



N° d'ordre:

UNIVERSITE DE M'SILA

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Magister

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Géotechnique**

P a r

BENKECHIDA Fatiha

SUJET

**ETUDE PARAMETRIQUE DE REMBLAIS SUR
SOLS COMPRESSIBLES
COMPARAISON ENTRE DIFFERENTS MODELES
DE COMPORTEMENT DE SOL**

Soutenu publiquement le 30/ 01/ 2011 devant le jury composé de:

Dr. M. KHEMISSA	M.C.A. Université de M'sila	Président
Dr. Z. BOUDAUD	M.C.A. Université d'Oum El Bouaghi	Rapporteur
Dr. Z. RAHMOUNI	M.C.A. Université de M'sila	Co-Rapporteur
Dr. A. NACERI	Prof. Université de M'sila	Examineur
Dr. A. BEROUAL	M.C.A. Université de Constantine	Examineur

Promotion: 2010/2011

A mes très chers parents

A toute ma famille

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué au département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de M'sila.

Je voudrais tout d'abord exprimer mes plus sincères remerciements au groupe d'encadrement composé de :

- Dr. BOUDAUD Zine-Eddine, Maître de Conférences à l'Université d'Oum-el-Bouaghi. Il a fait preuve d'une grande disponibilité, m'a fourni un soutien constant et une aide précieuse. Il a toujours su me conseiller durant l'élaboration de ce travail de recherche, me faisant profiter ainsi de ses compétences théoriques et de son expérience.

- Dr. RAHMOUNI Zine-el-Abidine, Maître de Conférences à l'Université de M'sila, dont les précieuses orientations et conseils m'ont soutenu tout au long de cette recherche. Qu'il veuille bien accepter ma sincère reconnaissance et mon profond respect.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury de soutenance de ce mémoire :

- Dr. KHEMISSA Mohamed, Maître de Conférences à l'Université de M'sila, d'avoir accepté la présidence du jury de soutenance.

- Dr. NACERI Abdelghani, Professeur à l'Université de M'sila, d'avoir accepté d'être examinateur.

- Dr. BEROUAL Ahmed, Maître de Conférences à l'Université de Constantine, d'avoir accepté d'être examinateur.

Je tiens à exprimer mes remerciements à tous les enseignants du Département de Génie Civil et d'Hydraulique et à mes collègues de formation, ainsi qu'à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Enfin, je tiens à remercier profondément mes amies, ma famille et surtout mes parents pour leur soutien et leurs encouragements incessants.

RESUME

La construction des remblais sur sols mous pose souvent des problèmes difficiles (stabilité et tassement). La modélisation du comportement des sols est une étape importante qui conditionne la qualité des analyses des ouvrages.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but de proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement de sol pour l'étude des remblais sur sols compressibles, et ce, en se basant sur la simulation numérique à l'aide du code de calcul par éléments finis "Plaxis". On a établi un calcul de référence pour un remblai sur sol compressible avec le logiciel "Plaxis", qui propose différents modèles de comportement de sol et par la suite on a effectué une étude paramétrique qui montre l'effet du modèle de comportement du sol de fondation et du sol de remblai ainsi que l'effet des paramètres géométriques et géotechniques sur les résultats avec une comparaison des résultats obtenus.

Mots clés : sol compressible - remblai - argile molle - modèle de comportement - stabilité - tassement - fluage - simulation numérique - éléments finis – Plaxis – modélisation.

ABSTRACT

The construction of embankments on soft soil often raises difficult problems (stability and settlement). The modelling of the behaviour of soil is a significant stage which conditions the quality of the analyses of the works.

The purpose of the work presented in this memory is to propose a scientific orientation on the use of the various models of behaviour of soil for the study of the embankments on compressible soil, and this, being based on a numerical simulation using the code finite elements "Plaxis". We established a calculation of reference for an embankment on compressible soils with the software "Plaxis", which proposes various models of behaviour of soil and after that a parametric study which shows the effect of the model of behaviour of the subgrade soil and the soil of embankment as well as the effect of the geometrical and geotechnical parameters on the results with a comparison of the results obtained.

Key words : compressible soil - embankment - soft clay - stability - settlement - models of behaviour - finite elements - numerical simulation - Plaxis – modelling.

ملخص

بناء الردم على تربة انضغاطية غالبا ما ينتج عنه مشاكل معقدة (الاستقرار و الهبوط). نمذجة سلوك التربة مرحلة مهمة تؤثر على نوعية تحاليل المنشآت.

يهدف العمل المعروض في هذه المذكرة إلى اقتراح توجيه علمي حول استخدام مختلف نماذج سلوك التربة في دراسة الردم على تربة انضغاطية، وهذا، اعتمادا على محاكاة عددية باستخدام برنامج العناصر المنتهية "Plaxis". أعدنا حساب مرجعي لردم على تربة انضغاطية بواسطة برنامج "Plaxis"، الذي يقترح نماذج مختلفة لسلوك التربة وفيما بعد قمنا بدراسة خاصة بالعوامل تبين تأثير نموذج سلوك تربة قاعدة الردم و نموذج سلوك تربة الردم، فضلا عن تأثير العوامل الهندسية والجيو تكنولوجية على النتائج مع مقارنة النتائج المحصل عليها.

الكلمات المفاتيح : تربة انضغاطية – ردم – غضار لين – نموذج السلوك – الاستقرار – الهبوط - محاكاة عددية – عناصر منتهية – Plaxis – نمذجة.

TABLE DES MATIERES

RESUME
ABSTRACT
ملخص

INTRODUCTION GENERALE 1

PREMIERE PARTIE : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

PREMIER CHAPITRE

LES SOLS COMPRESSIBLES ET LES MODELES DE COMPORTEMENT DE SOL

1.1. INTRODUCTION.....	3
1.2. ETUDE THEORIQUE SUR LES SOLS COMPRESSIBLES	3
1.2.1. Nature géologique et géotechnique des sols compressibles	3
1.2.1.1. Caractères généraux	4
1.2.1.2. Les vases et les argiles molles	4
1.2.1.3. Les tourbes	5
1.2.2. Méthodes de prélèvement des sols argileux	5
1.2.2.1. Prélèvement et remaniement	5
1.2.2.2. Méthodes de prélèvement des argiles molles	5
1.2.3. Classification des sols fins	6
1.2.4. Panorama des techniques expérimentales des sols compressibles	8
1.2.4.1. Essais en place.....	9
1.2.4.2. Essais en laboratoire.....	9
1.2.4.2.1. Essais triaxiaux.....	10
1.2.4.2.2. Essais œdométriques	10
1.2.5. Caractéristiques de compressibilité et de perméabilité	11
1.2.6. Caractéristiques de consolidation et de fluage	12
1.3. LOIS ET MODELES DE COMPORTEMENT DE SOLS COMPRESSIBLES.....	14
1.3.1. Schémas théoriques de comportement	15
1.3.2. Lois de comportement élastiques	16
1.3.3. Lois de comportement élastoplastiques.....	17
1.3.3.1. Fondements théoriques.....	18
1.3.3.2. Bases expérimentales	20
1.3.3.3. Modèles de Cambridge (ou modèles Cam-Clay)	22
1.3.4. Lois de comportement viscoplastiques	24
1.3.4.1. Fondements théoriques.....	25
1.3.4.2. Bases expérimentales	26
1.4. CONCLUSION	27

DEUXIEME CHAPITRE

METHODES DE CALCULS CLASSIQUES DES REMBLAIS

2.1. INTRODUCTION.....	28
2.2. ETUDE DE LA STABILITE.....	28
2.2.1. Mécanismes de rupture pour les remblais sur sols mous	28
2.2.2. Calcul de la stabilité des remblais sur sols mous	29
2.2.3. Méthodes d'amélioration de la stabilité.....	32
2.2.4. Organigramme d'une étude de stabilité de remblai sur sols mous	33
2.3. ETUDE DES TASSEMENTS	33
2.4. CONCLUSION	40

DEUXIEME PARTIE : SIMULATION NUMERIQUE

TROISIEME CHAPITRE

PRESENTATION DU CODE DE CALCUL "PLAXIS"

3.1. INTRODUCTION.....	41
3.2. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL "PLAXIS".....	41
3.2.1. Le code d'éléments finis PLAXIS	41
3.2.2. Option par défaut, solution approchées.....	42
3.3. LES MODELES DE COMPORTEMENT UTILISES DANS PLAXIS	42
3.3.1. Modèle élastique linéaire	43
3.3.2. Modèle de Mohr-Coulomb (MC).....	43
3.3.3. Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM).....	45
3.3.4. Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM).....	48
3.4. CONCLUSION	52

QUATRIEME CHAPITRE

MODELISATION NUMERIQUE D'UN REMBLAI SUR SOL COMPRESSIBLE

4.1. INTRODUCTION.....	53
4.2. DEFINITION DES DONNEES (<i>INPUT</i>).....	54
4.2.1. Hypothèses et géométrie	54
4.2.2. Caractéristiques des matériaux.....	54
4.2.3. Génération du maillage	55
4.2.4. Conditions initiales.....	55
4.3. LES CALCULS (<i>CALCULATIONS</i>)	57
4.3.1. Phases des travaux.....	57
4.3.2. Analyse de sécurité.....	57
4.4. RESULTATS (<i>OUTPUT</i>).....	59
4.5. COURBES (<i>CURVES</i>).....	61
4.6. CONCLUSION	63

CINQUIEME CHAPITRE
ETUDE PARAMETRIQUE

5.1. INTRODUCTION.....	64
5.2. MODELES DE COMPORTEMENT DU SOL DE FONDATION.....	64
5.3. ETUDE PARAMETRIQUE	65
5.4. COMPARAISON DES RESULTATS DES CALCULS OBTENUS	71
5.4.1. Hauteur de remblai $h_r=3$ m.....	71
5.4.1.1. Loi du remblai "élastique linéaire"	71
5.4.1.2. Loi du remblai de "Mohr-Coulomb"	73
5.4.1.2.1. Type du sol de remblai (1)	73
5.4.1.2.2. Type du sol de remblai (2)	75
5.4.2. Hauteur de remblai $h_r=2$ m.....	77
5.4.2.1. Loi du remblai "élastique linéaire"	77
5.4.2.2. Loi du remblai de "Mohr-Coulomb"	79
5.4.2.2.1. Type du sol de remblai (1)	79
5.4.2.2.2. Type du sol de remblai (2)	81
5.5. L'ANALYSE DE LA VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES ET MODELES DE COMPORTEMENT	83
5.6. SYNTHESE ET COMENTAIRES	93
CONCLUSIONS GENERALES.....	95
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	97
LISTE DES FIGURES.....	101
LISTE DES TABLEAUX.....	104

INTRODUCTION GENERALE

De plus en plus d'ouvrages sont construits sur des sols de qualité médiocre. Les constructions sur des sols compressibles sont davantage fréquentes, en particulier lors de la construction d'ouvrages routiers (remblais routiers).

On trouve les dépôts de sols compressibles sur tous les continents et dans toutes les régions du monde. C'est donc, tout naturellement qu'un effort de recherche important et continu a été déployé de par le monde pour résoudre les problèmes posés par la construction d'ouvrages sur ce type de sol. Notamment, l'étude des remblais sur sols mous constitue depuis plus de trois décennies le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités. Ces recherches ont été menées à partir de trois types d'études :

- études expérimentales en vraie grandeur ;
- études expérimentales en laboratoire ;
- études théoriques et modélisations numériques. L'introduction de la méthode des éléments finis dans les études de remblais sur sol compressibles date du début des années 1970.

Malgré cette longue expérience, la construction de remblais sur sols mous pose encore des problèmes. Ces problèmes sont associés à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer leur stabilité et à une forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et des déformations importants des ouvrages. Enfin, dans certains cas, la faible perméabilité de ces sols impose des calendriers de construction très étalés dans le temps, des coûts d'entretien et de réparation élevés sur de longues périodes d'utilisation des remblais, ou la mise en œuvre de techniques de confortation ou de drainage des sols complexes et coûteuses.

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, peut être décrit comme non linéaire, visqueux et irréversible. Plusieurs formulations mathématiques ont été établies. Dans leur ensemble, ces formulations reposent sur des approches élastoplastiques et mêmes élastiques non linéaires. Les observations effectuées en laboratoire et en place sur les argiles molles naturelles montrent que les déformations ne sont pas instantanées, ce qui conduit à modéliser également des phénomènes visqueux (effet du temps et de la vitesse de déformation), qui peuvent être approchés par des lois de type viscoélastique (lorsque les déformations sont totalement réversibles) ou élastoviscoplastiques (lorsque les déformations sont en partie irréversibles). Il en est alors résulté des modèles plus ou moins compliqués, mais globalement assez représentatifs du comportement des sols fins et des argiles molles naturelles, en particulier.

Toutes ces complexités rendent le calcul (étude) des remblais difficile et dont les résultats obtenus peuvent être incertains. Le choix du type de remblai à mettre en place puis les modèles qu'il faut associer au sol de fondation et au remblai ont une influence non négligeable sur les résultats de calcul.

Le calcul des remblais a longtemps été abordé du point de vue de la stabilité. Toutefois la prise en compte des déformations avant la rupture s'avère de plus en plus nécessaire dans la pratique de l'ingénieur. Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique ont permis de mettre au point des modèles rhéologiques et des algorithmes de résolution, conduisant à des modélisations qui prennent mieux en compte le comportement observé sur le terrain. La modélisation du comportement des sols est une étape importante qui conditionne la qualité des analyses des ouvrages.

Le travail présenté dans ce mémoire consiste en une étude paramétrique de remblais sur sols compressibles (comparaison entre différents modèles de comportement de sol). Il a pour objectif de proposer une orientation scientifique sur l'utilisation des différents modèles de comportement de sol pour l'étude des remblais sur sols compressibles. On a présenté une revue bibliographique sur les sols compressibles et les différents modèles de comportement de sol existants. Cette revue nous a permis de dégager ceux utilisés pour les études de remblais sur sols compressibles. On a établi un calcul de référence pour un remblai sur sol compressible avec le logiciel de calcul numérique "Plaxis" et on a effectué par la suite une étude paramétrique. Pour modéliser le comportement du sol de remblai et du sol de sa fondation compressible, on a utilisé différents modèles de comportement de sols employés dans le logiciel Plaxis V8. Une étude paramétrique est utilisée afin de montrer l'effet du modèle de comportement du sol de fondation et du sol de remblai ainsi que l'effet des paramètres géométriques et géotechniques sur les résultats de calcul, avec une comparaison des résultats.

Le mémoire est divisé en deux parties: la première partie, une synthèse bibliographique constituée des deux premiers chapitres et la deuxième partie, une simulation numérique constituée des trois derniers chapitres.

- Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique sur les sols compressibles et les différents modèles de comportement de ce type de sol.
- Le deuxième chapitre décrit les méthodes de calculs classiques des remblais (étude de la stabilité et étude des tassements).
- Le troisième chapitre présente le code de calcul par éléments finis "Plaxis" et les différents modèles de comportement de sol utilisés dans ce code de calcul, qui seront employés dans les simulations numériques à la suite de cette étude.
- Le quatrième chapitre comporte un calcul numérique de référence d'un remblai routier sur sol compressible. Cet ouvrage est calculé avec le logiciel Plaxis V8.
- Le cinquième chapitre comporte l'étude paramétrique à l'aide du code de calcul Plaxis, qui montre l'effet du modèle de comportement du sol de fondation et du sol de remblai ainsi que des paramètres géométriques et géotechniques, sur les résultats de calcul.

LES SOLS COMPRESSIBLES ET LES MODELES DE COMPORTEMENT DE SOL

1.1. INTRODUCTION

Les sols mous ou compressibles (vases, argiles molles, tourbes) sont généralement de formation récente. Ils ont en commun les propriétés suivantes (Mestat et al., 1999):

- une déformabilité élevée, qui varie en fonction de la charge appliquée et du temps ;
- une faible perméabilité, qui dépend des déformations du sol ;
- une résistance à court terme limitée, qui croît généralement avec la profondeur.

Les sols compressibles présentent aussi un comportement différé. En effet, l'application d'un chargement entraîne l'écoulement de l'eau vers l'extérieur du massif, ce qui provoque une diminution des pressions interstitielles et donc une augmentation des contraintes effectives dans le sol. C'est le phénomène de *consolidation primaire*, caractérisée par la dissipation progressive des surpressions interstitielles et par la génération de tassements dus aux contraintes effectives. Après cette dissipation, le sol continue à se déformer à cause d'un processus visqueux, fonction de la nature des contacts entre les particules adjacentes. C'est le phénomène de *consolidation secondaire*, lié au fluage du sol. Ce phénomène est important car, pour certaines argiles, le tassement qui se développe sous contrainte effective constante se poursuit pendant des milliers d'années (Bjerrum, 1967).

Ce chapitre comporte une synthèse bibliographique sur les sols compressibles ainsi que les différentes lois et modèles de comportement pour ce type de sol.

1.2. ETUDE THEORIQUE SUR LES SOLS COMPRESSIBLES

Tous les sols sont compressibles, c'est-à-dire qu'ils tassent lorsqu'on leur applique une charge verticale. La notion de compressibilité n'est donc significative que si l'on fait référence aux déformations admissibles par l'ouvrage projeté, ces déformations (amplitude et vitesse) dépendant de la nature du sol support et de l'importance des charges appliquées (Magnan et al., 1984).

Dans tout ce qui suit on désignera par "sol compressible" tout sol inapte à recevoir des ouvrages d'art fondés sur semelles mais pouvant, moyennant certaines précautions, servir d'assise à un remblai ou d'une façon général à une structure reposant sur une fondation souple et de grande dimensions.

De tels sols sont le plus souvent des argiles molles, des vases ou des tourbes que l'on trouve dans les fonds de vallées ou dans les zones littorales.

1.2.1. Nature géologique et géotechnique des sols compressibles

Les dépôts de sols compressibles sont généralement de formation géologique très récente, puisqu'ils ont été formés depuis les dernières phases du Pléistocène, soit environ 20000 ans avant l'ère actuelle. Une argile est le résultat d'une série de processus géologique d'érosion, de transport, de déposition, de consolidation et d'altération. La minéralogie, la granulométrie, la structure et toutes les propriétés mécaniques de l'argile résultent des effets combinés de ces processus (Leroueil et al., 1985).

- **Qu'est-ce qu'un sol mou (ou sol compressible)?**

Le terme de sol compressible (ou le terme équivalent de sol mou) est entré depuis longtemps dans le langage des mécaniciens des sols. Il n'a pourtant jamais reçu de définition quantitative précise. Un sol mou est un sol dont la résistance au cisaillement est assez faible, un sol qui subit des tassements relativement importants sous les poids des ouvrages usuels. En d'autres termes, c'est un sol qui pose des problèmes de stabilité et de tassement mais on ne peut être plus catégorique: si les tourbes et les vases constituent des groupes spécifiques et nettement "mou", les argiles peuvent être raide ou molles ou présenter tous les états intermédiaires. Nous ne ferons donc pas de distinction quantitative entre les sols mous et les autres dans la mesure où la nature des phénomènes est comparable, mais nous excluons de la catégorie des sols compressibles tous les sols grenus (limons, sables lâches) pour lesquels les déformations sont pratiquement instantanées (Magnan et al., 1984).

1.2.1.1. Caractères généraux

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, dépend de leur composition minéralogique, de leur teneur en eau, ainsi que de leur structure (Khemissa, 1999) :

- la composition minéralogique exerce une influence prépondérante sur les valeurs des paramètres caractérisant la nature du sol (granulométrie, plasticité, teneur en composants particuliers), l'état dans lequel celui-ci se trouve (poids volumiques, teneur en fines, indice des vides, compacité) et son comportement mécanique (compressibilité, consolidation, cisaillement et rupture) ;
- l'eau intervient par son influence sur les forces de contact qui s'exercent entre les particules constituant le squelette solide. Elle fixe l'état de plasticité du sol en conditionne les caractéristiques de compressibilité, de perméabilité, et de résistance mécanique ;
- la structure détermine les propriétés mécaniques du sol et définit le type et la constitution des particules solides par la forme, la dimension, l'arrangement, l'orientation ainsi que les interactions de celles-ci les unes par rapport aux autres.

Les sols compressibles sont généralement caractérisés par (Dreyfus, 1971); (Bourges et al., 1977):

- une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable ;
- une forte teneur en eau et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés) ;
- une faible résistance au cisaillement ;
- une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années.

1.2.1.2. Les vases et les argiles molles

Du point de vue géologique, les vases sont des dépôts formés en eau douce ou en milieu marin, constitués de grains généralement très fins (inférieurs à 200 μm) avec un pourcentage important de particules inférieures à 2 μm), de nature minéralogique variable et disposés en flocons (structure dite en "nids d'abeilles"). La portion d'eau retenue est assez forte. La vase contient généralement une certaine proportion de matière organique (le plus souvent inférieur à 10 %). En fait, du point de vue géotechnique, on confond souvent vase et argile molle (Dreyfus, 1971); (Magnan et al., 1984).

Les vases et argiles molles se rencontrent surtout dans les plaines alluviales et dans les zones littorales, en particulier dans les estuaires. Elles peuvent atteindre des épaisseurs très importantes (par exemple, les remblais de la route littorale dans la région de Montpellier sont fondés sur 30 m d'argile molle, à Palavas-les-Flots) (Dreyfus, 1971); (Magnan et al., 1984).

1.2.1.3. Les tourbes

Les tourbes résultent de l'accumulation de végétaux décomposés en milieu aqueux, à l'abri de l'air, sous l'action de champignons et de bactéries. Elles revêtent des aspects divers : tourbe molle, fibreuse, ligneuse suivant la nature des plantes originelles dont elles sont issues et le degré de décomposition. Chaque catégorie de tourbe a une structure, une texture et une odeur caractéristiques ainsi qu'une capacité de rétention d'eau particulière pouvant varier, par exemple, de 100 % à 4000 % par rapport au poids sec (Dreyfus, 1971); (Magnan et al., 1984).

On distingue les tourbières plates qui prennent naissance dans les fonds de vallées, les zones marécageuses, les lagunes littorales et les tourbières bombées que l'on trouve plus particulièrement en montagne (Bourges et al., 1977).

1.2.2. Méthodes de prélèvement des sols argileux

1.2.2.1. Prélèvement et remaniement

Au moment du prélèvement des sols en place, l'état des contraintes initial est modifié. Cette modification peut introduire une certaine déstructuration des carottes et on peut penser que, pour certains sols (en particulier les sols faiblement surconsolidés), même les meilleures conditions de prélèvement entraînent un certain remaniement. Ce remaniement dépend beaucoup des méthodes de prélèvement mises en œuvre. Les effets du remaniement se traduisent surtout par une augmentation de la compressibilité dans le domaine surconsolidé (indice de gonflement " C_s " plus élevé dans l'essai œdométrique; modules d'élasticité drainé et non drainé plus faibles dans les essais triaxiaux) et des passages de l'état limite (pression de préconsolidation ou pic dans les essais triaxiaux) moins nets, parfois plus faibles et obtenus à une déformation plus grande (Leroueil et al., 1985).

1.2.2.2. Méthodes de prélèvement des argiles molles

Les méthodes de prélèvement utilisées sont nombreuses. Elles diffèrent d'un pays ou d'une compagnie à l'autre, et dépendent des sols rencontrés ainsi que des caractéristiques géotechniques recherchées. Les principales techniques peuvent être regroupé ainsi (Leroueil et al., 1985):

- Tarière et carottier fendu
- Carottier à paroi mince, ouvert ou à piston libre
- Carottier à piston stationnaire
- Blocs et carottiers de grand diamètre

Le carottier à piston stationnaire est toutefois de loin la méthode de prélèvement des argiles molles la plus utilisées; le principe de fonctionnement est schématisé sur la figure 1.1. Cette technique permet de connaître avec précision les niveaux de prélèvement des carottes. De plus, le remaniement est généralement faible et les propriétés hydrauliques et mécaniques mesurées sont représentatives du sol intact. Il est cependant admis que la qualité des carottes augmente avec le diamètre du carottier utilisé.

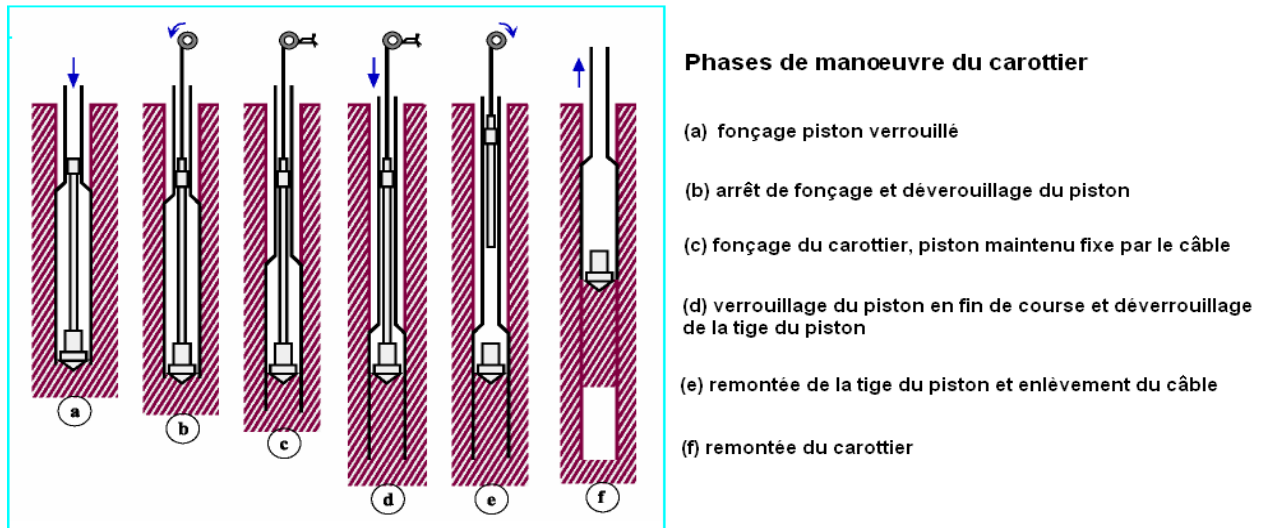


Figure 1.1. Principe de fonctionnement du carottier à piston stationnaire à câble (Magnan et al., 1984).

1.2.3. Classification des sols fins

La classification d'un sol repose sur trois essais principaux d'identification (Pilot et al., 1988):

- l'analyse granulométrique ;
- la détermination des limites d'Atterberg ;
- la mesure de la teneur en matières organiques et éventuellement le test de Von Post sur les sols organiques (plus de 10 % de matière organiques).

Il existe de nombreuses classifications des sols. En mécanique des sols on peut citer celles connues sous les sigles de HRB (Highways Research Board) et de USCS (Unified Soil Classification System), établie par Casagrande, qui sert de base à la classification adoptée en France par le LCPC. C'est cette dernière classification, rappelée par Magnan (1980) avec la classification des sols organiques proposée par Perrin (1974) qui est donnée ci-après.

La classification LCPC porte en premier lieu sur le caractère organique des sols :

- MO \leq 10 % : sols fins non organiques à faiblement organiques ;
- MO > 10 % : sols organiques.

- **Classification des sols fins non organiques**

Pour les sols fins dont le pourcentage en matières organiques est inférieur ou égal à 3 %, la classification distingue les sols grenus, pour lesquels plus de 50 % des éléments sont de taille supérieure à 80 μ m (Pilot et al., 1988).

La classification d'un sol fin est caractérisée par le couple (w_L , I_P) dont le point représentatif est porté sur le diagramme de plasticité (fig. 1.2). Suivant la localisation du point, le sol dont la teneur en matières organiques est inférieure ou égale à 3 % prend l'appellation A (argile) ou L (limon), avec un symbole p (peu plastique) ou t (très plastique) (Pilot et al., 1988).

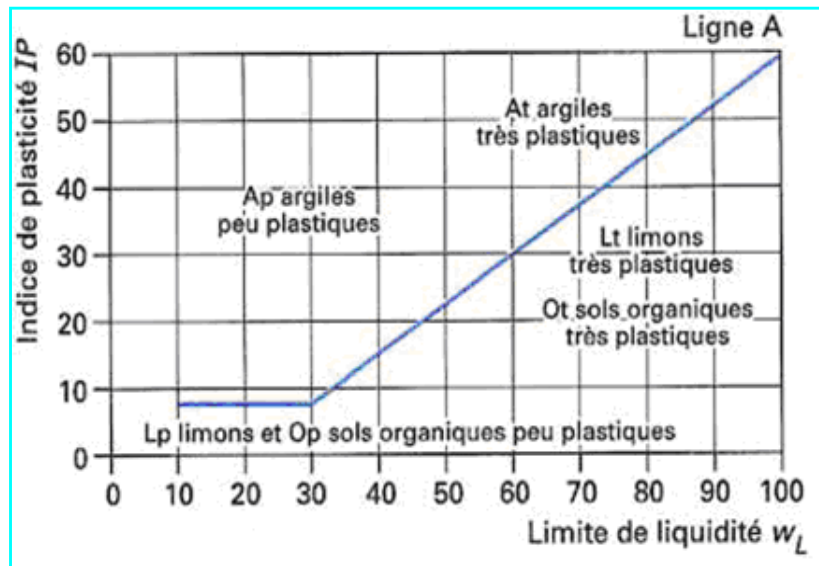


Figure 1.2. Classification des sols fins en laboratoire. Diagramme de plasticité (Magnan, 1997).

Lorsque la teneur en matières organiques est comprise entre 3 et 10 %, le sol est faiblement organique et ces appellations sont précédées de fO (Pilot et al., 1988).

- **Classification des sols organiques**

Cette classification remplace les appellations géologiques «tourbe» et «vase» par des termes qui sont fonction de caractéristiques plus rigoureuses. Elle s'effectue à partir des caractéristiques suivantes (Magnan et al., 1984) ; (Pilot et al., 1988) :

- la teneur en matières organiques :
 - 10 % < MO < 30 % sols moyennement organiques (mO),
 - MO ≥ 30 % sols très organiques (tO) ;
- les limites d'Atterberg I_P , w_L pour les sols faiblement organiques ;
- le degré d'humification déterminé par le test de Von Post pour les sols moyennement organiques et très organiques, qui permet d'estimer le degré de décomposition (d'humification) des matières organiques des sols par référence à une échelle d'humification empirique comportant dix classes notées H1 (matière organique fibreuse) à H10 (matière organique amorphe).

La figure 1.3 donne la classification des sols fins et des sols organiques.

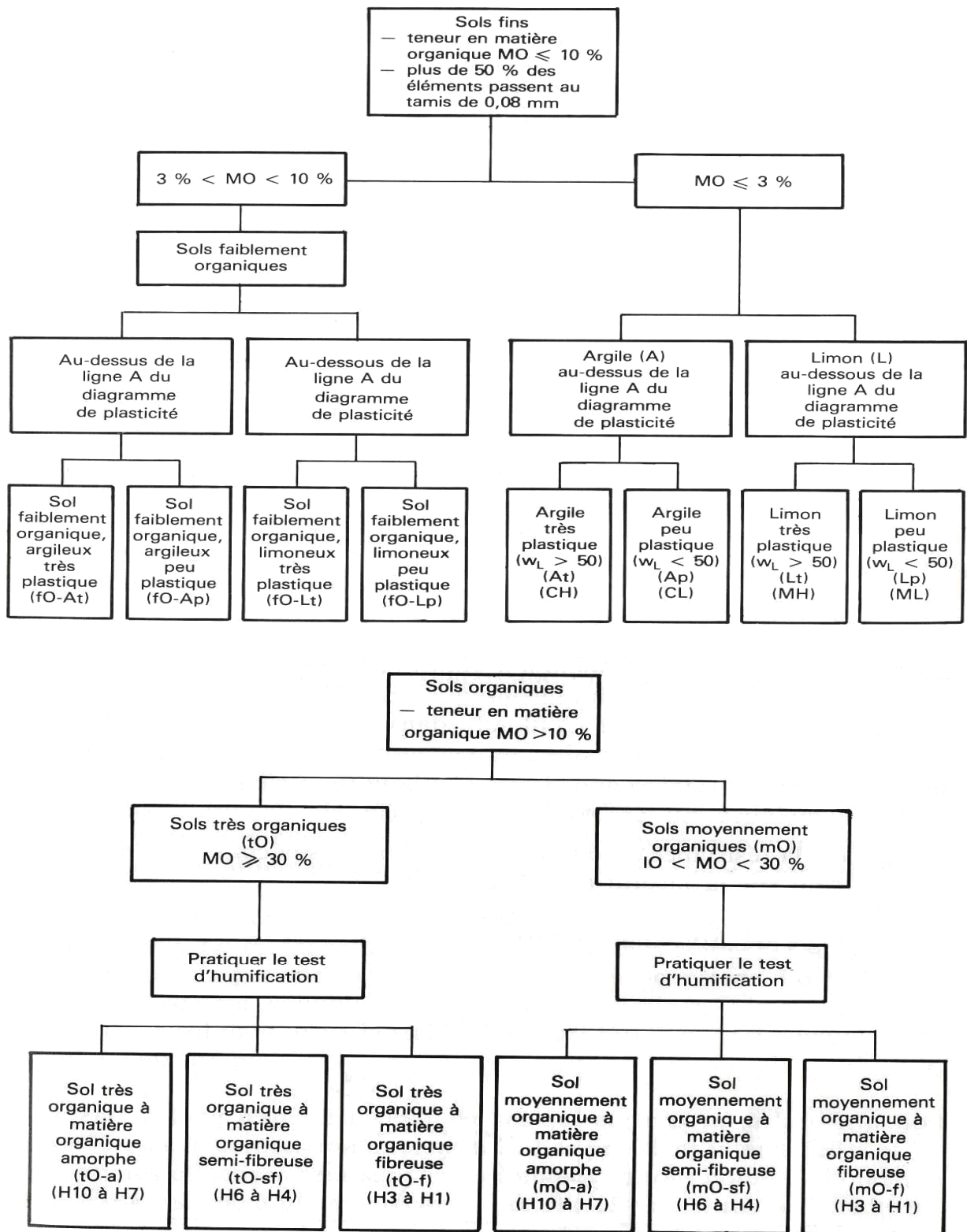


Figure 1.3. Classification LPC des sols fins et des sols organiques (Magnan, 1980).

1.2.4. Panorama des techniques expérimentales des sols compressibles

Le comportement des sols fins, notamment des argiles, est complexe. Son étude a nécessité le développement d'un grand nombre de techniques d'essais en laboratoire et en place. Ces essais ont pour objectifs de fournir des données expérimentales sur les propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance des sols et de simuler leur comportement

(cheminement des contraintes et des déformations) sous l'action de charges appliquées durant les essais comme elles doivent l'être réellement dans la nature ou sous l'action des ouvrages. L'expérience montre que les résultats d'essais obtenus suivant ces deux voies, différentes mais complémentaires, dépendent non seulement de la quantité d'essais réalisés mais surtout de leur qualité. Les particularités de ces essais sont résumées dans ce qui suit (Nasreddine, 2004):

- les études en place impliquent la réalisation d'un forage, ce qui nécessite un matériel le plus souvent lourd et compliqué. L'analyse de ces essais est basée surtout sur des considérations empiriques, manquant de fondements théoriques, à partir desquelles les propriétés mécaniques des sols telles que la cohésion et l'angle de frottement ne sont pas directement identifiées et dans lesquelles les chemins de contraintes effectives ou de déformations et les conditions aux limites spatiales correspondantes ainsi que les conditions de drainage sont généralement inconnues et toujours difficilement définissables.

- les études en laboratoire, souvent lentes et généralement coûteuses, s'effectuent sur des échantillons de petites tailles, plus ou moins remaniés. Les procédures expérimentales correspondantes sont souvent complexes, mais ne peuvent donner de bons résultats que si les sols testés représentent bien les sols existant sur le terrain sous les ouvrages.

1.2.4.1. Essais en place

Les méthodes expérimentales en place sont nombreuses et variées. Les objectifs et les conditions de leur utilisation sont également nombreux et variés. En général, on peut classer ces méthodes en deux groupes (Khemissa, 1999) ; (Nasreddine, 2004):

- Les méthodes dites courantes (essais scissométriques, pénétrométriques et pressiométriques), à la fois rapides et économiques, donnent des estimations qualitatives généralement satisfaisantes du comportement des sols sous les ouvrages dans la plupart des cas pratiques, bien qu'elles ne soient basées que sur des corrélations empiriques ou semi-empiriques entre les différents paramètres géotechniques que l'on peut en déduire et le comportement observé d'un ouvrage réel.
- Les méthodes dites spécifiques (essais de battage et de chargement des pieux, essais de pompage, etc.), relativement lentes et coûteuses, ont pour but d'apporter des solutions à des problèmes précis comme par exemple tester la portance des pieux ou des palplanches dans certains travaux de génie civil.

Les essais en place ont pour objectif essentiel de tester le sol dans l'état où il se trouve. Ils évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement du sol dans un état plus ou moins proche de la réalité.

1.2.4.2. Essais en laboratoire

Les essais de laboratoire constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité des sols fins, notamment des argiles. L'analyse des données obtenues en laboratoire confirme pour l'essentiel les principes de comportement de ces sols sous la combinaison des phénomènes de compressibilité, de consolidation, de fluage et de cisaillement auxquels ils sont soumis. Parmi ces essais les plus utilisés, on citera les essais triaxiaux classiques et les essais œdométriques (Nasreddine, 2004).

1.2.4.2.1. Essais triaxiaux

L'appareil triaxial de révolution, appelé couramment appareil triaxial a joué un rôle déterminant dans le domaine expérimental de la mécanique des sols. L'utilisation de cet appareil, tant au niveau de l'industrie que de la recherche fondamentale, a amené à un bon nombre d'investigations aboutissant à une meilleure connaissance de la rhéologie des sols. De très nombreux types d'essais peuvent être réalisés dans une cellule triaxiale (Magnan, 1991); (Nasreddine, 2004).

Cet appareil présente de simples conditions aux limites. Théoriquement, la section de l'échantillon est uniforme sur toute la hauteur et les contraintes normales, qui sont en même temps principales, sont les seuls efforts existants aussi bien au voisinage qu'à l'intérieur du corps de l'éprouvette. On dit que le champ de contrainte est «uniforme» ou «homogène» au sein de l'échantillon. L'échantillon est de forme cylindrique à base circulaire, couvert d'une membrane et soumis à une pression latérale. Il sera, ensuite, écrasé du fait d'un déplacement relatif des embases, ayant comme incidence la création d'un déviateur de contrainte (Nasreddine, 2004).

Les chemins de contraintes qu'il est possible de suivre à l'aide de l'appareil triaxial sont multiples. L'essai triaxial est souvent entrepris à partir d'un état isotrope de contrainte. La figure 1.4 présente les états et les chemins de contraintes dans l'appareil triaxial classique, avec: $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$; $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$; $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ et $q = \sigma_1 - \sigma_3$ (Magnan, 1991); (Nasreddine, 2004).

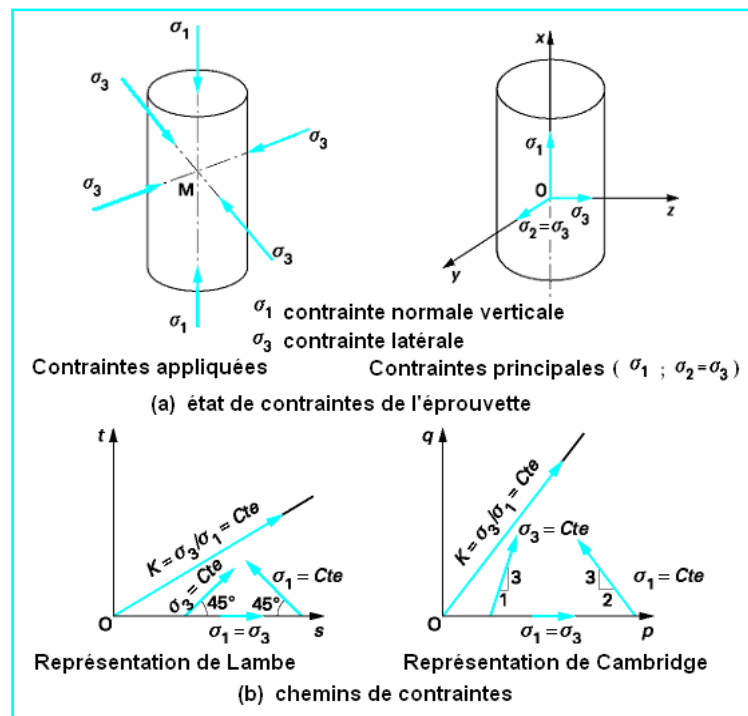


Figure 1.4. Etats et chemins de contraintes dans l'appareil triaxial classique (Magnan et Mestat, 1997).

1.2.4.2.2. Essais œdométriques

L'application d'une charge de remblai à la surface d'un sol argileux produit une compression volumique du sol. L'évolution de l'importance et de la vitesse des tassements résultant de cette compression nécessite la mesure des paramètres de compressibilité et de perméabilité du sol. On admet généralement que la compression est unidimensionnelle et

verticale et on utilise l'essai œdométrique pour mesurer les paramètres représentatifs de ce type de déformation (Leroueil et al., 1985).

Les essais œdométriques, par leur simplicité, ont toujours eu la faveur des praticiens comme des chercheurs. L'essai œdométrique, introduit au début du vingtième siècle dans la pratique de la mécanique des sols, est de loin l'essai le plus utilisé dans les études géotechniques de sols compressibles et peu perméables. Cet essai permet de décrire à la fois l'amplitude et la vitesse du tassement de ces sols, qui sont à l'origine d'une partie notable des problèmes du génie civil (Magnan et Mestat, 1997); (Khemissa et Magnan, 2000).

L'essai œdométrique conventionnel à chargement par paliers, couramment appelé essai œdométrique fournit, d'une part, une courbe de compressibilité, dite «courbe œdométrique», et des «courbes de consolidation» (Khemissa et Magnan, 2000).

1.2.5. Caractéristiques de compressibilité et de perméabilité

La perméabilité des sols fins est faible et l'écoulement de l'eau à travers les pores du sol ne s'effectue pas instantanément. Les charges appliquées à la surface de l'éprouvette se transmettent d'abord à l'eau, progressivement, au squelette solide, au fur et à mesure que l'eau sort du sol (Magnan, 2000).

Les premiers travaux traitant de la compressibilité des sols fins en laboratoire datent du début du 20^{ème} siècle. Pour les sols saturés Terzaghi (1923) a établie le principe des contraintes effectives caractérisé par l'équation suivante :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.1)$$

où σ' est la contrainte effective (particules solides); u , la pression interstitielle (eau interstitielle) et σ , la contrainte totale appliquée.

Les caractéristiques de compressibilité (pression de préconsolidation σ'_p , indice de compression C_c et de gonflement C_s) se déterminent classiquement à partir des essais œdométriques conventionnels à chargement par paliers. Ces paramètres peuvent être déterminés graphiquement sur la courbe de compressibilité, reliant la contrainte effective et l'indice des vides ou la déformation relative (en échelle linéaire ou logarithmique).

Dans le diagramme ($e, \log \sigma_v'$), on observe une courbure plus ou moins prononcée selon que l'éprouvette est intacte ou remaniée et le coude correspond à la pression de préconsolidation σ'_p , définie comme la pression maximale subie par le dépôt d'argile en place au cours de son histoire. Constituant une limite qui sépare le domaine surconsolidé du domaine normalement consolidé, cette pression peut donc fournir une indication intéressante sur la pression à laquelle le sol en place est capable de résister sans subir de grands tassements dont les conséquences pourraient être préjudiciables à la sécurité des biens et des ouvrages.

La figure 1.5 illustre schématiquement la méthode de détermination des caractéristiques de compressibilité à partir des résultats d'essais œdométriques selon les méthodes d'essais LPC. La pression de préconsolidation σ'_p est définie par le point d'intersection C de la droite MN, correspondant à la courbe de compressibilité dans le domaine normalement consolidé, avec la parallèle DL à la droite AB, correspondant à l'intersection des deux branches de compression et de recompression de la courbe de compressibilité dans le domaine surconsolidé (pente moyenne de la boucle de déchargement-rechargement). C_s et C_c correspondent respectivement aux pentes des droites DL et MN (Khemissa et Magnan, 2000).

Les variations de l'indice des vides e en fonction des contraintes effectives peuvent être représentées par une loi semi-logarithmique caractérisée par la relation suivante :

$$\Delta e = C_x \Delta(\log \sigma'_v) \quad (1.2)$$

où $C_x=C_s$ dans le domaine surconsolidé ($\sigma'_v < \sigma'_p$) et $C_x=C_c$ dans le domaine normalement consolidé ($\sigma'_v > \sigma'_p$).

Les valeurs de l'indice de compression C_c sont en général comprises entre 0,1 et 3. L'indice de gonflement C_s est en général voisin de $C_c/10$ (Magnan et Soyez, 1988).

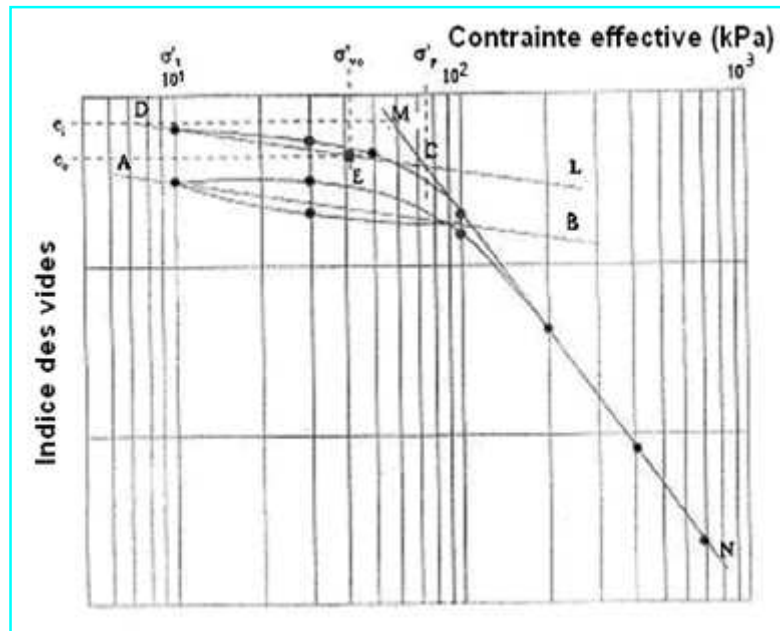


Figure 1.5. Principe de l'interprétation des courbes de compressibilité œdométrique selon la méthode d'essais LPC (Magnan et al., 1985).

On caractérise la perméabilité par une relation linéaire entre l'indice des vides e et le logarithme du coefficient de perméabilité verticale k_v :

$$C_k = \Delta e / \Delta(\log k_v) \quad (1.3)$$

où C_k désigne le taux de variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides

1.2.6. Caractéristiques de consolidation et de fluage

Le temps joue un rôle important dans l'évolution des déformations volumiques des sols fins, en particulier des argiles molles, sous des contraintes totales constantes ou peu variables, caractérisant ainsi les phénomènes de consolidation primaire et secondaire. La vitesse de consolidation est contrôlée principalement par la perméabilité qui joue un rôle prédominant durant la consolidation primaire, puis par la déformabilité du squelette solide, qui joue un rôle déterminant durant la consolidation secondaire. En effet, La consolidation primaire est contrôlé par le coefficient de consolidation c_v en fonction du taux de compressibilité du sol sous contraintes totales constantes ou variables et la consolidation secondaire par l'indice de fluage C_{ae} qui exprime le taux de variation de l'indice des vides au cours du temps sous contraintes effectives constantes.

Terzaghi (1925) a développé une solution complète de la consolidation unidimensionnelle, compte tenu de son principe, $\sigma' = \sigma - u$ et moyennant quelques hypothèses simplificatrices (sol homogène et parfaitement saturé, fluide interstitiel incompressible, écoulement unidimensionnel obéissant à la loi de Darcy, perméabilité constante, hypothèse des petites déformations, etc.) :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (1.4)$$

où: u est la surpression interstitielle en un point quelconque situé à une cote z et à l'instant t , et c_v est le coefficient de consolidation (verticale) du sol.

$$c_v = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_w} \quad (1.5)$$

γ_w étant le poids volumique de l'eau interstitielle; k le coefficient de perméabilité et E_{oed} est le module œdométrique du sol compressible.

La résolution de l'équation de consolidation est donnée sous la forme : $U = f(T_v)$ où U est le degré de consolidation au temps t et T_v le facteur temps défini par (Magnan et al., 1985):

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} \quad \text{ou} \quad t = \frac{T_v \cdot H^2}{c_v} \quad (1.6)$$

H est la longueur du chemin de drainage.

Différentes méthodes sont utilisées pour déterminer la valeur de c_v , qui sert au calcul des temps de consolidation. Les plus courantes sont la méthode de Casagrande (1936), qui détermine le temps t_{50} correspondant à un degré de consolidation de 50 % sur la courbe de consolidation représentée en fonction du logarithme du temps, et la méthode de Taylor (1942), qui utilise le temps t_{90} correspondant à un degré de consolidation de 90 %, déterminé sur la courbe de consolidation représentée en fonction de la racine carrée du temps. Dans le cas des argiles molles, les procédures d'essais LPC recommandent d'utiliser la méthode de Taylor, dont le principe est présenté sur la figure 1.6. On calcule c_v au moyen de la formule (Magnan, 2000) :

$$c_v = \frac{0,848 \cdot H^2}{t_{90}} \quad (\text{méthode de Taylor}) \quad (1.7)$$

H étant la distance de drainage de l'éprouvette (épaisseur si l'éprouvette n'est drainée que d'un côté; demi-épaisseur si l'éprouvette est drainée par ses faces supérieur et inférieur).

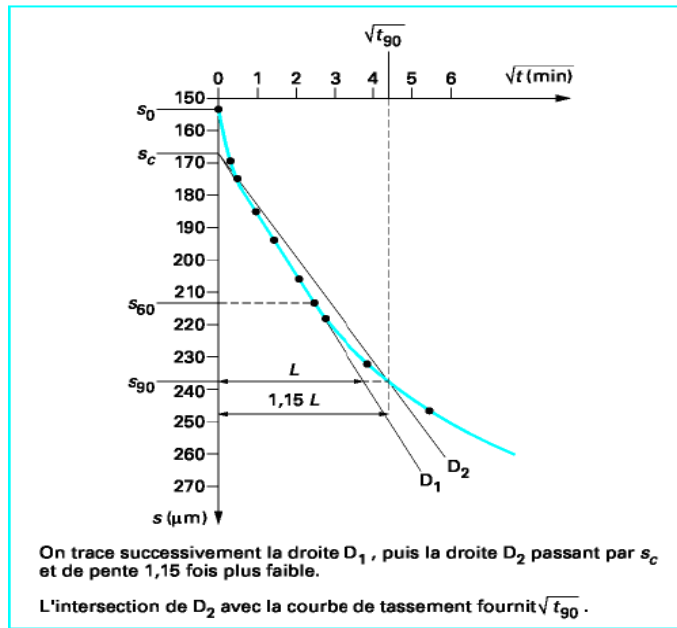


Figure 1.6. Principe de l'interprétation des courbes de consolidation œdométrique selon la méthode de Taylor (Magnan, 2000).

Les courbes de tassement au cours du temps observées dans les essais œdométriques sur les sols fins comportent habituellement une partie finale linéaire en fonction du logarithme du temps. Cette partie de la courbe de tassement a été appelée consolidation secondaire ou fluage. Pour les sols compressibles, cette consolidation secondaire représente une partie importante du tassement total du sol. La pente de la partie linéaire finale de la courbe de déformation en fonction du logarithme du temps est appelée coefficient de fluage ou taux de fluage et notée C_α (Magnan et Soyez, 1988):

$$C_\alpha = \frac{\Delta H / H_0}{\Delta(\log t)} \quad (1.8)$$

avec H_0 épaisseur initiale de l'éprouvette.

L'indice de fluage $C_{\alpha e}$ qui est la pente de la courbe de variation de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps, après dissipation des surpressions interstitielles est défini par (Magnan et Soyez, 1988) :

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta(\log t)} = (1 + e_0) C_\alpha \quad (1.9)$$

où e_0 désigne l'indice des vides initial.

Mesri et Godlewski (1977) ont montré que $C_{\alpha e}$ est relié de façon simple à l'indice de compression C_c . Pour les argiles, le rapport $C_{\alpha e} / C_c$ est approximativement égal à 0,04 ; il est plus élevé pour les sols organiques.

1.3. LOIS ET MODELES DE COMPORTEMENT DE SOLS COMPRESSIBLES

La détermination d'une loi de comportement consiste à trouver des relations entre les accroissements de contraintes et les accroissements de déformations correspondantes au cours

d'une sollicitation donnée. En général, l'élaboration d'une loi de comportement dépend de plusieurs phénomènes liés à la nature du sol comme les caractéristiques de compressibilité, de perméabilité, de consolidation, de fluage et de cisaillement. Elle s'appuie également sur les connaissances acquises en mécanique des milieux continus comme les principes de la mécanique et de la thermodynamique, l'élasticité, la plasticité, la viscosité ou leurs combinaisons (Mestat, 1993). Les lois de comportement doivent alors représenter le mieux possible l'ensemble des aspects de la réponse du sol aux sollicitations qu'on lui impose dans les essais en place comme de laboratoire. La formulation d'une loi de comportement pour les sols naturels se heurte à d'autres difficultés comme la variabilité dans l'espace et dans le temps des propriétés géotechniques du massif de sol et les conditions aux limites de géométrie, de sollicitations et de drainage.

Les lois et les modèles développés, aussi divers par leur formulation mathématique que par leur base expérimentale, se distinguent surtout par le nombre et le type de paramètres qui les caractérisent. Une bonne loi de comportement doit avoir une expression suffisamment simple pour être introduite dans un code de calcul numérique. Par ailleurs, elle doit comporter un nombre restreint de paramètres, facilement identifiables d'après les résultats d'essais classiques en laboratoire (Magnan et Mestat, 1997).

La construction d'une représentation mathématique du comportement d'un sol passe d'abord par le choix du rôle attribué au temps dans le modèle. Pour les argiles, toutes les données expérimentales montrent que les déformations ne sont pas instantanées, ce qui conduit logiquement à privilégier l'approche viscoélastique ou viscoplastique. Les données expérimentales montrent que la loi de comportement des argiles dépend des contraintes effectives, de la déformation et de la vitesse de déformation. La situation serait très simple et il est probable que toutes les méthodes de calcul seraient de type viscoélastique ou viscoplastique, si l'approche adoptée en pratique pour l'étude des tassements des massifs de sols argileux (courbe de compressibilité œdométrique et théorie de la consolidation unidimensionnelle, dans laquelle on ne tient pas compte de la viscosité des déformations du squelette du sol) ne donnait pas des résultats satisfaisants dans la plupart des projets. L'approche élastoplastique (ou même élastique non linéaire) a, pour cette raison, fait l'objet de nombreux développements (Magnan et Mestat, 1997).

1.3.1. Schémas théoriques de comportement

Les schémas de comportement de sol les plus simples et les plus couramment utilisés par les ingénieurs géotechniciens sont les schémas de comportement élastique linéaire (isotrope ou anisotrope) ou élastoplastique parfait (Magnan et Mestat, 1997).

Pour décrire le comportement des sols compressibles, les chercheurs ont développé plusieurs modèles plus ou moins complexes. Les modèles ou lois de comportement existant dans la littérature pour ce type de sol sont de type incrémental et non linéaire : les lois de comportement qui sont déduites, souvent appelées lois de comportement évoluées, peuvent être classées en quatre grandes familles (fig. 1.7) (Magnan et Mestat, 1997); (Mestat et al., 1999) :

- les modèles élastiques non linéaires ou hypoélastiques et isotropes comme le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) ;
- les modèles d'élastoplasticité avec écrouissage en élasticité non linéaire isotrope (modèles Cam-Clay) et leurs dérivés ou en élasticité linéaire orthotrope (modèles MÉLANIE «Modèle de consolidation ÉLastoplastique ANIsotrope avec Ecrouissage») ;

- les modèles d'élastoplasticité à plusieurs mécanismes en élasticité isotrope non linéaire comme les modèles de Hujieux (1979) et ses dérivés, de Lade (1987-1989) et de Cambou-Jafari-Sidoroff (1988) ;
- les modèles d'élastoplasticité intégrant la viscosité, comme le modèle de Sekigushi-Ohta (1977), qui a été beaucoup utilisé dans la modélisation des remblais lorsque le fluage joue un rôle important, et le modèle d'Oka et al. (1986).

L'analyse des travaux cités par Duncan (1994), pour la modélisation de la consolidation autour des ouvrages de géotechnique construits dans des sols compressibles, montrent que les modèles de type Cam-Clay sont toujours de nos jours les plus utilisés. Par la construction de la base de données MOMIS, Mestat (2001) constate que ce modèle est fréquemment mis en œuvre pour simuler le comportement des sols compressible sur lesquels sont édifiés des remblais. Cela provient sans doute de la facilité de leur implantation dans un code de calcul par éléments finis, du nombre réduit de paramètres et de leur détermination simple à partir des résultats de quelques essais classiques de mécanique des sols (essais œdométriques et triaxiaux).

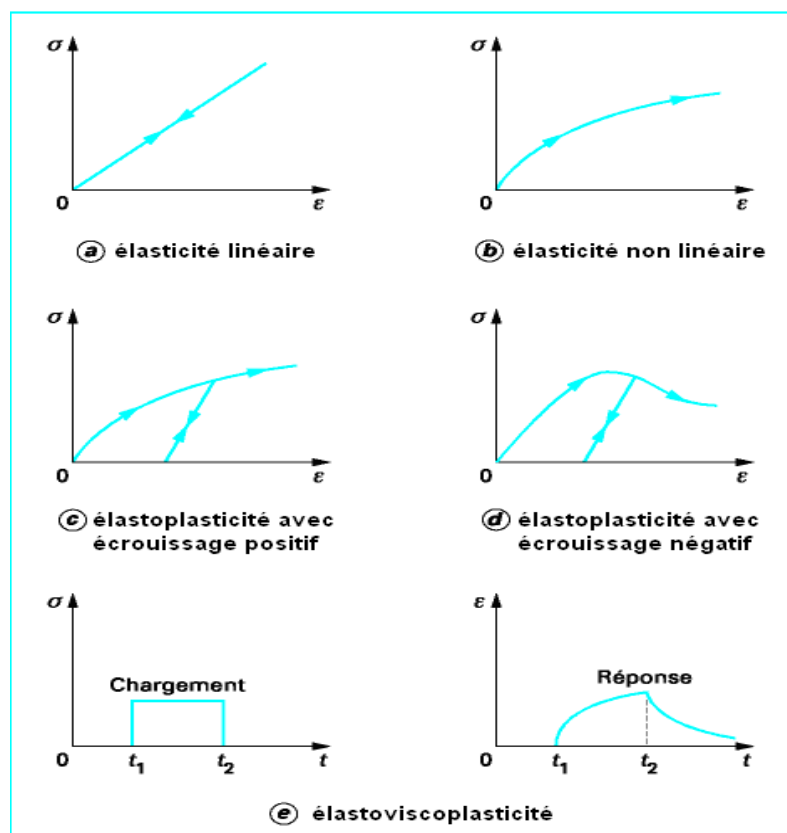


Figure 1.7. Description schématique des principales lois de comportement (Magnan et Mestat, 1997).

1.3.2. Lois de comportement élastiques

Dans le cadre du comportement élastique, les déformations peuvent être considérées comme réversibles au cours des premiers instants de chargement du sol. Lorsqu'un déchargement est ensuite effectué, le comportement du matériau est élastique; en première approximation, cette élasticité peut être supposée linéaire, ce qui signifie que les déformations restent proportionnelles aux contraintes. Si de plus le matériau est isotrope, il suffit de deux constantes mécaniques pour caractériser le comportement, le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν (Nasreddine, 2004) (voir fig. 1.7-a).

Si nous considérons que l'éprouvette a un comportement élastique linéaire isotrope, le comportement du matériau serait indépendant de la direction de sollicitation.

Toutefois, des études expérimentales ont montré que la plupart des argiles naturelles ont un comportement anisotrope, c'est-à-dire qu'une même sollicitation appliquée dans deux directions différentes produit des effets différents. Dans le domaine des faibles déformations (limité par la surface d'état limite), cette anisotropie exerce une influence importante sur les résultats des calculs. Si l'on adopte un modèle élastique linéaire anisotrope pour représenter cette partie du comportement des argiles, avec une symétrie de révolution d'axe vertical (modèle orthotrope de révolution), il faut déterminer cinq paramètres E'_v , E'_h , ν'_{vh} , ν'_{hh} et G'_{vh} (E'_v et E'_h : modules de déformation linéaire effectifs verticale et horizontale, ν'_{vh} et ν'_{hh} coefficients de Poisson dans un plan vertical et un plan horizontal, respectivement ; G'_{vh} module de cisaillement effectif dans un plan vertical) (Magnan et Mestat, 1997).

Limitations des lois de comportement élastiques

On étudiant l'influence des paramètres d'élasticité anisotrope sur l'évolution des déplacements verticaux et horizontaux lors de la consolidation du sol de fondation sous un remblai, Belkeziz et Magnan (1982) ont conclu que, dans un sol purement élastique, les déplacements horizontaux n'évoluaient vers l'extérieur pendant la consolidation que si la condition suivante était vérifiée :

$$1 - \nu'_{hh} - \nu'_{vh} \frac{E'_h}{E'_v} < 0 \quad (1.10)$$

Donc un modèle élastique linéaire *isotrope* n'est pas adapté pour représenter les déformations d'une couche de sols mous sous un remblai, puisque la condition précédente ne peut être vérifiée ($\nu > 0,5$ étant impossible pour le matériau isotrope).

1.3.3. Lois de comportement élastoplastiques

La théorie de l'élastoplasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggère l'application du schéma de l'élastoplasticité aux sols. De plus, le schéma élastoplastique reste relativement simple et se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul (éléments finis ou différences finis).

L'exemple de relation contrainte-déformation montré sur la figure 1.8 permet de présenter quelques définitions. Dans les étapes initiales, de 0 à Y, les déformations sont réversibles et le comportement élastique. Au-delà de Y, le comportement est complètement modifié et des déformations irréversibles se développent ; le comportement est alors plastique et Y est un seuil d'écoulement plastique. Par déchargement à partir de y, on peut voir que la déformation plastique accumulée de 0 à y est ϵ_p , alors que la déformation élastique accumulée est égal à ϵ_e . S'il y a rechargement, y devient le nouveau seuil d'écoulement plastique. Si ce rechargement se poursuit, il peut y avoir en R séparation en plusieurs parties du corps sollicité; il y a alors rupture (Leroueil et al., 1985).

Dans le cas montré sur la figure 1.8 (fig. 1.7-c), il y a accroissement du seuil d'écoulement plastique avec la déformation plastique accumulée; on dit alors qu'il y a écrouissage. Si le seuil d'écoulement diminue alors que la déformation plastique augmente, on dit qu'il y a écrouissage négatif (fig. 1.7-d) (Leroueil et al., 1985).

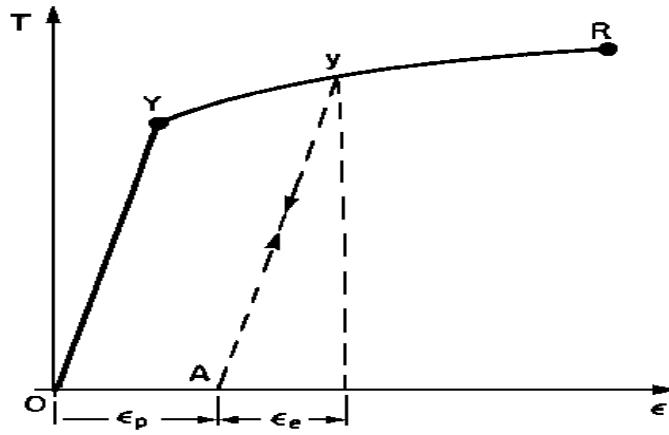


Figure 1.8. Principes du comportement élastoplastique (Leroueil et al., 1985).

1.3.3.1. Fondements théoriques

Les lois de comportement élastoplastique s'appuient sur les quatre notions fondamentales suivantes :

- l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles ;
- l'existence d'une surface de charge dans l'espace des contraintes principales ;
- la loi d'écoulement plastique ;
- la loi d'écrouissage.

Les déformations totales ε_{ij} peuvent se décomposer en déformations élastiques réversibles ε_{ij}^e et en déformations plastiques irréversibles ε_{ij}^p :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (1.11)$$

Notion de surface de charge

Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), il existe une surface de charge ou surface d'état limite, à l'intérieur de laquelle, le comportement reste entièrement élastique. Cette surface est caractérisée par une fonction de charge, qui constitue le critère de plasticité. La surface de charge est convexe et s'exprime à travers l'équation suivante :

$$F(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad (1.12)$$

où k désigne un paramètre d'écrouissage qui reflète l'histoire de la déformation plastique.

L'écoulement plastique se produit à partir du moment où deux conditions sont simultanément réunies qui s'expriment de la manière suivante :

- le point représentatif de l'état de contraintes est situé sur la surface de charge, ce qui correspond à $F = 0$.
- le point représentatif de l'état de contraintes ne peut sortir du domaine défini par la surface de charge ($F(\sigma_{ij}, k) > 0$ état de contraintes physiquement impossible en élastoplasticité), cela implique que la position de ce point demeure sur cette surface.

Pendant l'écoulement, la condition de consistance est ainsi vérifiée, soit :

$$dF(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad (1.13)$$

Il est cependant possible qu'une variation de contrainte peut entraîner le point représentatif de l'état de chargement vers l'intérieur de la surface de charge. Dans ce cas, il s'agit d'une décharge purement élastique qui se matérialise par l'égalité suivante :

$$dF(\sigma_{ij}, k) < 0 \quad (1.14)$$

Lorsque le point représentatif de l'état de contrainte se situe sur la surface de charge ($F=0$), deux cas de comportement élastoplastiques sont possibles :

- a) la surface de charge n'évolue pas : c'est le cas d'un comportement élastoplastique parfait (fig. 1.9-a) ;
- b) la surface de charge évolue au cours du chargement, c'est le cas du comportement élastoplastique avec écrouissage (fig.1.9-b).

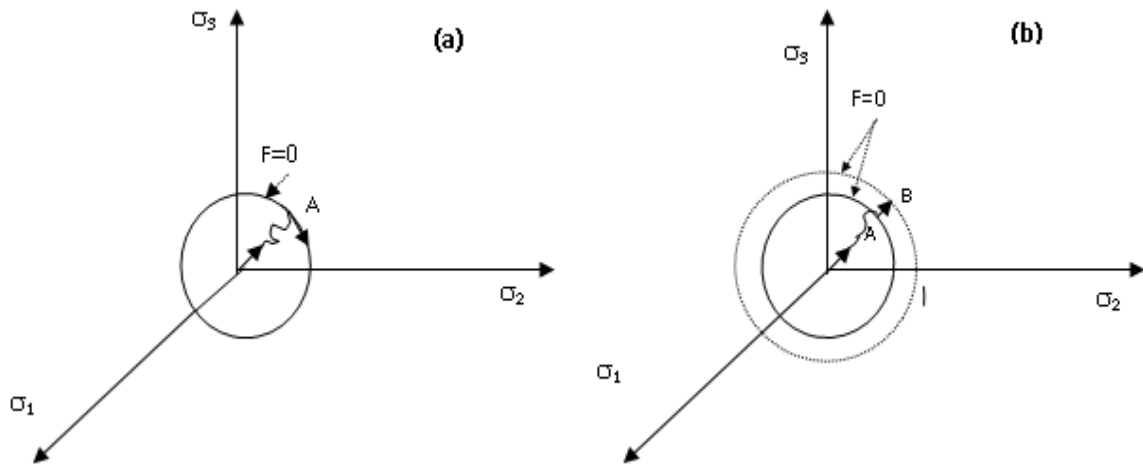


Figure 1.9. Evolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales pour un matériau élastoplastique parfait (a) et un matériau élastoplastique écrouissable (b).

Loi d'écoulement et potentiel plastique

Le cadre général de la thermodynamique postule l'existence d'un potentiel de dissipation plastique dont la connaissance fournit la loi d'évolution des déformations plastiques. Le potentiel plastique, noté G , définit aussi une surface fonction des paramètres d'écrouissage. La normale à cette surface constitue la direction de l'écoulement plastique.

- **Loi d'écoulement associée**

La loi d'écoulement est dite associée lorsque la surface de charge est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique ($F=G$).

La direction du vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales est ainsi perpendiculaire à la surface de charge ($F=0$). Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme :

$$\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.15)$$

où $d\lambda$ désigne le multiplicateur plastique (scalaire positif).

Ce type de matériaux obéit au principe de travail plastique maximal de Hill (1950). Ce principe se traduit par la condition de normalité de l'incrément de déformation en tout point sur la frontière convexe de la surface de charge correspondant à l'inégalité suivante :

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*) d\varepsilon_{ij}^p \geq 0 \quad (1.16)$$

Dans laquelle σ_{ij}^* et σ_{ij} désignent les tenseurs des contraintes correspondant à deux points situés respectivement l'un à l'intérieur de la surface d'état limite et l'autre sur la frontière de cette dernière (fig. 1.10).

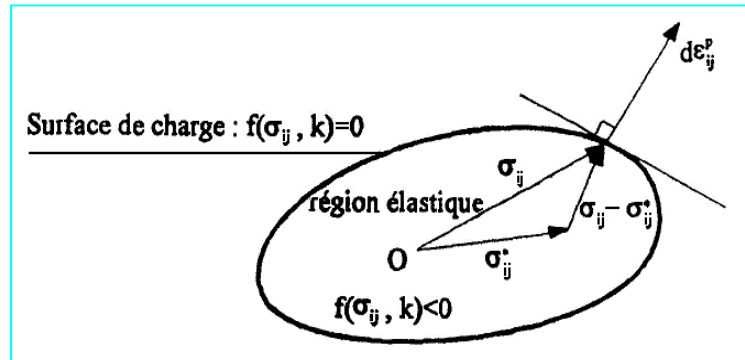


Figure 1.10. Principe de travail maximal de Hill (1950).

- **Loi d'écoulement non associée**

La loi d'écoulement est dite non associée lorsque la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij})$. La règle d'écoulement plastique s'écrit alors :

$$\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.17)$$

Paramètres d'écrouissage

Lors de l'écoulement du matériau, la surface de charge peut évoluer. Ainsi, le domaine d'élasticité actuel dépend de l'état d'écrouissage, c'est-à-dire de l'histoire de chargement du matériau. On peut observer un accroissement de la surface de charge (accroissement du domaine d'élasticité) lors de ce chargement, on parle alors d'écrouissage positif. A l'inverse, l'écrouissage est dit négatif et correspond à une diminution de la surface de charge (rétrécissement du domaine d'élasticité).

La condition de stabilité postulée par Drucker (1964) définit les matériaux stables en écoulement positif ($\sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^p > 0$) et les matériaux instables en écoulement négatif ($\sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^p < 0$). Les matériaux pour lesquels ($\sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^p = 0$) sont en élasticité ou en plasticité parfaite.

1.3.3.2. Bases expérimentales

Le comportement des sols naturels est défini par une pression limite, la pression de préconsolidation, qui constitue un seuil critique des contraintes de consolidation au-delà duquel la compressibilité de ces sols augmente et leur structure interne est modifiée pour passer d'un état structuré résistant où les déformations volumiques et de cisaillement sont petites et réversibles à

un état déstructuré moins résistant caractérisé par l'apparition des déformations volumiques et de cisaillement importantes et en grande partie irréversibles.

Roscoe et al. (1958), sur la base d'études théoriques et expérimentales sur des échantillons d'argiles reconstituées en laboratoire, ont proposé les concepts d'état limite et d'état critique comme règles de base pour l'étude de comportement des argiles molles :

- l'état limite est défini par une surface de charge, appelée surface d'état limite, qui sépare dans l'espace des contraintes principales le domaine de faibles déformations (déformations réversibles) de celui correspondant aux grandes déformations (déformations irréversibles), c'est-à-dire la limite qui sépare le domaine surconsolidé du domaine normalement consolidé. Cette limite est constituée par l'ensemble des points d'état limite (points correspondant aux valeurs ultimes des déviateurs de contraintes) des chemins de contraintes simulés en laboratoire dans les essais de cisaillement à l'appareil triaxial, à partir d'état de consolidation du domaine surconsolidé.

- l'état critique est défini comme une limite des contraintes qui sépare le domaine où ne se produisent pour l'essentiel que des déformations volumiques de l'argile du domaine caractérisé par le développement de déformations déviatoriques accompagnées d'un changement dans la forme de la structure de cette dernière (c'est-à-dire la zone située entre l'état ultime et la rupture). Cet état est associé à l'existence d'un "indice des vides critique" atteint au moment où se développent des déformations plastiques de cisaillement sans variation de volume et de contraintes.

Dans leur forme originale, les concepts d'état limite et d'état critique ne s'appliquent qu'à des argiles normalement consolidées et isotropes (argiles idéales). Des études postérieures montrent que ces concepts sont applicables aux argiles molles naturelles, surconsolidées et anisotropes. Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de Saint Alban (Québec) ont permis de confirmer l'applicabilité de ces concepts et présentent en outre, une méthode expérimentale pour la détermination de la courbe d'état limite des argiles molles naturelles à partir des résultats d'essais triaxiaux classiques et d'essais œdométriques conventionnels à chargement par paliers. La figure 1.11 présente la surface d'état limite d'une argile dans l'espace (e, p', q) .

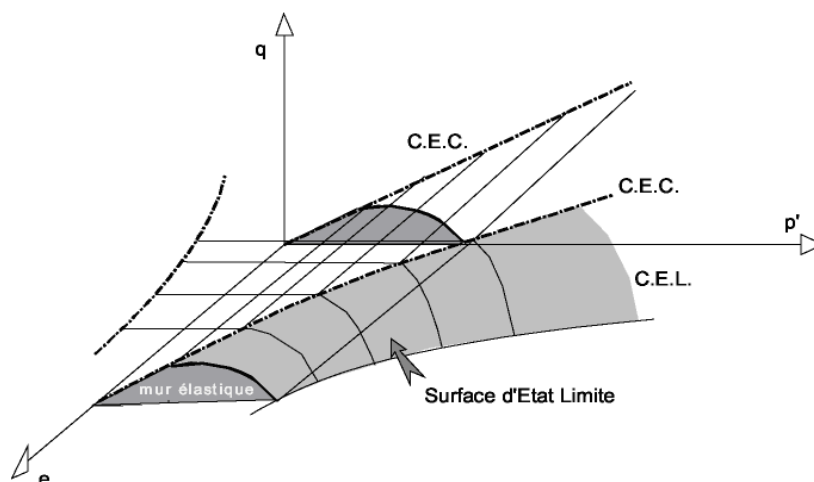


Figure 1.11. Surface d'état limite d'une argile dans l'espace (e, p', q) .

Parmi les modèles de comportement élastoplastiques, nous allons aborder les modèles Cam-Clay, car des modèles de ce type ont été mis en œuvre dans le cadre de ce travail.

1.3.3.3. Modèles de Cambridge (ou modèles Cam-Clay) :

Roscoe et al. (1958, 1968) furent les premiers à établir, à l'Université de Cambridge (Royaume-Uni), des relations générales de comportement des sols fondées sur la théorie de l'élastoplasticité avec écrouissage isotrope et sur l'analyse des résultats de différentes études expérimentales (essais œdométriques et triaxiaux). Les modèles développés, connus sous le nom de «modèles Cam-Clay», sont destinés essentiellement à décrire le comportement des sols argileux, isotropes et non visqueux (argiles reconstituées en laboratoire).

Ces modèles sont basés sur quatre éléments principaux : l'étude de l'essai de compression isotrope, le concept d'état critique, une relation contrainte-dilatance et la règle de normalité pour la déformation plastique.

A. Etude de l'essai de compression isotrope

Dans le plan $(e, \ln p')$, [où e est l'indice des vides et p' est la contrainte effective moyenne], la représentation des résultats d'un essai de compression isotrope met en évidence des courbes qui peuvent être assimilées à des droites (fig. 1.12) (Magnan et Mestat, 1997); (Mestat et al., 1999):

- une courbe consolidation vierge, dite courbe vierge isotrope (CVI), caractérisée par la pente λ , qui décrit le chargement au cours de l'essai et définie par l'équation suivante :

$$e = e_\lambda - \lambda \ln \frac{p'}{p'_1} \quad (1.18)$$

- une courbe de déchargement-rechargement, caractérisée par la pente κ , qui schématise un cycle de déchargement-rechargement. Par construction, cette courbe représente le comportement élastique non linéaire au cours de l'essai et définie par l'équation suivante :

$$e^e = e_\kappa - \kappa \ln \frac{p'}{p'_1} \quad (1.19)$$

où e_λ et e_κ désignent les valeurs de l'indice des vides correspondant respectivement à la courbe vierge isotrope et la courbe réversible obtenues pour une pression de référence p'_1 (en général égale à 1 kPa).

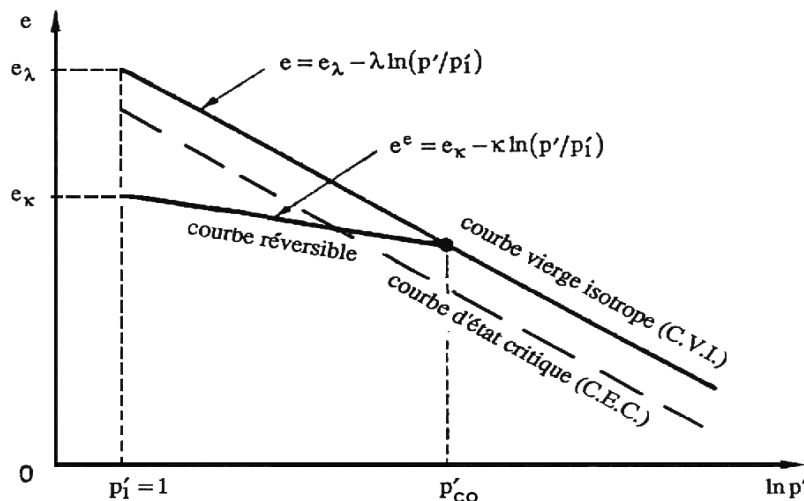


Figure 1.12. Courbe vierge isotrope et courbe réversible dans le plan $(e, \ln p')$.

B. Concept d'état critique

Au moment de la rupture (lorsque le palier d'écoulement est atteint), le matériau se trouve dans un état dit critique et caractérisé par (Magnan et Mestat, 1997); (Mestat et al., 1999):

- un rapport de contraintes constant $q = M p'$:

La projection de la courbe d'état critique (CEC) dans le plan (p', q) , [où q est le déviateur des contraintes], est une droite de pente M , correspond à une enveloppe de rupture fixe, comparable à celle définie par le critère de Mohr-Coulomb. L'équation de cette courbe est donnée par l'expression suivante :

$$q = M p' \quad (1.20)$$

où : $M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'}$, désignant un paramètre constant qui caractérise le niveau de contrainte atteint au moment de la rupture et φ' l'angle de frottement interne effectif du sol.

- l'absence de variations de volume : $d\varepsilon_v^p = 0$
- une courbe d'état critique dans le plan $(e, \ln p')$ de pente λ .

C. Taux de dilatance, surface de charge et écrouissage

La plasticité est décrite à partir d'une relation qui exprime la variation du taux de dilatance $d\varepsilon_v^p/d\varepsilon_d^p$ déduite de l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de compression à pression moyenne constante et à rapport de contraintes fixé (tableau 1.1). L'intégration de cette relation différentielle fournit l'expression du potentiel plastique $G(p', q, p'_c)$ et l'application du principe de normalité donne celle de la surface de charge $F(p', q, p'_c) = G(p', q, p'_c)$.

De nombreux développements ont été effectués à partir du modèle Cam-Clay original. Roscoe et Burland (1968) ont modifié la loi d'écoulement afin de se rapprocher des phénomènes observés (Cam-Clay modifié). La figure 1.13 présente les Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p', q) , selon la version du modèle utilisée.

Modèle Cam-Clay	Taux de dilatance	Potentiel plastique $G(p', q, p'_c)$ et surface de charge $F(p', q, p'_c)$
Version originale	$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = M - \frac{q}{p'}$	$\frac{q}{Mp'} - \ln\left(\frac{p'_c}{p'}\right) = 0$
Version modifiée	$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p'}\right)^2}{2\frac{q}{p'}}$	$\frac{q^2}{M^2 p'^2} + 1 - \frac{p'_c}{p'} = 0$

Tableau 1.1. Expressions du taux de dilatance et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes et de l'état d'écrouissage p'_c (Magnan et Mestat, 1997).

où $d\varepsilon_v^p$ et $d\varepsilon_d^p$ désignent les composantes volumique et de cisaillement de l'incrément de déformation plastique. p'_c désigne le paramètre d'écrouissage égal à la pression de consolidation isotrope correspondant au point d'intersection de la courbe d'état limite avec l'axe des contraintes isotropes (axe p').

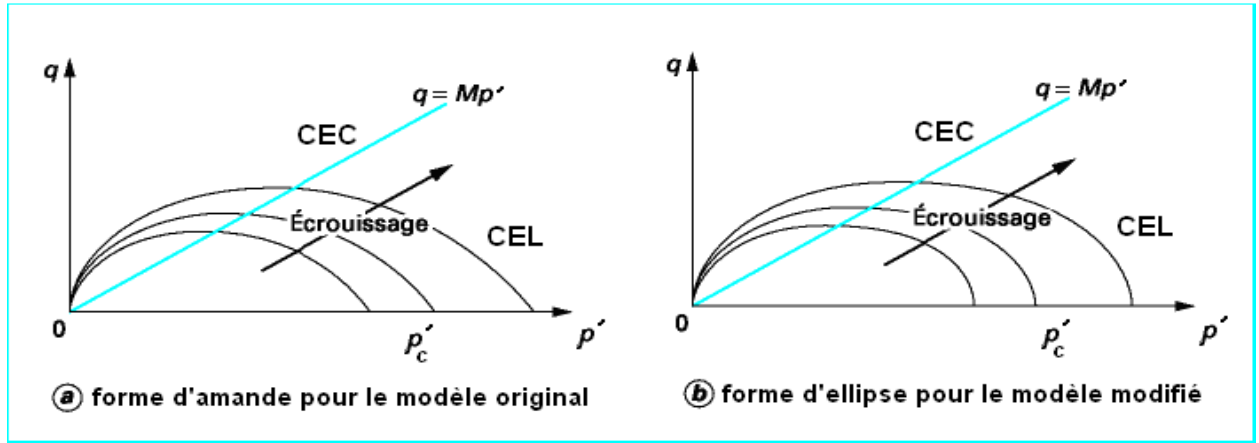


Figure 1.13. Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p', q) (Magnan et Mestat, 1997).

L'évolution de l'écrouissage est alors gouvernée par la relation suivante :

$$\frac{dp'_c}{p'_c} = \frac{1+e_i}{\lambda-\kappa} d\varepsilon_v^p \quad (1.21)$$

Soit après intégration, l'expression du paramètre d'écrouissage :

$$p'_c = p'_{co} \exp\left\{\frac{1+e_i}{\lambda-\kappa} \varepsilon_v^p\right\} \quad (1.22)$$

avec e_i est l'indice des vides initial et p'_{co} la valeur initial du paramètre d'écrouissage.

L'élasticité associée aux modèles Cam-Clay est une élasticité non linéaire isotrope, faisant intervenir des modules, de compressibilité volumique K et de cisaillement G , variables donnés par les expressions suivantes :

$$K = \frac{1+e_i}{k} p' \quad (1.23)$$

et
$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K \quad (1.24)$$

où ν , le coefficient de Poisson supposé constant.

Le modèle Cam-Clay modifié comporte six paramètres: ν , M , λ , κ , e_i et p'_{co} . Les paramètres peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux et œdométriques.

Note: Par souci de simplicité, de nombreux modélisateurs ont linéarisé la partie élastique lors de l'introduction des modèles Cam-Clay dans un code de calcul par la méthode des éléments finis, on faisant l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire isotrope (obéissant à la loi de Hooke) caractérisé par E et ν constants (i.e. K et G constants).

1.3.4. Lois de comportement viscoplastiques

Certains matériaux subissent du fluage, sous un état de contraintes effectives donné, ce qui a conduit à développer des théories qui décrivent l'évolution des déformations en fonction du temps, telles que la viscoélasticité lorsque ces déformations sont réversibles après la suppression des sollicitations ou la viscoplasticité lorsque les déformations sont irréversibles. Le comportement élasto-viscoplastique est une combinaison de ces deux théories.

1.3.4.1. Fondements théoriques

Le schéma viscoplastique développé par Perzyna (1963) a pour but de décrire l'écoulement par fluage de la matière, tout en restant dans un cadre assez proche du schéma élastoplastique classique. La viscosité du matériau y apparaît sous la forme d'une fonction régissant l'amplitude des déformations viscoplastiques pour un état de contraintes donné. Les hypothèses de base de cette théorie sont résumées comme suit :

- On définit deux surfaces de charges :
 - Une surface statique caractérisée par la fonction de charge $f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p)$, représente le seuil de plasticité au-delà duquel se développe des déformations viscoplastiques et à l'intérieur duquel les déformations du matériau peuvent être élastiques (lois élasto-viscoplastiques) ou viscoélastiques (lois viscoélastiques-viscoplastiques) ;
 - Une surface dynamique caractérisée par la fonction de charge $f_d(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{vp})$, est sensible à la vitesse de déformation (fig. 1.14).

Ces deux fonctions sont reliées entre elles par une fonction F , qui représente la différence des contraintes entre l'état de contraintes actuel et le seuil de plasticité suivant la relation :

$$F = \frac{f_d(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{vp}) - f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p)}{f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p)} \quad (1.25)$$

où σ_{ij} désigne le tenseur des contraintes, ε_{ij}^p le tenseur des déformations plastiques et ε_{ij}^{vp} le tenseur des déformations viscoplastiques.

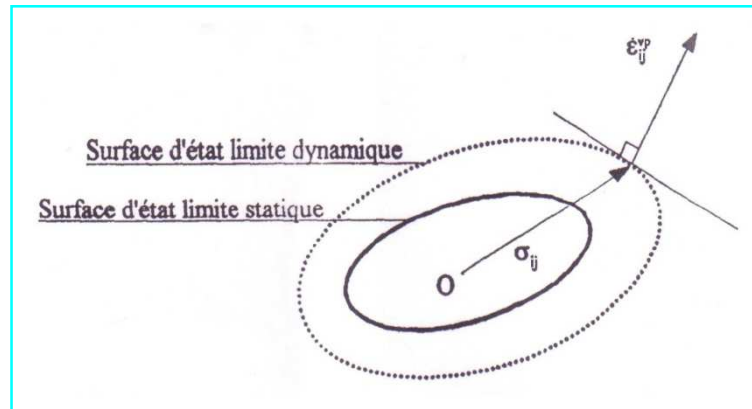


Figure 1.14. Surfaces d'état limite statique (S.E.L.S) et dynamique (S.E.L.D) d'après la théorie de viscoplasticité de Perzyna (1963).

- Les déformations viscoplastiques qui se développent au cours d'une sollicitation donnée au-delà du seuil de plasticité peuvent s'exprimer en termes de vitesse de déformation, qui est définie par l'expression :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \dot{\gamma} \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.26)$$

où $\dot{\gamma}$ désigne un paramètre de viscosité du matériau et $\Phi(F)$ une fonctionnelle représentant les effets de la vitesse de déformation sur l'état limite du matériau et telle que :

$$\langle \Phi(F) \rangle = \begin{cases} 0 & \text{si } F < 0 \\ \Phi(F) & \text{si } F > 0 \end{cases}$$

Pour $F=0$ (lorsque les deux fonctions d'état limite statique et dynamique coïncident), l'incrément de déformation se réduit à sa composante plastique :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f_s}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.27)$$

où $d\lambda$ désigne le multiplicateur de plasticité

1.3.4.2. Bases expérimentales

La prise en compte du fluage des sols argileux dans les modèles de comportement consiste à établir, pour un état de contraintes donné, une relation qui exprime l'évolution de la déformation de fluage au cours du temps, laquelle doit être couplée avec la loi définissant le comportement élastoplastique. La relation générale qui en résulte représente le comportement élastoplastique avec fluage, ou comportement élasto-viscoplastique, caractéristique des argiles molles naturelles. Les résultats des essais de consolidation à l'œdomètre permettent d'établir une relation entre la vitesse de déformation et le temps par l'expression suivante (Buisman, 1936) :

$$\dot{\varepsilon} = C_\alpha / t \quad (1.28)$$

où C_α étant le taux de fluage.

A partir d'essais de fluage dans un appareil triaxial, Singh et Mitchell ont proposé d'exprimer la vitesse de déformation axiale sous la forme suivante (Singh et Mitchell, 1968) :

$$\dot{\varepsilon} = A \left(\frac{t}{t_0} \right)^m \exp(\alpha q) \quad (1.29)$$

où $q = \sigma_a - \sigma_r$ est le déviateur des contraintes et t le temps, A , t_0 , m et α sont des constantes à déterminer (fig. 1.15).

α est un paramètre mesurant l'effet de l'intensité des contraintes sur le taux de fluage, A reflète l'amplitude du fluage, m contrôle le taux avec lequel la vitesse de fluage diminue avec le temps, $q = \sigma_a - \sigma_r$ est le déviateur des contraintes et t_0 un temps de référence.

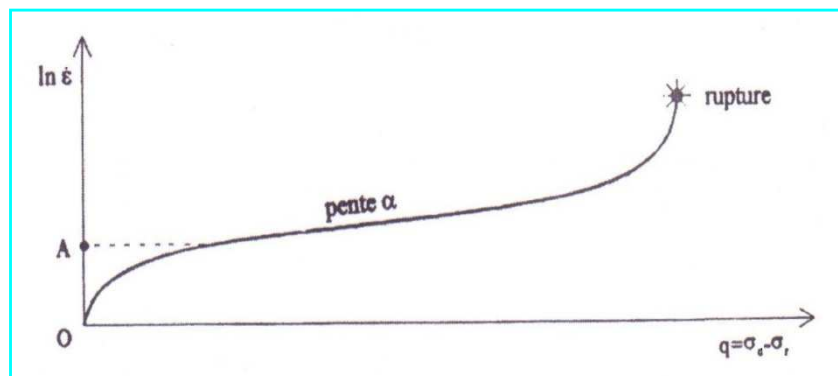


Figure 1.15. Relation entre la vitesse de déformation et le déviateur des contraintes (Singh et Mitchell, 1968).

1.4. CONCLUSION

Le développement de lois de comportement (ou modèles rhéologiques) s'appuie à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (élasticité, plasticité viscosité et leurs combinaisons) et sur les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place. On peut obtenir ainsi, soit des lois très complexe, qui cherchent à reproduire les moindres fluctuations des courbes expérimentales, soit des modèles plus simples qui se limitent à la représentation des aspects essentiels du comportement des sols réels. Le nombre de paramètres des modèles est variable et leur identification plus ou moins aisée. Plus le modèle de comportement est sophistiqué, plus le nombre de paramètres à identifier est important, et les données expérimentales se révèlent vite insuffisantes.

Nous avons présenté quelques modèles de la littérature adaptés pour la simulation du comportement des sols compressibles. Le comportement des argiles peut être défini par des lois de type élastoplastique (sans prise en compte des effets du temps) ou élastoviscoplastique (avec prise en compte des effets du temps ou de viscosité) en raison de leurs propriétés visqueuses qui se traduisent par l'effet de la consolidation secondaire et du fluage.

Les lois de déformations linéaires ne permettent pas de retrouver certaines *non-linéarités* du comportement observé des sols mous sous les remblais. Le passage à des modèles de comportement non linéaire s'avère indispensable et les diverses améliorations apportées par les chercheurs de l'Université de Cambridge sont à la base de progrès décisifs. Le modèle Cam-Clay «modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope» est bien adapté pour représenter les phénomènes observés dans le comportement des argiles.

Cette revue bibliographique nous a surtout permis de mettre en évidence, qu'il n'est pas aisé pour un géotechnicien de choisir parmi tous ces modèles de calcul, le modèle qui convient bien à l'étude des remblais sur sols compressibles.

METHODES DE CALCULS CLASSIQUES DES REMBLAIS

2.1. INTRODUCTION

La construction des remblais sur sols mous pose souvent des problèmes difficiles (Pilot et al., 1988):

Il faut d'abord éviter de provoquer la rupture du sol porteur qui peut compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants sur les structures avoisinantes.

Il se pose ensuite le problème des tassements, aux effets plus lents mais tout aussi néfastes. Lorsque ces tassements sont importants et qu'ils n'ont pas été pris en considération dès le début de la construction, ils peuvent :

- entraîner une déformation du remblai le rendant inapte à son usage initial ;
- provoquer des poussées parasites sur des structures enterrées proches (pieux, palplanches, etc.) jusqu'à leur rupture.

Ce chapitre a pour objet de d'écrire le phénomène de stabilité et de tassements, de préciser les méthodes de calcul d'un emploi courant et comporte de nombreux abaques destinés à faciliter les calculs d'ouvrages.

2.2. ETUDE DE LA STABILITE

L'étude de stabilité d'un remblai sur sol mou vise à définir pour celui-ci un mode de construction qui garantisse à tout moment une valeur suffisante du coefficient de sécurité en sorte que les déformations de l'ouvrage soient compatibles avec le service courant attendu : Lors de l'édification d'un remblai sur sol compressible, on doit éviter, non seulement les ruptures (coefficient de sécurité voisin de 1) mais encore les déformations importantes du sol de fondation qui se produisent pour les faibles coefficients de sécurités (inférieurs à 1,4 /1,5) et qui peuvent conduire à des désordres dans le remblai et créer des efforts importants sur les fondations profondes d'ouvrages voisins (Magnan et al., 1984).

La rupture d'un sol mou, due au chargement excessif d'un remblai, est un phénomène rapide qui se produit pendant la construction ou peu de temps après la fin de celle-ci (quelques jours au plus). On peut toutefois assister à des ruptures différées, plusieurs mois ou plusieurs années après la fin de la construction (Pilot et al., 1988):

- en cas de nouveau chargement excessif sur l'ancien remblai ;
- en cas de terrassement en pied de talus, par exemple lors du creusement d'une fouille.

2.2.1. Mécanismes de rupture pour les remblais sur sols mous

Les ruptures de remblais sur argiles molles présentent des caractères particuliers dus à la présence fréquente en surface d'une croûte superficielle altérée et fissurée, dont le rôle est prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Cette particularité est liée à la forte résistance au cisaillement de cette croûte ou du matériau de remblai lorsqu'il est cohérent. Selon l'importance de cette couche, les ruptures de remblai observées ont été classées en trois grandes catégories (Magnan et al., 1984) :

a) Rupture générale par poinçonnement

Lorsque la croûte superficielle est inexistante, le comportement du remblai est similaire à celui d'une poutre en flexion. Des fissures de traction peuvent se produire dans la partie inférieure du remblai, provoquant ainsi son affaissement sans subir de cisaillement et par la suite le poinçonnement de la couche molle. Il y a formation de deux bourrelets au niveau du terrain naturel de part et d'autre du talus (fig. 2.1-a).

Généralement, ce type de rupture survient lorsque le sol de fondation comporte une couche de sol très mou placée entre deux couches sensiblement plus résistantes.

b) Rupture rotationnelle par glissement avec fissuration du remblai

Lorsque la croûte est mince, elle peut transmettre au remblai des déplacements horizontaux provoqués par le chargement de la couche molle, d'où l'apparition d'une fissure verticale dans le corps du remblai annulant toute résistance au cisaillement (fig. 2.1-b).

c) Rupture rotationnelle par glissement sans fissuration du remblai

Lorsque la croûte est épaisse et nettement plus consistante que le sol mou, les déplacements horizontaux de la couche molle ne sont pas transmis au remblai qui ne se fissure pas (fig. 2.1-c).

La rupture rotationnelle constitue la forme de glissement la plus répandue. Le glissement se traduit par un escarpement bien marqué en tête, un basculement du remblai et un bourrelet de pied. Ces glissements sont généralement profonds et la surface de rupture est souvent tangente au substratum (sauf si celui-ci est à grande profondeur).

La stabilité d'un remblai sur sol mou est la plus critique à court terme, pendant ou à la fin de la construction. Par la suite, la cohésion non drainée augmente et le coefficient de sécurité également. Plus un sol est imperméable, plus le temps de passage au long terme est important (Mestat et al., 1999).

Un choix judicieux de la géométrie du remblai lors de son édification permet d'éviter que celui-ci soit en état de rupture sous l'effet des contraintes de cisaillement induites dans le massif de fondation. La vérification de ce choix se fait au moyen du calcul de l'équilibre suivant une surface de rupture probable, généralement de forme circulaire (Mestat et al., 1999).

2.2.2. Calcul de la stabilité des remblais sur sols mous

Les méthodes de calcul traditionnelles sont fondées sur les hypothèses suivantes (Mestat et al., 1999) :

- il n'y a pas de rupture progressive (hypothèse d'une rupture simultanée en tout point de la surface de glissement) ;
- la loi de comportement s'écarte suffisamment peu d'un schéma rigide-plastique pour justifier les calculs à la rupture.

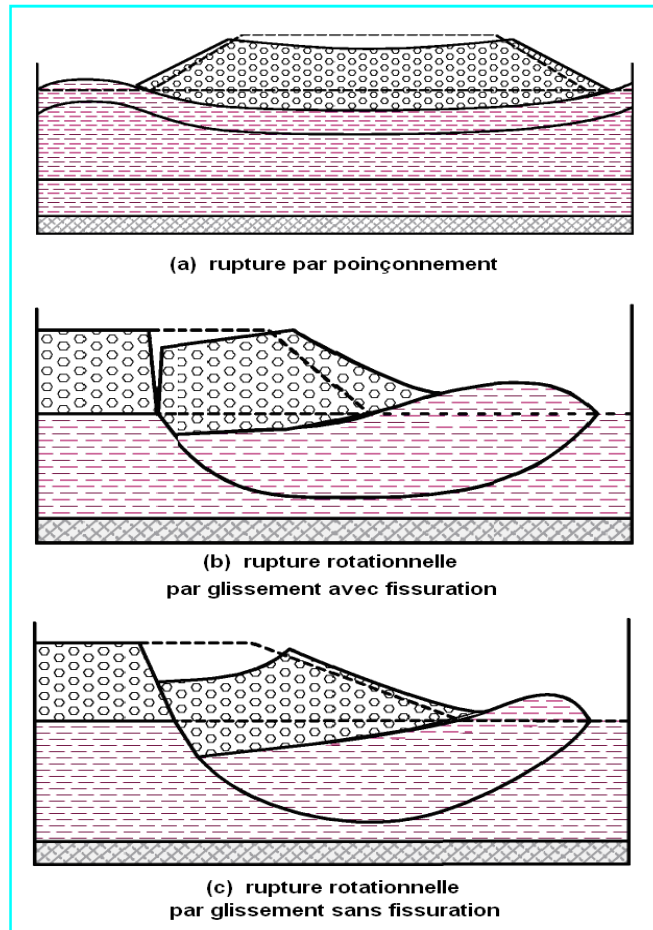


Figure 2.1. Mécanismes de rupture pour des remblais sur sols mous (Magnan et al., 1984).

Le calcul de stabilité d'un remblai de géométrie donnée dépend du mode de sa rupture.

a) Calcul de la stabilité au poinçonnement

Le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. A court terme (cas généralement le plus défavorable), le coefficient de sécurité est donné par (Magnan et al., 1984):

$$F_s = \frac{q_{\max}}{q} = \frac{(\pi + 2)c_u}{\gamma_r H} \quad (2.1)$$

où q_{\max} est la pression maximale admissible sur le sol; q , la contrainte apportée par le remblai de poids volumique γ_r et de hauteur H sur son axe; c_u , la cohésion non drainée.

Martar et Salençon (1979) ont proposé des abaques pour évaluer le coefficient de sécurité pour un sol homogène d'épaisseur D , dont la résistance $\tau_f = c_u$ croît linéairement avec la profondeur (τ_0 étant la valeur en surface et g , le gradient de cohésion) (fig. 2.2).

Le coefficient de sécurité F_s s'exprime alors par la formule :

$$F_s = \frac{q_{\max}}{\gamma_r H} = \frac{\mu_c \tau_0}{\gamma_r H} \left(N'_c + \frac{gB}{4\tau_0} \right) \quad (2.2)$$

où : μ_c et N'_c sont donnés à la figure 2.2 et B étant la largeur moyenne du remblai.

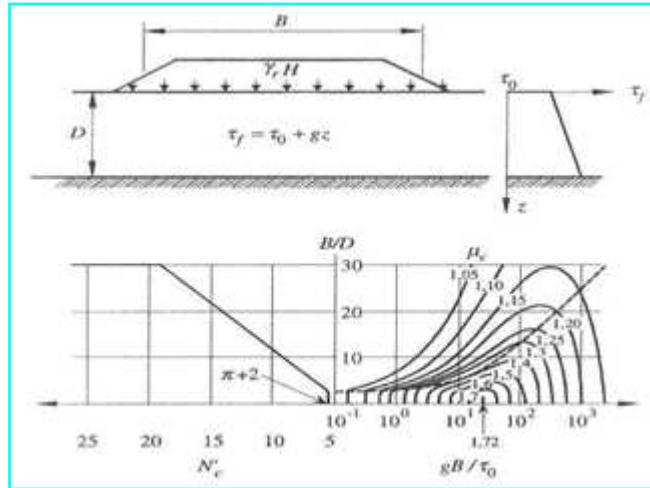


Figure 2.2. Abaqués de calcul du coefficient de sécurité selon la méthode de Matar et Salençon (1979).

b) Calcul de la stabilité en rupture rotationnelle

L'analyse de la stabilité rotationnelle se fait habituellement au moyen de méthodes de calcul à la rupture qui donnent, par l'intermédiaire du coefficient de sécurité F_S , une indication sur l'état d'équilibre du massif par rapport à l'équilibre limite, caractérisé par $F_S = 1$.

Pour une surface potentielle de glissement (S), F_S est donné par :

$$F_S = \frac{M_{Rmax}}{M_M} \quad (2.3)$$

où M_{Rmax} est le moment résistant maximal et M_M , le moment moteur.

On demande habituellement pour les ouvrages routiers une valeur de F_S qui met à l'abri des glissements ou de déformations trop importantes (Mestat et al., 1999) : $F_S = 1,5$.

Pour les sols à la fois frottants et cohérents pour lesquels la résistance au cisaillement dépend de la contrainte normale sur la surface de glissement, les méthodes de calcul usuelles subdivisent en tranches verticales la partie du massif limitée par la surface de glissement potentielle, d'où le nom de «méthode des tranches» (Fellenius, 1936); (Bishop, 1955). Le remblai (ou talus ou pente naturelle) est supposé infiniment long et la surface de rupture potentielle est généralement cylindrique (fig. 2.3-a). La détermination du coefficient de sécurité est effectuée à l'aide d'abaques [abaques de Pillot et Moreau (1973)] dans les cas de configurations simples ou d'avant projet dont un extrait est présenté sur la figure 2.4 ou par un calcul complet, selon la méthode des tranches de Bishop (fig. 2.3-b) ou la méthode des perturbations utilisée dans certains logiciels comme le logiciel PETAL du LCPC. La surface correspondant au coefficient de sécurité minimal est recherchée. Toutefois, la valeur exacte du coefficient de sécurité d'un talus n'est jamais véritablement connue, à cause des incertitudes sur la valeur des paramètres géotechniques introduits dans le calcul. La seule valeur contrôlable a posteriori est $F_S=1$ lorsqu'il a eu rupture. Dans un tel calcul, trois types de paramètres sont à prendre en compte (Mestat et al., 1999) :

- la géométrie, qui peut être très complexe ;
- le régime hydraulique, qui est souvent délicat à apprécier avec précision. En effet, le régime initial n'est pas toujours connu et son évolution dans le temps est très difficile à prévoir ;
- la résistance au cisaillement, dont les paramètres sont déterminés essentiellement par des essais de laboratoire.

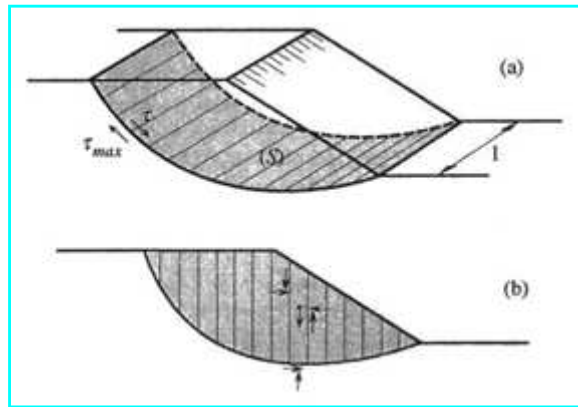


Figure 2.3. Détermination du coefficient de sécurité : (a) surface de rupture cylindrique ; (b) principe de la méthode des tranches (Mestat et al., 1999).

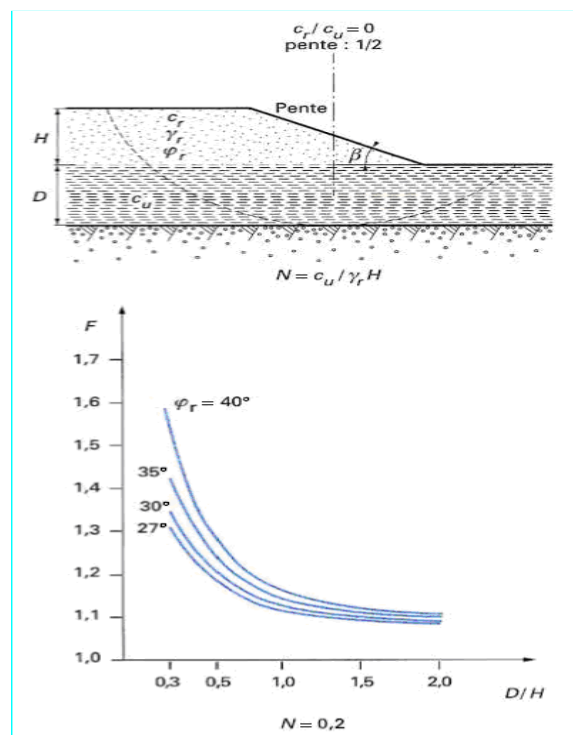


Figure 2.4. Abaque de calcul de remblai sur sol mou (Pilot et Moreau, 1973).

2.2.3. Méthodes d'amélioration de la stabilité

Pour améliorer les conditions de stabilité, on doit recourir à une ou plusieurs méthodes. Ces méthodes portent sur (Pilot et al., 1988) :

- La modification de la géométrie de l'ouvrage : les modifications géométriques concernent le sol de fondation (substitution aux premiers mètres de sols très mous une épaisseur équivalente de matériau pulvérulents) ou le remblai lui-même.
- La construction des remblais par phases.
- L'amélioration (ou le renforcement) des sols de fondation : l'amélioration des propriétés des sols de fondation s'obtient soit par la consolidation du massif de sol sous le remblai, soit par le renforcement du massif par des colonnes, lesquelles peuvent avoir également un rôle drainant.

D'autres solutions sont plus rarement adoptées (Pilot et al., 1988) : renforcement de la base du remblai, emploi de matériau de remblai léger, construction des remblais sur pieux.

2.2.4. Organigramme d'une étude de stabilité de remblai sur sols mous

Le calcul de stabilité s'effectue à partir de trois groupes de données (Pilot et al., 1988) (voir fig. 2.5) :

- géométrie du remblai ;
- caractéristiques mécaniques du sol de fondation ;
- caractéristiques mécaniques du matériau de remblai.

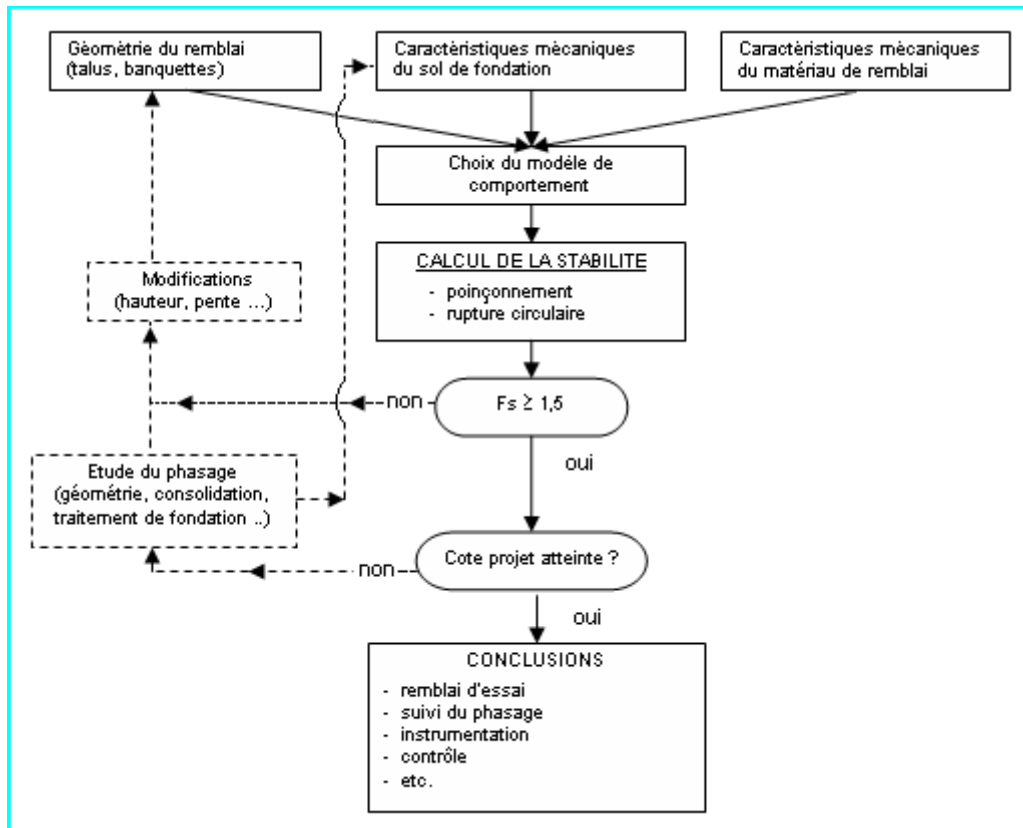


Figure 2.5. Organigramme d'une étude de stabilité de remblai sur sols mous (Pilot et al., 1988).

2.3. ETUDE DES TASSEMENTS

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (rupture circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes des tassements ou, plus généralement, de déformation et de consolidation des sols de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et, par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles. Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié (Magnan et al., 1984).

A – principe de calcul des tassements

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai œdométrique. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions suivantes: couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mestat et al., 1988).

Ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables (Bourges, 1976).

En revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation.

A cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante: remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes d'aéroports ou à des voies ferroviaires ; etc.

B – chemins de contraintes effectives sous un remblai

La connaissance des contraintes effectives verticales sous l'axe d'un remblai est suffisante en pratique pour l'analyse simplifiée du comportement du sol de fondation.

Dans la zone située sous le centre du remblai, les directions principales des contraintes restent verticales et horizontales en tout temps et le chemin des contraintes effectives suivi pendant et après la construction d'un remblai stable représenté par $O'P'A'B'D'$ (Leroueil et al., 1985) (fig. 2.6).

Le tassement d'un massif de fondation durant la construction et à long terme évolue en fonction de la charge appliquée et du temps (fig. 2.7). Pendant la phase de construction ($O'P'A'$), l'argile de fondation est en état surconsolidé et présente un comportement quasi-élastique avec une grande rigidité (chemin $O'P'$): les tassements restent faibles et augmentent linéairement avec la charge du remblai. Lorsque les contraintes effectives atteignent le seuil de plasticité en P' (i.e. $\sigma'_v = \sigma'_p$), l'argile devient normalement consolidée et plus compressible; le comportement est alors non drainé suivant le chemin ($P'A'$). De la sommation de ces deux quantités résulte le *tassement immédiat*. L'état de contrainte effective en A' marque la fin de la construction et le début du processus de consolidation, qui se traduit par une augmentation des contraintes effectives suivant le chemin de contraintes ($A'B'$). Le tassement résultant est le *tassement de consolidation primaire*, qui se fait avec une vitesse décroissant régulièrement avec le temps, en fonction des caractéristiques de consolidation et de fluage de l'argile (Leroueil et al., 1985).

Le caractère visqueux de l'argile crée une composante de *tassement de fluage*, omise par la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1925), qui relie les déformations du sol aux seules variations des contraintes. Cependant, dans la pratique, le géotechnicien sépare souvent les calculs de tassement primaire et secondaire.

L'amplitude du tassement final s_∞ en condition de déformations planes est déterminée selon la formule classique de décomposition en quatre termes (Magnan et al., 1984) ; (Pilot et al., 1988); (Mestat et al., 1999):

$$s_\infty = s_i + s_c + s_{fl} + s_{lat} \quad (2.4)$$

où

s_i : tassement immédiat (en cours de construction) qui se produit sans expulsion d'eau interstitielle ;

s_c : tassement de consolidation (ou de consolidation primaire) qui s'effectue par expulsion d'une partie de l'eau interstitielle avec diminution des pressions interstitielles ;

s_{fl} : tassement de fluage (ou de compression secondaire) qui correspond à la poursuite de la déformation du sol après dissipation des surpressions interstitielles ;
 s_{lat} : tassement induit par des déplacements latéraux du sol sous le remblai.

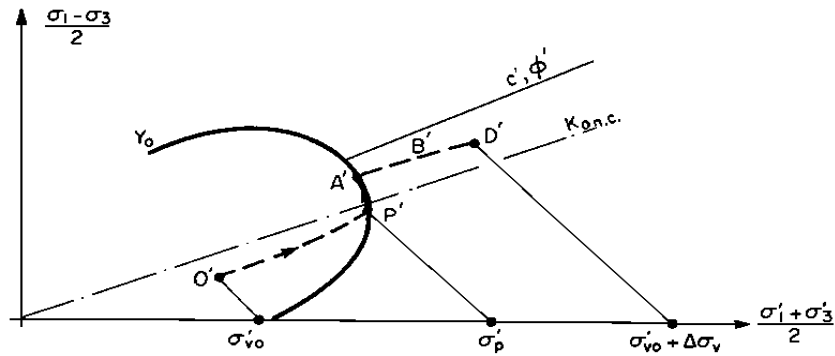


Figure 2.6. Chemin de contraintes effectives sous un remblai (Leroueil et al., 1985).

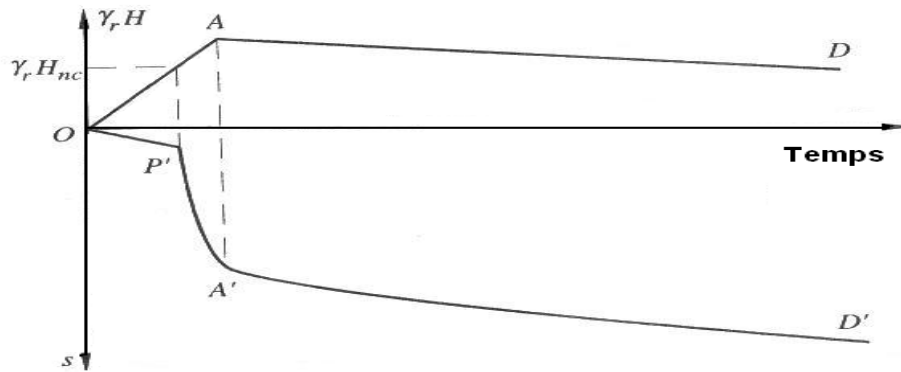


Figure 2.7. Variation typique de la charge de remblai et du tassement en fonction du temps (Leroueil et al., 1985).

C - Calcul du tassement immédiat « s_i »

Le tassement immédiat étant provoqué par un phénomène rapide, il est admis que les déformations instantanées se produisent à volume constant ($\Delta V=0$) car l'eau n'a pas le temps d'être expulsée. Ce tassement reste souvent assez faible vis-à-vis du tassement de consolidation. On suppose généralement que le sol est isotrope, homogène et qu'il a un comportement élastique linéaire caractérisé par les modules E et $\nu=0,5$ (Magnan et al., 1984); (Pilot et al., 1988); (Mestat et al., 1999):

$$s_i = \frac{I \gamma h}{E} \quad (2.5)$$

où γh est la pression appliquée par le remblai et I , le coefficient d'influence dépendant de la géométrie et de l'épaisseur du sol compressible.

En pratique, divers recueils de tables et d'abaques, ont été publiés pour la détermination des déformations élastique des sols de fondation. Par exemple, l'abaque de Giroud pour les sols de fondation monocouches (1973) :

Le tassement immédiat de la surface du sol au point M distant de x de l'axe du remblai se calcul à l'aide de la formule :

$$s_i = \frac{\gamma h}{E} \frac{a^2}{a-a'} \left[r_H - \left(\frac{a'}{a} \right)^2 r'_H \right] \quad (2.6)$$

Les paramètres sans dimensions r_H et r'_H peuvent être lu sur l'abaque de la figure 2.8 en fonction de $(x/a$ et $H/a)$ pour r_H et $(x/a'$ et $H/a')$ pour r'_H .

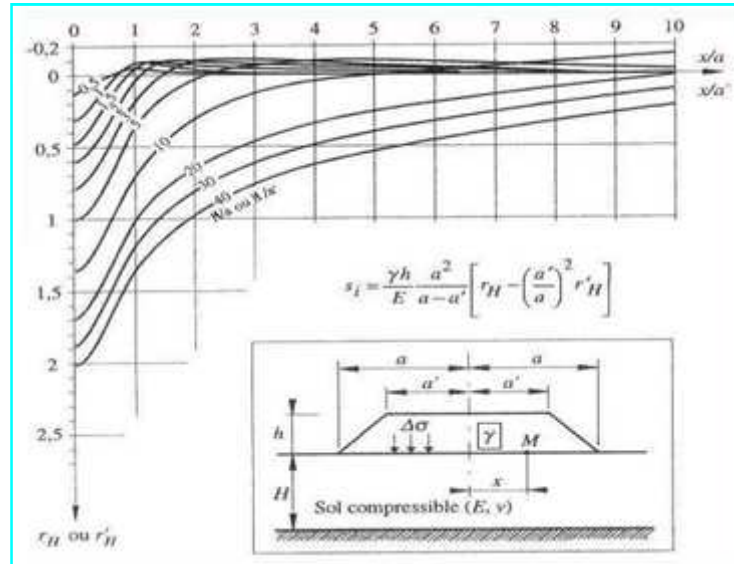


Figure 2.8. Abaque de Giroud (1973) pour le calcul du tassement élastique immédiat (pour $\nu = 0,5$).

D - Calcul du tassement de consolidation primaire « s_c »

Il est déduit du tassement œdométrique s_{oed} moyennant l'application d'un coefficient correcteur μ de Skempton et Bjerrum. Ce coefficient correcteur permet de prendre en compte l'influence des déformations latérales sur le tassement unidimensionnelle final :

$$s_c = \mu s_{oed} \quad (2.7)$$

La méthode œdométrique se résume comme suit : Le massif compressible est assimilé à un assemblage de couches horizontales élémentaires relativement homogènes. Pour chaque couche i , le tassement résultant de l'accroissement $\Delta\sigma_{vi}$ des pressions appliquées au niveau de la couche est calculé par l'expression :

$$s_{oedi} = \frac{Hi}{1 + e_{0i}} \left[C_{si} \lg \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0i}} + C_{ci} \lg \frac{\sigma'_{v0i} + \Delta\sigma_{vi}}{\sigma'_{pi}} \right] \quad (2.8)$$

où C_{ci} est l'indice de compression de la couche i . La sommation des tassements partiels permet d'obtenir le tassement total du massif. L'accroissement de la contrainte effective ($\Delta\sigma_{vi}$), dans l'axe du remblai, est donné par la formule suivante, établie dans le cadre de la théorie de l'élasticité par Osterberg (1957):

$$\Delta\sigma_{vi} = \frac{2\Delta\sigma}{\pi} \left[\left(\frac{a+b}{a} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{b}{a} \alpha_2 \right] \quad (2.9)$$

Avec: $\alpha_1 = \arctan((a+b)/z) - \arctan(b/z)$ et $\alpha_2 = \arctan(b/z)$. $\Delta\sigma$ est la contrainte verticale apportée par le remblai et les paramètres a et b sont définis sur la figure 2.9.

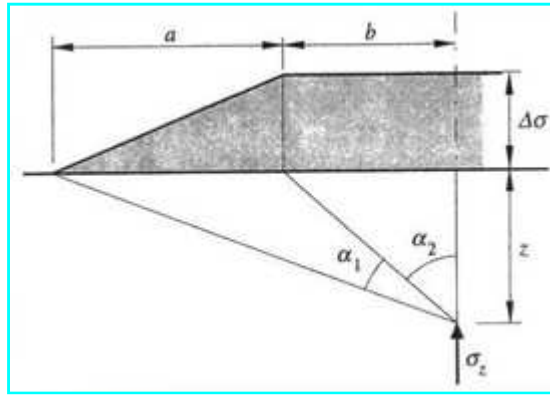


Figure 2.9. Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).

E - Calcul du tassement de fluage « s_{fl} »

La viscosité du squelette du sol se traduit par des déformations différées dites de fluage, définies comme étant des déformations du sol sous contraintes effectives constante. A l'échelle intergranulaire, ces déformations peuvent aussi être attribuées à la modification graduelle des forces de frottement au sein du matériau, à la déformation plastique de l'eau adsorbée et à la réorientation de la structure granulaire provoquée par les contraintes de cisaillement résultant de la consolidation primaire.

Il existe deux théories pour l'évaluation du tassement de fluage : la première théorie, prétend que les déformations secondaires se développent seulement après la fin de consolidation primaire. La seconde, suppose que des déformations de fluage se développent sur le terrain pendant toute la durée de la consolidation primaire (Leroueil et al., 1985).

Bjerrum (1967) a proposé une représentation du fluage sous forme d'un réseau de courbes parallèles appelées "lignes de temps". Cette représentation a été généralisée par Lepidas et Magnan (1987) au cas des déformations planes en s'appuyant sur des résultats d'études expérimentales. Selon la méthode de Buisman et Koppejan (Koppejan, 1948), la plus grande partie de ce tassement se produit après la fin de la consolidation, pour un temps t supérieure à t_{100} . Cette méthode permet de calculer ce tassement par l'équation :

$$s_{fl} = C_{\alpha} H \lg \left(\frac{t}{t_{100}} \right) \quad (2.10)$$

où t_{100} est le temps à la fin de la consolidation primaire ; C_{α} , le coefficient de fluage et H , l'épaisseur de la couche compressible.

F - Calcul du tassement dû aux déplacements latéraux « s_{lat} »

Il n'existe pas actuellement de méthode de calcul de ce terme faisant l'unanimité; aussi ce terme est-il le plus souvent ignoré dans l'évaluation des tassements. Lorsque le coefficient de sécurité est supérieur à 2, ce terme peut être négligé. Pour réduire le délai de construction des remblais sur sol mous, l'usage est d'adopter un coefficient de sécurité minimal de 1,5. Dans ce cas, le tassement dû aux déplacements latéraux n'est plus négligeable (Pilot et al., 1988).

Bourges et Mieussens (1979) ont proposé une méthode qui convertit le volume correspondant aux déplacements latéraux en un tassement supplémentaire du sol (fig. 2.10). Cette méthode de prévision permet de déterminer la géométrie de la déformée horizontale.

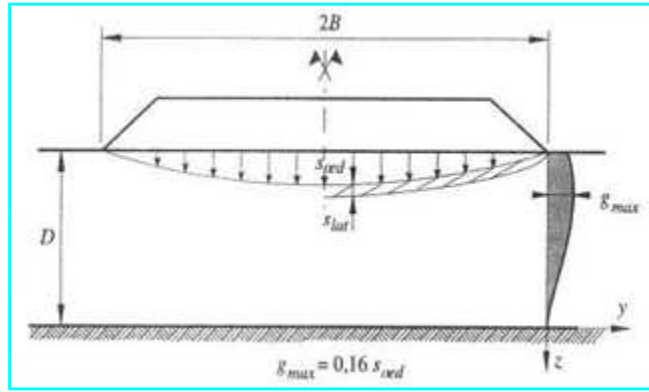


Figure 2.10. Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux (Bourges et Mieussens, 1979)

En tenant compte de la relation empirique : $g_{max} = 0,16 s_{oed}$, le tassement s_{lat} peut être approché de la manière suivante (Bourges et Mieussens, 1979) :

$$s_{lat} \approx 0,11 \frac{D}{B} s_{oed} \quad (2.11)$$

où D est l'épaisseur de la couche de sol mou; B , la demi-largeur du remblai et s_{oed} , le tassement oedométrique (fig. 2.10).

G - Déplacements horizontaux du sol sous les remblais

La méthode de Bourges et Mieussens (1979) fournit également le déplacement horizontal $g(z,t)$ sous la forme :

$$g(z,t) = G(Z) g_{max,t} \quad (2.12)$$

où $g_{max,t}$, le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t et $G(Z)$ une fonction qui décrit l'allure de la déformée horizontale. La détermination de $G(Z)$, avec $Z=z/D$, a été effectuée par une méthode empirique, suite à une analyse détaillée des déplacements latéraux mesurés en pied de remblai sur de nombreux sites de sols compressibles. Indépendamment de la position de l'inclinomètre par rapport au pied du remblai (fig. 2.11-a) et selon la nature des sols, trois types de courbe ont été proposés pour la fonction $G(Z)$ (fig. 2.11-b et tableau 2.1).

Courbe	Hypothèse de calcul	Equation de la déformée type
I	Peu de données sur le sol sont disponibles.	$1,83 Z^3 - 4,69 Z^2 + 2,13 Z + 0,73$
II	La couche molle est normalement consolidée sans couche surconsolidée en surface.	$3,42 Z^3 - 6,37 Z^2 + 2,14 Z + 0,81$
III	La couche de surface est moins déformable que les couches profondes.	$-2 Z^3 + 1,5 Z + 0,5$

Tableau 2.1. Hypothèses de calcul et équations des déformées types (Magnan et al., 1984) ; (Pilot et al., 1988).

La valeur du déplacement horizontale maximal en fin de construction $g_{max,0}$ est estimée au moyen de l'abaque de la figure 2.12. Connaissant le coefficient de sécurité (F) et le paramètre m qui caractérise la position de l'inclinomètre, $g_{max,0}$ est déterminé par la relation :

$$g_{max,0} = \lambda D \quad (2.13)$$

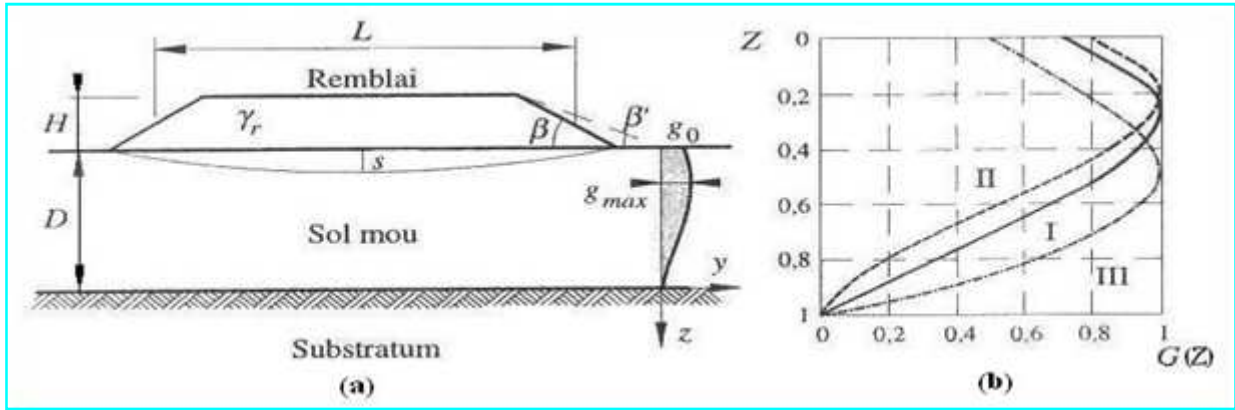


Figure 2.11. Méthode de calcul des déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles (Bourges et Mieussens, 1979) : **(a)** définition des paramètres utilisés pour la prévision de la déformée ; **(b)** déformées adimensionnelles.

Pour les remblais qu'ils ont étudiés, Bourges et Mieussens (1979) ont estimé la variation ultérieure du déplacement maximal, par la relation :

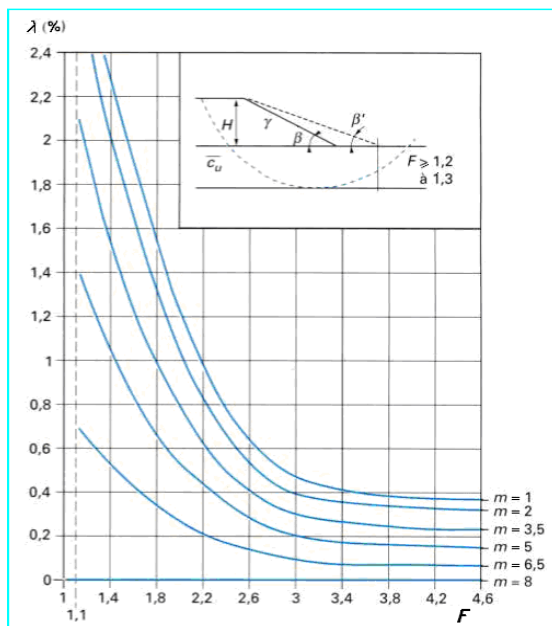
$$\Delta g_{max,t} = 0,16 (s_t - s_0) \quad (2.14)$$

où s_t est le tassement à l'instant t dans l'axe du remblai ; s_0 , le tassement à la fin de la construction.

Le déplacement horizontal maximal du sol à l'instant t est la somme de ces deux termes:

$$g_{max,t} = g_{max,0} + \Delta g_{max,t} \quad (2.15)$$

Cette relation permet aussi de calculer le déplacement horizontal maximal du sol final, en calculant le deuxième terme pour le tassement final du sol sous le remblai s ($t = \infty$).



$$m = \frac{1 + \sin^2 \beta}{\sin \beta'}, \quad F = \frac{(\pi + 2)\bar{c}_u}{\gamma_r H}$$

Figure 2.12. Abaque de détermination du coefficient λ en fonction de m et de F (Bourges et Mieussens, 1979).

2.4. CONCLUSION

Ce rapide tour d'horizon des méthodes de calcul classiques des remblais sur sols compressibles nous a permis de constater que :

- les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols.

- l'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux.

- l'expérience a montré que les talus restent toujours stables si $F_S > 1,5$ et que, le glissement est pratiquement inévitable si $F_S < 1$. Entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque d'autant plus grand que F_S diminue. Le coefficient global de sécurité minimal requis est généralement de 1,4 à 1,5.

- la constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées rendent l'analyse de sécurité globale et approchée. Cependant, malgré leurs imperfections, les méthodes de calcul à la rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une longue expérience. Elles ont cependant un défaut majeur, qu'il est impossible de corriger tant que le sol est considéré comme rigide plastique. Il n'est pas possible de prévoir, avec ces méthodes, l'influence des mouvements du sol sur des structures existantes (ouvrages d'art, habitations, etc.). C'est dans cette voie que se développent actuellement des méthodes de calcul en déformation basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leur traitement par la méthode des éléments finis.

- l'analyse de la consolidation par la méthode de Terzaghi (1925) présente de nombreuses limitations. Ces limitations peuvent être actuellement supprimées par l'utilisation de programmes de calcul par éléments finis. Ceux-ci permettent de faire une analyse réaliste du processus de consolidation en prenant en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau dans le sol de fondation, l'effet du fluage ainsi que la variation des paramètres de déformabilité et de perméabilité.

Parmi ces programmes numériques, le code de calcul par éléments finis "Plaxis".

PRESENTATION DU CODE DE CALCUL "PLAXIS"

3.1. INTRODUCTION

Le développement de moyens d'essais plus performants a permis une meilleure compréhension du comportement mécanique des sols. Parallèlement, le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Le code de calcul par éléments finis Plaxis regroupe dans ses différentes versions plusieurs modèles décrivant le comportement de sol. Il reste toutefois à son utilisateur de choisir le modèle le mieux adapté au problème qu'il désire traiter en fonction des conditions rencontrées in situ.

Ce chapitre a pour objet de décrire les différents modèles rhéologiques de sol, proposés dans le code de calcul numérique "Plaxis" et qui seront employés dans les simulations numériques à la suite de cette étude.

3.2. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL "PLAXIS"

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis. L'ingénieur en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant 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 certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers (Boulon et al., 2004).

3.2.1. Le code d'élément finis Plaxis

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code de calcul par éléments finis Plaxis a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft (La Hollande) en 1987. Dans les années suivantes, ce code, initialement réalisé pour analyser les digues en terre, a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Plaxis permet de réaliser des analyses de déformation et de stabilité des ouvrages géotechniques. L'interface d'utilisation de Plaxis se compose de quatre sous-programmes (*Input, Calculations, Output et Curves*).

Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D (en déformations planes) ou 3D (en déformations axisymétrique). Scientifiquement, c'est un outil d'analyse, 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 (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. 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. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation 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 (Boulon et al., 2004).

Au niveau global, la résolution du système d'équations algébriques non linéaires se fait selon un processus itératif afin de déterminer les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération nodaux à chaque pas de temps de calcul. L'équilibre est généralement atteint rapidement après un certain nombre d'itération (itérations d'équilibre).

Plaxis utilise la convention de signe de la mécanique des milieux continus (i.e. les contraintes et forces de compression, incluant les pressions interstitielles, sont considérées négatives, alors que les contraintes et efforts de traction sont comptés positivement) (Brinkgreve et al., 2002).

3.2.2. Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

3.3. LES MODELES DE COMPORTEMENTS UTILISES DANS PLAXIS.

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux: depuis le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élastoviscoplastique 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. D'autre part, 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 (Boulon et al., 2004).

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.

Un aperçu sur les différents modèles de comportement de géomatériaux proposés par le Plaxis, qui seront employés dans les simulations numériques à la suite de cette étude est présenté ci-dessous:

3.3.1. Le modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Ce modèle comporte deux paramètres d'entrés: le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν .

Plaxis permet aussi la définition de d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement, G , et le module œdométrique, E_{oed} (comme alternative). Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.1a)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (3.1b)$$

Le modèle élastique linéaire est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol, il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

3.3.2. Le modèle de Mohr-Coulomb (MC)

Cette loi est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon). Il s'agit d'un modèle élastique linéaire parfaitement plastique (fig. 3.1) (pas d'écroutissage, la surface de charge est confondue avec la surface de rupture et est fixe dans l'espace des contraintes). Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E , ν), une surface de charge f et un potentiel plastique g .

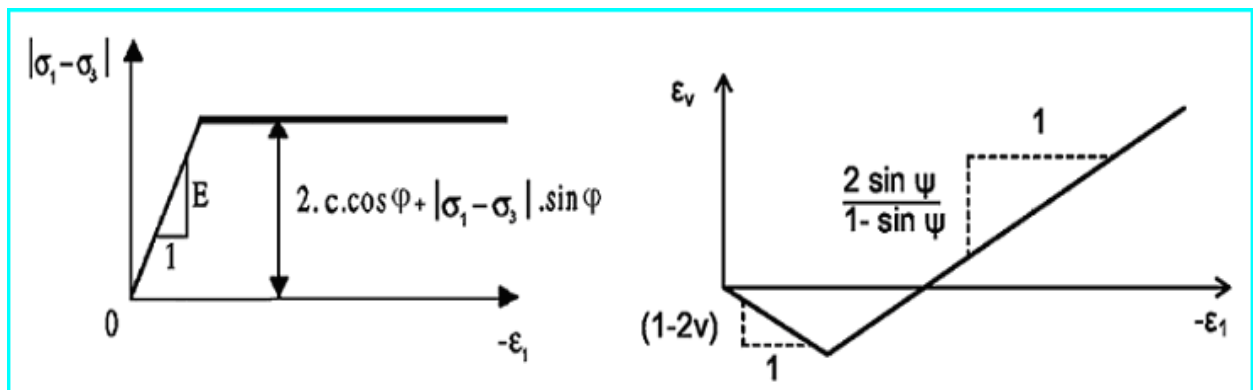


Figure 3.1. Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb (Brinkgreve et al., 2002).

Le modèle de MC est un modèle à deux paramètres de rupture (c , φ éq. 3.2), la forme de l'enveloppe de rupture est une ligne droite (fig. 3.2-a).

$$f = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi = 0 \quad (3.2)$$

où σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes principales effectives extrêmes telles que $\sigma'_1 \leq \sigma'_2 \leq \sigma'_3$, les contraintes de compression étant négative.

Dans l'espace de contraintes principales, la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la trisectrice (fig. 3.2 -b).

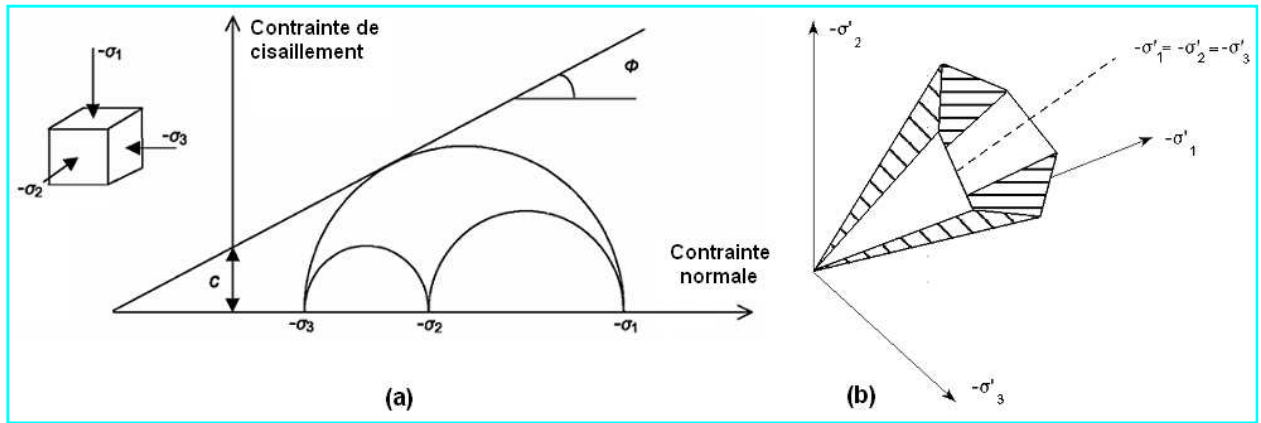


Figure 3.2. Représentation du modèle de MC dans le plan de Mohr (a) et dans l'espace des contraintes principales pour $c=0$ (b) (compression négative) (Brinkgreve et al., 2002).

L'écoulement est non associé lorsque $\psi \neq \varphi$ et le potentiel plastique s'écrit:

$$g = \frac{1}{2}(\sigma_1' - \sigma_3') + \frac{1}{2}(\sigma_1' + \sigma_3') \sin \psi \quad (3.3)$$

Au total, cinq paramètres mécaniques nécessaires pour simuler le comportement de sol avec le modèle de MC : E , ν , c , φ et ψ .

a) Le module d'Young (E)

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle MC, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine " E_0 ", qui est plus difficile à déterminer expérimentalement. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50 % du déviateur à la rupture " E_{50} " (fig. 3.3).

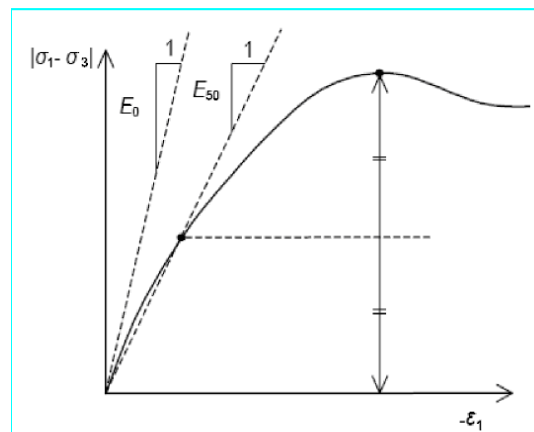


Figure 3.3. Définition de E_0 et E_{50} (Brinkgreve et al., 2002).

b) Le coefficient de Poisson (ν)

Les valeurs du coefficient de poisson (ν) se situent entre 0,2 et 0,4 pour la majorité des sols. En général de telles valeurs sont réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles dans la gamme entre 0,15 et 0,25.

c) L'angle de frottement (φ)

L'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne. Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

d) La cohésion (c)

La cohésion a la dimension d'une contrainte. Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion ($c=0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour évaluer les complications, il est conseillé d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0,2$ kPa). Plaxis propose une option avancée pour les couches argileuses dans lesquelles la cohésion augmente avec la profondeur (paramètres avancés).

e) L'angle de dilatance (ψ)

Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi=0$). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Dans la plupart des cas, l'angle de dilatance peut être évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi \approx \varphi - 30^\circ \quad \text{pour} \quad \varphi \geq 30^\circ \quad (3.4a)$$

$$\Psi \approx 0^\circ \quad \text{pour} \quad \varphi < 30^\circ \quad (3.4b)$$

3.3.3. Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM)

Les sols argileux montrent une déformation de consolidation (déformation du sol due à la dissipation de la surpression de l'eau), cette déformation évolue au cours du temps en raison du couplage hydrodynamique. Le SSM est un modèle élastoplastique avec écrouissage sans influence du temps. Il permet de simuler le comportement des sols mous comme les argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

Le SSM est dérivé du modèle Cam-Clay. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge, sous la quelle, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

Le SSM de Plaxis V8, définit une relation logarithmique entre la déformation volumique, ε_v , et la contrainte moyenne effective, p' , de la forme :

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad (\text{Compression vierge}) \quad (3.5)$$

où λ^* est l'indice de compression modifié qui détermine la compressibilité du matériau dans un chargement primaire. Quand on trace l'équation (3.5) on obtient une droite comme le montre la

figure 3.4. Lors du déchargement et rechargement isotrope, un autre chemin (droite) différent est suivi, dont l'équation est :

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right) \quad (\text{Déchargement et rechargement}) \quad (3.6)$$

où κ^* est l'indice de gonflement modifié qui détermine la compressibilité du matériau lors de la décharge-recharge (fig. 3.4). Le rapport (λ^*/κ^*) est égal au rapport (λ/κ) . La réponse du sol durant la décharge-recharge est élastique, d'où l'exposant 'e' dans l'équation (3.6).

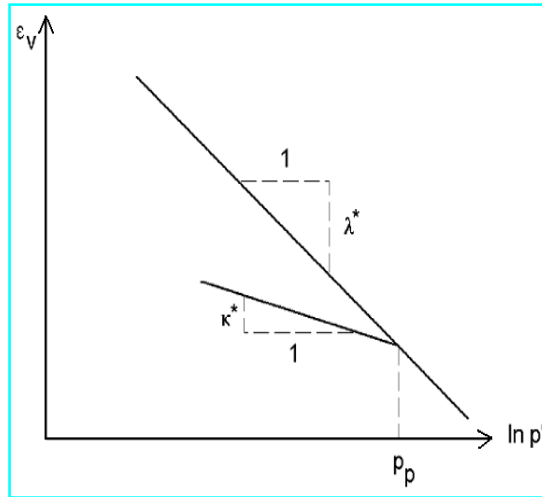


Figure 3.4. Définition des paramètres λ^* et κ^* lors d'un essai œdométrique (Brinkgreve et al., 2002).

Les surfaces de charges

La figure 3.5-a fournit, dans le plan (p', q) une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant). La figure 3.5-b représente les surfaces de charge totales du modèle SSM, dans l'espace des contraintes principales.

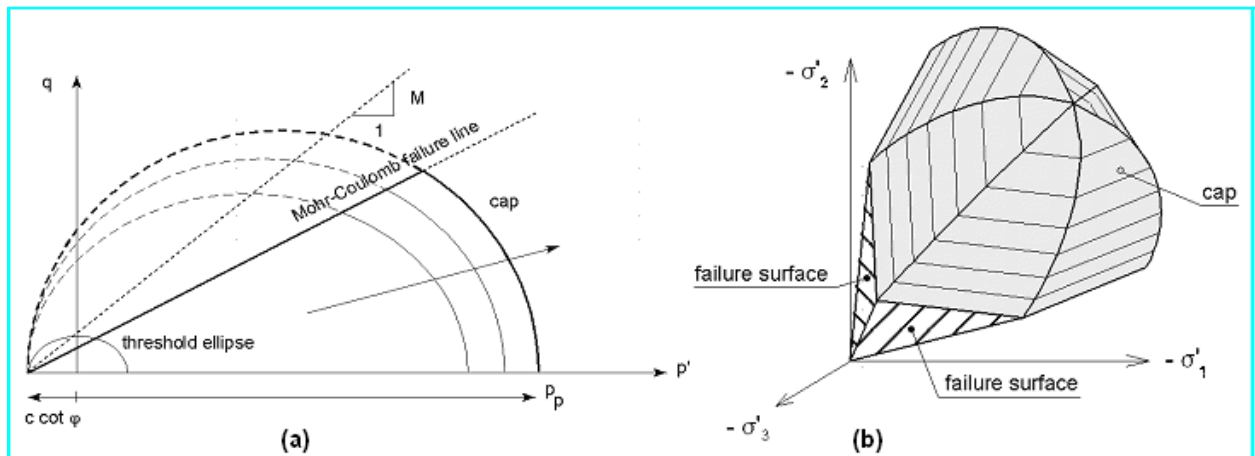


Figure 3.5. Représentation des surfaces de charge dans le plan $p'-q$ (a) et des surfaces de charge totales dans l'espace des contraintes principales (b) du modèle SSM (Brinkgreve et al., 2002).

Les paramètres du SSM

Les paramètres de base du modèle SSM sont : c , φ , ψ , λ^* et κ^* .

Paramètres de compressibilité

Les paramètres C_c et C_s décrivent le comportement de compression isotrope ou œdométrique observé dans les essais de laboratoire: ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et κ . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique), on utilise λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides est variable. Il peut dans la majorité des cas, être pris constant, et égal à la valeur initiale.

- Relations avec les paramètres du Cam- Clay

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \quad ; \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \quad (3.7)$$

- Relation avec les paramètres classiques de compressibilité et de gonflement

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)} \quad ; \quad \kappa^* \approx \frac{2C_s}{2,3(1+e)} \quad (3.8)$$

Paramètre de contrainte K_0^{nc} :

Au lieu d'une entrée directe de la valeur de M , l'entrée est exigée pour le coefficient de pression latéral de terre dans un état normalement consolidé K_0^{nc} , à partir duquel M est calculé automatiquement par l'équation (3.9). Notant que dans ce modèle la signification de M diffère de celle du modèle Cam-Clay modifié où M est lié au frottement.

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{(1 + K_0^{nc})^2} + \frac{(1 - K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1 - K_0^{nc})(1 + \nu_{ur})}} \quad (3.9)$$

$$M \approx 3,0 - 2,8K_0^{nc}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écroûissage dans le plan (p' , q).

Coefficient de Poisson

Dans les modèles Cam-Clay et dérivés (dont le SSM et SSCM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important (purement une constante d'élasticité). Sa valeur sera habituellement dans la gamme entre 0.1 et 0.2 (par défaut, $\nu_{ur}=0,15$). Dans le cas de déchargement-rechargement œdométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Par conséquent, le coefficient de Poisson ne devrait pas être basé sur la valeur de K_0^{nc} , mais sur le rapport entre les variations de contraintes horizontales et de contraintes verticales dans un essai œdométrique lors de déchargement et rechargement tels que :

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (\text{Déchargement et rechargement}) \quad (3.10)$$

Le SSM permet de prendre en compte l'écroûissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire: celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables), elle est caractérisée par le paramètre C_α .

3.3.5 Modèle pour sols "mous" avec effet du temps (Soft Soil Creep Model, SSCM)

Le SSCM est un nouveau modèle de fluage (modèle élastoviscoplastique), pour les sols argileux, développé par (Vermeer et al., 1998). Ce modèle permet de prendre en compte l'effet du temps lorsque se développe la consolidation secondaire. Le SSCM est non seulement signifiant pour les cas de compression unidimensionnelle, mais il a été étendu à un formalisme tridimensionnel permettant de prendre en compte l'effet du temps sur les sols mous dans n'importe quel chemin de contrainte.

En premier chargement ou décharge-recharge à un certain taux de chargement, le SSCM se comporte comme le SSM. Il montre une compression logarithmique avec une distinction claire entre le chargement vierge et la décharge-recharge. Le fluage ou le taux de fluage dépendent du niveau des contraintes par rapport à la contrainte de préconsolidation ou plus précisément, du rapport de surconsolidation OCR . Le taux de fluage est élevé pour les sols normalement consolidés et il est faible pour les sols surconsolidés. En conséquence, quand le sol est chargé au-delà de la contrainte de préconsolidation, le fluage se développe rapidement et la contrainte de préconsolidation apparente augmente. Quand la contrainte effective appliquée est maintenue constante, la contrainte de préconsolidation croît avec le temps; mais, lorsque le sol devient plus surconsolidé le taux de déformation de fluage décroît. En conséquence, le tassement additionnel augmente logarithmiquement avec le temps, comme le montre les essais œdométriques de consolidation secondaire.

- Quelques caractéristiques de base du SSCM sont données ci-dessous:
 - Contrainte-dépendant rigidité (comportement logarithmique de compression);
 - Distinction entre le chargement primaire et le déchargement-rechargement;
 - Compression secondaire (dépendant du temps);
 - Contrainte de préconsolidation;
 - Critère de rupture selon le modèle de MC.

Nota: dans le Plaxis, C_{ae} désigne le coefficient de compression secondaire ($C_{ae}=d\varepsilon/d \log t$) et C_α désigne l'indice de fluage ($C_\alpha=de/d \log t$) et ($C_{ae}= C_\alpha /1+e_0$).

Fondements du fluage unidimensionnel

(Buisman, 1936) est probablement le premier à considérer l'essai de consolidation secondaire: il a proposé la relation suivante pour définir le comportement du fluage sous des contraintes effectives constantes (le coefficient de compression secondaire peut être évalué à partir de la pente de la courbe temps-tassement après la dissipation des surpressions interstitielles ou la consolidation primaire).

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log\left(\frac{t}{t_c}\right) \quad \text{pour :} \quad t > t_c \quad (3.11a)$$

ou,

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log\left(\frac{t_c + t'}{t_c}\right) \quad \text{pour :} \quad t' > 0, t' = t - t_c \quad (3.11b)$$

où ε_c est la déformation en fin de consolidation, t le temps mesuré à partir du début de chargement, et t_c le temps à la fin de consolidation primaire, C_B est une constante du matériau. t' , étant le temps effectif du fluage.

Garlanger (1972), a proposé une équation de fluage (3.12) en termes de l'indice des vides et le temps de consolidation τ_c . Les équations (3.11) et (3.12) sont identiques quand $\tau_c = t_c$. Pour le cas que $\tau_c \neq t_c$ les différences entre les deux formules vont diminuer quant t' augmente.

$$e = e_c - C_\alpha \log\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad \text{et} \quad C_\alpha = C_B(1 + e_0), \quad \text{pour} \quad t' > 0 \quad (3.12)$$

Butterfield (1979) propose une autre possibilité pour définir la compression secondaire :

$$\varepsilon^H = \varepsilon_c^H - C \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (3.13)$$

où $C = \frac{C_\alpha}{(1 + e_0) \ln 10}$ et ε^H est la déformation logarithmique.

Pour évaluer les paramètres C et τ_c Janbu (1969) développe l'équation suivante:

$$-\dot{\varepsilon} = \frac{C}{\tau_c + t'} \quad \text{ou inversement:} \quad -\frac{1}{\dot{\varepsilon}} = \frac{\tau_c + t'}{C} \quad (3.14)$$

Dans l'équation (3.14) et dans la figure 3.6, la déformation de compression est considérée négative. L'utilisation de la méthode de Janbu est attractive, car dans le plan $(-1/\dot{\varepsilon}, t)$ la partie correspondant à la consolidation secondaire est linéaire: l'intersection de la ligne droite de fluage avec l'axe du temps (non-logarithmique) donne τ_c et la pente est $1/C$. Pour $t < t_c$, la déviation d'une relation linéaire est due à la consolidation (fig. 3.6-b).

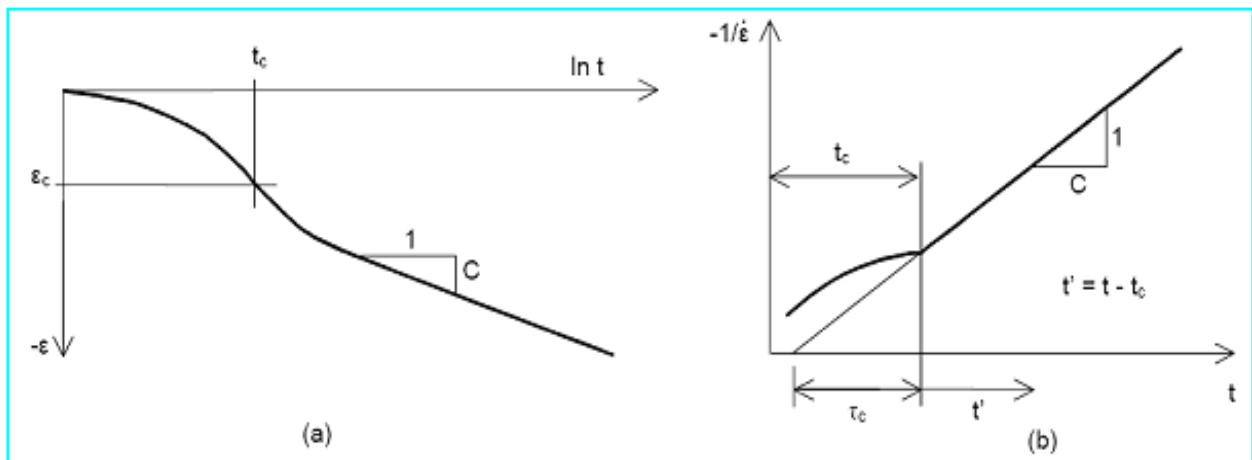


Figure 3.6. La consolidation et le comportement du fluage dans un essai œdométrique standard (Brinkgreve et al., 2002).

Par conséquent, la déformation due à une augmentation de la contrainte effective à partir de σ'_0 à σ' et à une période de temps de t_c+t' est exprimée par l'équation:

$$\varepsilon = -A \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right) - B \ln\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}}\right) - C \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (3.15)$$

$$\text{où } A = \frac{C_r}{(1+e_0).\ln 10}, \quad B = \frac{(C_c - C_r)}{(1+e_0).\ln 10}$$

où σ'_0 représente la contrainte effective initiale avant le chargement et σ_{p0} , σ_{pc} représentent la contrainte de préconsolidation correspondant aux situations avant-chargement et fin de consolidation respectivement.

Généralisation à trois dimensions

Le modèle 3D est une généralisation du modèle 1D. On adoptera les invariants de contrainte suivants: la contrainte effective isotrope p' et le déviateur de contraintes q . Ces invariants sont utilisés afin de définir une nouvelle contrainte moyenne équivalente " p^{eq} ":

$$p^{eq} = p' + \frac{q^2}{M^2 p'} \quad (3.16)$$

$$\text{avec: } p' = -\frac{1}{3}(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad \text{et} \quad q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

La figure 3.7 montre que la contrainte p^{eq} est constante sur les ellipses dans le plan (p - q). En réalité, on a les ellipses du modèle Cam-Clay modifié. Le paramètre du sol M représente la pente (de ce qui est appelé "ligne d'état critique").

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (3.17)$$

où φ_{cv} est l'angle de frottement d'état critique. En utilisant la définition ci-dessus de q , la pression équivalente p^{eq} est constante sur les ellipses dans l'espace des contraintes principale.

Pour étendre la théorie 1D à une théorie générale 3D, on se concentrera maintenant sur les états de consolidation normale réunis dans un essai œdométrique. Dans ces conditions, on a $\sigma'_2 = \sigma'_3 = K_0^{nc} \sigma'_1$, et en repartant de l'équation (3.16) on trouve que :

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{nc}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{nc})^2}{M^2(1 + 2K_0^{nc})} \right]; \quad p_p^{eq} = \sigma_p \left[\frac{1 + 2K_0^{nc}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{nc})^2}{M^2(1 + 2K_0^{nc})} \right] \quad (3.18)$$

où $\sigma' = \sigma'_1$, et p_p^{eq} est la pression de préconsolidation généralisée, étant proportionnel au cas unidimensionnel. Pour une valeur connue de K_0^{nc} , p^{eq} peut être calculé depuis σ' et p_p^{eq} peut être calculé depuis σ_p .

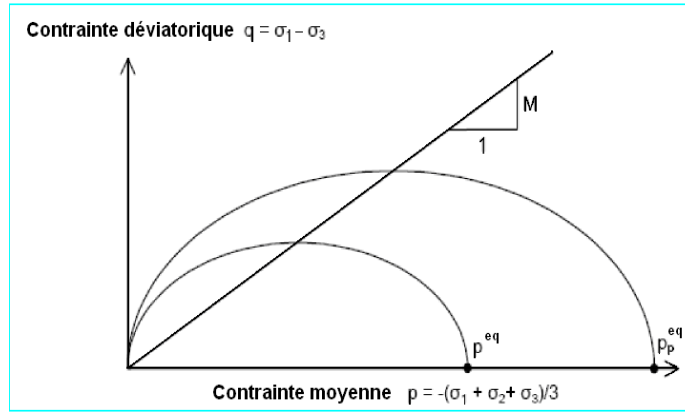


Figure 3.7. Le graphe de l'ellipse- p^{eq} dans le plan $(p-q)$ (Brinkgreve et al., 2002).

En plus des paramètres utilisés dans le SSM (λ^* , κ^*), le SSCM comporte le paramètre μ^* (indice de fluage modifié), qui peut être obtenu par la mesure de la déformation volumique à long terme. Si on trace cette déformation en fonction de logarithme du temps, μ^* présente la pente de la partie linéaire de cette courbe (fig. 3.8). Il peut être facilement relié au paramètre classique de la compression secondaire C_α :

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{2,3(1 + e_0)} \quad (3.19)$$

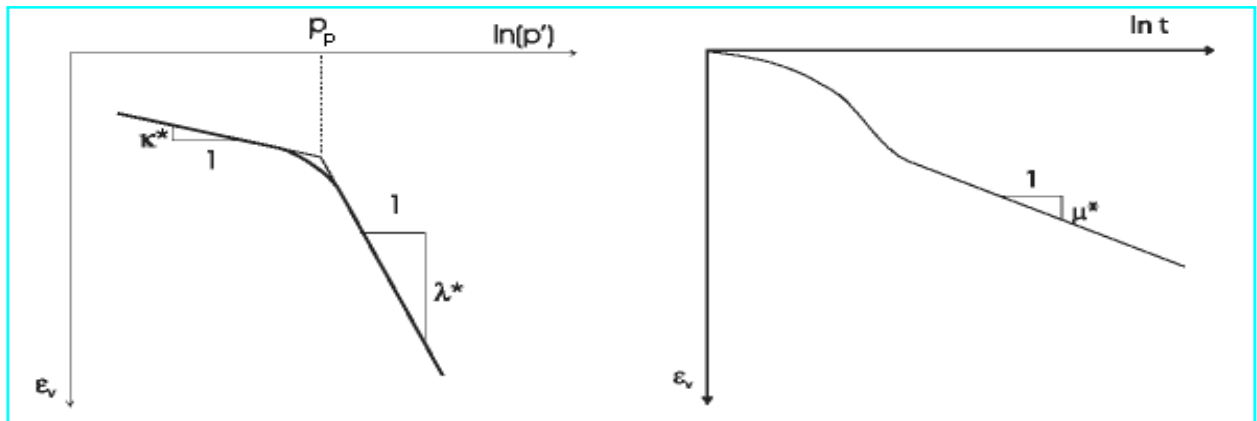


Figure 3.8. Détermination des paramètres du SSCM (Brinkgreve et al., 2002).

Les paramètres du SSCM

Les paramètres de base du modèle SSCM sont : c , φ , ψ , λ^* , κ^* et μ^* .

Pour donner des ordres de grandeurs des paramètres du SSCM, on peut utiliser les corrélations suivantes (Brinkgreve et al., 2002):

$\lambda^* \approx I_p(\%)/500$, et $\lambda^*/\kappa^* \approx 5$ à 10 , et le rapport $\lambda^*/\mu^* \approx 15$ à 25 .

Pour caractériser une couche particulière de sol mou, il est nécessaire de savoir la pression de préconsolidation initiale σ_{po} . Par exemple, cette pression peut être calculée depuis le rapport (OCR). Par la suite, σ_{po} peut être employé pour calculer la valeur initiale de la pression de préconsolidation généralisée p_p^{eq} .

En plus de ces modèles de comportement, Plaxis inclut également un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotrope: le "Jointed Rock model" et aussi un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope: le "Hardening Soil Model" qui est fourni pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables. Pour davantage d'informations sur les différents modèles de comportement de sol proposés dans le logiciel Plaxis, veuillez vous reporter au manuel *Material Models* de Plaxis (Brinkgreve et al., 2002).

3.4. CONCLUSION

Pour simuler le comportement des sols, Plaxis propose différents modèles de comportement plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable et leur identification plus ou moins aisée. Plus le modèle de comportement est sophistiqué, plus le nombre de paramètres à identifier est important.

Il s'agit de modèles qui peuvent apparaître simples, voire simplistes pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre ardu ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués dont la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation (ces modèles appartiennent au domaine de recherche).

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans Plaxis n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul "manuel" pour un calcul de tassement ou de stabilité: à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins "courant" est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Ce panorama des différents modèles de comportement, a permis de nous guider dans le choix de modèles adaptés aux différents sols mis en jeu dans le problème étudié, en combinaison avec les aspects du comportement que l'on souhaite simuler. Alors que le SSM et SSCM sont bien adaptés pour représenter les phénomènes observés dans le comportement des argiles, ils ne peuvent pas décrire des phénomènes typiques du comportement des sables, comme par exemple le durcissement et la dilatance simultanée. Un des modèles les plus couramment utilisés en ingénierie géotechnique est le modèle (simple et robuste) de MC. Le modèle de MC n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Dans une première approche, nous mettons en œuvre ce modèle pour le sol du remblai et pour le sol de sa fondation.

MODELISATION NUMERIQUE D'UN REMBLAI SUR SOL COMPRESSIBLE

4.1. INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de faire une étude numérique d'un remblai routier sur sol compressible avec le logiciel Plaxis V8. Il sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra.

Le remblai est de 16 m de largeur et 3 m de hauteur, dont les talus latéraux ont une pente "1/4" constitué de sol sablonneux. Ce remblai doit être construit sur une couche d'argile molle de 6 m d'épaisseur. La couche d'argile repose sur une couche de sable dense qui n'est pas incluse dans le calcul (les déformations de cette couche sont supposées nulles). La nappe phréatique affleure au niveau du terrain naturel. La figure 4.1 montre la coupe verticale de ce remblai routier.

On a adopté un phasage de la construction par couches du remblai (fig. 4.2), car cette approche permet de tenir compte de la technique de construction, en installant des couches successives de sol (tassement).

Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées. Le planning de chargement consistera à mettre en œuvre le remblai en deux phases successives et chacune correspond à la construction de la demi-hauteur du remblai ($h_i=1,5$ m), avec des périodes d'attente pour chaque phase permettant d'obtenir une consolidation suffisante pour qu'à chaque palier la résistance au cisaillement atteinte conduise à un coefficient de sécurité satisfaisant.

Notant que dans un premier calcul, la construction du remblai effectuée en une seule phase (correspondant à la hauteur maximale du remblai à construire " $h=3$ m"), a donné un coefficient de sécurité à court terme $1,06 < 1,5$. Ce qui montre que le remblai ne peut être stable à court terme s'il est construit en une seule phase.

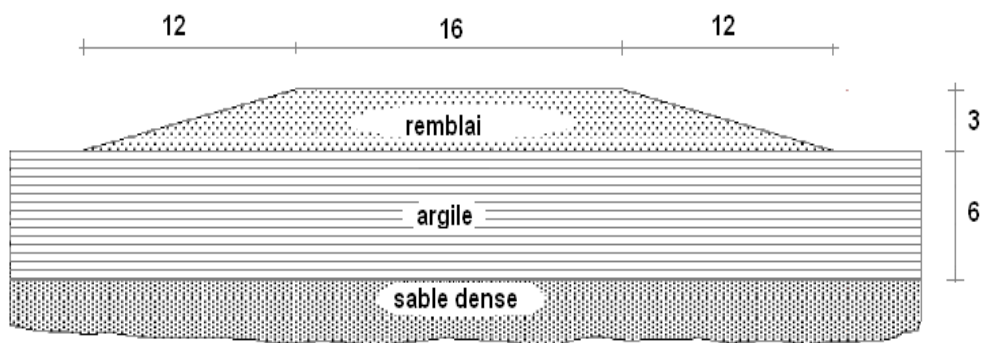


Figure 4.1. Coupe verticale de remblai routier sur sol mou.

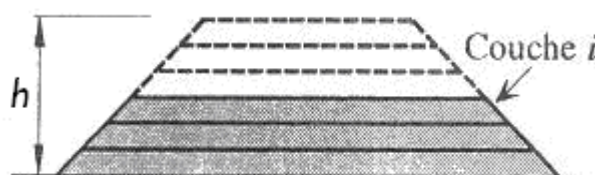


Figure 4.2. Phasage de construction du remblai.

4.2. DEFINITION DES DONNEES (*INPUT*)

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec Plaxis, on devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Ceci se fait à l'aide de programme d'entrée des données (*Input*) :

4.2.1. Hypothèses et géométrie

En pratique, pour des remblais qui sont relativement longs, une analyse en déformation plane d'une section transversale courante de l'ouvrage est appropriée. Donc le remblai représenté sur la figure 4.1 sera analysé en déformations planes.

A cause de la symétrie de la géométrie et du chargement, le maillage représente la moitié du problème (dans ce cas-ci la moitié droite est choisie). L'ouvrage est représenté par un modèle géométrique plan (2D) (fig. 4.3).

Conditions aux limites: on choisit les conditions aux limites par défaut, qui sont les suivantes: les déplacements horizontaux sont nuls sur les bords verticaux (condition $u_x=0$), les déplacements horizontaux et verticaux sont nuls sur le bord inférieur (condition $u_x= u_y=0$).

4.2.2. Caractéristiques des matériaux

Le sol de fondation compressible et le remblai sont supposés avoir un comportement décrit par le modèle de Mohr-Coulomb.

On a deux différents types de comportement de sol:

- **Comportement drainé (Drained behaviour)**

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

- **Comportement non drainé (Undrained behaviour)**

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Remarquons que les paramètres de modélisation à entrer sont les paramètres effectifs, i.e. E' , ν' , c' , ϕ' .

Pour la présente étude numérique, on a choisis les paramètres de sols exemplifiés dans la leçon 5 du *Tutorial Manual* de Plaxis (Brinkgreve et al., 2002). Les propriétés du matériau (sol) de notre remblai et du sol de fondation sont données dans le tableau 4.1. Ces propriétés devraient être assignées aux couches du modèle géométrique.

Paramètres	Nom	Remblai	Sol de fondation	Unité
Modèle de comportement	Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	Non drainé	-
Poids volumique sec	γ_d	16	15	kN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20	18	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	1	1.10 ⁻⁴	m/jour
Perméabilité verticale	k_y	1	1.10 ⁻⁴	m/jour
Module d'Young	E	5000	1000	kN/m ²
Coefficient de Poisson	ν	0,3	0,33	-
Cohésion effective	c'	1	2	kN/m ²
Angle de frottement effectif	φ'	30	24	°
Angle de dilatance	ψ	0	0	°

Tableau 4.1. Propriétés du matériau de remblai et du sol de fondation.

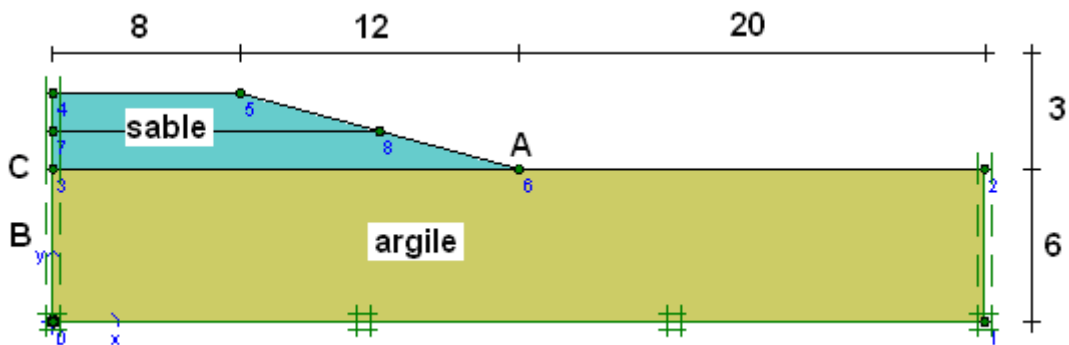


Figure 4.3. Modèle géométrique du projet.

4.2.3. Génération du maillage

Une fois le modèle géométrique créé, un maillage d'éléments finis doit être généré. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds. On a utilisé des éléments à 15 nœuds avec une finesse du maillage réglée par défaut sur grossier (coarse), comme indiqué sur la figure 4.4. Ainsi, le nombre d'élément est de 92 éléments, le nombre des nœuds est de 809 nœuds et le nombre de points de contrainte est de 1104 points de contrainte.

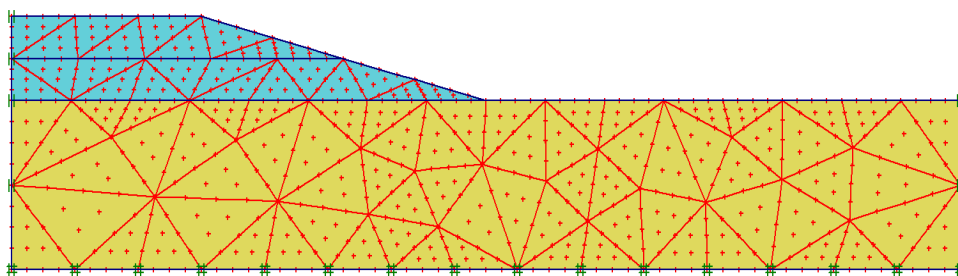


Figure 4.4. Maillage du projet.

4.2.4. Conditions initiales

Toute modélisation de remblai débute par la détermination de l'état initial des contraintes et des pressions interstitielles dans le sol de fondation.

a) conditions hydrauliques

Dans Plaxis les pressions interstitielles p_{active} sont décomposées en deux parties: les pressions interstitielles permanentes p_{steady} et les surpressions interstitielles p_{excess} :

$$p_{active} = p_{steady} + p_{excess} ; \quad (4.1)$$

A l'instant initial, les pressions interstitielles sont de type hydrostatique et les surpressions nulles en tout point du maillage.

Les pressions hydrauliques sont générées à partir de la nappe phréatique générale qui coïncide avec le niveau du terrain naturel. Le poids volumique de l'eau est pris égal à 10 kN/m^3 (valeur par défaut).

Une analyse de consolidation implique des conditions limites supplémentaires pour les surpressions. Par défaut, toutes les limites géométriques sont 'ouvertes', ce qui signifie que l'eau peut s'écouler à travers ces limites (i.e. la surpression est nulle sur ces limites). Cependant, la limite verticale gauche doit être fermée parce qu'elle représente un axe de symétrie, ainsi l'écoulement horizontal ne devrait pas se produire. La frontière verticale droite devrait être fermée également, parce qu'il n'y a pas un écoulement libre à travers cette limite. L'option de frontière imperméable en consolidation (*Closed consolidation boundary*) est employée ici. La figure 4.5 montre le tracé des pressions hydrauliques générées.

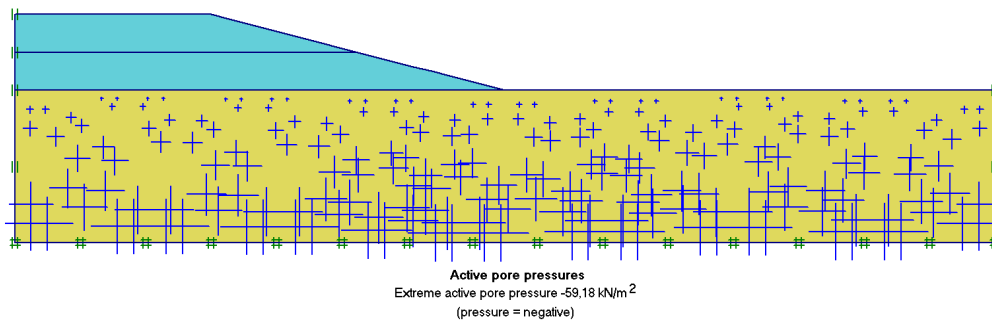


Figure 4.5. Génération des pressions interstitielles initiales.

b) Conditions initiales concernant les contraintes effectives (procédure K_0)

Dans la situation initiale le remblai n'est pas présent. Donc, on doit désactiver les couches de sol de remblai. La géométrie active restante est horizontale avec des couches horizontales. Ainsi, la procédure K_0 peut être employée pour calculer les contraintes initiales effectives. Les contraintes effectives sont calculées en tout point de contrainte à partir du poids des terres pour les contraintes verticales et du coefficient de pression des terres au repos K_0 pour les contraintes horizontales.

On accepte la valeur par défaut de K_0 qui est obtenue par la formule de Jaky ($1 - \sin \phi$). La valeur du paramètre $\sum M_{weight}$ (représente la proportion de gravité qui s'applique) qui est par défaut égale à 1 est acceptée, ce qui implique que le poids du sol s'applique totalement.

Après la génération des contraintes initiales, une représentation des contraintes effectives initiales est affichée (fig. 4.6). Les contraintes en un point de contrainte dépendent du poids du matériau qui s'applique à ce point et de la valeur de $\sum M_{weight}$:

$$\sigma'_{v,0} = \sum Mweight \left(\sum_i \gamma_i \cdot h_i - p_w \right) \quad ; \quad \sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0} \quad (4.2)$$

où: $\sigma'_{v,0}$ est la contrainte effective verticale initiale, $\sigma'_{h,0}$ la contrainte effective horizontale initiale, γ le poids volumique de chaque couche, h_i la profondeur de la couche et p_w est la pression interstitielle initial au point de contrainte considéré.

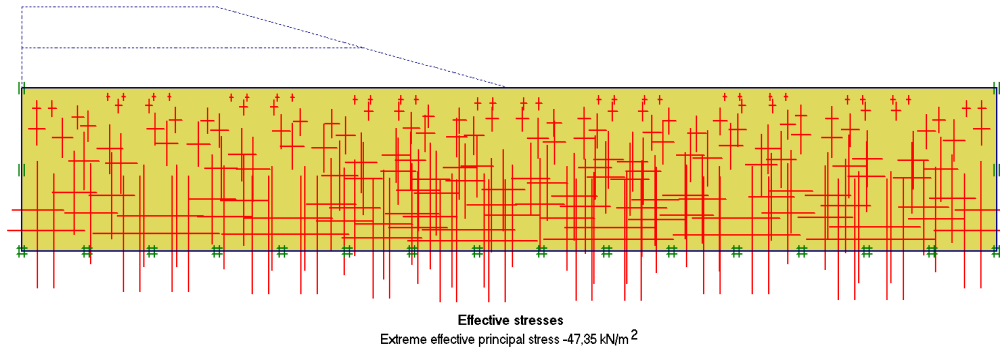


Figure 4.6. Génération des contraintes effectives initiales.

4.3. LES CALCULS (CALCULATIONS)

Après la définition du modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (*Calculations*).

Plaxis permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le programme de calcul traite l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (*Plastic calculation*), une analyse de consolidation (*Consolidation analysis*), un calcul de coefficients de sécurité (*Phi-c reduction*) ou un calcul dynamique (*Dynamic calculation*).

4.3.1. Phases des travaux

La construction du remblai se compose de deux étapes, chacune prend 5 jours. Dans la version actuelle de Plaxis, il est possible d'appliquer des étapes de construction dans le temps dans une analyse de consolidation. Après la première étape de construction une période d'attente (consolidation) de 200 jours pour permettre la dissipation des surpressions interstitielles. Après la deuxième étape de construction, une autre période de consolidation, à partir de laquelle les tassements finaux (à long terme) peuvent être estimés. Pour la dernière consolidation, on choisit l'option «valeur minimale de la surpression interstitielle» "*Minimum pore pressure*" |*P-stop*| = 1kN/m² (i.e. consolidation jusqu' à ce que la valeur absolue maximale de la surpression interstitielle pour tous les nœuds de la géométrie soit inférieure à *P-stop*). Donc, nous aurions 4 phases de calcul à définir (voir tableau 4.2).

4.3.2. Analyse de sécurité

Dans la conception des remblais, il est important de considérer non seulement la stabilité finale, mais également la stabilité pendant la construction. Un analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuelle et donc pour chaque étape de construction. Cependant, notons qu'une phase *Phi-c reduction* ne peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture. Donc on a réalisé

toutes les analyses de sécurité pour les différentes étapes de construction à la fin du processus de calcul et on a utilisé le paramètre "*Start from phase*" pour définir la phase de référence de chaque phase d'analyse de coefficient de sécurité (voir tableau 4.2).

- **Calcul de coefficient de sécurité (*Phi-c reduction*)**

Un calcul de coefficient de sécurité dans Plaxis peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce procédé s'appelle "*Phi-c reduction*". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan\phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total $\sum Msf$ permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi_{donnée}}{\tan \phi_{réduit}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduit}} \quad (4.3)$$

où les caractéristiques notées 'donnée' se réfèrent aux propriétés entrées dans les propriétés des matériaux et les caractéristiques notées 'réduit' se reportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, $\sum Msf$ vaut 1,0 au début d'un calcul pour affecter à tous les matériaux leurs caractéristiques non réduites. Les caractéristiques sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. A ce niveau, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } \sum Msf \text{ à la rupture} \quad (4.4)$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

Phase	Phase de référence " <i>start from</i> "	Type de calcul	Données de chargement " <i>Loading input</i> "	Intervalle de temps
1	0	<i>Consolidation</i>	Construction par étapes (1 ^{ère} partie du remblai)	5 jours
2	1	<i>Consolidation</i>	Construction par étapes	200 jours
3	2	<i>Consolidation</i>	Construction par étapes (2 ^{ème} partie du remblai)	5 jours
4	3	<i>Consolidation</i>	" <i>Minimum pore pressure</i> " P-stop =1kN/m ²	-
5	1	<i>Phi-c reduction</i>	Multiplicateurs incrémentaux	-
6	2	<i>Phi-c reduction</i>	Multiplicateurs incrémentaux	-
7	3	<i>Phi-c reduction</i>	Multiplicateurs incrémentaux	-
8	4	<i>Phi-c reduction</i>	Multiplicateurs incrémentaux	-

Tableau 4.2. Les phases de calculs.

Notant que :

- La phase 0 (phase initiale) représente la situation initiale du projet telle que définie par les conditions initiales du programme (*Input*).
- L'intervalle de temps correspond à la durée totale de consolidation appliquée dans la phase de calcul en cours.
- Pour la phase 8, on sélectionne l'option "*Ignore undrained behaviour*" parce que, c'est le comportement à long terme qui est considéré dans ce cas.

4.4. RÉSULTATS (*OUTPUT*)

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats: Des résultats directement utiles au projeteur (i.e. déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit). L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect; c'est un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées. On opère grâce au programme de résultats (*Output*).

Nous nous intéressons aux résultats suivants :

- les déplacements verticaux maximaux $(U_y)_{max}$, pour les différentes phases de calcul.
- les déplacements horizontaux maximaux $(U_x)_{max}$, pour les différentes phases de calcul.
- les surpressions interstitielles maximales "Extreme Excess Pore Pressures" (EEPP) ou $(p_{excess})_{max}$.
- le coefficient de sécurité F_S (ΣMsf), pour les différentes phases de calcul.

On va exposer les résultats de la 3^{ème} et la 4^{ème} phase (les résultats des autres phases de calcul sont regroupés dans le tableau 4.3) :

La figure 4.7 qui représente le maillage déformé après la construction (non drainé) de la dernière partie du remblai (3^{ème} phase), montre clairement le tassement du remblai. Aussi, la figure 4.8 montre le maillage déformé de la 4^{ème} phase de calcul. On note un déplacement total maximal de $227,47 \cdot 10^{-3}$ m. Le tassement de la surface du terrain naturel et le remblai a augmenté largement durant cette phase. Cela est dû à la dissipation des surpressions interstitielles qui provoque la consolidation du sol.

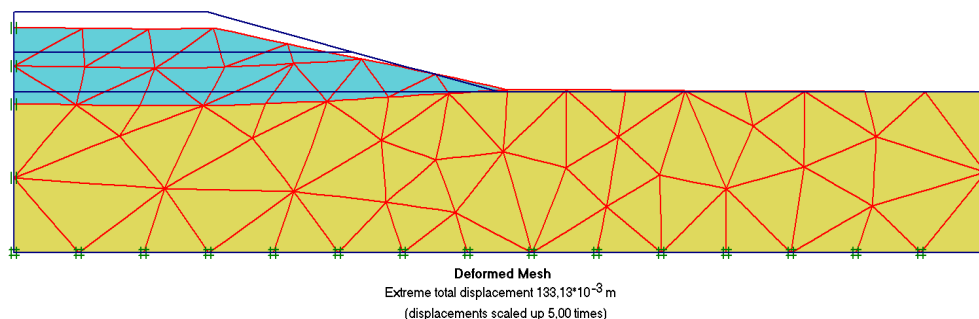


Figure 4.7. Maillage déformé de la 3^{ème} phase de calcul.

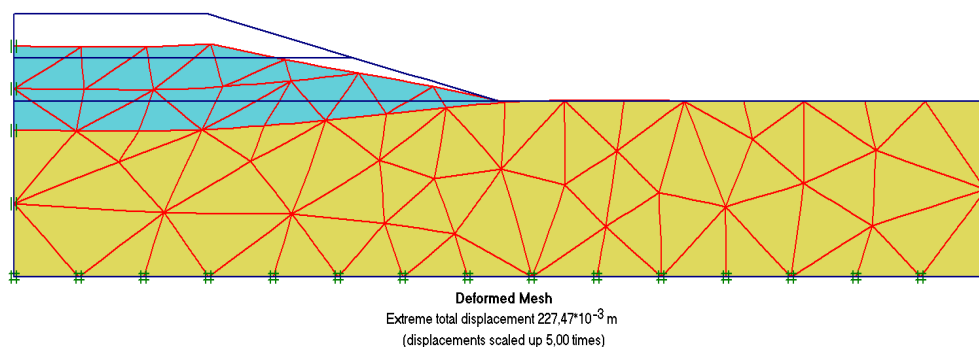


Figure 4.8. Maillage déformé de la 4^{ème} phase de calcul.

La distribution des surpressions interstitielles de la 3^{ème} phase de calcul est montrée sur la figure 4.9. Il est clair que les surpressions interstitielles les plus élevées se produisent sous le

centre du remblai. La figure 4.10 représente les surpressions interstitielles après une consolidation jusqu'à $p_{excess} < 1 \text{ kN/m}^2$ (4^{ème} phase).

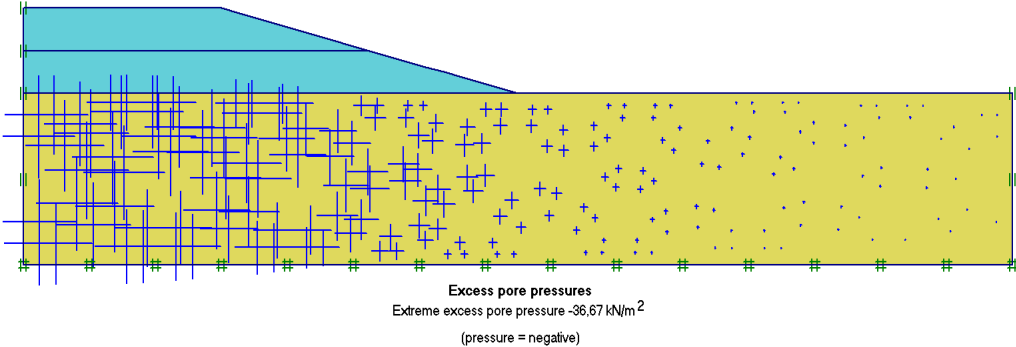


Figure 4.9. Distribution des surpressions interstitielles de la 3^{ème} phase de calcul.

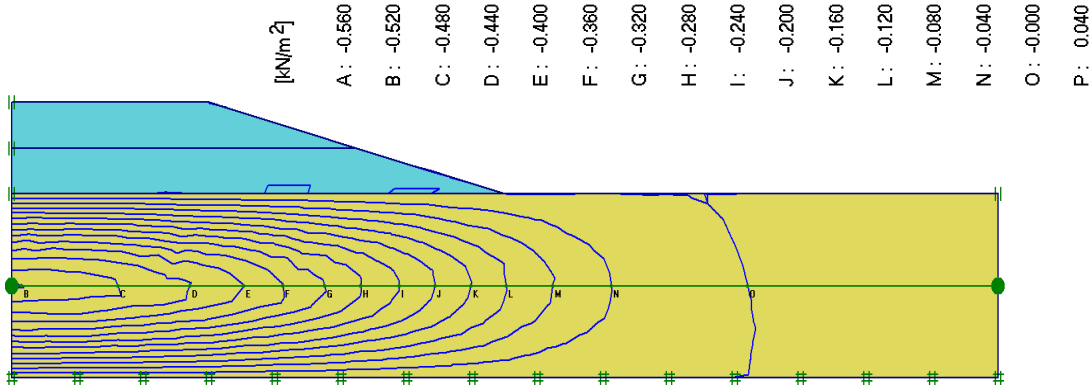


Figure 4.10. Les surpressions interstitielles de la 4^{ème} phase de calcul.

La figure 4.11 montre le dégradé des incréments totaux de déplacement, à la phase finale de construction du remblai (7^{ème} phase de calcul).

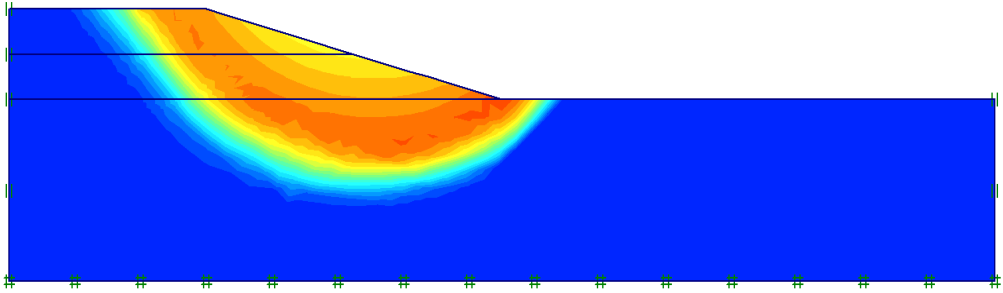


Figure 4.11. Incréments totaux de déplacement (7^{ème} phase de calcul).

Phases	Phase de référence	Déplacements maximaux ($\cdot 10^{-3}$ m)			$(p_{excess})_{max}$ (kN/m ²)	F_S
		U_{tot}	U_x	U_y		
1	0	54	53,79	35,81	24,32	-
2	1	80,72	41,35	76,55	13,70	-
3	2	133,13	86,46	126,78	36,67	-
4	3	227,47	69,06	226,52	0,505	-
5	1	-	-	-	-	1,47
6	2	-	-	-	-	2,05
7	3	-	-	-	-	1,44
8	4	-	-	-	-	2,24

Tableau 4.3. Résultats des différentes phases de calcul.

où U_{tot} désigne les déplacements totaux, U_x les déplacements horizontaux et U_y les déplacements verticaux.

Au vu des résultats obtenus dans le tableau 4.3 on constate que les déplacements verticaux (tassements) sont très grands par opposition aux déplacements horizontaux et que le coefficient de sécurité s'améliore durant les phases de consolidations.

4.5. COURBES (CURVES)

Le programme (*Curves*) contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes. La courbe de la figure 4.12 montre le développement des surpressions interstitielles au cour du temps: pendant les étapes de construction non drainé, les surpressions interstitielles augmentent avec une petite augmentation dans le temps (un petit intervalle de temps), tandis que pendant les périodes de consolidation, les surpressions interstitielles diminuent avec le temps. En note que, plus de 1700 jours sont nécessaire pour une consolidation achevée.

Sachant que, la sélection des points voulus pour la génération des courbes dans le programme (*Curves*) a été faite dans le programme (*Calculations*). Dans notre cas, on a choisi les points suivants : le point A (pied du remblai), le point B (milieu de la couche molle et près de l'axe du remblai) et le point C (voir fig. 4.3).

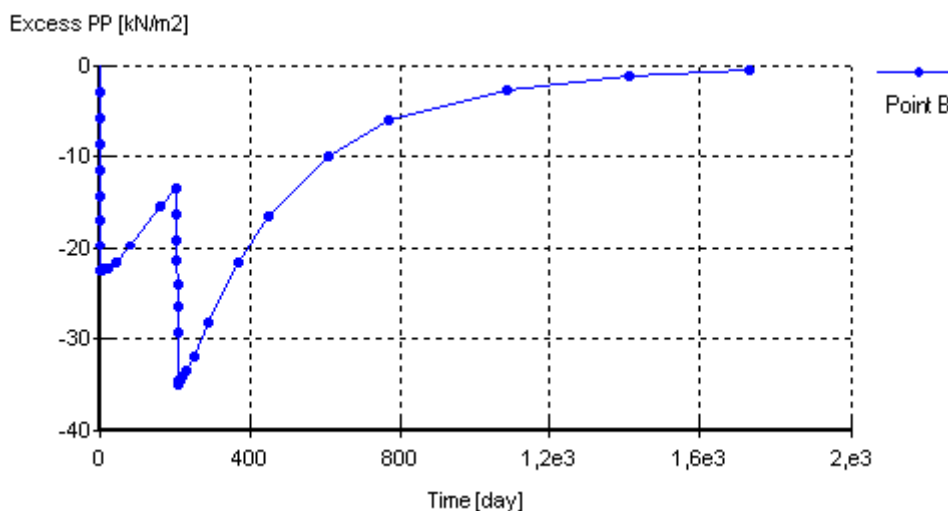


Figure 4.12. Développement des surpressions interstitielles sous le remblai (point B).

Une évaluation du coefficient de sécurité F_S pour les différentes phases du procédé de construction est donnée sur la figure 4.13. Après la mise de la première partie de remblai

(première phase de construction), on note une valeur de 1,47 pour F_S . Ce coefficient augmente durant la période de consolidation et devient 2,05, à la fin de cette phase. Conduisant, après la mise de la deuxième partie de remblai (deuxième phase de construction) à un coefficient de sécurité proche de 1,5 ($F_S=1,44$), ce qui est acceptable. A long terme, on note une valeur de 2,24 pour F_S .

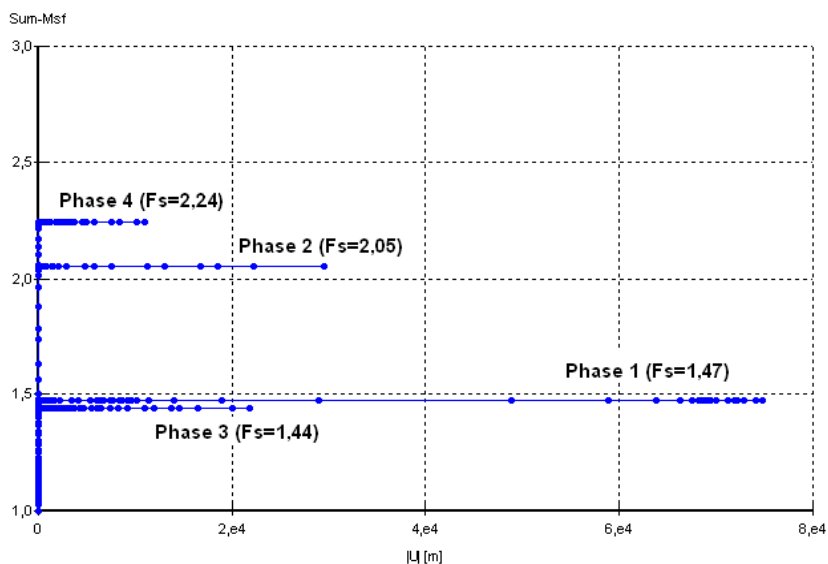


Figure 4.13. Le coefficient de sécurité F_S pour les différentes phases du procédé de construction.

La figure 4.14 présente l'évolution du déplacement horizontal au point A (pied du remblai) en fonction du temps. Cette figure montre l'augmentation du déplacement horizontal durant les phases de construction et la diminution de ce dernier, durant les phases de consolidation.

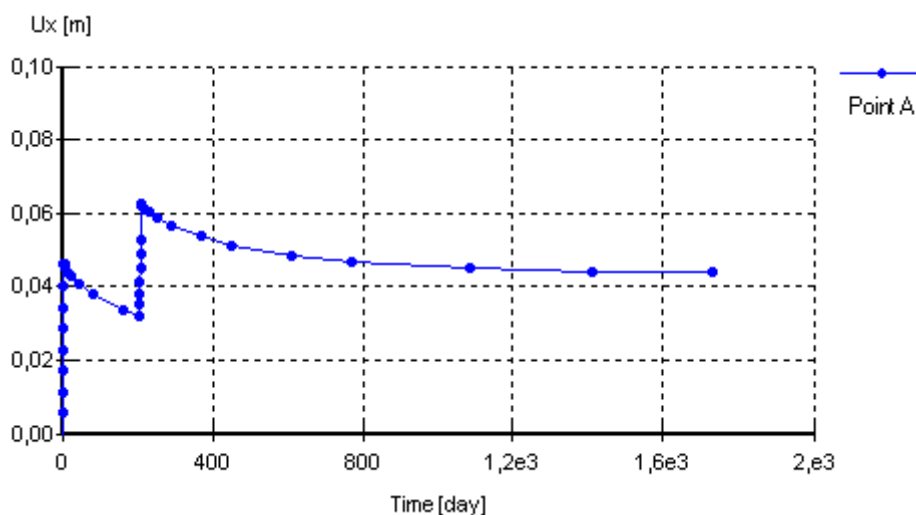


Figure 4.14. Déplacement horizontal au point A (pied du remblai) en fonction du temps.

La figure 4.15 présente l'évolution du tassement (déplacement vertical) au point C (voir la figure 4.3) en fonction du temps. On remarque que le déplacement vertical augmente durant les phases de construction aussi bien que pendant les phases de consolidation. Sauf que, pendant les phases de construction l'accroissement du tassement est grand et rapide. Lorsque on approche du temps de fin de consolidation ($t_f = 1730$ jours) qui correspond à une consolidation jusqu'à $p_{excess} < 1 \text{ kN/m}^2$, l'accroissement du tassement se diminue et se stabilise.

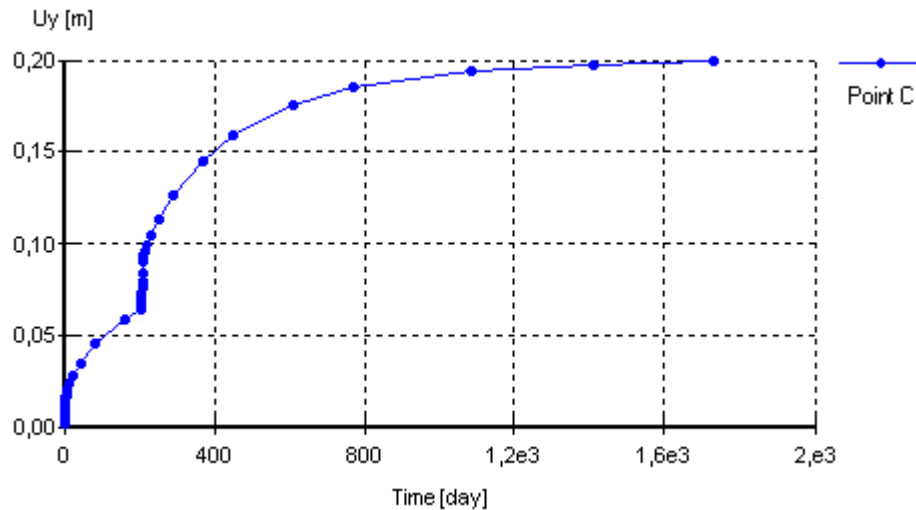


Figure 4.15. Déplacement vertical au point C en fonction du temps.

4.6. CONCLUSION

Le code de calcul "Plaxis", nous a permis de faire une étude numérique d'un remblai sur sols compressibles, dans un délai raisonnable et de pallier aux certains problèmes rencontrés lors du calcul classique de stabilité et de tassement.

Le "Plaxis" fournit une masse imposante de résultats appropriés à des analyses de sécurité et de déformation, qui permette aux ingénieurs de pratique géotechnique d'exercer le jugement technique en décidant d'un ordre judicieux de construction par phases d'un remblai routier sur sol compressible.

La construction de remblai routier avec un niveau élevé de nappe phréatique, conduit à un accroissement des pressions interstitielles. En conséquence de ce comportement non drainé les contraintes effectives diminuent. A fin de construire le remblai routier en sécurité, on adopte des périodes de consolidation intermédiaires (périodes d'attente). Durant la consolidation, les surpressions interstitielles se dissipent ainsi le sol puisse obtenir la résistance au cisaillement nécessaire (coefficient de sécurité satisfaisant) pour continuer le procédé de construction.

Dans cette application numérique d'un remblai sur sols compressibles avec le logiciel Plaxis, on a représenté le remblai par un poids volumique et une loi de comportement. On a utilisé le modèle de comportement de sol "de Mohr-Coulomb" pour le sol du remblai et aussi pour le sol de fondation. Cette application numérique nous incite à montrer l'intérêt qu'il faut accorder pour le choix du modèle de comportement de sol et les paramètres géométriques, géotechniques sur les résultats de calcul. Ainsi, une étude paramétrique s'impose.

ETUDE PARAMETRIQUE

5.1. INTRODUCTION

Après l'établissement du calcul de référence et l'obtention des différents résultats, on effectue une étude paramétrique. Il sera question de montrer l'effet de différents paramètres et modèles de comportement de sol sur les résultats. On conserve la même coupe géométrique de l'ouvrage, avec les mêmes données et les mêmes phases de calcul. On effectue une étude paramétrique, en faisons varier le type et le matériau de remblai (hauteur, module d'Young, cohésion et l'angle de frottement). Et ce, en considérant deux modèles de comportement pour le sol du remblai (le modèle "élastique linéaire isotrope" et le modèle de "Mohr-Coulomb") et pour le sol de fondation, on utilise chaque fois un des modèles de comportement de sol suivant : MC, SSM et SSCM. La variation des paramètres est dans des fourchettes raisonnables (appartenant à des plages de variation propre au sol étudié).

Dans cette étude, on s'intéresse des résultats suivants :

- Les déplacements verticaux maximaux (tassements).
- Les coefficients de sécurité.

Ces deux types de résultats seront présentés sur des tableaux pour toutes les phases de calcul. Notant que pour la 4^{ème} phase de calcul, on a choisi de faire le calcul de consolidation pour un intervalle de temps bien défini (celui qu'on a obtenu pour le calcul de référence $t=1520$ jours) pour éviter d'avoir des temps finals de calculs différents et cela dans le but de faciliter la comparaison à long terme.

5.2. MODELES DE COMPORTEMENT DU SOL DE FONDATION

Dans le calcul de référence on a utilisé le modèle de Mohr-Coulomb pour le sol de fondation et pour le sol du remblai. Ces paramètres étaient donnés dans le tableau 4.1 (cf. § 4.2.2).

- **Le modèle SSM**

Si on remplace le modèle de comportement de Mohr-Coulomb du sol de fondation par le modèle pour sols "mous" (SSM), on est besoin de d'autres paramètres. Les paramètres du modèle SSM pour le sol de fondation sont regroupés dans le tableau 5.1 suivant:

Paramètres	Nom	Sol de fondation	Unité
Modèle de comportement	Modèle	SSM	-
Type de comportement	Type	Non drainé	-
Poids volumique sec	γ_d	15	kN/m ³
Poids volumique saturé	γ_{sat}	18	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	1.10 ⁻⁴	m/jour
Perméabilité verticale	k_y	1.10 ⁻⁴	m/jour
Cohésion effective	c'	2	kN/m ²
Angle de frottement effectif	ϕ'	24	°
Angle de dilatance	ψ	0	°
Indice de compression modifié	λ^*	0,035	-
Indice de gonflement modifié	κ^*	0,007	-
Coefficient de Poisson en décharge-recharge	ν_{ur}	0,15	-
Coefficient de pression latéral des terres	K_0^{nc}	0,59	-
Rapport de surconsolidation	OCR	1,4	-

Tableau 5.1. Paramètres du modèle SSM pour le sol de fondation.

- **Le modèle SSCM**

On utilise le modèle pour sols "mous" avec effet du temps (SSCM) pour le sol de fondation du remblai. En plus des paramètres du modèle SSM donnés dans le tableau 5.1, il y a l'indice de fluage modifié μ^* , $\mu^*=0,002$.

5.3. ETUDE PARAMETRIQUE

On a effectué deux calculs, en faisant varier le paramètre caractérisant la géométrie du modèle de référence qui est la hauteur du remblai " h_r " de $h_r=3$ m à $h_r=2$ m.

Pour chaque valeur de la hauteur du remblai " h_r ", on a également effectué une étude paramétrique, en faisant varier le matériau de remblai (module d'Young, cohésion et angle de frottement). Et ce, en considérant deux modèles de comportement pour le sol de remblai (le modèle "élastique linéaire isotrope" et le modèle de "Mohr-Coulomb") et pour le sol de fondation, on utilise chaque fois un des trois modèles de comportement de sol suivant: MC, SSM et SSCM (voir fig. 5.1).

Un récapitulatif des différents résultats de calculs (déplacements verticaux maximaux et coefficients de sécurité pour les différentes phases de calcul) est montré dans les tableaux suivants:

Tableau 5.2. Les déplacements verticaux maximaux $(U_y)_{max}$, pour $h_r=3$ m.

Tableau 5.3. Les déplacements verticaux maximaux $(U_y)_{max}$, pour $h_r=2$ m.

Tableau 5.4. Les coefficients de sécurité (F_S) , pour $h_r=3$ m.

Tableau 5.5. Les coefficients de sécurité (F_S) , pour $h_r=2$ m.

Nota :

$(U_{yi})_{max}$: déplacement vertical maximal à la fin de la phase de calcul i

F_{Si} : coefficient de sécurité à la fin de la phase de calcul i

Elas : modèle Elastique linéaire

MC : modèle de "Mohr-Coulomb"

SSM : Soft Soil Model (Modèle pour sols "mous")

SSCM : Soft Soil Creep Model (Modèle pour sols "mous" avec effet du temps)

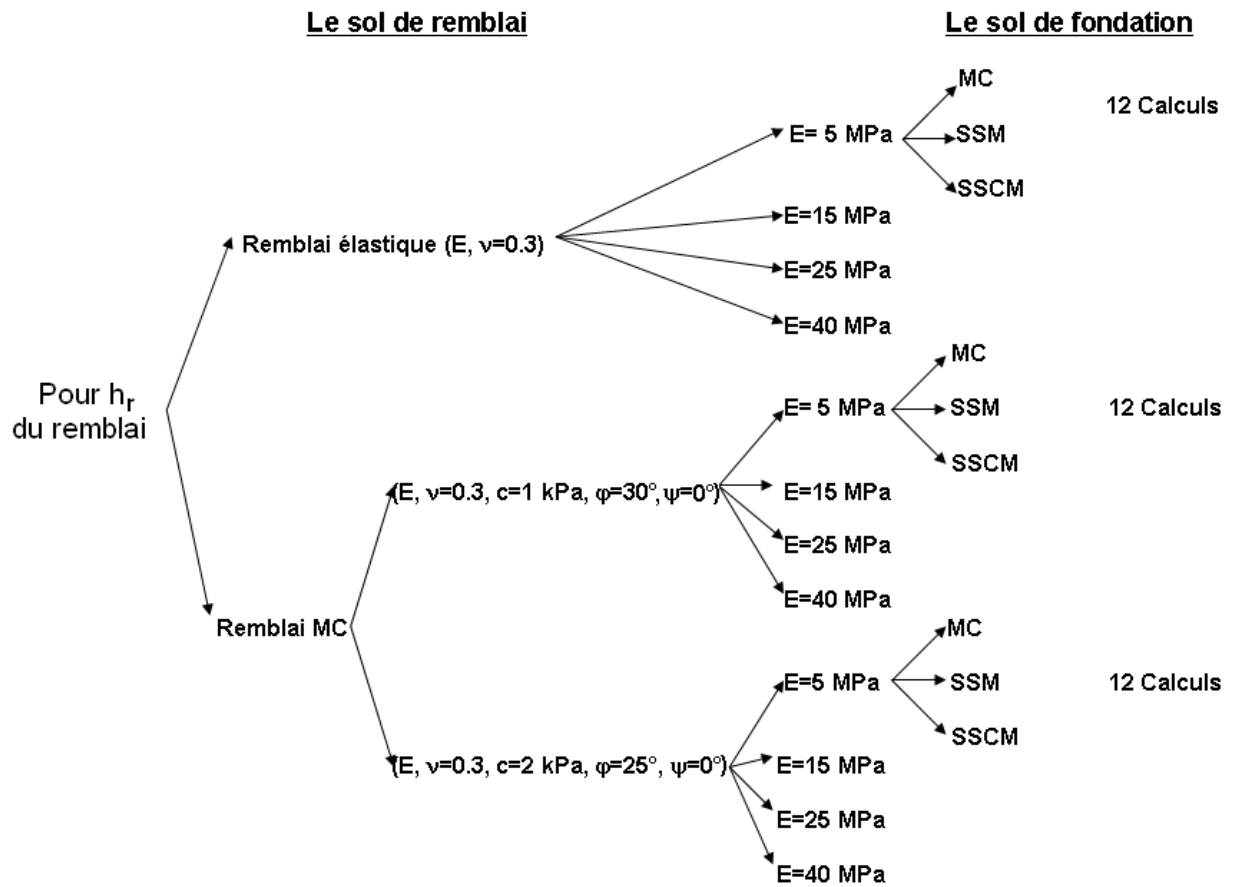


Figure 5.1. Schéma de l'étude paramétrique.

Pour $h_r = 3$ m, on aura 36 calculs.

Pour $h_r = 2$ m, on aura 36 calculs.

Au total, on aura 72 calculs.

Loi du remblai	Type du sol de remblai	Module d'Young (E)	Loi du sol de fondation	Calcul	Déplacements verticaux maximaux [$\cdot 10^{-3}$ m]			
					$(U_{y1})_{\max}$	$(U_{y2})_{\max}$	$(U_{y3})_{\max}$	$(U_{y4})_{\max}$
Elas	E, v=0,3	5 MPa	MC	cal 01	31,88	73,01	108,28	213,52
			SSM	cal 02	17,82	89,77	107,94	250,33
			SSCM	cal 03	15,26	100,28	113,28	297,4
		15 MPa	MC	cal 04	27,69	70,45	95,07	205,9
			SSM	cal 05	15,49	87,06	100,07	243,4
			SSCM	cal 06	12,94	97,32	105,73	288,8
		25 MPa	MC	cal 07	26,1	69,61	91,7	203,44
			SSM	cal 08	14,92	86,35	98,41	241,77
			SSCM	cal 09	12,36	96,36	104,05	287,11
		40 MPa	MC	cal 10	25,15	69,04	89,92	201,12
			SSM	cal 11	14,56	85,98	97,52	240,2
			SSCM	cal 12	11,93	95,59	102,9	285,72
MC	E, v=0,3 ; c=1 kPa, $\varphi=30^\circ$, $\psi=0^\circ$	5 MPa	MC	cal 13 (réf)	35,81	76,55	126,78	226,52
			SSM	cal 14	20,68	96,64	109,16	251,73
			SSCM	cal 15	15,88	103,19	114,72	308,45
		15 MPa	MC	cal 16	33,8	75,51	120,39	218,92
			SSM	cal 17	18,92	94,11	102,51	244,73
			SSCM	cal 18	13,65	101,6	107,38	301,39
		25 MPa	MC	cal 19	33,51	75,56	118,69	217,27
			SSM	cal 20	18,2	93,45	101,28	243,42
			SSCM	cal 21	13,03	101,24	105,9	299,54
		40 MPa	MC	cal 22	33,34	75,45	117,76	216,56
			SSM	cal 23	17,79	93,15	100,56	242,79
			SSCM	cal 24	12,64	100,94	104,77	298,4
MC	E, v=0,3 ; c=2 kPa, $\varphi=25^\circ$, $\psi=0^\circ$	5 MPa	MC	cal 25	35,93	76,01	127,58	224,77
			SSM	cal 26	20,08	95,51	109,66	252,14
			SSCM	cal 27	15,64	102,9	114,78	309,89
		15 MPa	MC	cal 28	33,69	74,38	119,75	219,21
			SSM	cal 29	18,37	93,1	102,74	244,99
			SSCM	cal 30	13,43	101,21	107,36	302,3
		25 MPa	MC	cal 31	33,29	74,87	118,67	217,66
			SSM	cal 32	17,92	92,58	101,54	243,53
			SSCM	cal 33	12,95	100,93	105,83	300,48
		40 MPa	MC	cal 34	33	74,69	117,37	216,26
			SSM	cal 35	17,46	92,19	100,63	242,94
			SSCM	cal 36	12,53	100,72	104,66	299,38

Tableau 5.2. Les déplacements verticaux maximaux $(U_y)_{\max}$, pour $h_r = 3$ m.

Loi du remblai	Type du sol de remblai	Module d'Young (E)	Loi du sol de fondation	Calcul	Déplacements verticaux maximaux [$\cdot 10^{-3}$ m]			
					$(U_{y1})_{\max}$	$(U_{y2})_{\max}$	$(U_{y3})_{\max}$	$(U_{y4})_{\max}$
Elas	$E,$ $\nu=0,3$	5 MPa	MC	cal 37	22,18	48,78	73,06	140,09
			SSM	cal 38	10,09	63,31	74,13	179,6
			SSCM	cal 39	9,03	69,67	78,42	231,01
		15 MPa	MC	cal 40	20,37	47,81	66,17	137,57
			SSM	cal 41	9,12	62,03	70,48	177,98
			SSCM	cal 42	8,01	68,62	75,14	226,97
		25 MPa	MC	cal 43	19,84	47,61	64,21	137,07
			SSM	cal 44	8,86	61,66	69,7	178,18
			SSCM	cal 45	7,74	68,31	74,42	227,35
		40 MPa	MC	cal 46	18,72	47,13	62,58	136,56
			SSM	cal 47	8,65	61,38	69,16	178,24
			SSCM	cal 48	7,53	68,03	73,89	227,68
MC	$E,$ $\nu=0,3 ;$ $c=1$ kPa, $\varphi=30^\circ,$ $\psi=0^\circ$	5 MPa	MC	cal 49	22,99	49,51	80,91	145,17
			SSM	cal 50	11,08	63,72	74,32	179,62
			SSCM	cal 51	9,33	69,74	78,47	235,54
		15 MPa	MC	cal 52	22,07	48,79	77,56	143,43
			SSM	cal 53	10,02	62,87	71,19	176,87
			SSCM	cal 54	7,87	69,04	75,72	232,37
		25 MPa	MC	cal 55	21,88	49,19	77	142,96
			SSM	cal 56	9,82	62,64	70,67	176,24
			SSCM	cal 57	7,6	68,87	74,68	231,84
		40 MPa	MC	cal 58	21,77	49,24	76,69	142,4
			SSM	cal 59	9,49	62,48	70,46	175,95
			SSCM	cal 60	7,43	68,78	74,15	231,43
MC	$E,$ $\nu=0,3 ;$ $c=2$ kPa, $\varphi=25^\circ,$ $\psi=0^\circ$	5 MPa	MC	cal 61	22,91	49,04	80,6	143,39
			SSM	cal 62	10,67	63,38	74,49	179,44
			SSCM	cal 63	9,18	69,75	78,65	235,67
		15 MPa	MC	cal 64	21,93	48,32	76,97	141,2
			SSM	cal 65	9,87	62,37	71,19	176,69
			SSCM	cal 66	7,88	69	75,75	232,54
		25 MPa	MC	cal 67	21,7	48,21	76,18	141,09
			SSM	cal 68	9,35	62,11	70,63	176,08
			SSCM	cal 69	7,59	68,82	74,73	231,92
		40 MPa	MC	cal 70	21,57	48,36	75,77	140,86
			SSM	cal 71	9,22	61,92	70,39	175,86
			SSCM	cal 72	7,39	68,66	74,14	231,51

Tableau 5.3. Les déplacements verticaux maximaux $(U_y)_{\max}$, pour $h_r = 2$ m.

Loi du remblai	Type du sol de remblai	Module d'Young (E)	Loi du sol de fondation	Calcul	Coefficients de sécurité			
					Fs_1	Fs_2	Fs_3	Fs_4
MC	$E,$ $\nu=0,3 ;$ $c=1 \text{ kPa},$ $\varphi=30^\circ,$ $\psi=0^\circ$	5 MPa	MC	cal 13 (<i>réf</i>)	1,47	2,05	1,44	2,24
			SSM	cal 14	1,32	1,98	1,37	2,22
			SSCM	cal 15	1,33	1,75	1,22	2,2
		15 MPa	MC	cal 16	1,47	2,08	1,44	2,24
			SSM	cal 17	1,32	1,98	1,37	2,24
			SSCM	cal 18	1,34	1,76	1,23	2,21
		25 MPa	MC	cal 19	1,47	2,08	1,44	2,24
			SSM	cal 20	1,32	1,98	1,37	2,24
			SSCM	cal 21	1,34	1,77	1,23	2,21
		40 MPa	MC	cal 22	1,47	2,08	1,45	2,24
			SSM	cal 23	1,32	1,98	1,37	2,24
			SSCM	cal 24	1,34	1,77	1,23	2,19
MC	$E,$ $\nu=0,3 ;$ $c=2 \text{ kPa},$ $\varphi=25^\circ,$ $\psi=0^\circ$	5 MPa	MC	cal 25	1,49	2,07	1,42	2,21
			SSM	cal 26	1,34	1,98	1,34	2,19
			SSCM	cal 27	1,35	1,75	1,2	2,16
		15 MPa	MC	cal 28	1,48	2,07	1,42	2,21
			SSM	cal 29	1,34	1,98	1,35	2,2
			SSCM	cal 30	1,35	1,76	1,21	2,18
		25 MPa	MC	cal 31	1,48	2,09	1,43	2,21
			SSM	cal 32	1,34	1,98	1,35	2,21
			SSCM	cal 33	1,35	1,77	1,21	2,18
		40 MPa	MC	cal 34	1,47	2,09	1,43	2,21
			SSM	cal 35	1,34	1,98	1,35	2,21
			SSCM	cal 36	1,35	1,77	1,22	2,18

Tableau 5.4. Les coefficients de sécurité (F_s), pour $h_r = 3 \text{ m}$.

Loi du remblai	Type du sol de remblai	Module d'Young (E)	Loi du sol de fondation	Calcul	Coefficients de sécurité			
					F_{s1}	F_{s2}	F_{s3}	F_{s4}
MC	$E,$ $\nu=0,3 ;$ $c=1 \text{ kPa},$ $\varphi=30^\circ,$ $\psi=0^\circ$	5 MPa	MC	cal 49	1,96	2,48	1,69	2,48
			SSM	cal 50	1,77	2,38	1,62	2,48
			SSCM	cal 51	1,81	2,14	1,45	2,42
		15 MPa	MC	cal 52	1,95	2,49	1,69	2,48
			SSM	cal 53	1,76	2,38	1,62	2,48
			SSCM	cal 54	1,81	2,17	1,46	2,42
		25 MPa	MC	cal 55	1,95	2,49	1,7	2,47
			SSM	cal 56	1,76	2,39	1,62	2,48
			SSCM	cal 57	1,81	2,17	1,47	2,43
		40 MPa	MC	cal 58	1,94	2,51	1,7	2,44
			SSM	cal 59	1,76	2,39	1,62	2,48
			SSCM	cal 60	1,81	2,18	1,47	2,43
MC	$E,$ $\nu=0,3 ;$ $c=2 \text{ kPa},$ $\varphi=25^\circ,$ $\psi=0^\circ$	5 MPa	MC	cal 61	1,99	2,51	1,68	2,46
			SSM	cal 62	1,78	2,41	1,61	2,46
			SSCM	cal 63	1,84	2,18	1,45	2,41
		15 MPa	MC	cal 64	1,98	2,51	1,68	2,46
			SSM	cal 65	1,8	2,4	1,61	2,46
			SSCM	cal 66	1,84	2,19	1,46	2,41
		25 MPa	MC	cal 67	1,98	2,51	1,68	2,45
			SSM	cal 68	1,8	2,42	1,61	2,46
			SSCM	cal 69	1,84	2,2	1,46	2,42
		40 MPa	MC	cal 70	1,97	2,51	1,69	2,44
			SSM	cal 71	1,8	2,42	1,62	2,46
			SSCM	cal 72	1,84	2,2	1,46	2,42

Tableau 5.5. Les coefficients de sécurité (F_s), pour $h_r = 2 \text{ m}$.

5.4. COMPARAISON DES RESULTATS DES CALCULS OBTENUS

La comparaison des résultats sous forme de courbes sera limitée sur les résultats suivants:

a)

- Les déplacements verticaux maximaux à long terme $(U_{y4})_{\max}$ (phase de calcul 4).
- Les coefficients de sécurité juste après la construction (F_{S3}) (après la mise de la 2^{ème} partie du remblai).

b)

- Les déplacements verticaux maximaux $(U_{y1})_{\max}$, dû à la 1^{ère} phase de construction.
- Les déplacements verticaux maximaux $[(U_{y3})_{\max} - (U_{y2})_{\max}]$, dû à la 2^{ème} phase de construction (1^{ère} partie du remblai toujours existante durant la 2^{ème} phase de construction).

5.4.1. Hauteur du remblai $h_r=3$ m

5.4.1.1. Loi du remblai "élastique linéaire"

On a utilisé le modèle "élastique linéaire isotrope" pour simuler le comportement du sol de remblai. Ces paramètres sont: le module d'Young E (variable) et le coefficient de Poisson ν ($\nu=0,3$).

a) L'influence sur $(U_{y4})_{\max}$ et F_{S3}

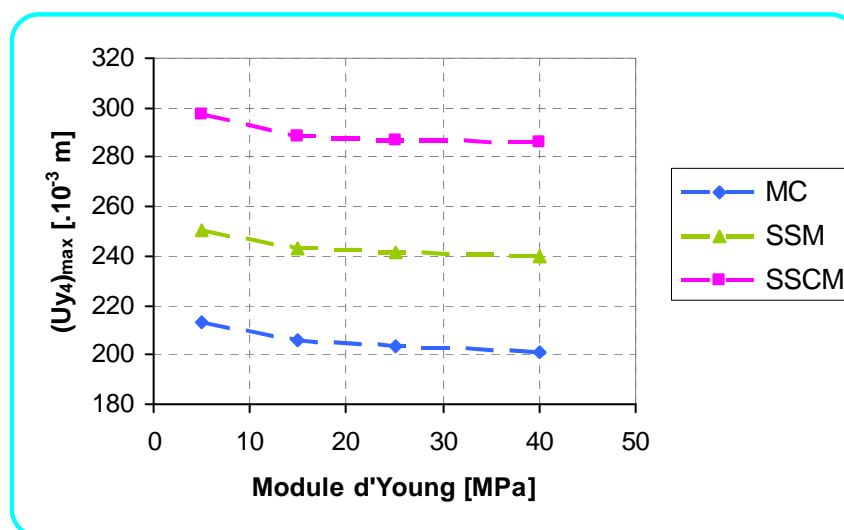


Figure 5.2. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire".

D'après la figure 5.2, il apparaît que le module d'Young du sol de remblai et le modèle de comportement du sol de fondation ont une influence sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$.

En utilisant une loi du remblai "élastique linéaire" pour $h_r=3$ m, la comparaison des résultats permet de constater que les déplacements verticaux maximaux $(U_{y4})_{\max}$ effectués avec un modèle SSCM pour le sol de fondation sont plus élevés que de ceux effectués avec les modèles SSM et de MC, respectivement (fig. 5.2). Ainsi que, l'augmentation du module d'Young E du sol de remblai a entraîné une décroissance des déplacements verticaux maximaux $(U_{y4})_{\max}$. Pour ce qui est des ordres de variation, voir les tableaux qui viennent par la suite.

Rappelons qu'un calcul de coefficient de sécurité dans le Plaxis est effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol : " c et ϕ " (*Phi-c reduction*). Donc, le modèle élastique ne peut servir à un calcul de coefficient de sécurité (il n'y a pas de c et ϕ dans le modèle élastique).

b) L'influence sur $(U_{y1})_{\max}$ et $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$

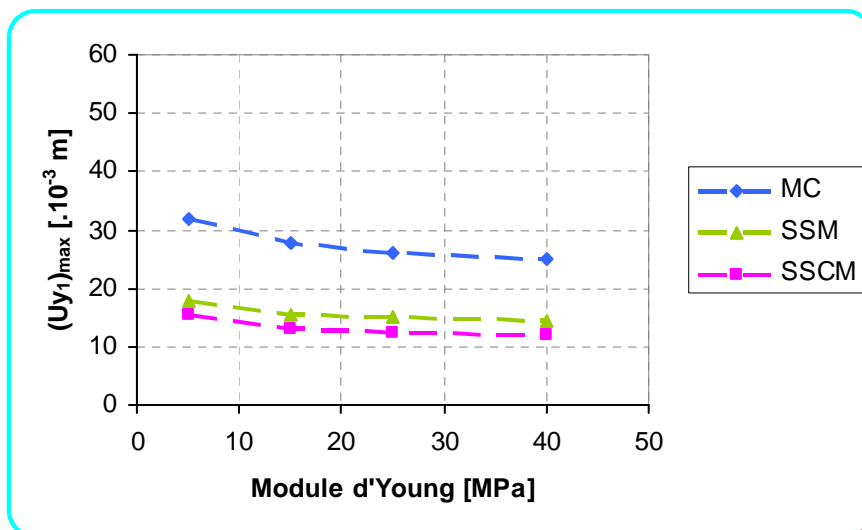


Figure 5.3. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire".

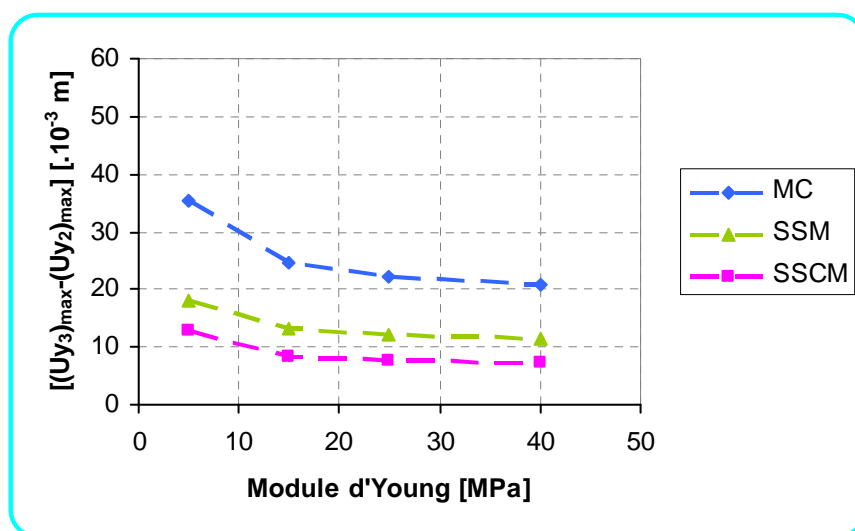


Figure 5.4. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire".

Les figures 5.3 et 5.4 montrent clairement que le module d'Young E du sol de remblai et le modèle de comportement du sol de fondation ont une influence sur les tassements $(U_{y1})_{\max}$ et $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, effectués avec une loi du remblai "élastique linéaire".

5.4.1.2. Loi du remblai de "Mohr-Coulomb"

On a utilisé le modèle élastique linéaire parfaitement plastique de "Mohr-Coulomb" pour simuler le comportement du sol de remblai. Ces paramètres sont le module d'Young E (variable), le coefficient de Poisson ν ($\nu=0,3$), la cohésion c , l'angle de frottement φ et la dilatance ψ .

5.4.1.2.1. Type du sol de remblai (1)

Dans ce 1^{er} type de sol de remblai, on a pris la cohésion $c=1$ kPa, l'angle de frottement $\varphi=30^\circ$ et la dilatance $\psi=0^\circ$. Le module d'Young E est variable et le coefficient de Poisson ν ($\nu=0,3$). Les résultats de calculs sont montrés sur les figures 5.5 à 5.8 suivantes :

a) L'influence sur $(U_{y4})_{\max}$ et F_{S3}

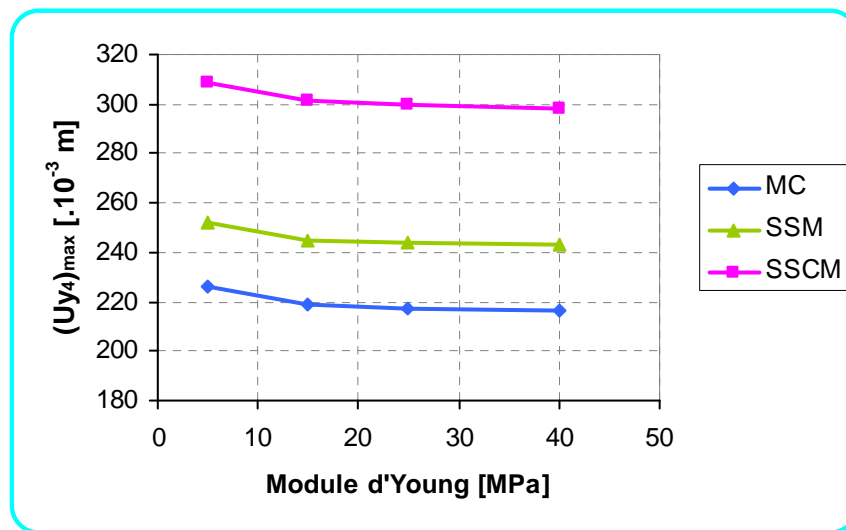


Figure 5.5. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol1.

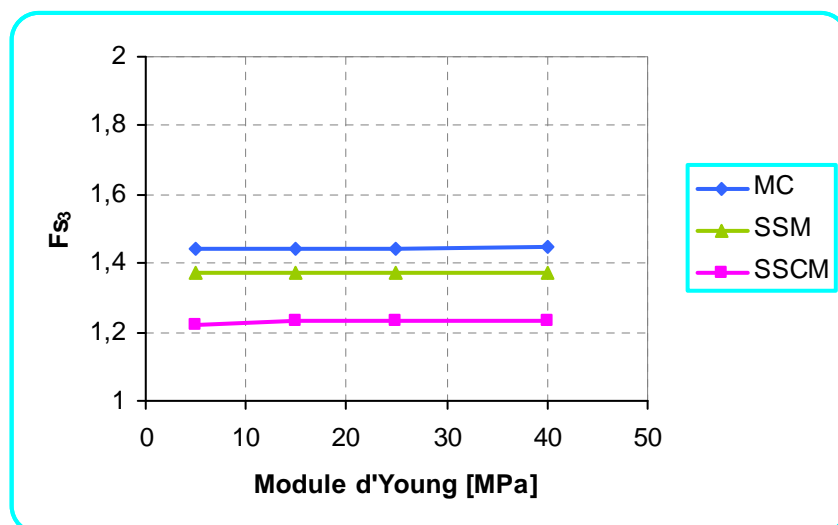


Figure 5.6. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur F_{S3} , pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol1.

b) L'influence sur $(U_{y1})_{\max}$ et $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$

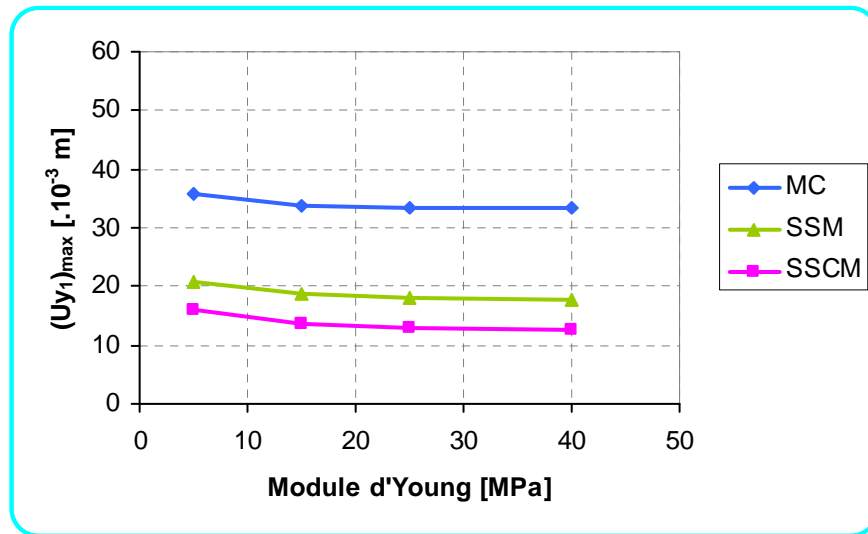


Figure 5.7. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de MC et type de sol 1.

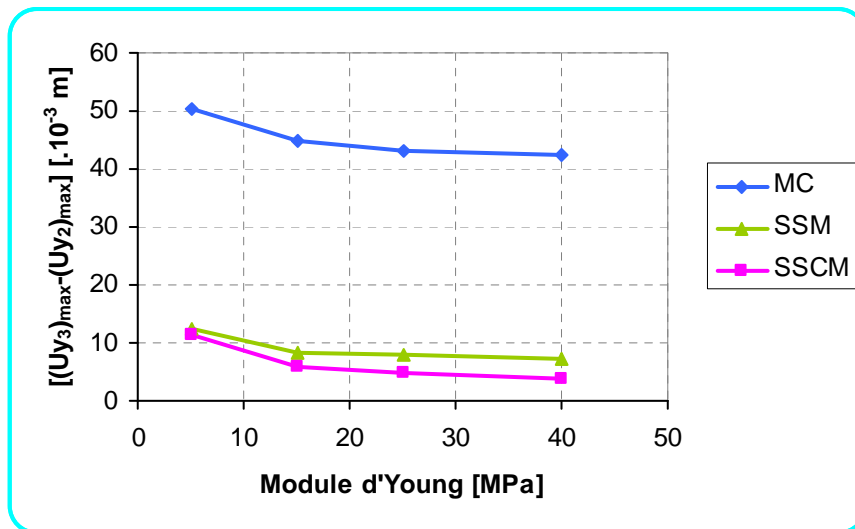


Figure 5.8. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=3$ m, avec une loi du remblai de MC et type de sol 1.

5.4.1.2.2. Type du sol de remblai (2)

Dans ce 2^{ème} type de sol de remblai, on a pris la cohésion $c=2$ kPa, l'angle de frottement $\varphi=25^\circ$ et la dilatance $\psi=0^\circ$. Le module d'Young E est variable et le coefficient de Poisson ν ($\nu=0,3$). Les résultats de calculs sont montrés sur les figures 5.9 à 5.12 suivantes:

a) L'influence sur $(U_{y4})_{\max}$ et F_{S3}

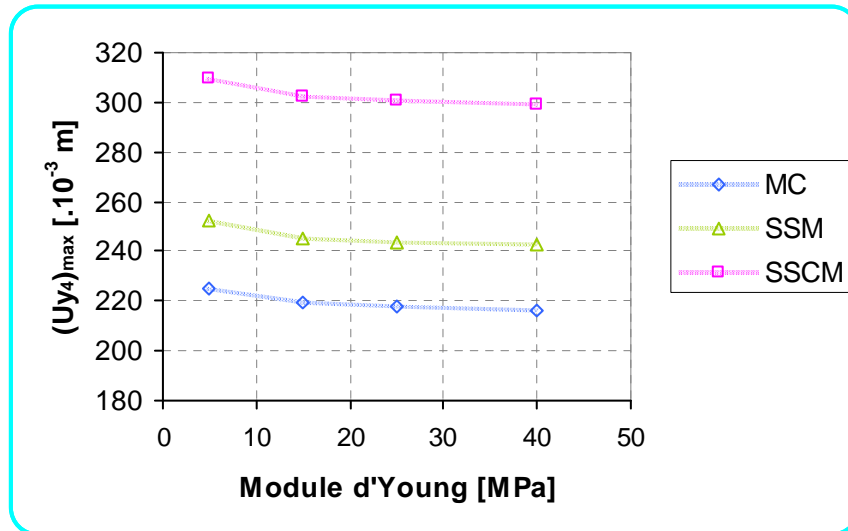


Figure 5.9. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 2.

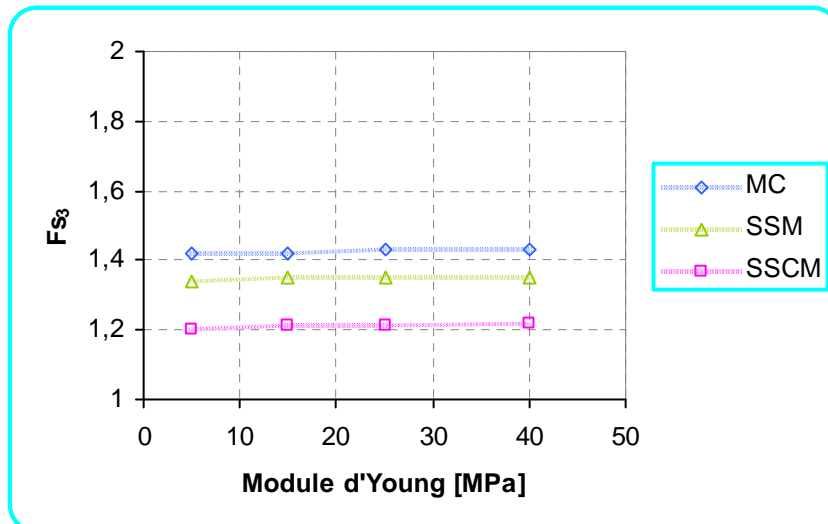


Figure 5.10. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur F_{S3} , pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 2.

b) L'influence sur $(U_{y1})_{\max}$ et $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$

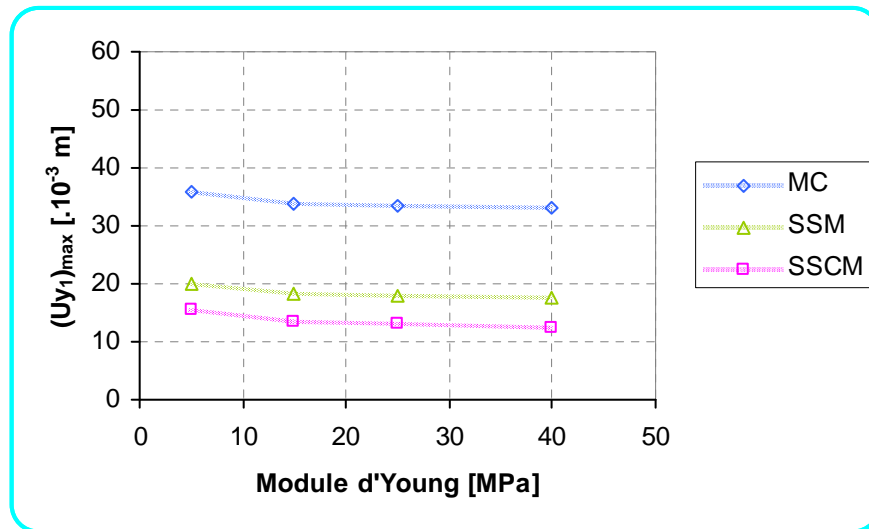


Figure 5.11. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de MC et type de sol 2.

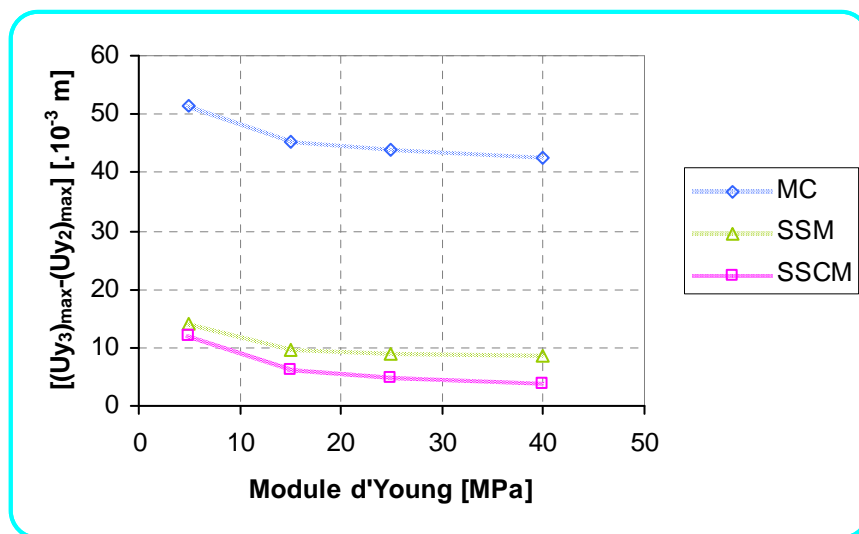


Figure 5.12. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=3$ m, avec une loi du remblai de MC et type de sol 2.

Pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de "Mohr-Coulomb" (type de sol de remblai 1 et 2), les figures 5.7, 5.8, 5.11 et 5.12 montrent clairement que le module d'Young E du sol de remblai et le modèle de comportement du sol de fondation ont une influence sur les tassements $(U_{y1})_{\max}$ et $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$.

En utilisant une loi du remblai de "Mohr-Coulomb" pour $h_r=3$ m et avec les deux types de sol de remblai (1 et 2), les résultats obtenus ont permis de constater que les déplacements verticaux maximaux à long terme $(U_{y4})_{\max}$, effectués avec l'utilisation du modèle SSCM pour le sol de fondation compressible sont plus élevés que de ceux effectués avec les modèles SSM et de MC, respectivement (fig. 5.5 et fig. 5.9). Par contre, les coefficients de sécurité F_{S3} effectués avec le modèle de MC (pour le sol de fondation) sont les plus grands. Il vient après les coefficients de sécurité F_{S3} donnés par le modèle SSM et SSCM, respectivement (fig. 5.6 et fig. 5.10). Pour ce qui est des ordres de variation, voir les tableaux qui viennent par la suite.

5.4.2. Hauteur du remblai $h_r=2$ m

Pour une hauteur de remblai $h_r=2$ m, on a effectué les mêmes étapes de l'étude paramétrique faite pour $h_r=3$ m. Notant que toute la géométrie du remblai s'est changée en prenant une pente de $\frac{1}{4}$ pour les talus latéraux.

Les résultats de calcul sous formes de courbes sont présentés dans les figures 5.13 à 5.23 suivantes.

5.4.2.1. Loi du remblai "élastique linéaire"

a) L'influence sur $(U_{y4})_{\max}$ et F_{S3}

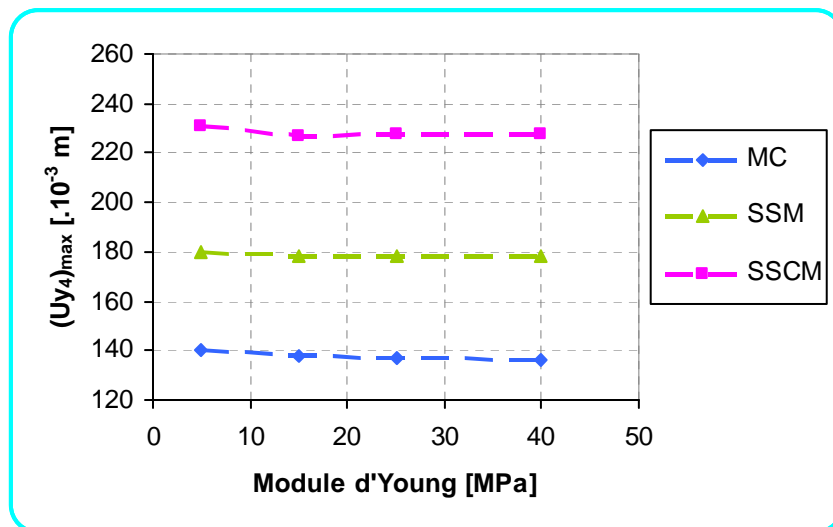


Figure 5.13. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire".

b) L'influence sur $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$

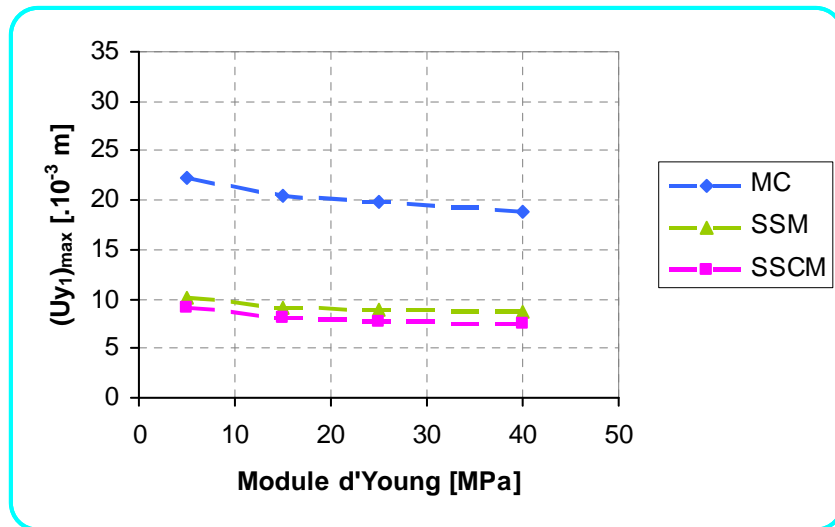


Figure 5.14. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire".

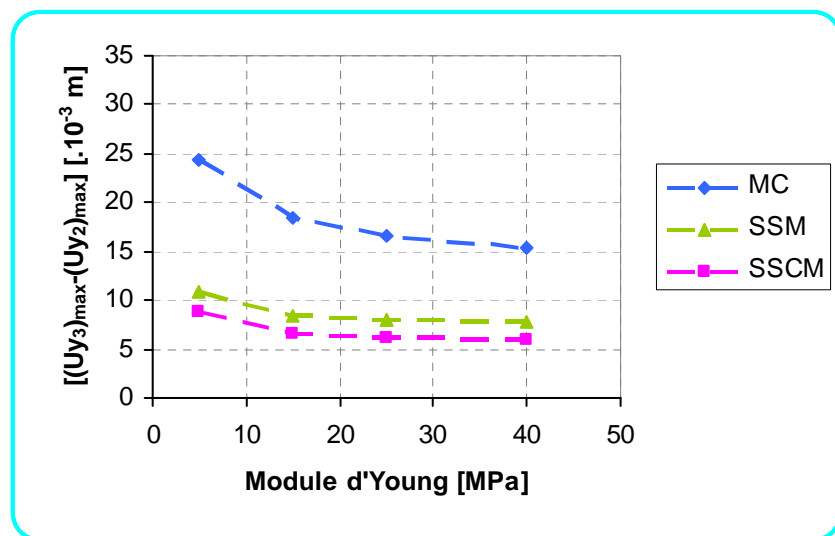


Figure 5.15. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=2$ m, avec une loi du remblai "élastique linéaire".

5.4.2.2. Loi du remblai de "Mohr-Coulomb"

5.4.2.2.1. Type du sol de remblai (1)

a) L'influence sur $(U_{y4})_{\max}$ et F_{S3}

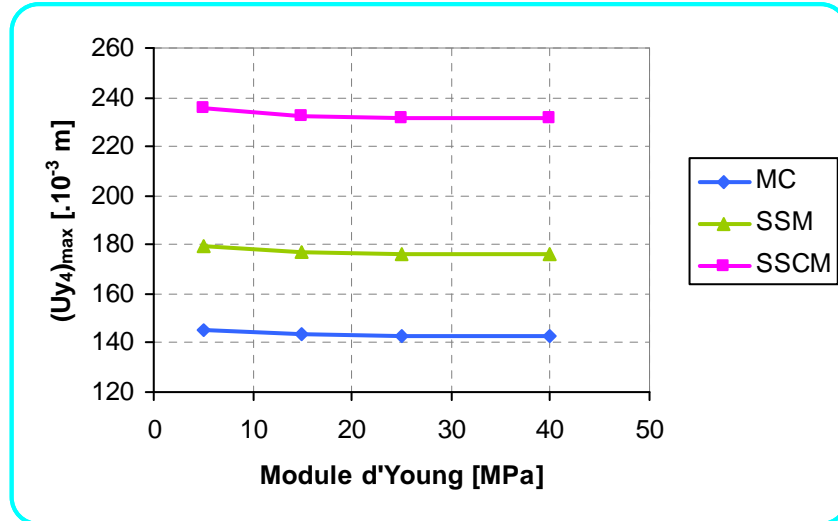


Figure 5.16. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 1.

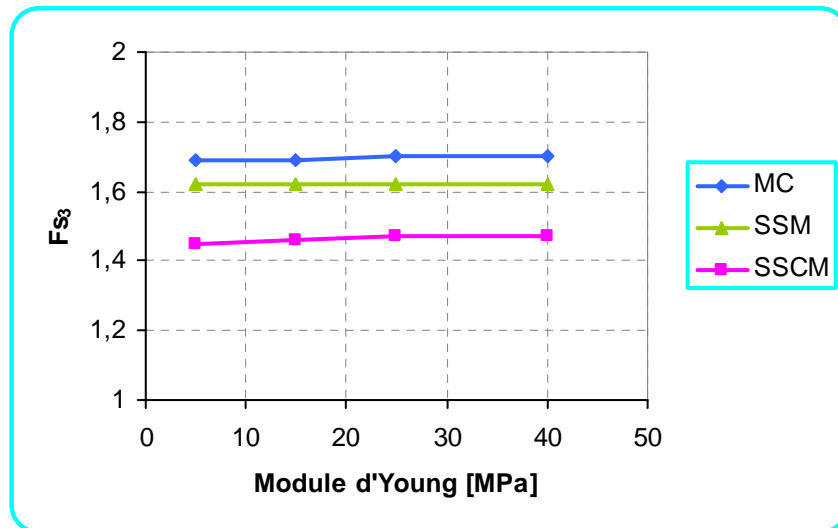


Figure 5.17. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur F_{S3} , pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 1.

b) L'influence sur $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$

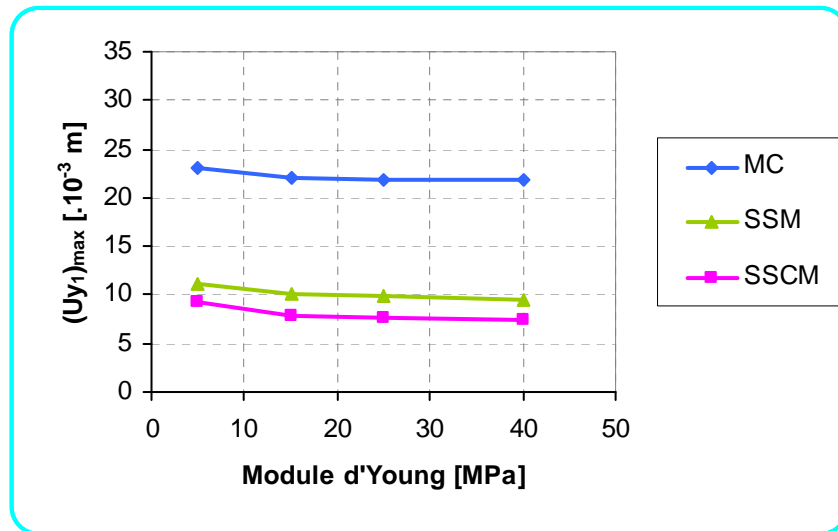


Figure 5.18. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de MC et type de sol 1.

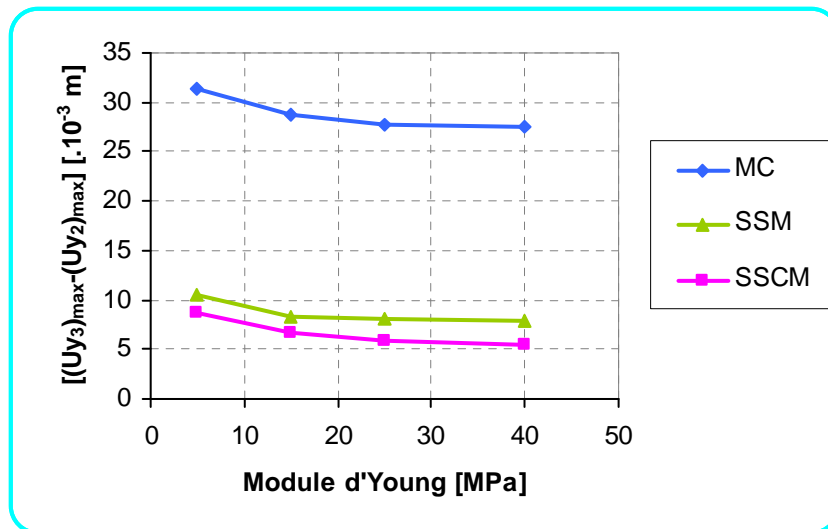


Figure 5.19. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=2$ m, avec une loi du remblai de MC et type de sol 1.

5.4.2.2.2. Type du sol de remblai (2)

a) L'influence sur $(U_{y4})_{\max}$ et F_{S3}

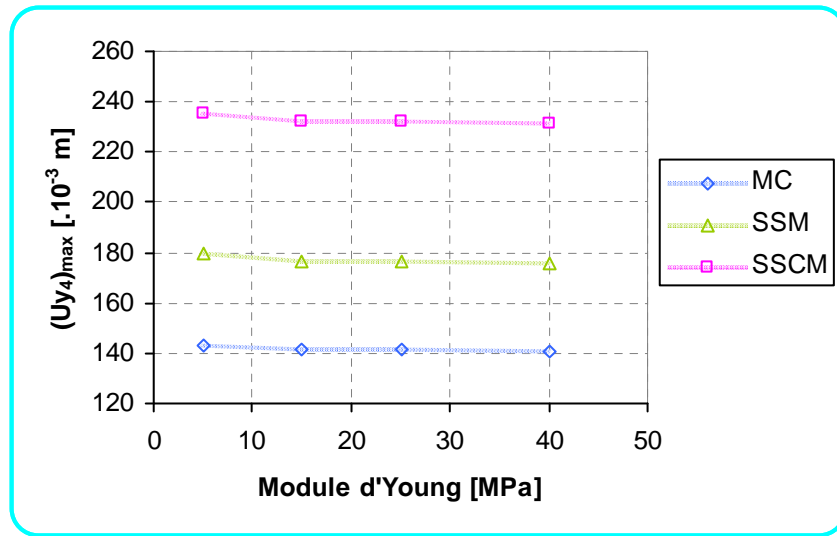


Figure 5.20. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 2.

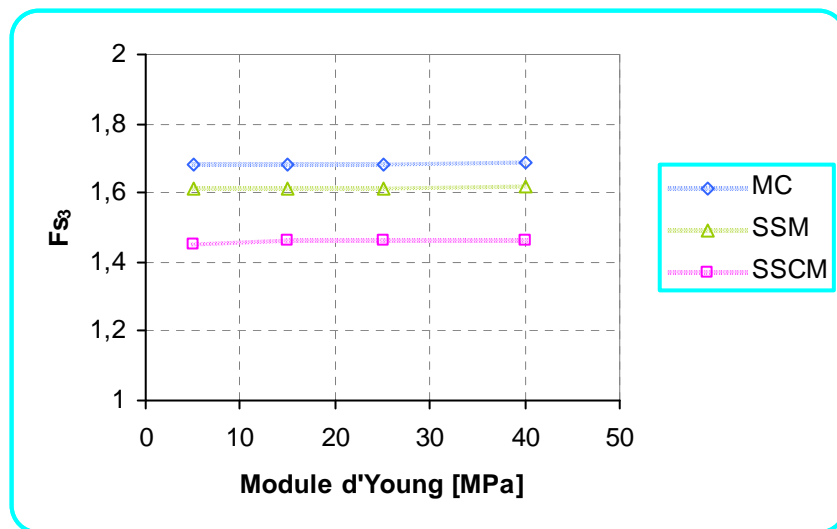


Figure 5.21. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur F_{S3} , pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 2.

b) L'influence sur $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$

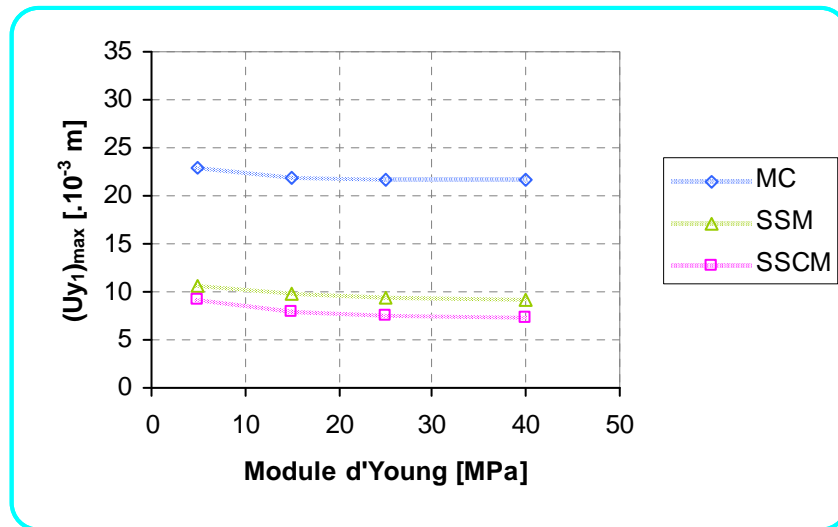


Figure 5.22. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de MC et type de sol 2.

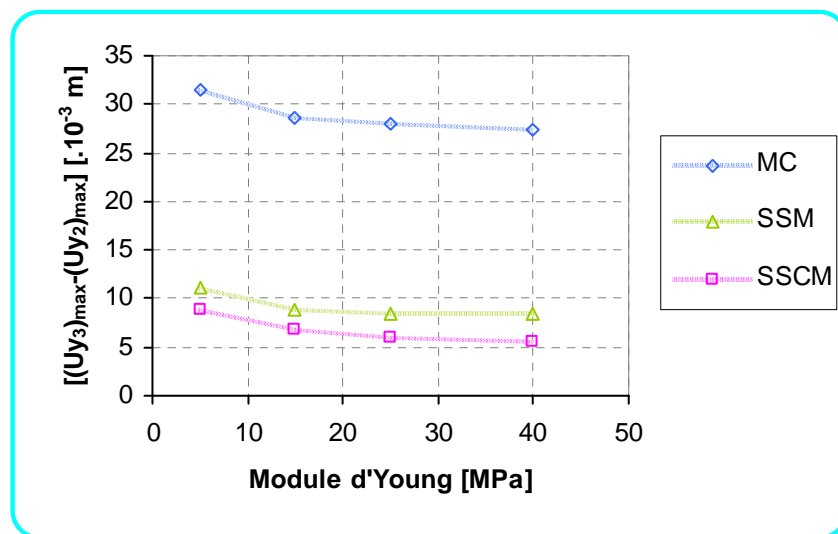


Figure 5.23. Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=2$ m, avec une loi du remblai de MC et type de sol 2.

Pour $h_r=2$ m, avec une loi du remblai de "MC" ou "élastique linéaire" et avec les deux types de sol de remblai (1 et 2), la comparaison des résultats obtenus permet de constater les mêmes remarques et commentaires sur les déplacements verticaux maximaux et les coefficients de sécurité F_{S3} , trouvés pour $h_r=3$ m (voir les figures de 5.13 à 5.23). Pour ce qui est des ordres de variation, voir les tableaux qui viennent par la suite.

5.5. L'ANALYSE DE LA VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES ET MODELES DE COMPORTEMENT

a) L'influence sur $(U_{y4})_{\max}$ et F_{S3}

a.1) Influence du modèle de comportement du sol de fondation

En changeant le modèle de comportement du sol de fondation d'un modèle de MC à un modèle SSM ou SSCM, les tassements à long terme $(U_{y4})_{\max}$ et les coefficients de sécurité F_{S3} changent également. Un récapitulatif des ordres de variation (en %) des $(U_{y4})_{\max}$ et des F_{S3} , calculés par le modèle SSM et par le modèle SSCM par rapport à ceux calculés par le modèle de MC (utilisé pour le sol de fondation) est présenté sur les tableaux (5.6) et (5.7) suivants:

	$h_r = 3 \text{ m}$		$h_r = 2 \text{ m}$	
	Sol de fondation		Sol de fondation	
	SSM / MC	SSCM / MC	SSM / MC	SSCM / MC
Remblai Elas	17 à 19	39 à 42	28 à 31	65 à 67
Remblai MC1	11 à 12	36 à 38	23 à 24	62 à 63
Remblai MC2	12	38	25	64 à 65

Tableau 5.6. Influence du modèle de comportement du sol de fondation sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3 \text{ m}$ et $h_r=2 \text{ m}$.

Nota : dans les abréviations MC1 et MC2, le numéro 1 indique le type de sol 1 et le numéro 2 indique le type de sol 2.

Avec une loi du remblai "élastique linéaire" ou de "MC" et pour $h_r=3 \text{ m}$ ou $h_r=2 \text{ m}$, le tableau 5.6 indique clairement que le modèle de comportement du sol de fondation "SSCM" donne les plus grands ordres de variation de tassement $(U_{y4})_{\max}$.

	$h_r = 3 \text{ m}$		$h_r = 2 \text{ m}$	
	Sol de fondation		Sol de fondation	
	SSM / MC	SSCM / MC	SSM / MC	SSCM / MC
Remblai MC1	5 à 6	15	4 à 5	14
Remblai MC2	5 à 6	15	4	13 à 14

Tableau 5.7. Influence du modèle de comportement du sol de fondation sur les coefficients de sécurité F_{S3} , pour $h_r=3 \text{ m}$ et $h_r=2 \text{ m}$.

Vu les résultats du tableau 5.7, on constate qu'il y a une grande différence entre les résultats de F_{S3} donnés en utilisant le modèle MC pour le sol de fondation de remblai et ceux donnés en utilisant le modèle de SSCM (un ordre de variation de 13 à 15 %).

a.2) Influence de la variation du module d'Young (E) du sol de remblai

Nous avons étudié l'influence du module d'Young E du sol de remblai, en attribuant à E les valeurs suivantes: 5 MPa, 15 MPa, 25 MPa et 40 MPa (voir tableaux de 5.2 à 5.5). Un récapitulatif des ordres de variation (en %) des tassements $(U_{y4})_{\max}$, avec chacun des modèles de comportement du sol de fondation (MC, SSM et SSCM) est présenté dans le tableau (5.8), pour $h_r=3 \text{ m}$ et $h_r=2 \text{ m}$:

	$h_r = 3 \text{ m}$			$h_r = 2 \text{ m}$		
	Sol de fondation			Sol de fondation		
	MC	SSM	SSCM	MC	SSM	SSCM
Remblai Elas	1 à 4	1 à 3	0 à 3	0 à 2	0 à 1	0 à 2
Remblai MC1	0 à 3	0 à 3	0 à 2	0 à 1	0 à 2	0 à 1
Remblai MC2	1 à 2	0 à 3	0 à 2	0 à 2	0 à 2	0 à 1

Tableau 5.8. Influence du module d'Young E du sol de remblai sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3 \text{ m}$ et $h_r=2 \text{ m}$.

D'après les résultats de calcul, on constate que l'augmentation du module d'Young E du sol de remblai (5, 15, 25 et 40 MPa) entraîne une décroissance des déplacements verticaux maximaux $(U_{y4})_{\max}$ et une légère augmentation des coefficients de sécurité F_{S3} , pour $h_r=3 \text{ m}$ et $h_r=2 \text{ m}$. Donc, la variation du module d'Young du sol du remblai influe sur les déplacements verticaux maximaux (tassements). Tandis qu'elle n'a presque aucune influence sur la valeur du coefficient de sécurité, une variation de l'ordre de 0 à 1 % pour le coefficient de sécurité F_{S3} .

Constatant également que l'augmentation de E du sol de ce remblai a une influence sur $(U_{y4})_{\max}$, en passant du module d'Young de 5 à 15 MPa. Tandis que cette influence décroît en passant du module d'Young de 15 à 25 MPa et de 25 à 40 MPa.

a.3) Influence de la variation de la géométrie du remblai ($h_r=3 \text{ m}$, $h_r=2 \text{ m}$)

La variation de la géométrie du remblai ($h_r=3 \text{ m}$ à $h_r=2 \text{ m}$) a influé considérablement sur les déplacements verticaux maximaux ainsi que sur les coefficients de sécurité. Le tassement a diminué et le coefficient de sécurité s'est amélioré largement.

	$h_r = 3 \text{ m} \Rightarrow h_r = 2 \text{ m}$					
	$(U_{y4})_{\max}$			F_{S3}		
	Sol de fondation			Sol de fondation		
	MC	SSM	SSCM	MC	SSM	SSCM
Remblai Elas	32 à 34	26 à 28	20 à 22	/	/	/
Remblai MC1	34 à 36	28 à 29	22 à 24	17 à 18	18 à 19	19 à 20
Remblai MC2	35 à 36	28 à 29	23 à 24	17 à 18	19 à 20	20 à 21

Tableau 5.9. Influence de la variation de la géométrie du remblai sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$ et les coefficients de sécurité F_{S3} .

En faisant varier la hauteur du remblai de $h_r=3 \text{ m}$ à $h_r=2 \text{ m}$, on remarque que les ordres de variation des $(U_{y4})_{\max}$ effectués avec le modèle de MC (pour le sol de fondation) sont les plus grands, avec un modèle de comportement de remblai "élastique linéaire" ou de "MC" (32 % à 36 %). Il vient après ceux calculés avec le modèle SSM (pour le sol de fondation) (26 % à 29 %) et en fin ceux calculés avec le modèle SSCM (pour le sol de fondation) (20 % à 24 %). En ce qui concerne les coefficients de sécurité F_{S3} , une variation autour de 17 à 21 % (voir le tableau 5.9).

a.4) Influence du modèle de comportement du sol de remblai (Elas, MC)

En changeant le modèle de comportement du sol de remblai d'un modèle "élastique linéaire" au modèle MC1 (type de sol1) ou au modèle MC2 (type de sol2), les tassements $(U_{y4})_{\max}$ changent également. La comparaison des résultats sous forme de courbes est présentée sur les figures de 5.24 à 5.27.

a.4.1) Influence du modèle de comportement du sol de remblai (Elas, MC1), pour $h_r=3$ m

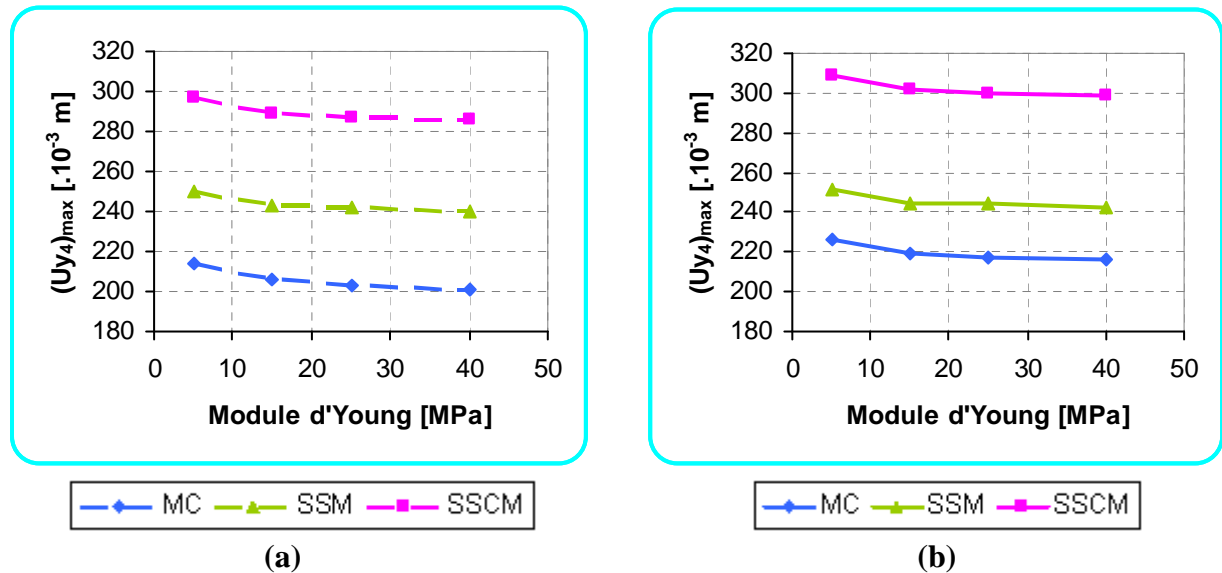


Figure 5.24. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3$ m.

a.4.2) Influence du modèle de comportement du sol de remblai (Elas, MC2), pour $h_r=3$ m

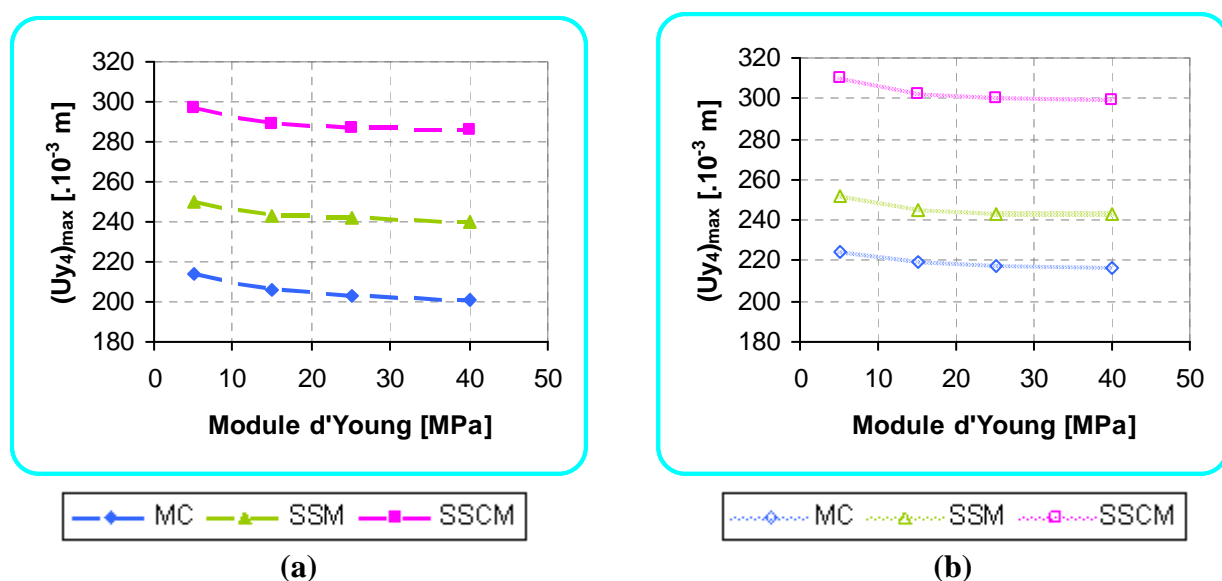


Figure 5.25. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3$ m.

a.4.3) Influence du modèle de comportement du sol de remblai (Elas, MC1), pour $h_r=2$ m

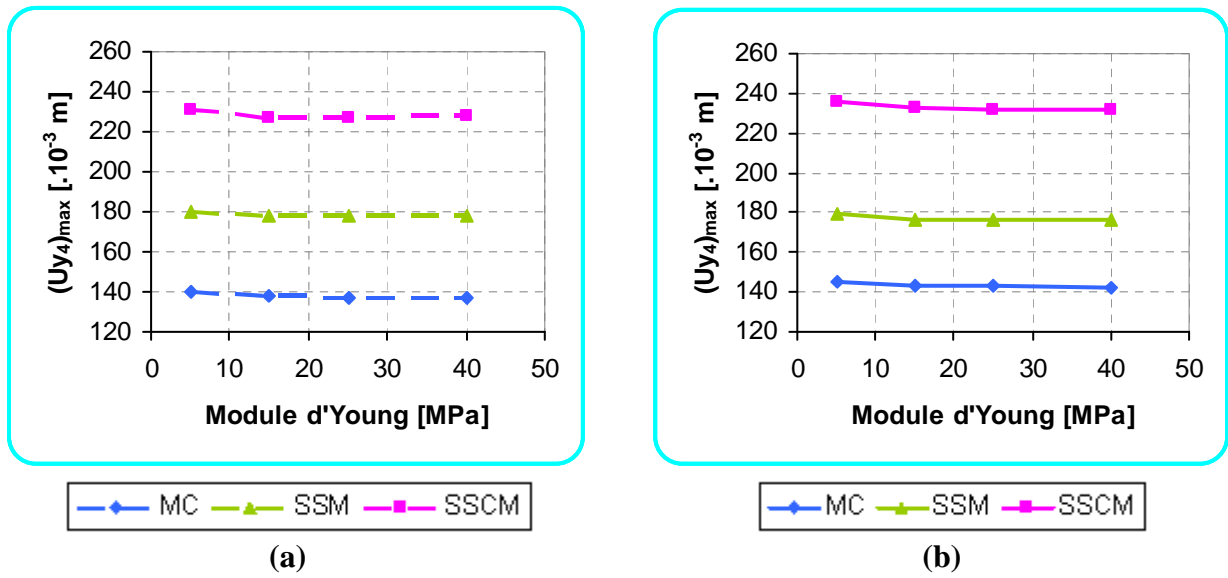


Figure 5.26. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m.

a.4.4) Influence du modèle de comportement du sol de remblai (Elas, MC2), pour $h_r=2$ m

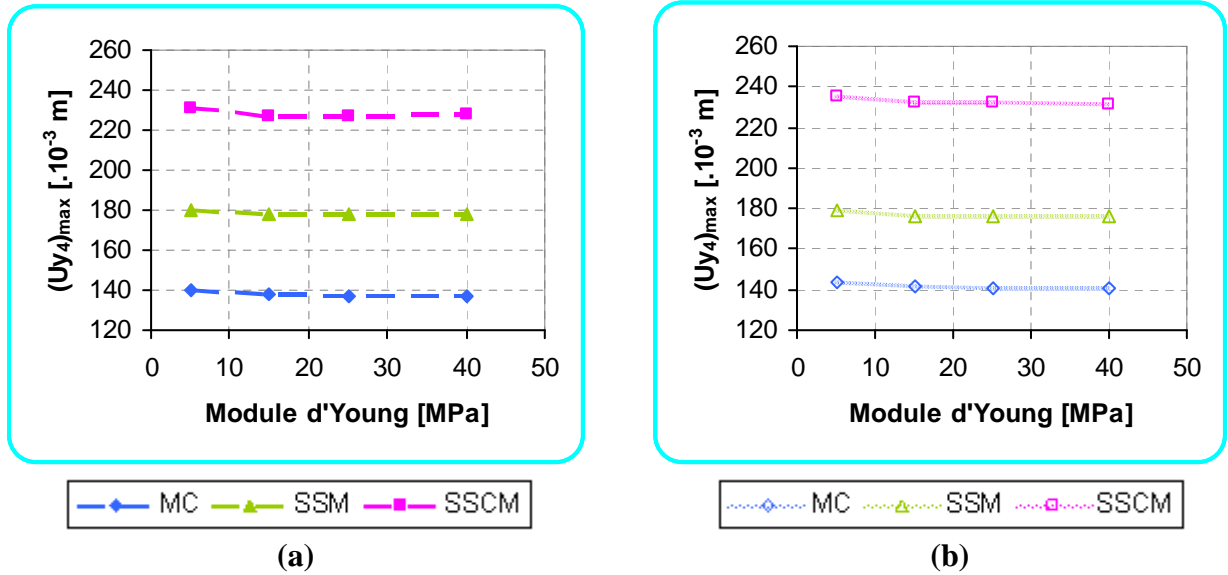


Figure 5.27. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m.

Les figures 5.24 à 5.27, montrent que l'utilisation du modèle de comportement "élastique linéaire" pour le sol de remblai donne des tassements à long terme plus faible que de ceux calculés avec un modèle de remblai de "Mohr-Coulomb".

Les ordres de variation des tassements $(U_{y4})_{\max}$ effectués pour chacun des modèles de comportement du sol de fondation (MC, SSM et SSCM), avec une loi de remblai de "MC", par rapport à $(U_{y4})_{\max}$ effectués par le même modèle de comportement du sol de fondation, mais, avec une loi de remblai "élastique linéaire", sont présentés dans le tableau (5.10).

		$h_r = 3 \text{ m}$			$h_r = 2 \text{ m}$		
		Sol de fondation			Sol de fondation		
		MC	SSM	SSCM	MC	SSM	SSCM
Remblai	MC1 / Elas	6 à 8	1	4	4 à 6	0 à 1	2
	MC2 / Elas	5 à 8	1	4 à 5	2 à 3	0 à 1	2

Tableau 5.10. Influence du modèle de comportement du sol de remblai sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3 \text{ m}$ et $h_r=2 \text{ m}$.

On remarque que le changement du modèle de comportement du sol de remblai (d'un modèle "élastique linéaire" à un modèle de "MC"), n'a presque aucune influence sur les résultats de $(U_{y4})_{\max}$ calculés avec le modèle SSM (pour le sol de fondation) (variation de l'ordre de 0 à 1%).

a.5) Influence du type de sol de remblai (MC1, MC2)

Le tableau 5.11 montre l'influence du type de sol de remblai sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$ et les coefficients de sécurité F_{S3} . Pour le type de sol de remblai 1 "MC1": ($c=1 \text{ kPa}$ et $\varphi=30^\circ$) et pour le type de sol de remblai 2 "MC2": ($c=2 \text{ kPa}$ et $\varphi=25^\circ$).

		$(U_{y4})_{\max}$			F_{S3}		
		Sol de fondation			Sol de fondation		
		MC	SSM	SSCM	MC	SSM	SSCM
Remblai MC2 / MC1	$h_r = 3 \text{ m}$	0 à 1	0	0	1	1 à 2	1 à 2
	$h_r = 2 \text{ m}$	1 à 2	0	0	1	0 à 1	0 à 1

Tableau 5.11. Influence du type de sol de remblai sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$ et les coefficients de sécurité F_{S3} , pour $h_r=3\text{m}$ et $h_r=2\text{m}$.

D'après les résultats du tableau (5.11), il apparaît que cette variation combiné de c et φ du sol de ce remblai : de ($c=1 \text{ kPa}$ et $\varphi=30^\circ$) à ($c=2 \text{ kPa}$ et $\varphi=25^\circ$), a une faible influence sur les tassement $(U_{y4})_{\max}$ (avec un modèle du sol de fondation: MC, SSM ou SSCM). Aussi, cette variation conduit à une faible variation de F_{S3} (de l'ordre de 0 à 2%).

b) L'influence sur $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$

b.1) Influence du modèle de comportement du sol de remblai

En changeant la loi pour le sol du remblai (d'un modèle de comportement "élastique linéaire" à un modèle "MC"), les valeurs des tassement $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$ change également. La comparaison des résultats sous forme de courbes est présentée sur les figures de 5.28 à 5.35.

b.1.1) Influence du modèle de comportement du sol de remblai (Elas, MC1), pour $h_r=3$ m

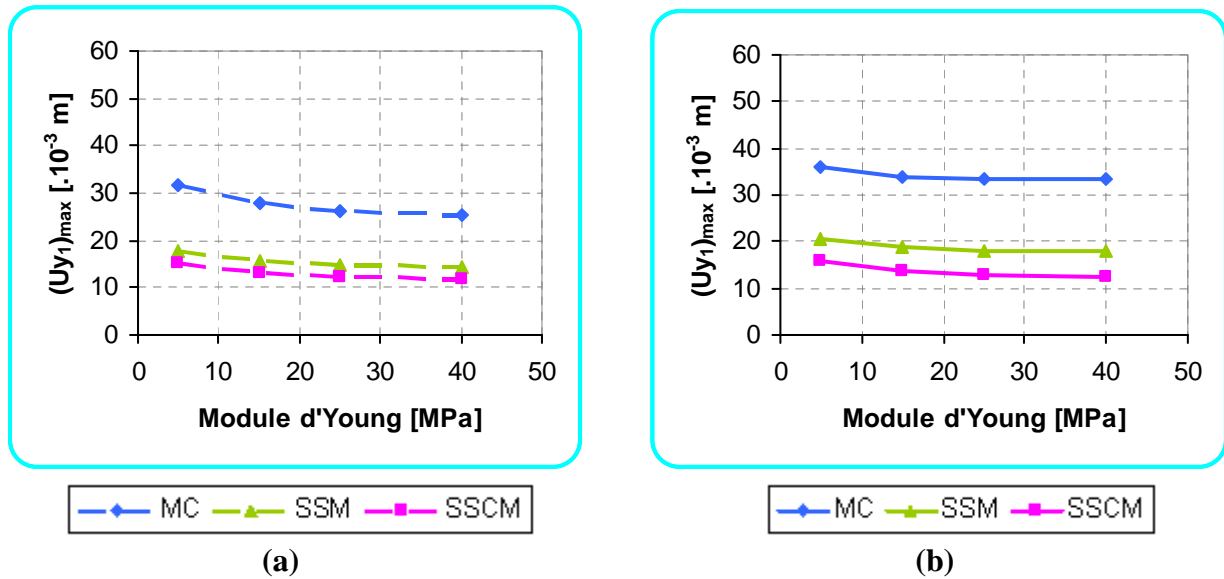


Figure 5.28. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=3$ m.

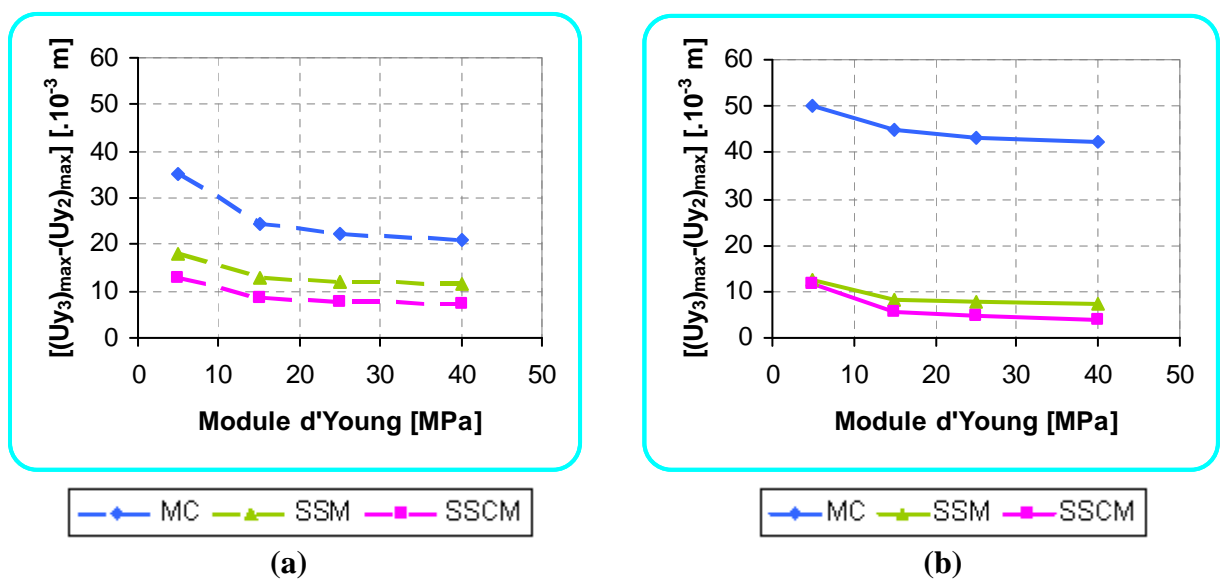


Figure 5.29. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=3$ m.

b.1.2) Influence du modèle de comportement du sol de remblai (Elas, MC2), pour $h_r=3$ m

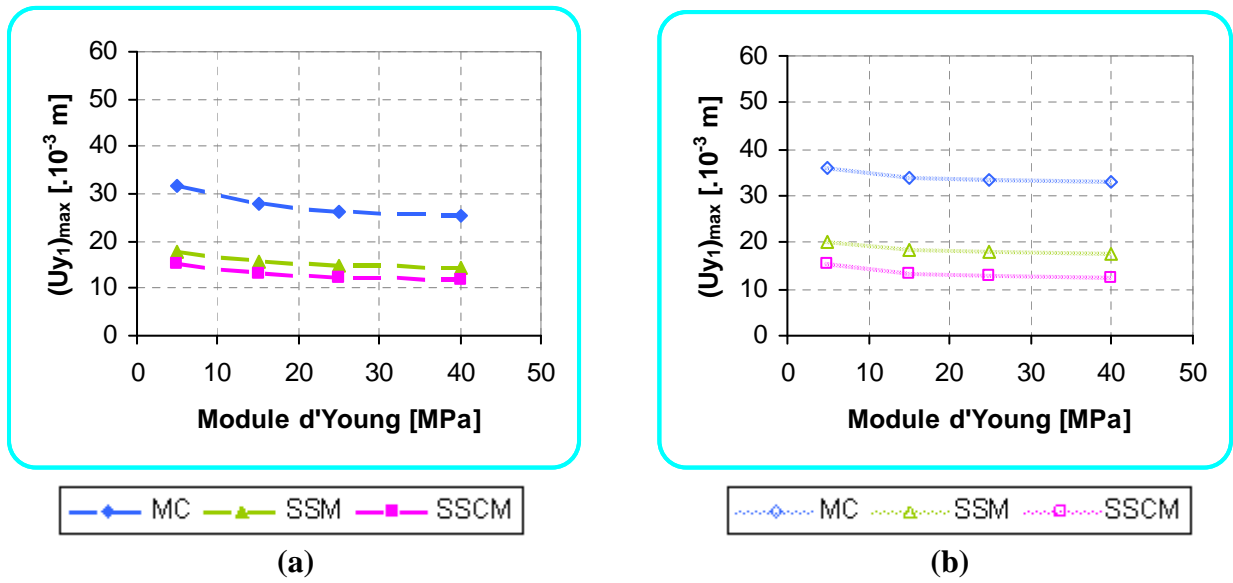


Figure 5.30. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=3$ m.

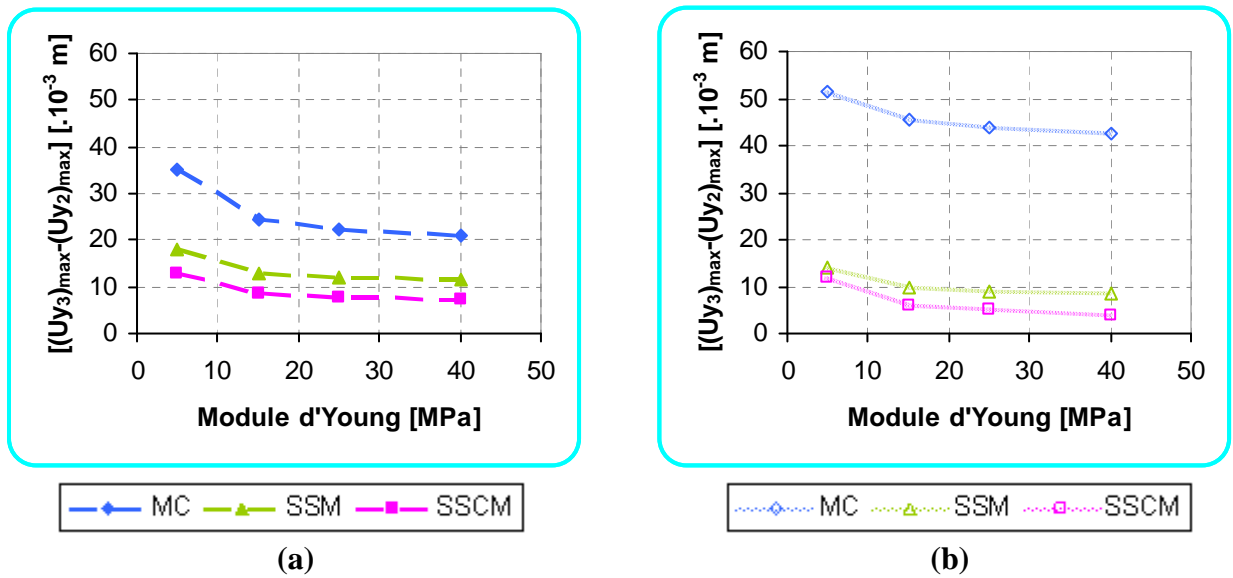


Figure 5.31. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $[(U_{y3})_{max} - (U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=3$ m.

b.1.3) Influence du modèle de comportement du sol de remblai (Elas, MC1), pour $h_r=2$ m

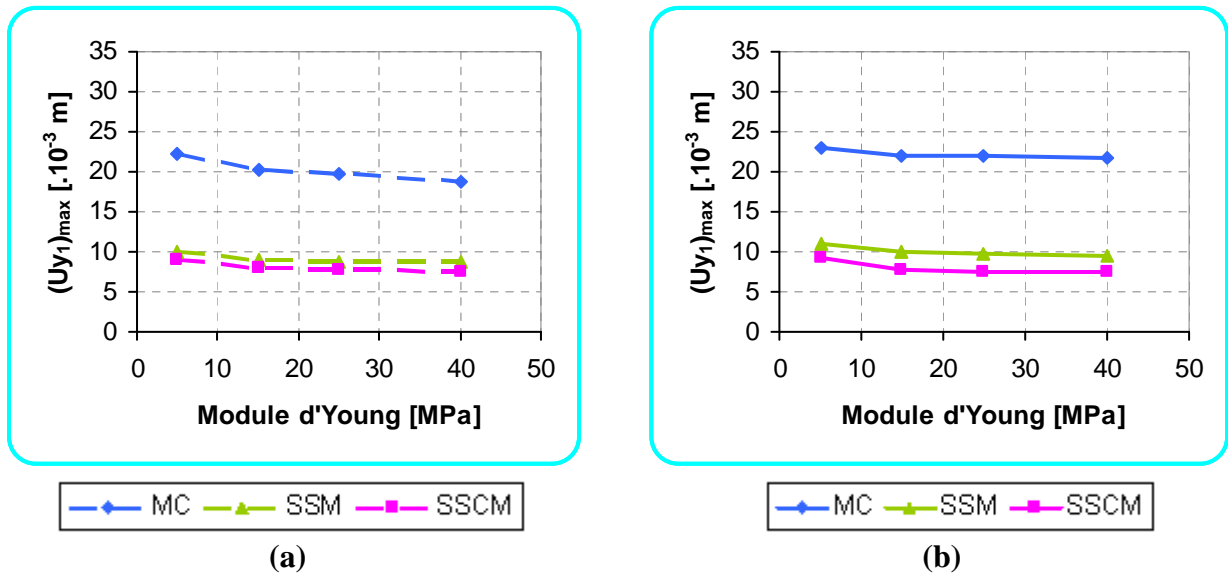


Figure 5.32. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=2$ m.

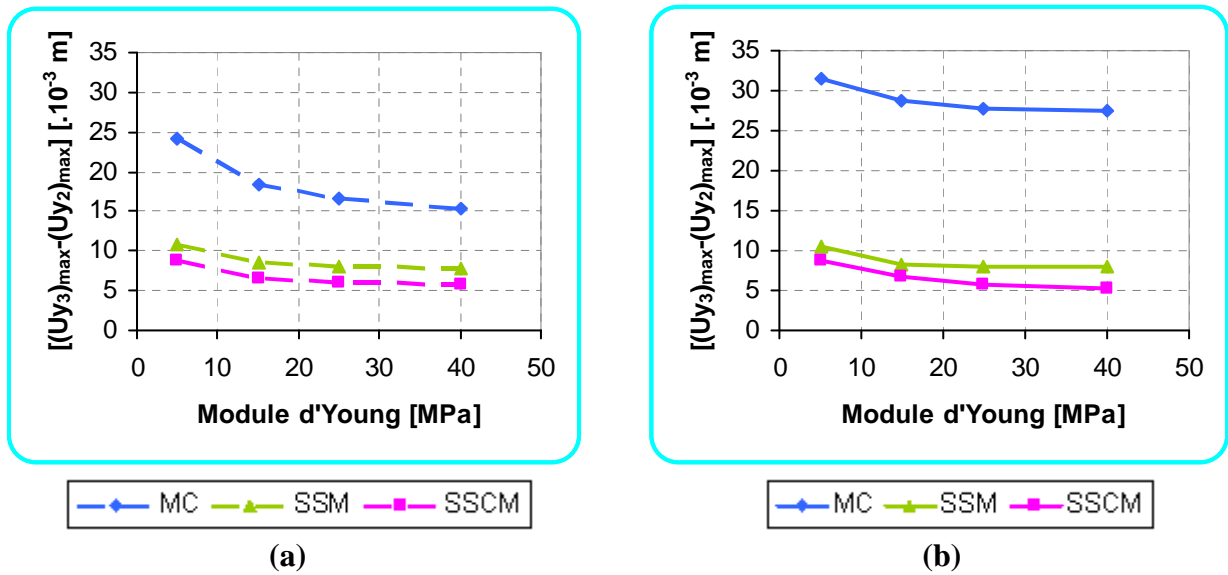


Figure 5.33. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $[(U_{y3})_{max} - (U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=2$ m.

b.1.4) Influence du modèle de comportement du sol de remblai (Elas, MC2), pour $h_r=2$ m

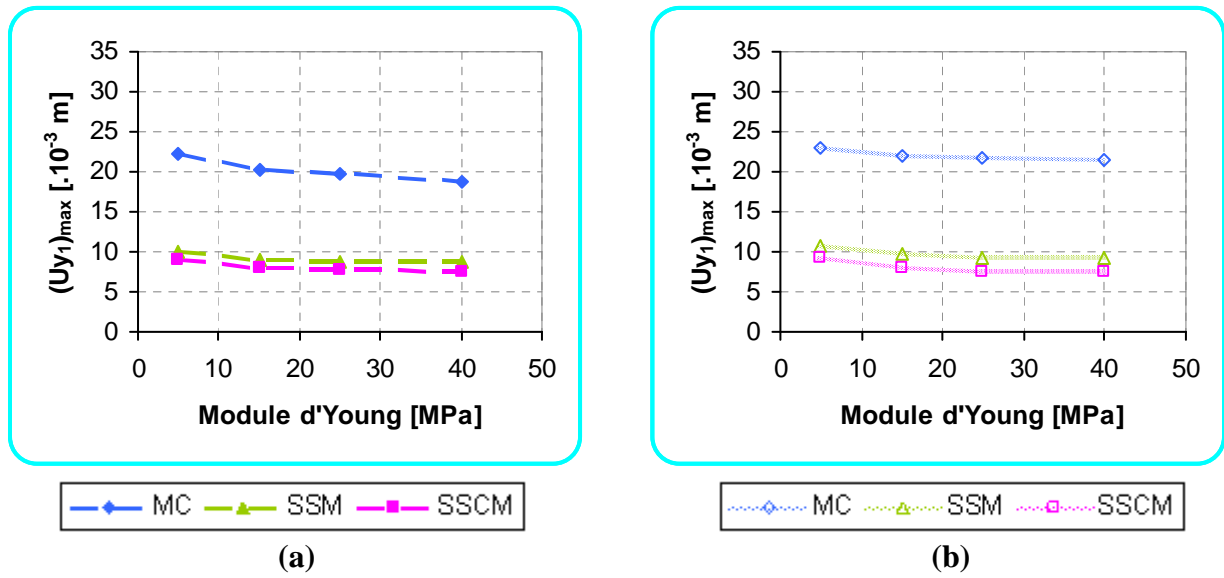


Figure 5.34. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=2$ m.

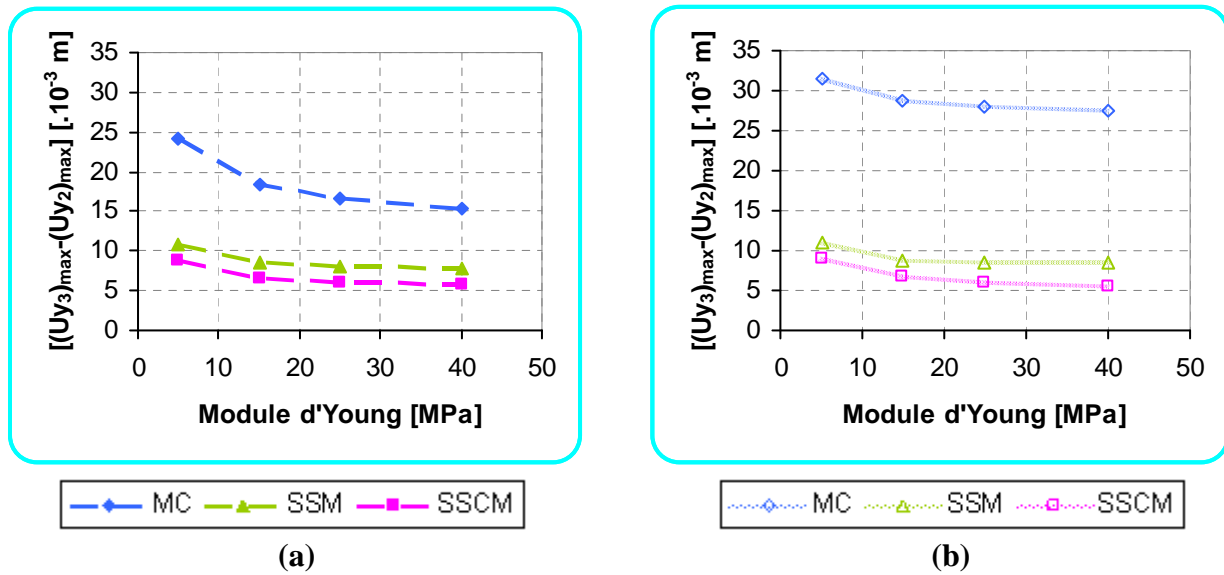


Figure 5.35. Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $[(U_{y3})_{max} - (U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=2$ m.

Un récapitulatif des ordres de variation des tassements $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$ (en %) est présenté dans le tableau (5.12), pour $h_r=3$ m et $h_r=2$ m.

$(U_{y1})_{max}$ est noté par $(U_y)_{ph1}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$ est noté par $(U_y)_{ph2}$.

		$h_r = 3$ m				$h_r = 2$ m				
		Remblai MC1 / Elas		Remblai MC2 / Elas		Remblai MC1 / Elas		Remblai MC2 / Elas		
		$(U_y)_{ph1}$	$(U_y)_{ph2}$	$(U_y)_{ph1}$	$(U_y)_{ph2}$	$(U_y)_{ph1}$	$(U_y)_{ph2}$	$(U_y)_{ph1}$	$(U_y)_{ph2}$	
fondation	Sol de	MC	12 à 33	42 à 103	13 à 31	46 à 104	4 à 16	29 à 78	3 à 15	30 à 77
		SSM	16 à 22	31 à 36	13 à 20	22 à 27	10 à 11	0 à 3	6 à 8	3 à 9
		SSCM	4 à 6	11 à 48	2 à 5	9 à 46	1 à 3	0 à 9	2	2 à 6

Tableau 5.12. Influence du modèle de comportement du sol de remblai sur les tassements $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=3$ m et $h_r=2$ m.

Les figures précédentes comme le tableau 5.12 montrent clairement que le modèle de comportement du sol de remblai a une influence sur les tassements $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=3$ m ou $h_r=2$ m.

b.2) Influence du modèle de comportement du sol de fondation

Un récapitulatif des ordres de variation (en %) des tassements $(U_y)_{ph1}$ et $(U_y)_{ph2}$, calculés par le modèle SSM et par le modèle SSCM par rapport à ceux calculés par le modèle de MC (utilisé pour le sol de fondation) est présenté dans le tableau 5.13 suivant:

	$h_r = 3$ m				$h_r = 2$ m			
	Sol de fondation				Sol de fondation			
	SSM / MC		SSCM / MC		SSM / MC		SSCM / MC	
	$(U_y)_{ph1}$	$(U_y)_{ph2}$	$(U_y)_{ph1}$	$(U_y)_{ph2}$	$(U_y)_{ph1}$	$(U_y)_{ph2}$	$(U_y)_{ph1}$	$(U_y)_{ph2}$
Remblai Elas	42 à 44	44 à 48	52 à 53	63 à 66	54 à 55	50 à 55	59 à 61	62 à 64
Remblai MC1	42 à 47	75 à 82	56 à 61	77 à 91	52 à 56	66 à 71	59 à 66	72 à 80
Remblai MC2	44 à 47	73 à 80	56 à 62	77 à 91	53 à 57	65 à 70	60 à 66	72 à 80

Tableau 5.13. Influence du modèle de comportement du sol de fondation sur les tassements $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=3$ m et $h_r=2$ m.

$(U_{y1})_{max}$ est noté par $(U_y)_{ph1}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$ est noté par $(U_y)_{ph2}$.

Le tableau 5.13 montrent clairement que le modèle de comportement du sol de fondation de remblai a une influence importante sur les tassements $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=3$ m ou $h_r=2$ m.

c) Effet du fluage

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser par la suite: il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation. La consolidation est un phénomène élastoplastique, différé dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Parfois, le

tassement ne se stabilise pas et continue au-delà de la fin supposée de la consolidation primaire: c'est le phénomène de "consolidation secondaire" ou de "fluage". Ce phénomène est important car, pour certaines argiles, le tassement qui se développe sous contrainte effective constante se poursuit pendant des milliers d'années.

Pour montrer clairement l'effet du fluage du sol de fondation compressible sur les résultats de tassement à long terme, on a choisi de faire augmenter l'intervalle de temps de consolidation pour la 4^{ème} phase de calcul (au-delà de 1520 jours, pour les 3 calculs suivants seulement : calcul 13 (avec un modèle du sol de fondation de MC), calcul 14 (modèle SSM pour le sol de fondation) et calcul 15 (modèle SSCM pour le sol de fondation)).

	Sol de fondation	Calcul	Intervalle de temps pour consolidation [jours]						
			1520	3.10 ⁺³	6.10 ⁺³	9.10 ⁺³	3.10 ⁺⁴	3.10 ⁺⁵	3.10 ⁺⁶
$(U_{y4})_{\max}$ [.10 ⁻³ m]	MC	cal 13 (<i>ref</i>)	227	228	228	228	228	228	228
	SSM	cal 14	252	252	252	252	252	252	252
	SSCM	cal 15	308	324	337	344	364	401	437

Tableau 5.14. Effet du fluage du sol de fondation compressible, pour $h_r=3$ m.

Au vu des résultats obtenus du tableau 5.14, on constate que malgré qu'on a augmenté le temps, c'est seulement avec le modèle SSCM pour le sol de fondation que $(U_{y4})_{\max}$ a augmenté avec l'augmentation de l'intervalle de temps de consolidation (au-delà de 1520 jours). Pour le modèle de MC ou SSM, le tassement du sol s'arrête lorsque la pression interstitielle se dissipe, ce qui n'est pas le cas pour le modèle SSCM : qui permet de prendre en considération le phénomène de fluage des sols ou consolidation secondaire.

5.6. SYNTHÈSE ET COMMENTAIRES

Compte tenu des résultats précédents, cette étude paramétrique a permis de vérifier quelques évidences et de dégager les constatations suivantes :

- L'influence importante du modèle de comportement du sol de remblai et du sol de fondation sur les résultats de calcul des remblais sur sol compressible (tassement et stabilité).
- L'utilisation du modèle de comportement "élastique linéaire" pour le sol de remblai donne des tassements à long terme un peu plus faible que de ceux calculés avec le modèle de "Mohr-Coulomb".
- La loi de comportement du remblai "élastique linéaire" ne peut pas servir à calculer un coefficient de sécurité avec le code de calcul "Plaxis" (le calcul de coefficient de sécurité dans le Plaxis est effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol : " c et φ " (*Phi-c reduction*)).
- Avec une loi du remblai de "MC" ou "élastique linéaire", les ordres de grandeur des tassements à long terme calculés avec le modèle SSCM pour le sol de fondation compressible sont plus grands que de ceux donnés par les modèles SSM et de MC, respectivement.
- Les ordres de grandeur des coefficients de sécurité donnés en utilisant les modèles avancés de sol (SSCM et SSM), pour le sol de fondation compressible, sont plus faibles (plus critiques) par rapport à ceux donnés par le modèle de MC. Toutefois, les calculs de stabilité effectués par le modèle de MC semblent être satisfaisants dans le cas de configurations simples.

- L'étude comparative qui a été faite au terme de la phase 4 (à long terme), montre qu'une grande partie des déplacements verticaux s'est produite pendant cette phase. On constate le comportement différé du sol de fondation.
- Les paramètres de résistance du sol de remblai (cohésion et angle de frottement) ont une influence sur les déplacements verticaux maximaux et aussi sur les coefficients de sécurité, mais pour une variation combinée de c et φ : de ($c=1$ kPa et $\varphi=30^\circ$) à ($c=2$ kPa et $\varphi=25^\circ$), l'influence sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$ et sur les coefficients de sécurité F_{S3} est faible.
- Le coefficient de sécurité est insensible à la variation du module d'Young E du sol de remblai. Tandis qu'il a une influence sur les tassements.
- La variation de la géométrie du remblai (hauteur de remblai) influe considérablement sur les déplacements verticaux maximaux ainsi que sur les coefficients de sécurité.
- Une analyse des ouvrages géotechniques avec différents modèles de comportement de sol semble être avantageuse, coûteuse mais elle tend à payer au loin.

En conclusion, l'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante non seulement du modèle de comportement du sol de remblai et du sol de fondation, mais également des paramètres géométriques et géotechniques sur les résultats de l'étude numérique d'un remblai sur sols compressibles avec le logiciel "Plaxis".

CONCLUSIONS GENERALES

On a présenté une revue bibliographique sur les différents modèles de comportement de sol existants. Cette revue nous a permis de dégager ceux utilisés pour les études de remblais sur sols compressibles. On a établi un calcul de référence pour un remblai sur sol compressible avec le logiciel de calcul numérique "Plaxis" et on a effectué par la suite une étude paramétrique.

L'étude paramétrique est très bénéfique, elle nous a éclairés sur les points suivants :

- L'importance qu'il faut accorder au choix du modèle de comportement du sol de remblai et du sol de sa fondation, pour l'estimation des tassements et des coefficients de sécurité.
- Les ordres de grandeurs des déplacements verticaux (tassements) sont très grands par opposition aux ordres de grandeurs des déplacements horizontaux.
- Parmi les paramètres influant le coefficient de sécurité, on retiendra les paramètres de résistance du sol de remblai (cohésion et angle de frottement) et la géométrie du remblai (hauteur et pente).
- La variation du module d'Young E pour le sol de remblai influe sur les déplacements verticaux (tassements). Tandis qu'il n'a presque aucune influence sur la valeur du coefficient de sécurité.
- L'étude comparative qui a été faite au terme de la phase 4 (à long terme), montre qu'une grande partie des déplacements verticaux s'est produite pendant cette phase. On constate le comportement différé du sol de fondation.
- Les tassements à long terme calculés avec un modèle SSCM pour le sol de fondation compressible sont plus grands que de ceux calculés avec des modèles SSM et de MC, respectivement. Toutefois, dans le cas de configurations simples, l'utilisation de modèle de comportement de sol de MC donne des résultats acceptables. Tandis que, dans le cas de configuration complexes, le recours à des calculs avec des modèles de comportement de sols avancés et sophistiqués comme le modèle SSCM s'avère indispensable.
- L'utilisation du modèle de comportement "élastique linéaire" pour le sol de remblai donne des tassements à long terme un peu plus faibles que de ceux calculés avec le modèle de "Mohr-Coulomb".
- Les ordres de grandeur des coefficients de sécurité donnés en utilisant les modèles avancés de sol (SSCM et SSM), pour le sol de fondation compressible, sont plus faibles (plus critiques) par rapport à ceux donnés par le modèle de MC. Toutefois, les calculs de stabilité effectués par le modèle de MC semblent être satisfaisants dans le cas de configurations simples.
- Le modèle SSCM donne une prévision plus réaliste du comportement des sols mous, incluant le comportement dépendant de temps (consolidation et compression secondaire). Les prévisions de la stabilité et du tassement de remblai sur sol compressible avec le modèle SSCM sont évidemment les plus pertinentes.

L'étude paramétrique a montré l'influence importante du modèle de comportement du sol de remblai et du sol de fondation sur les résultats de calcul numérique des remblais sur sol compressible (tassement et stabilité). Ainsi que l'influence de quelques paramètres géométriques et géotechniques sur ces résultats.

- L'étude présentée s'est limitée à une étude en deux dimensions.
- Une autre démarche possible était de faire varier d'autres paramètres, ou étudier l'influence de variation de ces mêmes paramètres sur d'autres types de résultats.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BAKIR N. (2006).** Caractérisation du fluage des sols fins et de leur interaction avec les ouvrages (Application au dimensionnement des remblais sur sols compressibles). Mémoire de Magister, Université de M'sila, 133 pages.
- BELKEZIZ A. et MAGNAN J.P. (1982).** Analyse numérique de la consolidation bidimensionnelle des sols élastoplastiques. Traitement par la méthode des éléments finis et application au remblai expérimental B de Cubzac-les-Ponts. Rapport de recherche des LPC, N° 115, 160 pages.
- BJERRUM L. (1967).** Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlements of building. Géotechnique, vol. 17, N° 2, pp. 83-119.
- BISHOP A.W. (1955).** The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique, vol. 5, N° 1, pp. 7-17.
- BOULON M. FLAVIGNY E. MALECOT Y. et al. (2004).** La pratique éclairée des éléments finis en géotechnique, tome 1 et 2, Paris.
- BOURGES F. (1976).** Les remblais sur sols compressibles. Cours de Mécanique des Sols. ENTPE. 102 pages.
- BOURGES F. et al. (1977).** Remblais sur sols compressibles. Sous la direction de **F. BOURGES**. Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 207 pages.
- BOURGES F. et Mieussens C. (1979).** Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles. Méthodes de prévision. Bulletin de Liaison des LPC, N° 101, pp. 73-100.
- BRINKGREVE R.B.J. et al. (2002).** PLAXIS Version 8: Finite element code for soil and rock analyses. Balkema, Tokyo.
- BUISMAN K. (1936).** Results of long duration settlement tests. Proceeding 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass. Vol. 1, pp. 103-106.
- BUTTERFIELD R. (1979).** A natural compression law for soils (an advance on $e\text{-log } p'$). Geotechnique 29, pp. 469-480.
- CAMBEFORT H. (1980).** Géotechnique de l'Ingénieur et Reconnaissance des Sols. Eyrolles, Paris, 345 pages.
- CHAMBON R. (1985).** Introduction des lois de comportement non linéaires dans les programmes d'éléments finis. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, série sols et fondations. Paris, N° 432, pp. 63-72.
- COSTET J. et SANGLERAT G. (1983).** Cours pratique de mécanique des sols. Tome 1 et 2. Dunod, Paris.

DREYFUS G. (1971). Etude des remblais sur sols compressibles – Recommandations des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Dunod, Paris, 216 pages.

DUNCAN J.M. et CHANG C.Y. (1970). Non linear analysis of stress and strain in soils. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 96, N° SM5, pp. 1629-1653.

DUNCAN J.M. (1994). The role of advanced constitutive relations in practical applications. 13th International Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering, New-Delhi, vol. 5, pp. 31-48.

DURVILLE J.L. et SEVE G. (1996). Stabilité des pentes: Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, traité Construction. C 254, 16 pages.

FELLENIUS W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. 2nd Cong. on Large Dams, Washington.

GARLANGER J.E. (1972). The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. Geotechnique 22, pp. 71-78.

GIROUD J.P. (1973). Tables pour le calcul des fondations, tome II. Dunod, Paris, 505 pages.

HABIB P. (1997). Génie Géotechnique : Applications de la mécanique des sols et des roches. Ellipses Editeur, France, 222 pages.

HOLTZ R. et KOVACS W. (1991). Introduction à la géotechnique. Ecole Polytechnique de Montréal, Canada, 808 pages.

JANBU N. (1969). The resistance concept applied to soils. Proceedings of the 7th ICSMFE, Mexico City 1, pp. 19-25.

KHEMISSA M. (1999). Méthodologie d'étude et règles de construction des remblais sur sols compressibles. Association Routière Algérienne ARAL, séminaire de Sétif sur les tassements dans les grands travaux, 30-31 mai 1999, pp. 151-170.

KHEMISSA M. et MAGNAN J.P. (2000). Variabilité des résultats d'essais œdométriques sur l'argile molle de Guiche. Bulletin des LPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, N° 227, pp. 41-50.

KHEMISSA M. (2004). Comparaison de deux modèles pour l'analyse de la convergence des tunnels. Bulletin des LPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 135-146.

KOPPEJAN A.W. (1948). A formula combining the Terzaghi load-compression relationship and the Buisman time effect. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam.

LADJAL S. (2004). Modélisation des non-linéarités de comportement des sols fins sous sollicitations homogènes : Application à la simulation des résultats d'essais triaxiaux. Mémoire de Magister, Université de M'sila, 150 pages.

LEROUEIL S., MAGNAN J.P. et TAVENAS F. (1985). Remblais sur argiles molles. Technique et Documentation Lavoisier, Paris, 342 pages.

MAGNAN J.P. (1980). Classification géotechnique des sols. 1. A propos de la classification LPC. Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, Paris, N° 105, pp. 49-52.

MAGNAN J.P. et al. (1984). Remblais et fondations sur sols compressibles. Sous la direction de **J.P. MAGNAN**. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 253 pages.

MAGNAN J.P. (1985). Calcul des remblais sur argiles molles par la méthode des éléments finis. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, série sols et fondations. Paris, N° 432, pp. 86-92.

MAGNAN J.P., MIEUSSENS C., SOYEZ B. et VAUTRAIN J. (1985). Essais oedométriques. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Méthode d'essai LPC, N° 13, 83 pages.

MAGNAN J.P. et SOYEZ B. (1988). Compressibilité. Consolidation. Tassement. Techniques de l'ingénieur, traité Construction. C 214, 19 pages.

MAGNAN J.P. (1991). Résistance au cisaillement. Techniques de l'ingénieur, traité Construction. C 216, 25 pages.

MAGNAN J.P. (1997). Description, identification et classification des sols. Techniques de l'ingénieur, traité Construction. C 208, 16 pages.

MAGNAN J.P. et MESTAT Ph. (1997). Lois de comportement et modélisation des sols. Techniques de l'ingénieur, traité Construction. C 218, 23 pages.

MAGNAN J.P. (2000). Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation. Techniques de l'ingénieur, traité Construction. C 214, 23 pages.

MATAR M. et SALENCON J. (1979). Capacité portante des semelles filantes. Revue Française de Géotechnique, N° 9, pp.51-76.

MESRI G. et GODLEWSKI R.M. (1977). Time and stress compressibility interrelationship American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103 (GT 5), pp. 417-430.

MESTAT Ph. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Etudes et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées, Série Géotechnique GT 52, 193 pages.

MESTAT Ph., PRAT M., BISCH Ph., MILLARD A. et PIJAUDIER-CABOT G. (1999). Ouvrages en interaction. Hermès Science Publications, Paris, 934 pages.

MESTAT Ph. (2001). MOMIS: une base de données sur la modélisation numérique des remblais sur sols compressibles et sur la confrontation calculs–mesures in situ. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, N° 232, pp. 43-58.

MOURATIDIS A. et MAGNAN J.P. (1983). Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC, N° 121, 128 pages.

NASREDDINE K. (2004). Effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux. Thèse de Doctorat, Ecole National des Ponts et Chaussées, 311 pages.

OSTERBERG J.O. (1957). Influence values for vertical stresses in a semi-infinite mass due to an embankment loading. Proceedings. 4^{ème} Congrès International Mécanique des Sols et Travaux Fondations, Londres, Vol. 1, pp. 393-394.

PHILIPPONNAT G. et HUBERT B. (2005). Fondations et Ouvrages en terre. Eyrolles, Paris, 541 pages.

PILOT G. et MOREAU M. (1973). La stabilité des remblais sur sols mous – Abaques de calcul. Eyrolles, Paris, 151 pages.

PILOT G. (1976). La stabilité des remblais sur sols mous. Bulletin de Liaison des LPC, Stabilité des talus: 2- Déblais et Remblais. N° III. Bibliothèque Universitaire de METZ, pp. 83-106.

PILOT G., CHAPUT D. et QUEYROI D. (1988). Remblais routiers sur sols compressibles: Etude et construction. La documentation Française, Paris, 215 pages.

ROSCOE K.H., SCHOFIELD A.N. et WROTH C.P. (1958). On the yielding of soils. Géotechnique, vol. 8, N° 1, pp. 22-53.

ROSCOE K.H. et BURLAND J.B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. In Engineering Plasticity. Heyman-Leckie, Cambridge.

SCHLOSSER F. (1988). Eléments de mécanique des sols. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 276 pages.

SINGH A., MITCHELL J.K. (1968). General stress-strain-time function for soils. Journal of the A.S.C.E., 94, SM1, pp. 21-46.

TAVENAS F. et LEROUEIL S. (1979). Les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles. Revue Française de Géotechnique, N° 6, pp. 27-49.

TERZAGHI K. (1923). Die Berchnung Durchlässigkeit des Tones aus dem verlauf der hydrodynamischen Spannungsercheinungen. Akademie der Wissenschaften, Wien, Sitzungsberichte, Math. Naturwiss. Klasse, part. II-a, Vol. 132 (3/4), pp. 125-138.

TERZAGHI K. (1925). Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Franz Deuticke Verlag, Vienne, 399 pages.

VERMEER P.A., STOLLE D.F.E., BONNIER P.G. (1998). From the classical theory of secondary compression to modern creep analysis. Proceedings of the 9th Int. Conf. Comp. Meth. Adv. Geomech. Wuhan, China, Vol. 4, pp. 2469-2478.

Site Internet :
<http://www.plaxis.nl>

LISTE DES FIGURES

1.1	Principe de fonctionnement du carottier à piston stationnaire à câble (Magnan et al., 1984).....	06
1.2	Classification des sols fins en laboratoire. Diagramme de plasticité (Magnan, 1997).....	07
1.3	Classification LPC des sols fins et des sols organiques (Magnan, 1980).....	08
1.4	Etats et chemins de contraintes dans l'appareil triaxial classique (Magnan et Mestat, 1997).....	10
1.5	Principe de l'interprétation des courbes de compressibilité œdométrique selon la méthode d'essais LPC (Magnan et al., 1985).....	12
1.6	Principe de l'interprétation des courbes de consolidation œdométrique selon la méthode de Taylor (Magnan, 2000).....	14
1.7	Description schématique des principales lois de comportement (Magnan et Mestat, 1997)..	16
1.8	Principes du comportement élastoplastique (Leroueil et al., 1985).....	18
1.9	Evolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales pour un matériau élastoplastique parfait (a) et un matériau élastoplastique écrouissable (b).....	19
1.10	Principe de travail maximal de Hill (1950).....	20
1.11	Surface d'état limite d'une argile dans l'espace (e, p', q).....	21
1.12	Courbe vierge isotrope et courbe réversible dans le plan (e, ln p').....	22
1.13	Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p', q) (Magnan et Mestat, 1997)...	24
1.14	Surfaces d'état limite statique (S.E.L.S) et dynamique (S.E.L.D) d'après la théorie de viscoplasticité de Perzyna (1963).....	25
1.15	Relation entre la vitesse de déformation et le déviateur des contraintes (Singh et Mitchell, 1968).....	26
2.1	Mécanismes de rupture pour des remblais sur sols mous (Magnan et al., 1984).....	30
2.2	Abaques de calcul du coefficient de sécurité selon la méthode de Matar et Salençon (1979).....	31
2.3	Détermination du coefficient de sécurité: (a) surface de rupture cylindrique; (b) principe de la méthode des tranches (Mestat et al., 1999).....	32
2.4	Abaque de calcul de remblai sur sol mou (Pilot et Moreau, 1973).....	32
2.5	Organigramme d'une étude de stabilité de remblai sur sols mous (Pilot et al., 1988).....	33
2.6	Chemin de contraintes effectives sous un remblai (Leroueil et al., 1985).....	35
2.7	Variation typique de la charge de remblai et du tassement en fonction du temps (Leroueil et al., 1985).....	35
2.8	Abaque de Giroud (1973) pour le calcul du tassement élastique immédiat (pour $\nu=0,5$).....	36
2.9	Définition des paramètres pour la formule d'Osterberg (1957).....	37
2.10	Méthode de calcul du tassement dû aux déplacements latéraux (Bourges et Mieussens, 1979).....	38
2.11	Méthode de calcul des déplacements horizontaux sous les remblais sur sols compressibles (Bourges et Mieussens, 1979): (a) définition des paramètres utilisés pour la prévision de la déformée; (b) déformées adimensionnelles.....	39
2.12	Abaque de détermination du coefficient λ en fonction de m et de F (Bourges et Mieussens, 1979).....	39
3.1	Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb (Brinkgreve et al., 2002).....	43
3.2	Représentation du modèle de MC dans le plan de Mohr (a) et dans l'espace des contraintes principales pour $c=0$ (b) (compression négative) (Brinkgreve et al., 2002).....	44

3.3	Définition de E_0 et E_{50} (Brinkgreve et al., 2002)	44
3.4	Définition des paramètres λ^* et κ^* lors d'un essai œdométrique (Brinkgreve et al., 2002)....	46
3.5	Représentation des surfaces de charge dans le plan p' - q (a) et des surfaces de charge totales dans l'espace des contraintes principales (b) du modèle SSM (Brinkgreve et al., 2002)	46
3.6	La consolidation et le comportement du fluage dans un essai œdométrique standard (Brinkgreve et al., 2002)	49
3.7	Le graphe de l'ellipse- p^{eq} dans le plan (p - q) (Brinkgreve et al., 2002)	51
3.8	Détermination des paramètres du SSCM (Brinkgreve et al., 2002)	51
4.1	Coupe verticale de remblai routier sur sol mou	53
4.2	Phasage de construction du remblai.....	53
4.3	Modèle géométrique du projet.....	55
4.4	Maillage du projet.....	55
4.5	Génération des pressions interstitielles initiales	56
4.6	Génération des contraintes effectives initiales.....	57
4.7	Maillage déformé de la 3 ^{ème} phase de calcul	59
4.8	Maillage déformé de la 4 ^{ème} phase de calcul	59
4.9	Distribution des surpressions interstitielles de la 3 ^{ème} phase de calcul.....	60
4.10	Les surpressions interstitielles de la 4 ^{ème} phase de calcul.....	60
4.11	Incréments totaux de déplacement (phase 7).....	60
4.12	Développement des surpressions interstitielles sous le remblai (point B).....	61
4.13	Le coefficient de sécurité F_S pour les différentes phases du procédé de construction	62
4.14	Déplacement horizontal au point A (pied du remblai) en fonction du temps.....	62
4.15	Déplacement vertical au point C en fonction du temps	63
5.1	Schéma de l'étude paramétrique	66
5.2	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire"	71
5.3	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire"	72
5.4	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire"	72
5.5	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol1	73
5.6	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur F_{S3} , pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol1	73
5.7	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de MC et type de sol 1	74
5.8	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=3$ m, avec une loi du remblai de MC et type de sol 1.....	74
5.9	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 2.....	75
5.10	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur F_{S3} , pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 2	75
5.11	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{max}$, pour $h_r=3$ m et avec une loi du remblai de MC et type de sol 2	76
5.12	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{max}-(U_{y2})_{max}]$, pour $h_r=3$ m, avec une loi du remblai de MC et type de sol 2.....	76

5.13	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire"	77
5.14	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai "élastique linéaire"	78
5.15	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=2$ m, avec une loi du remblai "élastique linéaire"	78
5.16	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 1	79
5.17	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur F_{S3} , pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 1	79
5.18	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de MC et type de sol 1	80
5.19	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=2$ m, avec une loi du remblai de MC et type de sol 1	80
5.20	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 2	81
5.21	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur F_{S3} , pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de "MC" et type de sol 2	81
5.22	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=2$ m et avec une loi du remblai de MC et type de sol 2	82
5.23	Influence du module d'Young du sol de remblai et modèle de comportement du sol de fondation sur $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=2$ m, avec une loi du remblai de MC et type de sol 2	82
5.24	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3$ m	85
5.25	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=3$ m	85
5.26	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m	86
5.27	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $(U_{y4})_{\max}$, pour $h_r=2$ m	86
5.28	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=3$ m	88
5.29	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=3$ m	88
5.30	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=3$ m	89
5.31	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=3$ m	89
5.32	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=2$ m	90
5.33	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC1, sur les tassements $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=2$ m	90
5.34	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $(U_{y1})_{\max}$, pour $h_r=2$ m	91
5.35	Influence du modèle de comportement du sol de remblai (a) "élastique linéaire" et (b) MC2, sur les tassements $[(U_{y3})_{\max}-(U_{y2})_{\max}]$, pour $h_r=2$ m	91

LISTE DES TABLEAUX

1.1.	Expressions du taux de dilatance et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes et de l'état d'écroutissage p'_c (Magnan et Mestat, 1997).....	23
2.1.	Hypothèses de calcul et équations des déformées types (Magnan et al., 1984) ; (Pilot et al., 1988)	38
4.1.	Propriétés du matériau de remblai et du sol de fondation.....	55
4.2.	Les phases de calculs	58
4.3.	Résultats des différentes phases de calcul	61
5.1.	Paramètres du modèle SSM pour le sol de fondation.....	65
5.2.	Les déplacements verticaux maximaux $(U_y)_{max}$, pour $h_r = 3$ m	67
5.3.	Les déplacements verticaux maximaux $(U_y)_{max}$, pour $h_r = 2$ m	68
5.4.	Les coefficients de sécurité (F_S) , pour $h_r = 3$ m.....	69
5.5.	Les coefficients de sécurité (F_S) , pour $h_r = 2$ m.....	70
5.6.	Influence du modèle de comportement du sol de fondation sur les tassements $(U_{y4})_{max}$, pour $h_r = 3$ m et $h_r = 2$ m	83
5.7.	Influence du modèle de comportement du sol de fondation sur les coefficients de sécurité F_{S3} , pour $h_r = 3$ m et $h_r = 2$ m.....	83
5.8.	Influence du module d'Young E du sol de remblai sur les tassements $(U_{y4})_{max}$, pour $h_r = 3$ m et $h_r = 2$ m.....	84
5.9.	Influence de la variation de la géométrie du remblai sur les tassements $(U_{y4})_{max}$ et les coefficients de sécurité F_{S3}	84
5.10.	Influence du modèle de comportement du sol de remblai sur les tassements $(U_{y4})_{max}$, pour $h_r = 3$ m et $h_r = 2$ m	87
5.11.	Influence du type de sol de remblai sur les tassements $(U_{y4})_{max}$ et les coefficients de sécurité F_{S3} , pour $h_r = 3$ m et $h_r = 2$ m.....	87
5.12.	Influence du modèle de comportement du sol de remblai sur les tassements $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max} - (U_{y2})_{max}]$, pour $h_r = 3$ m et $h_r = 2$ m	92
5.13.	Influence du modèle de comportement du sol de fondation sur les tassements $(U_{y1})_{max}$ et $[(U_{y3})_{max} - (U_{y2})_{max}]$, pour $h_r = 3$ m et $h_r = 2$ m	92
5.14.	Effet du fluage du sol de fondation compressible, pour $h_r = 3$ m.....	93