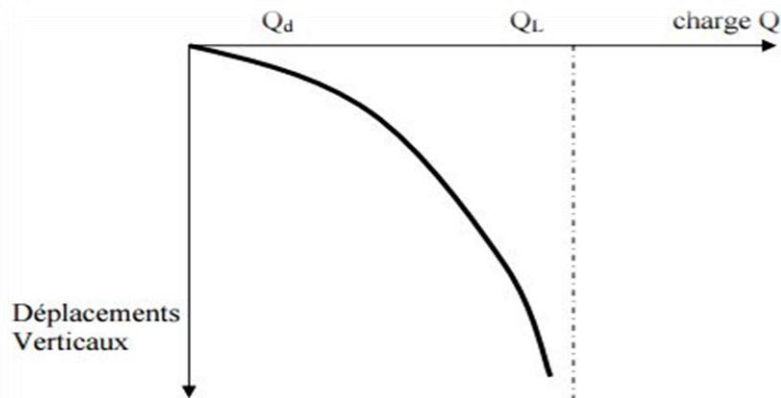


Figure II.2 : Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après Frank).

II.4 METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE POUR LE CAS D'UN CHARGEMENT VERTICAL

Aucune solution mathématique rigoureuse ne permet encore d'analyser le phénomène de la rupture. Bien des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices quant aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

En dépit de ces insuffisances, les comparaisons entre les capacités portantes limites de modèles réduits et de fondations en vraie grandeur montrent que la marge d'erreur est un peu plus grande que pour les problèmes de stabilité avec les autres matériaux.

Les études de stabilité à la rupture (habituellement dénommée cisaillement total) repose sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique idéal. Cette hypothèse fut avancée pour la première fois par Prandtl au sujet du poinçonnement des métaux, puis étendue à l'étude des sols par Terzaghi, Meyerhof, Buisman, Caquot & Kérisel et De Beer & Vesic, leur approche générale du problème est identique : une fondation de longueur infinie et de largeur B exerce une pression moyenne q sur un sol homogène dont le poids spécifique est γ .

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

On se trouve donc en présence d'un problème à deux dimensions.

II.4.1 Théorie de Rankine : (les coins de Rankine)

La figure (II.3) représente une semelle filante de rapport (L/B) très grand et un encastrement D , et qui repose sur un sol de cohésion C , avec un angle de frottement ϕ . La figure (II.4) représente les coins de Rankine utilisés dans cette analyse.

- Le coin I est un coin actif,
- Le coin II est un coin passif.

CHAPITRE II METHODE DE RESOLUTION ANALYTIQUE

Les résistances horizontales ou latérales et qui agissent sur l'interface des deux coins sont désignées par « P » et elles se caractérisent par une même magnitude et deux directions opposées. Cependant, la force P associée au coin (I) représente la pression active. Tandis que la force P du coin (II) est la pression passive.

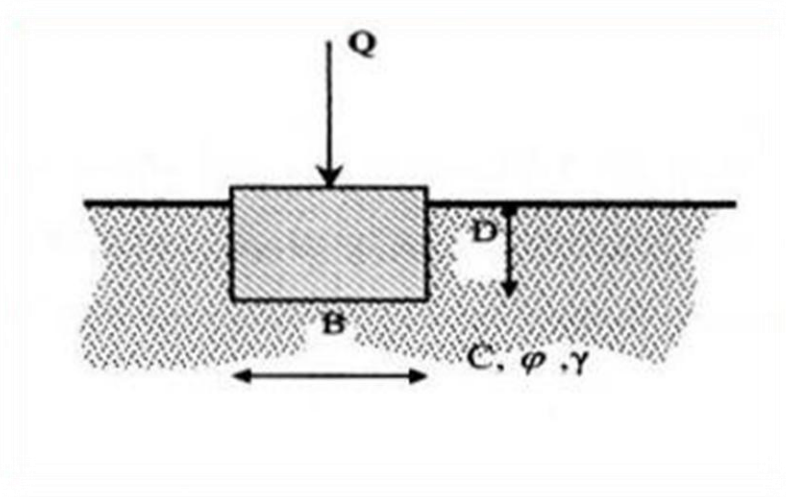


Figure.II.3 : Semelle filante reposant sur un sol (c.φ)

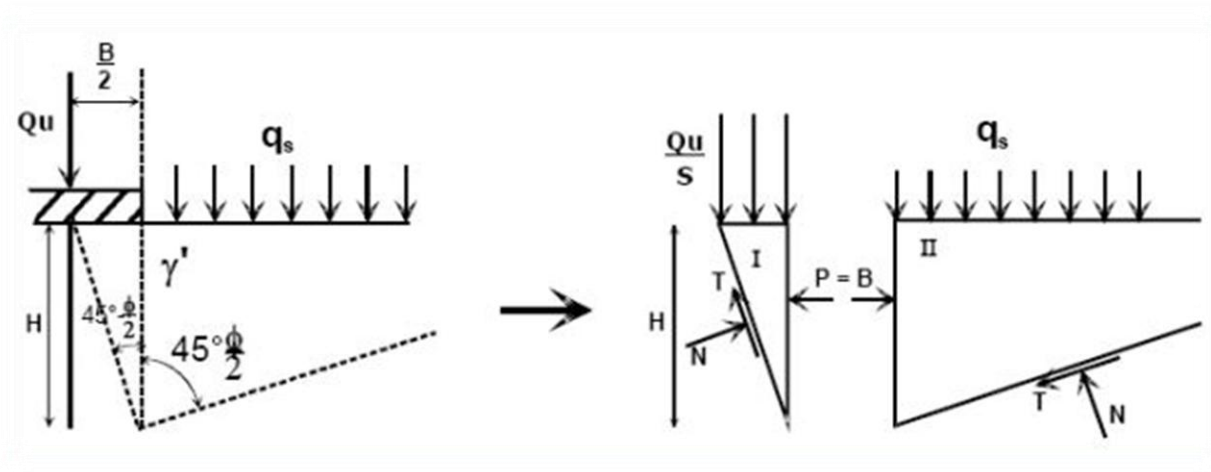


Figure II.4 : Les coins de Rankine

La capacité portante : $q_u = C N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$ Où

N_γ : est le facteur de surface

N_c : est le facteur de cohésion

N_q : est le facteur de profondeur

CHAPITRE II METHODE DE RESOLUTION ANALYTIQUE

Le schéma de Rankine n'est qu'une approximation très grossière du véritable comportement du sol. En réalité, les expérimentations sur modèles réduits montrent que sous la fondation se forme un coin, limité par des forces planes inclinées qui s'enfoncent avec la semelle et se conduisent en corps solide. Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol-sur-sol.

II.4.2 Théorie de Prandtl (1920)

D'après Prandtl, le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de la Fondation est lisse, donc un état actif de Rankine est développé dans le coin AA'O (**figure II.5**).

Le système est formé par trois zones successives.

- La zone I en équilibre de poussée de Rankine.
- La zone II en équilibre de Prandtl.
- La zone III en équilibre de butée de Rankine.

Dans la zone I et III, la famille de lignes de glissement est formée de droites.

Dans la zone II, une famille de ligne de glissement est constituée de courbe. Il s'agit de lignes de glissement appartenant à cette même famille et qui sont homothétiques entre elles et forment des spirales logarithmiques. L'autre famille des lignes de glissement est formée de droites, faisant un angle de φ avec la normale aux points d'intersection avec les spirales, et ayant toutes un point de rebroussement à l'intersection des deux surcharges. Il est à noter que les spirales logarithmiques peuvent s'écrire sous la forme, en coordonnées polaires, de : $(r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \Phi})$

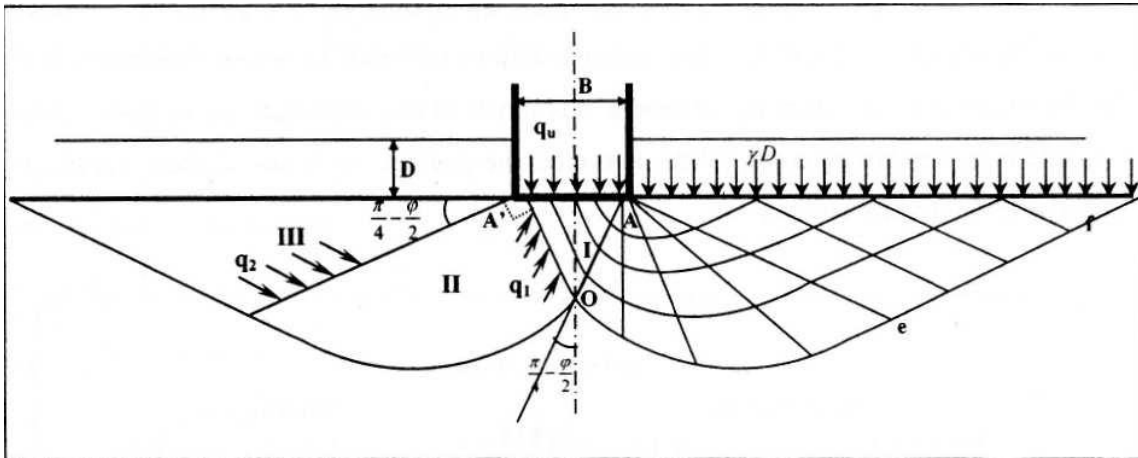


Figure II.5 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl (1920)).

Le problème se ramène à l'étude de l'équilibre du bloc (AOe) en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces est nul.

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant d'angle de frottement interne φ et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniforme, a été résolu pour la première fois par Prandtl [1920].

On notera q_1 et q_2 les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires AO et Ae.

On aboutit donc finalement ;

$$q_u = \gamma D t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{n.t.g\phi} \text{ C'est-à-dire : } N_q = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{n.t.g\phi}$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl Caquot, car ces deux auteurs l'on publiée, indépendamment l'un de l'autre vers [1920].

II.4.3 Théorie de Terzaghi

En 1948, Terzaghi propose une théorie assez bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime pour une fondation superficielle (rigide, continue, et avec une base rugueuse) supportée par un sol homogène d'assez grande profondeur ; Terzaghi définit les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suite : $B \leq D_f$ (B : Largeur de la semelle), D_f Profondeur de l'ancrage. La surface de rupture dans le sol provoquée par la charge ultime (q_u) ; la surface de rupture du sol sous la fondation peut être divisé en trois (03) majeures zones. Cesont :

- Zone abc : c'est zone triangulaire élastique située immédiatement sous la fondation.

L'inclinaison des faces ac et bc avec l'horizontale est l'angle $\alpha = \Phi$ (angle de frottement du sol).

- Zone bcf . Cette zone est dite zone de cisaillement radial de Prandtl.
- Zone bfg . c'est la zone passive de Rankine. Les lignes inclinées dans cette zone font un angle de $\pm (45 - \Phi/2)$ avec l'horizontale. Il est à noterque la zone de cisaillement Radial '2', et la zone passive de Rankine '3' existe aussi à gauche du triangle élastique
- Zone abc , cependant ils ne sont pas montrés. La ligne cf est un arc spiral logarithmique définie par l'équation ($r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \Phi}$)

-Les lignes bf et fg sont des lignes rectilignes. En principe, la droite fg continue jusqu'à la Surface du sol, mais Terzaghi à supposer que le sol au-dessus du niveau de la base de la semelle est remplacé par une surcharge = γD_f .

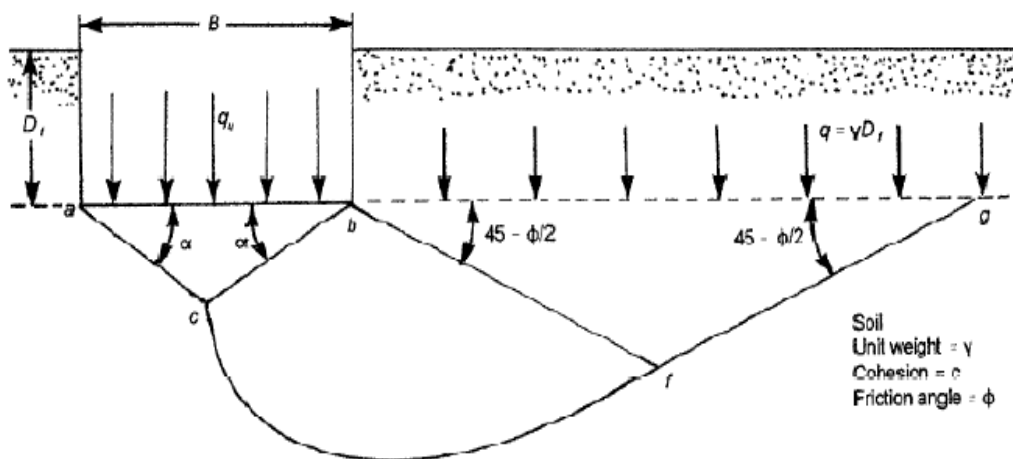


Figure II.6 surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle Filante rigide d'après Terzaghi

II.4.3.1 Principe de superposition de Terzaghi

Considérons la **figure II.7** qui est le schéma de rupture d'une fondation superficielle :

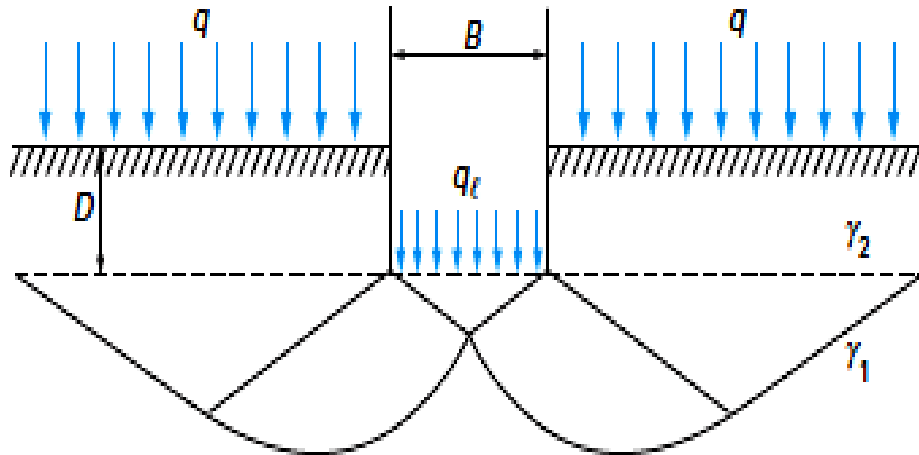


Figure II.7: Schéma de rupture d'une fondation superficielle

Le principe de superposition consiste à superposer trois états (**Figure II.8**):

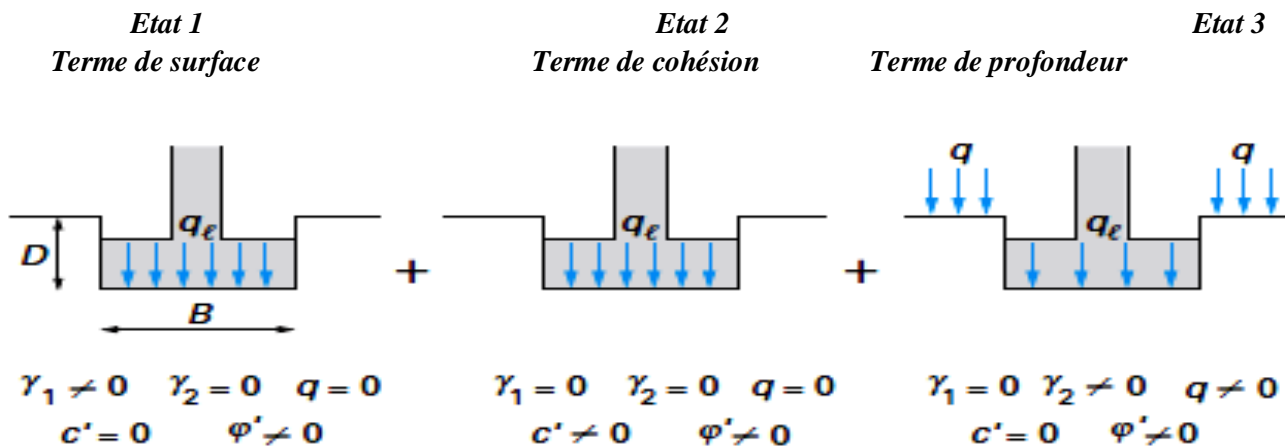


Figure II.8 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c- »)

- *Etat 1* : Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle → entraîne une résistance « $Q\gamma$ »
- *Etat 2* : Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposée agir comme une surcharge → entraîne une résistance « Qq »
- *Etat 3* : Action de la cohésion → entraîne une résistance « Qc »

CHAPITRE II METHODE DE RESOLUTION ANALYTIQUE

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

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

Avec :

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

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

γ_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,

$N(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$: facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne « φ » du sol sous la base de la fondation.

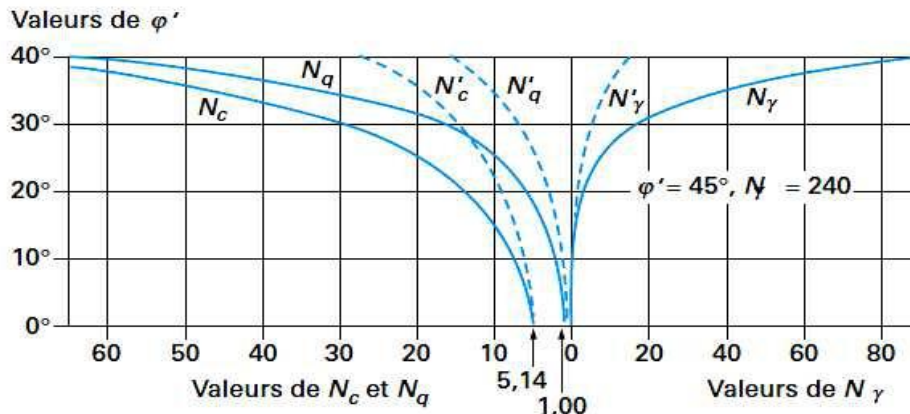
- Le premier terme $(1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\varphi))$ est le « **terme de surface** » (ou de pesanteur). C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement
- Le deuxième terme $C N_c(\varphi)$ est « **le terme de cohésion** ». C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant.
- Le troisième terme $(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$ est le « **terme de surcharge** » ou de profondeur.

C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement est (γ_2) le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

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

$$N_q = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \cdot tg \varphi} N_c = (N_q - 1) \cdot \cos \varphi'$$

Ces valeurs sont données sur la **Figure II.9**



Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, Terzaghi et Peck recommandent d'utiliser $\frac{2}{3} c'$ et $\frac{2}{3} \phi'$ en lieu et place de c' et ϕ' , pour tenir compte de la rupture localisée et non généralisée. Les valeurs des courbes en tiretés (N'_c , N'_q , et N'_γ) correspondent à $\frac{2}{3} \phi'$.

Figure II.9: Valeurs de $N_c(\phi')$, $N_\gamma(\phi')$ et $N_q(\phi')$ recommandées par Terzaghi et Peck

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	17	14.60	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

Figure II.10 :Facteur De La Capacité Portante Suivant Terzaghi

II.4.3.2 Rupture à court terme et à long terme

Le comportement d'un sol fin saturé diffère suivant que les excès de pression interstitielle (surpression) provoquée par l'application des charges ont eu ou non le temps de se dissiper.

Il y a donc lieu de se préoccuper du calcul à court terme et à long terme

❖ **Le calcul à court terme** fait intervenir les contraintes totales et les caractéristiques non drainées du sol ($C = C_u$ et $\varphi = \varphi_u$)

❖ **Le calcul à long terme** fait intervenir les contraintes effectives et les caractéristiques drainées du sol ($C = C'$ et $\varphi = \varphi'$)

▪ **A court terme**

$$q_l = \gamma_{sat} \cdot D + (\pi + 2) \cdot C_u \text{ Puisque } N_\gamma = 0 \text{ et } N_q = 1 \text{ pour } \varphi = 0$$

▪ **A long terme**

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

Remarque: Le dimensionnement à court terme est généralement plus défavorable que celui à long terme.

II.4.3.3 Détermination des coefficients N_γ , N_q , N_c , selon A. Caquot et J. Kérisel

Le calcul est réalisé pour une semelle filante à base horizontale encastrée dans un sol homogène et supportant une charge verticale centrée. Le problème étant à deux dimensions, il est possible de considérer une tranche de longueur unité dans le sens perpendiculaire à B.

$$\text{La formule s'écrit : } q_u = C N_c + q_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma$$

A- Terme de surface N_γ

Le coin AMC (zone I de la figure II.10) est supposé faire un angle au sommet M de $\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right)$

Il est en équilibre surabondant et fait corps avec la fondation.

Le poinçonnement de la fondation dans le milieu pulvérulent se produit lorsque la butée sur les écrans fictifs AM et CM est entièrement mobilisée.

$$\text{La résultante de la butée sur CM s'écrit : } R = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot C_2 \cdot K_p$$

S'agissant d'un frottement sol contre sol, le contact est parfaitement rugueux le long de AM et

CM et l'angle de frottement φ sur CM est égal à $(-\varphi)$. Par suite, la résultante est inclinée de

$(-\varphi)$ sur la normale à l'écran et la valeur de K_p est obtenue à partir des tables de butée de

Caquot et Kérisel (1953) pour $\beta=0, \delta=-\varphi$ et $\lambda=-\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ l'ensemble des forces verticales est en équilibre.

Ces forces sont:

- La capacité portante de la fondation par unité de longueur $Q_\gamma = q_\gamma \cdot B$

CHAPITRE II METHODE DE RESOLUTION ANALYTIQUE

- Le poids W du coin ACM, $W = \gamma_2 \left(\frac{B^2}{4}\right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$

La figure (II.10) montre que la résultante R_p fait avec la verticale d'un angle de $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ et que

$$CM = \frac{B}{\left(2 \cdot \cos\left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\right)}$$

$$q_y = \frac{Q_y}{B} = \gamma_2 \cdot \frac{B}{4} \cdot K_p \cdot \left[\frac{\cos\left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi + \varphi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \tan\left(\frac{\pi + \varphi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

L'équilibre des forces verticales s'écrit : $Q_u + W = 2 \cdot R_p \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Soit en remplaçant W , R et CM par leurs valeurs :

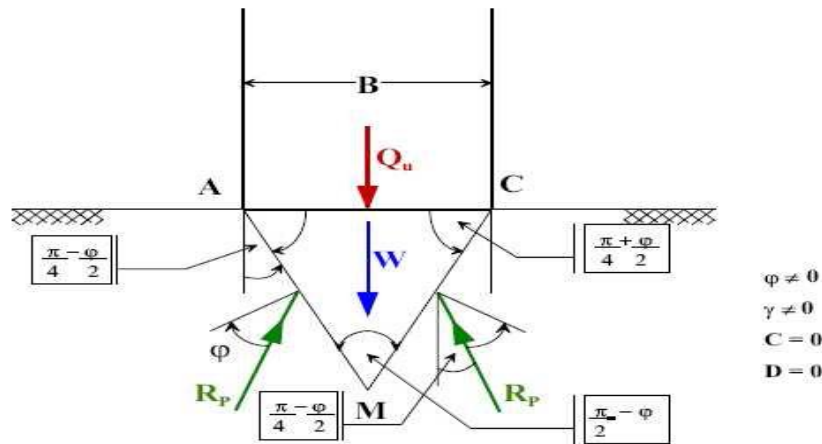


Figure II.11 : Détermination du terme de surface.
(Philipponat G. Hubert B)

La comparaison avec le terme de surface de la formule générale conduit à la formule suivante:

$$N_y = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \left[\frac{\cos\left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi + \varphi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \tan\left(\frac{\pi + \varphi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

B- Terme de profondeur N_q

Dans ce cas, on calcule la capacité portante de la semelle qu'encastree d'une profondeur D . La surcharge uniformément répartie p de part et d'autre de la semelle AB est égale à $P = \gamma_1 \cdot D$ (**figure II.11**).

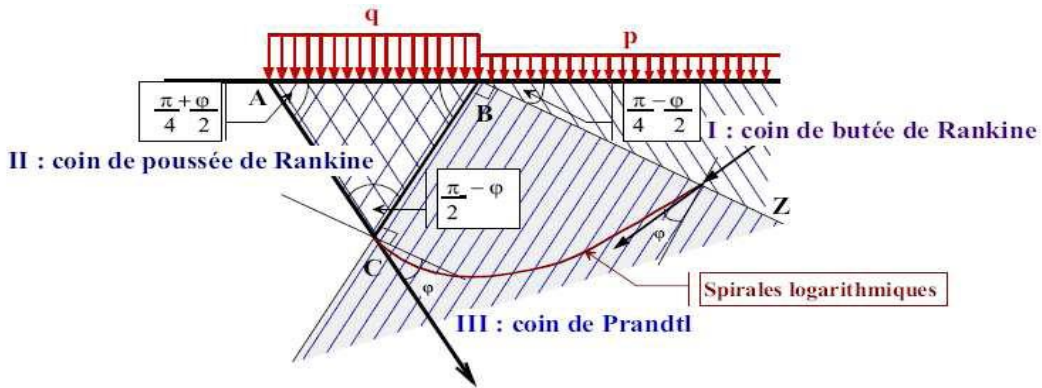


Figure II.12 : Détermination du terme de profondeur.

Comme dans le cas d'actions du sol sur un écran, on a deux équilibres de Rankine séparé par un équilibre général en spirale logarithmique (figure II.12).

Le calcul donne l'expression suivante de q_u .

$$q_u = P t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi t g \phi}$$

Avec $P = \gamma_1 \cdot D$ $q_u = \gamma_1 \cdot D t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi t g \phi}$

Avec γ_1 : poids volumique du sol au-dessus de la semelle.

En posant $q_u = q_q$ (contrainte ultime de profondeur)

$$q_q = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q$$

On appellera N_q : terme de profondeur $N_q = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi t g \phi}$

Avec ϕ : angle de frottement du sol au-dessous de la semelle.

C- Terme de cohésion N_c

On applique le théorème des états correspondants de CAQUOT. On est ramené au problème précédent en remplaçant $\gamma_1 \cdot D$ par $H = C/tg\phi$ (figure II.12).

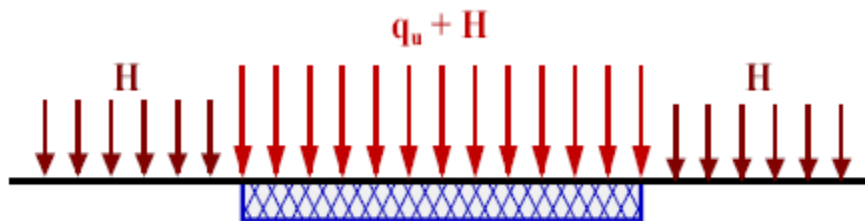


Figure II.13 : Détermination du Terme de Cohésion N_c

$$q_u + H = H t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi t g \phi}$$

CHAPITRE II METHODE DE RESOLUTION ANALYTIQUE

$$q_u = \left[tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \cdot tg \varphi} - 1 \right]$$

En posant $q_u = q_c$ (contrainte ultime de cohésion)

$$q_c = C \cdot N_c \text{ Avec } N_c = \frac{N_q - 1}{tg \varphi}$$

Pour un sol fin saturé cisailé à court terme $\varphi_u = 0$ et $C_u \neq 0$; on fait tendre $\varphi \rightarrow 0$ et on obtient :

$$N_c = p + 2$$

(Terzaghi pour une semelle rugueuse a montré $N_c = 5,7$).

Cette formule donne la capacité portante d'une semelle sans encastrement fondée sur un sol fin saturé sous un chargement rapide (phase de chantier, court terme).

On peut étendre cette approche à la construction des remblais sur sol fin saturé en assimilant le remblai à une fondation superficielle.

CHAPITRE III

METHODE DE RESOLUTION NUMERIQUE

III.1 APPROCHE NUMERIQUE BASE SUR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS (MEF)

III.1.1 INTRODUCTION

La méthode des éléments finis fait partie des outils de mathématiques largement appliquées. Il s'agit de mettre en place, à l'aide des principes hérités de la formulation Variationnelle ou formulation faible, un algorithme discret mathématique permettant de rechercher une solution approchée d'une équation aux dérivées partielles (ou EDP).

Les différentes applications de la méthode des éléments finis MEF, aux problèmes structuraux et non structuraux, font l'objet de travaux extensifs de recherche et de développement dans le domaine de génie civil. En effet, construite de plus en plus en site urbaine pour des raisons économiques et fonctionnelles, l'utilisation de la MEF pour le calcul et dimensionnement des tunnels à faible profondeur, présente un intérêt pratique considérable pour ces ouvrages d'arts, compte tenu des possibilités qu'offre cette méthode à simuler si remarquablement aussi bien le caractère hétérogène des massifs traversés par des excavations, que les différentes variantes de conditions aux limites et de chargement prendre en considération.

III.1.2 HISTORIQUE DE LA MEF

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont les uns par rapport aux autres par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le composant de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on obtienne l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, en raison de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

III.1.3 LE PRINCIPE DE LA METHODE

La méthode des éléments finis permet donc de résoudre de manière discrète une EDP dont on cherche une solution approchée suffisamment fiable. De manière générale, cette EDP porte sur une fonction u , définie sur un domaine, Elle comporte des conditions aux bords permettant d'assurer l'existence et l'unicité d'une solution sauf cas

particuliers, la discrétisation passe par une redéfinition et une approximation de la géométrie. On considère donc le problème posé sur la géométrie approchée par un domaine polygonal ou polyédrique par morceaux. Une fois la

Géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème. Dans la MEF, cet espace est défini à l'aide du maillage du domaine (ce qui explique aussi pourquoi il est nécessaire d'approcher la géométrie). Le maillage du domaine permet d'en définir un pavage dont les pavés sont les éléments finis. Un élément fini est la donnée d'une cellule élémentaire et de fonctions de base de l'espace d'approximation. Ces fonctions sont définies de manière à être interpolées bien qu'il existe de nombreux logiciels exploitant cette méthode et permettant de résoudre des problèmes dans divers domaines, il est important que l'utilisateur ait une bonne idée de ce qu'il fait, notamment quant au choix du maillage et du type d'éléments qui doivent être adaptés au problème posé aucun logiciel ne fera tout pour l'utilisateur et il faut toujours garder un œil critique vis-à-vis de solutions approchées. Pour cela il existe des indicateurs d'erreur et des estimateurs d'erreur qui permettent d'ajuster les différents paramètres.

La solution trouvée, il reste cependant à déterminer les caractéristiques de la méthode ainsi développée, notamment l'unicité de l'éventuelle solution ou encore la stabilité numérique du schéma de résolution. Il est essentiel de trouver une estimation juste de l'erreur liée à la discrétisation et montrer que la méthode ainsi écrite converge, c'est-à-dire que l'erreur tend vers 0 si la finesse du maillage tend elle aussi vers 0.

Dans le cas d'une EDP linéaire avec opérateur symétriques, il s'agit finalement de résoudre une équation algébrique linéaire, inversible dans le meilleur des cas.

➤ *Les principes fondamentaux de la méthode la plus courante sont les suivants :*

- le milieu est considéré bidimensionnel
- le milieu contenu est divisé par des lignes imaginaires, qui constituent les frontières entre éléments finis
- Ces éléments sont supposés être reliés entre eux par un nombre fini de points dit points nodaux situés sur leur frontières (ce sont généralement les sommets des éléments et parfois d'autres points sur les faces et les arêtes). Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à un autre. Les inconnues de base du problème sont les déplacements de ces points nodaux

- Une fonction de forme permet de définir d'une manière unique le champ des déplacements à l'intérieur de chaque élément fini en fonction des déplacements de ces points nodaux
- Les fonctions de déplacements définissent donc sans ambiguïté l'état de déformation à l'intérieur d'un élément en fonction de déplacements nodaux, et par suite, compte tenu des propriétés rhéologiques du matériau, l'état de contrainte (état de contrainte de l'élément est défini en un ou plusieurs points de l'élément appelés des «Points d'intégration»)
- A partir de ces fonction de déplacements et des lois rhéologiques adoptées, on détermine une relation de raideur qui a tout champ de déplacement sur le solide (défini par les composantes du vecteur déplacement (U) au niveau des nœuds de la structure ou Solide) fait correspondre un champ de sollicitation défini par les composantes du vecteur force {F} au niveau des nœud. Cette relation s'écrit :

$$\{F\} = [K'] \{U\}$$

Ou :

[K] matrice carrée de la rigidité qui, une fois déterminée permet de résoudre le système linéaire (F)-[K] {U} ou les inconnues sont les composantes de {U} des déplacements nodaux (si l'une des composantes est imposée par les conditions aux limites, elle sera remplacée par la réaction qui en résulte).

Tout chargement se traduit par des vecteurs de forces nodales (F) lorsqu'il s'agit d'incrément de charges, les déplacements sont des incréments qui s'ajoutant aux déplacements obtenus lors de l'incrément précédent, il en est de même pour les contraintes.

III.1.4 LE PRINCIPE DES TRAVAUX VIRTUELS

$$W = \int (\delta)^t (H)(\epsilon) dv + \int (\delta u)^t (f_x) ds + \int (\delta u)^t (f_v) dv = 0$$

Pour résoudre un problème par la méthode des éléments finis, il existe deux modèles :

Model force= force inconnue

Model déplacements = déplacement inconnues c'est le model le plus utilisés, on peut voir cette étape par la suite :

- **Etape 1** : le remplacement de la géométrie réelle (initiale) de domaine de volume V par ensemble de sous domaines (prédéfini) à condition de recouvrir mieux la géométrie initiale de sorte, pas de faille, pas de recouvrement (défaut de maillage).
- **Etape 2** : la présentation de la géométrie dans chaque sous domaine

$$\{X_{x,y,z}\} = (N) \cdot (X_i)$$

Où :

$X_{x,y,z}$: La position réelle de domaine initial de volume V.

X, y et z : pour la détermination de la direction de déplacement selon les axes.

(N) : fonction d'interpolation (fonction de forme)

X_i : Position de volume V_e de chaque élément.

- 1) **Etape 3** : le remplacement de déplacement réel par le déplacement de chaque élément

$$\{U\} = (N) \cdot (U_t)$$

Où :

$\{U\}$: Déplacement réel

(N) : fonction de forme

(U_t) : Déplacement de l'élément

III.1.5 FONCTION DE BASE

La M.E.F consiste à restreindre la connaissance de déplacement U, V et W en chaque point du volume à seulement la connaissance de ces valeurs en nœuds en suite à interpoler entre ce point pour avoir le déplacement en tout point la méthode la plus simple est l'emploi des polynômes de Lagrange. Dans cette méthode, Les fonctions de base valent 1 à un nœud et à tous les autres. La fonction de forme Nest alors la fonction valant 1 au nœud et 0 sur les autres nœuds et elle est polynomiale sur chaque élément.

On appelle élément. In donnée d'une géométrie (souvent polygonale en 2D. polyédrique en 3D) et des fonctions de base associées à cette géométrie c'est - 1 - dire pour minimiser l'erreur on doit augmenter le degré de liberté DDL en chaque nœud ou bien augmenter le nombre de nœud

D'autres solutions peuvent exister pour les fonctions de forme. On cite ici un seul exemple des éléments finis d'Hermite qui ont la particularité d'avoir deux fonctions de base associées à chaque nœud. Dans cette version, la valeur de la solution est ajustée avec la première et la deuxième permet d'ajuster la valeur de la dérivée. Ce type de fonctions de base peut avoir un intérêt pour la résolution de certaines équations aux dérivées partielles (par exemple l'équation des plaques en mécanique des milieux continus), même si elle nécessite d'avoir deux fois plus de fonctions pour un maillage donné.

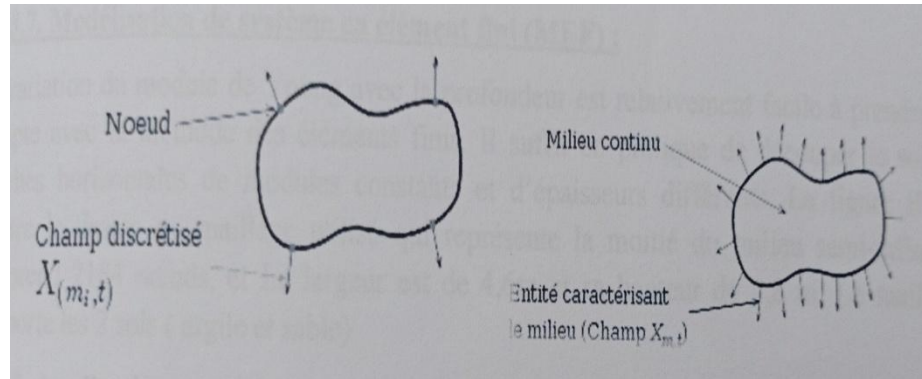


Figure III.1 : Le principe des éléments finis.

III.1.6 CHOIX DU MAILLAGE

La méthode des éléments finis repose sur un découpage de l'espace selon un maillage, d'habitude l'on choisit un maillage carré ou triangulaire mais rien n'interdit de choisir des maillages plus complexes. Il n'est pas non plus nécessaire que le maillage soit régulier et l'on a tendance à resserrer le maillage près des endroits d'intérêt (par exemple aux endroits où l'on pense que la solution va beaucoup varier). Cependant, il faut veiller à avoir des éléments faiblement distordus (se rapprocher d'un polygone régulier). Plus ce maillage n'est resserré, plus la solution que l'on obtient par la méthode des éléments finis sera précise et proche de la « vraie » solution de l'équation aux dérivées partielles.

Dans le cas de notre étude ont utilisé le logiciel Plaxis qui s'articule sur deux types d'éléments, toute deux triangulaire à 6 nœud et 15 nœuds un élément triangulaire.

L'élément à 15 nœud est celui qu'ont adopté pour notre étude, et ce, pour sa haute performance.

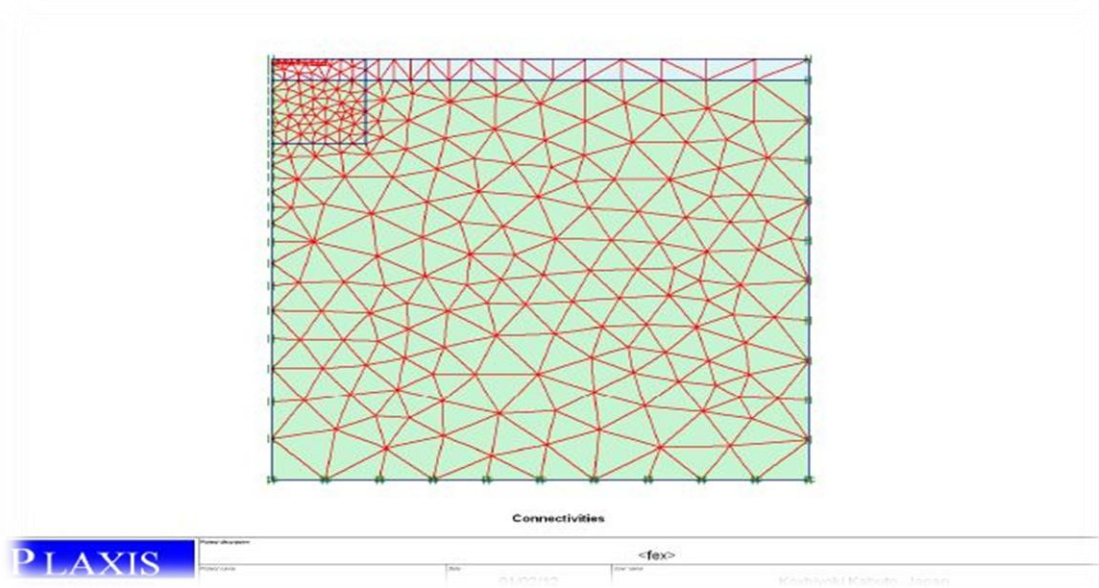


Figure III.2 Génération du maillage

III.1.7 MODELISATION DE SYSTEME EN ELEMENT FINI (MEF)

La variation du module de Young avec la profondeur est relativement facile à prendre en compte avec la méthode des éléments finis. Il suffit en pratique de découper le sol en couches horizontales de modules constants et d'épaisseurs différents.

III.1.8 APPLICATION AUX CALCULS DES OUVRAGES SOUTERRAINS

La détermination des sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages enterrés telles que les conduites est un problème d'hyperstatique, dont les paramètres suivants peuvent être prise en compte par la MEF à savoir :

- 1) La bi-dimensionnalité du problème (état plan de contrainte ou de déformation)
- 2) Etat d'équilibre naturel du milieu ou état plan de contrainte ou de déformation
- 3) Géométrie de système sol- structure
- 4) Propriétés de déformation du terrain, son hétérogénéité éventuelle et son comportement non linéaire
- 5) Caractéristique géométrique mécanique et physique de la structure ainsi que la nature du contacte sol-structure.
- 6) Les techniques de réalisation de solide sol-structure

7) L'historique des phases de construction et d'exécution des travaux

8) L'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur la structure.

III.1.9 PROGRAMMES GENERAUX

Les équations qui régissent la MEF sont sous une forme assez générale pour qu'il soit possible d'écrire un code de calcul unique capable de résoudre tous les problèmes de mécanique de structures et autres.

Les programmes qui visent cet objectif, même à une échelle réduite sont appelés programmes généraux.

Ils sont subdivisés en quatre phases, sous forme d'organigrammes, ces quatre phases sont présentées quasiment dans tous les programmes d'analyse par M.E.F.

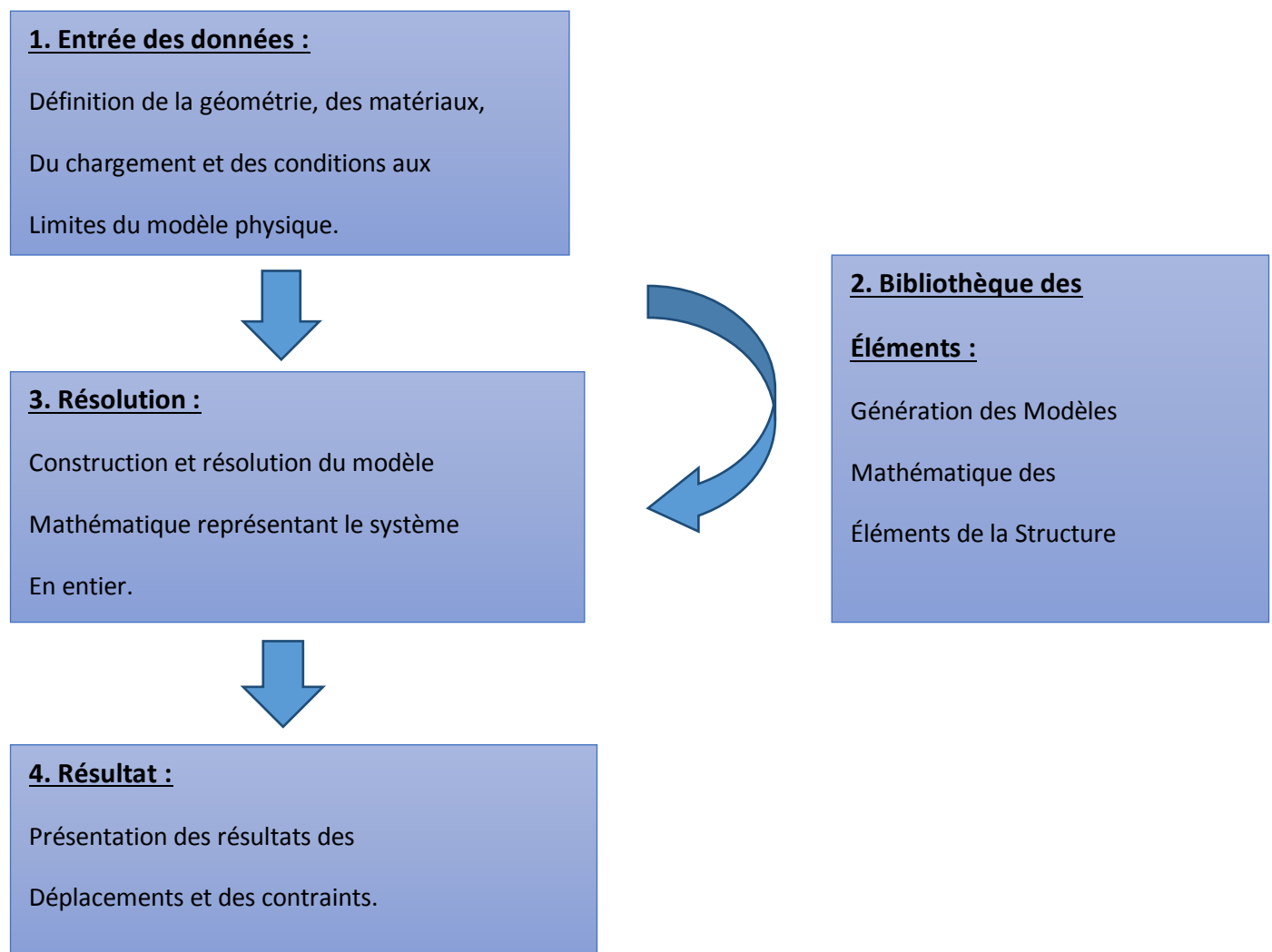


Figure III.3 : Organigramme des programmes généraux

III.1.10 FONCTION D'INTERPOLATION POUR LES ELEMENTS TRIANGULAIRES

Pour les éléments triangulaires, il y a deux coordonnées locales (ξ et η).

Dans l'addition nous employons la coordonnée auxiliaire (=1-6-7. Pour les triangles nœuds, les fonctions de

Forme peuvent être écrites comme suit :

$$N_1 = \varepsilon (4\varepsilon-1) (4\varepsilon-2) (4\varepsilon-3)/6$$

$$N_2 = \xi (4\xi-1) (4\xi-2) (4\xi-3) /6$$

$$N_3 = \eta (4\eta-1) (4\eta-2) (4\eta-3) /6$$

$$N_4 = 4\varepsilon\xi (4\varepsilon-1) (4\xi-1)$$

$$N_5 = 4\xi\eta (4\xi-1) (4\eta-1)$$

$$N_6 = 4\varepsilon\eta (4\eta-1) (4\varepsilon-1)$$

$$N_7 = \varepsilon \xi (4\varepsilon-1) (4\varepsilon-2) *8/3$$

$$N_8 = \varepsilon \xi (4\xi-1) (4\xi-2) *8/3$$

$$N_9 = 4\eta\varepsilon (4\xi-1) (4\xi-2)*8/3$$

$$N_{10} = \xi \eta (4\eta-1) (4\eta-2)*8/3$$

$$N_{11} = \varepsilon \eta (4\eta-1) (4\eta-2)*8/3$$

$$N_{12} = \varepsilon \eta (4\varepsilon-1) (4\varepsilon-2)*8/3$$

$$N_{13} = 32 \eta\varepsilon\xi (4\varepsilon\eta-1)$$

$$N_{14} = 32 \eta\varepsilon\xi (4\xi-1)$$

$$N_{15} = 32 \eta\varepsilon\xi (4\eta-1)$$

III.1.11 INTEGRATION NUMERIQUE DES ELEMENTS LINEAIRES

Afin d'obtenir l'intégrale au-dessus d'une certaine ligne ou secteur l'intégrale est numériquement estimée comme :

$$\int F(\xi)d\xi = \sum F(\xi)W_i(4.5)$$

Ou :F (ξ) est la valeur de fonction F de forme au point ξ et W_i et représente le facteur de poids pour le point i, un nombre total k de point d'intégration sont considérés.

Deux méthodes sont fréquemment employées par le logiciel Plaxis, à savoir :

- La méthode d'intégration de Newton-cotes, ou les points sont choisis aux nœuds
- La méthode d'intégration de gauss qui considère cinq points d'intégration à

L'intérieure de l'élément triangulaire ce qui permet une meilleure précision et une exactitude élevée.

Les facteurs de position et de poids pour les deux types d'intégration sont donnés par les tableaux

Nombre des nœuds	ξ_i	W_i
1	± 1	1
2	$\pm 1,0$	1/3, 4/3
3	$\pm 1, \pm 1/3$	1/4, 3/4
4	$\pm 1, \pm 1/2, 0$	7/45, 32/45, 12/45

Tableau **III.1**: La méthode d'intégration de Newton-cotes

Nombre des points	ξ_i	W_i
1	0.0000	2
2	$\pm 0.577350... (\pm\sqrt{3})$	1
3	$\pm 0.774596... (\pm\sqrt{0.6})$	0.55555...
	0.00000	0.88888...
4	$\pm 0.861136....$	0.347854...
	$\pm 0.339981....$	0.652145
5	± 0.906179	0.236956...
	± 0.538469	0.478628...
	0.000000	0.56888...

Tableau :III.2La méthode d'intégration de gauss

L'intégration de newton-cotes peut intégrer exactement des fonctions de polynomial d'un ordre au-dessous du nombre de points considérés. En ce qui concerne, l'intégration de gauss, la fonction polynomial de degré $2k-1$, peut être intégrée exactement en supposant k points.

III.1.12INTEGRATION NUMERIQUE DES ELEMENTS TRIANGULAIRES

Comme pour les éléments linéaires l'intégration pour élément triangulaire est donnée par :

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta = \sum_i^k (\xi_i, \eta_i) W_i$$

Plaxis utilise l'intégration gaussienne pour les éléments triangulaires en ce qui concerne l'élément triangulaire à 15 nœuds, il comporte 12 point d'intégration (tableau) afin de calculer les composants cartésiens des déformation a partir déplacements, tels que formulé dans l'équation ($\epsilon = LNv=Bv$), sachant que ces dérivés doivent être considérés dans le système globale des axes (x,y,z)

$$\zeta = B_I v_i$$

Ou :

L : opérateur différentiel

N : fonction de forme

v : valeur nodale du déplacement

B : matrice d'interpolation des déformations

$$B_i = \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{pmatrix}$$

Dans les éléments, les dérivées sont calculés dans le système de coordonnées locales (ξ, ζ, η) La relation entre les dérivées locales et globales introduit le jacobin :

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial x \partial y \partial z \partial N_i}{\partial \xi \partial \xi \partial \xi \partial \xi} \\ \frac{\partial x \partial y \partial z \partial N_i}{\partial \eta \partial \eta \partial \eta \partial \eta} \\ \frac{\partial x \partial y \partial z \partial N_i}{\partial \zeta \partial \zeta \partial \zeta \partial \zeta} \end{pmatrix} J = \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{pmatrix}$$

Ou inversement

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{pmatrix} = J^{-1} \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{pmatrix}$$

Les dérivés locaux $\frac{\partial N_i}{\partial \xi}$.etc.peuvent facilement être dérivés des fonctions de forme de l'élément, puisque les fonctions de forme sont formulées dans des coordonnées locales. Les composants du Jacobin sont obtenus à partir des différences dans des coordonnées nodales.

L'inverse du Jacobin j^{-1} est obtenu en inversant numériquement les composantes cartésiennes des déformations peuvent être calculées par sommation de toutes les contributions nodales.

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \end{pmatrix} = \sum B_i \begin{pmatrix} v_{x,i} \\ v_{y,i} \\ v_{z,i} \end{pmatrix}$$

Ou :

v_i : sont les composants des déplacements dans le $i^{\text{ème}}$ nœud.

Pour une analyse en état plan de déformation, la composante de la déformation dans la direction de l'axe Z est nulle, c'est-à-dire :

$$\varepsilon_{zz} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0.$$

Pour une analyse axisymétrique, les conditions suivantes s'appliquent :

$$\varepsilon_{zz} = u_{x/r} \quad \text{et} \quad \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0 \quad (r = \text{rayon}).$$

III.1.13 CALCUL DE MATRICE DE RIGIDITE D'ELEMENT

La matrice de rigidité élémentaire K^* calculée par intégration :

$$k^e = \int B^t D^e B dv$$

L'intégrale est estimée par l'intégration numérique comme décrite dans la section 5.5.3. En fait, la matrice de rigidité d'élément se compose de sous matrices K_{ij} où i et j sont les nœuds locaux.

III.2 PRESENTATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS

III.2.1 PRESENTATION DE PLAXIS

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis.

L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur ec trains choix réservés au numéricien.

III.2.2. DESCRIPTION DE CODE DE CALCUL PLAXIS

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastique, élasto-visco plastiques en 2D Ou 3D.

L'élément fini PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds). Du point de vue pratique, le système, de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

III.2.3 LES POINTS FORTS DE PLAXIS

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.

- Générateur automatique de maillage.
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.

III.2.4. LES LOIS DE COMPORTEMENTS UTILISER DANS PLAXIS

III.2.4.1 INTRODUCTION

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent.

Des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe.

La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

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

III.2.4.2 COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (Figure 3.1).

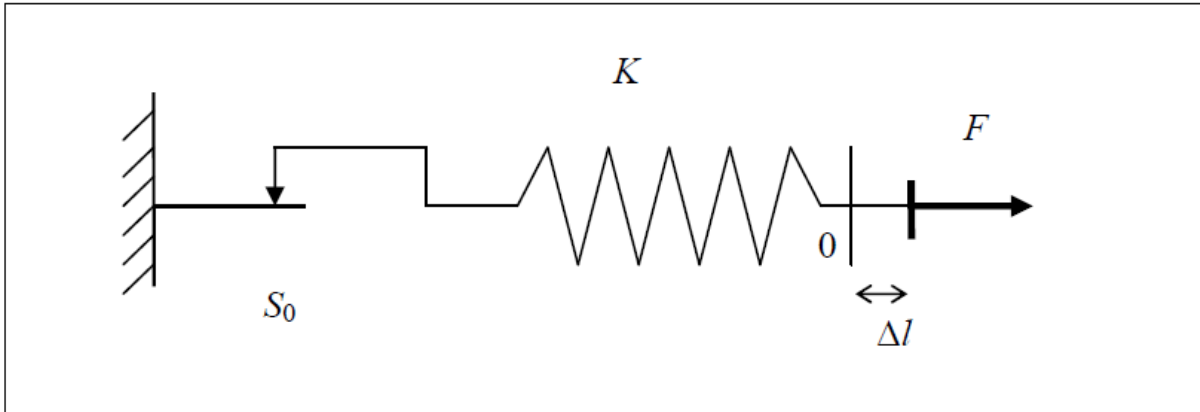


Figure III.4: Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

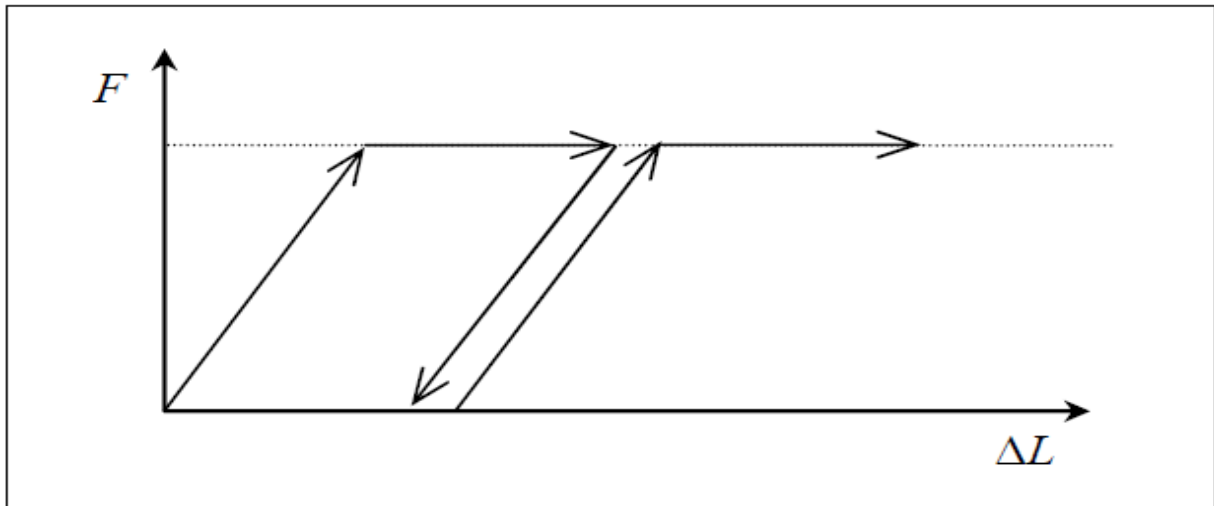


Figure III.5: comportement élastique-parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible, la longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

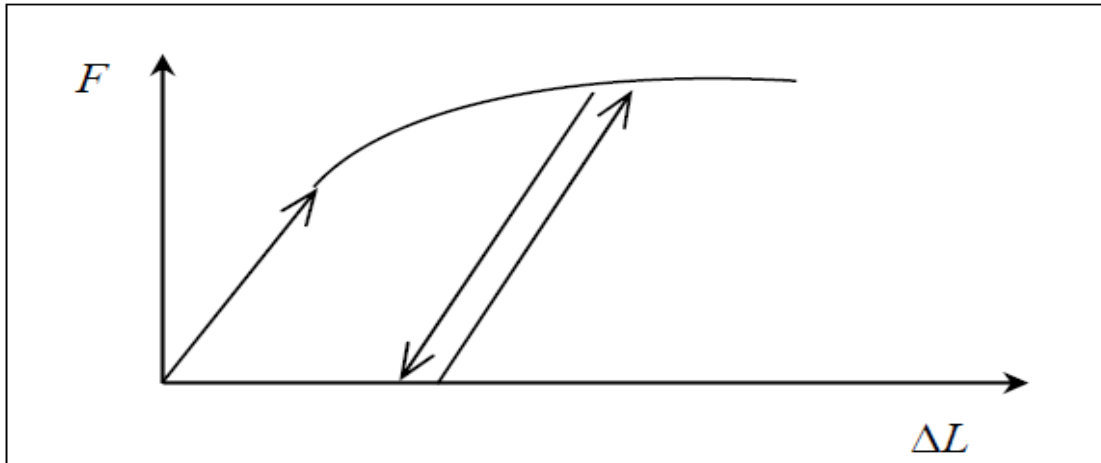


Figure III.6: Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.

III.2.4.3 MODELE ELASTIQUE LINEAIRE

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young E est les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} K = \frac{E}{3(1+\nu)} E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

III.2.4.4 MODELE DE MOHR-COULOMB

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\phi - 2c \cos\phi = 0 \quad (3-6)$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1er invariant des contraintes)

Comme illustré :

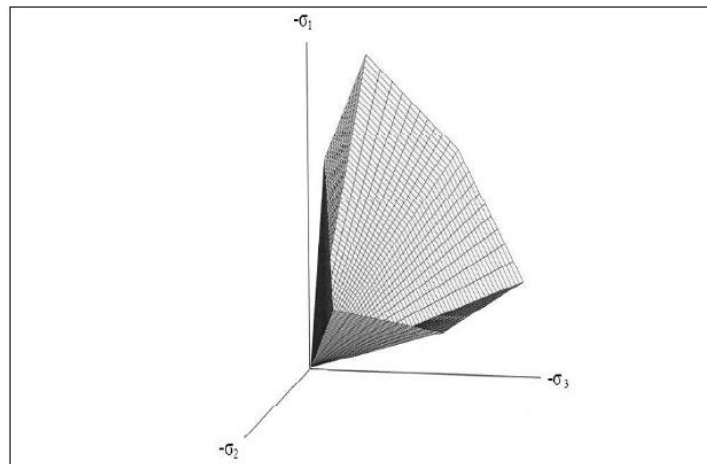


Figure III.7:Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $C=0$.

III.2.4.5. LE MODULE DE YOUNG

Le choix d'un module de déformation est l'un des problèmes les plus difficiles en géotechnique, le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

III.2.4.6 LE COEFFICIENT DE POISSON

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

III.2.4.7 L'ANGLE DE FROTTEMENT φ

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul.

Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr -Coulomb.

III.2.4.8 LA COHESION

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement flottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

Cette option est réalisée avec le paramètre c-dépôt. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (Typiquement en kPa/m).

III.2.4.9 ANGLE DE DILATANCE

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

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité.

C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

III.2.4.10 CONCLUSION

Pour le calcul de la stabilité des fondations, trois classes de méthodes ont été jusque-là les plus utilisées : les méthodes basées sur l'addition des trois termes de portance (N_c, N_q, N_γ) proposées par Terzaghi et qui laisse un libre choix pour les coefficients de portance, les méthodes de calcul partant des essais en place au pressiomètre, et la méthode des éléments finis. La première classe de méthode de calcul représentant les méthodes classiques (équilibre limite et analyse limite) supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges, alors que dans les calcul en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe (les courbes) de variation des déplacements en fonction de la charge et/ou du temps.

CHAPITRE IV

ETUDE PARAMETRIQUE

IV.1 INTRODUCTION

Les travaux de recherches menés dans le cadre de ce mémoire, concernent l'étude paramétrique du comportement d'une semelle filante reposant sur deux couches granulaires (sable et argile). L'étude portera sur la détermination de la capacité portante (q_{ult}) de cette semelle en tenant compte de la variation des caractéristiques mécaniques des deux couches.

IV.2 Etudes paramétriques

Ce travail doit être effectuée se basant sur l'influence de la nature de sol de fondation sur la capacité portante d'une semelle filante, il met en évidence une étude paramétrique qui consiste les objectifs que nous nous sommes fixés pour cette recherche. En effet, il s'agit de mettre en évidence l'influence de type de sol (Argileux et sableux) ainsi que l'influence des effets à court et à long terme.

A. CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SEMELLE FILANTE SOUS CHARGE VERTICALE.

On désire fonder une semelle carrée ($L=10\text{m}$ et $B=10\text{m}$) sur un sol constitué tantôt sur une épaisseur de sable et tantôt sur une couche d'argile.

La fondation supporte une charge verticale centrée d'intensité $Q=350\text{ KN/ml}$ (de plus de leur poids propres et le poids des terres).

Détermination de la capacité portante ultime de la semelle :

1. Selon la méthode analytique
2. Selon la méthode d'équilibre limite

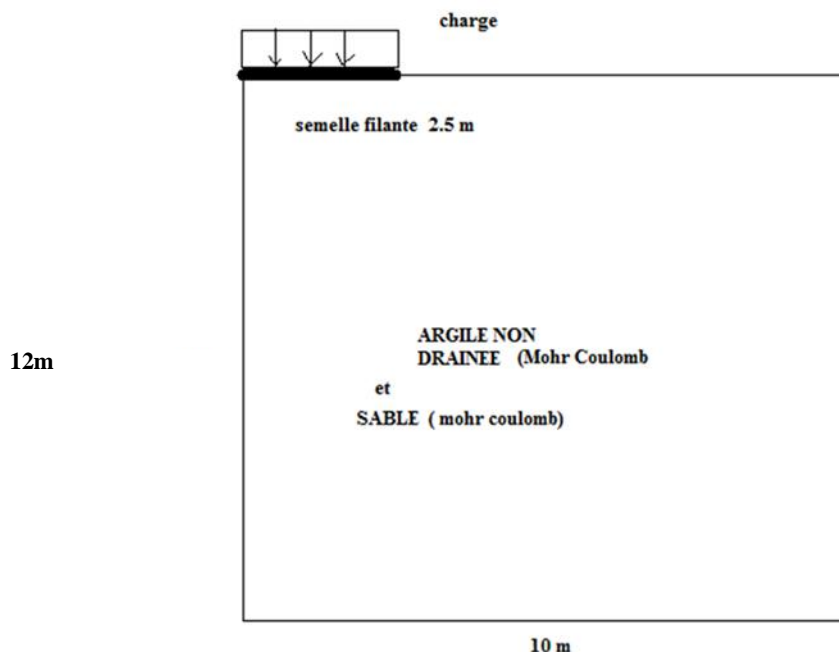


Figure IV.1 :Présentation du cas étudié

IV.3 LA METHODE ANALYTIQUE

Dans notre cas la capacité portante de la semelle filante, soumise à une charge verticale centrée donnée par l'équation :

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

Avec :

q_u = charge ultime par unité d'aire fondation ;

γ = poids volumique du sol sous la fondation ;

Q = la charge appliquée sur la fondation ;

D_f = profondeur de la fondation, B = largeur de la fondation ;

φ = l'angle de frottement ;

N_c, N_γ, N_q = facteurs de capacité portante fonctions de l'angle de frottement. ;

Argile raide

Les Données :

Sol	angle de frottement	Poids volumique	N_c	N_γ	N_q
Argile raide	25°	16	25.1	8.34	12.7

1. A long terme :

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

$$Q_L = 738.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2. A court terme :

$$Q_{\text{Limite}} = (\pi + 2) C_u$$

$$Q_{\text{Limite}} = 257 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Argile molle

Les Données :

Sol	angle de frottement	Poids volumique	N_c	N_γ	N_q
Argile molle	24°	15	23.36	7.08	11.4

1. A long terme :

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

$$Q_L = 650,48 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2. A court terme

$$Q_{\text{Limite}} = (\pi + 2)Cu$$

$$Q_{\text{Limite}} = 205,6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

✚ Sable Raide

Les Données :

Sol	angle de frottement	Poids volumique	N_c	N_r	N_q
Sable raide	33°	17	48.09	31.94	32.23

1. A long terme

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

$$Q_L = 2227.405 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

✚ Sable mou

Les Données :

Sol	angle de frottement	Poids volumique	N_c	N_r	N_q
Sable mou	31°	17	40.41	22.65	25.28

1. A long terme

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

$$Q_L = 1647.67 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

<i>SOL</i>	$Q_L(kN/m^2)$	
	A court terme	A long terme
SABLE RAIDE	/	2227,40
SABLE MOU	/	1647,67
ARGILE RAIDE	257	738,8
ARGILE MOLLE	205,6	650,48

Tableau IV.1 :Résultats de la capacité portante d'une semelle filante

IV.4 COMPARAISON DES RESULTATS DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SEMELLE FILANTE

D'après le tableau précédent

1. les Résultats de la capacité portante à long terme de l'argile raide et l'argile molle sont plus élevés par rapport à la capacité portante à court terme qui est dans ce cas est plus défavorable, en tenant compte que les calculs sont effectués en contraintes totale.
2. Les Résultats obtenus ; montrent une différence dans la capacité portante à court terme de l'argile raide et celle de l'argile molle qui est contrôlés par les paramètres (C et φ) dans le cas ou il y a une dispersions interstitielles.
3. la notion de court terme n'est pas applicable et seule une justification à long terme est effectuée en calculant Q_L en conditions drainées.
4. On peut résumer que les sols pulvérulents supportent mieux que les sols cohérents car il présente une capacité plus élevée.

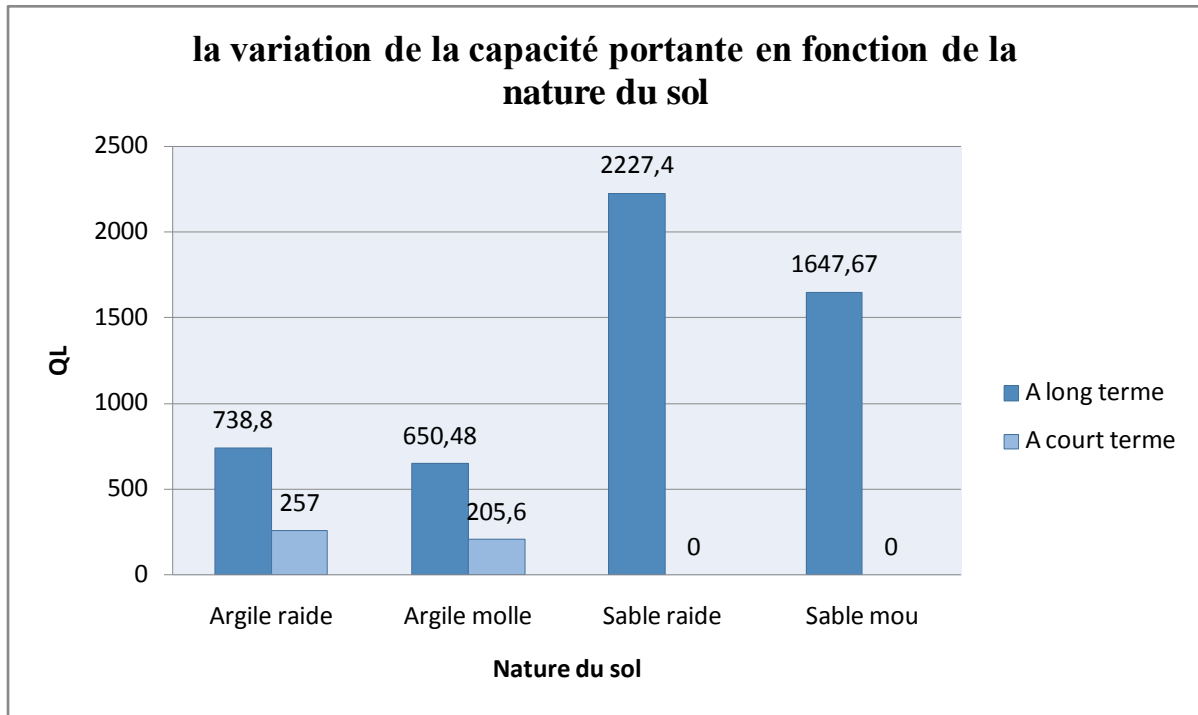


Figure IV.2 : Variation de la capacité portante en fonction de la nature du sol

D'après la Figure IV.2

- on peut déduire que la capacité portante d'un sol raide est supérieure à la capacité portante d'un sol mou (argile et sable)
- les capacités portante des sols sableux est plus importante que celle des sols argileux
- en ce qui concerne les argiles les capacités à courts termes sont inférieures aux capacités à long termes
- L'incohérence ($c=0$) des sols sableux implique un comportement à long terme.

IV.5 PROCEDURE DE LA SIMULATION NUMERIQUE.

IV.5.1 COUPE GEOTECHNIQUE ET GEOMETRIE DE L'OUVRAGE.

On considère une semelle filante de largeur B reposant sur un sable et une argile non drainée ainsi qu'une surcharge q . Le modèle suppose un comportement en état de déformations planes (plane strain). La coupe Géotechnique retenue pour le calcul est présentée sur la figure suivante (Figure V.1).

- **Charges**
 - **Charges (100 kpa-150 KPa 200 KPa 350 KPa)**
- **Sols**
 - **Argile**
 - **Sable**

IV.5.2 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX.

Le modèle utilisé est le modèle de sol (Hardening Soil Model) inclut dans Plaxis. Les tableaux (IV-2), (IV-3) résument les paramètres d'entrée pour modéliser les couches du sol.

- **Remarque :** Plaxis ne prend pas en compte les calculs dynamique, c'est-à-dire il n'y a pas de moyen pour ajouter aux calculs les sollicitations sismiques. Pour simuler cela, on prend $\phi_{\text{dyn}} = \phi - 2^\circ$ comme le cite la méthode statique.

Grandeurs physiques et mécaniques	Valeurs	
	Argile raide	Argile molle
γ_{unsat}	16 KN/m	15 KN/m ³
γ_{sat}	18 KN/m ³	18 KN/m ³
φ : angle de frottement interne	25°	24°
Ψ : dilatance	0°	0°
E : Module d'élasticité	10000 KN/m ²	1000 KN/m ²
ν : coefficient de Poisson	0,33	0,33
c: cohésion	50 KPa	50KPa

Tableau IV.2 : Grandeurs physiques et mécaniques de l'argile

Grandeurs physiques et mécaniques	Valeurs	
	Sable mou	Sable raide
$\gamma_{\text{unsat I}}$	17 KN/m ³	17KN/m ³
γ_{sat}	20 KN/m ³	21 KN/m ³
φ : angle de frottement interne	31°	33°
Ψ : dilatance	1°	3°
E : Module d'élasticité	80000 KN/m ²	120000 KN/m ²
ν : coefficient de Poisson	0,3	0,33
c: cohésion	1 kPa	1KPa

Tableau IV.3 : Grandeurs physiques et mécaniques du sable

IV.5.3 ENTREE DES CARACTERISTIQUES GENERALES

- 1^{er} cas ARGILE RAIDE

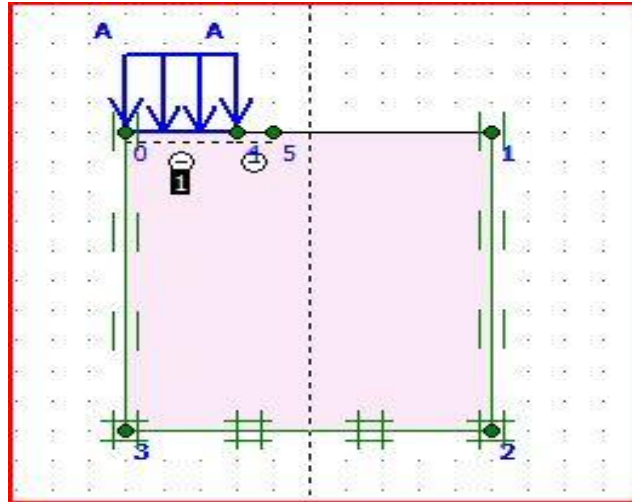


Figure IV.3 : Définition de la géométrie du problème.

1) Caractéristiques du sol.

Il suffit alors de suivre les indications :

- Onglet *General* : - nom du matériau (ARGILE DRAINEE)
- Modèle de Mohr-Coulomb
- Matériau DRAINE

On peut alors saisir les caractéristiques données sur les figures 2, 3, 4 et 5.

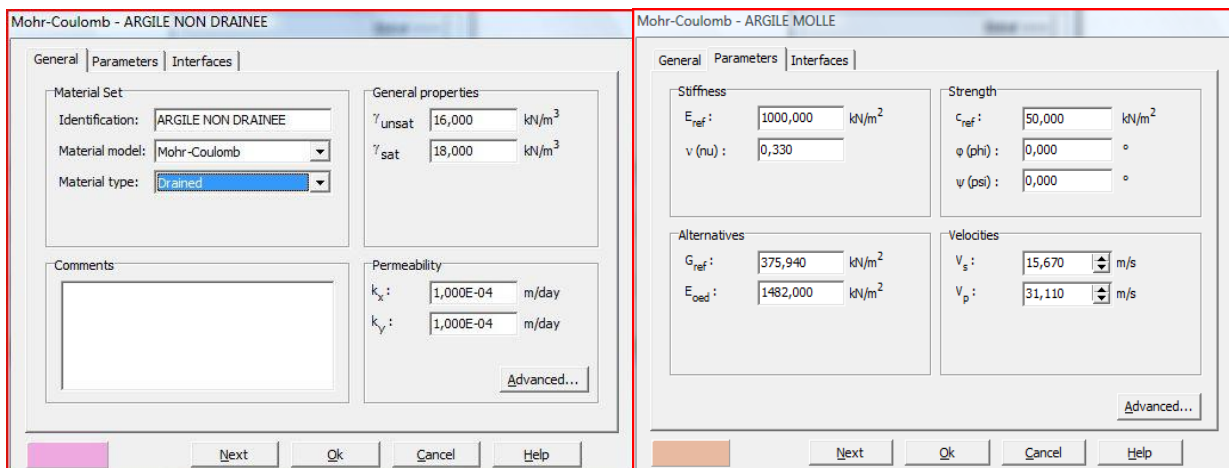


Figure IV.4: Propriétés générales Figure IV.5: Valeurs des paramètres

- Maillage et conditions aux limites

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds Figure (V.3) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (**points de contrainte**). Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit

des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15noeuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

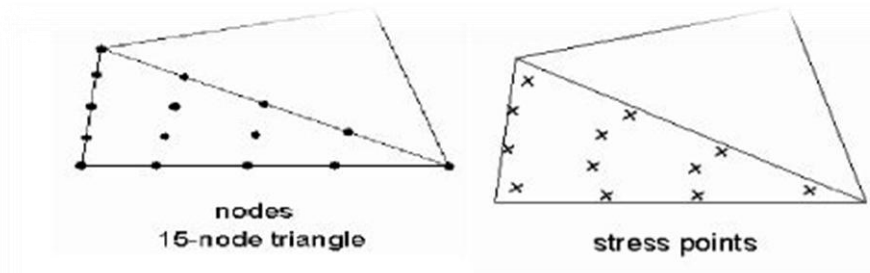


Figure V.3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

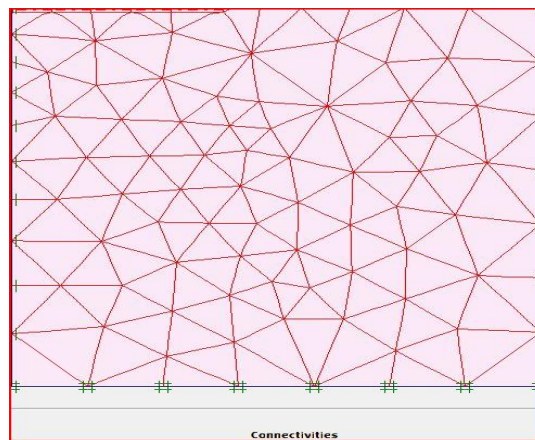


Figure IV.6 : Maillage du problème.

Par <Update> on accède au menu des conditions initiales.

- Accepter le poids volumique de l'eau.
- Laisser la nappe en profondeur : le sable sera supposé sec.
- Cliquez sur le bouton gauche pour générer les contraintes initiales :

On obtient alors la fenêtre ci-dessous où le K0 est proposé en fonction de la formule de Jacky

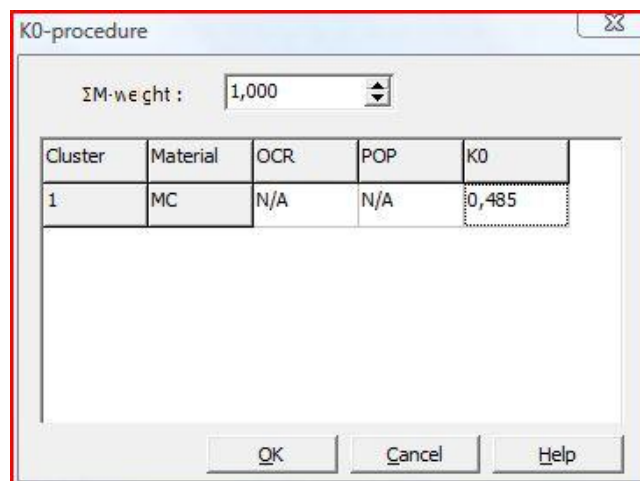


Figure IV.7 : Initialisation des contraintes

Dans la présente analyse, la procédure qui a été naturellement adoptée est celle du chargement gravitaire (gravity Loading) du fait de l'existence de la pente du talus et les contraintes initiales sont générées en appliquant le poids propre du sol dans la première phase de calcul.

Dans ce cas, le chargement gravitaire est appliqué en une seule phase de calcul en utilisant un calcul du type plastique pour lequel le paramètre Loading input est fixé sur Total multipliers et \sum "weight est fixé à 1.0.

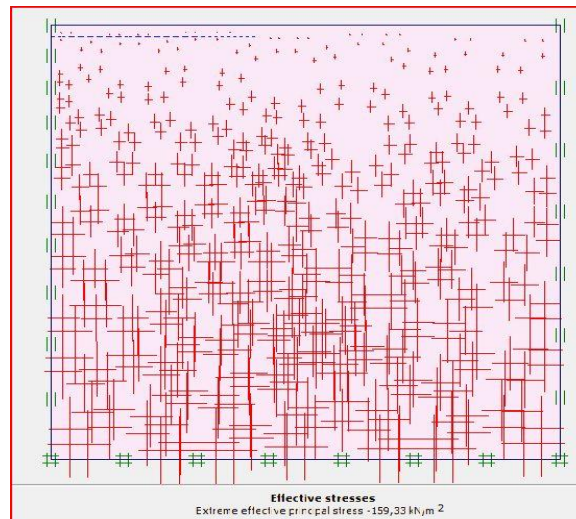


Figure IV.8 : Contraintes initiales.

On doit alors sauvegarder les données avant de rentrer dans le programme de calcul (Calculations) : PLAXIS le propose automatiquement.

- Calculs

Dans l'onglet général, on accepte les options proposées de même que dans l'onglet paramètres. Au niveau des multiplicateurs, on fixe le multiplicateur de la charge A (Σ MLoadA) à 50 pour avoir une valeur de chargement égale à $50 \times 1 \text{ kPa}$ qui excède largement la force portante du sol.

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les maillages déformés et les déplacements. Le résultat est présenté dans les figures suivantes :

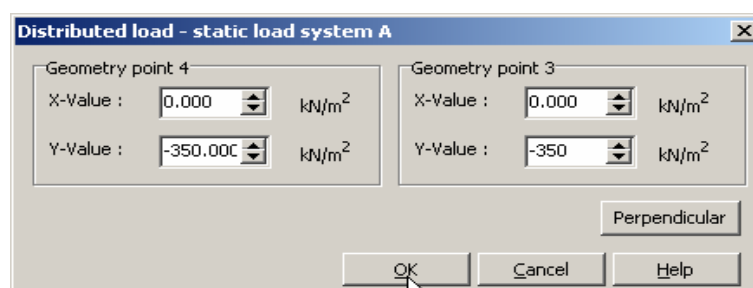


Figure IV.9 : Définition de la charge à 350 kPa (par double-clic sur la surcharge).

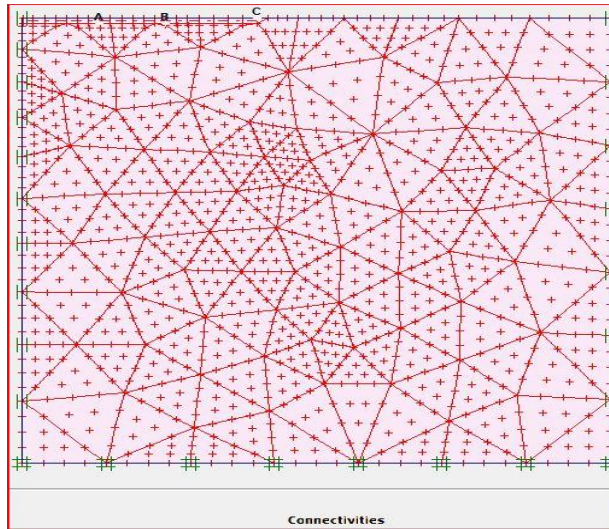


Figure IV.10: Points dont on suit le déplacement.

Le calcul peut aller jusqu'à son terme : Load A = 350 KPA

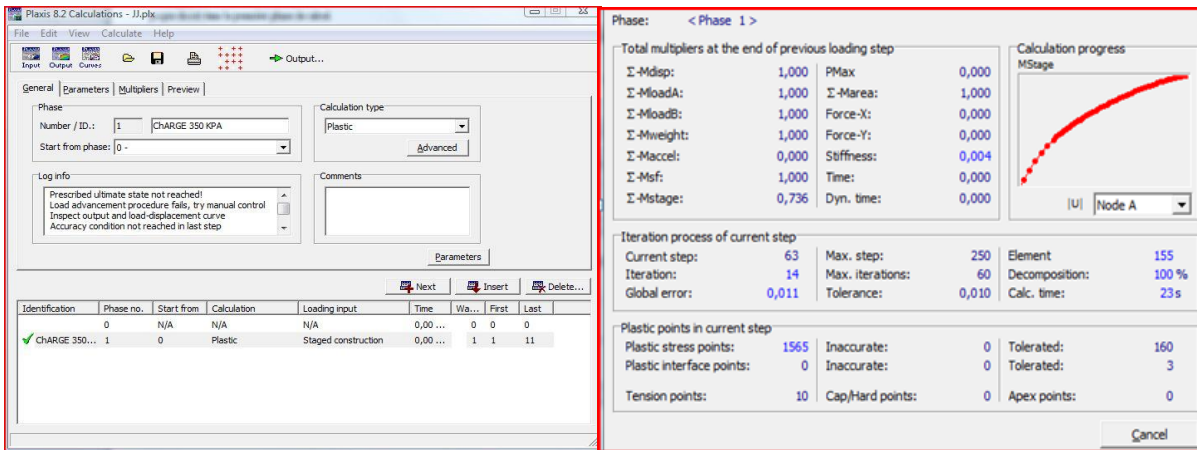


Figure IV.11 : Ecran de fin de calcul Figure IV.12: Bilan du calcul

- Principaux Résultats

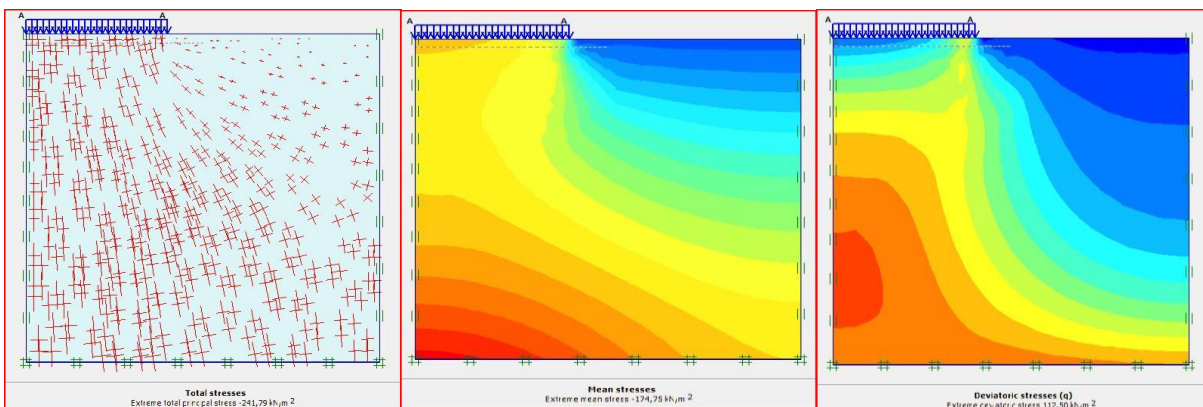


Figure IV.13 : Contraintes totale

- 2^{ème} CAS ARGILE MOLLE

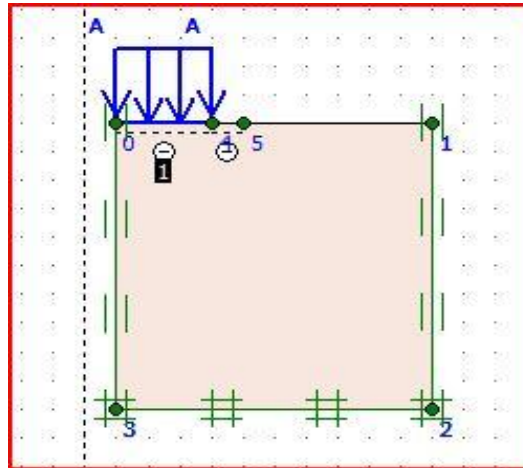


Figure IV.14 : Définition de la géométrie du problème

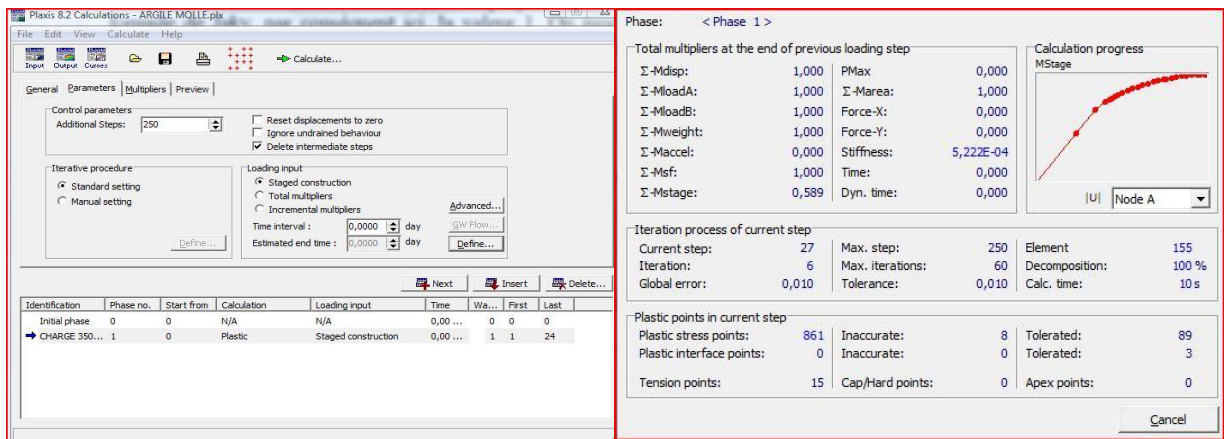


Figure IV.15 : phase de calcul

- Résultats obtenus

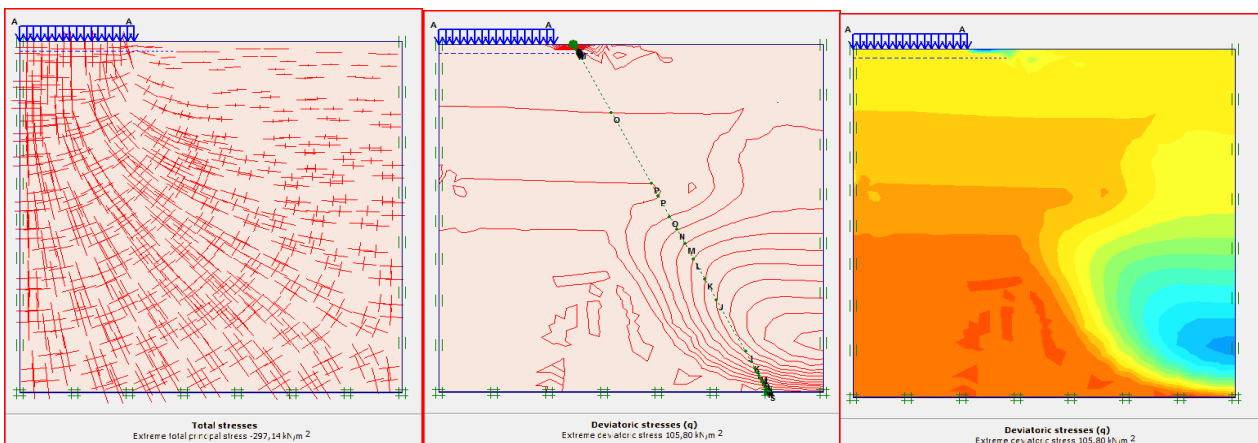


Figure IV.16 : Contraintes totales.

• 3^{ème} cas SABLE MOU

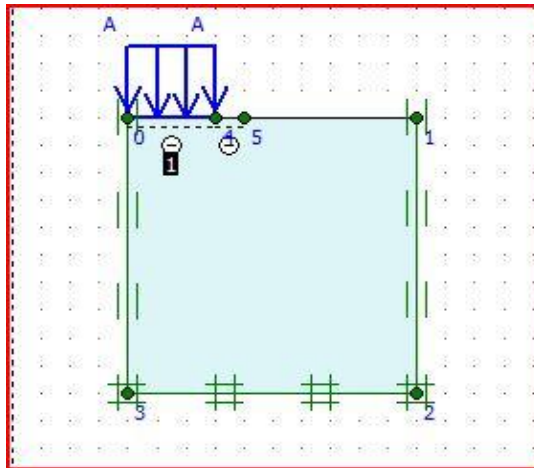


Figure IV.17 : Présentation du model étudié

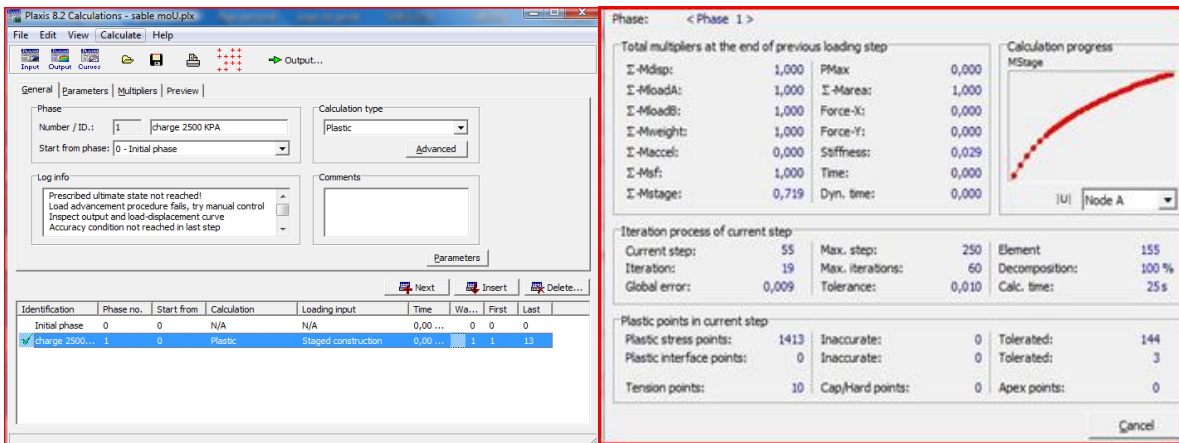


Figure IV.18 : phase de calcul (Capacité portante).

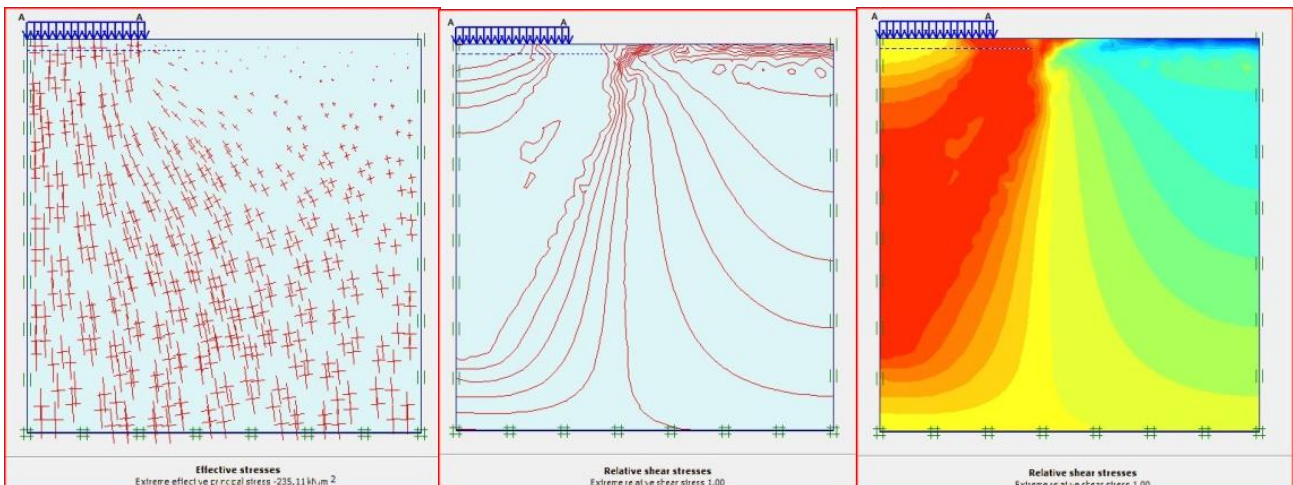


Figure IV.19 : Contraintes effective.

➤ 4^{ème} cas SABLE RAIDE

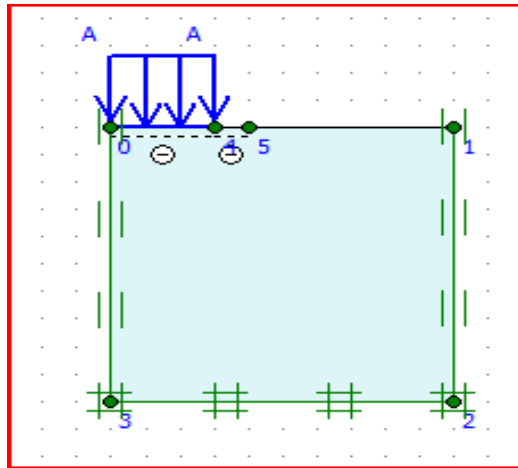


Figure IV.20 : Présentation du model étudié.

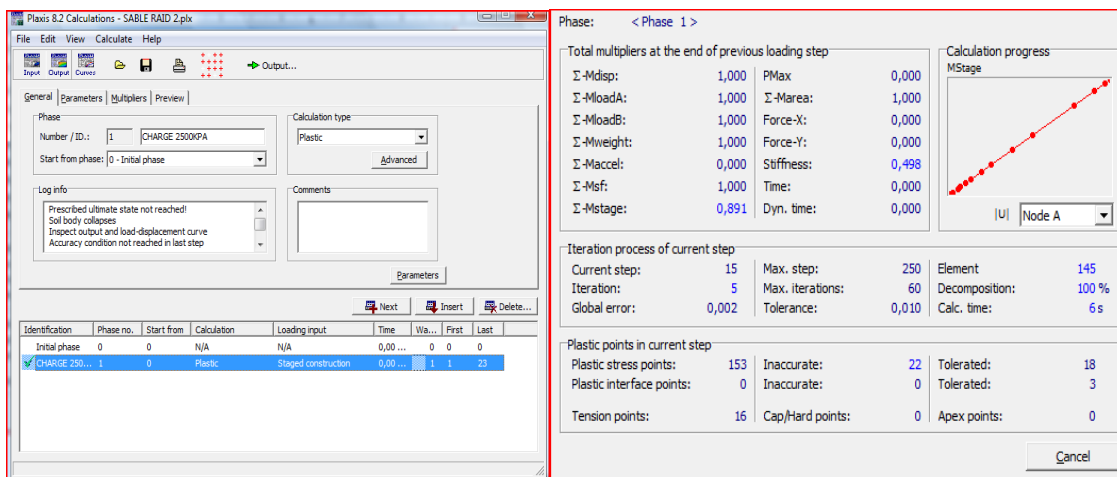


Figure IV.21 ;phase de calcul(Capacité portante).

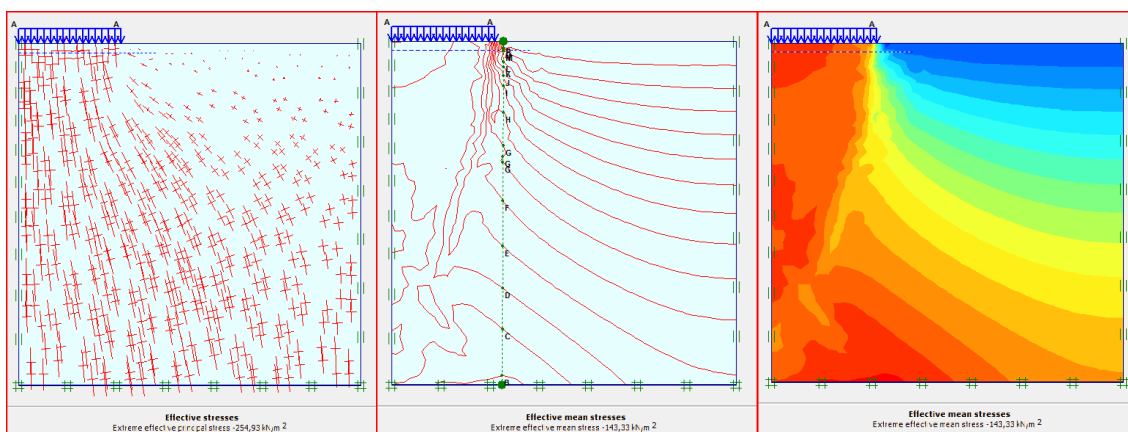


Figure IV.22 :Contraintes effective

- Le taux de variation des résultats

SOL	M.E.F (KPA)	ANALYTIQUE(KPA)	TAUX DE
-----	-------------	-----------------	---------

			VARIATION
ARGILE RAIDE	257,6	257	0,23%
ARGILE MOLLE	206,15	205,6	0,26%
SABLE RAIDE	2227,6	2227,40	0,008 %
SABLE MOU	1797,5	1647,67	8,33%

TableauIV.4 :la variation de la capacité portante entre les deux sols selon les deux méthodes

Comme illustrées dans le tableauIV.4 on peut noter que :

- D'après les résultats obtenus par la MEF on peut déduire que la capacité portante d'un sol raide est supérieure à la capacité portante d'un sol mou (argile et sable)
- les capacités portante des sols sableux est plus importante que celle des sols argileux
- en ce qui concerne les argiles les capacités à courts termes sont inférieures aux capacités à long termes
- L'incohérence ($c=0$) des sols sableux implique un comportement à long terme.

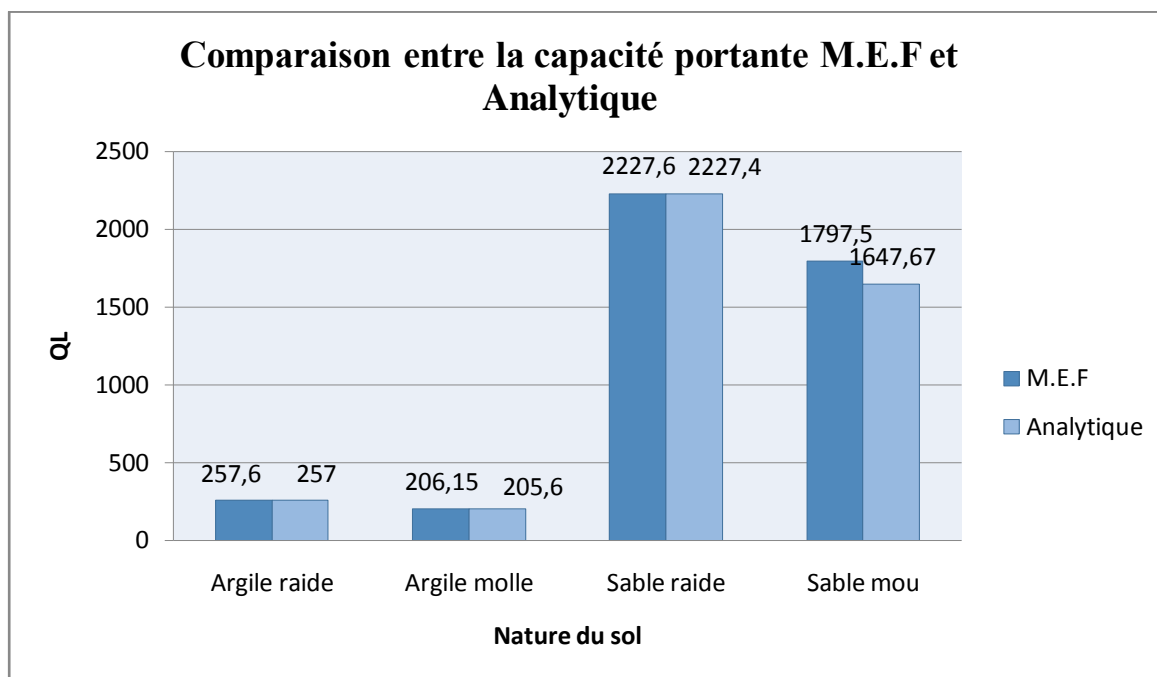


Figure IV.23 : Comparaison de la capacité portante entre la M.E.F et la méthode analytique

- La comparaison des résultats analytiques avec les résultats de la MEF(Plaxis) montre que dans tous les cas la différence est insignifiante dans les trois premiers cas elle est inférieure à 1%, par contre pour le cas du sable mou elle est de l'ordre de 8%, qui demeure une différence acceptable par ce qu'elle est inférieure à 10%

B. INFLUENCE DE LA NAPPE PHREATIQUE

IV.6 LA METHODE ANALYTIQUE

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés :

- Pour une nappe affleurant à la surface du sol (sol saturé) :

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

- Pour une nappe à grande profondeur (sol sec ou humide) :

$$Q_L = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma + (\gamma_2 \cdot D) N_q + C N_c$$

1) ARGILE RAIDE

- **Nappe en (a) ; $H_w = 8$**

La nappe phréatique se trouve sous la profondeur d'influence de la semelle

Sol	angle de frottement	Poids volumique	N_c	N_γ	N_q
Argile raide	25°	16	25.1	8.34	12.7

$$H_w > (B + D) \quad \text{Donc} \quad 8 > (5 + 1.5)\sqrt{\quad}$$

Alors :

1. À long terme

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

$$Q_L = 738,8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2. A court terme

$$Q_L = (\pi + 2) C_u \quad Q_L = 257 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- **Nappe en (b) ; $H_w = 4$**

La nappe phréatique se trouve à une profondeur intermédiaire entre la profondeur de la semelle et la profondeur d'influence de la semelle. Il faut alors déjauger le sol dans le terme de surface.

Sol	angle de frottement	Poids volumique	N_c	N_γ	N_q

		déjaugé			
Argile raide	25°	8	25.1	8.34	12.7

$$H_W > (B + D) \text{ Donc } 4 > (5 + 1.5) \times$$

Alors :

1. À long terme :

$$Q_L = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + ((\gamma \cdot D)) N_q + C N_c$$

$$\gamma = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

$$Q_L = 419,6 (\text{kN/m}^2)$$

2. A court terme :

$$Q_L = (\pi + 2) C_u \quad Q_L = 257 (\text{KN/m}^2)$$

2) ARGILE MOLLE

- **Nappe en (a) ; $H_W = 8$**

Sol	angle de frottement	Poids volumique	N_c	N_γ	N_p
Argile raide	24°	15	23.36	7.08	11.4

$$H_W > (B + D) \checkmark$$

Alors :

1. À long terme :

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

$$Q_L = 650,48 (\text{kN/m}^2)$$

2. A court terme :

$$Q_L = (\pi + 2) C_u \quad Q_L = 205,6 \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right)$$

- **Nappe en (b) ; $H_W = 4$**

Sol	angle de frottement	Poids volumique déjaugé	N_c	N_γ	N_q
Argile raide	25°	8	23.36	7.08	11.4

$$H_W > (B + D)4 > (5 + 1.5) \times$$

Alors :

1. À long terme :

$$Q_L = \frac{1}{2} \gamma \cdot B N_\gamma + ((\gamma \cdot D)) N_q + C N_c$$

$$Q_L = 406.88 (\text{kN/m}^2)$$

2. A court terme :

$$Q_L = (\pi + 2) C_u$$

$$Q_L = 205,6 (\text{kN/m}^2)$$

3) **SABLE RAIDE**

- **Nappe en (a) ; $H_W = 8$**

Sol	angle de frottement	Poids volumique	N_c	N_γ	N_q
Sable raide	33°	17	48.09	31.94	32.23

$$H_W > (B + D) \quad 4 > (5 + 1.5) \sqrt{\quad}$$

Alors :

1. À long terme :

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

$$Q_L = 2227,40 (\text{kN/m}^2)$$

- **Nappe en (b) ; $H_W = 4$**

Sol	angle de frottement	Poids volumique déjaugé	N_c	N_γ	N_q
Sable raide	33°	11	48.09	31.94	32.23

$$H_W > (B + D)4 > (5 + 1.5) \times$$

Alors :

1. À long terme :

$$Q_L = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + ((\gamma \cdot D)) N_q + C N_c$$

$$Q_L = 1458.235 (\text{kN/m}^2)$$

4) SABLE MOU

• **Nappe en (a) ; H_w = 8**

Sol	angle de frottement	Poids volumique	N _c	N _γ	N _q
Sable mou	31°	17	40.41	22.65	25.28

$$H_w > (B + D) \quad 4 > (5 + 1.5) \checkmark$$

Alors :

1. À long terme :

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

$$Q_L = 1647.67 (\text{kN/m}^2)$$

• **nappe en (b) ; H_w = 4**

Sol	angle de frottement	Poids volumique déjaugé	N _c	N _γ	N _q
Sable mou	31°	10	40.41	22.65	25.28

$$H_w > (B + D) \quad 4 > (5 + 1.5) \times$$

Alors :

1. À long terme :

$$Q_L = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + ((\gamma \cdot D)) N_q + C N_c$$

$$Q_L = 985.86 (\text{kN/m}^2)$$

SOL		Q (KN/m²) nappe en (a)	Q (KN/m²) nappe en (b)
Argile raide	<i>A long terme</i>	738,8	419,6
	<i>A court terme</i>	257	257

Argile molle	<i>A long terme</i>	650,48	406,88
	<i>A court terme</i>	205,6	205,6
Sable raide	<i>A long terme</i>	2227,40	1458,235
Sable mou	<i>A long terme</i>	1647,67	985,86

Tableau IV.5 : Les valeurs de la capacité portante en fonction de la hauteur de la nappe phréatique

IV.7 COMPARAISONS ENTRE LES VALEURS DE LA CAPACITE PORTANTE EN FONCTION DE LA NAPPE PHREATIQUE

1. Pour l'argile raide (à court terme) on peut remarquer que la valeur de la capacité portante est la même dans les 2 cas ($h_w=8$ $h_w=4$).
2. Nous remarquons aussi que la capacité portante ou la nappe phréatique se trouve à une hauteur de 8 m dans le cas de l'argile raide est plus élevée que dans le cas où la nappe phréatique se trouve à une profondeur de 4m, ce qui est valable pour le cas de l'argile molle.
3. La capacité portante du sable raide ou la hauteur de la nappe est 8m est nettement supérieure et d'une façon remarquable par rapport à la capacité portante du sable raide ou la nappe se trouve à 4m.
4. Dans le cas du sable mou la capacité portante prend une valeur plus faible dans le cas où la nappe se trouve à une profondeur de 4m par rapport au cas d'une profondeur $h_w=8$ m.
5. On constate que la capacité portante diminue dans la présence d'une nappe phréatique.

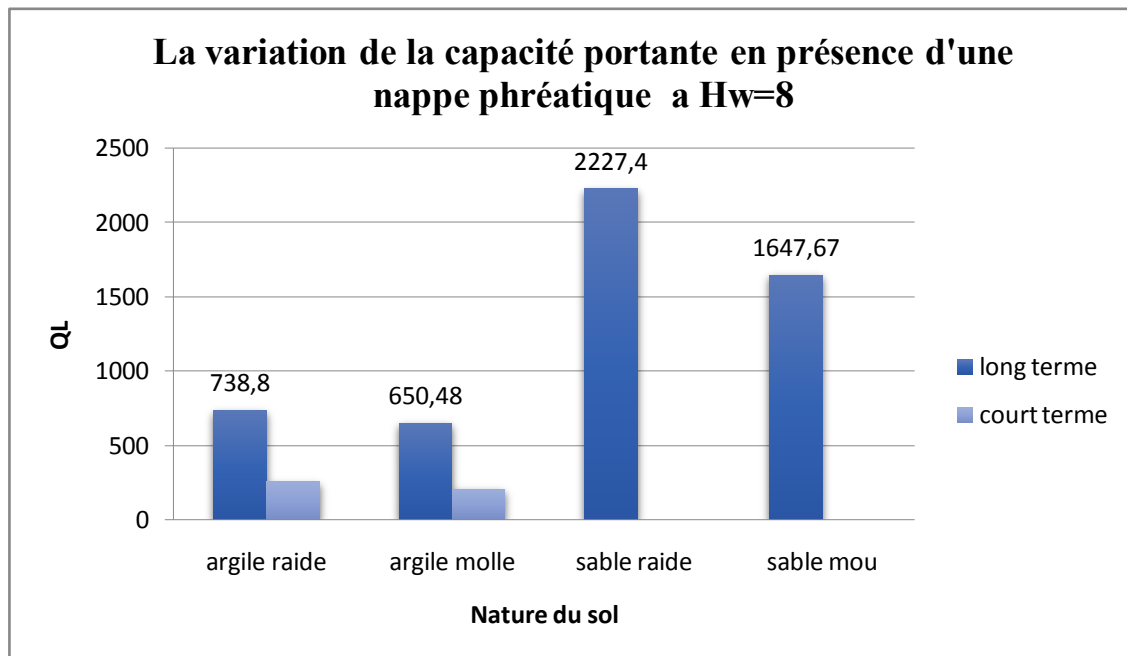


Figure IV.24 : Variation de la capacité portante avec la présence d'une nappe phréatique a $H_w=8$

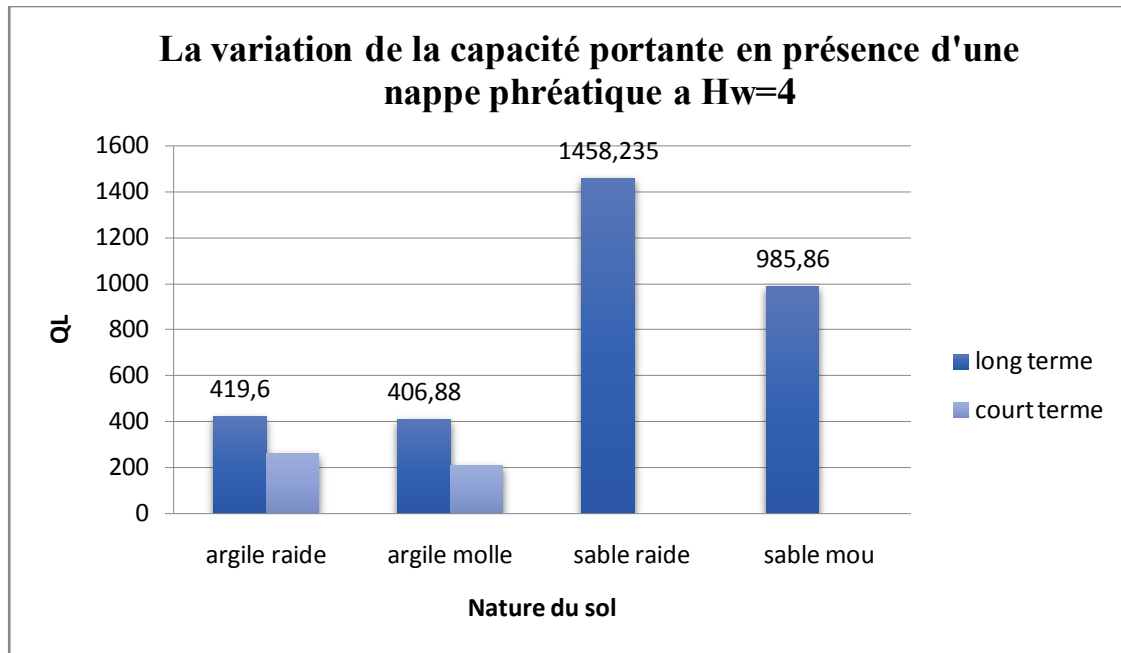


Figure IV.25 : Variation de la capacité portante avec la présence d'une nappe phréatique a $H_w=4$

✚ A l'examen de ses figures on remarque la diminution de la capacité portante est proportionnelle à la diminution de la hauteur de la nappe phréatique. et cela est logique à cause de développement de la pression interstitielles, ce qui réduit considérablement la résistance du sol à long terme par contre une stabilité de la capacité à court terme pour les deux hauteurs et pour les deux sols.

VI.8 METHODE DES ELEMENTS FINIS

✚ 1^{ER} cas argile raide

- *Nappe en (a) ; $H_w = 8$*

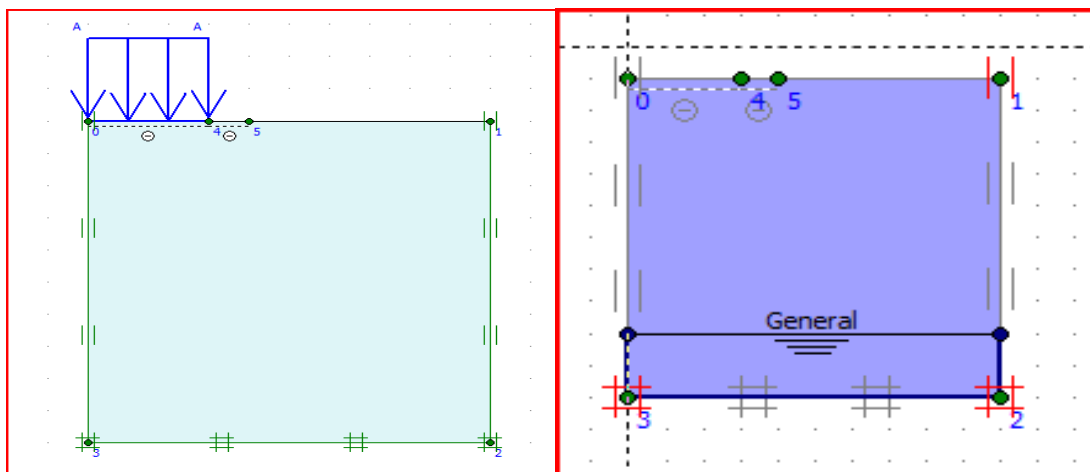


Figure IV.26 : Présentation du model étudié. **Figure IV.27 :** le model étudié avec la nappe

❖ Calculs

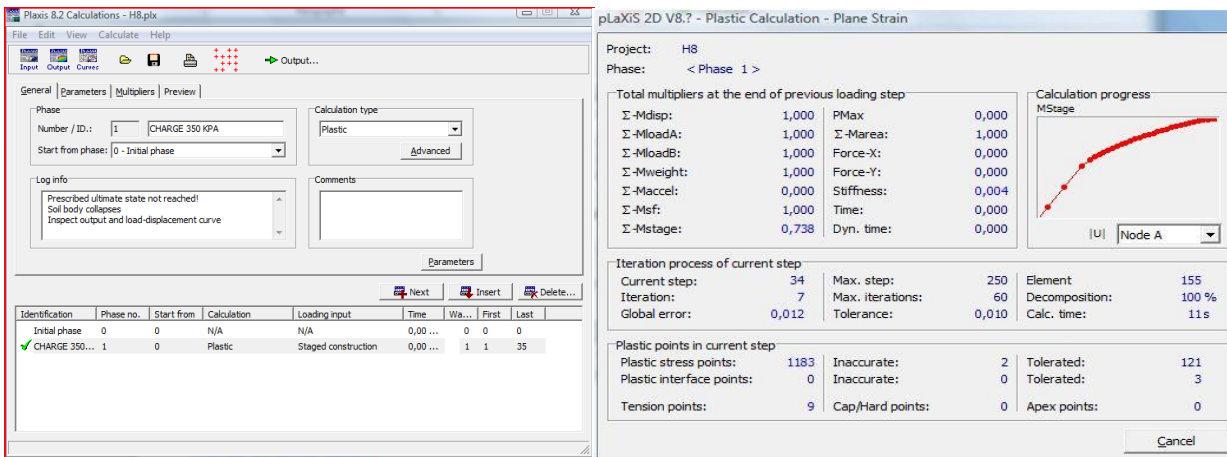


Figure IV.28 :phase de calcul(Capacité portante).

• Résultats obtenus

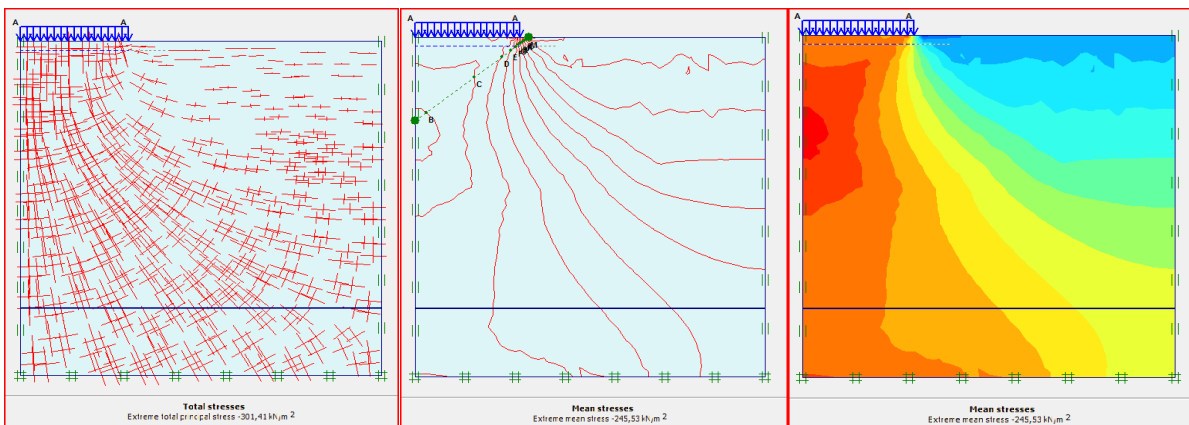


Figure IV.29 :Contraintes totales

○ *Nappe en (b)*; $H_w = 4$

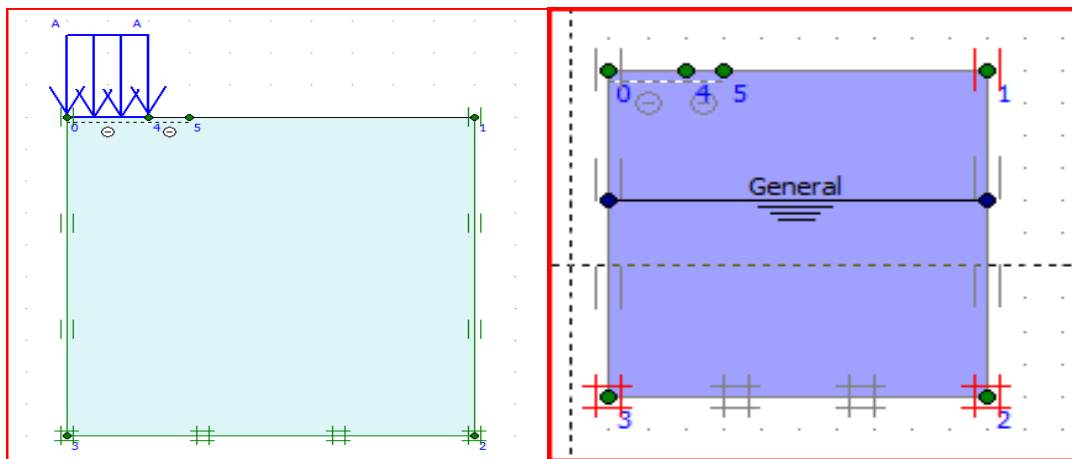


Figure IV.30 :Présentation du model étudié**Figure IV.31 :**Le model étudié avec nappe

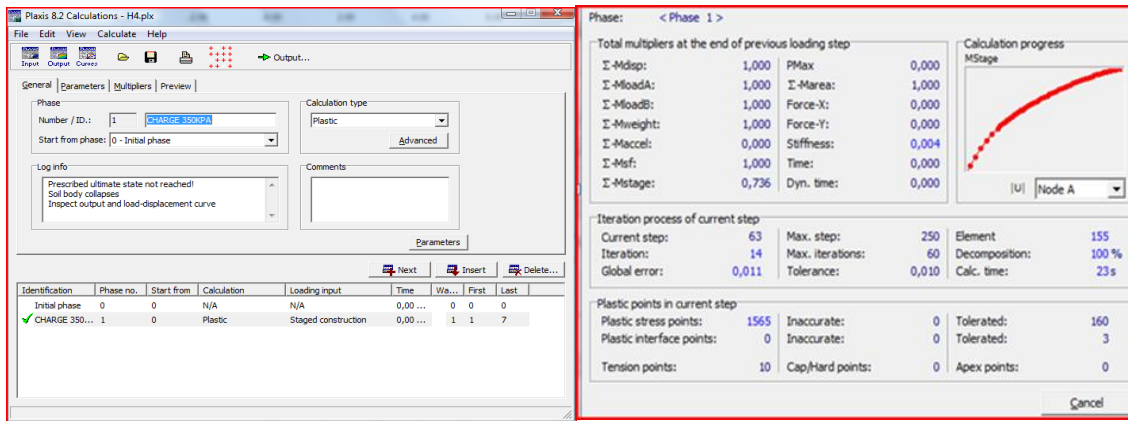


Figure IV.32 : Phase de calcul (Capacité portante).

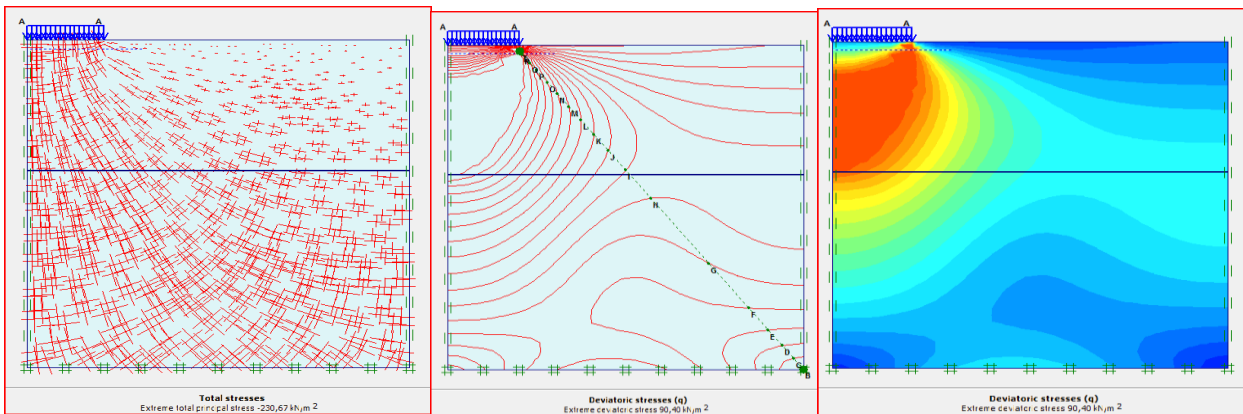


Figure IV.33 :Contraintes totales

2^{ème} cas argile molle

- *Nappe en (a); $H_w = 8$*

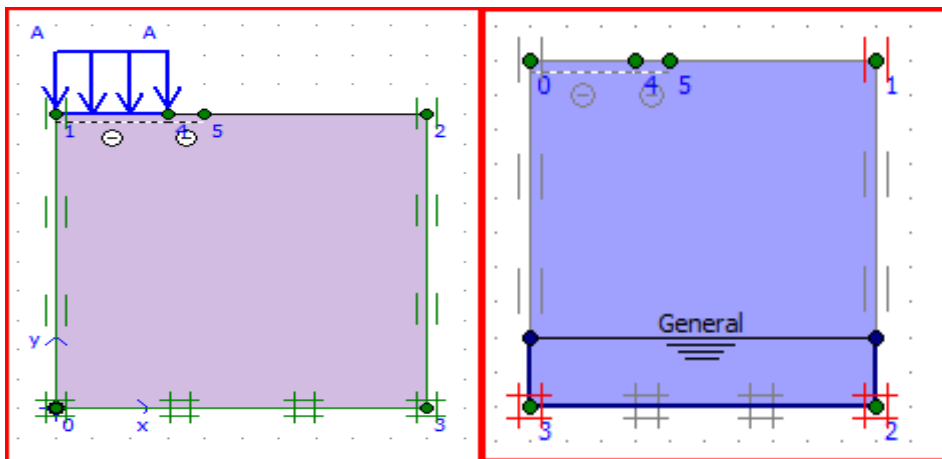


Figure IV.34 : Présentation du model étudié**Figure IV.35 :** le model étudié avec la nappe

- calculs

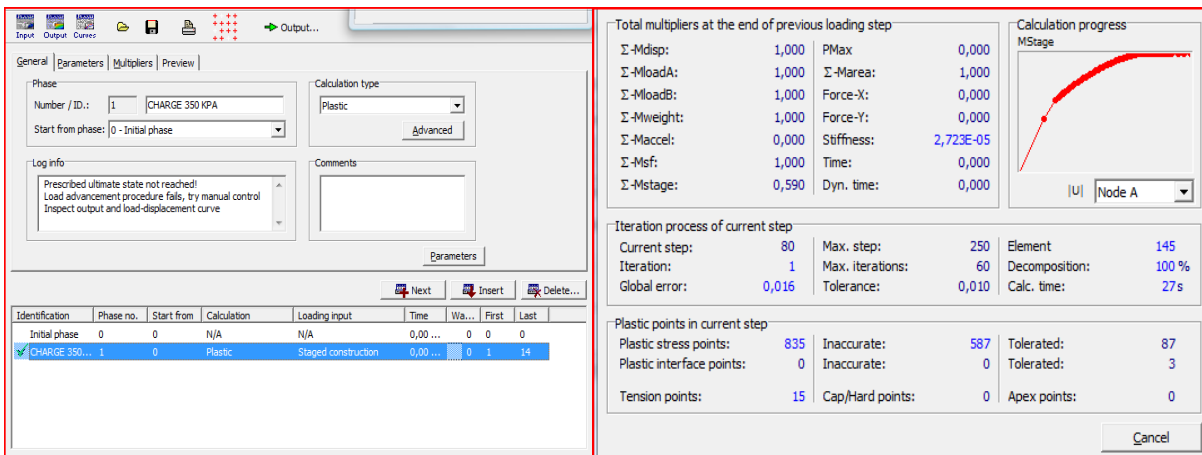


Figure IV.36 :Phase de calcul

- Résultats obtenus

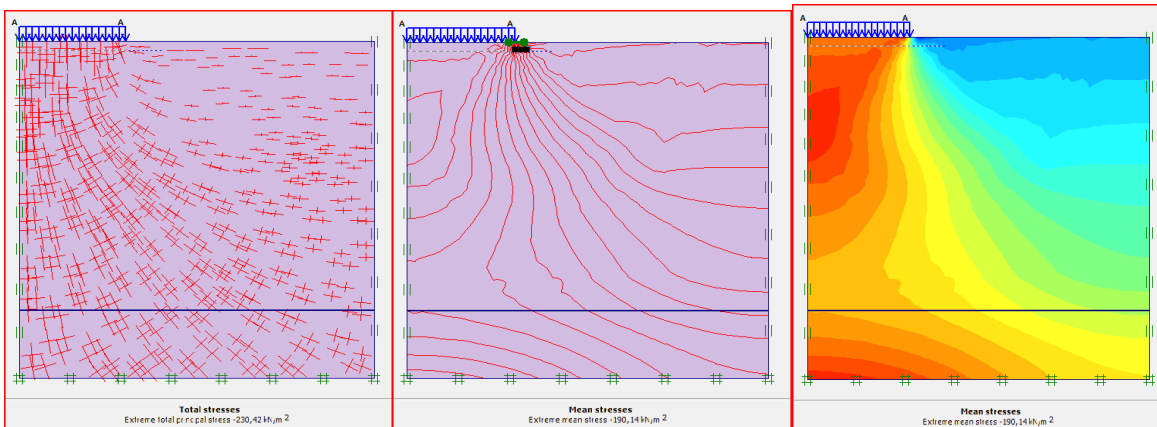


Figure IV.37 :Contrainte effective

○ *Nappe en (b)*; $H_w = 4$

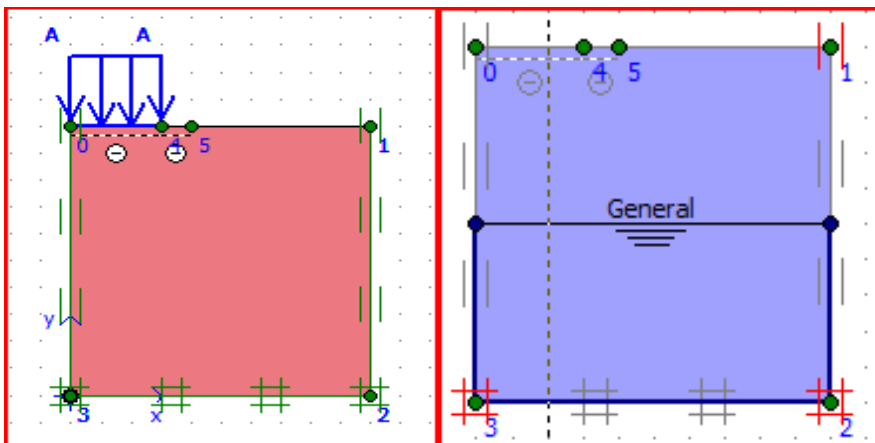


Figure IV.38: Présentation du model étudié Figure IV.39 : le model étudié avec la nappe

- Calculs

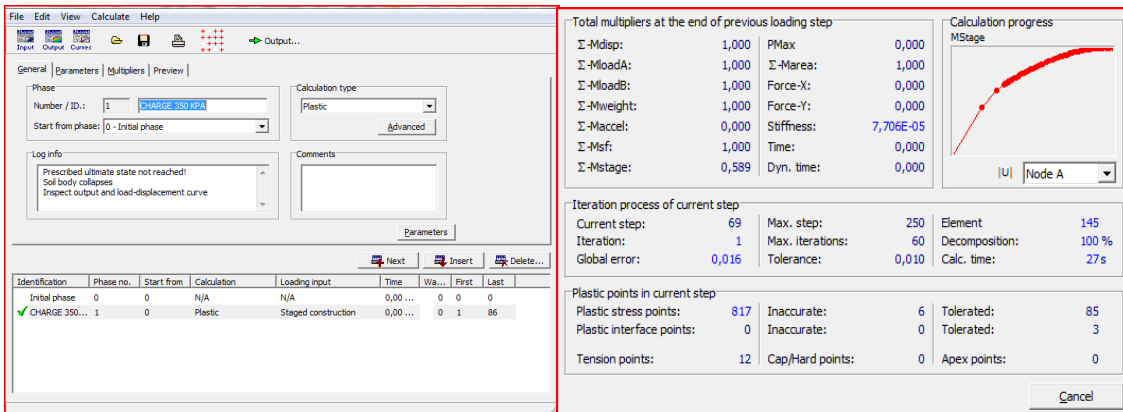


Figure IV.40 :Phase de calcul

- Résultats obtenus

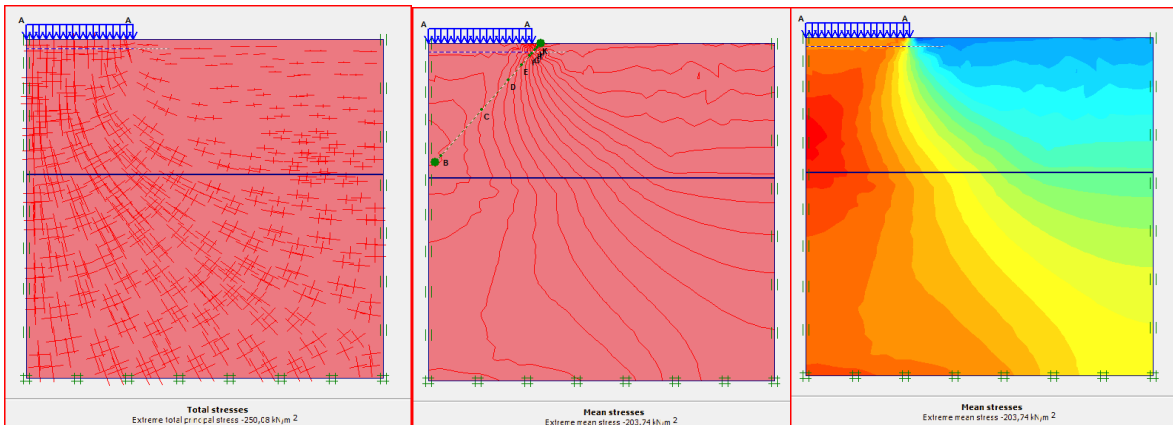


Figure IV.41 :Contraintes totale

- 3^{ème} cas sable raide

- Nappe en (a); $H_w = 8$

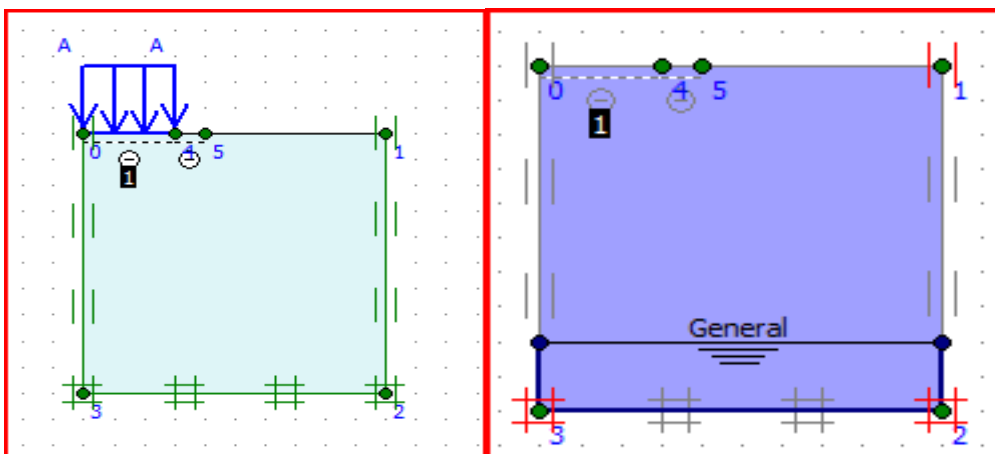


Figure IV.42 : Présentation du model étudié.**Figure IV.43** : le model étudié avec la nappe

- Calculs

- Le calcul peut aller jusqu'à son terme : Load A = 2500 KPA

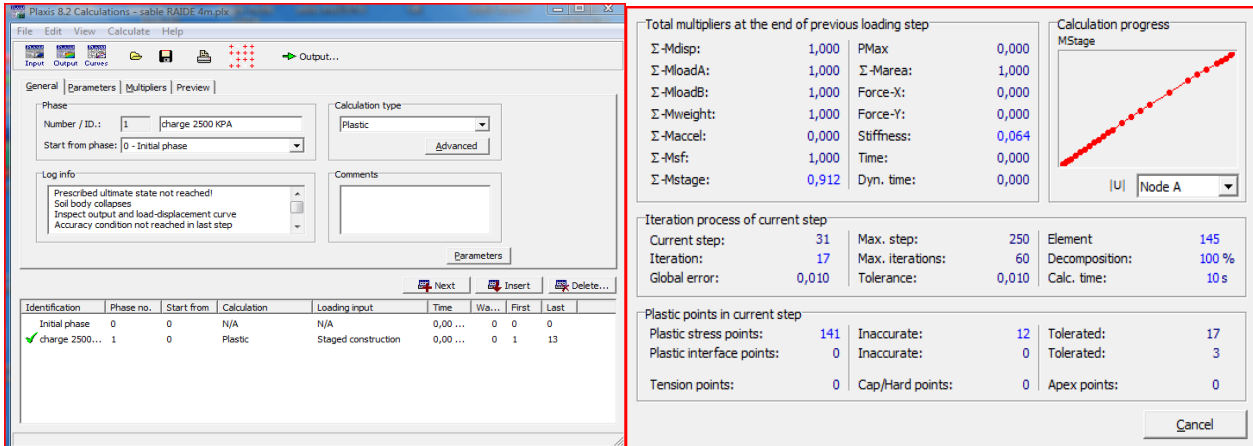


Figure IV.44 : Phase de calcul (Capacité portante).

- Résultats obtenus

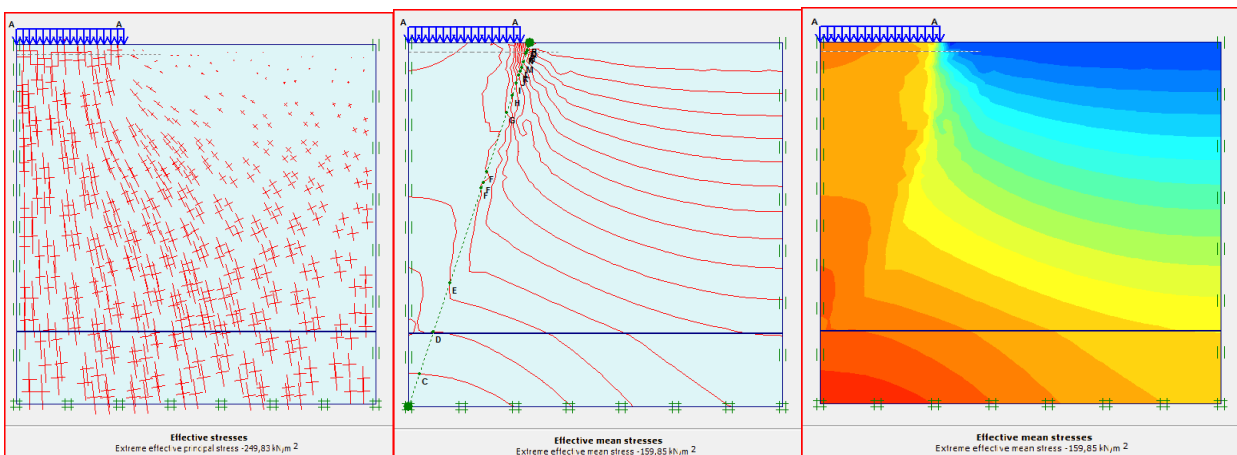


Figure IV.45 : Contraintes effectives

- *Nappe en (b)* ; $H_w = 4$

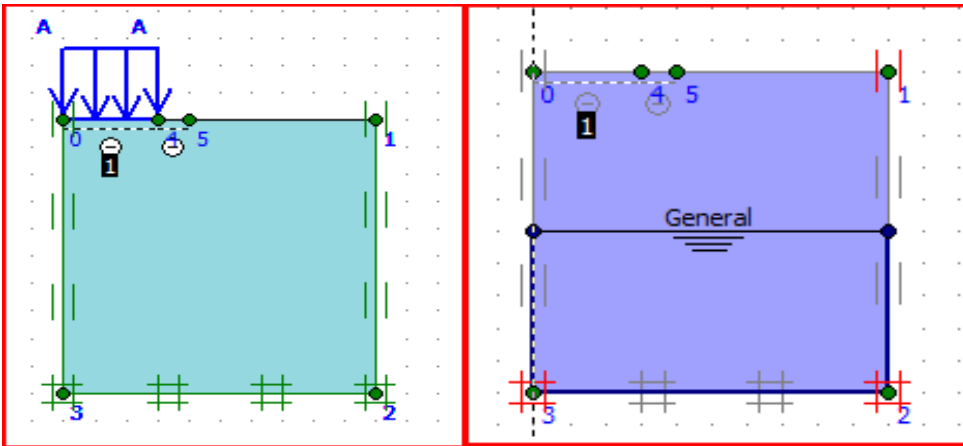


Figure IV.46 : Présentation du model étudié. Figure IV.47 : le model étudié avec la nappe

- **calculs**

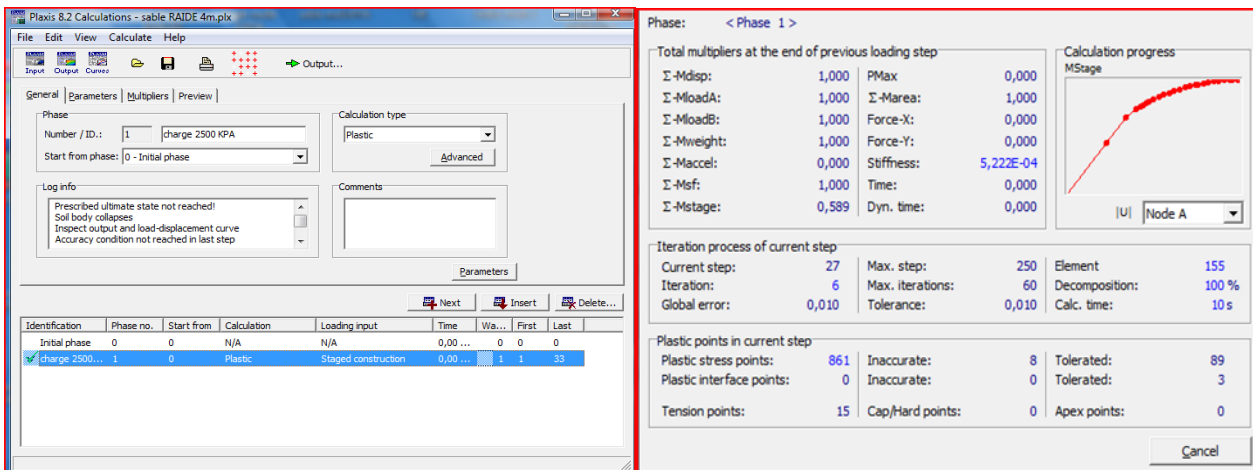


Figure IV.48 : Phase de calcul (Capacité portante).

- **Résultats obtenus**

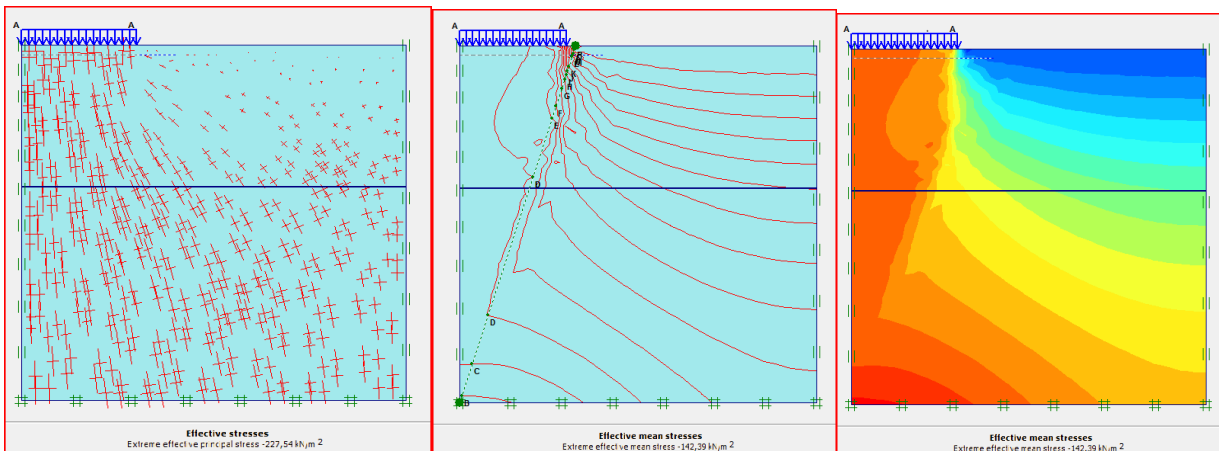


Figure IV.49 : Contrainte effective

4^{eme} cas sable mou

- *Nappe en (a)*; $H_w = 8$

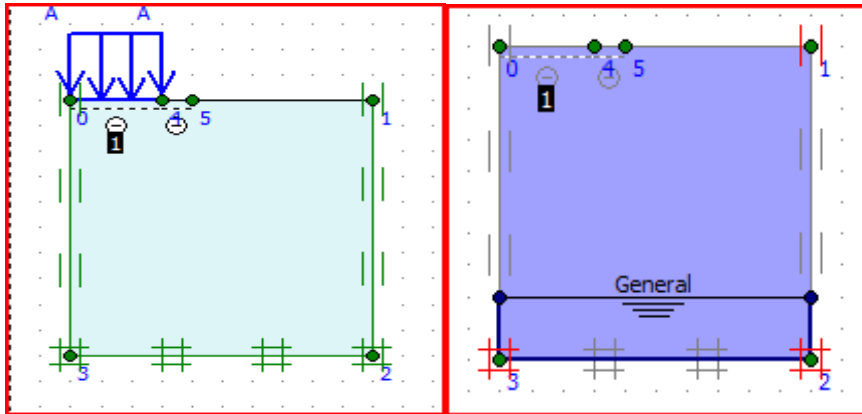


Figure IV.50 : Présentation du model étudié. Figure IV.51: le model étudié avec la nappe

- Calculs

Le calcul peut aller jusqu'à son terme : Load A = 2500 KPA

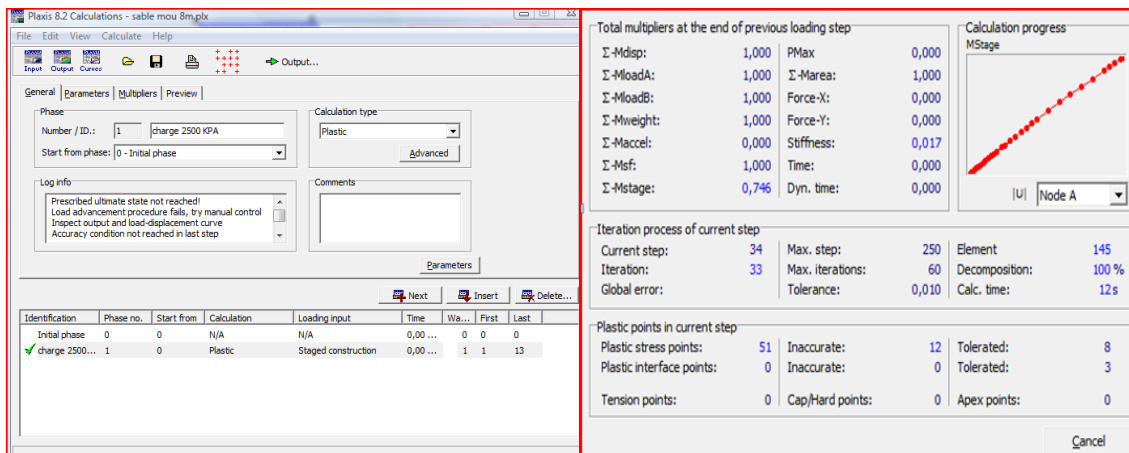


Figure IV.52 :Plan de calcul

- Résultats obtenus

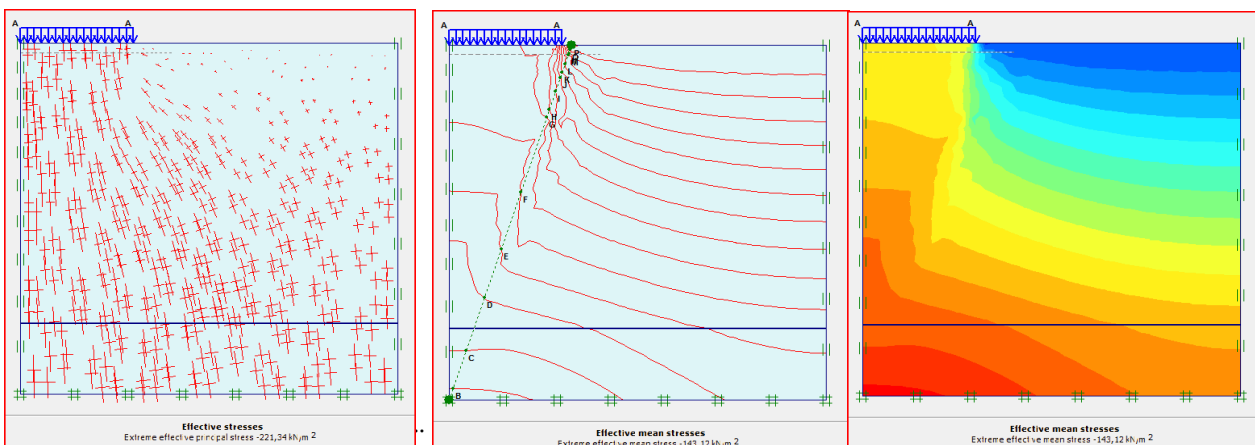


Figure IV.53 : Contraintes effectives

- *Nappe en (b) ; $H_W = 4$*

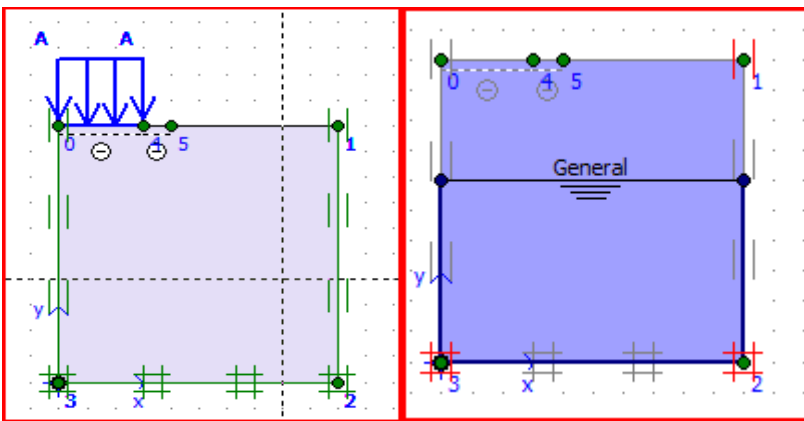


Figure IV.54 : Présentation du model étudié. Figure IV.55 : le model étudié avec la nappe

• **Calculs**

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Wa...	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0	0
charge 2500...	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1	13

Total multipliers at the end of previous loading step			
Σ -Mdisp:	1,000	PMax:	0,000
Σ -MloadA:	1,000	Σ -Marea:	1,000
Σ -MloadB:	1,000	Force-X:	0,000
Σ -Mweight:	1,000	Force-Y:	0,000
Σ -Maccel:	0,000	Stiffness:	0,005
Σ -Msf:	1,000	Time:	0,000
Σ -Mstage:	0,418	Dyn. time:	0,000

Iteration process of current step			
Current step:	28	Max. step:	250
Iteration:	20	Max. iterations:	60
Global error:	0,010	Tolerance:	0,010

Plastic points in current step			
Plastic stress points:	40	Inaccurate:	13
Plastic interface points:	0	Inaccurate:	0
Tension points:	0	Cap/Hard points:	0
		Tolerated:	7
		Tolerated:	3
		Apex points:	0

Figure IV.56 :Phase de calcul

• **Résultats obtenus**

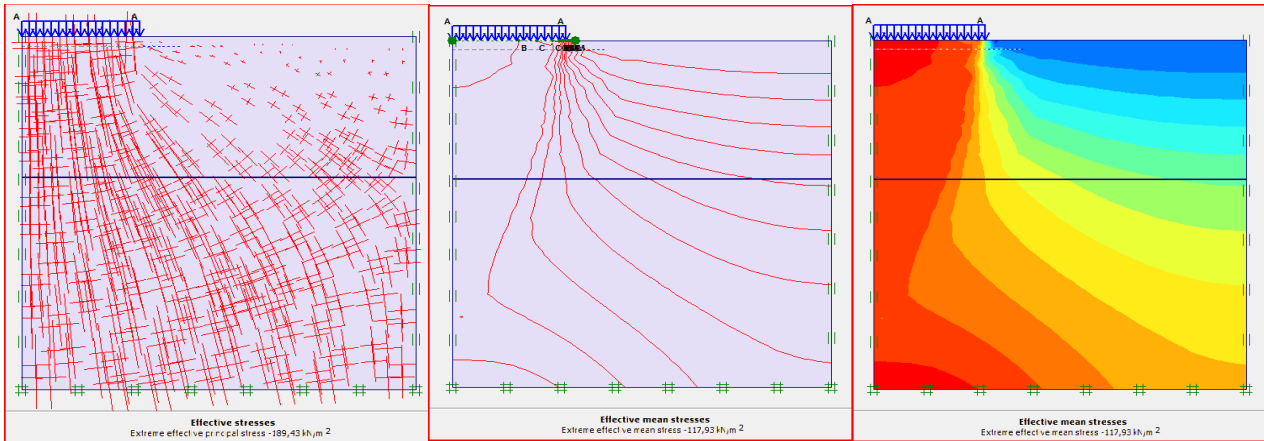


Figure IV.57 :Contraintes effectives

- Le taux de variation pour $H_w=8$

<i>SOL</i>	<i>M.E.F (KPA)</i> <i>($h_w=8$)</i>	<i>ANALYTIQUE</i> <i>(KPA) ($h_w=8$)</i>	<i>TAUX DE</i> <i>VARIATION</i>
<i>ARGILE RAIDE</i>	258,3	257	0,50 %
<i>ARGILE MOLLE</i>	206,15	205,6	0,27 %
<i>SABLE RAIDE</i>	2280	2227,40	2,30 %
<i>SABLE MOU</i>	1795	1647,67	8,20 %

Tableau IV.6 :la variation de la capacité portante entre les deux sols avec une nappe phréatiques $h_w=8$ selon les deux méthodes

- La comparaison des résultats analytiques avec les résultats de la MEF(Plaxis) montre que dans tous les cas la différence est insignifiante dans les trois premiers cas elle est inférieure à 3%, par contre pour le cas du sable mou elle est de l'ordre de 8%, qui demeure une différence acceptable par ce qu'elle est inférieure à 10%
- les capacités portantes des sols sableux est plus importante que celle des sols argileux

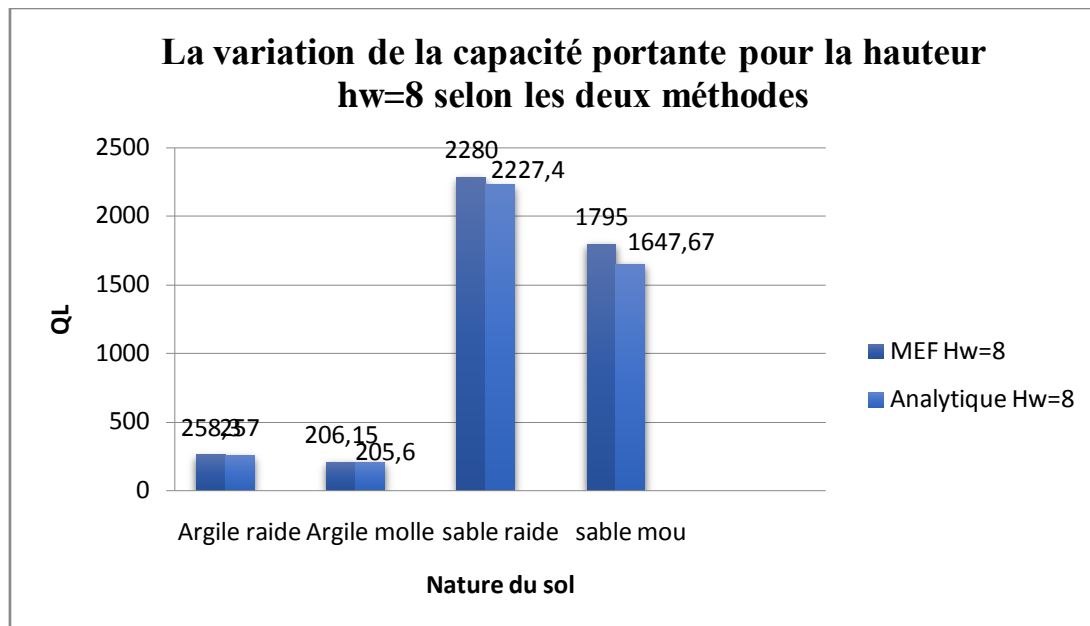


Figure IV.58 : La variation de la capacité portante en présence de la hauteur de la nappe $H_w=8$ selon les deux méthodes

- D'après l'histogramme montré si dessus on peut déduire que la capacité portante d'un sol raide est supérieure à la capacité portante d'un sol mou (argile et sable)
- La capacité portante des argiles est plus faible, par rapport aux sables car les calculs se fait à court terme étant donné qu'il n'y a pas de changement de volume vu la perméabilité de l'argile qui est très inférieurs à celle du sable.
- **Le taux de variation pour $H_w=4$**

<i>SOL</i>	<i>M.E.F (KPA)</i> <i>($h_w=4$)</i>	<i>ANALYTIQUE</i> <i>(KPA) ($h_w=4$)</i>	<i>TAUX DE</i> <i>VARIATION</i>
<i>ARGILE RAIDE</i>	257,6	257	0,23 %
<i>ARGILE MOLLE</i>	206,5	205,6	0,43 %
<i>SABLE RAIDE</i>	1472,5	1458,235	0,96 %
<i>SABLE MOU</i>	1045	985,86	5,64 %

Tableau IV.7 : la variation de la capacité portante entre les deux sols avec une nappe phréatiques $h_w=4$ selon les deux méthodes

- La comparaison des résultats analytiques avec les résultats de la MEF(Plaxis) montre que dans tous les cas la différence est insignifiante dans les trois premiers cas elle est inférieure à 1%, par contre pour le cas du sable mou elle est de l'ordre de 5%, qui demeure une différence acceptable par ce qu'elle est inférieure à 10%.
- L'incohérence ($c=0$) des sols sableux implique un comportement à long terme.

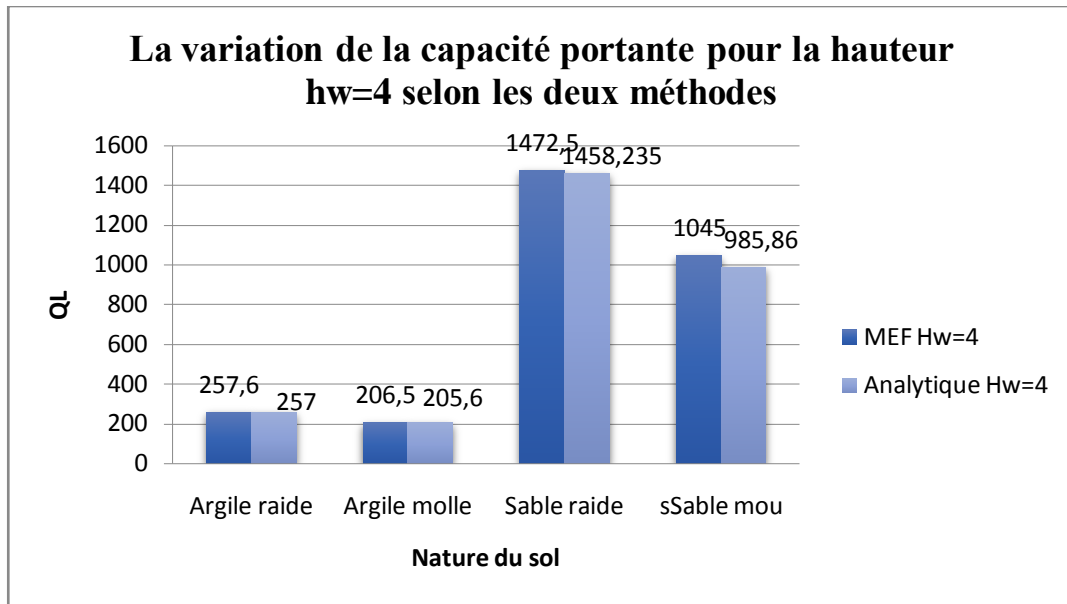


Figure IV.59 :La variation de la capacité portante en présence de la hauteur de la nappe Hw=4 selon les deux méthodes

- La capacité portante des argiles est plus faible, par rapport aux sables car le calcul des sables se fait à long terme vu que le sol a été compacté sous l'effet des charges à long termes.
- Aussi la texture des argiles est différentes à celle des sables l'une est sous forme de feuillet et l'autre sous forme de grains bien plus grandes et plus rigide que l'argile

➤ RESULTATS FINALES POUR CETTE ETUDE

Sol	Sans nappe	Avec nappe h _w =8	Avec nappe h _w =4	Taux de variation $\frac{H_w=8 - S.N}{H_w=8} \times 100$	Taux de variation $\frac{H_w=4 - S.N}{H_w=4} \times 100$
Argile raide	257	257	257	0,00%	0,00%
Argile molle	205,6	205,6	205,6	0,00%	0,00%
Sable raide	2227,4	2227,4	1458,235	0,00%	34,53%
Sable mou	1647,67	1647,67	985,86	0,00%	40,16%

TableauIV.8 :les taux de variation de la capacité portante analytiques de cette étude

- La comparaison des résultats analytiques montre que dans le cas sans nappe phréatique et avec nappe phréatique h_w=8 la différence est nulles dans les quatre types des sols par contre pour le cas où la nappe phréatique se trouve à une hauteur h_w=4 la différence est significatives pour les sables raide35% et pour les

sables mou 40% car la porosité des sables est plus grand que celle des argiles ce qui permet une remontée capillaire ,et le sol au dessusde la nappe ne sont pas tout àfait secs.

- Aussi la texture des sables qui sont sous forme granulaire bien plus grand et plus rigide que l'argile.

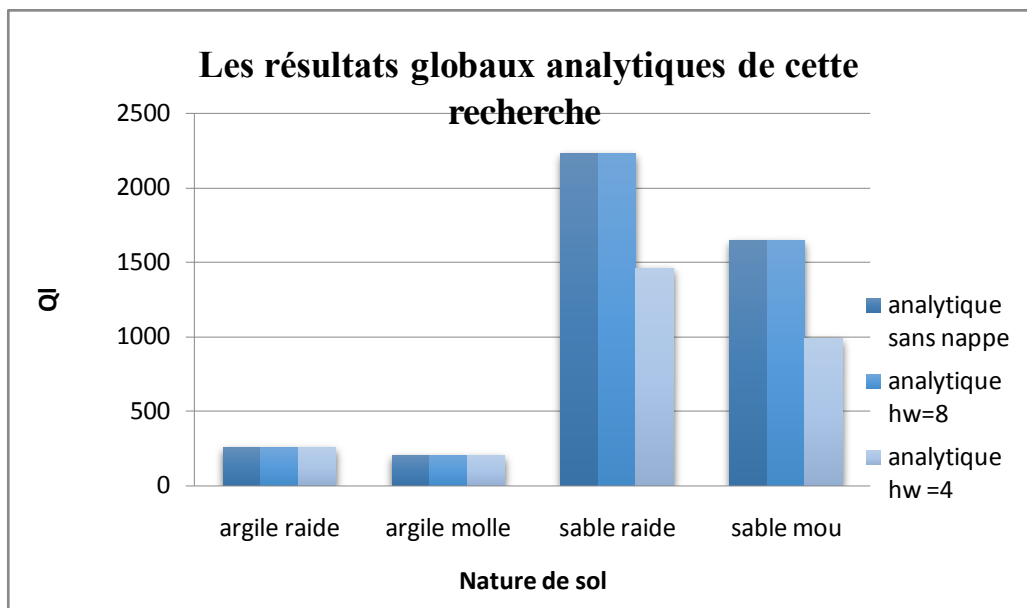


Figure IV.60 :Les résultats globaux analytiques de cette étude

- Ce graphe comprend les résultats globaux analytiques de cette étude, car elle montre assez logiquement que les résultats sont identiques pour la capacité portante sans nappe phréatique et avec nappe phréatique d'une hauteur 8m alors on constate que cette hauteur n'a pas d'influence significative sur la capacité mais on constate unediminution de la capacité pour la hauteur 4m dans les sols sableux.

Sol	Sans nappe	Avec nappe $h_w=8$	Avec nappe $h_w=4$	Taux de variation $\frac{Hw=8 - S.N}{Hw=8} \times 100$	Taux de variation $\frac{Hw=4 - S.N}{Hw=4} \times 100$
Argile raide	257,6	258,3	257,6	0,27%	0,00%
Argile molle	206,15	206,15	206,5	0,00%	0,16%
Sable raide	2227,6	2280	1472,5	2,29%	33,89%
Sable mou	1797,5	1795	1045	0,13%	41,86%

TableauIV.9 :les taux de variation de la capacité portante par la M.E.F de cette étude

- La comparaison des résultats de la M.E.F montre que dans le cas sans nappe phréatique et les deux hauteur de la nappe $hw=8$ et $hw=4$ la différence est presque nulle pour les argiles (raide et mou) et insignifiantes dans le cas des sables pour $hw=8$ par contre pour le cas où la nappe phréatique se trouve à un hauteur $hw=4$ la différences est significatives pour les sables raide d'ordre 33% et pour les sables mou d'ordre 41 % car cette argumentation du au calcul à long terme et à court terme ainsi que n'y a pas de changement de volume pour les sols argileux.

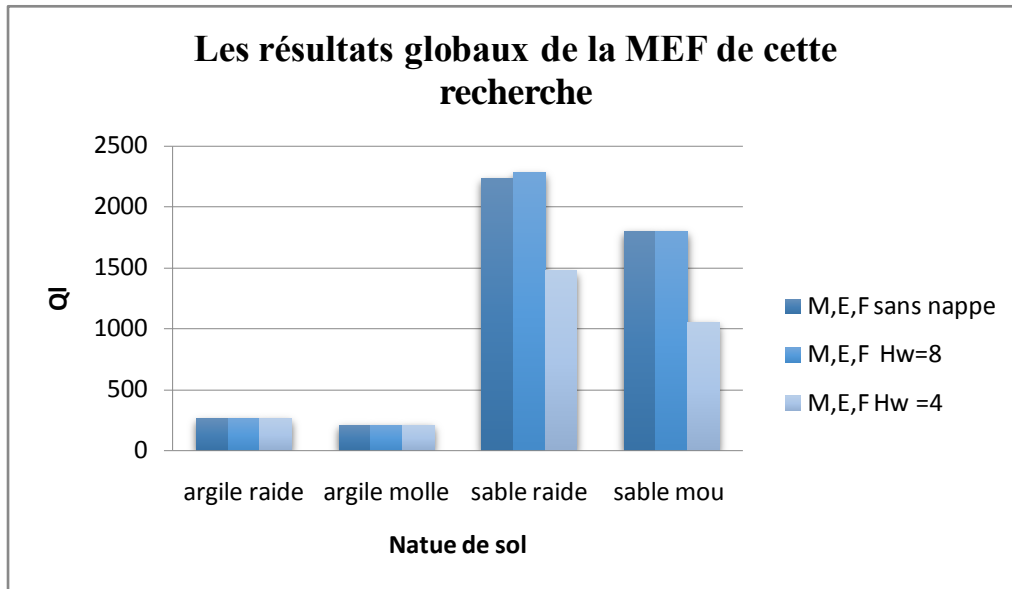


Figure IV.61 :Les résultats globaux de la M.E.F de cette étude

- Les capacités calculée par la M.EF sont significativement supérieure aux capacités calculées par Terzaghi cela est dû au fait que les paramètres considérés du Plaxis ; tels que le comportement de non linéarité du sol ; angle de frottement ; la dilatance ; interaction sol-structure. Par contre, la méthode de Terzaghi ne tient compte que de l'interaction sol-sol.

IV.9 CONCLUSION FINALE

- A l'issue de cette étude on constate les possibilitésdes calculs numériques simulés par le code calcul Plaxis qui tient compte des comportement élasto-plastique des sols de l'interactionsol-structure, le phasage des calculs, la discrétisation en éléments finis du complexes sol-structure, et le raffinement du maillage tous ces paramètres font que l'approches numériques est plus fiables que l'approches analytiques.
- La capacité portante des sols pulvérulents (calcul à long terme) est plus grande de celle des sols cohérents argileux (calcul à court terme)
- La présence de la nappe phréatique n'a pas d'influence sur la capacité portante du sol argileuxa court terme car il n'y a pas de changement de volume du solide (eau-argile)

Par contre on remarque une différence significative dans le cas des sols pulvérulent (sableux) lorsque la nappe est proche de l'assise de la fondation

CHAPITRE V

CONCLUSIONS ET RECOMNDATIONS

• **CONCLUSIONS**

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la recherche pour l'obtention d'un master génie civil, spécialité Géotechnique, et qui traite un problème très important dans le domaine de Génie civil et précisément le domaine de la géotechnique et qui est l'étude de l'influence de la nature de sol de fondation sur la capacité portante d'une semelle filante, De ce fait, elles constituent une alternative à l'adoption des semelles filantes.

En ce qui concerne le problème de la capacité portante, nous avons étendu les solutions disponibles dans la littérature au cas des fondations superficielles.

1. Nous n'aspérons pas ici à tirer des leçons générales sur le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, ni à déclarer qu'une des méthodes « est la bonne » soit manuelle ou par le code de calcul en élément finis Plaxis.
2. On a pu montrer l'influence de la nature du sol de fondation sur la capacité portante d'une semelle filante.
3. les valeurs de la capacité portante analytique (Méthode de Badhu et El-karni), sont plus élevée par rapport à celles calculées numériquement par le logiciel « Plaxis ». ce qui rend cette méthode conservatrice.
4. Les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant le code éléments finis (Plaxis) donne des résultats concordant de manière satisfaisante avec les résultats de la littérature.

• **RECOMMANDATIONS**

- Il est recommandé de faire une étude expérimentale dans le même sujet pour comparer et valider les résultats numériques avec les résultats expérimentaux.
- Il serait intéressant de faire le même travail en utilisant un modèle de calcul numérique en 3D.
- L'Etude du comportement des fondations filantes par l'introduction d'un système de renforcement du sol.

