

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF DE M'SILA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

présenté par

Samira LADJAL

en vue d'obtenir le Diplôme de

MAGISTER

Spécialité : Géomatériaux

Option : Géotechnique

THEME

MODELISATION DES NON-LINEARITES DE COMPORTEMENT
DES SOLS FINS SOUS SOLLICITATIONS HOMOGENES
APPLICATION A LA SIMULATION DES RESULTATS
D'ESSAIS TRIAXIAUX CLASSIQUES

Soutenu le : 06 juillet 2004

devant la Commission d'examen composée de :

Dr M. BENCHEIKH	M.C	Président	U.M.B. M'sila
Dr M. KHEMISSA	M.C	Rapporteur	U.M.B. M'sila
Dr S. BENMEBAREK	M.C	Examineur	U.M.K. Biskra
Dr Z. BOUDAUD	M.C	Examineur	U.M.B. M'sila
Dr Z. RAHMOUNI	M.A.C.C	Examineur	U.M.B. M'sila

RESUME Le calcul des ouvrages 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 l'étude des projets géotechniques. L'expérience montre par ailleurs que le comportement linéaire des sols ne constitue qu'une approximation de leur comportement réversible. Le développement des outils numériques de calcul sur ordinateurs et les progrès récents réalisés dans le domaine de l'informatique ont permis de mettre au point des modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution permettant de mieux tenir compte du comportement observé du terrain. Le modèle élastique de type hyperbolique et le modèle élastoplastique de type Cam-clay en sont deux exemples types. Leurs formulations basées sur une représentation entre les accroissements de contraintes et les accroissements de déformations, sont effectuées dans le cadre général de la mécanique des milieux continus et s'appuient sur des données expérimentales acquises à partir d'essais usuels de laboratoire.

Cette étude traite du comportement non-linéaire des sols fins sous sollicitations homogènes et a pour objet d'analyser les effets des non-linéarités sur leur comportement avant la rupture. Elle comporte une analyse mathématique des modèles évoqués ci-dessus et décrit la méthodologie suivie dans la détermination de leurs paramètres. Elle comporte aussi le développement d'un logiciel, appelé SIMSOL, d'intégration numérique du système différentiel constitutif en sollicitations triaxiales et la simulation d'essais triaxiaux classiques à partir des données obtenues sur deux sols naturels (une argile molle et un sable dunaire).

Mots-clés modélisation ; non-linéarité ; sol fin ; sollicitations homogènes (triaxiales) ; simulation numérique ; essai triaxial ; SIMSOL.

ABSTRACT The calculation of the works was approached a long time from the point of view of stability. However, the taking into account of the deformations before the rupture proves increasingly necessary in the study of the geotechnics projects. The experiment shows in addition that the linear behavior of the grounds constitutes only one approximation of their reversible behavior. The development of the numerical tools for computing and the recent progress made in the field of data processing made it possible to develop rheological models and algorithms of resolution making it possible to better take account of the behavior observed of the ground. The elastic model of hyperbolic type and the elastoplastic model of Cam-clay type are two typical examples. Their formulations based on a representation between the increases in constraints and the increases in deformations, are carried out within the general framework of the mechanics of the continuous mediums and are based on experimental data gathered starting from usual tests of laboratory.

This milked study of the non-linear behavior of the fine grained soils under homogeneous requests and has the aim of analyzing the effects of non-linearities on their behavior before the rupture. It comprises a mathematical analysis of the models evoked above and described the methodology followed in the determination of their parameters. It comprises also the development of a software, called SIMSOL, of numerical integration of the differential connection constitutive in triaxial requests and simulation of traditional triaxial compression tests starting from the data obtained on two original grounds (a soft clay and a sand dunaire).

Key words modelling; non-linearity; fine soil; homogeneous sollicitations (triaxials); numerical simulation; triaxial test; SIMSOL.

ملخص إن حساب المنشآت يهدف إلى ضمان دعامتها و استقرارها، فالأخذ بعين الاعتبار التشوهات قبل الانهيار تشكل أهمية كبرى في دراسة هذه المنشآت و قد أكدت التجارب أن السلوك الخطي للتربة ليس إلا تقريبا في سلوكها المرن. التطور الملحوظ في ميادين الحساب الرقمي وأجهزة الإعلام الآلي مكن من وضع نماذج سلوكية للتربة قادرة على وصف السلوك الحقيقي لها: نموذج السلوك المرن من نوع hyperbolique ونموذج السلوك من نوع Cam-clay يعتبران مثالان من هذا السلوك، حيث تركز صياغتهما على ربط علاقات بين الحمولات المطبقة و التشوهات الملحوظة للتربة على أساس مفاهيم ميكانيك الأوساط المستمرة و على النتائج المأخوذة من التجارب المخبرية المعتادة. هذه الدراسة تبحث في السلوك غير الخطي للتربة الناعمة تحت تأثير حمولات متجانسة حيث تهدف إلى تحليل آثار السلوك غير الخطي للتربة قبل الانهيار و هي تحوي تحليلا رياضيا للنموذجين المذكورين سابقا وتشرح المنهجية المتبعة في إيجاد الوسائط الخاصة بما كما تقدم برنامجا للحساب الآلي يدعى SIMSOL لمكاملة الجملة التفاضلية الناتجة و تصور السلوك المخبري تحت تأثير اجهادات ثلاثية الأبعاد ذلك عن طريق نتائج مأخوذة من تربتين طبيعيتين (طين رخو و رمل كثبان).

الكلمات المفتاحية: نمذجة؛ غير خطية؛ تربة ناعمة؛ حمولات متجانسة (ثلاثية)؛ تصور رقمي؛ تجربة ثلاثية؛ SIMSOL.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été effectué au département de Génie Civil de l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila.

Je voudrais tout d'abord exprimer mes plus sincères remerciements à mon encadreur Dr. KHEMISSA Mohamed, Maître de Conférences à l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila. 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.

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

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

- Dr. BENMEBAREK Sadok, Maître de Conférences à l'Université Mohamed Kheider de Biskra, d'avoir accepté d'être examinateur.

- Dr. BOUDAUD Zine-Eddine, Maître de Conférences à l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila, d'avoir accepté d'être examinateur.

- Dr. RAHMOUNI Zine-El-Abidine, Maître Assistant Chargé de Cours à l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila, d'avoir accepté d'être examinateur.

Je tiens à exprimer mes remerciements à tous les enseignants du Département de Génie Civil, ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Parents

A mes

famille.

A toute ma

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

RESUME

ABSTRACT

ملخص

INTRODUCTION GENERALE.....1

PREMIERE PARTIE

COMPORTEMENT DES SOLS FINS SOUS SOLLICITATIONS TRIAXIALES

CHAPITRE PREMIER

BASES EXPERIMENTALES

1.1 INTRODUCTION.....	3
1.2 DEFINITION DE LA RUPTURE DES SOLS.....	3
1.3 METHODES EXPERIMENTALES ET PROCEDURES D'ESSAI.....	5
1.3.1 L'essai triaxial classique.....	5
1.3.2 Autres essais triaxiaux de révolution.....	11
1.4 CARACTERISTIQUES DE CISAILLEMENT ET DE RUPTURE.....	13
1.4.1 Caractéristiques non drainées.....	15
1.4.2 Caractéristiques drainées.....	16
1.5 CONCEPTS D'ETAT LIMITE ET D'ETAT CRITIQUE.....	17

1.6 CONCLUSION.....	21
---------------------	----

DEUXIEME CHAPITRE

MODELES DE COMPORTEMENT

2.1 INTRODUCTION.....	22
2.2 FORMULATION DES LOIS DE COMPORTEMENT.....	23
2.3 LOIS DE COMPORTEMENT ELASTIQUES LINEAIRES.....	23
2.4 LOIS DE COMPORTEMENT ELASTIQUES NON LINEAIRES.....	27
2.4.1 Lois de comportement hyperélastiques.....	27
2.4.2 Lois de comportement hypoélastiques.....	32
2.4.3 Modèles hyperboliques.....	34
2.5 LOIS DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUES.....	42
2.5.1 Notion de surface de charge	43
2.5.2 Loi d'écoulement et potentiel plastique.....	44
2.5.2.1 Loi d'écoulement associée	44
2.5.2.2 Loi d'écoulement non associée.....	45
2.5.3 Paramètre d'écrouissage.....	46
2.5.4 Relations incrémentales.....	47
2.5.5 Modèles élastoplastiques parfaits.....	49
2.5.5.1 Critères à un paramètre	50
2.5.5.2 Critères à deux paramètres.....	51
2.5.6 Modèles élastoplastiques avec écrouissage.....	53
2.5.7 Modèle Cam-clay.....	54
2.6 CONCLUSION.....	60

DEUXIEME PARTIE

SIMULATION DES ESSAIS TRIAXIAUX ET VALIDATION SUR QUELQUES SOLS NATURELS

TROISIEME CHAPITRE

LE PROGRAMME SIMSOL

3.1 INTRODUCTION.....	61
3.2 DESCRIPTION DU PROGRAMME SIMSOL.....	62
3.2.1 Le sous-programme EXELAS.....	65
3.2.2 Le sous-programme EXPLAS.....	68
3.3 MISE EN ŒUVRE DU LOGICIEL SIMSOL.....	74
3.4 VALIDATION DU PROGRAMME SIMSOL.....	75
3.4.1 Modèle hyperbolique.....	76
3.4.2 Modèle Cam-clay modifié.....	83
3.5 ETUDE PARAMETRIQUE DES MODELES DE COMPORTEMENT.....	86
3.5.1 Modèle hyperbolique.....	86
3.5.1.1 Modèle de Duncan et Chang (1970).....	87
3.5.1.2 Modèle de Duncan et al. (1980).....	95
3.5.2 Modèle Cam-clay modifié.....	106
3.5.2.1 Elasticité non-linéaire (K variable et G constant).....	106
3.5.2.2 Elasticité non-linéaire (K et G variables).....	116
3.6 CONCLUSION.....	124

APPLICATIONS PRATIQUES

4.1 INTRODUCTION.....	125
4.2 ARGILE DE GUICHE (VALLEE DE L'ADOUR, FRANCE).....	125
4.2.1 Données expérimentales.....	125
4.2.2 Simulation numérique.....	130
4.2.2.1 Paramètres des modèles.....	131
4.2.2.2 Simulation de l'essai triaxial de cisaillement drainé.....	132
4.2.2.3 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement non drainé.....	134
4.2.2.4 Simulation des essais triaxiaux sur chemin œdométrique.....	137
4.3 SABLE DE LABENNE.....	141
4.3.1 Données expérimentales.....	141
4.3.2 Simulation numérique.....	143
4.3.2.1 Paramètres du modèle hyperbolique.....	144
4.3.2.2 Simulation du comportement du sable dense.....	144
4.3.2.2 Simulation du comportement du sable moyennement dense.....	146
4.4 SYNTHESE.....	148
CONCLUSION GENERALE.....	149
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	151
ANNEXE.....	155

RESUME

Le calcul des ouvrages 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 l'étude des projets géotechniques. L'expérience montre par ailleurs que le comportement linéaire des sols ne constitue qu'une approximation de leur comportement réversible. Le développement des outils numériques de calcul sur ordinateurs et les progrès récents réalisés dans le domaine de l'informatique ont permis de mettre au point des modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution permettant de mieux tenir compte du comportement observé du terrain. Le modèle élastique de type hyperbolique et le modèle élastoplastique de type Cam-clay en sont deux exemples types. Leurs formulations basées sur une représentation entre les accroissements de contraintes et les accroissements de déformations, sont effectuées dans le cadre général de la mécanique des milieux continus et s'appuient sur des données expérimentales acquises à partir d'essais usuels de laboratoire.

Cette étude traite du comportement non-linéaire des sols fins sous sollicitations homogènes et a pour objet d'analyser les effets des non-linéarités sur leur comportement avant la rupture. Elle comporte une analyse mathématique des modèles évoqués ci-dessus et décrit la méthodologie suivie dans la détermination de leurs paramètres. Elle comporte aussi le développement d'un logiciel, appelé SIMSOL, d'intégration numérique du système différentiel constitutif en sollicitations triaxiales et la simulation d'essais triaxiaux classiques à partir des données obtenues sur deux sols naturels (une argile molle et un sable dunaire).

Mots-clés : modélisation ; non-linéarité ; sol fin ; sollicitations homogènes (triaxiales) ; simulation numérique ; essai triaxial ; SIMSOL.

ABSTRACT

The calculation of the works was approached a long time from the point of view of stability. However, the taking into account of the deformations before the rupture proves increasingly necessary in the study of the geotechnics projects. The experiment shows in addition that the linear behavior of the grounds constitutes only one approximation of their reversible behavior. The development of the numerical tools for computing and the recent progress made in the field of data processing made it possible to develop rheological models and algorithms of resolution making it possible to better take account of the behaviour observed of the ground. The elastic model of hyperbolic type and the elastoplastic model of Cam-clay type are two typical examples. Their formulations based on a representation between the increases in constraints and the increases in deformations, are carried out within the general framework of the mechanics of the continuous mediums and are based on experimental data gathered starting from usual tests of laboratory.

This milked study of the non-linear behaviour of the fine grained soils under homogeneous requests and has the aim of analyzing the effects of non-linearities on their behavior before the rupture. It comprises a mathematical analysis of the models evoked above and described the methodology followed in the determination of their parameters. It comprises also the development of a software, called SIMSOL, of numerical integration of the differential connection constitutive in triaxial requests and simulation of traditional triaxial compression tests starting from the data obtained on two original grounds (a soft clay and a sand dunaire).

Key words: modeling; non-linearity; fine soil; homogeneous sollicitations (triaxials); numerical simulation; triaxial test; SIMSOL.

ملخص

إن حساب المنشآت يهدف إلى ضمان دعامتها و استقرارها، فالأخذ بعين الاعتبار التشوهات قبل الاهتار تشكل أهمية كبرى في دراسة هذه المنشآت و قد أكدت التجارب أن السلوك الخطي للتربة ليس إلا تقريبا في سلوكها المرن. التطور الملحوظ في ميادين الحساب الرقمي وأجهزة الإعلام الآلي مكن من وضع نماذج سلوكية للتربة قادرة على وصف السلوك الحقيقي لها: نموذج السلوك المرن من نوع hyperbolique ونموذج السلوك من نوع Cam-clay يعتبران مثالان من هذا السلوك، حيث تركز صياغتهما على ربط علاقات بين الحمولات المطبقة و التشوهات الملحوظة للتربة على أساس مفاهيم ميكانيك الأوساط المستمرة و على النتائج المأخوذة من التجارب المخبرية المعتادة.

هذه الدراسة تبحث في السلوك غير الخطي للتربة الناعمة تحت تأثير حمولات متجانسة حيث تهدف إلى تحليل آثار السلوك غير الخطي للتربة قبل الاهتار و هي تحوي تحليلا رياضيا للنموذجين المذكورين سابقا وتشرح المنهجية المتبعة في إيجاد الوسائط الخاصة بهما كما تقدم برنامجا للحساب الآلي يدعى SIMSOL لمكاملة الجملة التفاضلية الناتجة و تصور السلوك المخبري تحت تأثير اجهادات ثلاثية الأبعاد ذلك عن طريق نتائج مأخوذة من تربتين طبيعيتين (طين رخو و رمل كثباني).

الكلمات المفاتيح: نموذج؛ غير خطية؛ تربة ناعمة؛ حمولات متجانسة (ثلاثية)؛ تصور رقمي؛ تجربة ثلاثية؛
SIMSOL.

INTRODUCTION GENERALE

Le comportement des sols fins a fait l'objet de nombreux travaux de recherches depuis plus de trois décennies, tant sur le plan théorique qu'expérimental. Ces recherches visent principalement à fournir aux projeteurs des règles et des normes communes pour le calcul des ouvrages. Des modèles de comportement ont été formulés sur la base des notions théoriques de la mécanique des milieux continus (élasticité, plasticité et leurs combinaisons) et des résultats des études expérimentales comportant essentiellement des essais de compressibilité œdométrique et des essais de cisaillement à l'appareil triaxial classique. Ces modèles ont donné naissance à des programmes de calcul en élément finis, plus ou moins complexes, constituant ainsi une étape importante dans l'évolution de la rhéologie des sols. Dans leur ensemble, ces modèles reposent sur des approches élastiques non-linéaires ou élastoplastiques permettant de simuler assez bien le comportement des sols fins aux sollicitations qu'on leur impose. C'est notamment le cas du modèle hyperbolique et du modèle Cam-clay modifié. Le premier, basé sur un critère de rupture de type Mohr-Coulomb, permet de décrire le comportement élastique non-linéaire des sols fins naturels. Le second est formulé pour caractériser le comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope des argiles reconstituées en laboratoire. Ces modèles, de plus en plus répandus dans le monde, ont fait leur preuve et commencent à devenir pratique courante.

Ce mémoire rassemble l'essentiel des connaissances théoriques acquises ces dernières années sur le comportement des sols fins. Il a pour objet de modéliser le comportement non-linéaire élastique et élastoplastique des sols fins sous sollicitations homogènes. Un programme de simulation numérique, appelé SIMSOL, a été développé dans le cadre de cette étude. Il intègre les deux modèles de comportement cités ci-dessus, dans lequel trois variantes du modèle hyperbolique ont été considérées (modèle de Duncan et Chang, 1970 ; modèle de kulhawy et Duncan, 1972 ; modèle de Duncan et al., 1980) et trois variantes du modèle Cam-clay modifié ont été programmé en tenant compte des représentations linéaire et non-linéaire de la composante élastique du tenseur de déformation.

Le mémoire comporte deux parties constituée chacune de deux chapitres :

- la première partie rend compte des développements récents en matière de recherches théoriques et expérimentales sur le comportement des sols fins sous sollicitations triaxiales. Dans le premier chapitre, on s'intéresse aux aspects fondamentaux du comportement en cisaillement des sols fins et aux méthodes expérimentales utilisées pour la détermination des caractéristiques de déformabilité et de résistance, ainsi que les états limite et critique correspondants. Dans le deuxième chapitre, on décrit les bases théoriques de l'élaboration des lois de comportement des sols fins, on expose ensuite la formulation mathématique du modèle hyperbolique et ses variantes et la formulation du modèle Cam-clay modifié et ses dérivées, ainsi que les méthodes expérimentales de détermination de leurs paramètres caractéristiques ;

- la deuxième partie traite de la simulation numérique des essais triaxiaux de révolution et de la validation des modèles retenus par rapport à des données expérimentales. Dans le troisième chapitre, on donne une description du programme SIMSOL et de son mode de fonctionnement et la validation de sa programmation, ainsi qu'une étude paramétrique dont le but d'analyser la sensibilité de chaque modèle aux paramètres caractéristiques et aux méthodes de détermination de ces paramètres. Le quatrième chapitre, constituant une application pratique, est consacré à la simulation du comportement de deux sols naturels : l'argile de Guiche (vallée de l'Adour, France) et le sable de Labenne (France) et à comparer les résultats obtenus avec les mesures réelles.

BASES EXPERIMENTALES

1.1 INTRODUCTION

Les études expérimentales sur les sols fins naturels ou reconstitués (argiles, limons, silts, etc.) ont permis de grands progrès dans la compréhension du comportement de ces sols. Ces études, portant essentiellement sur les essais effectués en laboratoire (essais œdométriques et essais triaxiaux), permettent de fournir des données nécessaires au développement des modèles numériques pour le calcul des fondations et des ouvrages en terre.

Ce chapitre a pour objet de décrire les méthodes expérimentales et les procédures d'essais utilisées pour déterminer les caractéristiques de compressibilité et consolidation ainsi que les caractéristiques de cisaillement et de rupture des sols fins. Il expose ensuite, à partir de l'interprétation des résultats d'essais triaxiaux classiques, les aspects fondamentaux du comportement des sols fins, comme les caractéristiques de cisaillement et de rupture. Il se termine par la description des concepts d'état limite et d'état critique des sols fins et les techniques expérimentales de détermination de leur courbes d'état limite, ainsi que la présentation des courbes d'état limite de quelques argiles naturelles.

1.2 DEFINITION DE LA RUPTURE DES SOLS

Comme il est souvent difficile de décrire le comportement d'un massif de sol depuis son état initial jusqu'à sa rupture, le calcul des fondations et des ouvrages en terre a longtemps été abordé du point de vue de la stabilité.

Dans les calculs de stabilité, on ne fait intervenir que le mode de rupture du sol. On distingue habituellement deux modes de rupture :

- la rupture par glissement sur une surface,
- la rupture par plastification et écoulement d'une masse de sol.

Dans l'état actuel des connaissances et de la pratique de la mécanique des sols, ces deux modes de rupture sont analysés séparément.

La rupture d'un massif de sol est définie par le moment où celle-ci se produit et par la résistance aux sollicitations qu'on lui impose. Cette résistance est habituellement appelée : "résistance au cisaillement".

En pratique, la rupture d'une éprouvette de sol est appréciée sur la courbe, dite "courbe de cisaillement", représentant l'évolution de la sollicitation appliquée (déviateur des contraintes dans le cas des essais triaxiaux, contrainte de cisaillement dans le cas des essais à la boîte de Casagrande) en fonction de la déformation correspondante (déformation axiale de l'éprouvette triaxiale, déplacement de la boîte de cisaillement). La courbe de cisaillement présente, selon la nature du sol étudié et l'état de densification (pour les sables) ou de structuration (pour les argiles) dans lequel il se trouve, l'une des deux allures schématisées sur la figure 1.1.

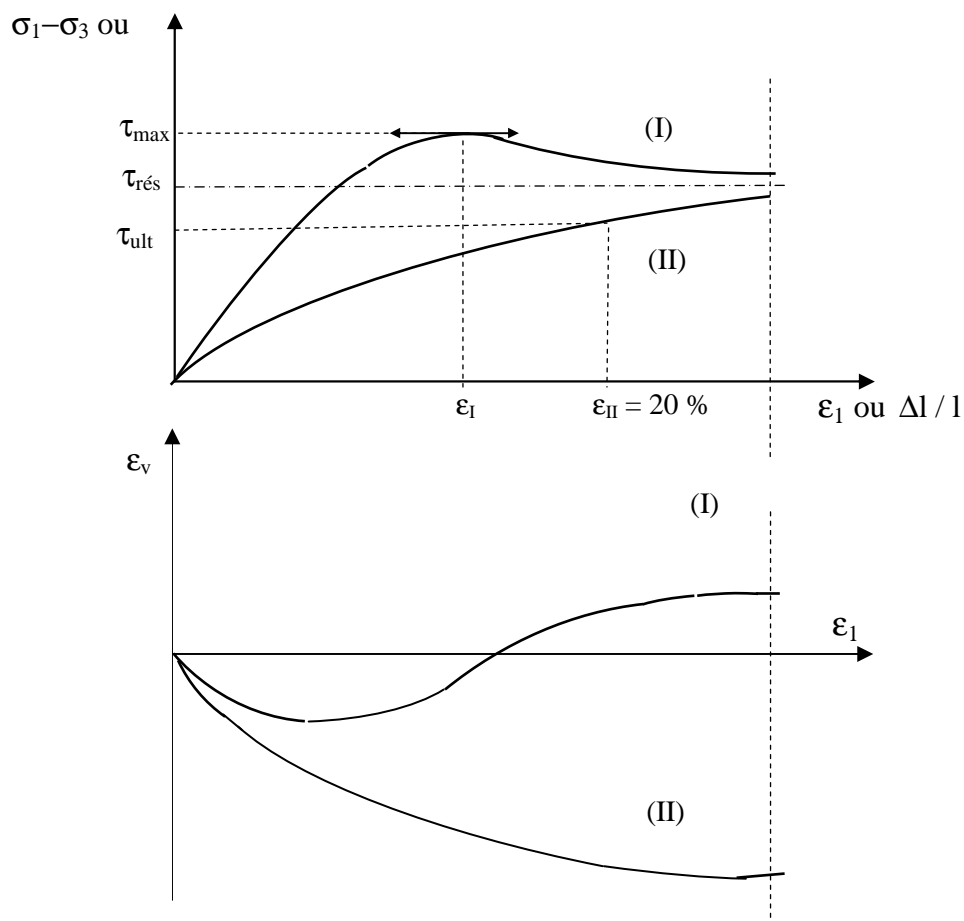


Figure 1.1 Définition de la rupture dans une éprouvette de sol

I- Sable dense ou argile surconsolidée (intacte),

II- Sable lâche ou argile normalement consolidée (remaniée).

Ainsi :

- la courbe (I) présente un pic de résistance τ_{\max} correspondant à l'état de rupture, la déformation continuant de croître au delà de ε_I alors que la sollicitation appliquée diminue ou au mieux reste constante ;

- la courbe (II) présente une allure asymptotique, la rupture étant définie arbitrairement à une valeur maximale de la déformation (τ_{ult} correspondant à ε_{II}) au-delà de laquelle le comportement de l'ouvrage devient incompatible avec sa destination (on considère en général $\varepsilon_{II} = 20\%$).

L'expérience montre que les deux courbes tendent vers une constante : la contrainte résiduelle $\tau_{rés}$ caractéristique de l'état résiduel du sol.

Les sables denses, comme les argiles à structure intactes, présentent un pic de résistance. Tandis que les sables lâches et les argiles remaniées ont habituellement un comportement asymptotique.

1.3 METHODES EXPERIMENTALES ET PROCEDURES D'ESSAI

On utilise habituellement deux types d'essai pour déterminer en laboratoire la résistance au cisaillement des sols :

- l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande ;
- l'essai de cisaillement à l'appareil triaxial de révolution.

Contrairement à l'essai triaxial dans lequel il est possible de suivre divers chemins de contraintes (ou de déformations) définis par l'expérimentateur, l'essai de cisaillement direct, dans lequel le plan de rupture est imposé, ne permet pas de simuler le comportement des sols en place. Il est de ce fait très peu utilisé et son utilisation est restreinte au cas des sols que l'on peut tester à l'appareil triaxial. On ne décrira pour cette raison dans la suite de ce chapitre que l'essai triaxial et les paramètres mécaniques qui pouvant y être déduits.

1.3.1 L'essai triaxial classique

L'appareil triaxial classique, utilisé depuis fort longtemps pour l'étude des caractéristiques de cisaillement et de rupture des sols fins, s'applique également à l'étude des

caractéristiques de consolidation, de fluage et de relaxation des sols argileux, notamment des argiles molles.

Le principe de l'essai (figure 1.2) consiste à placer une éprouvette de forme cylindrique sur un plateau de chargement, fixe ou mobile selon le mode de fonctionnement (par le haut ou par le bas de l'éprouvette) du système de chargement utilisé, à l'intérieur de la cellule triaxiale. La technique de préparation de l'éprouvette dépend de la nature du sol, de sa consistance et de sa sensibilité. Elle est décrite en détail par les normes en vigueur inspirées des travaux de Bishop et Henkel (1962). L'éprouvette est recouverte latéralement d'une membrane synthétique étanche et d'assez bonnes propriétés mécaniques, constituant une paroi isolante entre le sol et le milieu extérieur. Sur ses faces supérieure et inférieure, l'éprouvette est enfermée entre deux pierres poreuses, soit pour faciliter le drainage dans le cas où celui-ci est permis, soit pour permettre de mesurer les variations de pression interstitielle générées lorsque le système de drainage est fermé. Un papier filtre plein ou ajouré, ou encore en forme spiralée, entoure la face latérale de l'éprouvette afin d'accélérer le processus de drainage vers les deux extrémités supérieure et inférieure, lesquelles sont également recouvertes d'un papier filtre en forme de disque afin de maintenir les particules du sol en les empêchant de s'infiltrer dans les pores des pierres poreuses. Le système de sollicitations appliqué à l'éprouvette est composé d'une pression latérale de confinement (pression cellulaire) exercée par le fluide remplissant la cellule triaxiale (généralement de l'huile de silicone) incompressible et non miscible dans l'eau, constituant ainsi un écran pour l'eau interstitielle au cas où celle-ci s'échapperait à travers la membrane (les membranes, éventuellement poreuses, ont tendance à absorber une certaine quantité d'eau, surtout lorsqu'elles sont neuves ; l'absorption initiale peut être réduite si la membrane est trempée dans l'eau quelques jours avant son utilisation) et d'une force axiale appliquée au moyen d'un système de chargement mécanique ou hydraulique à vitesse réglable par l'intermédiaire d'un piston. L'huile de remplissage de la cellule agit également comme lubrifiant pour le piston afin de réduire les frottements de celui-ci avec le système de guidage et de centrage, facilitant ainsi le transfert à l'éprouvette de la totalité de l'effort axial exercé par le piston.

Au plan pratique, après la mise en place de l'éprouvette dans la cellule triaxiale et la mesure de la pression interstitielle initiale, l'essai proprement dit comporte une phase de saturation de l'éprouvette, une ou plusieurs phases de consolidation du sol, suivies d'une phase de cisaillement de celui-ci jusqu'à la rupture :

- la pression interstitielle initiale est par définition la pression nécessaire pour rétablir les conditions de contraintes effectives du sol en place. Elle permet de tester le degré de remaniement du sol, plus particulièrement dans les argiles molles, et de déterminer les conditions initiales du chemin de contraintes à suivre durant les phases ultérieures de l'essai. Sa valeur peut être estimée par la mesure de la pression interstitielle négative, ou pression de succion, dans l'éprouvette ou par application d'une contrainte de confinement sous conditions non drainées. Dans ce dernier cas, la pression interstitielle initiale est égale à la différence entre la pression de confinement et la pression interstitielle mesurée lorsque les variations du volume de l'éprouvette deviennent quasiment négligeables ;

- la saturation de l'éprouvette a pour but de rétablir l'état d'humidité et de consistance du sol tel qu'il se trouve en place, permettant ainsi d'éviter les erreurs de mesures des variations du volume de l'éprouvette ou de la pression interstitielle générée dans celle-ci lorsque le système de drainage est fermé. La saturation consiste à appliquer à l'éprouvette une contre-pression par augmentation de la pression cellulaire, soit à drainage ouvert, soit à drainage fermé. Dans les deux cas, la contre-pression est appliquée lentement (vitesse d'application des charges assez faible) afin que les déformations que peut subir l'éprouvette soient aussi faibles que possible. La valeur de la contre-pression est généralement comprise entre 100 et 200 kPa selon la consistance du sol et selon le type d'essai considéré (drainé ou non drainé). Pour les argiles molles, une contre-pression égale à 150 kPa est souvent utilisée ;

- la consolidation du sol, qui s'effectue à drainage ouvert, a pour but de créer dans le sol un état des contraintes connu. Pendant la consolidation les variations du volume de l'eau continue dans l'éprouvette et les variations de hauteur de celle-ci sont systématiquement mesurées en fonction du temps. L'éprouvette est considérée comme totalement consolidée lorsque les surpressions interstitielles se sont entièrement dissipées, c'est-à-dire lorsque les variations du niveau d'eau dans la burette ou dans le volumètre deviennent négligeables. Pour les argiles molles, le processus de consolidation se poursuit pendant une durée généralement comprise entre 24 et 72 heures, selon la nature du sol et l'état de remaniement de celui-ci. Le principe de la consolidation consiste à augmenter la pression cellulaire de sorte que la différence entre celle-ci et la pression interstitielle devienne égale à la composante radiale de la contrainte effective de consolidation pendant que la force appliquée au moyen du piston est continuellement ajustée jusqu'à ce que la contrainte axiale soit égale à la valeur désirée de la composante axiale de la contrainte effective de consolidation. Cependant, la diminution de la teneur en eau durant la reconsolidation aux contraintes effectives en place peut introduire des changements notables du comportement du sol, lesquels peuvent avoir des effets résiduels

significatifs, notamment dans les argiles molles sensibles. Les variations de la teneur en eau, et par conséquent aussi le tassement de l'éprouvette, peuvent être réduites en maintenant le chemin de contraintes à l'intérieur de la surface d'état limite, c'est-à-dire en imposant que la contrainte effective de consolidation soit inférieure à la pression de préconsolidation du sol déterminée dans un essai de compressibilité œdométrique. En règle générale, le chemin de contraintes effectives à suivre pendant la consolidation dépend de la nature du sol et de l'histoire des contraintes auxquelles celui-ci est soumis. La durée de la consolidation doit être bien choisie afin d'éviter les effets secondaires sur la partie initiale de la courbe de cisaillement ;

- le cisaillement (ou plus exactement l'écrasement du sol par compression ou par extension triaxiale) s'effectue à vitesse de déformation constante et à drainage ouvert ou fermé selon le type d'essai (drainé ou non drainé) considéré. La vitesse de déformation dans les essais drainés doit être suffisamment faible (par exemple dix fois plus petite que celle choisie dans les essais non drainés) pour que les variations de pression interstitielle demeurent assez faibles tout au long de cette phase. Dans les essais non drainés, la vitesse de déformation est usuellement choisie entre 0.8 et 2 %/h jusqu'à une déformation totale de cisaillement variant entre 10 et 20 % selon la nature (marine, lacustre, etc.) de l'argile considérée, tandis que, dans les essais drainés, l'excès de pression interstitielle à la rupture du sol doit être inférieur à 2 % de la contrainte effective de consolidation. Dans cette phase, on suit les chemins de contraintes désirés en contrôlant le système de mise en application des charges et des déplacements imposés à l'éprouvette. Dans les essais drainés, les chemins suivis après reconsolidation aux contraintes effectives en place sont particulièrement intéressants car ils permettent de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement du sol (c' et ϕ') caractéristiques de l'état critique dans lequel celui-ci se trouve au moment de la rupture.

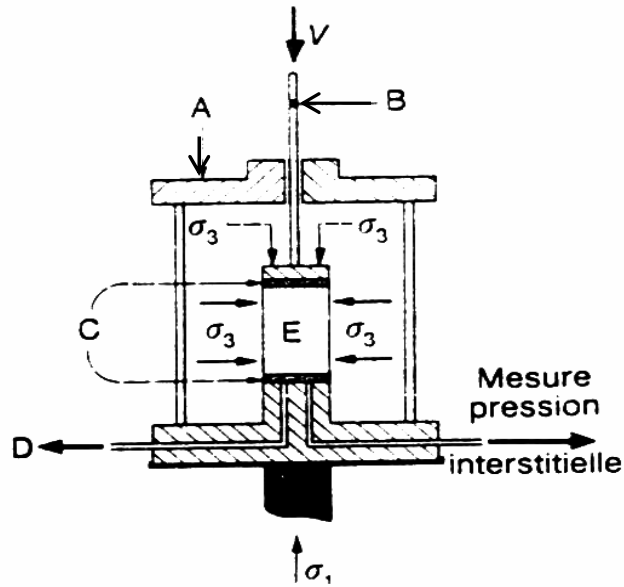


Figure 1.2 Coupe schématique de l'appareil triaxial classique.

Les essais réalisés à l'appareil triaxial classique en vue de caractériser le comportement au cisaillement des argiles molles (influence de l'histoire de chargement, de la vitesse de déformation, de l'anisotropie du sol, etc.) ont fait l'objet, de la part de différents auteurs, les remarques suivantes :

- de nombreuses recherches ont été consacrées à la connaissance du comportement des sols reconstitués en laboratoire et saturés. On en a extrait peu d'information sur les effets du remaniement du sol sur ses caractéristiques de résistance et de déformabilité, notamment pour les sols naturels ;

- les mesures, effectuées généralement à l'extérieur de la cellule triaxiale au moyen de capteurs mécaniques et hydrauliques (comparateurs, manomètres, pots de mercure, burette graduée, dynamomètres, etc.) ne permettent pas toujours de contrôler correctement, ni efficacement, les chemins de contraintes ou de déformations imposée à l'éprouvette ;

- les conditions aux limites adoptées pour l'interprétation de ces essais reposent sur des hypothèses simplifiées (section uniforme de l'éprouvette sur toute sa hauteur, existence exclusivement de contraintes normales confondues avec les contraintes principales, etc.) ;

- les sollicitations (compression et extension triaxiale) que l'on peut appliquer ne permettent pas d'étudier l'effet de la contrainte principale intermédiaire, ni de la rotation des contraintes principales sur le comportement du sol.

Toutefois, les améliorations apportées à l'appareillage classique, notamment dans les systèmes d'acquisition et de mesure, permettent maintenant de suivre des chemins de contraintes ou de déformation de plus en plus complexes. La figure 1.3 présente les chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux.

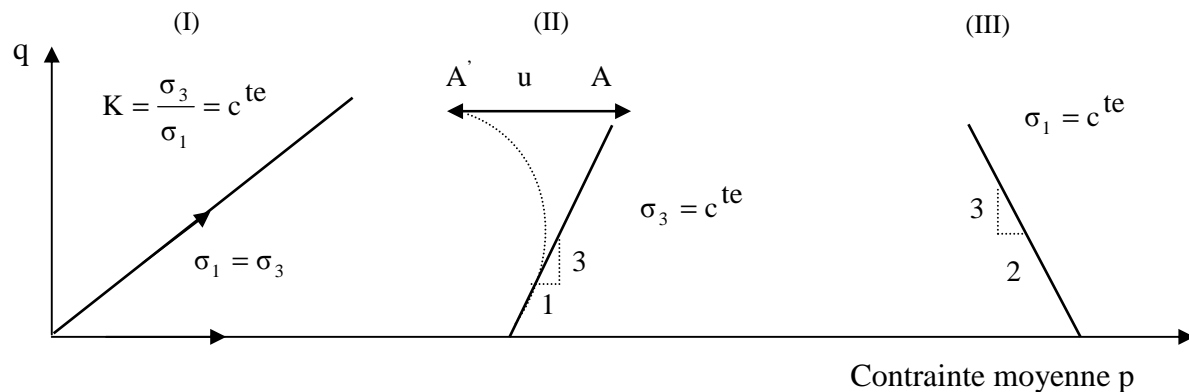


Figure 1.3 Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux
 (I) Chemin radial à rapport des contraintes radiale σ_3 et axiale σ_1 constant,
 (II) Chemin à contrainte radiale σ_3 constante,
 (III) Chemin à contrainte axiale σ_1 constante.

La résistance au cisaillement mesurée dans les différents types d'essais dépend donc non seulement de l'état de consolidation du sol avant cisaillement, qui a pour but de reproduire totalement ou partiellement les conditions de contraintes dans lesquelles il se trouve en place, mais aussi des cheminements des contraintes suivis au cours du chargement. D'autres facteurs comme les grandes déformations (résistance résiduelle), l'anisotropie ou le fluage, le remaniement du sol ou les méthodes expérimentales utilisées, influencent également les caractéristiques de cisaillement des sols fins. Il n'existe donc pas une résistance au cisaillement propre à un sol donné, mais une infinité de résistances au cisaillement qui dépendent du chemin de contraintes effectives suivi. Cependant, il existe une position critique à laquelle correspond une valeur maximale de cette résistance : c'est la résistance critique ou de rupture par cisaillement.

1.3.2 Autres essais triaxiaux de révolution

Ces essais relèvent encore du domaine de la recherche. On en distingue essentiellement deux appareils d'essai :

- le triaxial spécial, version modifiée de l'appareil classique, dans lequel les déformations radiales de l'éprouvette peuvent être mesurées au moyen de capteurs placés à mi-hauteur de l'éprouvette en vue de réaliser des essais de type " K_0 " pour la détermination du coefficient des terres au repos (caractéristiques de l'état des contraintes effectives du sol en place). La figure 1.4 présente la coupe schématique du triaxial spécial du LCPC (Azizi, 1987).

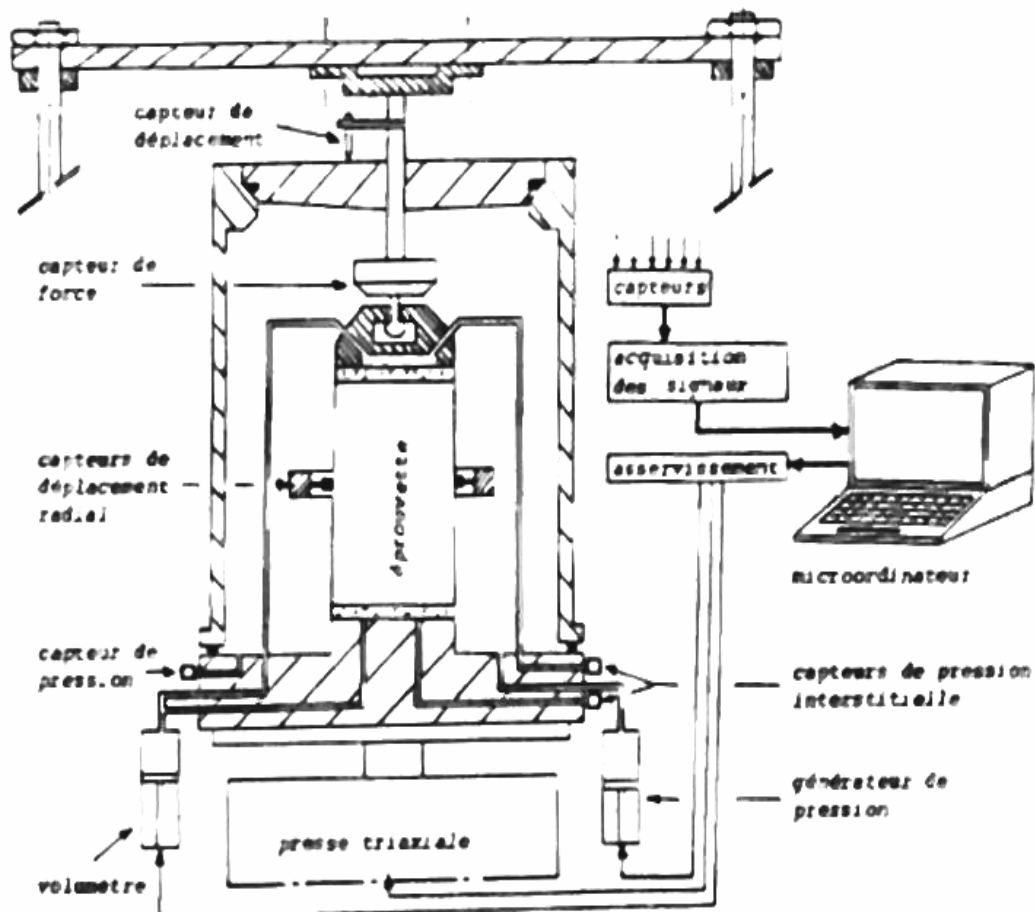
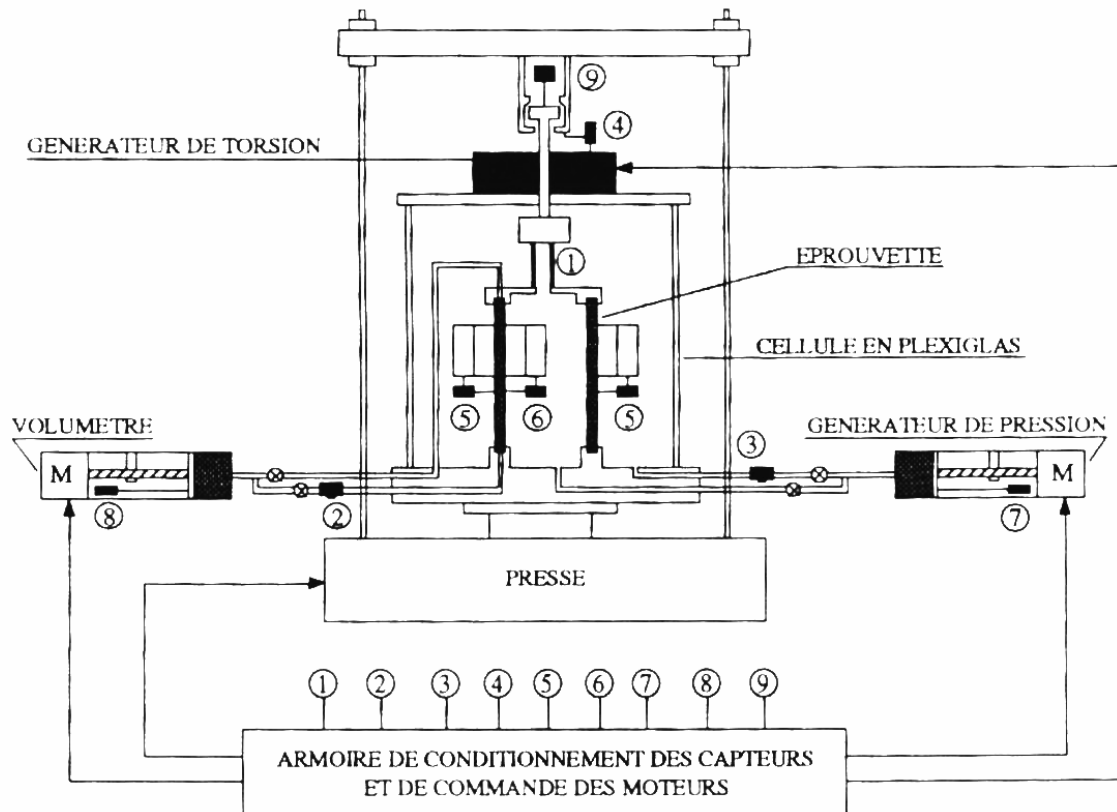


Figure 1.4 Coupe schématique du triaxial spécial du LCPC (Azizi, 1987).

- le triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses, destiné essentiellement à l'étude de l'influence de la rotation des contraintes principales sur le comportement des sols. La figure 1.5 présente une coupe schématique du triaxial sur cylindre creux du LCPC (Khemissa et Magnan, 1992).



LEGENDE

- 1- capteur de force et de couple de torsion associés ($F+M_t$)
- 2- capteur de pression interstitielle (u)
- 3- capteur de pression cellulaire (P_c)
- 4- capteur de déformation axiale (Δh)
- 5- capteur de déplacements radiaux externes (Δr_{e1} , (Δr_{e2} , (Δr_{e3})
- 6- capteur de déplacement radial interne (Δr_i)
- 7- capteur de déplacement du piston du générateur de pression (Δl_σ)
- 8- capteur de déplacement du piston du volumètre (Δl_u)
- 9- capteur de distorsion ($\Delta \theta$)

Figure 1.5 Coupe schématique du triaxial sur cylindre creux du LCPC (Khemissa et Magnan, (1992).

1.4 CARACTERISTIQUES DE CISAILLEMENT ET DE RUPTURE

Sous l'effet des sollicitations extérieures excessives, les sols subissent des déformations irréversibles qui se manifestent par le glissement des grains les uns sur les autres. A la rupture, la contrainte de cisaillement du sol (en fait du squelette) est appelée résistance ultime ou de rupture par cisaillement.

Coulomb (1776) fut le premier à définir une expression de la résistance au cisaillement des matériaux granulaires, en fonction des liens qui existent entre les grains constituant le squelette (liens dus aux tensions capillaires imputables à la teneur en eau interstitielle et adsorbée) et de la structure même du squelette (forme et arrangement des grains). Cette expression est donnée par l'équation suivante :

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi \quad (1.1)$$

dans laquelle c et φ désignent respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol (paramètres de cisaillement) et σ_n la contrainte normale agissant sur le plan de rupture de celui-ci.

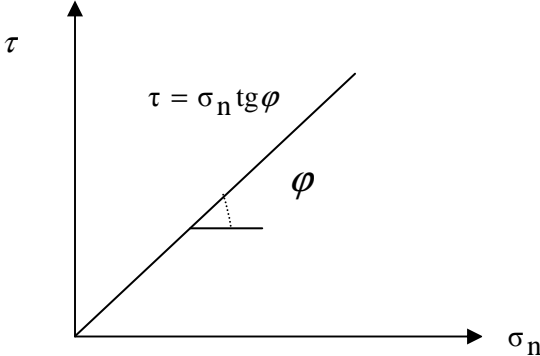
La cohésion et l'angle de frottement interne sont des propriétés intrinsèques du matériau et dépendent de sa minéralogie, de sa granulométrie et de son histoire géologique. Ces deux paramètres prennent des valeurs particulières quand le matériau est purement frottant ($c=0$) ou purement cohérent ($\varphi=0$). Entre ces deux cas extrêmes, on rencontre des matériaux qui possèdent des propriétés intermédiaires comme c'est le cas de la plupart des sols naturels (figure 1.6).

Compte tenu du principe des contraintes effectives, Terzaghi (1923) a modifié l'expression précédente et a proposé à sa place la formule suivante :

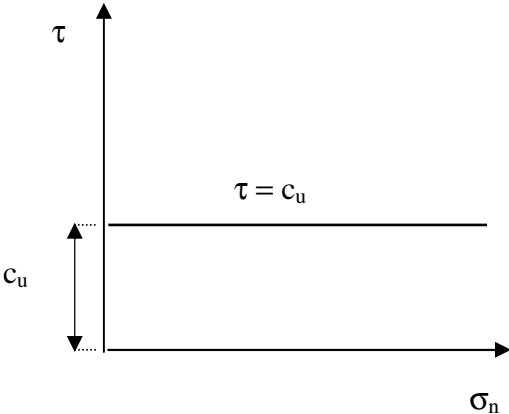
$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi' \quad (1.2)$$

dans laquelle c' et φ' désignent respectivement la cohésion effective et l'angle de frottement interne effectif du sol et u la pression interstitielle générée au cours de cisaillement. Cette relation indique que la résistance au cisaillement sous contraintes totales constantes, ou peu variables, augmente quand les surpressions interstitielles diminuent. En d'autres termes, le

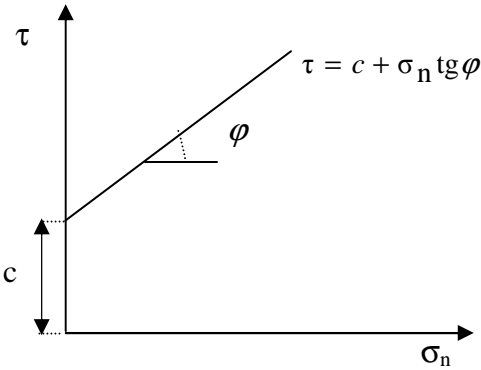
comportement au cisaillement des sols fins à long terme, c'est-à-dire à la fin de la consolidation, présente une résistance au cisaillement plus forte que celle à court terme correspondant au début de la consolidation.



a/ Sol pulvérulent ou purement frottant (ex. sable).



b/ Sol purement cohérent (ex. argile raide).



c/ Sol cohérent ou intermédiaire (ex. argile molle).

Figure 1.6. Lois de Coulomb et courbes intrinsèques pour divers types de sols.

La nature du sol et l'état de consolidation dans lequel il se trouve et les conditions de drainage déterminent le comportement en cisaillement du sol, mais aussi l'intensité des efforts exercés et la manière dont ces efforts sont appliqués. On distingue alors les caractéristiques drainées et non drainées décrites ci-après.

1.4.1 Caractéristiques non drainées

Dans les essais non drainés, le chargement est assez rapide. En l'absence de drainage et de variation de volume, les composantes normales des contraintes induites dans le sol par application de l'effort sont transmises presque intégralement à la phase liquide. La figure 1.7 présente les chemins de contraintes non drainés dont l'état ultime se trouve sur une droite d'état critique (courbe intrinsèque du sol à l'état normalement consolidé) similaire à la courbe de consolidation isotrope.

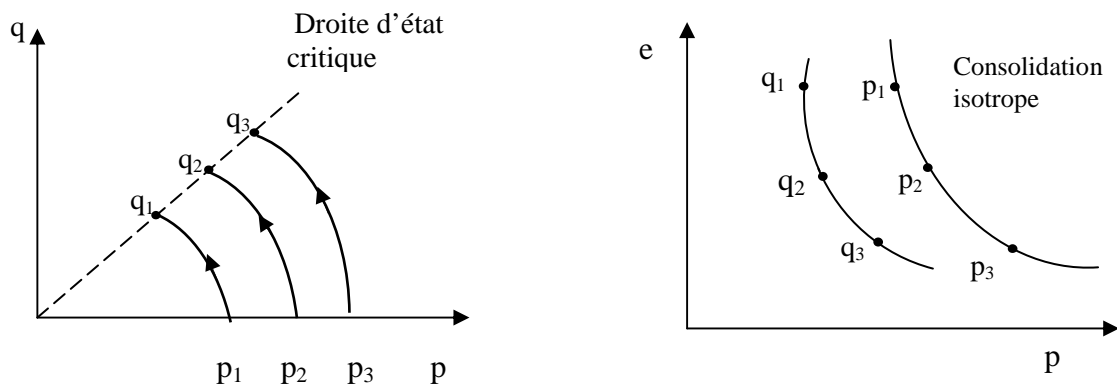


Figure 1.7. Chemins de contraintes non drainés dans les plans (p-q) et (e-p).

Dans ces conditions, le cisaillement est accompagné de l'apparition de fortes surpressions interstitielles, d'une réduction importante de la contrainte effective et de la résistance au frottement des particules. La résistance au cisaillement critique représente la contrainte maximale pouvant être mobilisée au cours du cisaillement.

Les caractéristiques de cisaillement correspondantes sont dites caractéristiques non drainées. Elles traduisent le comportement global des deux phases solide et liquide et se déterminent expérimentalement à partir des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement non drainés, soit donc c_u la cohésion non drainée et $\phi_u \approx 0$.

1.4.2 Caractéristiques drainées

Dans les essais drainés, compte tenu de la perméabilité du sol et de la longueur du chemin de drainage, l'application du chargement est suffisamment lente pour n'induire à aucun moment de surpression interstitielle dans le sol (nulle ou négligeable). Les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette du sol et les contraintes induites sont des contraintes effectives. La figure 1.8 présente les chemins de contraintes drainés dont les états ultimes se trouvent sur la même droite d'état critique que celle obtenue pour les chemins de contraintes non drainés.

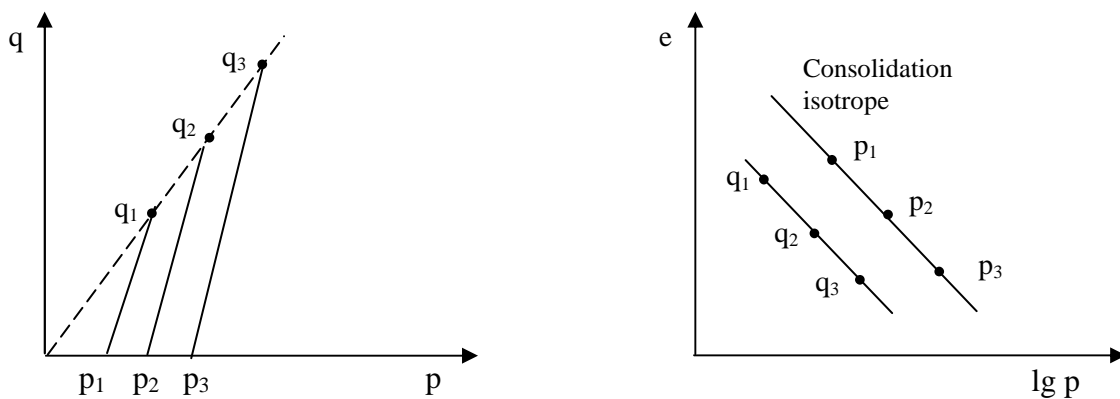


Figure 1.8 Chemins de contraintes drainés dans les plans (p-q) et (e-lg p).

Dans ces conditions, l'application de l'effort s'accompagne d'une variation de volume plus ou moins importante selon les contraintes appliquées. Cette diminution de volume se traduit par un resserrement des grains qui engendre un accroissement de sa cohésion vraie. La contrainte normale effective et la résistance au frottement interne sont accrues et, par conséquent, la résistance au cisaillement peut croître au-delà de la résistance critique.

Les caractéristiques de cisaillement correspondantes sont dites caractéristiques drainées et se déterminent à partir des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement drainés, sont donc c' la cohésion effective et φ' l'angle de frottement interne effectif.

1.5 CONCEPTS D'ETAT LIMITE ET D'ETAT CRITIQUE

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 :

- 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). Cette limite est constituée par l'ensemble des points d'état limite (points correspondant aux valeurs ultimes des résistances au cisaillement) 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 l'état où ne se produisent dans le sol que des déformations déviatoriques plastiques. Dans cet état, le sol se comportant comme un fluide frottant, distord et s'écoule à volume constant (cisaillement purement déviatorique). 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.

Des études expérimentales effectuées en laboratoire ont permis d'établir l'existence d'une courbe d'état limite pour chaque sol étudié et de montrer que les concepts d'état limite et d'état critique étaient applicables. Parmi ces études, on cite notamment les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de Saint Alban (Québec) qui ont permis de confirmer l'applicabilité des concepts sus-indiqués et présentent en outre une méthode 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. Par ailleurs, Mitchell (1970) et Crooks et Graham (1976) présentent des méthodes

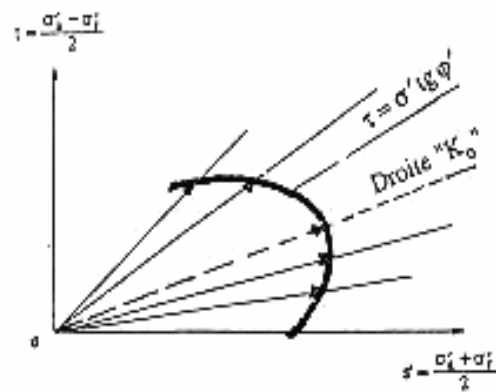
faisant également appel à des essais courants de laboratoire. Ces trois méthodes sont décrites brièvement dans ce qui suit (figure 1.9).

- la méthode de Mitchell (1970) consiste à faire suivre aux éprouvettes des chemins de contraintes à rapport de contraintes effectives $K = \sigma'_a / \sigma'_r$ constant (chemins radiaux). Les points d'état limite sont déterminés sur les courbes représentant l'évolution des déformations volumiques en fonction des contraintes moyennes effectives appliquées. Ils se définissent par l'état des contraintes à partir duquel les déformations plastiques commencent à se développer ;

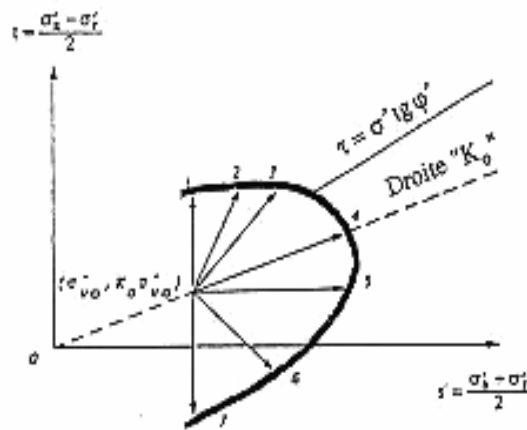
- la méthode de Crooks-Graham (1976) ressemble à la précédente sauf que l'on doit commencer par reconsolider les éprouvettes aux contraintes effectives en place (condition K_0), puis ensuite leur faire subir des chemins radiaux (essais triaxiaux drainés) à partir de cet état ;

- la méthode de Tavenas-Leroueil (1979) consiste à réaliser des essais de compressibilité œdométrique pour déterminer la pression de préconsolidation du sol, des essais de consolidation anisotrope à rapport de contraintes effectives constant au cours desquels on mesure les variations du volume des éprouvettes en fonction des contraintes qui leur sont appliquées et des essais de cisaillement non drainés après consolidation de celles-ci sous des contraintes de l'ordre de 0,1 à 1,5 fois la pression de préconsolidation du sol. Pour chaque essai de cisaillement correspondant aux faibles contraintes de consolidation appartenant au domaine surconsolidé, le pic de la courbe de cisaillement correspond à un état limite ; tandis que les essais correspondant aux fortes contraintes permettant de déterminer l'angle de frottement interne du sol de l'état normalement consolidé et donc la droite d'état critique.

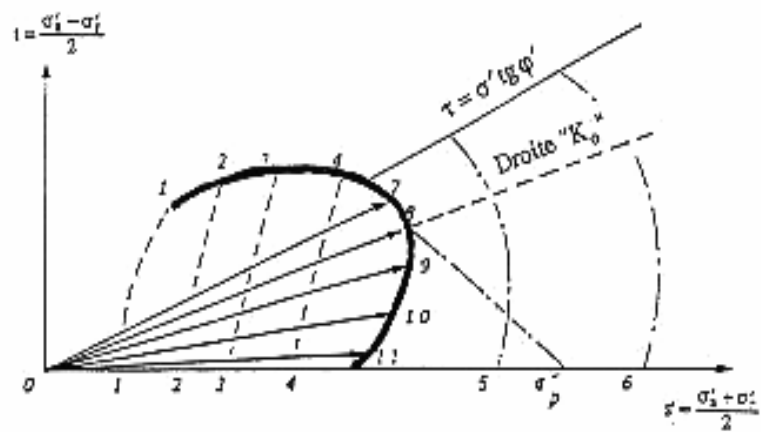
Dans l'une au l'autre de ces trois méthodes, la courbe d'état limite s'obtient en reliant les différents points d'état limite de l'argile considérée. La figure 1.10 présente les courbes d'état limite de quelques argiles naturelles.



a/- Méthode de Mitchell (1970)

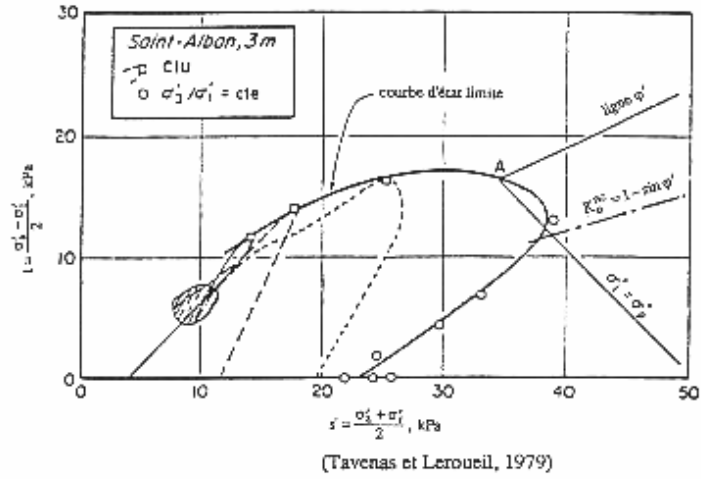


b/- Méthode de Crooks-Graham (1976)

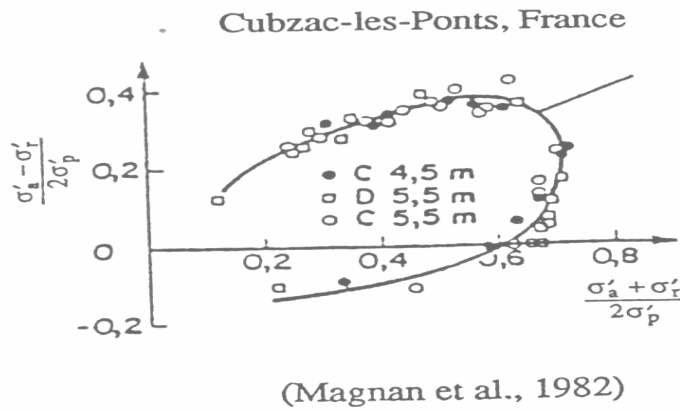


c/- Méthode de Tavenas-Leroueil (1979)

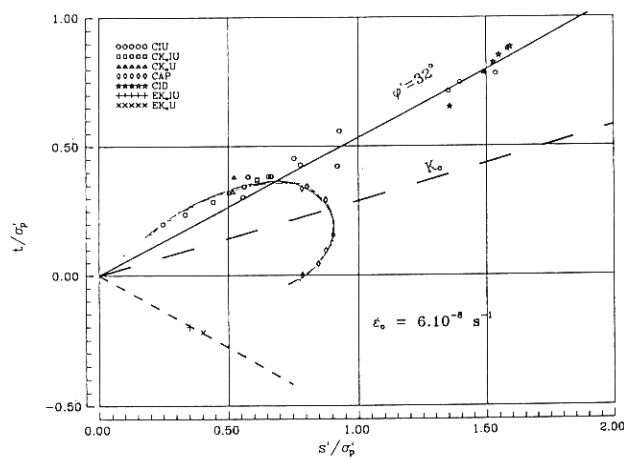
Figure 1.9 Techniques expérimentales de détermination des courbes d'état limite des sols argileux.



a/ Argile de S^t-Alban (Tavenas et Leroueil, 1979).



b/ Argile de Cubzac-les-Ponts (Magnan et al., 1982).



c/ Argile de Guiche (Khemissa et al., 1993).

Figure 1.10 Courbes d'état limite de quelques argiles naturelles.

1.6 CONCLUSION

Les études expérimentales sur le comportement des sols fins visent principalement à fournir des données sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité de ces sols et de simuler leur comportement sous l'action de charges qui leur sont appliquées durant les essais comme elles doivent l'être réellement sous l'action des ouvrages.

Vu les problèmes complexes posés dans la réalisation et dans l'interprétation des essais in-situ, les données expérimentales caractérisant le comportement des sols fins proviennent pour l'essentiel des essais réalisés en laboratoire. Les essais de laboratoire comportent essentiellement des essais de compressibilité et de consolidation œdométriques et des essais de cisaillement à l'appareil triaxial classique. L'exploitation des résultats de ces essais, notamment les essais triaxiaux, doit être accompagnée d'une étude théorique. Cette étude est fondée sur la formulation des lois rhéologiques permettant de rendre compte des principaux aspects du comportement mécanique des sols sous les sollicitations qu'on leur impose et de la manière suivie pour la détermination de leurs paramètres constitutifs, afin de fournir des règles et normes communes pour le calcul des ouvrages.

MODELES DE COMPORTEMENT

2.1 INTRODUCTION

Les études théoriques et expérimentales entreprises dans le domaine de la rhéologie des sols ont pour objectif, d'établir des règles et des lois de comportement pour les sols en vue de calcul des ouvrages. Pour être représentatives, ces lois doivent représenter le mieux possible l'ensemble des aspects de la réponse du sol aux sollicitations qu'on lui impose dans les essais in-situ, comme de laboratoire. Des formulations mathématiques diverses ont pu être établies pour caractériser le comportement des sols fins, mais leur validation expérimentale n'est pas toujours complète.

Les méthodes classiques de calcul des fondations et des ouvrages en terre admettent, en général, des géométries simplifiées (couche de sol homogène et isotrope, massif semi-infini) et considèrent le sol se comporter comme un matériau rigide-plastique (calcul à la rupture), pour les calculs de stabilité, et élastique linéaire, pour les calculs de déformations. Toutefois, l'expérience montre que le comportement linéaire des sols ne constitue qu'une approximation de leur comportement réversible.

Le développement de moyens d'essais plus performants (nouvelles techniques de mesure et d'asservissement des essais), 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. Dans leur ensemble, ces modèles reposent sur des approches élastiques non-linéaires ou élastoplastiques permettant de décrire assez correctement le comportement des sols fins, notamment des argiles molles. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Ce chapitre a pour objet de d'écrire les bases théoriques nécessaires à l'élaboration des modèles de comportement des sols fins (lois élastiques linéaires et non linéaires, lois

élastoplastiques) et passe en revue quelques modèles de plus en plus d'usage courant dans la pratique de l'ingénieur chargé des études géotechniques (modèles hyperboliques, modèle Cam-clay).

2.2 FORMULATION DES LOIS DE COMPORTEMENT

L'écriture d'une loi de comportement pour un sol consiste à construire une relation permettant d'exprimer les accroissements de contraintes en fonction des accroissements de déformations correspondantes au cours d'une sollicitation donnée. La formulation de cette loi s'appuie à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (principes de la mécanique et de la thermodynamique, élasticité, plasticité et leurs combinaisons) et sur les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place.

Pour définir une loi de comportement d'un sol sur une base purement expérimentale, il faut analyser une ou plusieurs série d'essais. Il est évidemment impossible de réaliser toutes les combinaisons possibles d'expériences et il subsiste toujours une certaine incertitude sur la loi de comportement ainsi formulée. Cependant, l'adoption d'une loi simple facilite la détermination expérimentale de ses paramètres, mais ne garantit pas forcément sa représentativité.

En pratique, les lois de comportement établies pour les sols assimilent ces matériaux à des milieux continus, homogènes et isotropes et limitent leurs réponses aux sollicitations appliquées au cas des petites déformations (hypothèse des petites perturbations). Ces lois supposent que seules interviennent les contraintes principales et, parfois même, seulement certaines d'entre elles. D'une manière générale, une "bonne loi" 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 à partir des résultats d'essais classiques en laboratoire.

2.3 LOIS DE COMPORTEMENT ELASTIQUES LINEAIRES

Un matériau est dit élastique si, après avoir été déformé par une sollicitation, il retrouve son état initial lorsque cette sollicitation cesse d'agir.

Le comportement élastique du matériau est dit linéaire si la courbe représentant les variations des contraintes appliquées sur ce matériau en fonction des déformations observées a une forme de droite (figure 2.1).

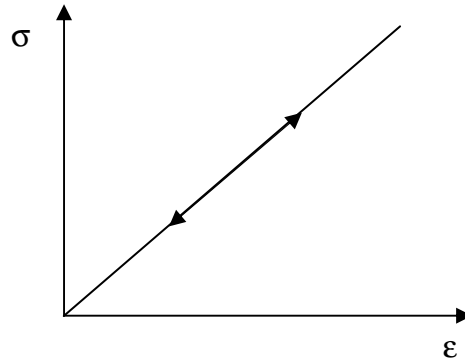


Figure 2.1 Schématisation de la loi de comportement élastique linéaire (loi de Hooke).

Mathématiquement, le matériau élastique est décrit par la relation suivante :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{kl}) \quad (2.1)$$

où F_{ij} est la fonction de réponse élastique. Cette relation unique traduit l'indépendance du comportement du matériau de l'histoire des chargements auxquels il a été soumis.

La relation qui décrit le comportement élastique linéaire d'un matériau se met sous la forme générale suivante :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} + \sigma_{ij}^{\circ} \quad (2.2)$$

où σ_{ij}° représente le tenseur de contraintes initiales correspondant à un état initial de déformations nul et C_{ijkl} le tenseur décrivant le comportement physique du matériau. Si l'état initial des contraintes est nul, l'équation 2.2 se réduit à la forme suivante :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (2.3)$$

Cette relation correspond à la relation générale de Hooke dans laquelle σ_{ij} et ε_{kl} sont des tenseurs de 2^{ème} ordre et C_{ijkl} est un tenseur de 4^{ème} ordre.

Pour un matériau élastique, linéaire et isotrope, l'équation 2.3 s'écrit :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (2.4a)$$

et inversement :

$$\varepsilon_{ij} = -\frac{\lambda}{2\mu(3\lambda + 2\mu)} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} \quad (2.4b)$$

où λ et μ sont des constantes indépendantes, dites constantes de Lamé, et δ_{ij} le symbole de Kronecker :

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{si } i = j \\ 0 & \text{si } i \neq j \end{cases}$$

Les équations 2.4 peuvent également se mettre sous les formes équivalentes suivantes :

$$\sigma_{ij} = \frac{E\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} \quad (2.5a)$$

et

$$\varepsilon_{ij} = \frac{-\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} \quad (2.5b)$$

dans lesquelles E et ν désignent respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson..

En introduisant deux autres paramètres, le module de compressibilité volumique K et le module de cisaillement G, Les équations 2.5 s'écrivent :

$$\sigma_{ij} = K \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G \varepsilon_{ij} \quad (2.6a)$$

et

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{9K} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} \sigma_{ij} \quad (2.6b)$$

dans lesquelles e_{ij} et s_{ij} désignent respectivement les tenseurs de déformations et de contraintes déviatoriques tels que :

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (2.7a)$$

et

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (2.7b)$$

Les paramètres élastiques doivent respecter les conditions de stabilité élastique suivantes :

$$E > 0$$

$$-1 < \nu < 1/2$$

$$K > 0$$

$$G > 0$$

et s'obtiennent les uns à partir des autres par les relations suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad \text{et} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.8a)$$

et

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (2.8b)$$

ou encore

$$E = \frac{9GK}{3K+G} \quad \text{et} \quad \nu = \frac{3K-2G}{2(3K+G)} \quad (2.9a)$$

et

$$\lambda = K - \frac{2G}{3} \quad \text{et} \quad \mu = G \quad (2.9b)$$

2.4 LOIS DE COMPORTEMENT ELASTIQUES NON LINEAIRES

Le comportement élastique d'un matériau est dit non-linéaire si la courbe représentant les variations des contraintes appliquées à ce matériau en fonction des déformations observées n'a pas la forme de droite (figure 2.2).

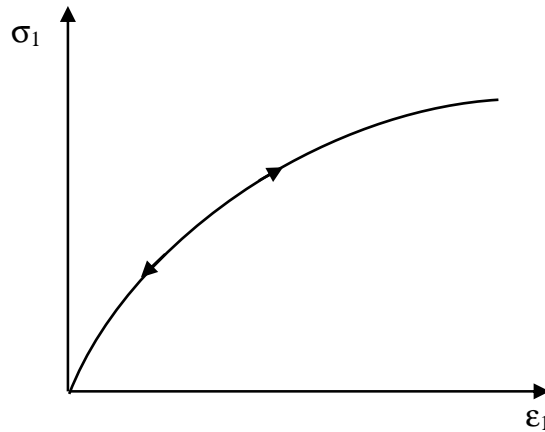


Figure 2.2 Schématisation de la loi de comportement élastique non linéaire.

Les lois de comportement élastiques non-linéaires peuvent être soit de type hyperélastique, soit de type hypoélastique.

2.4.1 Lois de comportement hyperélastiques

Les modèles hyperélastiques sont formulés à partir de la donnée de l'énergie potentielle $W(\varepsilon_{ij})$, ou de l'énergie complémentaire $\Omega(\sigma_{ij})$, et doivent satisfaire aux principes de la thermodynamique.

Pour un matériau élastique et isotrope, la fonction $W(\varepsilon_{ij})$ peut être exprimée à partir des trois invariants E_1 , E_2 et E_3 du tenseur de déformation ε_{ij} :

$$W = W(E_1, E_2, E_3) \quad (2.10)$$

tels que :

$$\begin{cases} E_1 = \text{tr}(\varepsilon_{ij}), \\ E_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\varepsilon_{ij}^2), \\ E_3 = \frac{1}{3} \text{tr}(\varepsilon_{ij}^3). \end{cases} \quad (2.11)$$

L'énergie potentielle W peut aussi être reliée à la contrainte σ_{ij} par la formule suivante :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (2.12)$$

D'où, l'on peut écrire :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W}{\partial E_1} \frac{\partial E_1}{\partial \varepsilon_{ij}} + \frac{\partial W}{\partial E_2} \frac{\partial E_2}{\partial \varepsilon_{ij}} + \frac{\partial W}{\partial E_3} \frac{\partial E_3}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (2.13)$$

Soit, en introduisant les expressions des trois invariants E_1 , E_2 et E_3 :

$$\sigma_{ij} = \alpha_1 \delta_{ij} + \alpha_2 \varepsilon_{ij} + \alpha_3 \varepsilon_{ik} \varepsilon_{jk} \quad (2.14)$$

où :

$$\alpha_i = \alpha_i(E_j) = \frac{\partial W}{\partial E_i} \quad (2.15)$$

On a entre les fonctions α_i les relations suivantes :

$$\frac{\partial \alpha_i}{\partial E_j} = \frac{\partial \alpha_j}{\partial E_i} \quad (2.16)$$

La relation contrainte-déformation peut aussi être exprimée à partir de l'énergie complémentaire Ω , qui est fonction des trois invariants indépendants du tenseur des contraintes I_1 , I_2 et I_3

$$\Omega = \Omega(I_1, I_2, I_3) \quad (2.17)$$

tels que :

$$\begin{cases} I_1 = \text{tr}(\sigma_{ij}), \\ I_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\sigma_{ij}^2), \\ I_3 = \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma_{ij}^3). \end{cases} \quad (2.18)$$

Cette fonction est reliée à la déformation par la formule suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.19)$$

On peut écrire aussi :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega}{\partial I_1} \frac{\partial I_1}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial \Omega}{\partial I_2} \frac{\partial I_2}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial \Omega}{\partial I_3} \frac{\partial I_3}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.20)$$

On trouve :

$$\varepsilon_{ij} = \Phi_1 \sigma_{ij} + \Phi_2 \varepsilon_{ij} + \Phi_3 \sigma_{ik} \sigma_{jk} \quad (2.21)$$

où :

$$\Phi_i = \Phi_i(I_j) = \frac{\partial \Omega}{\partial I_i} \quad (2.22)$$

Ces fonctions doivent vérifier les trois équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \Phi_i}{\partial I_j} = \frac{\partial \Phi_j}{\partial I_i} \quad (2.23)$$

Les équations (2.12) et (2.19) donnent après différentiation :

$$d\sigma_{ij} = \frac{\partial^2 W}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} d\varepsilon_{ij} \quad (2.24a)$$

et

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{\partial^2 \Omega}{\partial \sigma_{ij} \partial \sigma_{kl}} d\sigma_{ij} \quad (2.24b)$$

dans lesquelles $d\sigma_{ij}$ et $d\varepsilon_{ij}$ désignent respectivement les incréments des tenseurs de contraintes et de déformations.

Ces équations peuvent être écrites sous la forme générale suivante :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl} d\varepsilon_{ij} \quad (2.25a)$$

et

$$d\varepsilon_{ij} = D_{ijkl} d\sigma_{ij} \quad (2.25b)$$

où les tenseurs du 4^{ème} ordre C_{ijkl} et D_{ijkl} dépendent de l'état actuel de déformation et de contrainte.

Il est possible d'obtenir une généralisation du modèle hyperélastique en remplaçant les constantes élastiques introduites dans les tenseurs C_{ijkl} et D_{ijkl} par des fonctions scalaires des invariants de contrainte ou de déformation. Ces fonctions scalaires doivent cependant satisfaire certaines conditions imposées par les lois de la thermodynamique et ne pas produire de dissipation d'énergie pendant un cycle de chargement-déchargement. Dans ces conditions, le modèle obtenu est réversible et indépendant du chemin de chargement.

Le tableau 2.1 rassemble les caractéristiques de quelques modèles hyperélastiques.

Tableau 2.1 Modèles hyperélastiques

Modèles	Expressions	Paramètres
Boyce (1980)	$K = \frac{K_1 p^{(1-n)}}{\left[1 - (1-n) \frac{K_1 q^2}{6G_1 p^2}\right]}$ $G = G_1 p^{(1-n)}$	K_1, G_1 et n
Loret (1981)	$\left\{ \begin{array}{l} v = \text{Constante} \\ E = E_0 p_a \left[\left(\frac{p}{p_a} \right)^2 \left(1 + \frac{K}{3G} \frac{q^2}{p^2} \right) \right]^{\frac{1-n}{2}} \end{array} \right.$ <p>ou :</p> $\left\{ \begin{array}{l} G = G_0 p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1-n} \\ K = K_0 p_a \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1-n} \frac{n}{1 - \frac{K_0}{6G_0} (1-n) \frac{q^2}{p^2}} \end{array} \right.$	ν, E_0 et n ou G_0, K_0 et n
Lade et Nelson (1987)	$E = M p_a \left[\left(\frac{I_1}{p_a} \right)^2 + 6 \frac{1+\nu}{1-2\nu} \left(\frac{J_2}{p_a^2} \right) \right]^\lambda$ <p>$\nu = \text{Constante}$</p>	ν, M, p_a et λ
Molenkamp (1988)	$K = \frac{1}{3} \frac{p_a}{A p} \left(\frac{I_1}{\sqrt{3} p_a} \right)^{1-P}$ $G = \frac{R p_a}{3 A p} \left(\frac{I_1}{\sqrt{3} p_a} \right)^{1-P}$	A, P et R
<p>p- pression moyenne. q- déviateur des contraintes. p_a- pression de référence égale à la pression atmosphérique. I_1- premier invariant du tenseur des contraintes ($I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$). J_2- deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques s_{ij} ($J_2 = (1/2)s_{ij}s_{ij}$).</p>		

2.4.2 Lois de comportement hypoélastiques

Les modèles hypoélastiques sont utilisés pour décrire le comportement élastique non linéaire isotrope des matériaux dans le cas où l'état de contraintes dépend de l'état actuel de déformations et du chemin de chargement. Ces modèles peuvent, dans leur formulation la plus générale, être décrits à partir d'une fonction tensorielle de forme :

$$F(\sigma_{ij}, d\sigma_{kl}, \varepsilon_{mn}, d\varepsilon_{rs}) = 0 \quad (2.26)$$

où $d\sigma_{kl}$ et $d\varepsilon_{rs}$ désignent respectivement les incréments des tenseurs de contraintes et de déformations.

La notion d'hypoélasticité consiste à faire l'hypothèse que l'incrément de contrainte dépend non seulement de l'incrément de déformation mais aussi de la contrainte elle-même. Les équations de comportement s'expriment alors sous les deux formes suivantes :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}(\sigma_{mn}, \varepsilon_{mn})d\varepsilon_{kl} \quad (2.27a)$$

ou

$$d\varepsilon_{ij} = D_{ijkl}(\sigma_{mn}, \varepsilon_{mn})d\sigma_{kl} \quad (2.27b)$$

Le comportement décrit par ces équations est infinitésimalement réversible.

Bon nombre de modèles hypoélastiques basés sur des relations incrémentales ont été établis pour modéliser le comportement non linéaire des sols. Ces modèles ont été développés en se basant sur deux types d'hypoélasticité. La plus courante consiste à décrire les relations de comportement du modèle élastique linéaire en introduisant une dépendance des modules élastiques sécants vis-à-vis des invariants de contrainte ou de déformation. La deuxième approche, basée sur une linéarisation par morceaux, consiste à modifier la valeur des modules élastiques en fonction de la contrainte calculée pour chaque étape de chargement.

Le tableau 2.3 rassemble les caractéristiques de quelques modèles hypoélastiques.

Tableau 2.2 Modèles hypoélastiques

Modèles	Expressions	Paramètres
Hansen (1963)	$\sigma = \left(\frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \right)^{\frac{1}{2}}$	a, b
Kondner (1963)	$\sigma = \left(\frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \right)$	a, b
Janbu (1963)	$E_i = K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$	K_h, n
Richardson et Whitman (1963)	$K = \text{constante}$ $G = \frac{G_{\max}}{1 + \alpha \left(\frac{\tau}{\gamma G_{\max}} \right)^{R-1}}$	K, α, G_{\max}, R
Duncan et Chang (1970)	- Chargement : $E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2 K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$ $v = \text{constante}$ - Déchargement-rechargement : $E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$	$v, c, \varphi, R_f, K_h, n, K_{ur}, \text{ et } p_a.$
Hardin et Drnevich (1972)	$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{\max}} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}}$ $G = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \left(1 + a \exp \left\{ \frac{-b\gamma}{\gamma_r} \right\} \right)}$	$a, b, \gamma_r, \tau_{\max}, G_{\max}$
Kulhawy et Duncan (1972)	$v_t = \frac{G^* - F^* \lg \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)}{\left[1 - \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]} \right]^2}$	$c, \varphi, R_f, K_h, n, p_a, G^*, F^*, d$
Desai et Christian (1977)	$G_t = G_i \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2$ $v = \text{Constante}$	$v, c, \varphi, R_f \text{ et } G_i$

Zytinski et al. (1978)	$K = \frac{1+e_0}{\kappa} p$ $G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K$	e_0, κ, ν
Duncan et al., (1980)	<p>- Chargement</p> $K_t = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m$ $E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2 K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$ $\nu = \frac{3K_t - E_t}{6K_t}$ <p>- Déchargement-rechargement :</p> $E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n$	$\nu, c, \varphi, R_f, K_h, n, K_{ur}, K_b, m$ et p_a .
Pastr et al. (1990)	$K = \frac{1+e_0}{\kappa} p$ $G = G_0 \frac{p}{p_0}$	e_0, κ, G_0

2.4.3 Modèles hyperboliques

Pour décrire le comportement non-linéaire des sols, Kondner (1963) a proposé une loi hyperbolique de la forme :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (2.28)$$

dans laquelle σ_1 et σ_3 désignent les contraintes principales respectivement majeure et mineure, ε_1 la déformation axiale, E_i le module d'Young initial et $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ est la valeur asymptotique de la contrainte déviatorique.

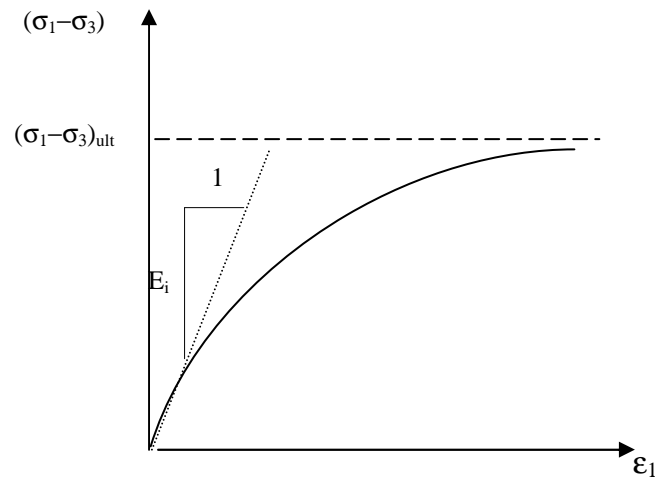


Figure 2.3 Représentation de la loi hyperbolique (Kondner, 1963).

Duncan et Chang (1970) complètent la loi de Kondner en y introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) :

$$E_i = K_h p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.29)$$

où K_h et n désignent des paramètres expérimentaux et p_a est une pression de référence.

Le modèle de Duncan et Chang (1970) est basé sur une loi d'élasticité non linéaire de type hyperbolique entre le déviateur des contraintes et la déformation axiale et sur un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Il est défini en tout point matériel par un module d'Young tangent E_t pour la phase de chargement (figure 2.4.a) et un module d'Young E_{ur} pour la phase de déchargement- rechargement (figure 2.4.b).

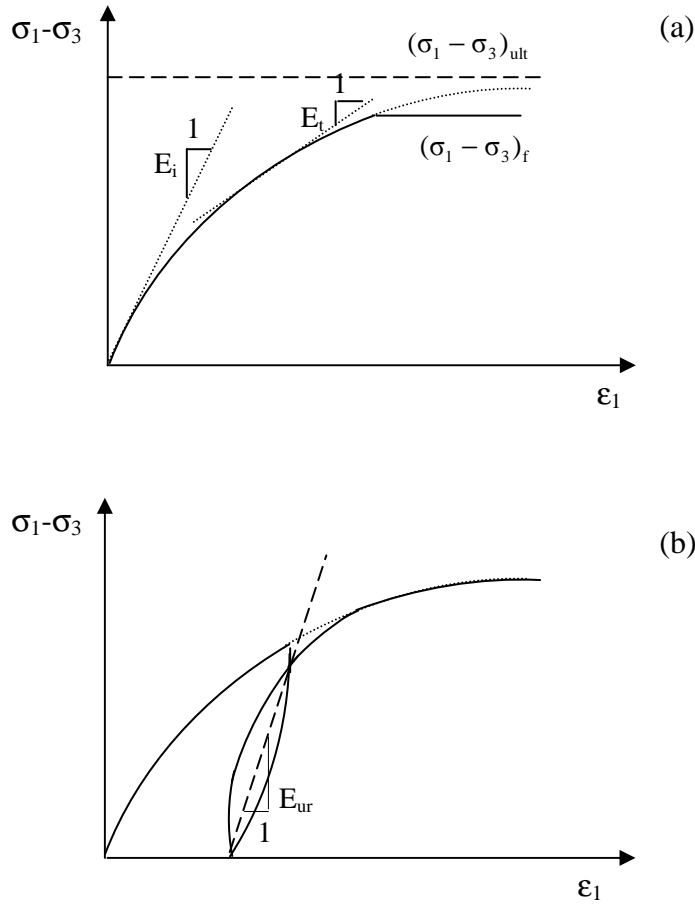


Figure 2.4 Représentation de la courbe de cisaillement pour les phases de chargement (a) et de déchargement-rechargement (b) du modèle hyperbolique.

Ces paramètres sont donnés en fonction de l'état de contraintes principales par les expressions suivantes :

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2(c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi)} \right]^2 E_i \quad (2.30)$$

et

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.31)$$

dans lesquelles E_i désigne le module d'Young tangent initial, c et φ la cohésion et l'angle de frottement du sol.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (2.32)$$

le rapport de rupture compris entre 0.7 et 1, tel que :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = \frac{c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.33)$$

et K_{ur} un paramètre expérimental et ν , le coefficient de Poisson supposé constant.

Une autre version du modèle (Kulhawy et Duncan, 1972) prend en compte la variation du coefficient de Poisson tangent ν_t . Ce paramètre peut être déduit de la relation entre la déformation axiale ε_1 et la déformation radiale ε_3 . De plus, ils ont supposé que le coefficient initial ν_i s'exprime en fonction de la contrainte principale mineure σ_3 par la relation suivante :

$$\nu_i = G^* - F^* \lg \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (2.34)$$

où F^* et G^* désignent des paramètres expérimentaux .

Ceci conduit à l'expression suivante :

$$\nu_t = \frac{\nu_i}{\left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)d}{E_t} \right]^2} \quad (2.35)$$

dans laquelle E_t désigne le module d'Young tangent et d un paramètre expérimental.

Une autre version du modèle (Duncan et al, 1980), dans laquelle le module de compressibilité volumique tangent K_t est donné par la relation suivante :

$$K_t = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (2.36)$$

où K_b et m désignent des paramètres expérimentaux et où le coefficient de Poisson tangent ν_t s'exprime par la relation suivante :

$$\nu_t = \frac{3K_t - E_t}{6K_t} \quad (2.37)$$

La relation incrémentale contrainte-déformation correspondant à ce modèle est donnée par l'expression matricielle suivante :

$$\begin{bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \end{bmatrix} = \frac{E_t}{(1 + \nu_t)(1 - 2\nu_t)} \begin{bmatrix} 1 - \nu_t & \nu_t & 0 \\ \nu_t & 1 - \nu_t & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu_t}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\varepsilon_3 \end{bmatrix} \quad (2.38)$$

Le modèle hyperbolique de Duncan et al, (1980) est caractérisé par neuf paramètres : $c, \varphi, R_f, K_h, n, K_{ur}, K_b, m$ et P_a . La détermination de ces paramètres nécessite l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de cisaillement drainés. Ils se déterminent comme expliqué ci-après.

a/ Paramètres c et φ

La cohésion c et l'angle de frottement φ peuvent être déterminés graphiquement par les cercles de Mohr ou dans le plan $[(\sigma_1 - \sigma_3)/2, (\sigma_1 + \sigma_3)/2]$. Dans ce cas la corrélation des points finaux représentant l'état de la rupture donne une droite de pente θ et d'ordonnée à l'origine α , d'où

$$\varphi = \arcsin(\operatorname{tg} \theta) \quad \text{et} \quad c = \frac{\alpha}{\cos \varphi} \quad (\text{figure 2.5}).$$

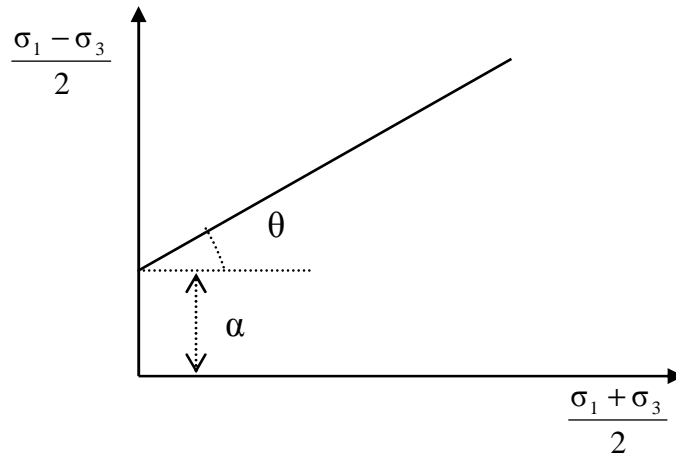


Figure 2.5 Détermination des paramètres c et φ .

b/ Paramètres K_h , K_{ur} et n

La détermination de ces paramètres se fait en deux étapes : la première consiste à déterminer la valeur du module d'Young initial E_i pour chaque essai de cisaillement, par transformation de l'hyperbole en une droite (figure 2.6) de pente $\frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$ et d'ordonnée à l'origine $\frac{1}{E_i}$, puis l'on déduit dans le plan $\left(\lg \frac{\sigma_3}{p_a}, \lg \frac{E_i}{p_a} \right)$, les valeurs des paramètres K_h et n (figure 2.7). La droite obtenue présente une pente égale à n et une ordonnée à l'origine α . On déduit ensuite K_h . La valeur de K_{ur} est de même ordre de grandeur que celle de K_h .

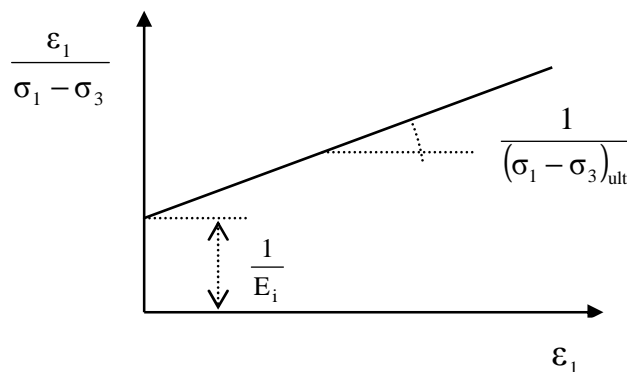


Figure 2.6 Détermination des paramètres E_i et $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

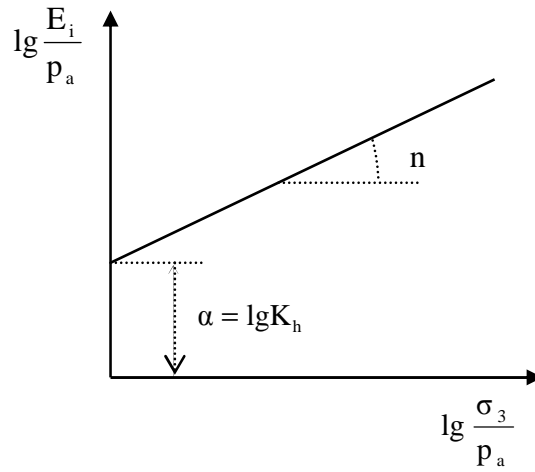


Figure 2.7 Détermination des paramètres n et K_h .

c/ Paramètres K_b et m

Comme le montre les figures 2.8 et 2.9, les deux paramètres K_b et m peuvent être déterminés en suivant la même démarche pour la détermination de K_h et n .

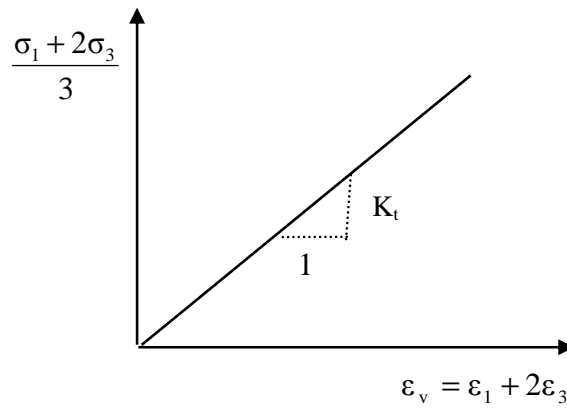


Figure 2.8 Détermination de K_t .

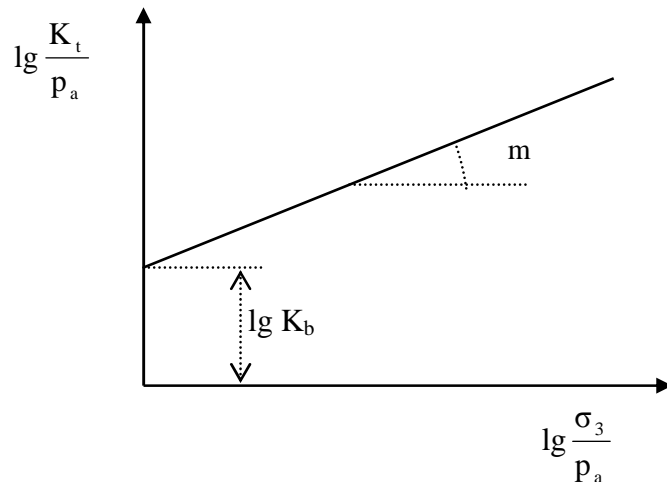


Figure 2.9 Détermination des paramètres m et K_b .

d/ Paramètres d^ , G^* et F^**

Comme précédemment, deux étapes sont nécessaires pour déterminer ces paramètres : la première consistant à évaluer pour chaque essai triaxial le coefficient de Poisson initial ν_i par transformation de la courbe hyperbolique (ϵ_1, ϵ_3) en une droite de pente d et d'ordonnée à l'origine ν_i (figure 2.10), la seconde à tracer le diagramme $\left(\nu_i, \lg \frac{\sigma_3}{P_a}\right)$ qui fournit les paramètres G^* et F^* , (figure 2.11).

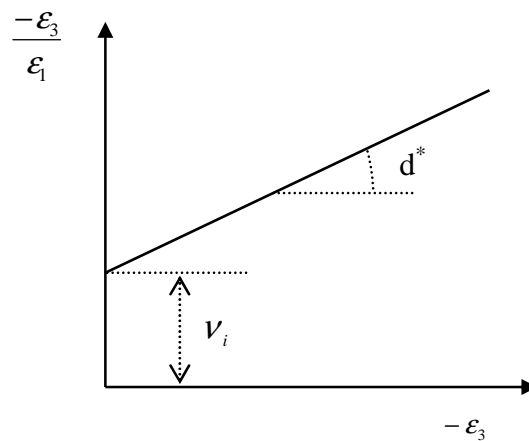


Figure 2.10 Détermination de d^* et ν_i .

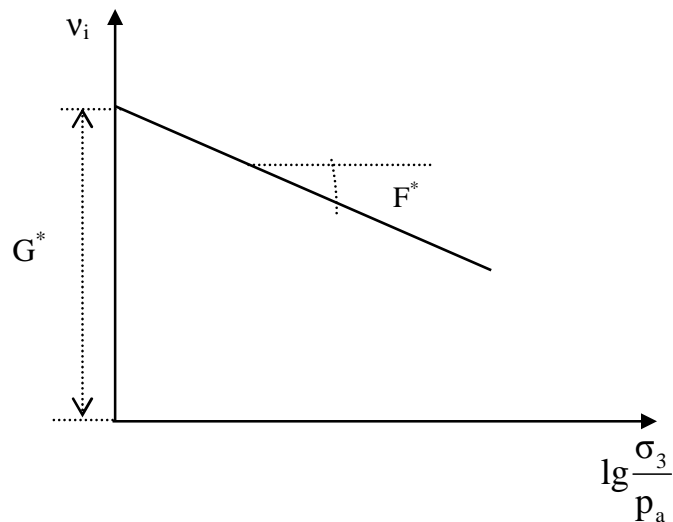


Figure 2.11 Détermination des paramètres G^* et F^* .

2.5 LOIS DE COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUES

Dans le schéma élastoplastique classique, la réponse d'un matériau à une sollicitation donnée se produit de manière instantanée. Cette réponse exprime le comportement des matériaux non-vieillissants (invariance par translation sur la variable temps) et sans viscosité (indépendance de la vitesse à laquelle la réponse s'est effectuée). Il en résulte que l'état de contraintes dépend de l'état actuel des déformations et du chemin de contraintes suivi, mais le temps n'intervient pas de manière explicite.

Les lois de comportement élastoplastiques sont basées sur les quatre notions fondamentales suivantes :

- l'apparition des déformations élastiques et plastiques ;
- 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 :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (2.39)$$

2.5.1 Notion de surface de charge

Dans l'espace des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, il existe une surface de charge, à l'intérieur de laquelle cette surface, le comportement reste entièrement élastique. Cette surface, appelée fonction de charge, est convexe et s'exprime à travers l'équation suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = 0 \quad (2.40)$$

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 ($F(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible), cela implique que la position de ce point demeure sur cette surface.

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

$$dF(\sigma_{ij}) = 0 \quad (2.41)$$

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'inégalité suivante :

$$dF(\sigma_{ij}) < 0 \quad (2.42)$$

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

- la surface de charge n'évolue pas : c'est le cas d'un comportement élastoplastique parfait (figure 2.12a) ;
- la surface de charge évolue au cours du chargement, c'est le cas du comportement élastoplastique avec écrouissage (figure 2.12b)

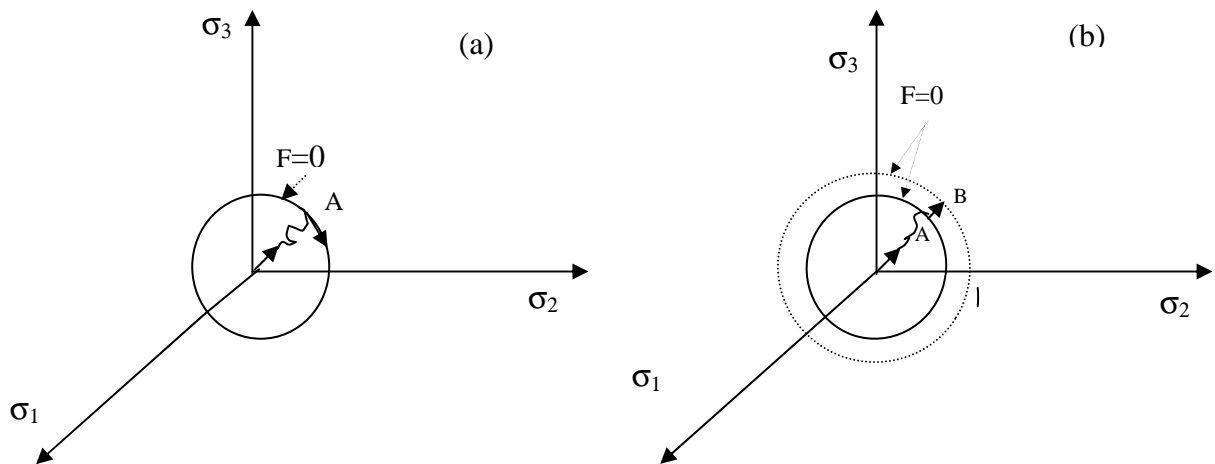


Figure 2.12 Evolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales pour un matériau élastoplastique parfait (a) et un matériau élastoplastique écrouissable (b).

2.5.2 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 également une surface fonction des paramètres d'écrouissage. La normale à cette surface constitue la direction de l'écoulement plastique (figure 2.13).

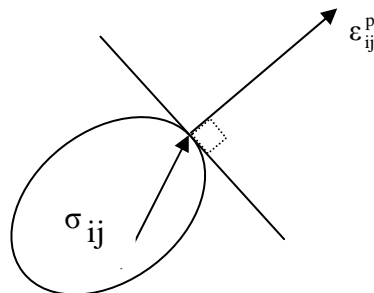


Figure 2.13 Règle de normalité.

2.5.2.1 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 :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.43)$$

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 :

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*) d\varepsilon_{ij}^p \geq 0 \quad (2.44)$$

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 (figure 2.14)

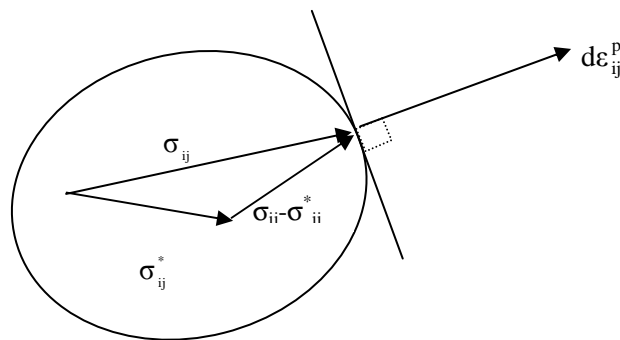


Figure 2.14 Principe de travail maximal de Hill (1950).

2.5.2.2 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 :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.45)$$

2.5.3 Paramètre 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 (i.e 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 (i.e rétrécissement du domaine d'élasticité).

La condition de stabilité postulée par Drucker (1964) définit les matériaux stables en écrouissage positif ($\sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^p > 0$) et les matériaux instables en écrouissage 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.

On distingue en général trois catégories de lois d'écrouissage :

- dans le cas où la surface de charge subit un changement uniforme de taille l'écrouissage est dit isotrope (figure 2.15a);
- si la surface de charge se translate dans l'espace des contraintes principales, l'écrouissage est dit cinématique (figure 2.15b) ;
- l'écrouissage est dit mixte, lorsque les deux cas cités précédemment sont combinés (figure 2.15c);

Dans cette étude, seul le premier type d'écrouissage sera considéré.

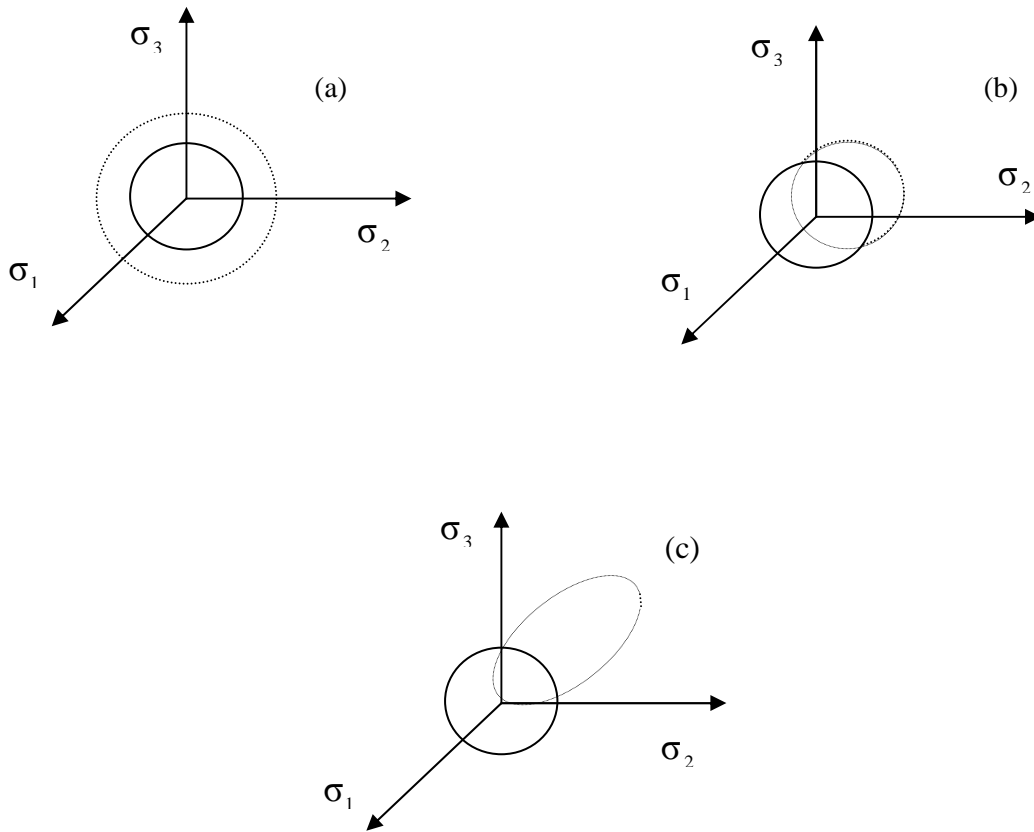


Figure 2.15 Représentation de l'écrouissage isotrope (a) cinématique (b) et mixte (c) dans le plan des contraintes principales.

2.5.4 Relations incrémentales

La théorie de plasticité incrémentale, dont le champ d'application n'est pas restreint par la nature des sollicitations, présente l'avantage de se prêter à une programmation numérique en éléments finis. La relation entre les incréments de contraintes $d\sigma_{ij}$ et de déformations $d\varepsilon_{ij}^e$ est donnée par l'une des deux expressions suivantes :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl} d\varepsilon_{kl}^e \quad (2.46)$$

ou

$$d\varepsilon_{ij}^e = D_{ijkl} d\sigma_{kl} \quad (2.46b)$$

dans laquelle C_{ijkl} et D_{ijkl} désignent les tenseurs de 4^{ème} ordre de rigidité et de souplesse lesquels dépendent de l'histoire du chargement.

Par décomposition de l'incrément de déformation en une partie élastique $d\varepsilon_{ij}^e$ et une partie plastique $d\varepsilon_{ij}^p$, l'équation 2.46 devient :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}(d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) \quad (2.47)$$

Compte tenu de l'équation 2.45 on peut écrire :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl} \left(d\varepsilon_{kl} - d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{kl}} \right) \quad (2.48)$$

Pour un matériau écrouissable, on introduit le module d'écrouissage (ou module plastique) $H(\sigma_{ij}, k)$ qui est défini par la relation suivante :

$$H d\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (2.49)$$

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

L'équation 2.48 devient alors :

$$H d\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} C_{ijkl} d\varepsilon_{kl} - d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} C_{ijkl} \frac{\partial G}{\partial \sigma_{kl}} \quad (2.50)$$

D'où l'expression du multiplicateur de plasticité :

$$d\lambda = \frac{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right) D_{ijkl} d\varepsilon_{kl}}{H + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right) C_{ijkl} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{kl}} \right)} \quad (2.51)$$

D'où finalement la relation suivante :

$$d\sigma_{ij} = \left[C_{ijkl} - \frac{C_{ijmn} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{mn}} \right) \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{rs}} \right) C_{rskl}}{H + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} \right) C_{mhrs} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{rs}} \right)} \right] d\varepsilon_{kl} \quad (2.52)$$

Si on pose $C_{ijkl}^p = \frac{C_{ijmn} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{mn}} \right) \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{rs}} \right) C_{rskl}}{H + \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} \right) C_{mhrs} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{rs}} \right)}$,

L'équation (2.52) devient :

$$d\sigma_{ij} = (C_{ijkl} - C_{ijkl}^p) d\varepsilon_{kl} \quad (2.53)$$

dans laquelle C_{ijkl} représente le tenseur des coefficients élastiques et C_{ijkl}^p le tenseur de comportement plastique.

La relation contrainte- déformation est aussi donnée par la relation suivante :

$$d\varepsilon_{ij} = (D_{ijkl} + D_{ijkl}^p) d\sigma_{kl} \quad (2.54)$$

avec $D_{ijkl}^p = \frac{1}{H} \left(\frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \right) \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{kl}} \right)$

où D_{ijkl}^p désigne le tenseur correspondant aux éléments de la matrice de comportement plastique.

2.5.5 Modèles élastoplastiques parfaits

Les modèles élastoplastiques parfaits sont définis à partir de la donnée d'un critère de rupture caractérisant les propriétés de résistance du matériau. On distingue les critères dépendant d'un seul paramètre de ceux dépendant de deux paramètres. On donnera ci-après quelques critères usuellement utilisés en mécanique des sols.

2.5.5.1 Critères à un paramètre

a/ Critère de Tresca

Après avoir effectué des essais sur le plomb, Tresca (1864) conclut que la plastification se produit lorsque la contrainte de cisaillement atteint une valeur limite k . Dans le repère des contraintes principales, le critère s'exprime par :

$$F(\sigma_{ij}) = \text{Max}\{(\sigma_1 - \sigma_2), (\sigma_2 - \sigma_3), (\sigma_3 - \sigma_1)\} - 2k = 0 \quad (2.55)$$

où k représente une constante correspondant à la contrainte maximale de cisaillement à la rupture.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface de charge est un prisme parallèle à la trisectrice (figure 2.16a). Sa section dans le plan déviatorique est un hexagone régulier (figure 2.16b).

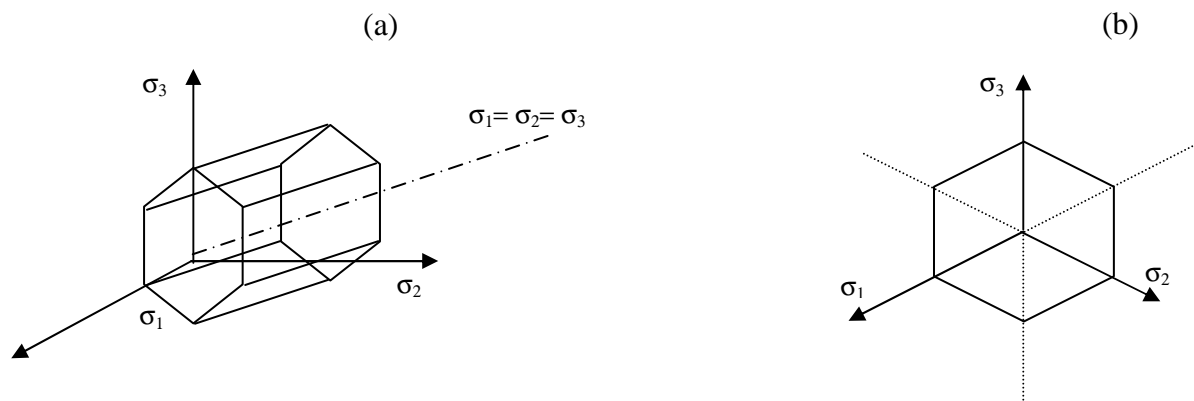


Figure 2.16 Représentation du critère de Tresca dans l'espace des contraintes principales (a) et dans le plan déviatorique (b).

b/ Critère de Von Misès

Ce critère traduit un mode de mise en plasticité dès lors que la contrainte de cisaillement octaédrique τ_{oct} atteint une valeur limite. La fonction de charge associée au critère de Von Misès (1913) est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = \tau_{\text{oct}} - \sqrt{\frac{2}{3}}k = 0 \quad (2.56)$$

où

$$\tau_{\text{oct}} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} . \quad (2.57)$$

La représentation du critère dans l'espace des contraintes principales est un cylindre dont l'axe est la triceptrice de cet espace (figure 2.17a). Dans le plan déviatorique, sa section est un cercle (figure 2.17).

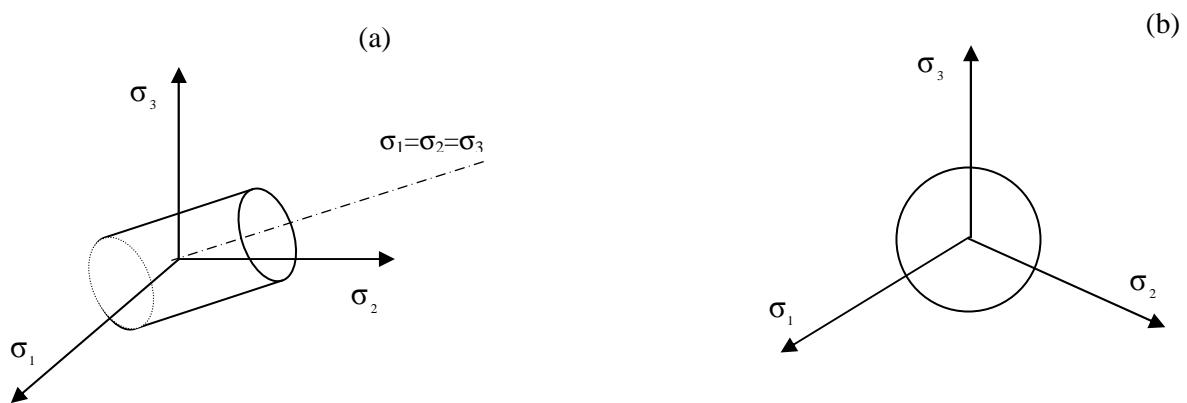


Figure 2.17 Représentation du critère de Von Misès dans l'espace des contraintes principales (a) et dans le plan déviatorique (b).

2.5.5.2 Critères à deux paramètres

a/ Critère de Mohr- Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb (1900) est une généralisation du critère de Tresca. Ces deux critères supposent que la plastification apparaît lorsque la contrainte de cisaillement atteint une valeur limite. Cependant, Tresca suppose que cette valeur est une constante alors que Mohr postule que pour une facette donnée cette valeur est fonction de la contrainte normale. Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de intrinsèque (figure 2.18.a).

La représentation de ce critère dans l'espace des contraintes principales est une pyramide dont l'axe est la triceptrice (figure 2.18b), sa section dans le plan déviatorique est un hexagone irrégulier (figure 2.18c).

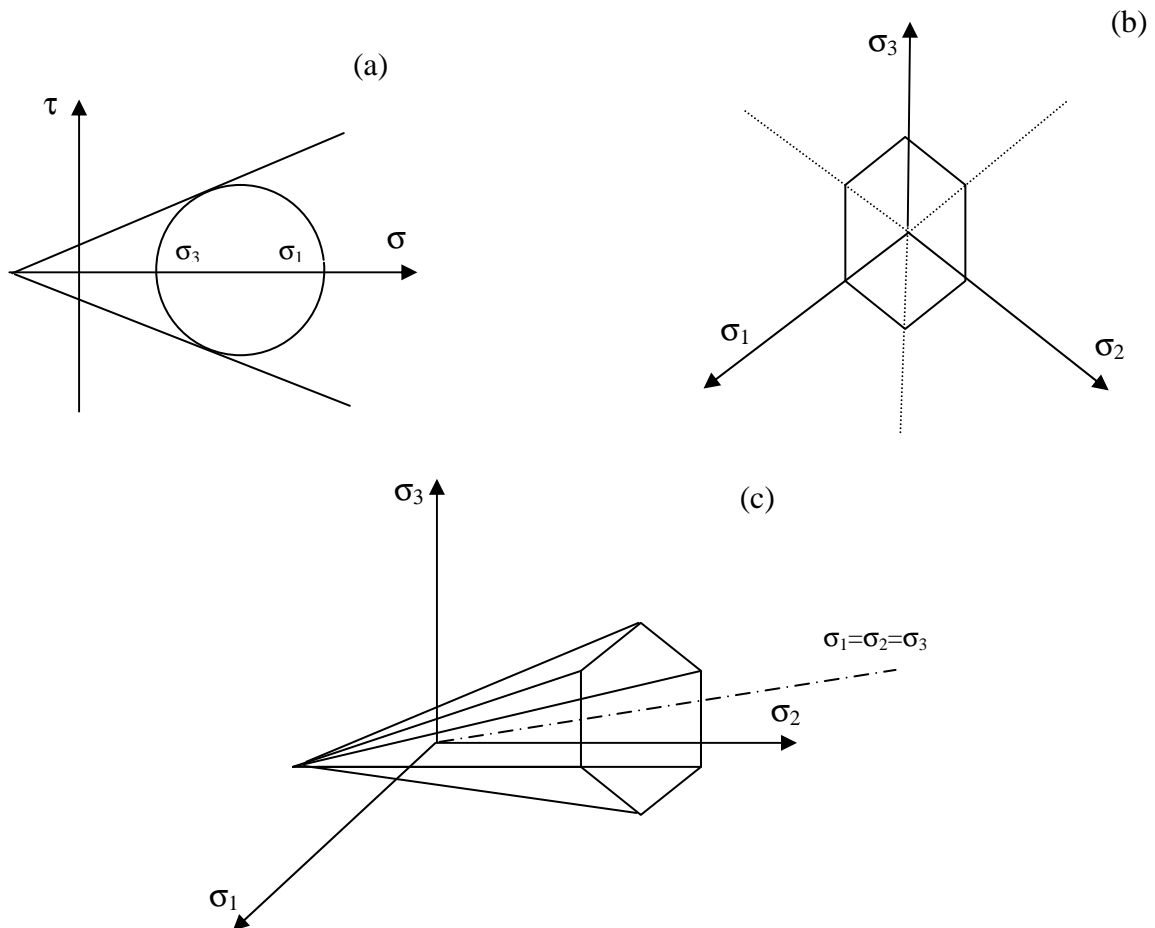


Figure 2.18 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr (a), dans le plan déviatorique (b) et dans l'espace des contraintes principales (c).

L'expression analytique de la fonction de charge est donnée par :

$$F(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2 c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} = 0 \quad (2.58)$$

b/ Critère de Drucker-Prager

Ce critère généralise le critère de Von-Misès en tenant compte de la contrainte moyenne. Mathématiquement, la fonction de charge associée au modèle de Drucker-Prager (1952) est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (2.59)$$

où α et k sont des constantes caractéristiques du matériau. (pour $\alpha=0$, on trouve le critère de Von-Misès).

La représentation du critère dans l'espace des contraintes principales est un cône à section circulaire, et d'axe la triceptrice (figure 2.19a)

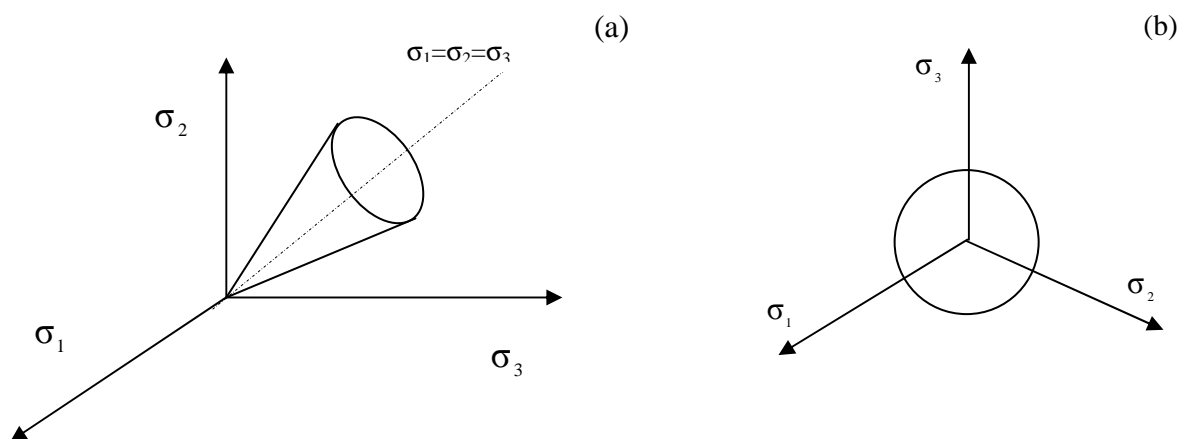


Figure 2.19 Représentation du critère de Drucker-Prager l'espace des contraintes principales (a) et dans le plan déviatorique (b).

2.5.6 Modèles élastoplastiques avec écrouissage

La formulation des modèles élastoplastiques avec écrouissage s'appuie sur la construction de la loi du comportement élastique, la détermination du potentiel plastique et sur la surface de charge et son évolution dans l'espace des contraintes principales. Plusieurs modèles élastoplastiques avec écrouissage ont été établis pour décrire le comportement des

sols. Les plus utilisés d'entre-eux sont les modèles Cam-clay qu'on décrit ci-après, le modèle de Pvevost (1974), de Hujoux (1979), etc.

2.5.7 Modèle Cam-clay

Le modèle Cam-clay original (Roscoe et Schoffild, 1963) et sa version modifiée (Roscoe et Burland, 1968) ont été élaborés pour décrire le comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope des sols argileux, isotropes et non visqueux (argiles reconstituées en laboratoire). Il repose notamment sur les concepts d'état limite et d'état critique évoqués dans le chapitre 1 et dans lesquels l'évolution des déformations est analysée en termes de transfert d'énergie dont la dissipation se fait par frottement, lesquelles déformations se composent de déformations volumiques réversibles et irréversibles et de déformations de cisaillement irréversibles.

Le modèle Cam-clay a été développé pour des conditions de contraintes axisymétriques sur la base d'études expérimentales au moyen d'essais de compression triaxiale avec les caractéristiques suivantes :

- dans le plan $(e, \ln p')$, la représentation des résultats d'un essai de compression isotrope met en évidence des courbes qui peuvent être assimilées à des droites (figure 2.20) :

- Une courbe de chargement, dite courbe vierge isotrope (CVI), consolidation vierge, caractérisée par la pente λ analogue à l'indice de compression C_c ($\lambda=C_c/\ln 10$) et définie par l'équation suivante :

$$e = e_\lambda - \lambda \ln \frac{p'}{p'_1} \quad (2.60)$$

- une courbe de déchargement-rechargement, caractérisée par la pente κ analogue à l'indice de gonflement C_s ($\kappa=C_s/\ln 10$), et définie par l'équation suivante :

$$e^e = e_\kappa - \kappa \ln \frac{p'}{p'_1} \quad (2.61)$$

dans lesquelles e_λ et e_κ désignent les valeurs de l'indice des vides correspondant respectivement à la courbe vierge isotrope et la courbe réversible sous la contrainte de référence ($p'_1=1\text{MPa}$) ;

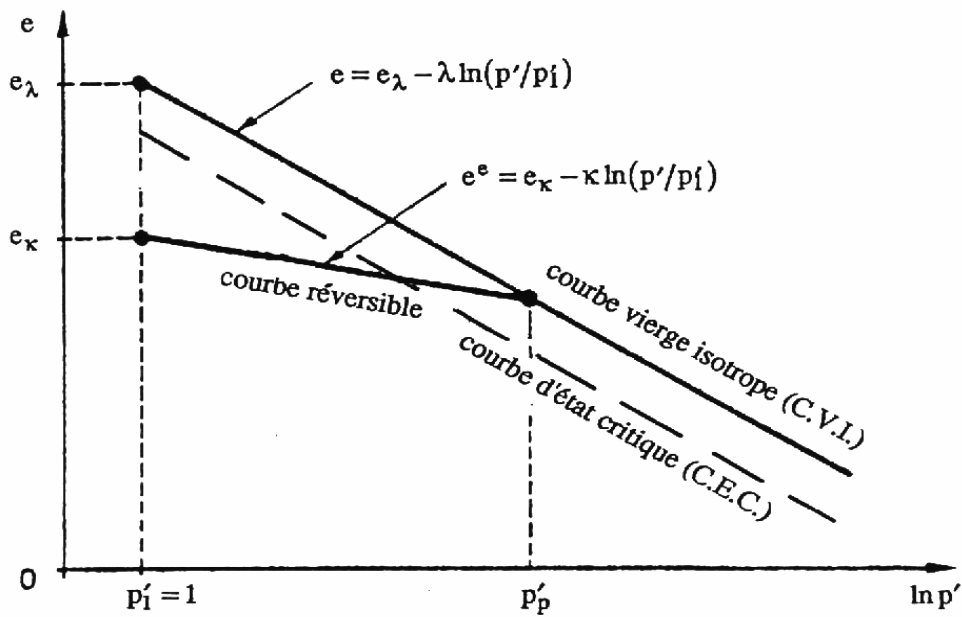


Figure 2.20 Courbe vierge isotrope et courbe réversible dans le plan $(e, \ln p')$.

- la projection de la courbe d'état critique (CEC) dans le plan (p', q) est une droite de pente M (figure 2.21), correspond à une enveloppe de rupture fixe, comparable à celle définie par le critère de Mohr-Coulomb et elle est approximativement parallèle à la courbe vierge isotrope. Son équation est donnée par l'expression suivante :

$$q = M p' \quad (2.62)$$

dans laquelle M désigne un paramètre constant qui caractérise le niveau de contrainte atteint au moment de la rupture. Ce paramètre est donné en fonction de l'angle de frottement interne effectif du sol φ' par la relation suivante :

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (2.63)$$

- l'énergie de dissipation plastique par unité de volume, dans le cas d'une surface d'état limite dont la fonction de charge sert de potentiel plastique (la loi de normalité

est donc appliquée et le principe du travail plastique maximal est respecté) est, selon la version du modèle considérée, donnée par les expressions suivantes :

$$dW_p = M p' d\varepsilon_d^p \quad (\text{Cam-clay}) \quad (2.64a)$$

et

$$dW_p = p' \sqrt{(d\varepsilon_v^p)^2 + M^2 (d\varepsilon_d^p)^2} \quad (\text{Cam-clay modifié}) \quad (2.64b)$$

dans lesquelles $d\varepsilon_v^p$ et $d\varepsilon_d^p$ désignent les composantes volumique et de cisaillement de l'incrément de déformation plastique, p' la pression moyenne effective et M le niveau de contraintes à la rupture ;

- dans le plan (p', q) , la forme de la courbe d'état limite (CEL) est, selon la version du modèle utilisée soit une "amande", soit une "ellipse" (figure 2.22).

Les équations correspondantes sont les suivantes :

$$F(p', q, p'_0) = \frac{q}{Mp'} + \ln \frac{p'}{p'_c} \leq 0 \quad (\text{Cam-clay}) \quad (2.65a)$$

et

$$F(p', q, p'_0) = p'^2 - p'_c p' + \frac{q^2}{M^2} \leq 0 \quad (\text{Cam-clay modifié}) \quad (2.65b)$$

dans lesquelles p'_c désigne le paramètre d'érouissage égale 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'). L'évolution de l'érouissage est gouvernée par la relation suivante :

$$\frac{dp'_c}{p'} = \alpha_p d\varepsilon_v^p \quad (2.66)$$

avec
$$\alpha_p = \frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa}$$

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

$$p'_c = p'_{c0} \exp(\alpha_p \varepsilon_v^p) \quad (2.67)$$

où e_0 est l'indice des vides initial et p_{c0} la valeur initiale du paramètre d'érouissage.

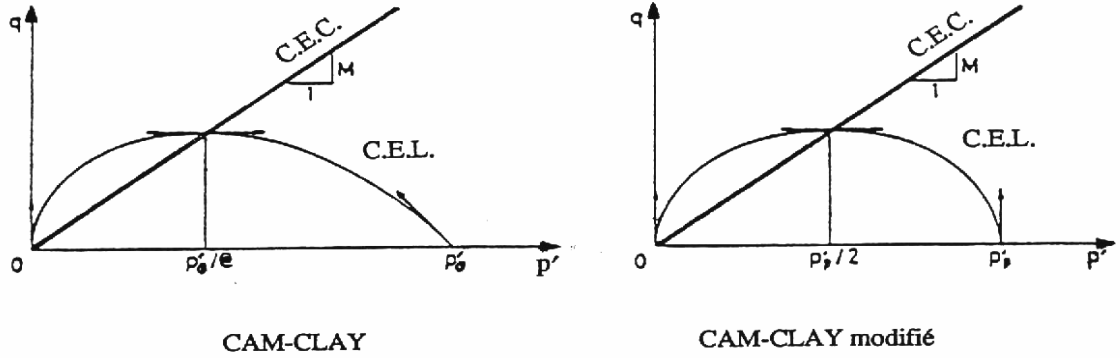


Figure. 2.22 Courbe d'état limite (CEL) et d'état critique (CEC) dans le plan (p' , q) pour les deux versions originale et modifié du modèle Cam-clay.

- le module d'érouissage (module plastique) est donné par l'expression suivante :

$$H = - \left(\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_{ij}^p} \right)^T \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.68)$$

où F désigne la fonction de charge et G le potentiel plastique.

Dans notre cas $F \equiv G$ (loi associée). D'où $\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}}$.

Par ailleurs $F = M^2 p'^2 - M^2 p'_c p' + q^2 = 0$ et $p'_c = p'_{c0} \exp(\alpha_p \varepsilon_v^p)$

Il vient alors :

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} = \frac{1}{3} M^2 (2p' - p'_c) \delta_{ij} + 3s_{ij} \quad (2.69a)$$

et

$$\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_{ij}^p} = \frac{\partial F}{\partial p'_c} \frac{\partial p'_c}{\partial \varepsilon_v^p} = -M^2 p' p'_c \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \quad (2.69b)$$

tels que

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma_{ij}) \delta_{ij}$$

$$p' = \frac{1}{3} \text{tr}(\sigma_{ij})$$

$$q = \left(\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij} \right)^{1/2}$$

D'où l'expression du module plastique :

$$H = M^4 p' p'_c (2p' - p'_c) \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \quad (2.70)$$

L'expression du paramètre d'érouissage est donnée sous la forme suivante :

$$p'_c = \frac{M^2 p'^2 + q^2}{M^2 p'} - p' + \frac{q^2}{M^2 p'} \quad (2.71)$$

- les composantes volumique et de cisaillement de l'incrément de déformation plastique, selon la version du modèle considéré, sont données par les équations suivantes :

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \left[\frac{d\eta}{M} + \frac{dp'}{p'} \right] \quad (2.72a)$$

(Cam-clay)

$$d\varepsilon_d^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \frac{1}{M} \left[\frac{d\eta}{p'(M - \eta)} + \frac{dp'}{p'} \right] \quad (2.72b)$$

et

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \left[\frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} + \frac{dp'}{p'} \right] \quad (2.72c)$$

(Cam-clay modifié)

$$d\varepsilon_d^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \left[\frac{2\eta d\eta}{(M^2 + \eta^2)} + \frac{dp'}{p'} \right]$$

(2.72d)

dans lesquelles $\eta = q/p'$ caractérise le niveau de contraintes ($\eta < M$)

- sous sa forme classique le modèle Cam-clay et sa version modifiée fait l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire isotrope (obéissant à la loi de Hooke) caractérisé par un module d'Young E et un coefficient de Poisson ν constants (i.e. modules de compressibilité volumique K et de cisaillement G constants). D'où les incréments de déformations élastiques volumique et déviatorique données par les relations suivantes :

$$d\varepsilon_v^e = \frac{3(1-2\nu)}{E} dp' = \frac{1}{K} dp' \quad (2.73a)$$

et

$$d\varepsilon_d^e = \frac{2(1+\nu)}{3E} dq = \frac{1}{3G} dq \quad (2.73b)$$

Le modèle Cam-clay modifié comporte cinq paramètres M, λ, κ, e_0 et p_{c0} . Ces paramètres peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux classiques

L'élasticité associée aux modèles Cam-clay peut aussi être non linéaire lorsqu'elle fait intervenir un module d'Young E et un coefficient de Poisson ν variables (i.e modules de compressibilité volumique K et de cisaillement G variables) Pour représenter la non-linéarité dans la partie élastique de modèle Cam-clay, en utilise l'une des deux variantes suivantes :

- variante dans laquelle G est constant et K variable donné par l'expression suivante :

$$K = \alpha_e p' \quad \text{avec} \quad \alpha_e = \frac{1+e_i}{\kappa} ; \quad (2.74)$$

- variante dans laquelle K et G sont tous les deux variables et donnés par les expressions suivantes :

$$K = \frac{1+e_i}{\kappa} p'$$

et

$$G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{1+e_i}{\kappa} p' \quad (2.75)$$

où ν désigne le coefficient de Poisson supposé constant.

2.6 CONCLUSION

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, peut être défini par des lois phénoménologiques capables de simuler assez bien correctement leur réponse aux sollicitations qu'on leur impose.

L'établissement d'une loi de comportement, pour un sol donné, est indispensable pour la résolution numérique des problèmes rencontrés dans le calcul des fondations et des ouvrages en terre.

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. Les modèles performants sont ceux définis par un nombre restreint de paramètres facilement identifiables en laboratoire sur des essais classiques.

Dans leur ensemble, les modèles présentés dans ce chapitre (les modèles hyperboliques et le modèle Cam-clay) permettent de représenter de façon satisfaisante le comportement des massifs de sols fins sous sollicitations homogènes.

LE PROGRAMME SIMSOL

3.1 INTRODUCTION

L'expérience montre que les résultats d'essais obtenus en place comme en laboratoire dépendent non seulement de la quantité d'essais réalisés, mais aussi et surtout de leur qualité (appareillage, procédure expérimentale, méthode d'exploitation, etc.). Les essais de laboratoire, souvent lents et généralement coûteux, s'effectuent sur des éprouvettes de petites tailles, plus ou moins remaniées et parfois non représentatives de l'état du sol en place. Quant aux essais in-situ, nécessitant un équipement le plus souvent encombrant et parfois lourd, ils sont basés sur des considérations empiriques manquant de fondements théoriques et à partir desquels les propriétés des sols ne sont pas directement identifiées et dans lesquels les chemins de contraintes ou de déformations et les conditions aux limites spatiales et temporelles sont en général inconnus et toujours difficilement définissables.

Des méthodes de calcul des fondations et des ouvrages en terre, qui tiennent compte du comportement du massif de sol avant sa rupture, connaissent de nos jours un développement considérable. La méthode des éléments finis appliquée aux sols, qui en est une sinon la plus répandue, s'est révélée très performante, souple d'emploi et pleine de possibilités nouvelles dans la modélisation des sols. Des codes de calcul fondés sur cette méthode (CESAR-LCPC, PLAXIS, etc.) en vue d'applications variées dans le domaine de génie civil (fondations, remblais, tunnels et ouvrages souterrains, etc.) ont vu le jour. Pour les applications géotechniques, ces codes de calcul intègrent dans leur structure diverse lois de comportement (élasticité linéaire et non linéaire, plasticité, etc.) caractérisées chacune par un certain nombre de paramètres dont l'identification expérimentale n'est pas toujours évidente. D'où le recours à des programmes de simulation numérique d'essais, notamment la simulation d'essais triaxiaux de révolution qui se sont avérés les mieux adaptés pour représenter les divers aspects du comportement des sols sous les chargements qui leur sont appliqués.

La simulation numérique des essais triaxiaux de révolution est une approche rapide et pas coûteuse. Elle est fondée sur une méthodologie simple pour la détermination des

paramètres mécaniques de la plupart des lois de comportement des sols fins à partir d'une information rhéologique minimale et facilement accessible. Cette méthodologie basée sur une analyse de la représentation incrémentale d'un essai triaxial de révolution, consiste à établir l'expression analytique des tangentes données par le modèle de comportement considéré en tout point de la courbe "déviateur-déformation axiale" et de la courbe "déformation volumique-déformation axiale". Sous réserve d'une bonne validation et d'honnêtes performances, les programmes de simulation numérique des essais triaxiaux de révolution peuvent constituer une sorte de pré-processeur des codes de calcul aux éléments finis et facilitent grandement la diffusion et l'utilisation de modèles de comportement plus complexes pour le dimensionnement des ouvrages.

Ce chapitre a pour objet de présenter le programme SIMSOL (version 1.0) développé dans le cadre de cette étude pour la simulation du comportement des sols fins sous sollicitations homogènes et dans lequel deux modèles de comportement non-linéaire ont été considérés : le modèle hyperbolique et le modèle Cam-clay modifié décrits dans le chapitre précédent. Après une description de l'architecture du programme SIMSOL et de son mode de fonctionnement, il décrit ensuite la validation de la programmation des modèles considérés. Il se termine enfin par une étude de sensibilité aux paramètres constitutifs de chaque modèle.

3.2 DESCRIPTION DU PROGRAMME SIMSOL

Le programme SIMSOL, écrit en Fortran, est exécutable sur tout micro-ordinateur compatible IBM-PC. Développé pour simuler le comportement non-linéaire (élastique et élastoplastique) des sols fins sous sollicitations homogènes, il permet d'intégrer pas à pas les équations différentielles décrivant, pour une loi de comportement donnée, la réponse d'une éprouvette de sol sous les sollicitations triaxiales imposées. Les lois de comportement implémentées dans ce programme sont : le modèle hyperbolique de Duncan et le modèle Cam-clay modifié.

Dans son architecture globale, le programme SIMSOL est composé d'un module principal EXPARM et d'un certain nombre de modules spécifiques qui remplissent chacun une tâche déterminée selon le type de la loi de comportement considérée.

Le choix d'une loi de comportement est effectué dans le sous-programme EXPARM, qui permet la lecture des paramètres mécaniques, des états de contraintes et de déformations

initiales, ainsi que l'évolution des sollicitations au cours de l'essai. Ce sous-programme permet d'orienter l'exécution vers le sous-programme EXELAS si la loi de comportement est élastique (modèle hyperbolique) ou vers le sous-programme EXPLAS si la loi de comportement est élastoplastique (modèle Cam-clay modifié).

L'impression des résultats est assurée par le sous-programme STORES appelé en cours d'exécution des calculs pour un stockage partiel, à chaque pas d'intégration, d'une part et en fin de calcul pour l'écriture des résultats stockées, d'autre part.

L'organigramme fonctionnel du programme SIMSOL est donné sur la figure 3.1.

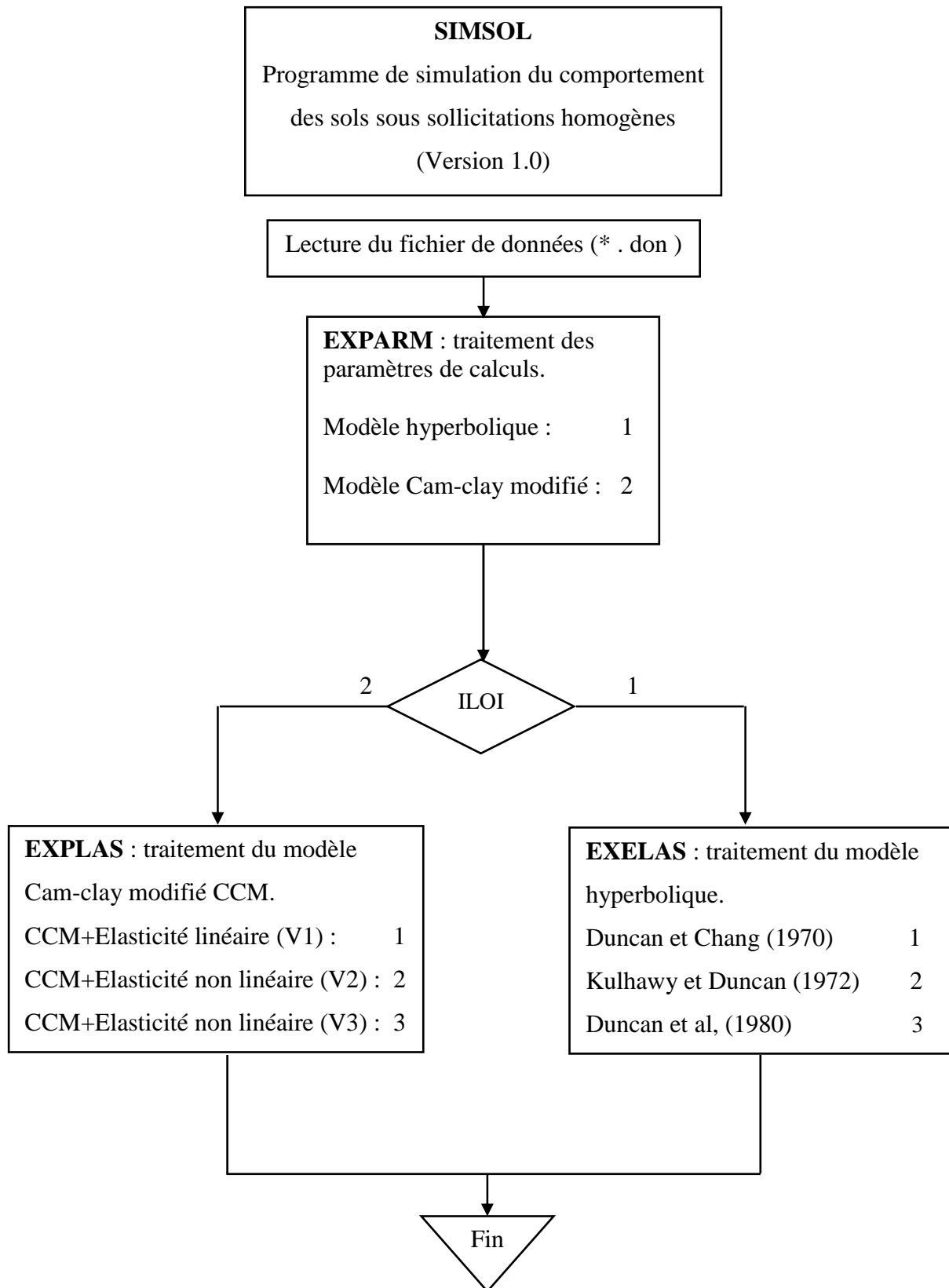


Figure 3.1 Organigramme du programme SIMSOL (version 1.0).

3.2.1 Le sous-programme EXELAS

Le modèle hyperbolique de Duncan, traité par le module EXELAS, comporte trois variantes portant la première sur l'expression du module d'Young E (modèle de Duncan et Chang, 1970), la deuxième sur l'expression du coefficient de Poisson (modèle de Kulhawy et Duncan, 1972) et la troisième sur l'expression de ces deux paramètres (modèles de Duncan et al, 1980). Les expressions de ces paramètres sont données dans le deuxième chapitre.

Le sous-programme EXELAS appelle, à chaque pas d'intégration, les sous-programmes suivants :

- **MATELASN** : pour le calcul de la matrice de comportement élastique.
- **CHEMIN** : pour le calcul du chemin de sollicitations (en contraintes ou en déformations).
- **PROMAT** : pour le calcul de la réponse au chemin de sollicitations imposé.
- **STORES** : pour le stockage des résultats de calcul à chaque pas d'intégration.

Les organigrammes fonctionnels des sous-programmes EXELAS et MATELASN sont présentés respectivement sur les figures 3.2 et 3.3.

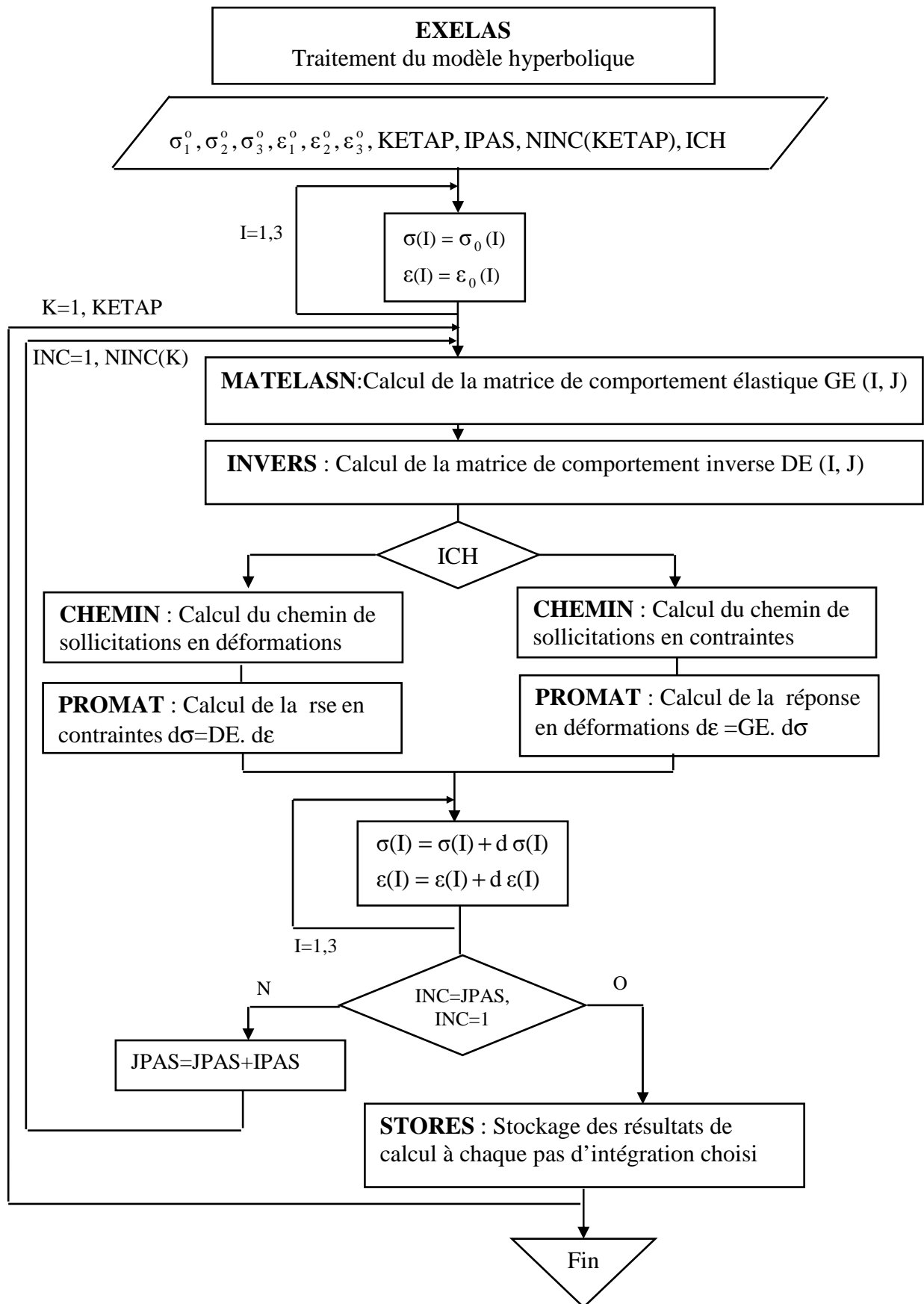


Figure 3.2 Organigramme fonctionnel du sous-programme EXELAS.

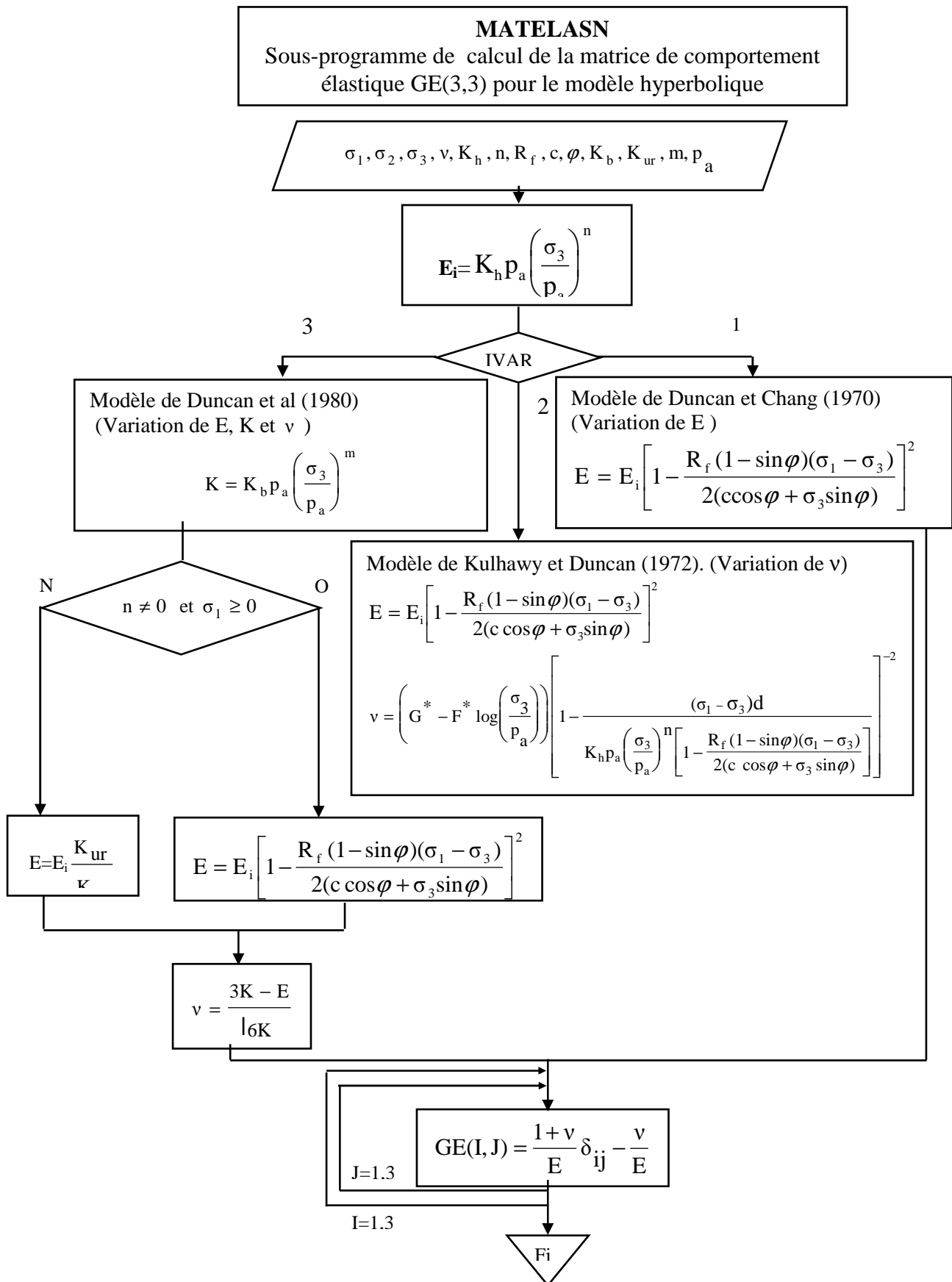


Figure 3.3 Organigramme fonctionnel du sous-programme MATELASN.

3.2.2 Le sous-programme EXPLAS

Le modèle Cam-clay modifié, traité par le sous-programme EXPLAS, comporte pour la partie élastique de la déformation trois variantes correspondant la première à une élasticité linéaire obéissant à la loi de Hooke et les deux autres à une élasticité non-linéaire portant sur les expressions des modules de compressibilité volumique K et de cisaillement G ; ces variantes étant décrites dans le deuxième chapitre.

Le sous-programme EXPLAS appelle, à chaque pas d'intégration, les sous-programmes suivants :

- **SURFACE** : pour le calcul de l'expression de la fonction de charge caractérisant la frontière de la surface à l'intérieur de laquelle le sol se comporte comme un matériau élastique et sur laquelle il est à l'état plastique ;

- **MATELASP** : pour le calcul des coefficients caractérisant la matrice de comportement élastique nécessaire au calcul des composantes élastiques du tenseur de déformations ;

- **MATPLAST** : pour le calcul des coefficients caractérisant la matrice de comportement plastique nécessaires au calcul des composantes plastiques du tenseur de déformations ;

- **INVERS** : pour le calcul de la matrice de comportement inverse ;

- **CHEMIN** : pour le calcul du chemin de sollicitations (en contraintes ou en déformations) ;

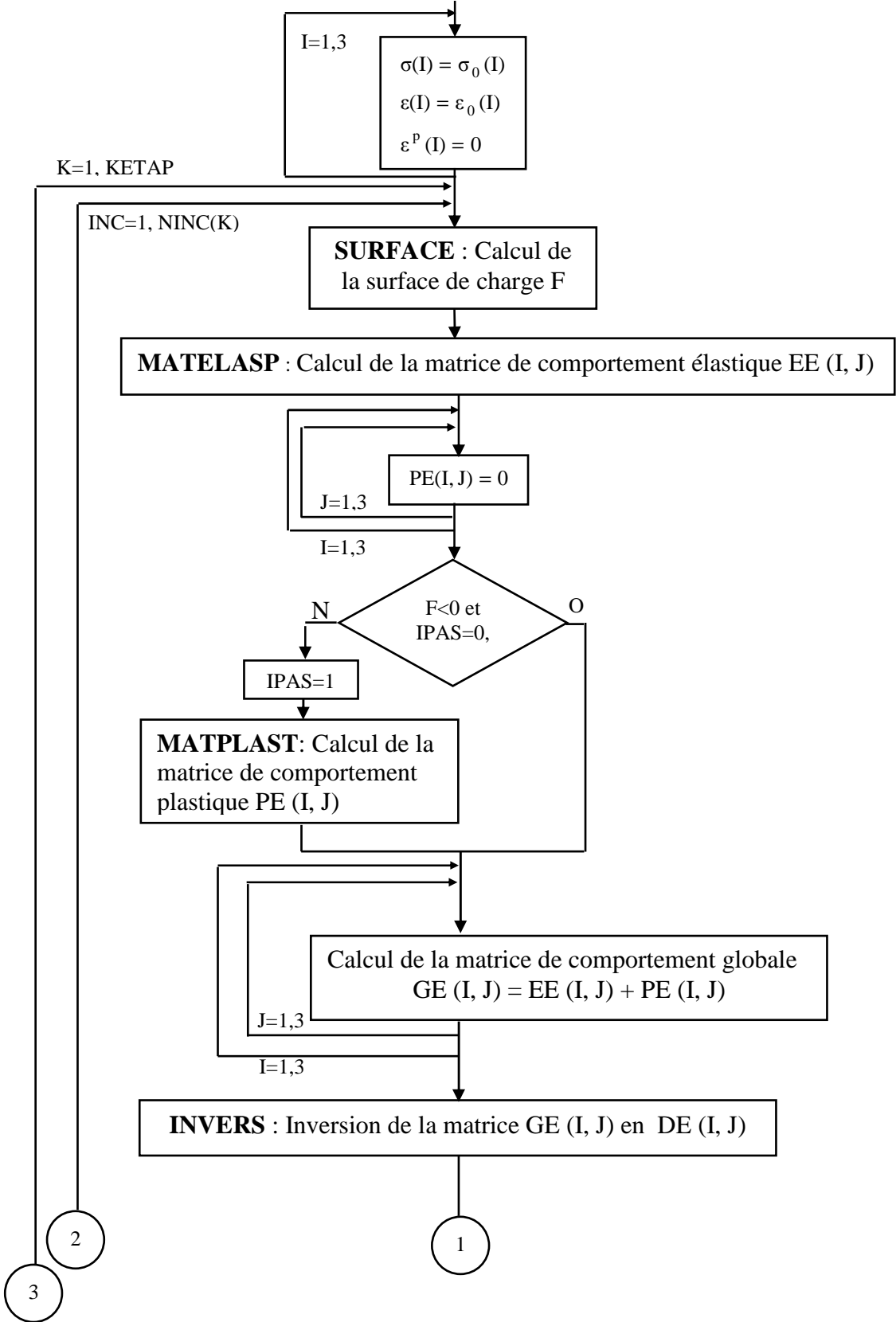
- **PROMAT** : pour le calcul de la réponse au chemin de sollicitations imposé ;

- **STORES** : pour le stockage des résultats de calcul à chaque pas d'intégration.

Les figures 3.4, 3.5, 3.6 et 3.7 donnent les organigrammes fonctionnels des sous-programmes EXPLAS, SURFACE, MATELASP et MATPLAST pour le modèle Cam-clay modifié.

EXPLAS
Sous-programme de traitement du modèle Cam-clay modifié

$\sigma_1^0, \sigma_2^0, \sigma_3^0, \varepsilon_1^0, \varepsilon_2^0, \varepsilon_3^0, KETAP, NINCR(KETAP), ICH, IPAS$



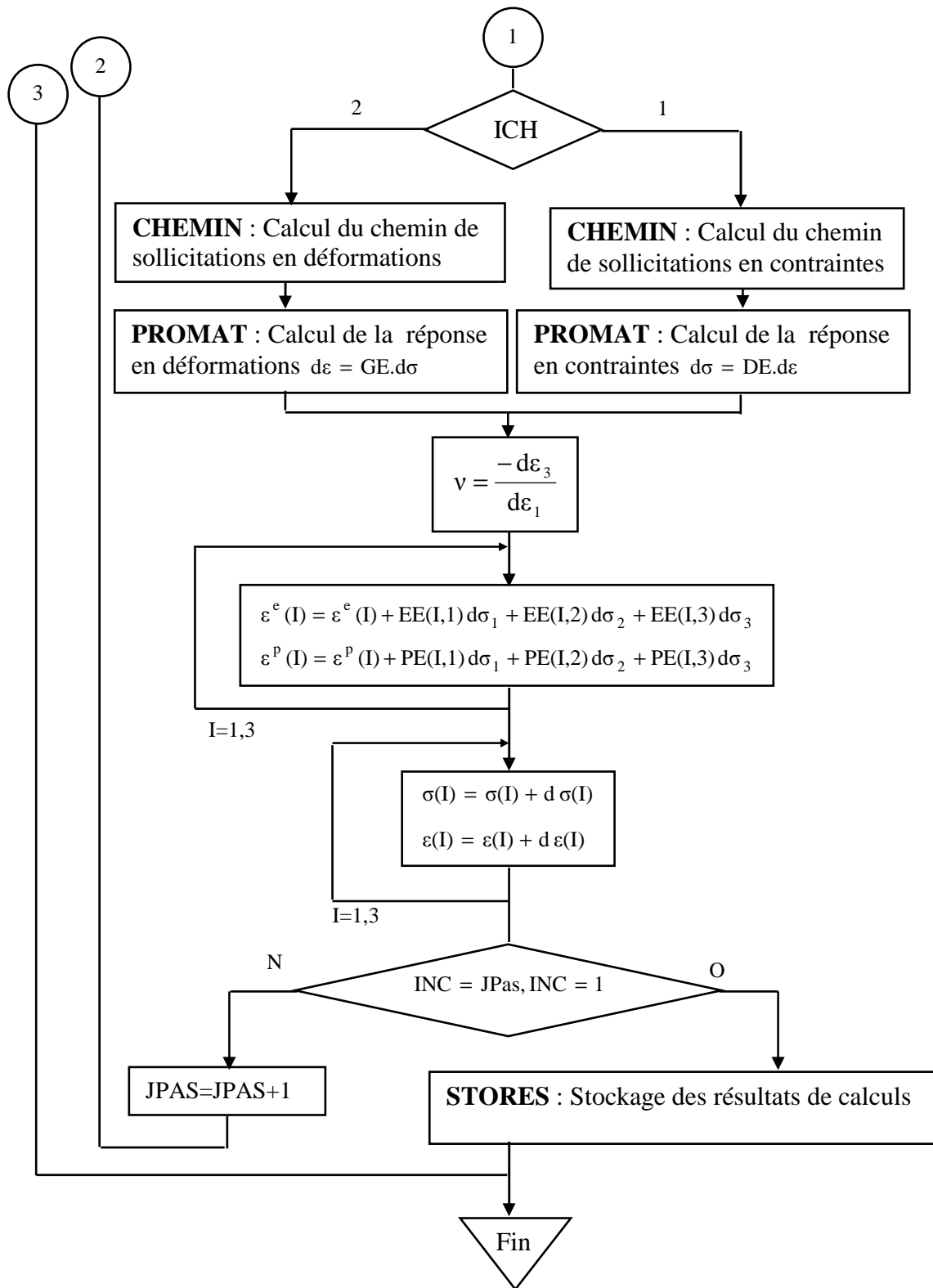


Figure 3.4 Organigramme fonctionnel du sous-programme EXPLAS.

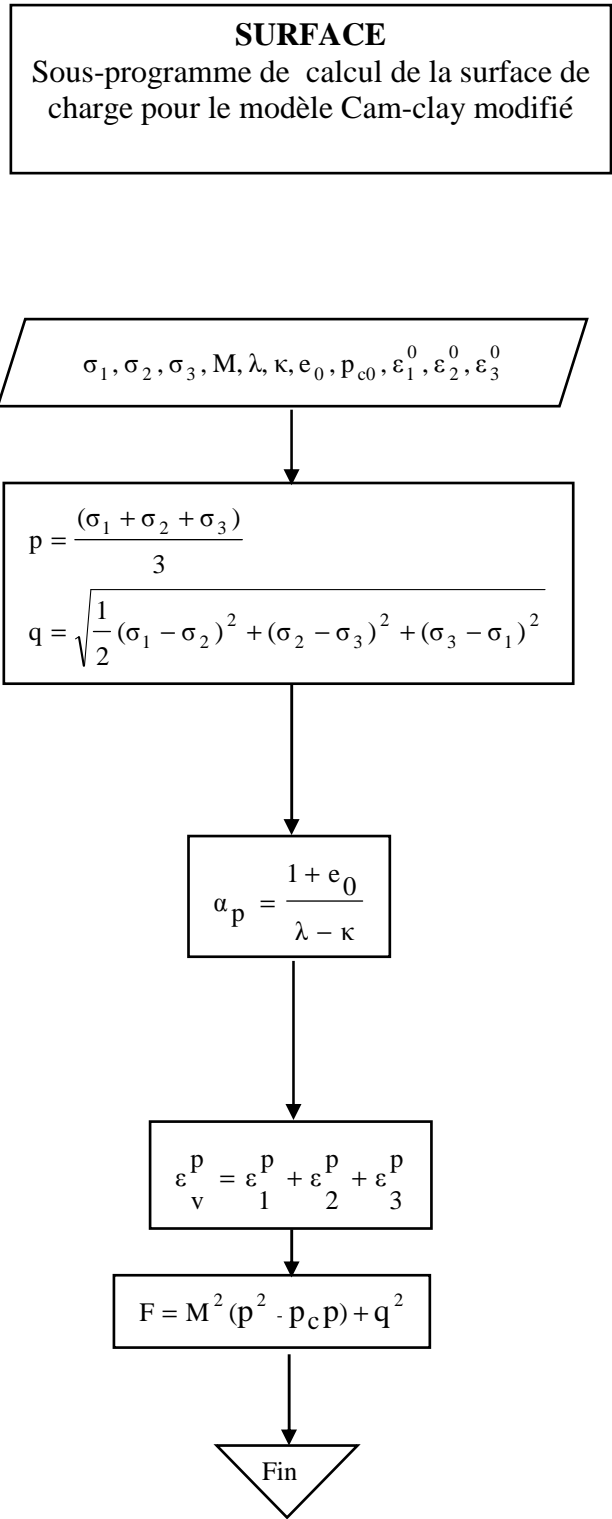


Figure 3.5 Organigramme fonctionnel du sous-programme SURFACE.

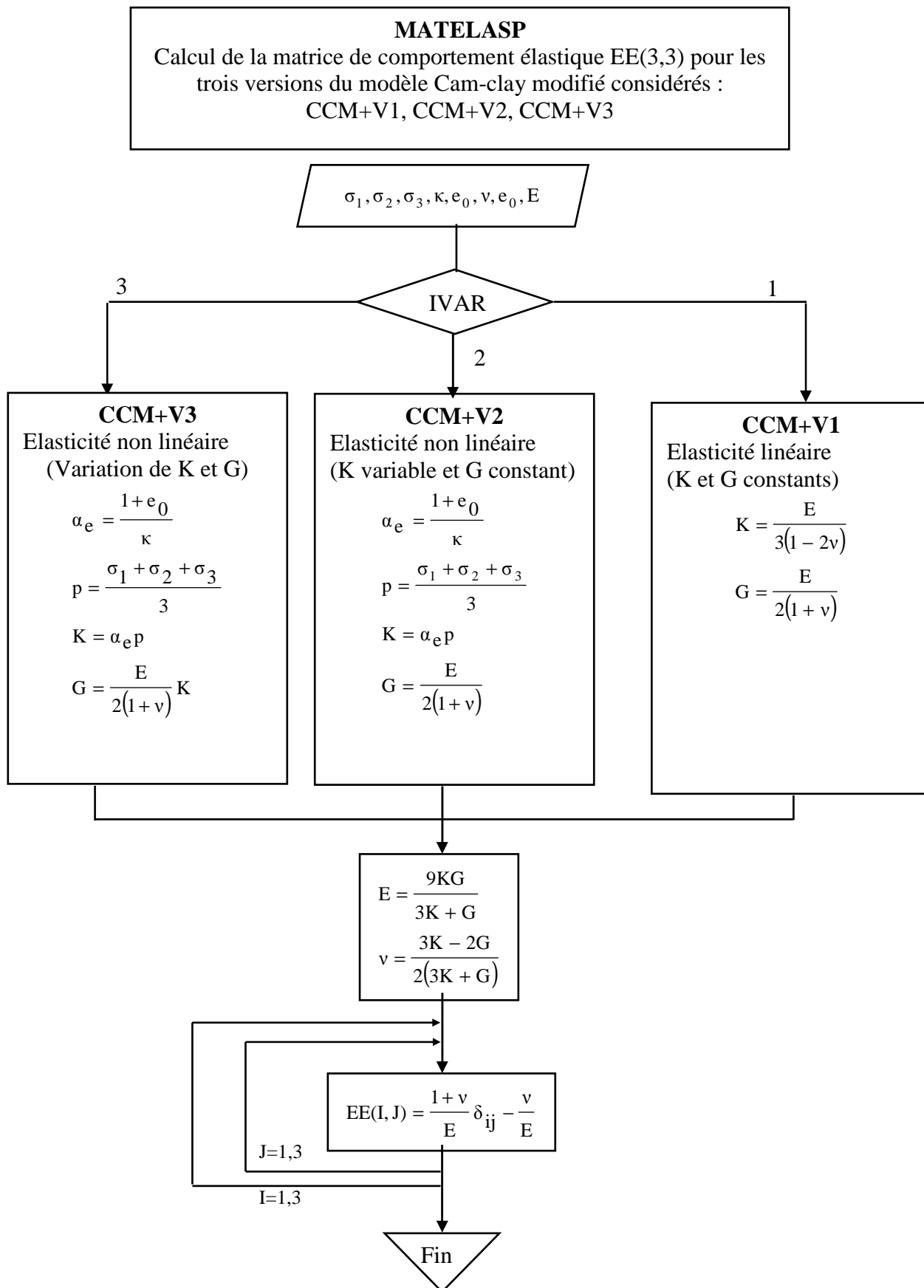


Figure 3.6 Organigramme fonctionnel du sous-programme MATELASP.

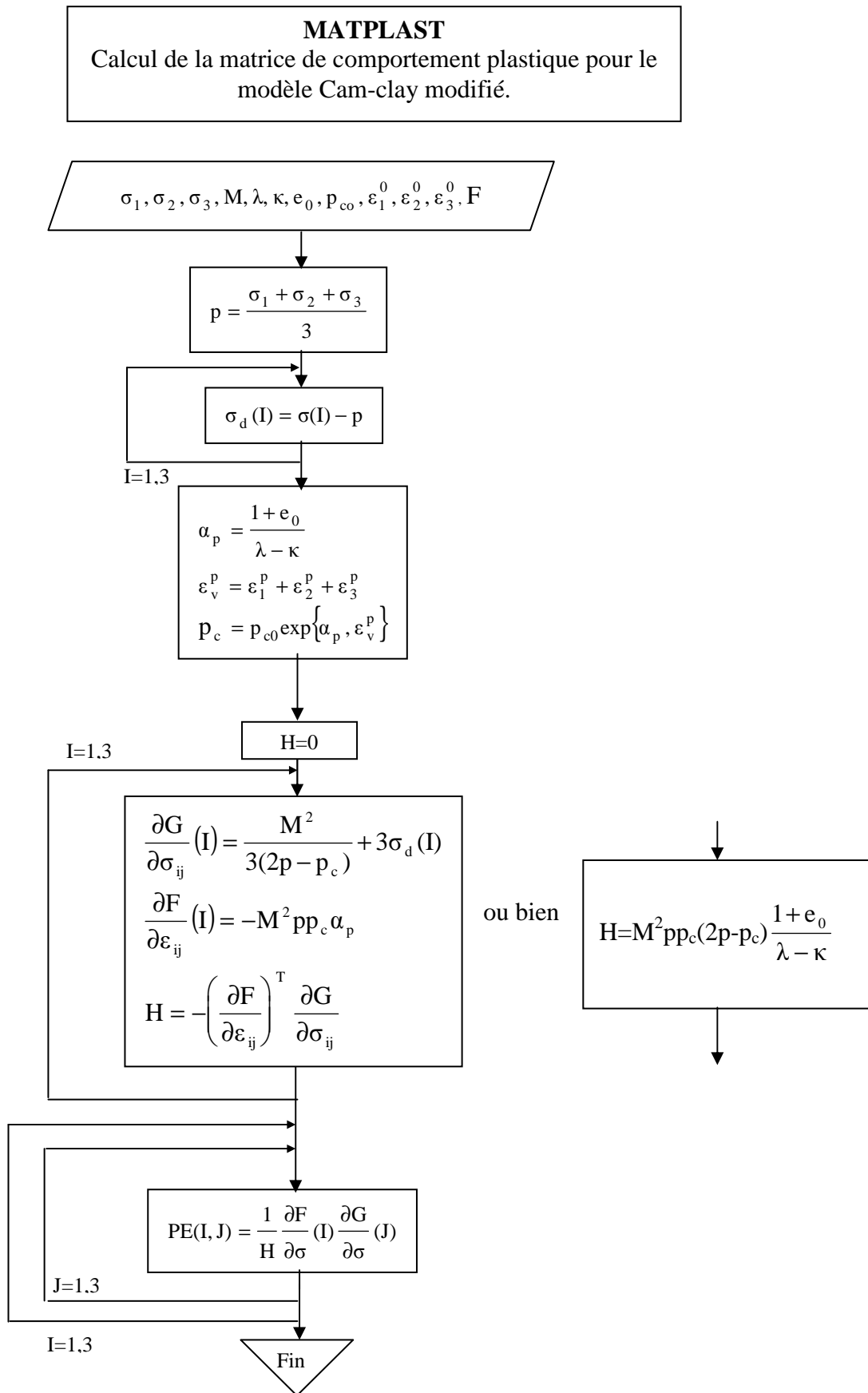


Figure 3.7 Organigramme fonctionnel du sous-programme MATPLAST.

Tableau 3.1 Liste des paramètres mécaniques pour chaque loi de comportement introduite dans le programme SIMSOL.

Modèle	Variante	Paramètres
Hyperbolique	Duncan et Chang (1970)	$E, \nu, K_h, n, R_f, c, \varphi, p_a$
	Kulhawy et Duncan (1972)	$E, \nu, K_h, n, R_f, c, \varphi, P_a, G, F, d$
	Duncan et al. (1980)	$E, \nu, K_h, n, R_f, c, \varphi, P_a, K_b, K_{ur}, m$
Cam-clay modifié	CCM+V1 (K et G constants). CCM+V2 (K variable et G constant). CCM+V3 (K et G variable).	$E, \nu, M, \lambda, \kappa, e_0, p_{c0}$

Un exemple de fichiers des données est présenté dans l'annexe A1.

3.4 VALIDATION DU PROGRAMME SIMSOL

Pour s'assurer du bon fonctionnement du programme SIMSOL, deux types de validation ont été réalisés :

- une validation numérique, qui consiste à vérifier les tâches effectuées par chaque sous-programme et de leur inter-connexion, ainsi que l'adéquation des algorithmes de résolution adoptés ;
- une validation par rapport à des résultats expérimentaux, qui consiste à modéliser le comportement d'un sol donné (défini par les paramètres du modèle de comportement considéré), puis de comparer les résultats des calculs aux données déduites des mesures expérimentales.

Pour se faire, on a considéré un problème inverse qui consiste à se donner un jeu de paramètres pour un modèle de comportement donné, de lancer la simulation de l'essai de cisaillement à l'appareil triaxial, puis de tenter de retrouver les paramètres du modèle considéré. La validation du programme est ainsi assurée par une comparaison entre les valeurs numériques obtenues et le jeu de paramètres initial.

Les paramètres retenus pour chaque modèle et présentés ci-après sont caractéristiques d'un sol fictif dont le comportement est similaire à celui d'une marne naturelle. La méthodologie de détermination de ces paramètres est décrite dans le deuxième chapitre.

3.4.1 Modèle hyperbolique

Les valeurs initiales des paramètres retenues pour les trois variantes du modèle hyperbolique (variante 1 : Duncan et Chang, 1970 ; variante 2 : Kulhawy et Duncan, 1972 ; variante 3 : Duncan et al., 1980) sont données dans le tableau 3.2. Le tableau 3.3 donne le programme de simulation des essais triaxiaux de cisaillement drainé réalisé et les contraintes de confinement σ_3 correspondantes.

Tableau 3.2 Jeu initial des paramètres retenus pour les trois variantes du modèle hyperbolique

Paramètres	Duncan et Chang (1970)	Kulhawy et Duncan (1972)	Duncan et al. (1980)
ν	0,3	0,3	0,3
K_h	2000	2000	2000
n	0,2	0,2	0,2
R_f	0,7	0,7	0,7
c (MPa)	0,1	0,1	0,1
ϕ (°)	30	30	30
K_b	-	-	2000
K_{ur}	-	-	2000
m	-	-	0,2
G^*	-	0,8	-
F^*	-	0,17	-
d^*	-	11	-

Tableau 3.3 Programme de simulation des essais triaxiaux de cisaillement drainé.

Essai	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
σ_3 (MPa)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Les paramètres calculés ont été déterminés comme suit :

● **Paramètres K_h , K_{ur} et n** : ils ont été déterminés en deux étapes. On a d'abord cherché les valeurs du module d'Young initial E_i et le déviateur ultime $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ pour chaque essai triaxial de cisaillement simulé (tableau 3.4) par transformation de la courbe de cisaillement comme indiqué sur le diagramme de la figure 3.9 pour l'essai n° 5. On a ensuite reporté les valeurs de E_i sur le diagramme de la figure 3.10 et l'on a déterminé l'ordonnée à l'origine K_h (i.e. K_{ur} pour le déchargement) et la pente n de la droite moyenne. On en a déduit $K_h = K_{ur} = 2000$ et $n = 0,2$.

Tableau 3.4 Résultats des calculs pour chaque essai triaxial simulé par les trois variantes du modèle hyperbolique.

Essai	σ_3 (MPa)	E_i (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ (MPa)
1	1	321,34	3,34
2	2	367,41	6,22
3	3	399,72	9,06
4	4	423,63	11,88
5	5	442,35	14,79
6	6	457,82	17,67
7	7	472,75	20,52
8	8	486,13	23,33
9	9	497,38	26,20
10	10	510,76	28,94

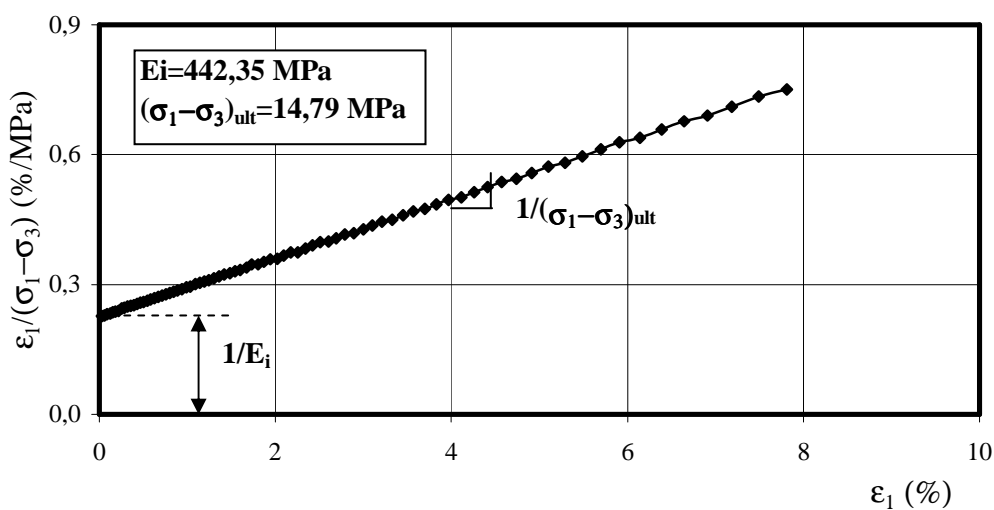


Figure 3.9 Détermination de E_i et $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ pour $\sigma_3 = 5$ MPa.

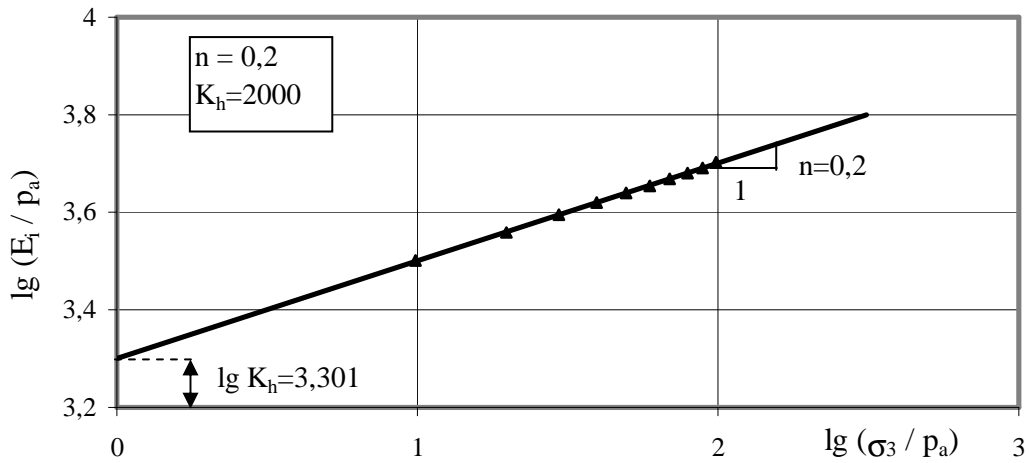


Figure 3.10 Détermination de K_h et n .

• **Paramètres c et φ** : le critère de rupture de Mohr-Coulomb représenté sur le diagramme de la figure 3.11, est une droite de pente θ et d'ordonnée à l'origine α . Les paramètres de cisaillement déduits sont :

$$\varphi = \arcsin(\operatorname{tag} \theta) = 30^\circ,$$

$$c = \alpha / \cos \varphi = 0,1 \text{ MPa}.$$

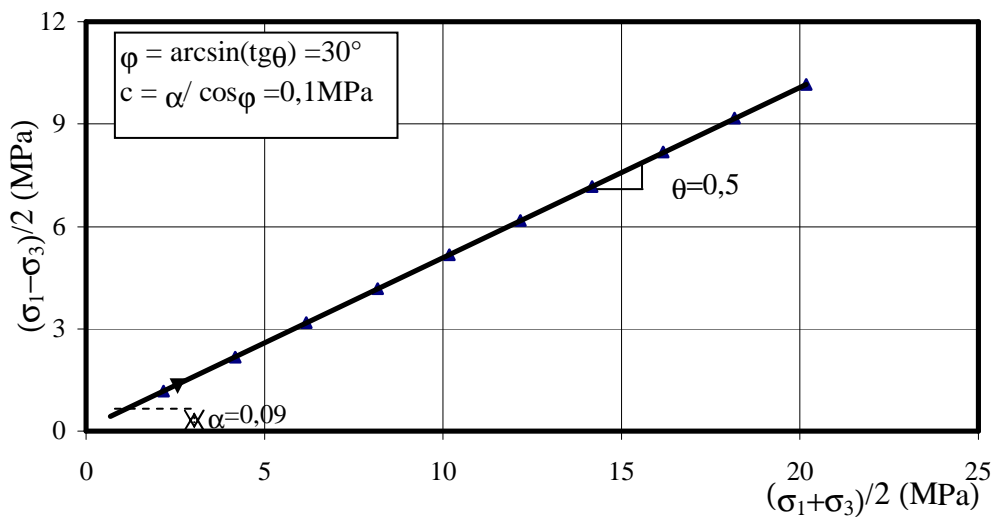


Figure 3.11 Détermination de c et φ .

● **Paramètre R_f** : le tableau 3.5 donne les valeurs de R_f pour chaque essai triaxial de cisaillement simulé ; le déviateur à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ étant calculé par le critère de rupture de Mohr-Coulomb. La valeur moyenne est $R_f = 0,7$.

Tableau 3.5 Détermination de R_f .

Essai	σ_3 (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ (MPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ (MPa)	R_f
1	1	3,34	2,35	0,703
2	2	6,22	4,35	0,699
3	3	9,06	6,35	0,700
4	4	11,88	8,35	0,703
5	5	14,79	10,35	0,700
6	6	17,67	12,35	0,699
7	7	20,52	14,35	0,699
8	8	23,33	16,35	0,701
9	9	26,20	18,35	0,700
10	10	28,94	20,35	0,703

● **Paramètres K_b et m** : ils ont été déterminés en deux étapes. On a d'abord cherché les valeurs du module de compressibilité volumique initial K_i pour chaque essai triaxial de cisaillement simulé par le modèle de Duncan et al. (1980) (tableau 3.6), comme indiqué sur le diagramme de la figure 3.12 pour l'essai n° 5. On a ensuite reporté les valeurs de K_i sur le diagramme de la figure 3.13 et l'on a déterminé l'ordonnée à l'origine K_b et la pente m de la droite moyenne. On en a déduit $K_b = 1995$ et $m = 0,2$.

Tableau 3.6 : Détermination du module de compressibilité volumique initial K_i .

Essai	σ_3 (MPa)	K_i
1	1	319,59
2	2	368,57
3	3	399,14
4	4	420,78
5	5	442,93
6	6	458,43
7	7	473,02
8	8	486,63
9	9	496,58
10	10	507,76

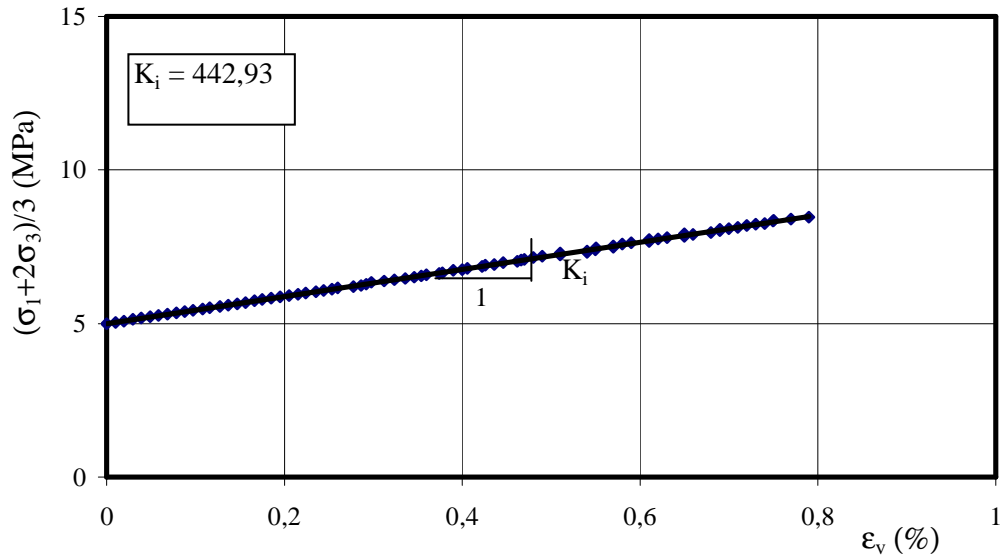


Figure 3.12 Détermination de K_i pour $\sigma_3 = 5$ MPa.

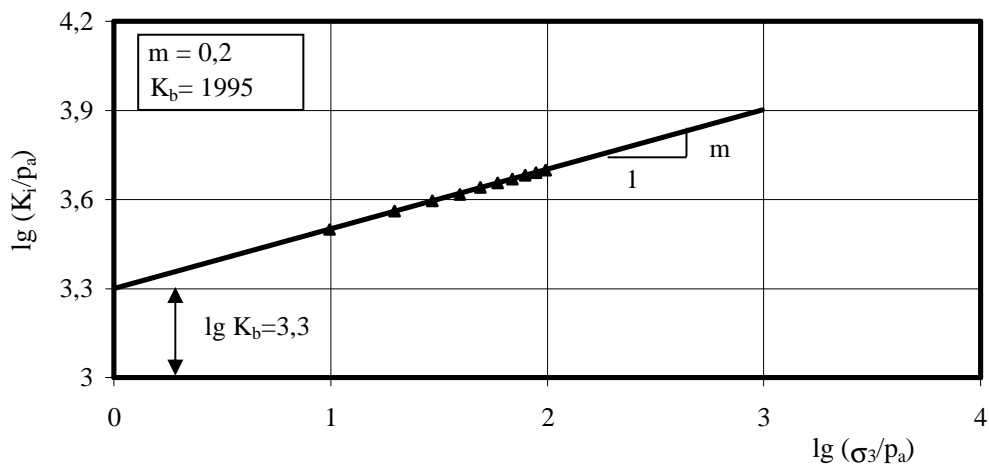


Figure 3.13 Détermination de K_b et m .

• **Paramètre v** il correspond à la pente initiale de la courbe représentant l'évolution de la déformation radiale ε_3 en fonction de la déformation axiale ε_1 représenté sur le diagramme de la figure 3.14. On en a déduit $v = 0,3$.

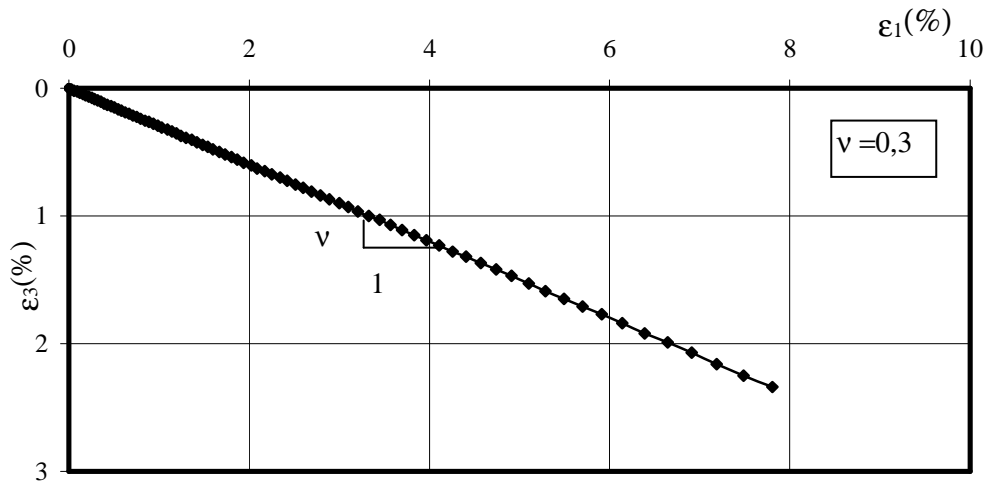


Figure 3.14 Détermination de ν_1 pour $\sigma_3 = 5$ MPa.

• **Paramètres G^* , F^* et d^*** : ils ont été déterminés en deux étapes. On a d'abord cherché les valeurs du coefficient de Poisson initial ν_i et la valeur du paramètre d^* correspondante pour chaque essai triaxial de cisaillement simulé par le modèle de Kulhawy et Duncan (1972) (tableau 3.7), comme indiqué sur le diagramme de la figure 3.15 pour l'essai n° 5. On a ensuite reporté les valeurs de ν_i sur le diagramme de la figure 3.16 et l'on a déterminé l'ordonnée à l'origine G^* et la pente F^* de la droite moyenne. On en a déduit :

$$d^* = 11 \text{ (valeur moyenne)}$$

$$F^* = 0.4$$

$$G^* = 0.8.$$

Tableau 3.7 : Détermination du coefficient de Poisson initial ν_i et du paramètre d^* .

Essai	σ_3 (MPa)	ν_i	d^*
1	1	0,34	11
2	2	0,29	11
3	3	0,22	11
4	4	0,18	11
5	5	0,14	11
6	6	0,11	11
7	7	0,08	11
8	8	0,06	11
9	9	0,04	11
10	10	0,02	11

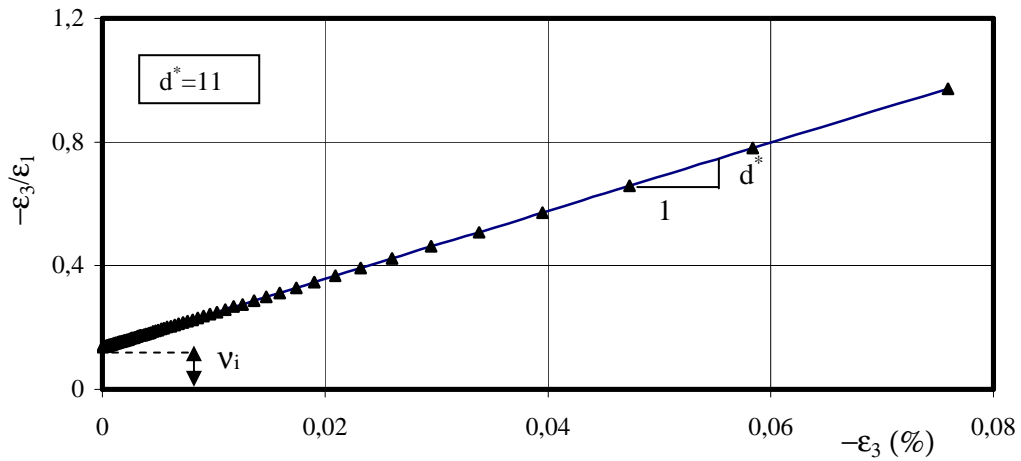


Figure 3.15 Détermination de v_i et d^* pour $\sigma_3=5$ MPa.

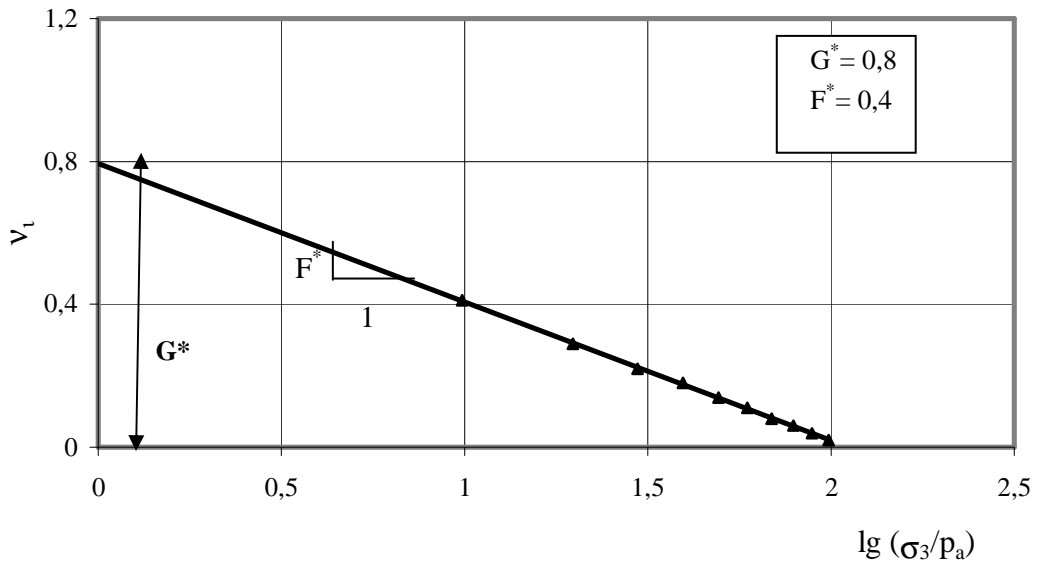


Figure 3.16 Détermination de G^* et F^* .

Les valeurs calculées des paramètres du modèle hyperbolique sont en parfait accord avec les valeurs initiales des mêmes paramètres, sauf pour le paramètre F^* pour lequel on observe une certaine divergence. Après d'ultimes vérifications de la programmation, il semble que cette divergence est liée à l'hypothèse grossière de variation du coefficient de Poisson avec la contrainte de confinement, d'une part, et de la complexité de l'expression qui les relie, d'autre part. (cette variante n'est pas prise en considération dans la suite des calculs). L'expérience montre que le coefficient de Poisson des matériaux en général et des sols en

particulier varie très peu avec la contrainte de confinement et peut, par conséquent, être considéré comme constant.

Ces résultats constituent un gage du bon fonctionnement du programme SIMSOL pour la simulation du comportement élastique non-linéaire de type hyperbolique des sols sous sollicitations triaxiales.

3.4.2 Modèle Cam-clay modifié

Les valeurs initiales des paramètres retenues pour les trois variantes considérées du modèle Cam-clay modifié (variante 1 : K et G constants ; variante 2 : K variable et G constant ; variante 3 : K et G variables) sont données ci-après.

$$M = 1,18$$

$$\lambda = 0,040$$

$$\kappa = 0,007$$

$$p_{co} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$e_o = 0,38.$$

Le programme de simulation des essais triaxiaux réalisé comporte :

- un essai de consolidation isotrope.
- cinq essais de cisaillement drainé auxquels correspondent les contraintes de confinement suivantes : 1 MPa, 1,5 MPa, 2 MPa, 2,5 MPa et 3 MPa.

Les paramètres calculés ont été déterminés comme suit :

● **Paramètres λ , κ , e_o et p_{co}** : ils ont été déterminés sur la figure 3.17 à partir des résultats de simulation des essais de consolidation isotrope. Les valeurs correspondantes sont les suivantes :

$$\lambda = 0,040$$

$$\kappa = 0,007$$

$$p_{co} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$e_o = 0,38.$$

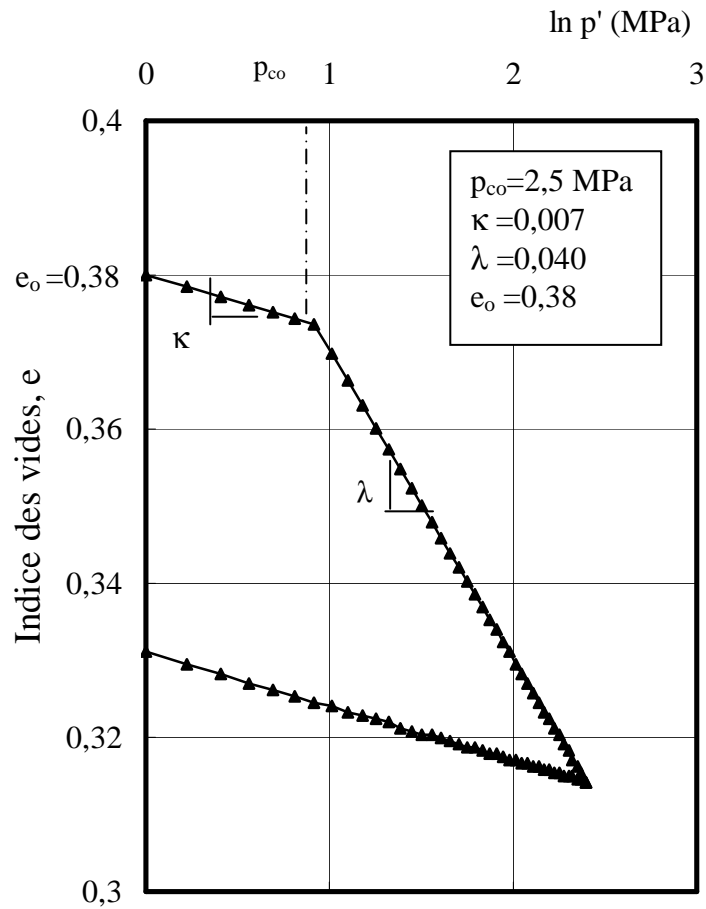


Figure 3.17 Détermination de λ , κ , p_{co} et e_o .

L'hypothèse faite sur les modules de compressibilité K et de cisaillement G constants (variante 1) correspond à une élasticité linéaire. Elle ne permet pas de ce fait d'interpréter les résultats de simulation des essais triaxiaux de consolidation isotrope dans le diagramme semi-logarithmique usuel de variation de la contrainte moyenne avec l'indice des vides comme le montre la figure 3.18 (cette variante n'est pas prise en considération dans la suite des calculs).

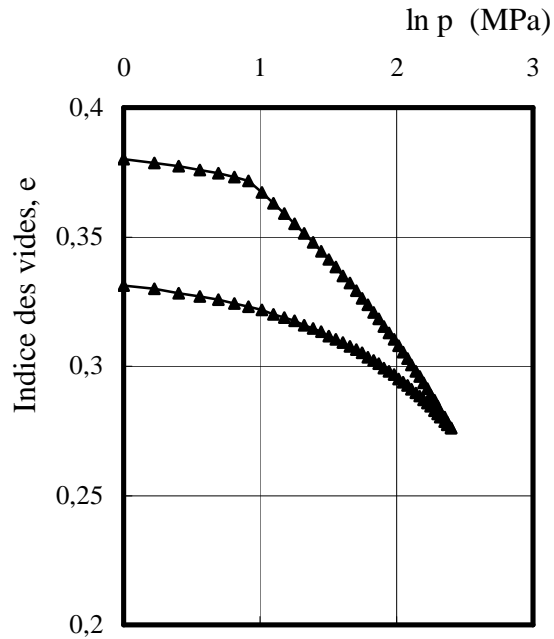


Figure 3.18 Courbe de consolidation isotrope correspondant à une élasticité linéaire (variante1)

● **Paramètre M** : il correspond à la pente de la droite d'état critique représentée sur le diagramme de la figure 3.19, soit $M = 1,19$.

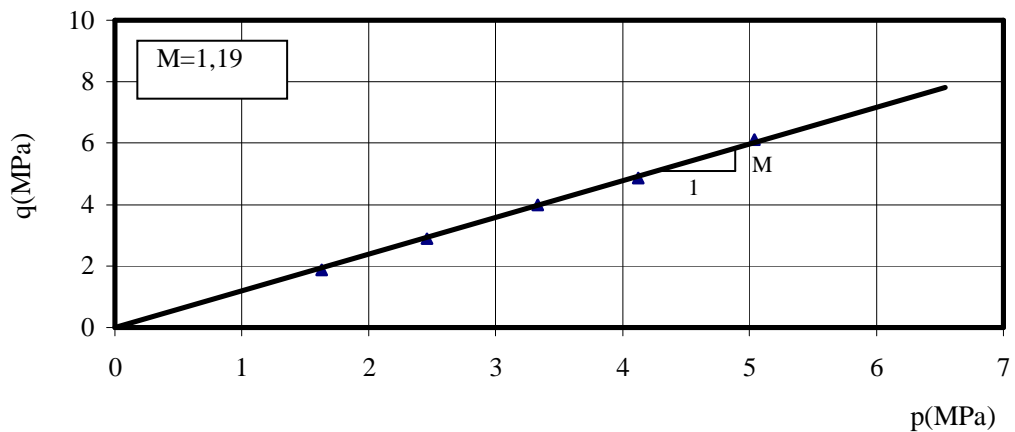


Figure 3.19 Détermination de M.

Les valeurs calculées des paramètres du modèle Cam-clay sont en bon accord avec les valeurs initiales des mêmes paramètres. Ces résultats témoignent du bon fonctionnement du

programme SIMSOL pour la simulation du comportement élastoplastique de type Cam-clay modifié des sols sous sollicitations triaxiales.

3.5 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE DES MODÈLES DE COMPORTEMENT

La simulation des résultats d'essais à partir des modèles de comportement peut être influencée par les valeurs choisies des paramètres qui les caractérisent. Une étude paramétrique, dans laquelle on fait varier un paramètre pour chaque modèle de comportement considéré (modèle hyperbolique et modèle Cam-clay modifié) tout en gardant les autres paramètres constants, a été effectuée. Elle a pour but d'analyser la sensibilité des deux modèles de comportement aux méthodes de détermination de leurs paramètres.

3.5.1 Modèle hyperbolique

L'étude de sensibilité de ce modèle aux différents paramètres qui le caractérisent a été effectuée en simulant un essai triaxial de cisaillement drainé réalisé à une contrainte de confinement $\sigma_3=5\text{MPa}$. Le tableau 3.8 donne les valeurs retenues pour les paramètres caractéristiques des deux variantes du modèle hyperbolique analysées (Duncan et Chang, 1970 ; Duncan et al., 1980).

Tableau 3.8 Valeurs retenues pour les paramètres du modèle hyperbolique.

Paramètres	Duncan et Chang (1970)	Duncan et al. (1980)
ν	0,2 / <u>0,3</u> / 0,4	0,2 / <u>0,3</u> / 0,4
K_h	1000 / <u>2000</u> / 3000	1000 / <u>2000</u> / 3000
n	0,1 / <u>0,2</u> / 0,3	0,1 / <u>0,2</u> / 0,3
R_f	0,5 / <u>0,7</u> / 0,9	0,5 / <u>0,7</u> / 0,9
c (MPa)	0,08 / <u>0,10</u> / 0,12	0,08 / <u>0,10</u> / 0,12
$\varphi(^{\circ})$	25 / <u>30</u> / 35	25 / <u>30</u> / 35
K_b	-	1000 / <u>2000</u> / 3000
K_{ur}	-	1000 / <u>2000</u> / 3000
m	-	0,1 / <u>0,2</u> / 0,3
N.B. les valeurs soulignées correspondant, pour un calcul et un modèle donnés, à la valeur constante du paramètre considéré pendant que les autres paramètres sont variables.		

3.5.1.1 Modèle de Duncan et Chang (1970)

a/ Influence du paramètre ν

La figure 3.20 ne montre pas d'influence du coefficient de Poisson sur la courbe de cisaillement ($q-\varepsilon_1$), ni sur la courbe de cisaillement normalisée ($q/p-\varepsilon_1$). Par contre, elle montre par contre qu'une augmentation du coefficient de Poisson ν se traduit par une diminution de la déformation volumique ε_v pour une déformation axiale ε_1 donnée. Elle montre aussi que la déformation volumique varie linéairement en fonction de la déformation axiale ; la valeur du coefficient de Poisson ν étant supposée constante dans la formulation de ce modèle.

b/ Influence du paramètre K_h

La figure 3.21 montre que l'augmentation du paramètre K_h conduit à un accroissement de la valeur du déviateur des contraintes q et celle du rapport q/p , mais ne montrent pas d'effet sur la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1

c/ Influence du paramètre n

La figure 3.22 montre que les valeurs du déviateur des contraintes q et q/p augmentent lorsque la valeur du paramètre n est élevée, mais la déformation volumique ε_v reste constante pour une déformation axiale ε_1 donnée.

d/ Influence du paramètre R_f

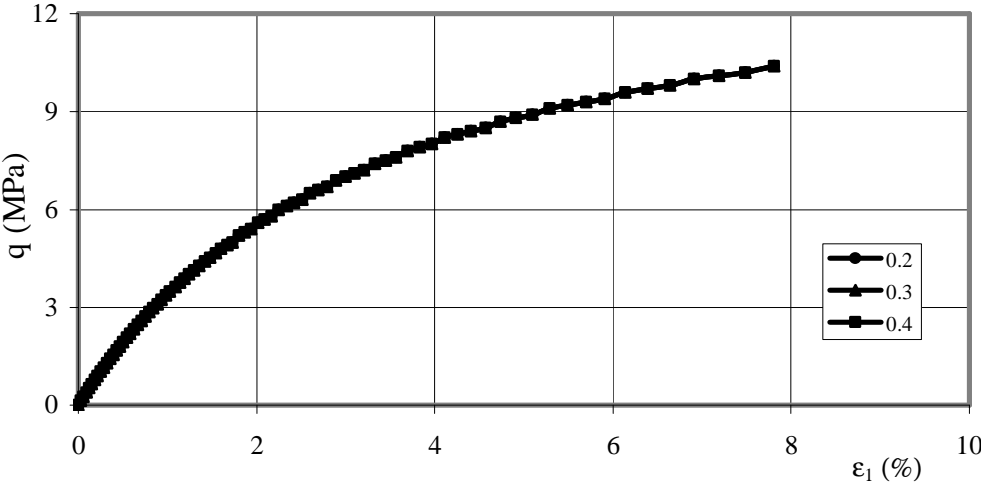
La figure 3.23 montre que l'accroissement de R_f réduit les valeurs de q et q/p pour une valeur de ε_1 , mais n'influe pas sur la valeur de ε_v .

e/ Influence du paramètre c

La figure 3.24 montre que la cohésion c n'affecte pas les valeurs du déviateur des contraintes q ou q/p , ni celle de la déformation volumique ε_v correspondante.

f/ Influence du paramètre φ

La figure 3.25 montre que l'augmentation de l'angle de frottement ϕ entraîne une augmentation de déviateur des contraintes et du rapport q/p , mais n'influe pas sur la déformation volumique ϵ_v .



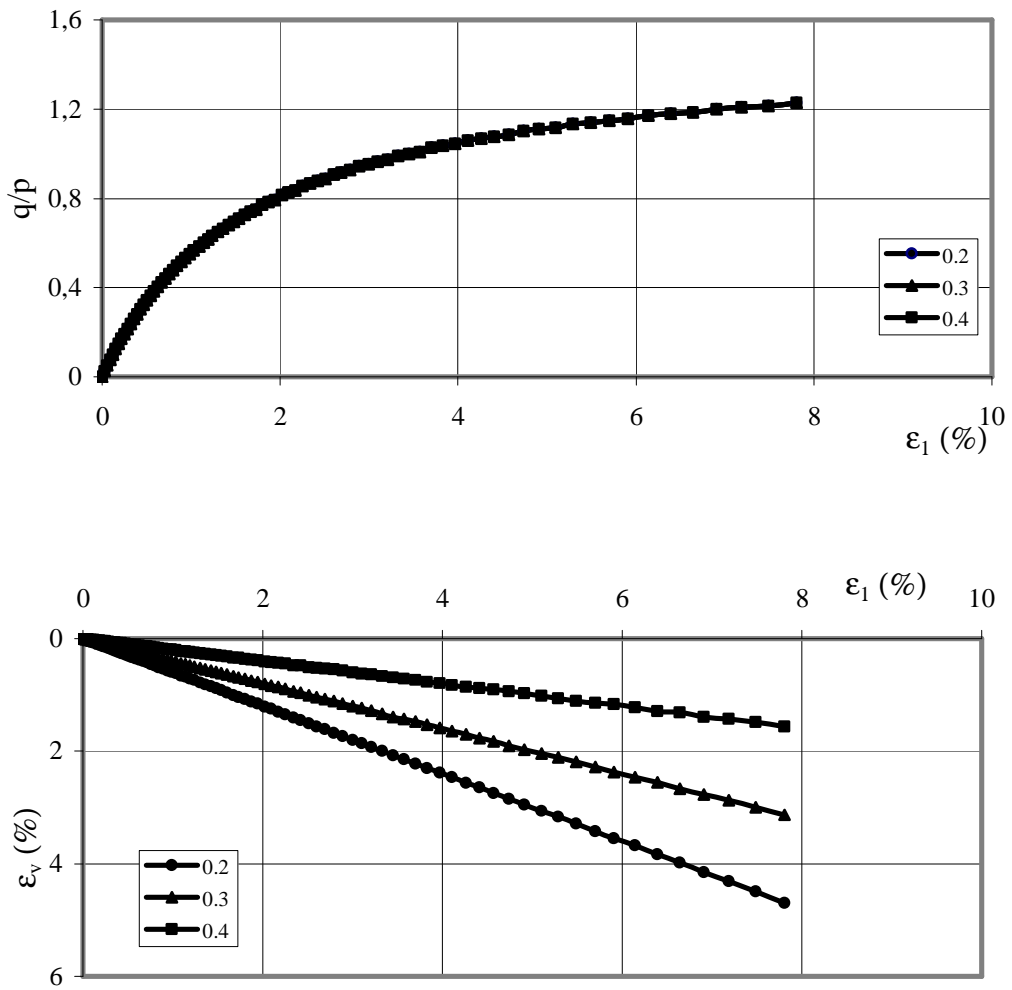
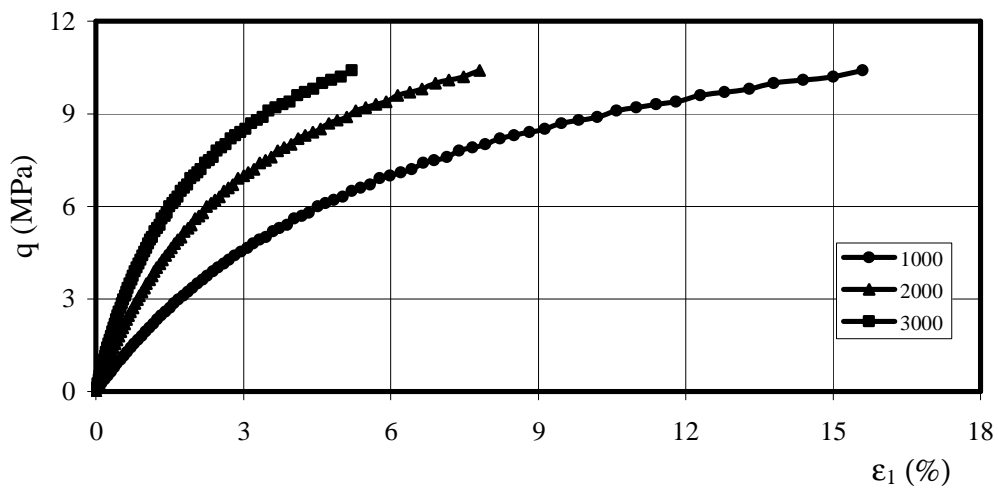


Figure 3.20 Influence du coefficient de Poisson ν sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et Chang (1970).



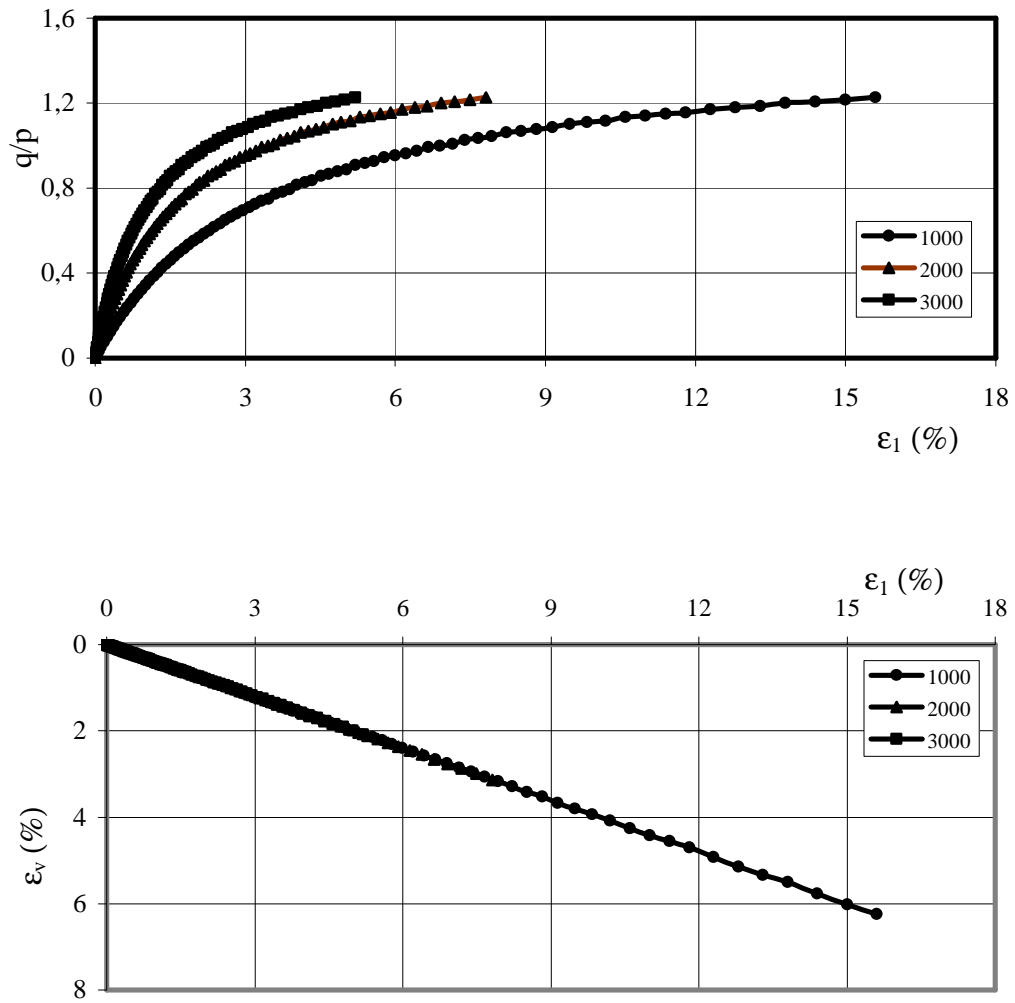
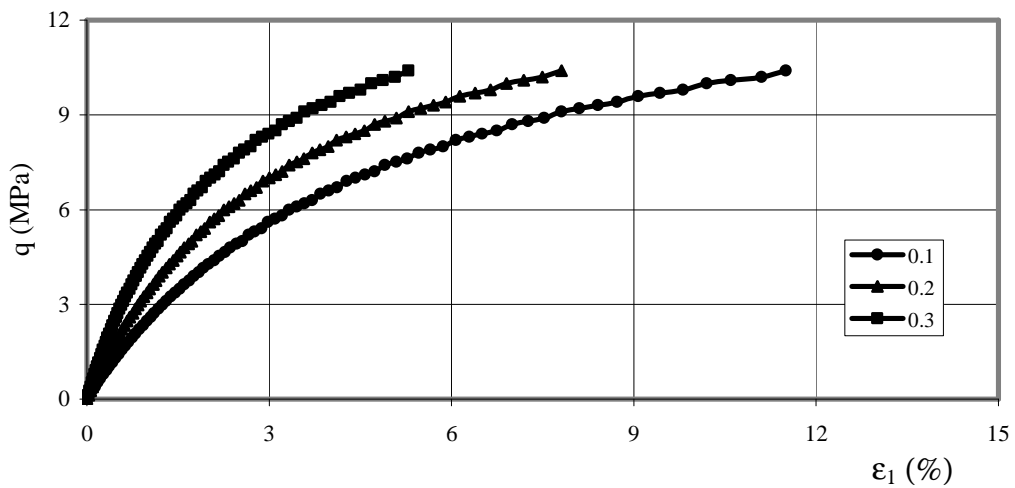


Figure 3.21 Influence du paramètre K_h sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et Chang (1970).



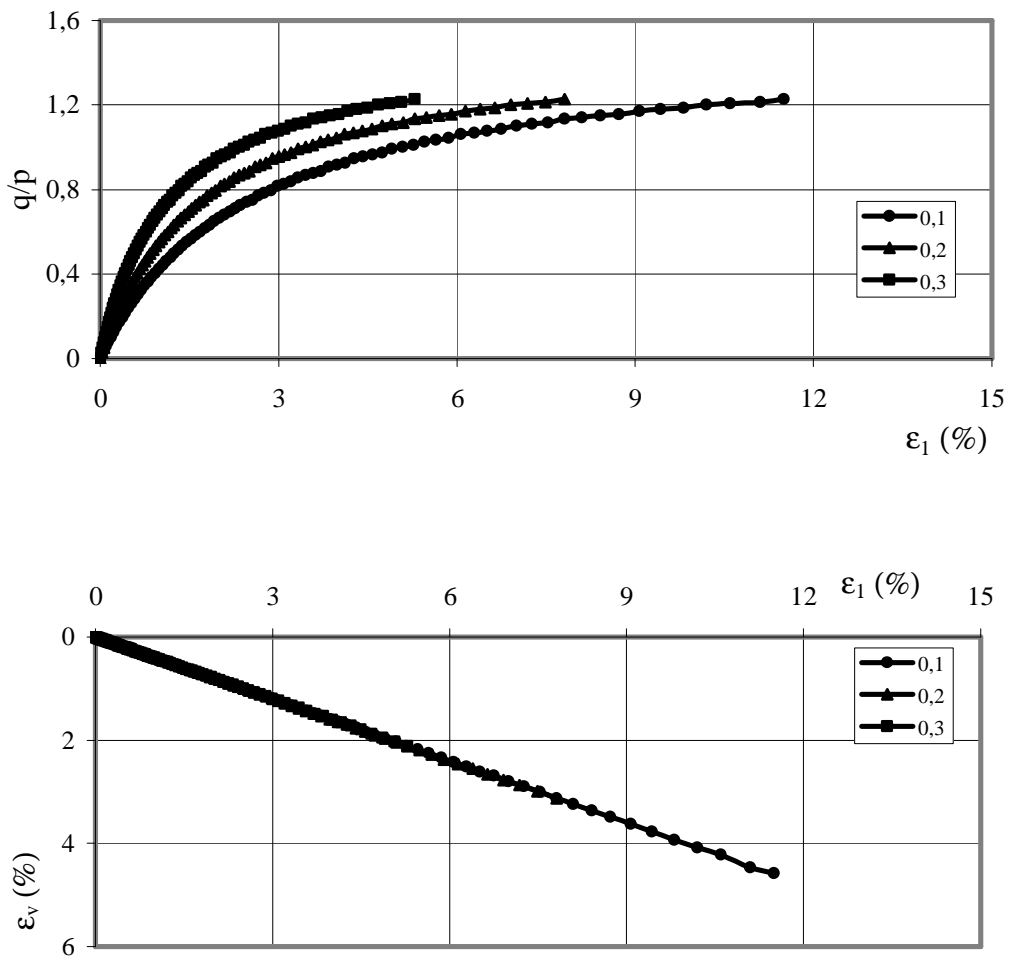
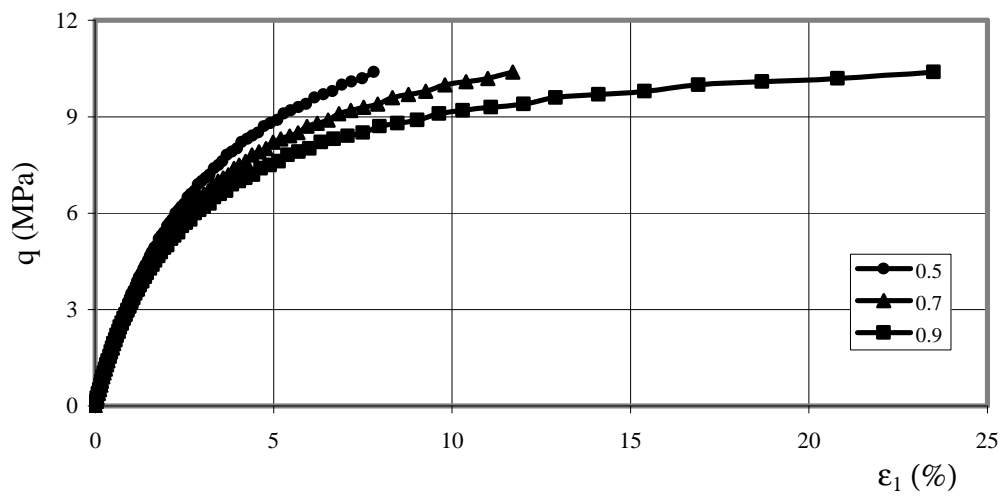


Figure 3.22 Influence du paramètre n sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et Chang (1970).



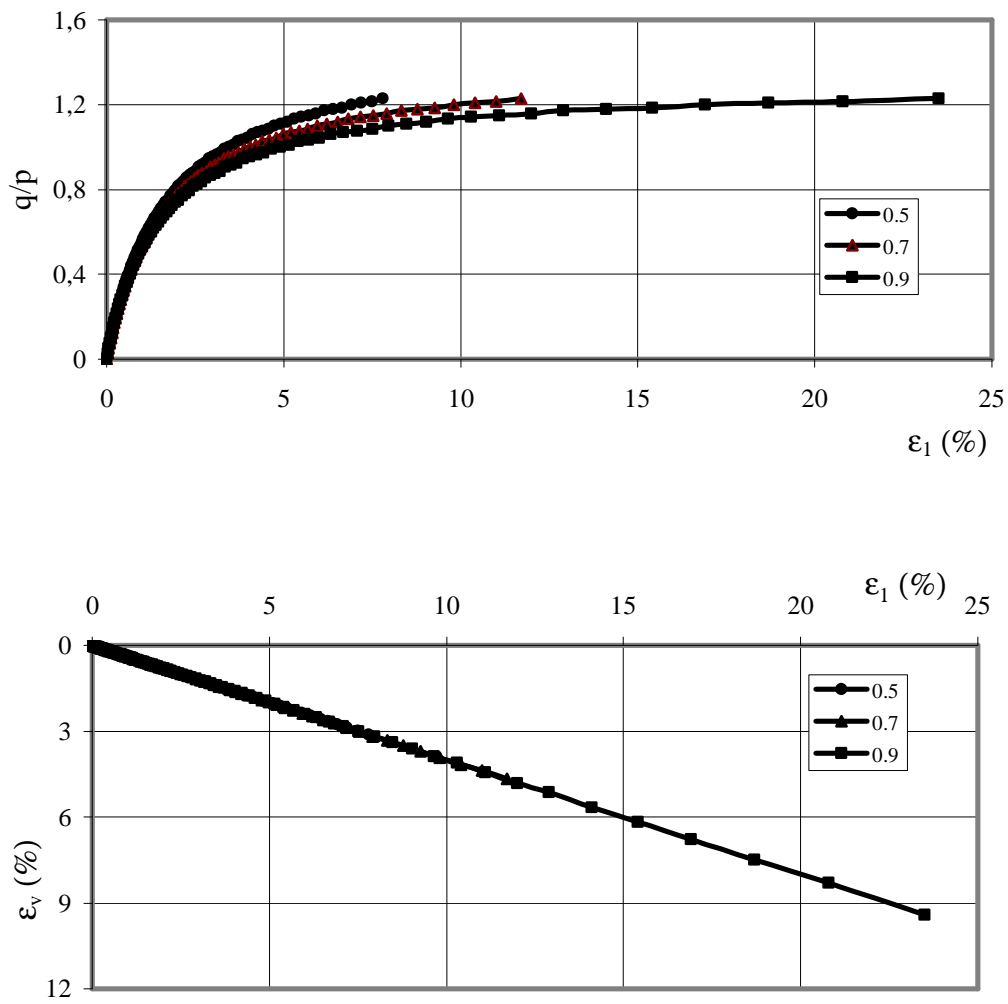
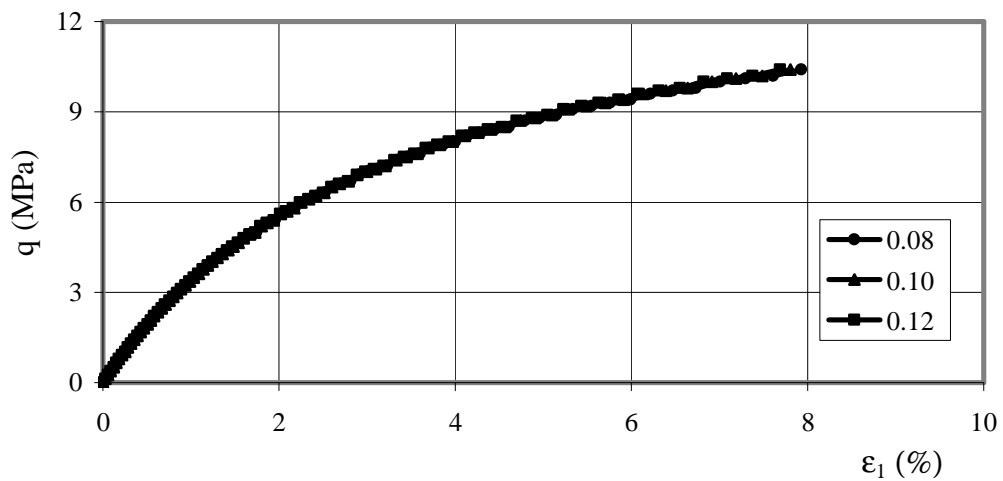


Figure 3.23 Influence du paramètre R_f sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et Chang (1970).



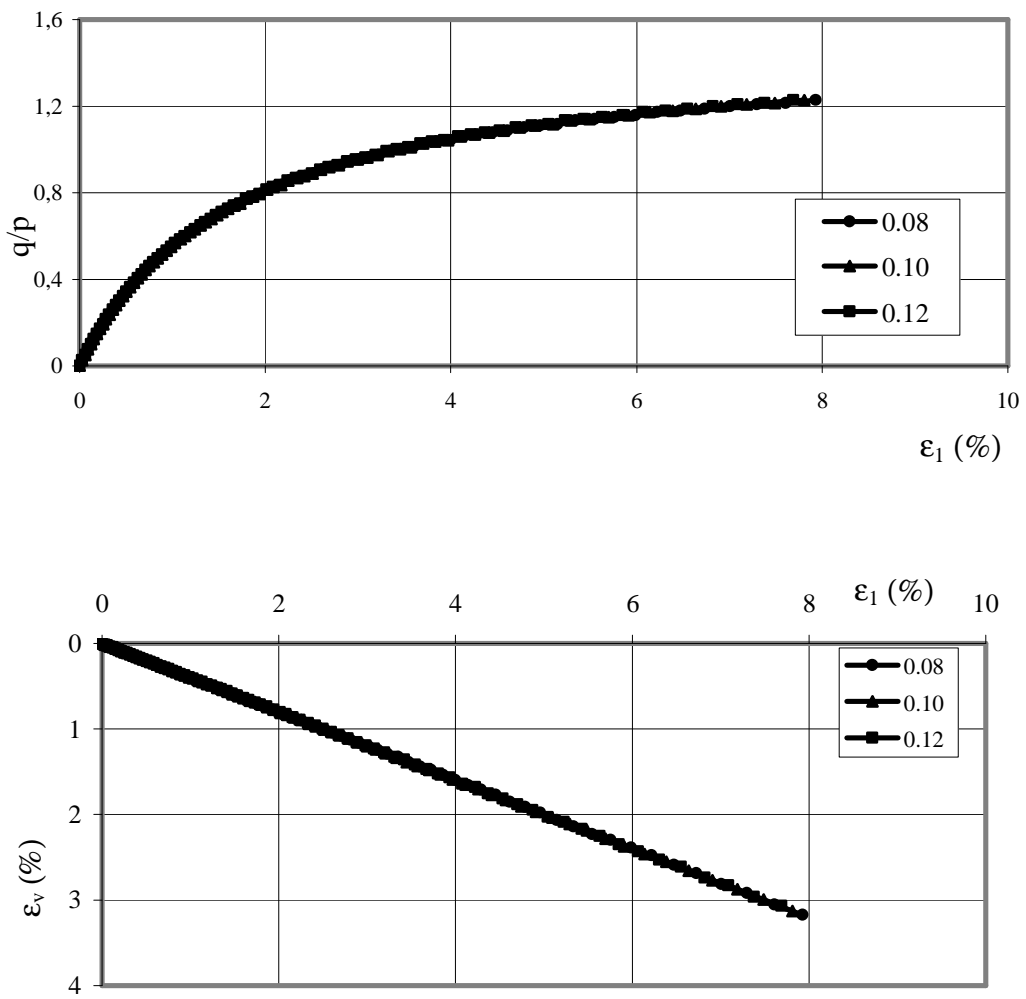
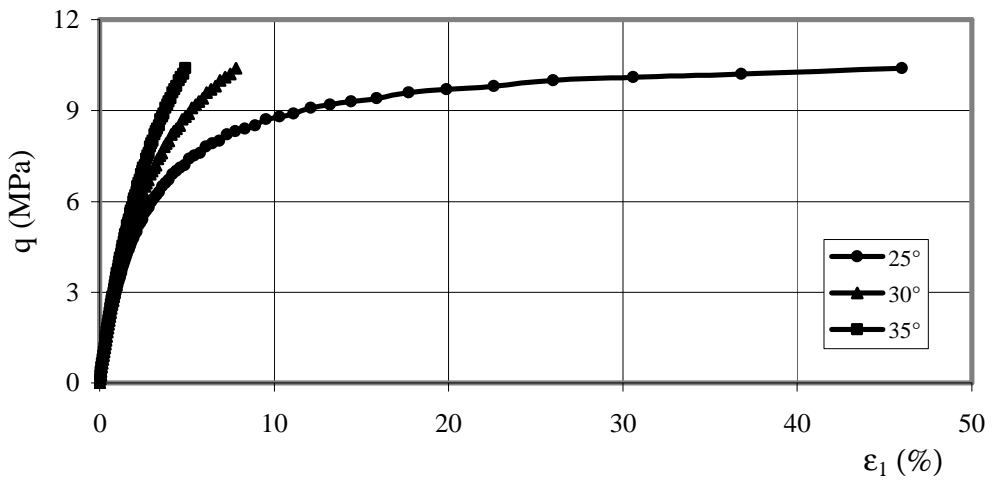


Figure 3.24 Influence de la cohésion c sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et Chang (1970).



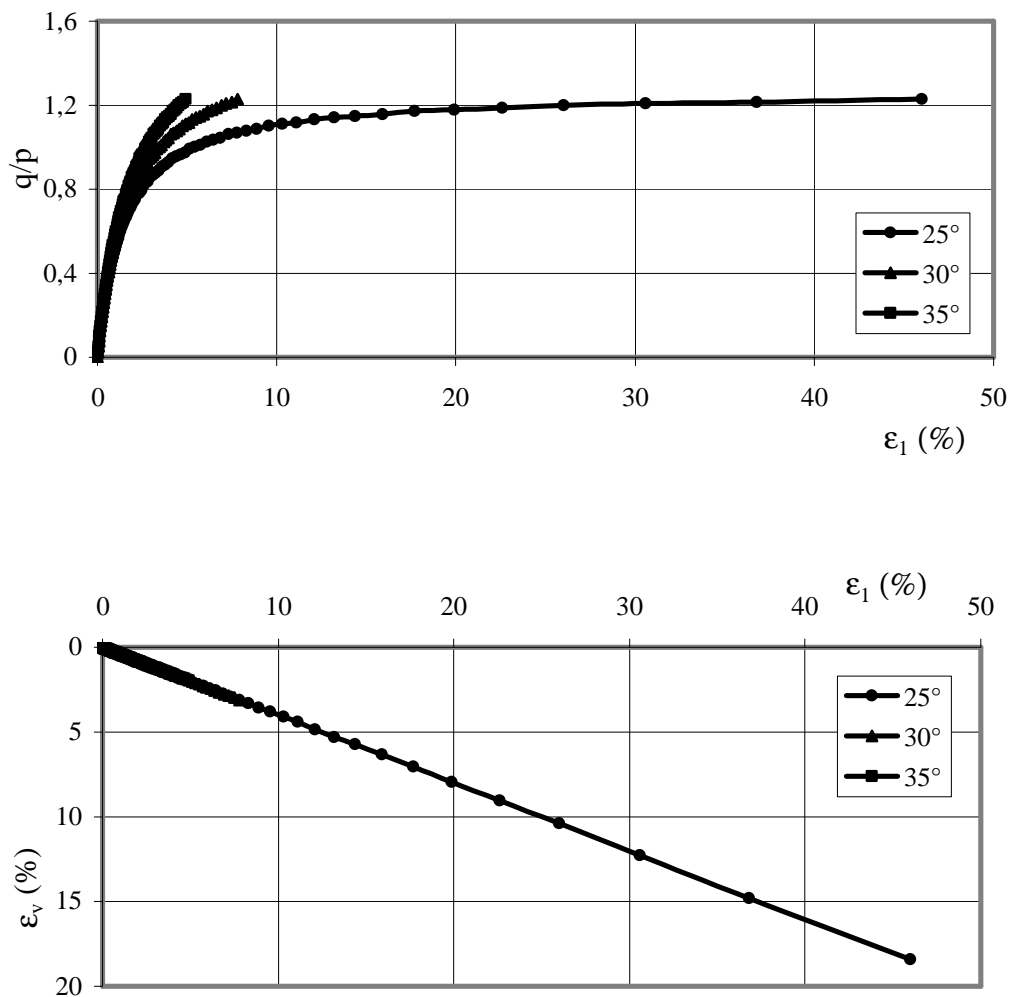


Figure 3.25 Influence de l'angle de frottement ϕ sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et Chang (1970).

3.5.1.2 Modèle de Duncan et al., (1980)

a/ Influence du paramètre ν

La figure 3.26 ne montre pas d'influence du coefficient de Poisson ν sur les courbes de cisaillement ($q-\epsilon_1$) et ($q/p-\epsilon_1$), ni sur la courbe ($\epsilon_v-\epsilon_1$).

b/ Influence du paramètre K_h

La figure 3.27 montre qu'un accroissement du paramètre K_h entraîne une augmentation de q , q/p et ϵ_v pour une valeur donnée de ϵ_1 .

c/ Influence du paramètre n

La figure 3.28 montre que le déviateur des contraintes q , le rapport q/p et ε_v augmentent avec le paramètre n .

d/ Influence du paramètre R_f

La figure 3.29 montre que l'augmentation du paramètre R_f entraîne une diminution du déviateur des contraintes q , du rapport q/p et de la déformation volumique ε_v .

e/ Influence du paramètre c

La figure 3.30 ne montre pas d'influence de la cohésion sur les courbes de cisaillement $(q-\varepsilon_1)$ et $(q/p-\varepsilon_1)$, ni sur la courbe $(\varepsilon_v-\varepsilon_1)$.

f/ Influence du paramètre φ

La figure 3.31 montre que l'augmentation de l'angle de frottement φ entraîne une augmentation de déviateur des contraintes, du rapport q/p et de la déformation volumique ε_v pour une déformation axiale ε_1 donnée.

g/ Influence du paramètre K_b

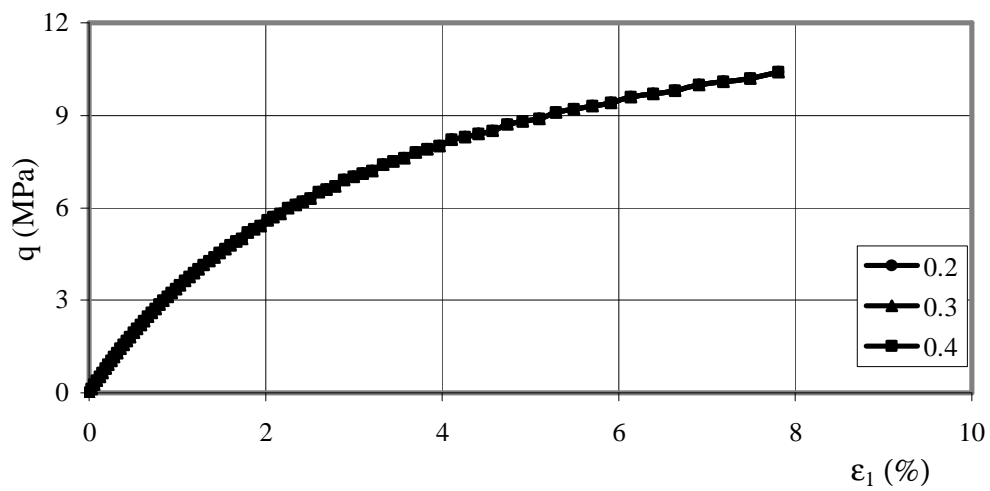
La figure 3.32 ne montre pas d'influence du paramètre K_b sur la courbe de cisaillement $(q-\varepsilon_1)$ ou $(q/p-\varepsilon_1)$. Par contre, l'augmentation de K_b entraîne une diminution significative de la déformation volumique ε_v pour une déformation axiale ε_1 donnée.

h/ Influence du paramètre K_{ur}

La figure 3.33 ne montre pas d'influence du paramètre K_{ur} sur les courbes de cisaillement $(q-\varepsilon_1)$ et $(q/p-\varepsilon_1)$, ni sur la courbe $(\varepsilon_v-\varepsilon_1)$.

i/ Influence du paramètre m

La figure 3.34 montre que l'augmentation du paramètre m réduit la valeur de ε_v pour une déformation axiale ε_1 donnée, mais elle ne montre pas d'influence de ce paramètre sur les courbes de cisaillement (q - ε_1) et (q/p - ε_1).



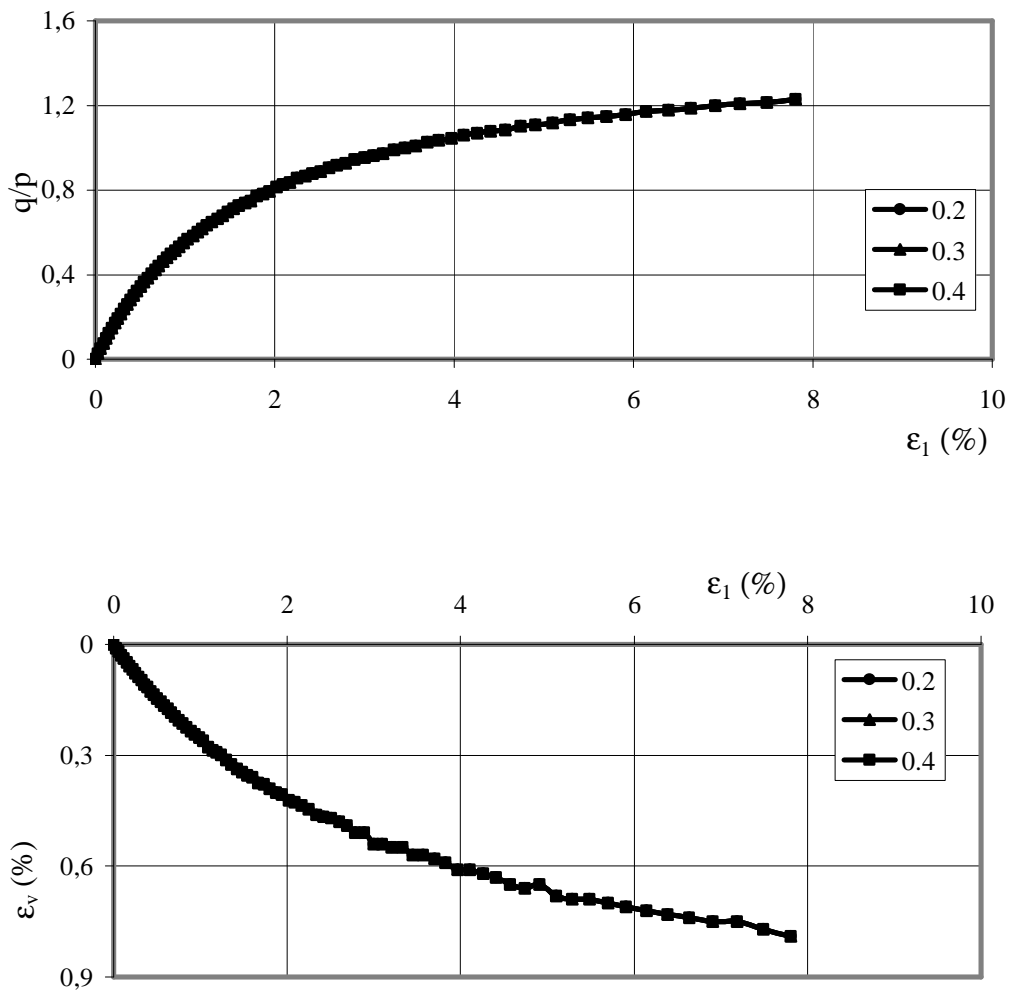
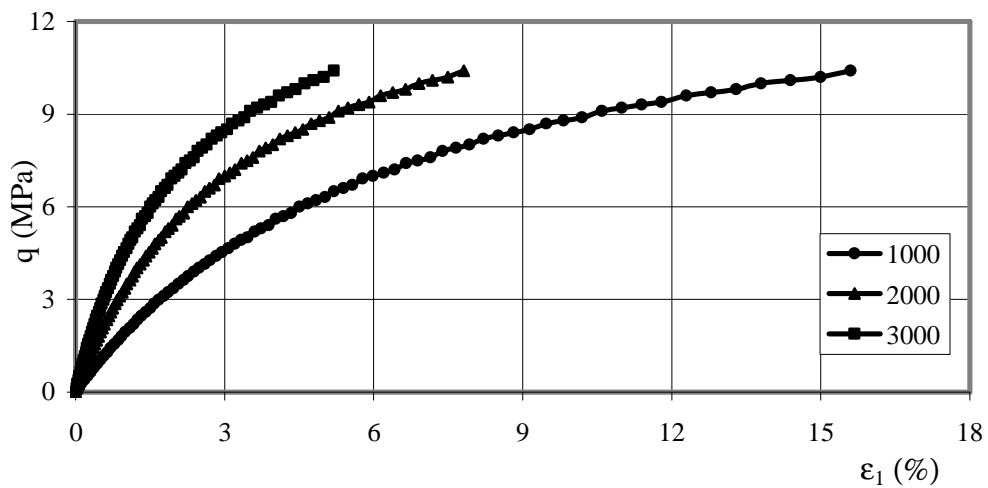


Figure 3.26 Influence du coefficient de Poisson ν sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et al. (1980).



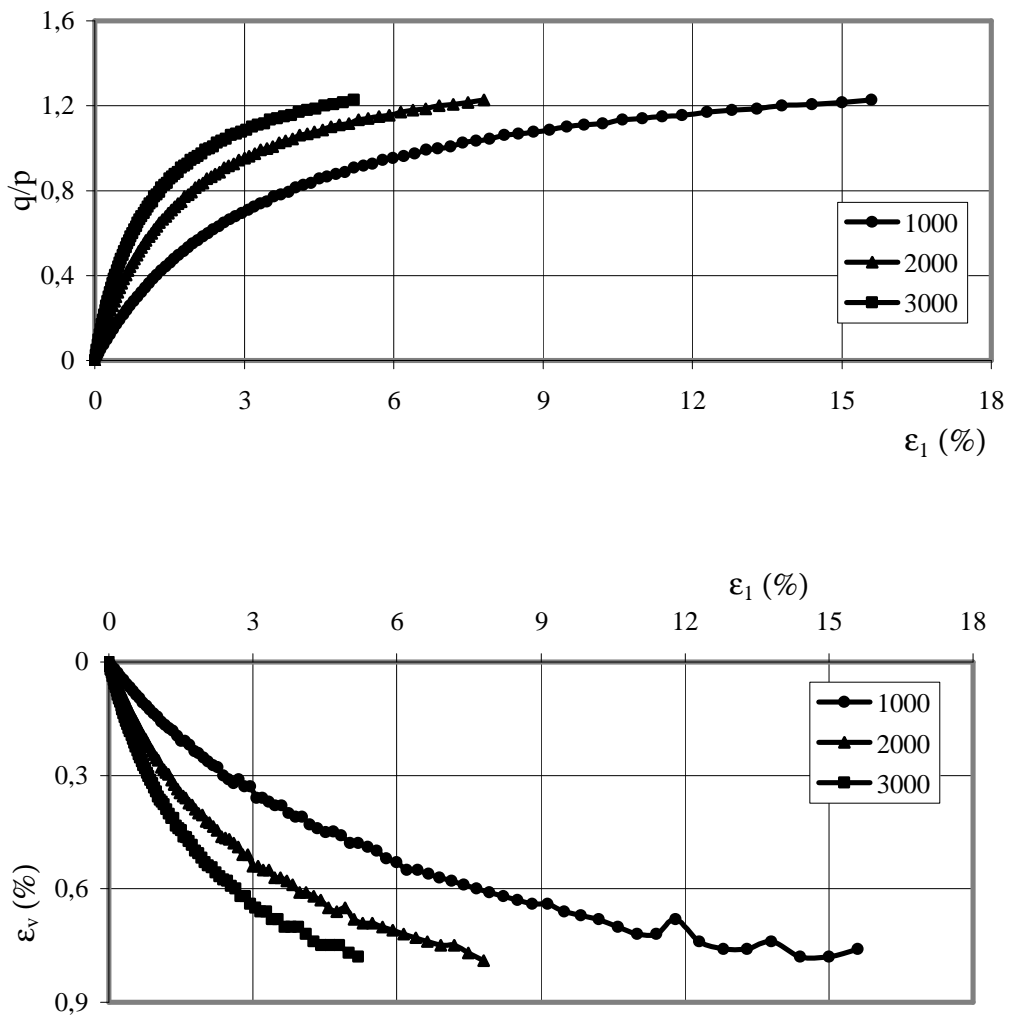
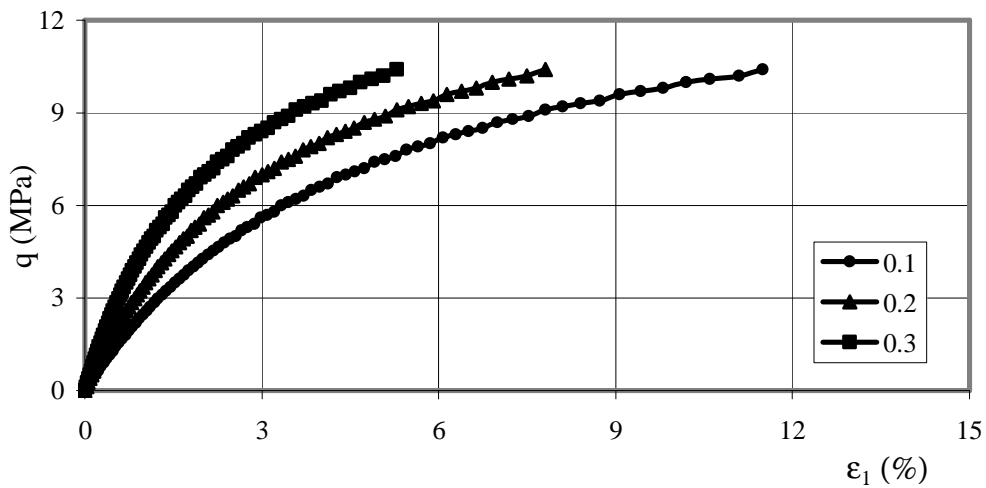


Figure 3.27 Influence du paramètre K_h sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et al. (1980).



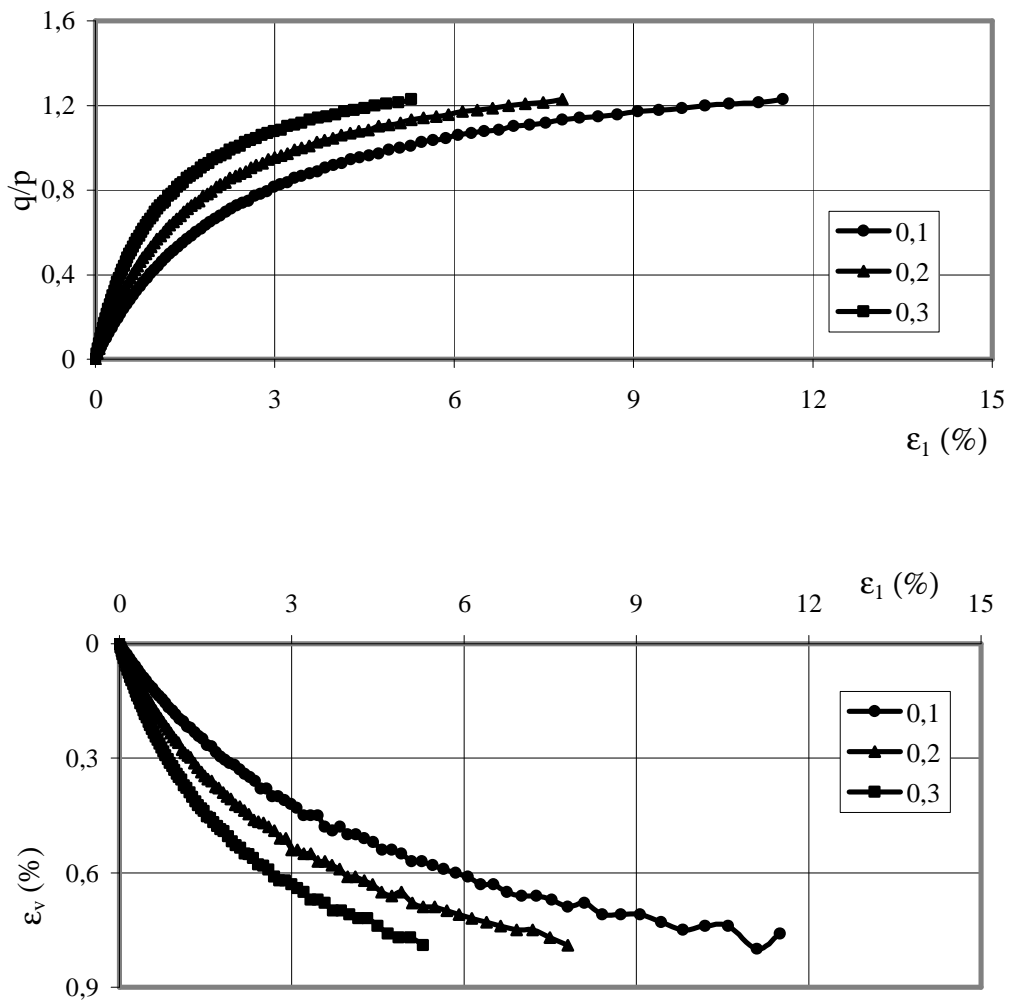
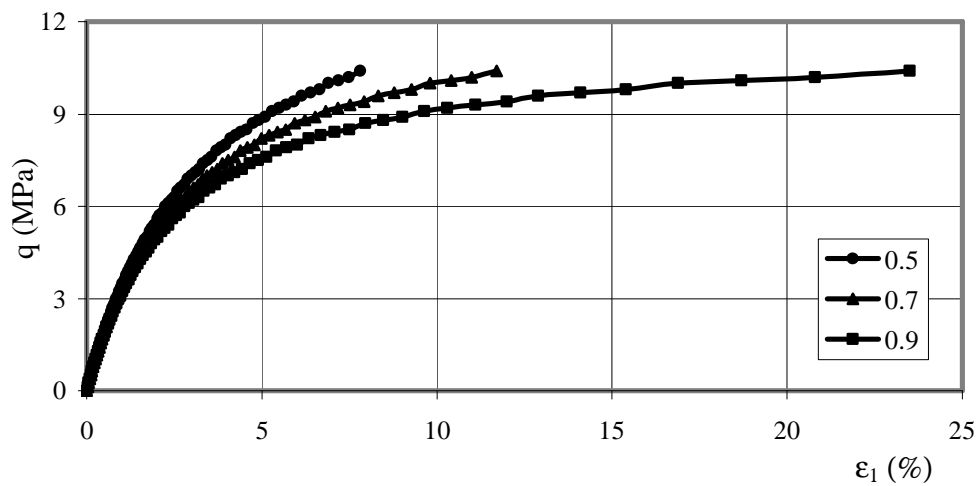


Figure 3.28 Influence du paramètre n sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et al. (1980).



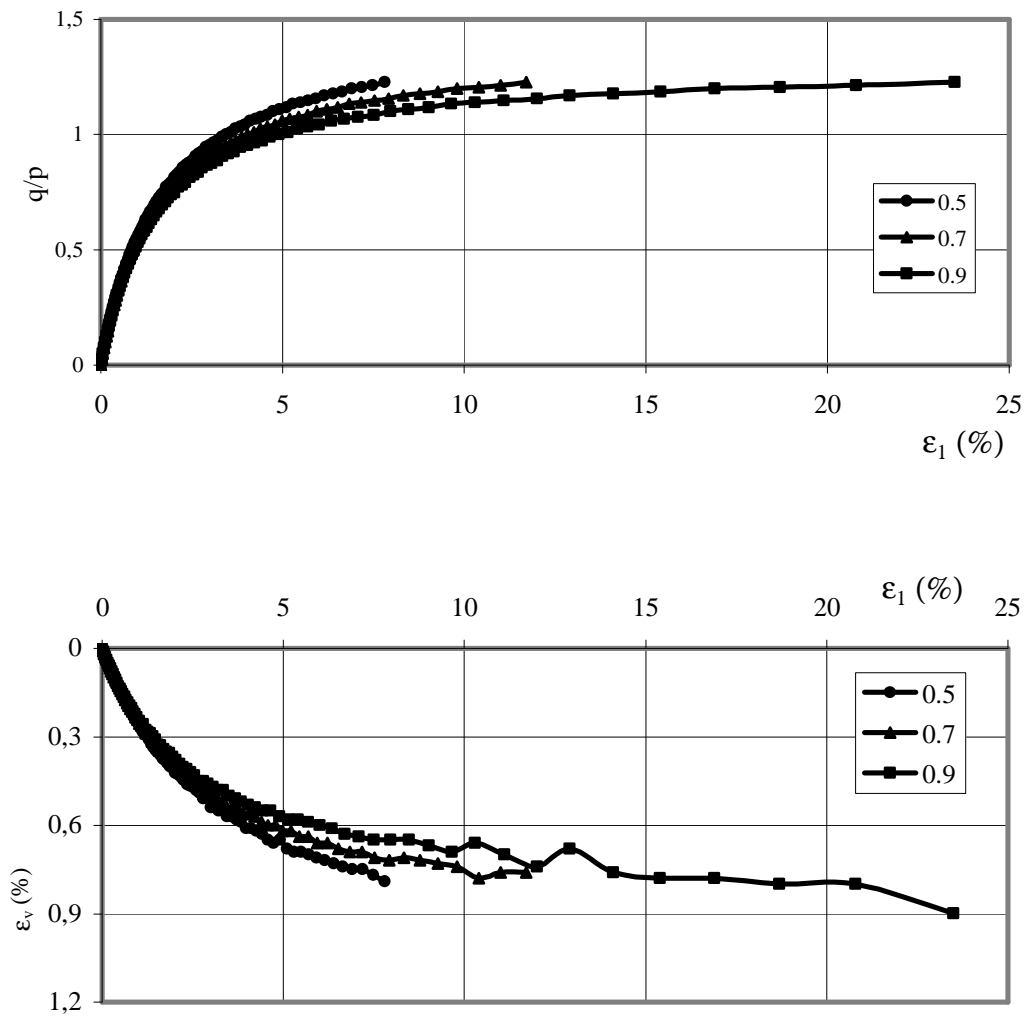
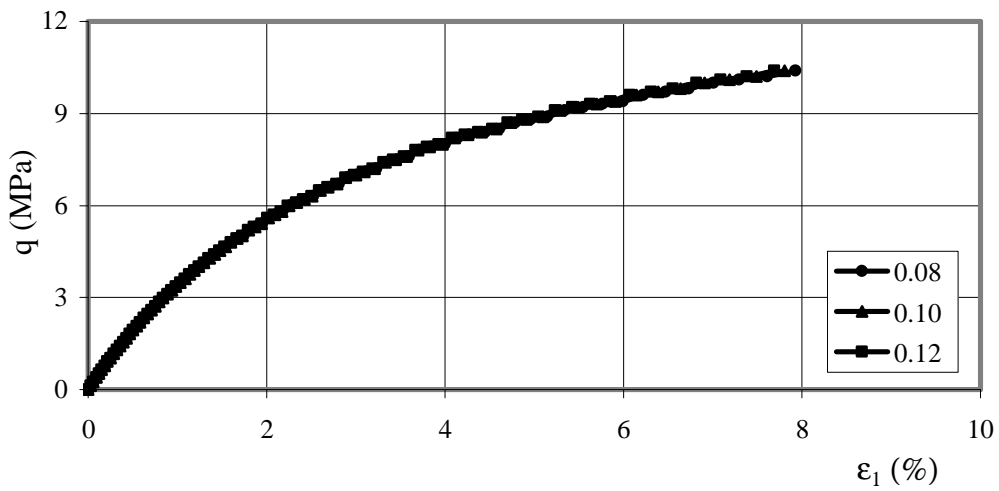


Figure 3.29 Influence du paramètre R_f sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et al. (1980).



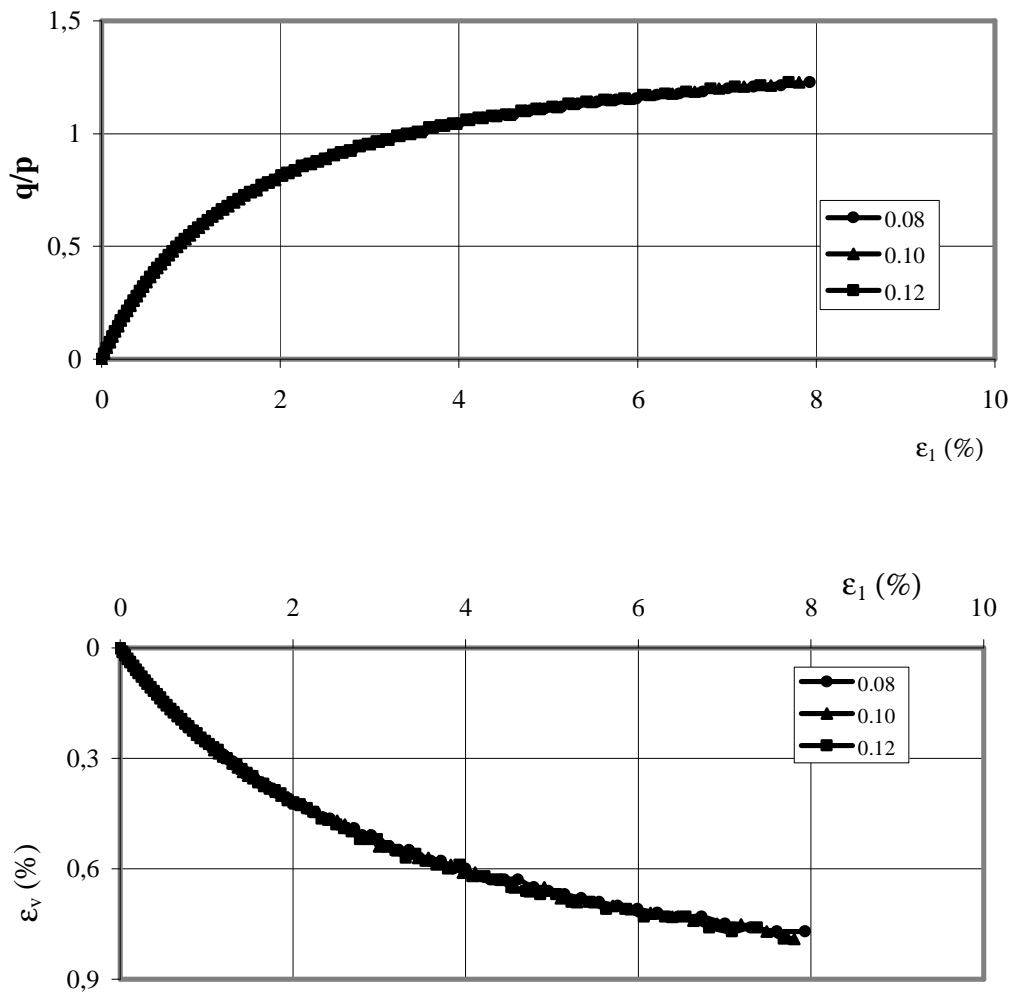
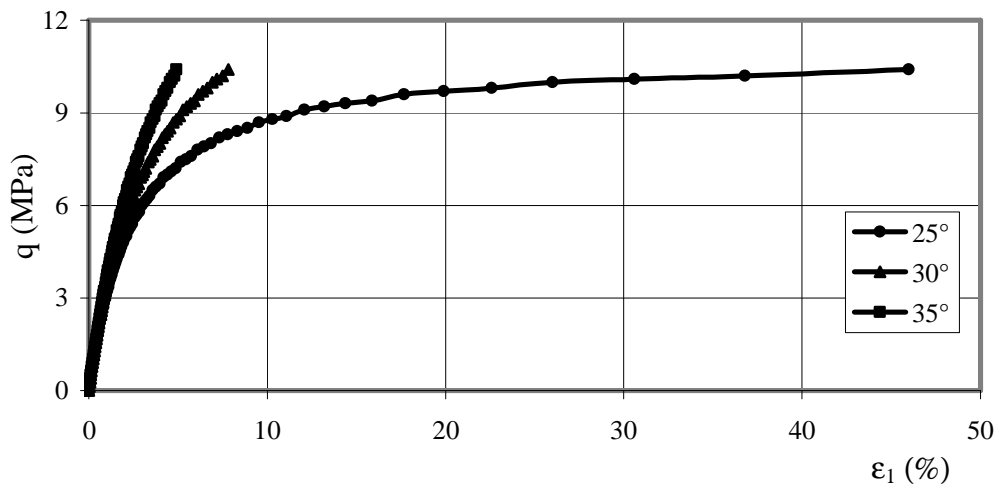


Figure 3.30 Influence de la cohésion c sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et al. (1980).



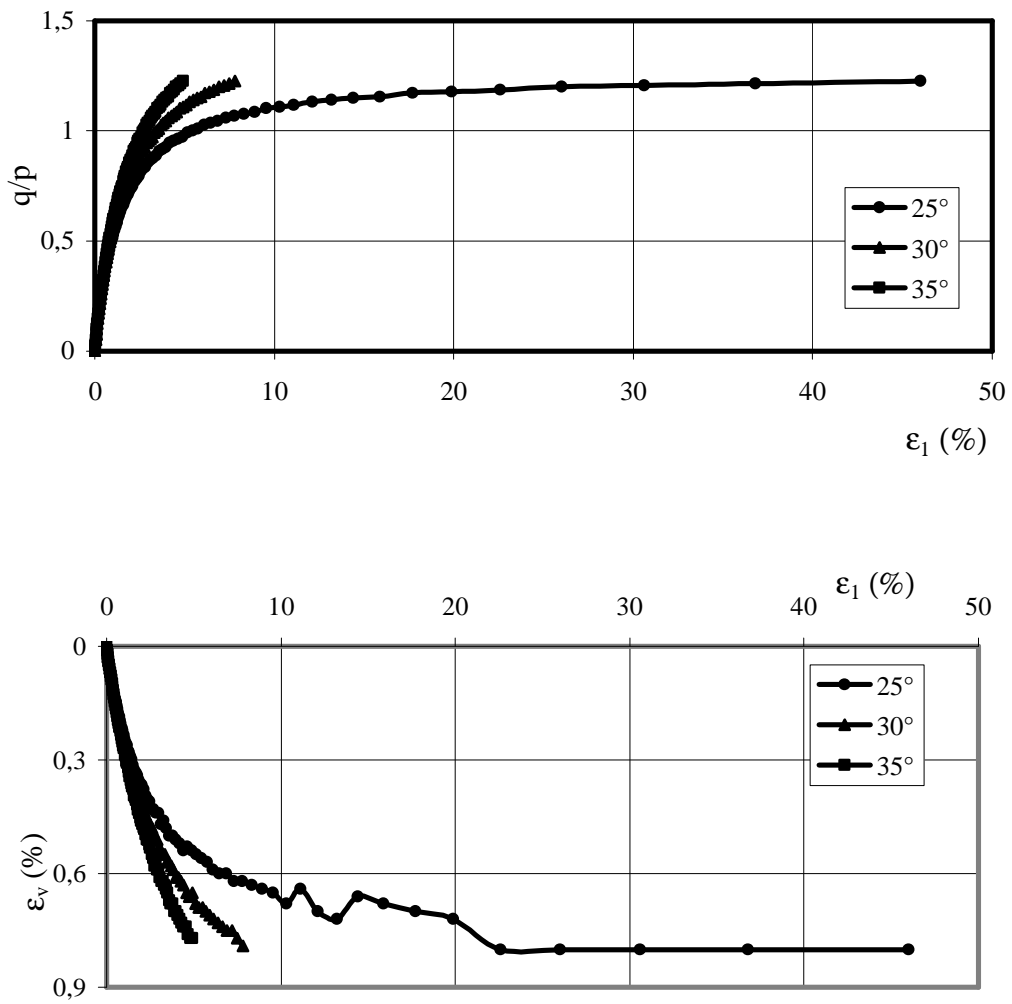
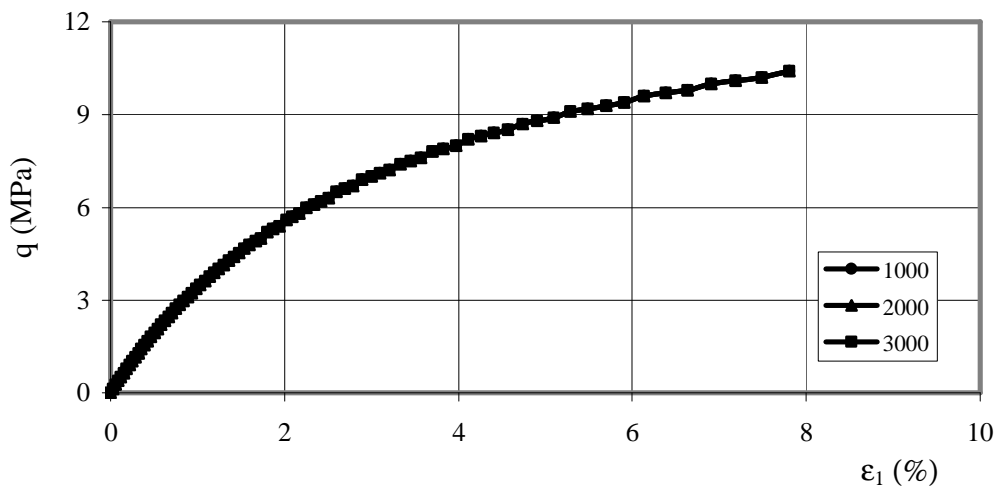


Figure 3.31 Influence de l'angle de frottement ϕ sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et al. (1980).



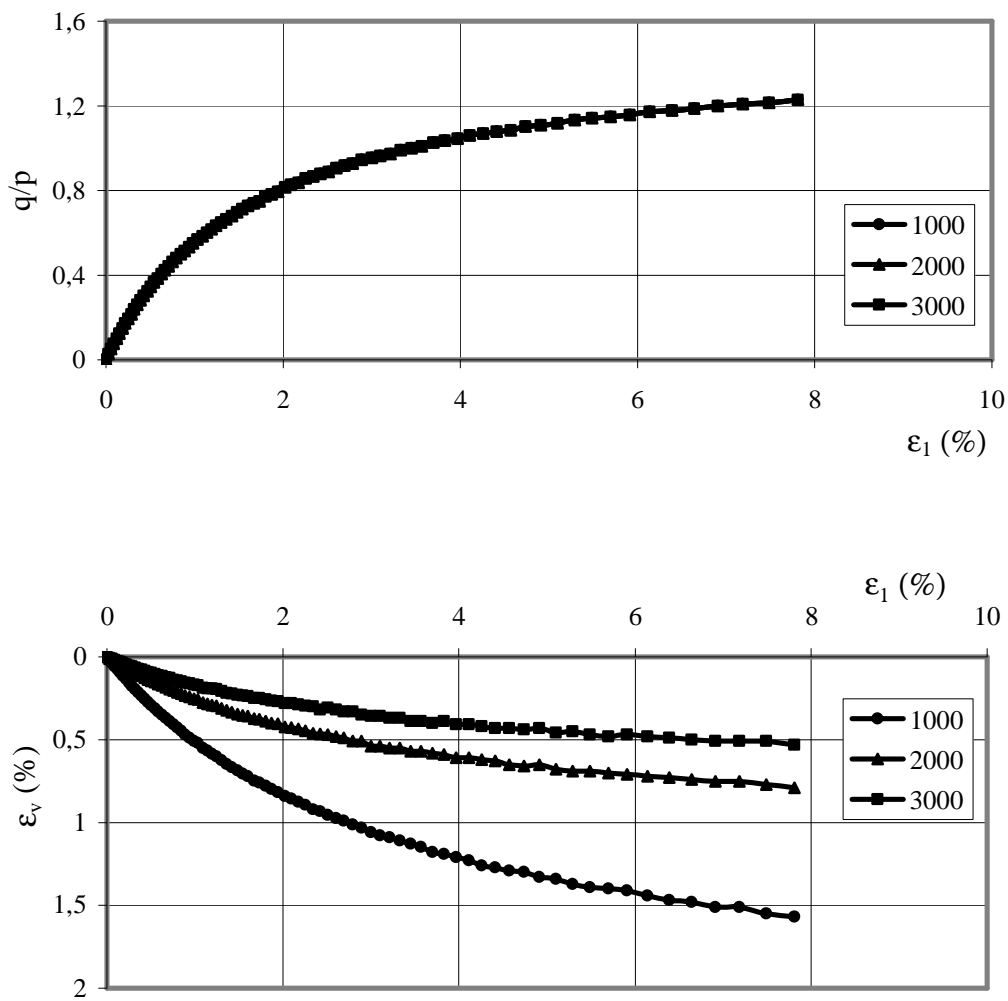
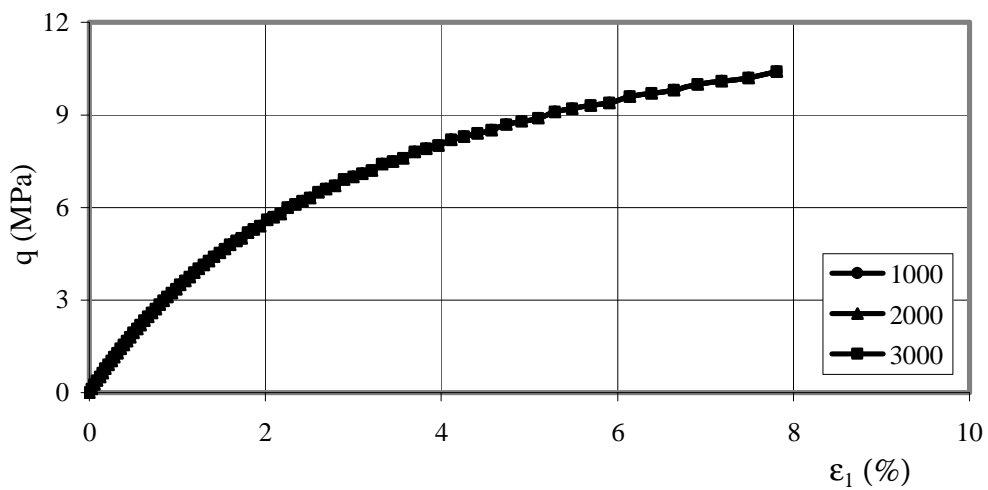


Figure 3.32 Influence du paramètre K_b sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et al. (1980).



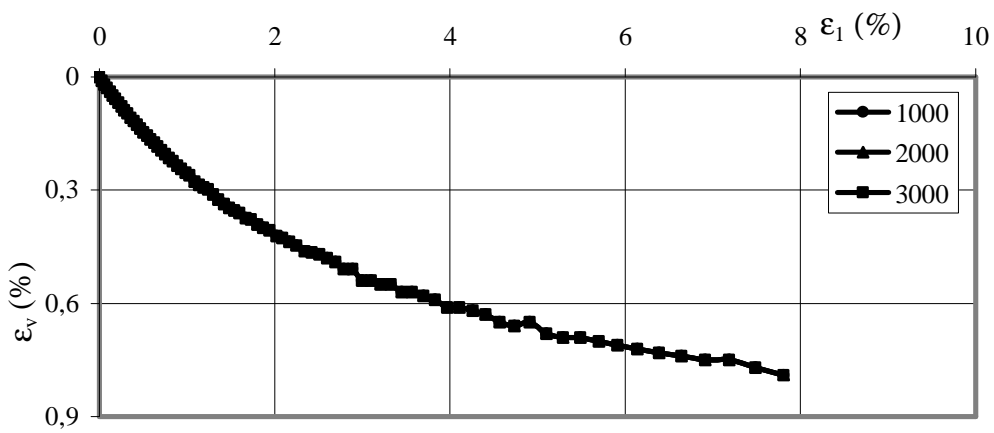
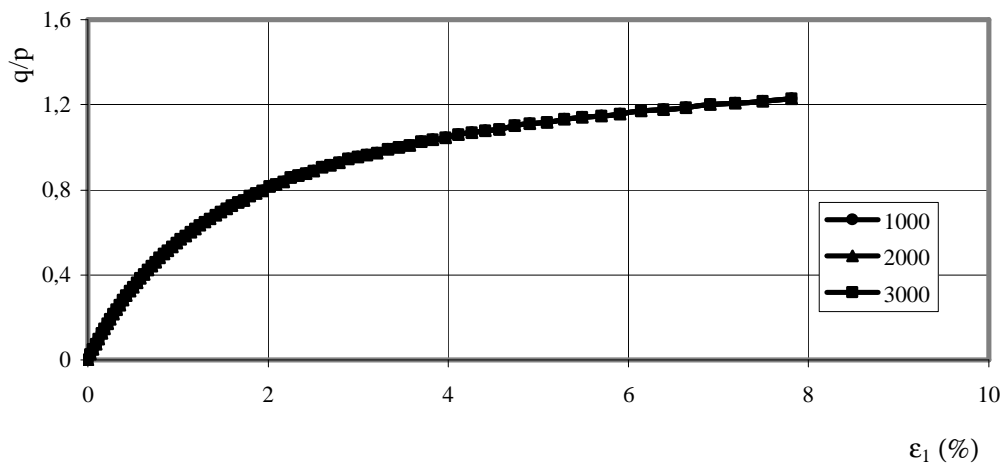
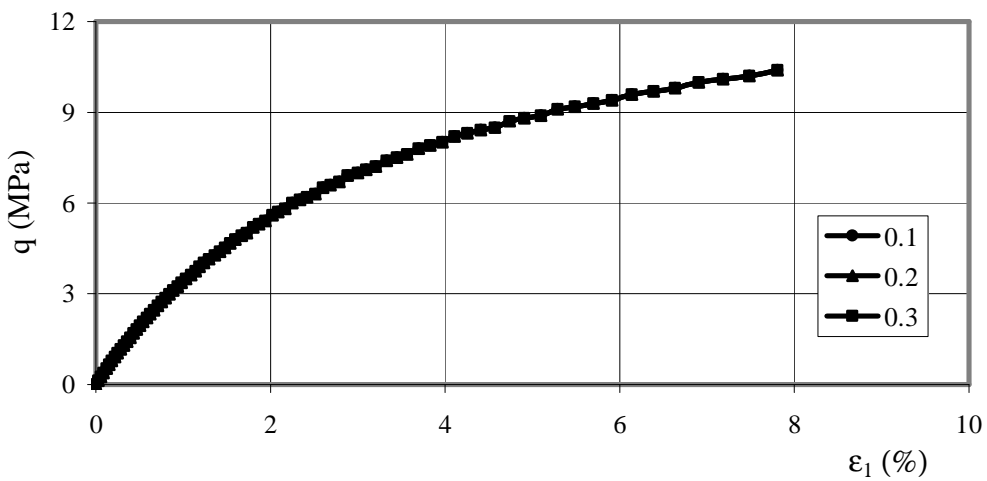


Figure 3.33 Influence du paramètre K_{ur} sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et al. (1980).



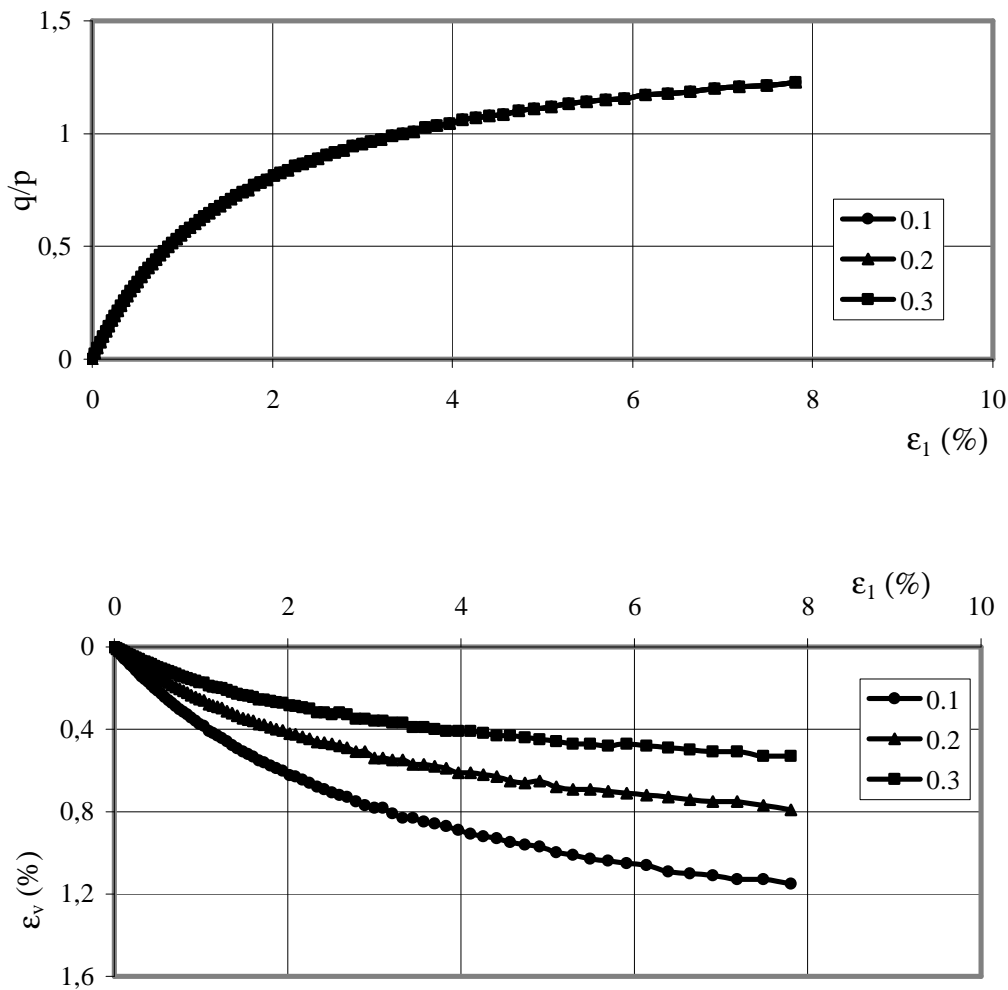


Figure 3.34 Influence du paramètre m sur la simulation d'un essai triaxial de cisaillement drainé par le modèle de Duncan et al. (1980).

3.5.2 Modèle Cam-clay modifié

L'étude de sensibilité du modèle Cam-clay modifié à ses paramètres caractéristiques est effectuée par la simulation des essais triaxiaux de cisaillement drainé et de consolidation isotrope réalisés à une contrainte de confinement $\sigma_3 = 1$ MPa. Le tableau 3.9 donne les valeurs des paramètres des deux variantes analysées du modèle Cam-clay modifié (variante 2 : K variable et G constant ; variante 3 : K et G variables). La variante 1 correspondant à une élasticité linéaire a été abandonnée parce qu'elle ne permet pas de simuler le comportement des sols soumis à une consolidation isotrope.

Tableau 3.9 Valeurs retenues pour les paramètres du modèle Cam-clay modifié.

Paramètre	Variante 1 (K variable et G constant)	Variante 2 (K et G variables)
E (MPa)	200 / <u>300</u> / 400	-
ν	0,2 / <u>0,3</u> / 0,4	0,2 / <u>0,3</u> / 0,4
M	1,08 / <u>1,18</u> / 1,28	1,08 / <u>1,18</u> / 1,28
λ	0,03 / <u>0,04</u> / 0,05	0,03 / <u>0,04</u> / 0,05
κ	0,005 / <u>0,015</u> / 0,025	0,005 / <u>0,015</u> / 0,025
p_{co} (MPa)	2,0 / <u>2,5</u> / 3,0	2,0 / <u>2,5</u> / 3,0
e_o	0,3 / <u>0,38</u> / 0,46	0,3 / <u>0,38</u> / 0,46
<p>N.B. les valeurs soulignées correspondant, pour un calcul et un modèle donnés, à la valeur constante du paramètre considéré pendant que les autres paramètres sont variables.</p>		

3.5.2.1 Elasticité non-linéaire (K variable et G constant)

a/ Influence du paramètre E

Les résultats des simulations par la variante 2 sont représentés sur la figure 3.35. On constate qu'une augmentation du module d'Young E se traduit par une augmentation de q et q/p et par une diminution de la déformation volumique ε_v pour une déformation axiale ε_1 donnée. Cependant, le module d'Young E n'a aucun d'effet sur les résultats d'essais de consolidation isotrope.

b/ Influence du paramètre ν

La figure 3.36 montre que la variation du coefficient de Poisson ν n'a pas d'influence considérable sur la réponse du sol.

c/ Influence du paramètre M

La figure 3.37 montre que la valeur du paramètre M n'a pas d'effet sur la simulation de l'essai de consolidation isotrope. Pour ce qui concerne l'essai de cisaillement drainé, la

valeur de M a peu d'influence sur la courbe $(\varepsilon_v - \varepsilon_1)$. Par contre, pour une valeur de ε_1 donnée, les valeurs obtenues du déviateur des contraintes q et du rapport q/p sont d'autant plus élevées que la valeur de M est élevée.

d/ Influence du paramètre λ

La figure 3.38 montre qu'une augmentation de la valeur du paramètre λ entraîne une diminution du déviateur q et du rapport q/p et une augmentation de la déformation volumique ε_v pour une valeur donnée de ε_1 .

e/ Influence du paramètre κ

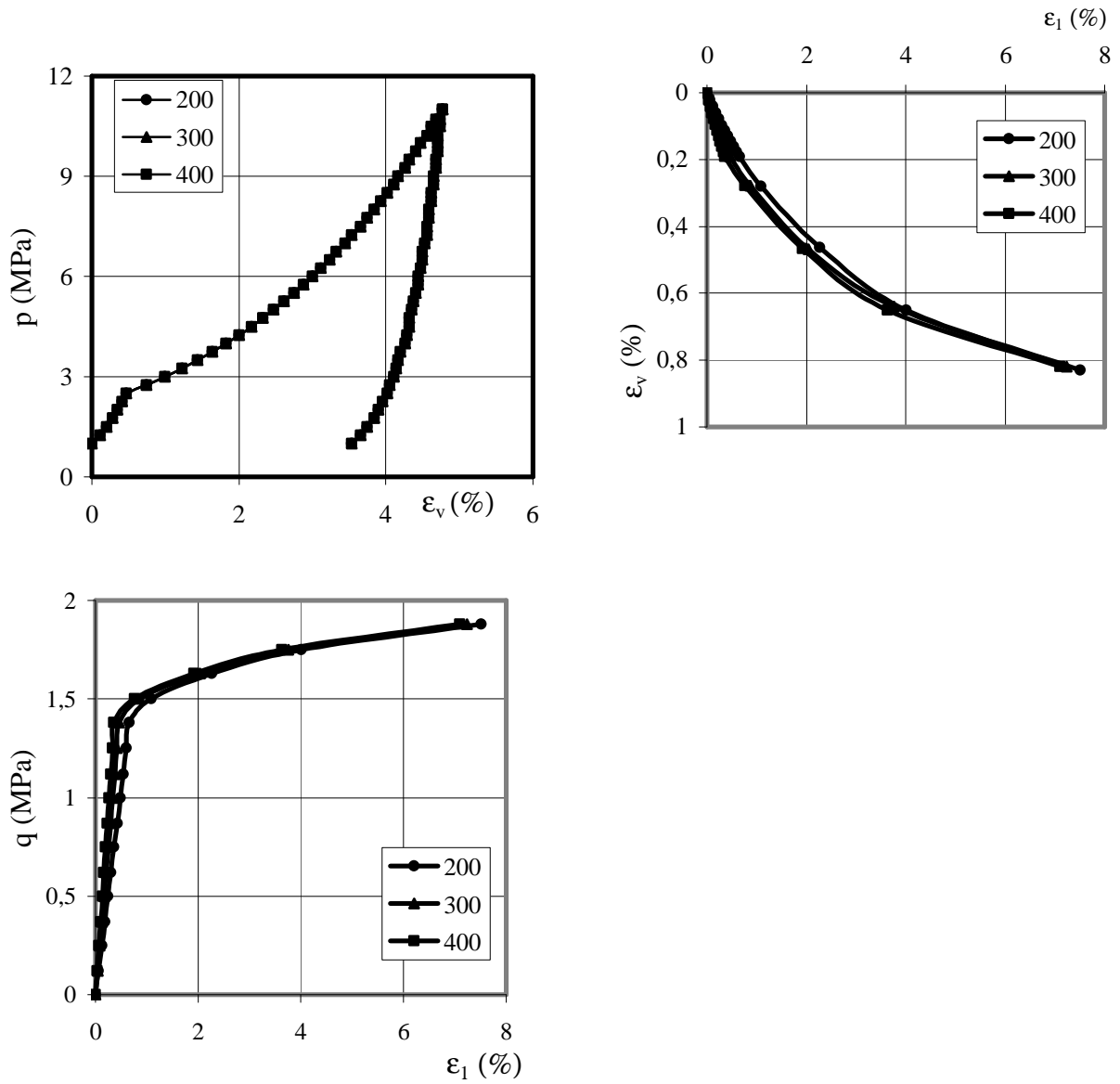
La figure 3.39 montre que le paramètre κ a peu d'influence sur l'évolution du déviateur q et du rapport q/p en fonction de la déformation axiale ε_1 . Par contre, une augmentation de κ conduit à une augmentation importante de la déformation volumique ε_v en fonction de la déformation axiale ε_1 et à une diminution de l'indice des vides e en fonction de la contrainte de consolidation appliquée.

f/ Influence du paramètre p_{co}

L'influence de la pression de préconsolidation p_{co} est représentée sur la figure 3.40. On constate qu'une augmentation de ce paramètre a pour effet d'augmenter la valeur du déviateur de contraintes q et du rapport q/p et de diminuer le déformabilité du sol dans la phase de chargement. On remarque en particulier sur les diagrammes $(\varepsilon_v - p)$ et $(\ln p - e)$ un comportement élastique du sol lorsque la contrainte de consolidation est inférieure à la pression de préconsolidation p_{co} , c'est-à-dire à l'intérieur de la courbe d'état limite.

g/ Influence du paramètre e_o

Les variations de l'indice des vides initial e_o sont représentées sur la figure 3.41. Une légère influence est observée sur les diagrammes $(\varepsilon_1 - q)$, $(\varepsilon_1 - q/p)$ et $(\varepsilon_1 - \varepsilon_v)$. Une augmentation de l'indice des vides initial e_o réduit la déformation volumique ε_v et conduit à une translation de la courbe représentant les variations de l'indice des vides e en fonction du logarithme de la pression moyenne de consolidation.



100
Figure 3.35 Influence du module d'Young E sur la simulation des essais triaxiaux de consolidation isotrope et de cisaillement drainé par le modèle Cam-clay modifié (variante 2 : K

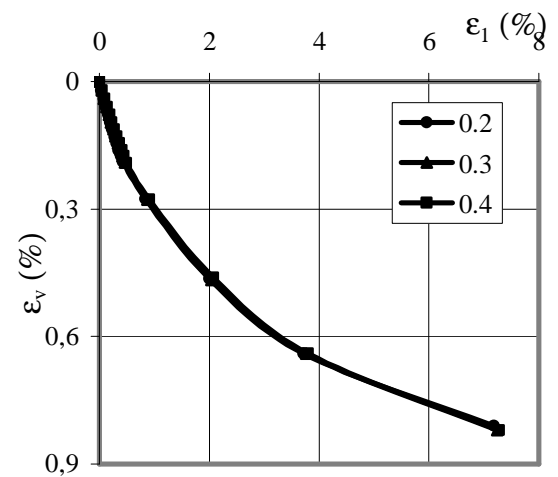
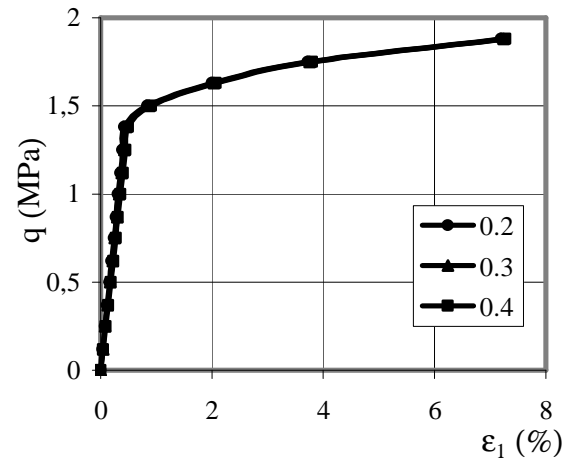
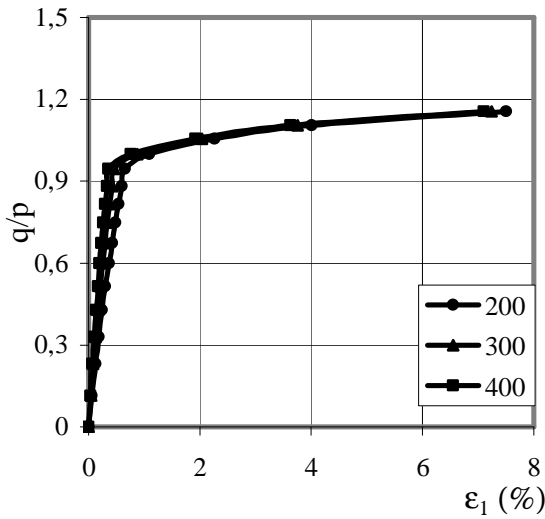
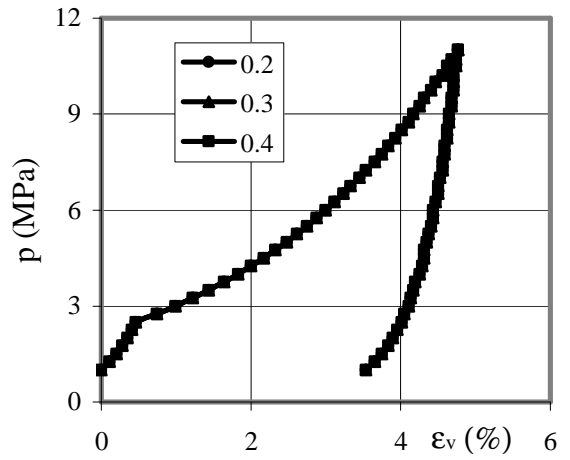
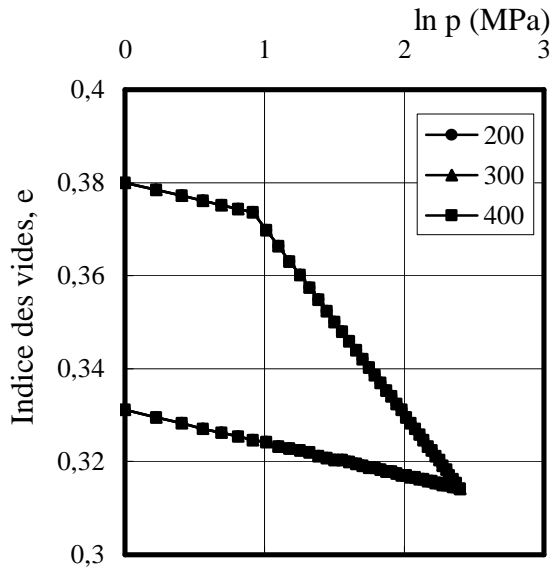


Figure 3.36 Influence du coefficient de Poisson v sur les courbes de consolidation isotrope et de cisaillement drainé par le $\ln p$ (variable et G constant).

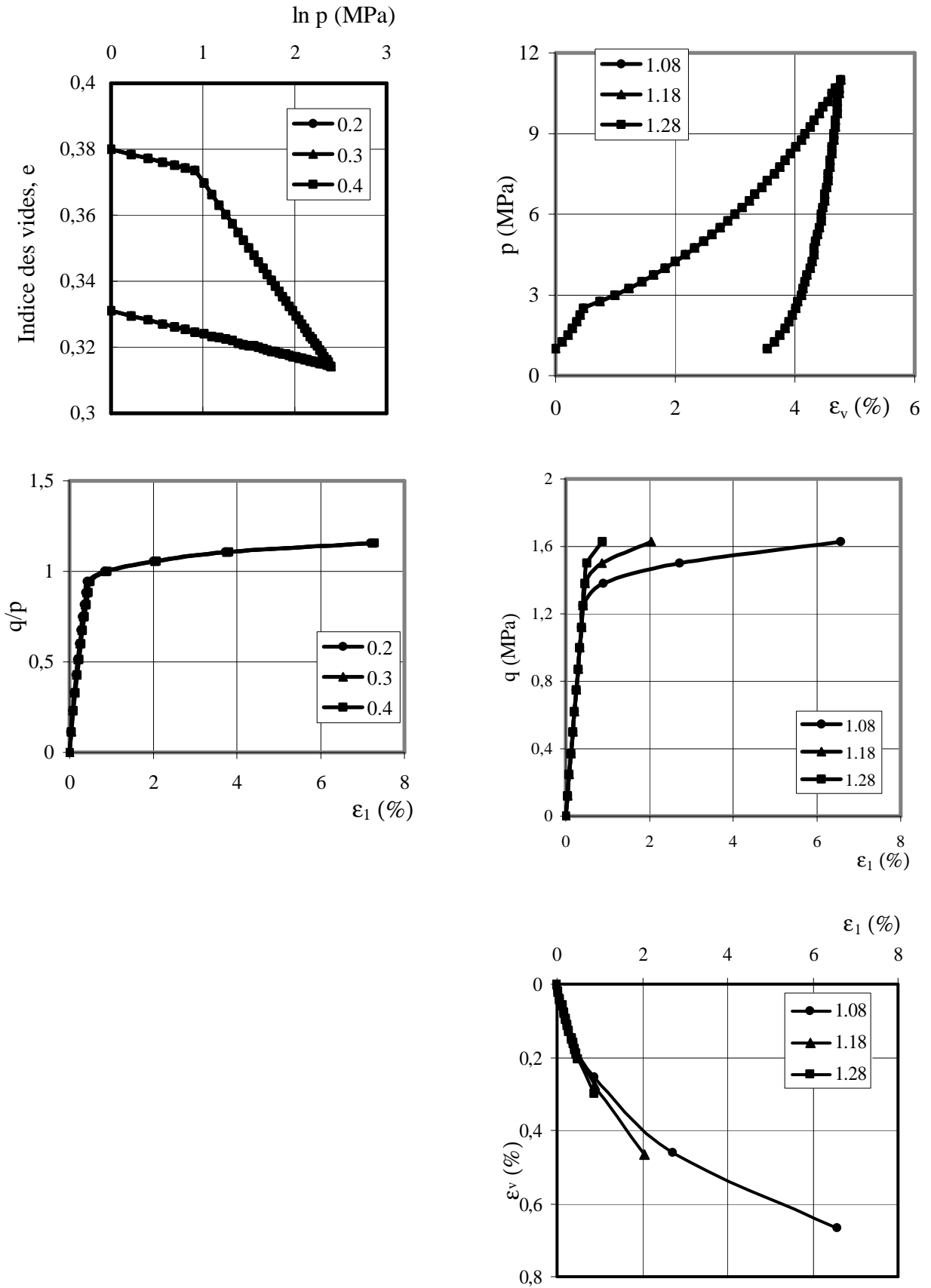


Figure 3.37 Influence du paramètre M sur la simulation isotrope et de cisaillement drainé par le modèle Cam-clay (constant).

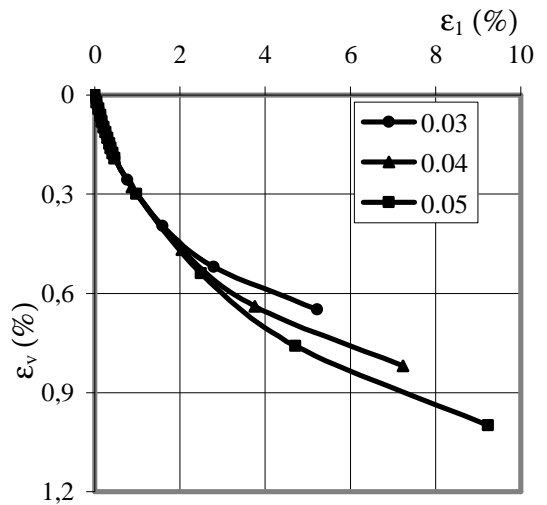
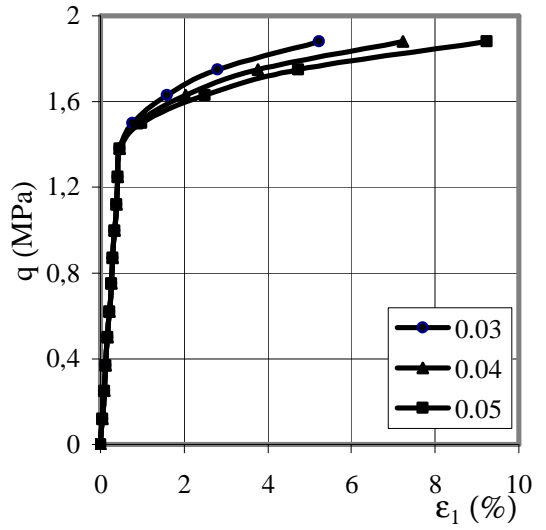
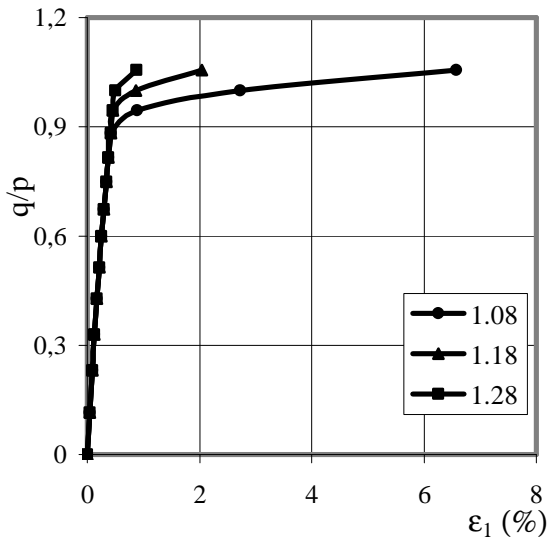
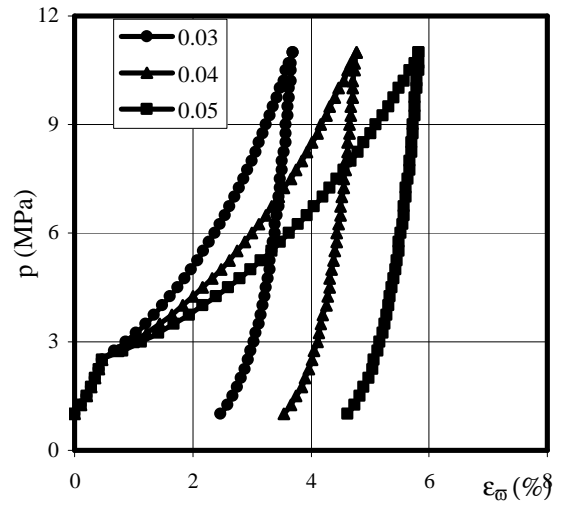
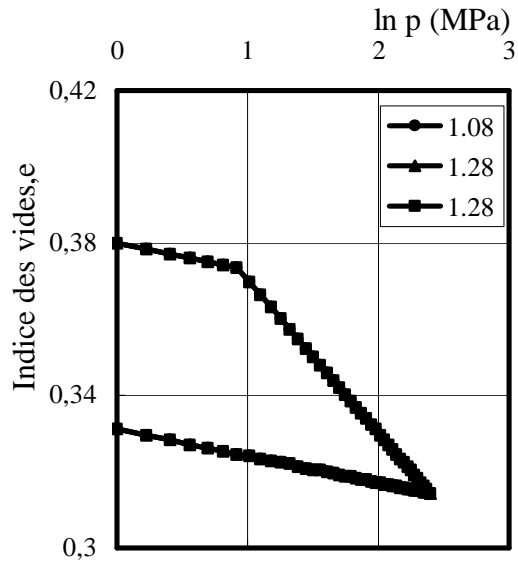


Figure 3.38 Influence du paramètre λ sur la simulation isotrope et de cisaillement drainé par le modèle Cam-clay (avec λ constant).

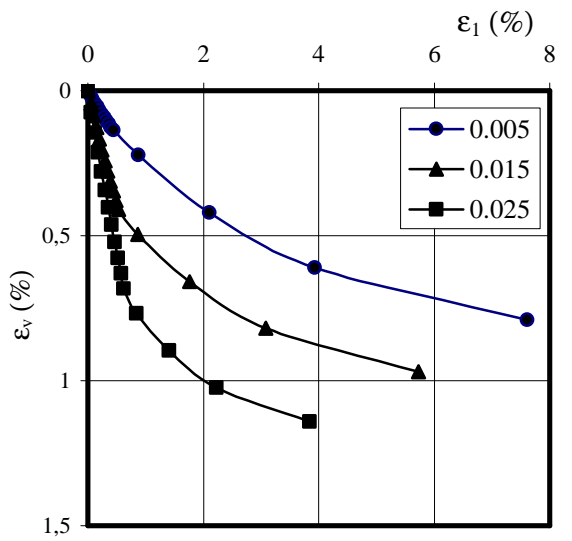
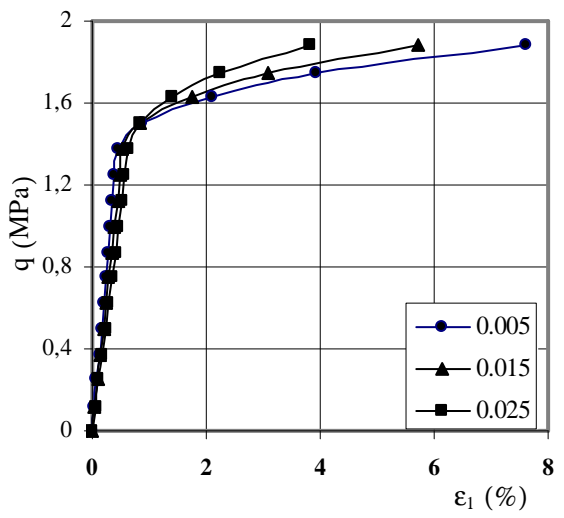
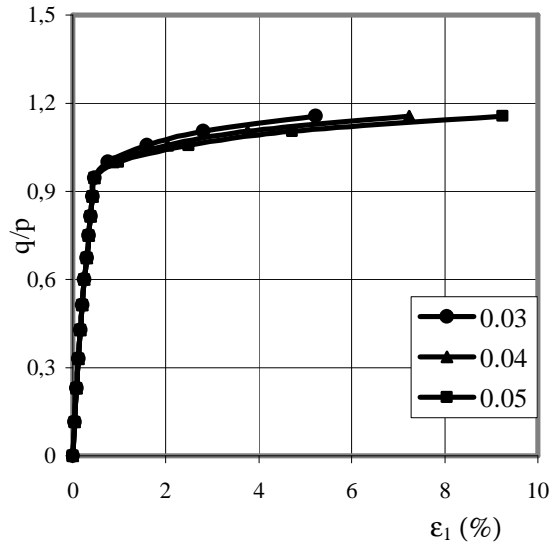
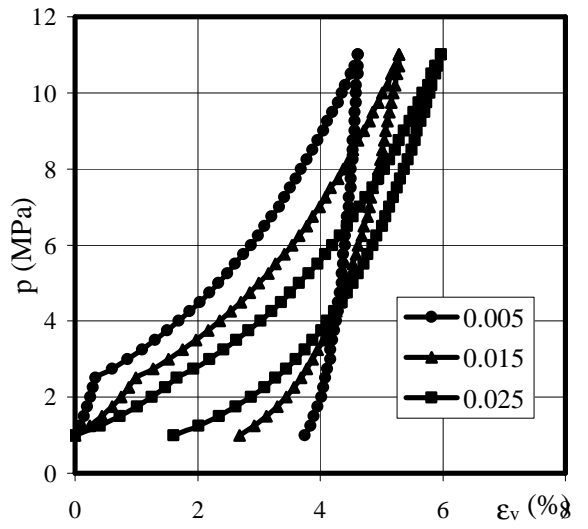
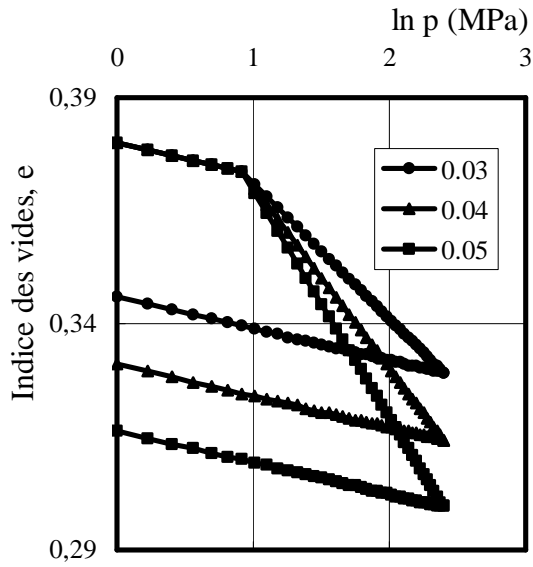


Figure 3.39 Influence du paramètre κ sur la simulation isotrope et de cisaillement drainé par le modèle Cam-constant).

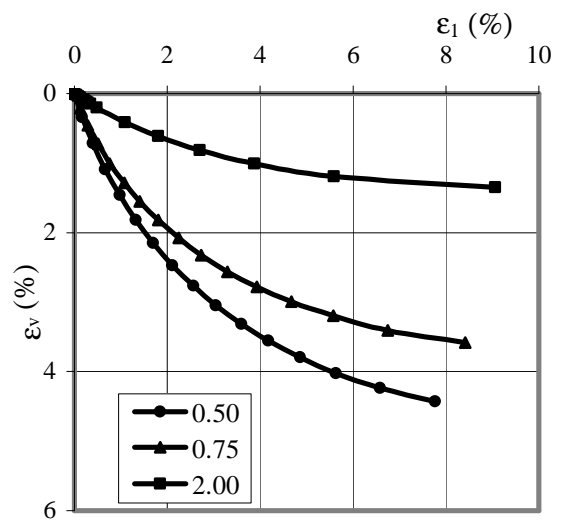
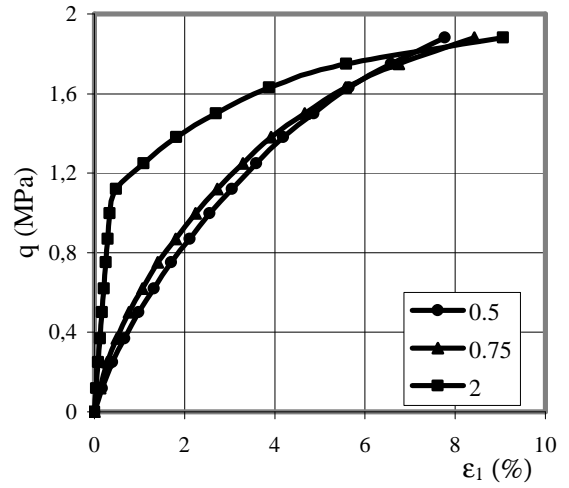
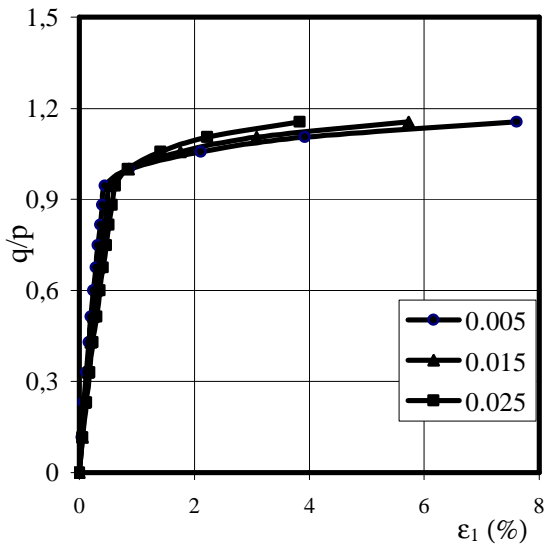
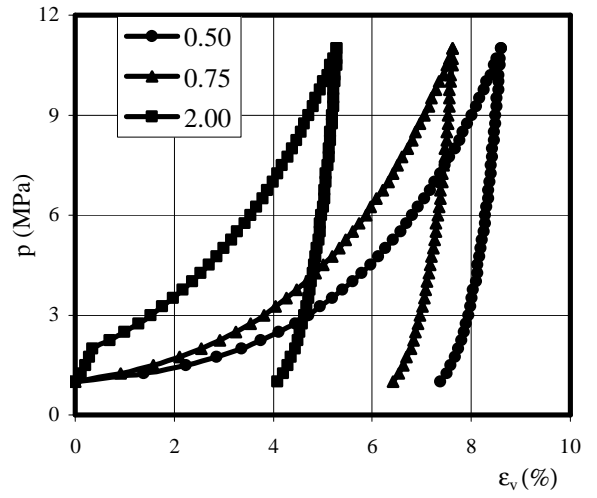
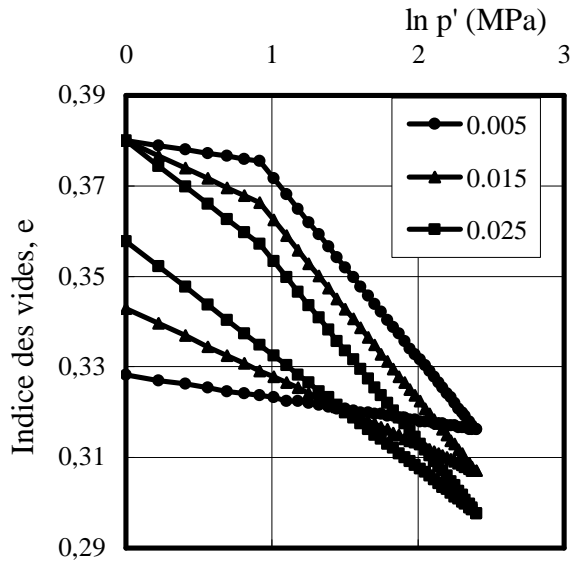


Figure 3.40 Influence de la pression de préconsolidation triaxiale de consolidation isotrope et de cisaillement σ_1 (variante 2 : K variable et G constant).

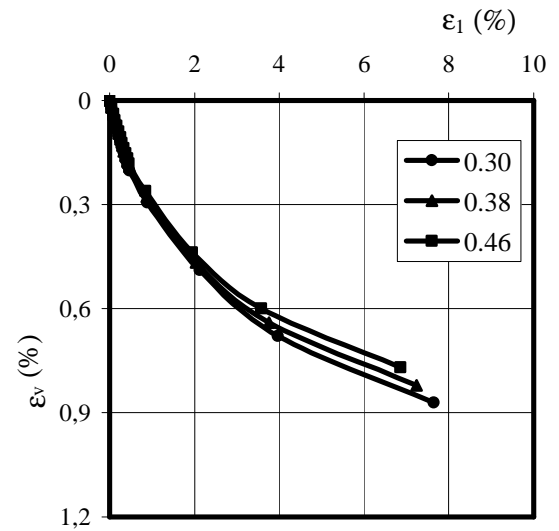
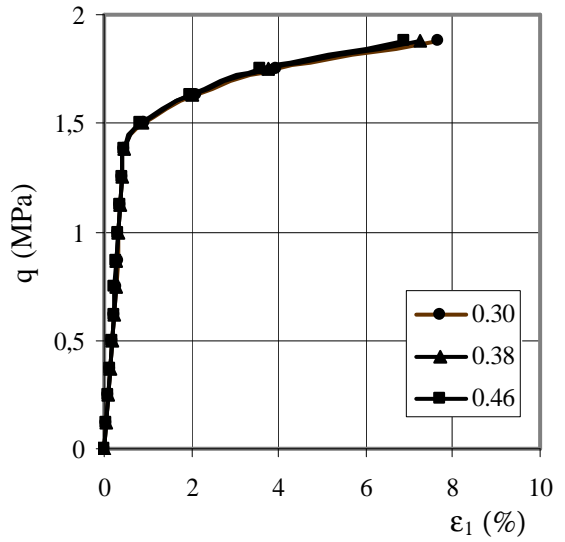
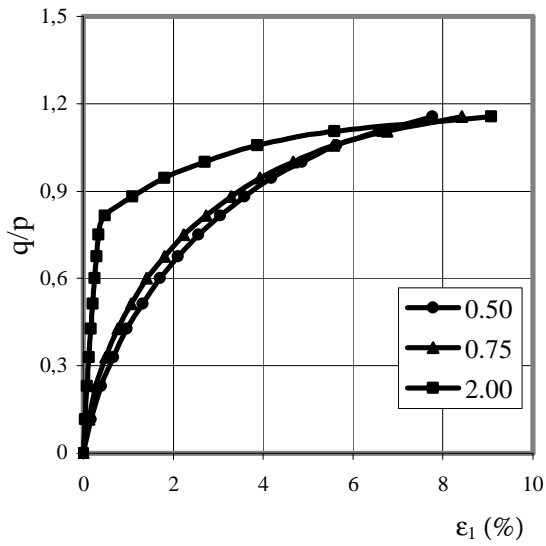
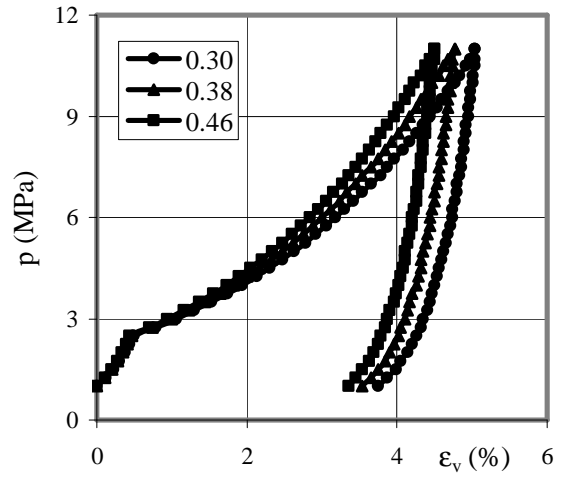
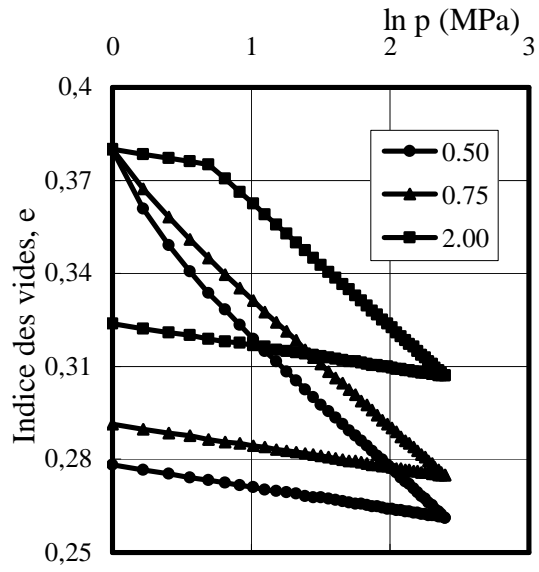
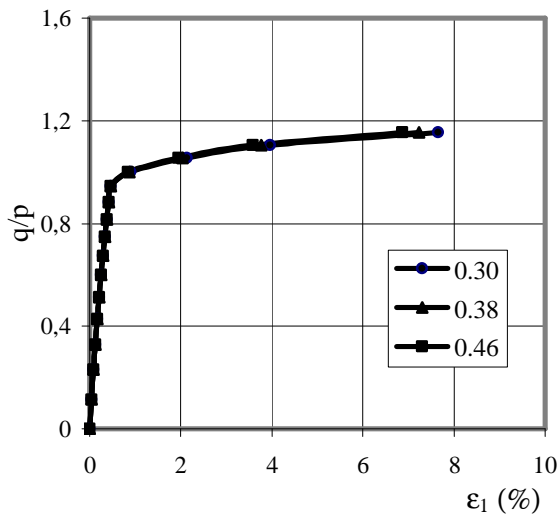
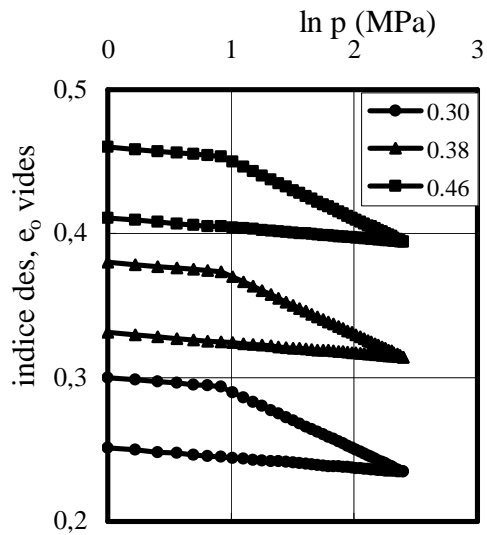


Figure 3.41 Influence de l'indice des vides initial e_0 sur la consolidation isotrope et de cisaillement drainé par le module de cisaillement G variable et G constant).



3.5.2.2 Elasticité non-linéaire (K et G variables)

a/ Influence du paramètre ν

La figure 3.42 montre que le coefficient de Poisson ν a peu d'influence sur la réponse du sol. La courbe correspondante à $\nu=0,4$ est toutefois légèrement décalée par rapport aux autres courbes correspondant aux valeurs plus faibles du coefficient de Poisson, mais ce paramètre n'a aucune influence dans les diagrammes (ϵ_v - p) et ($\ln p$ - e).

b/ Influence du paramètre M

La figure 3.43 montre que le paramètre M met en évidence le même type de réponse que dans le cas de la variante précédente de ce modèle dans laquelle K est variable et G est constant.

c/ Influence du paramètre λ

La figure 3.44 montre que la valeur de λ influence sensiblement le résultat en diagrammes (ϵ_1-q) , (ϵ_1-q/p) et $(\epsilon_1-\epsilon_v)$, mais son augmentation entraîne une forte augmentation de la déformation volumique en diagramme (ϵ_v-p) dans le domaine normalement consolidé tant en chargement qu'en déchargement.

d/ Influence du paramètre κ

La figure 3.45 montre que la variation du paramètre κ a une forte influence sur l'ensemble des courbes tant en chargement qu'en déchargement.

e/ Influence du paramètre p_{co}

La figure 3.46 montre qu'augmentation de la pression de préconsolidation p_{co} se traduit par une augmentation de q et de q/p et par une diminution de ϵ_v avec un décalage de la courbe correspondant à une pression de préconsolidation supérieure à la pression initiale ($p_{co}=2$ MPa) où l'on observe un comportement élastique du sol.

f/ Influence du paramètre e_o

La figure 3.47 montre que l'indice des vides initial e_o met en évidence le même type de réponse du sol que celle dans le cas de la variante précédente de ce modèle.

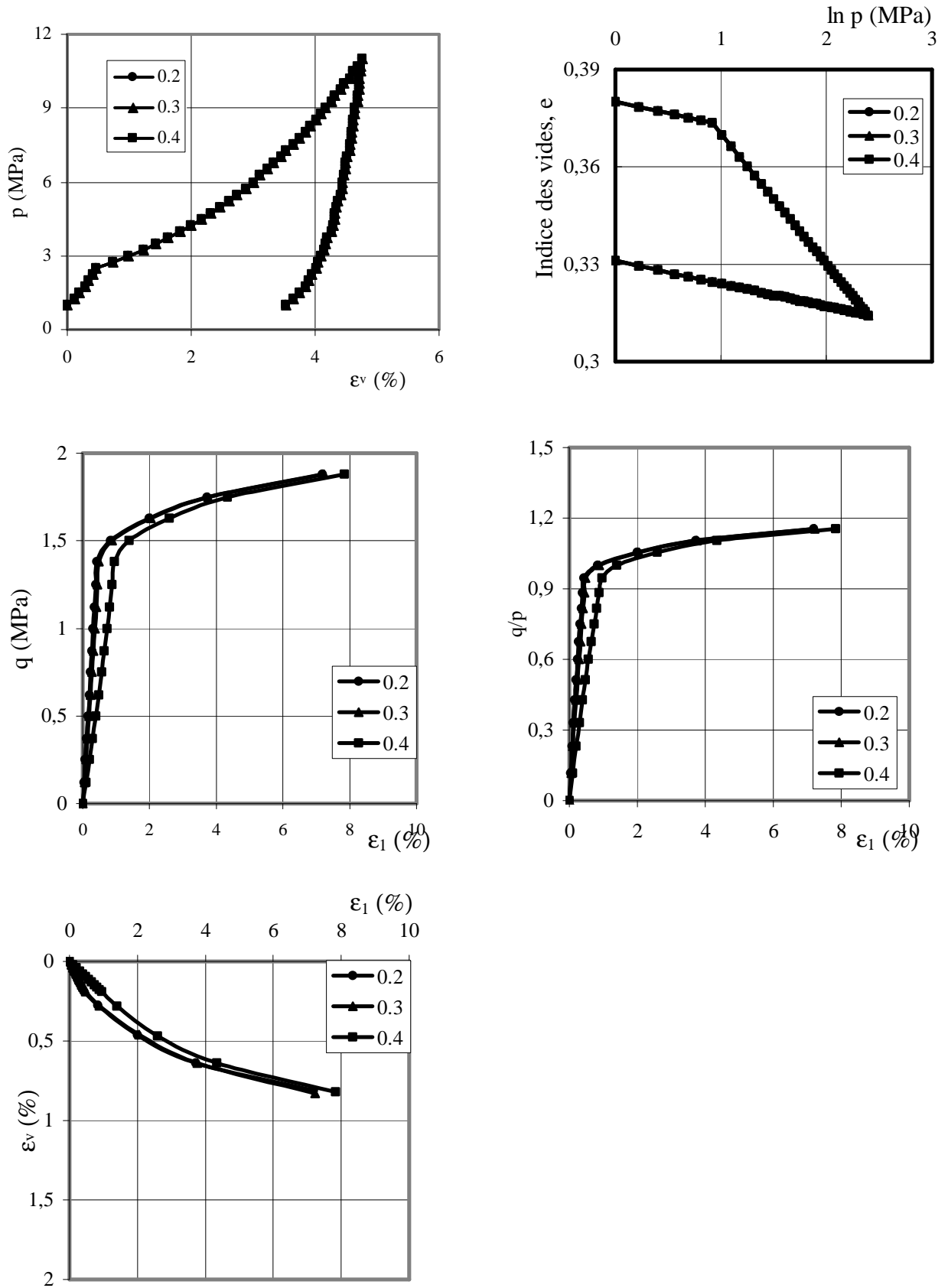


Figure 3.42 Influence du coefficient de Poisson ν sur la simulation des essais triaxiaux de consolidation isotrope et de cisaillement drainé par le modèles Cam-clay modifié (variante 3 :K et G variables).

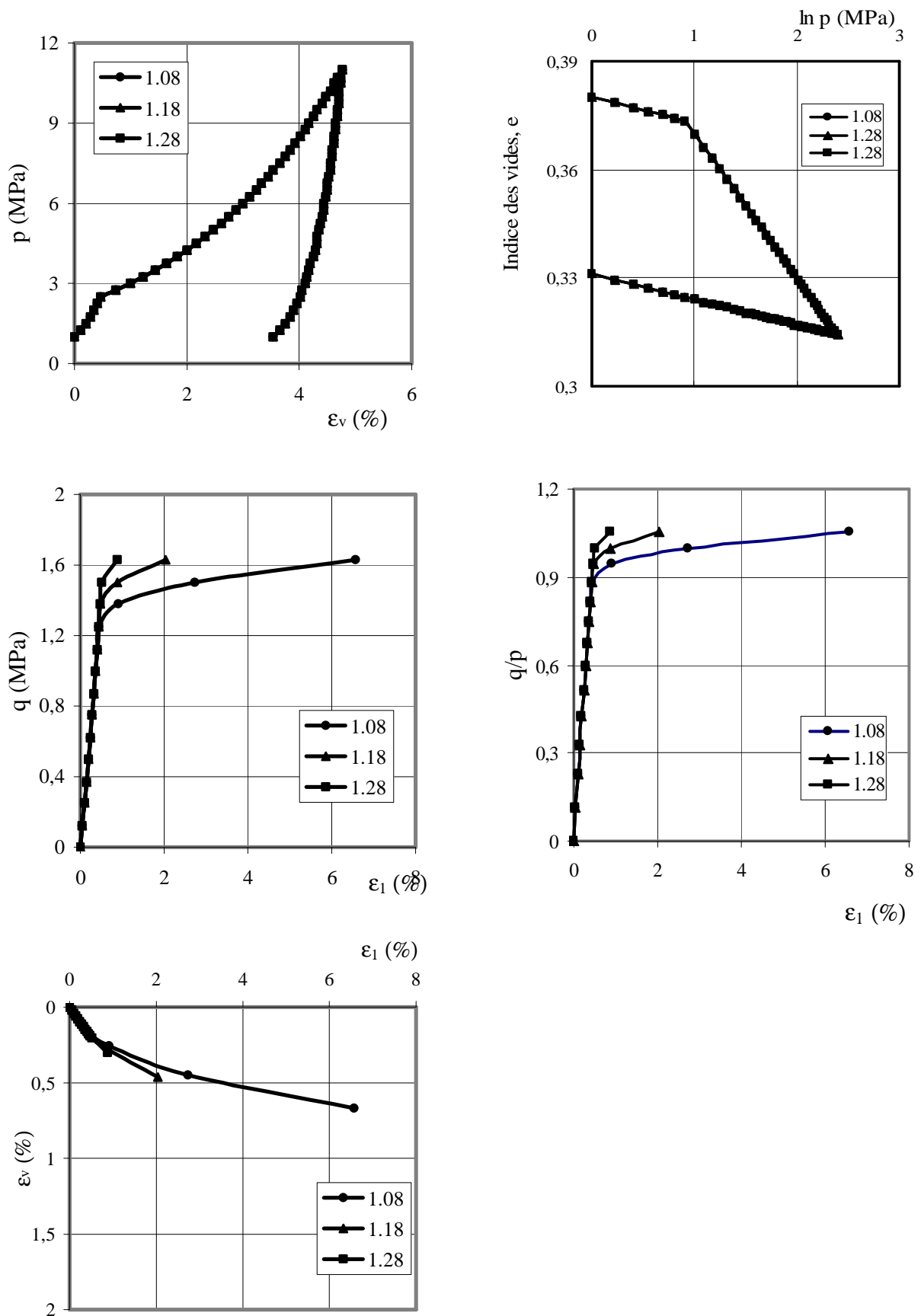


Figure 3.43 Influence du paramètre M sur la simulation des essais triaxiaux de consolidation isotrope et de cisaillement drainé par le modèles Cam-clay modifié (variante 3 :K et G variables).

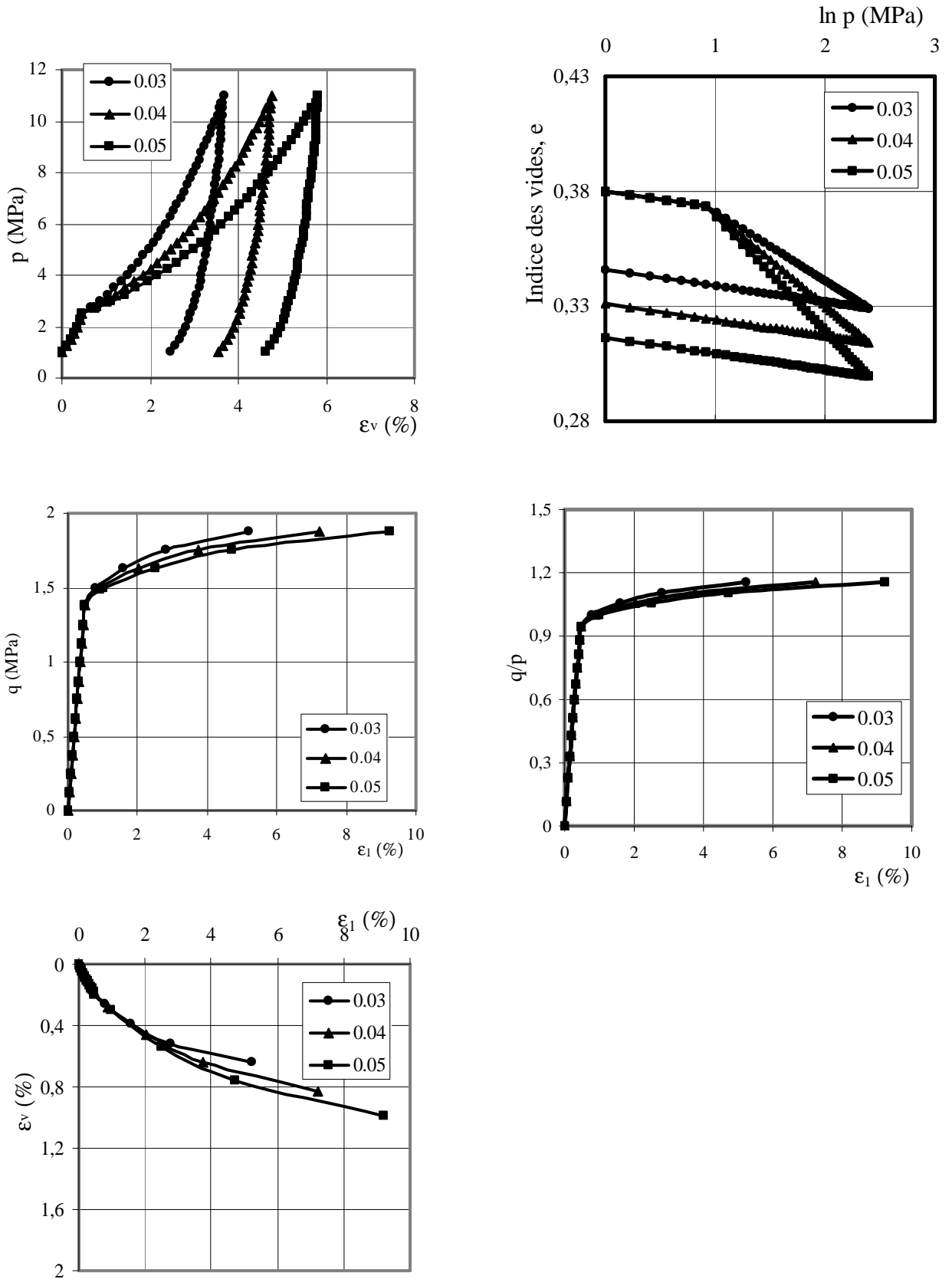


Figure 3.44 Influence du paramètre λ sur la simulation des essais triaxiaux de consolidation isotrope et de cisaillement drainé par le modèles Cam-clay modifié (variante 3 :K et G variables).

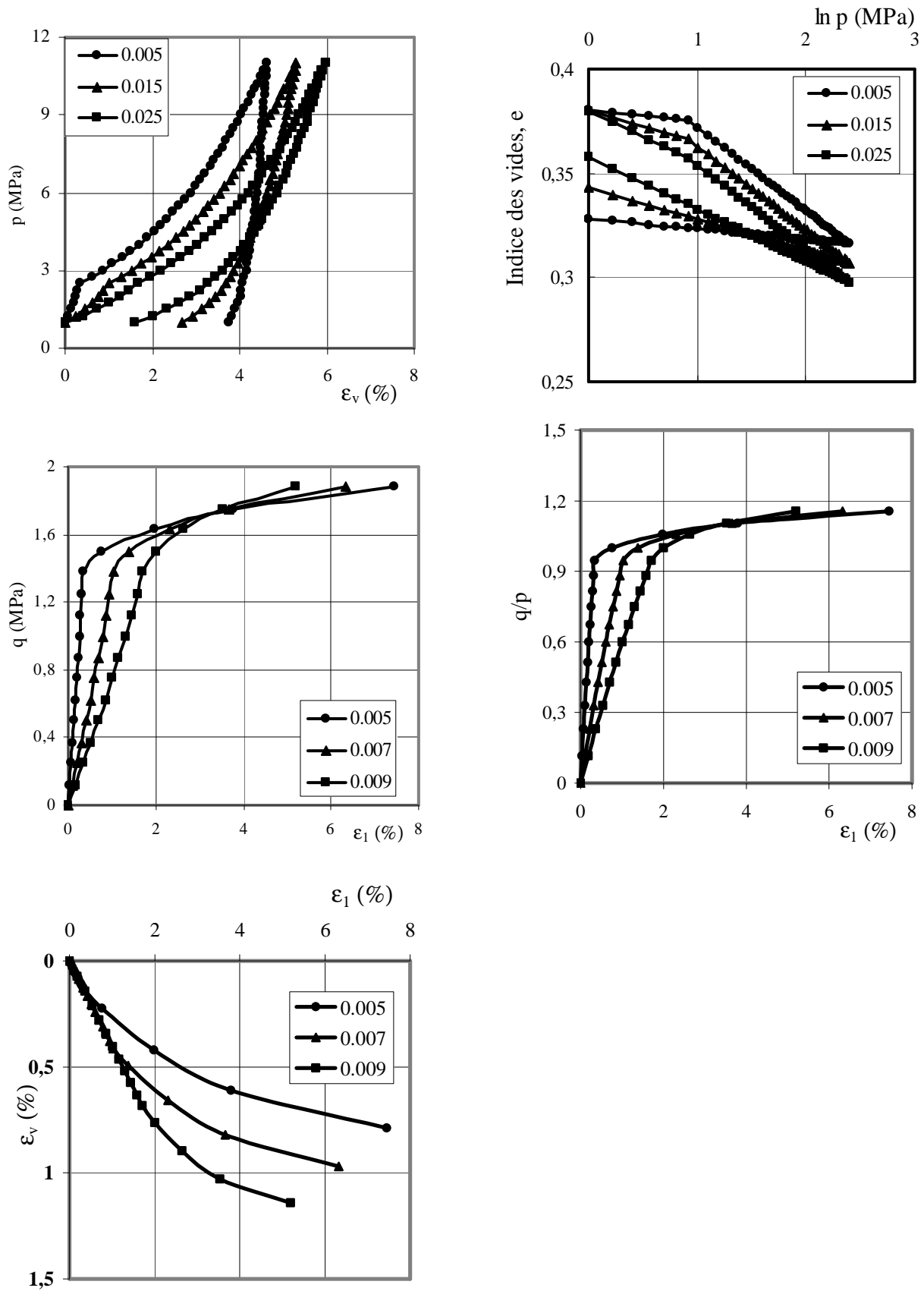


Figure 3.45 Influence du paramètre κ sur la simulation des essais triaxiaux de consolidation isotrope et de cisaillement drainé par le modèles Cam-clay modifié (variante 3 :K et G variables).

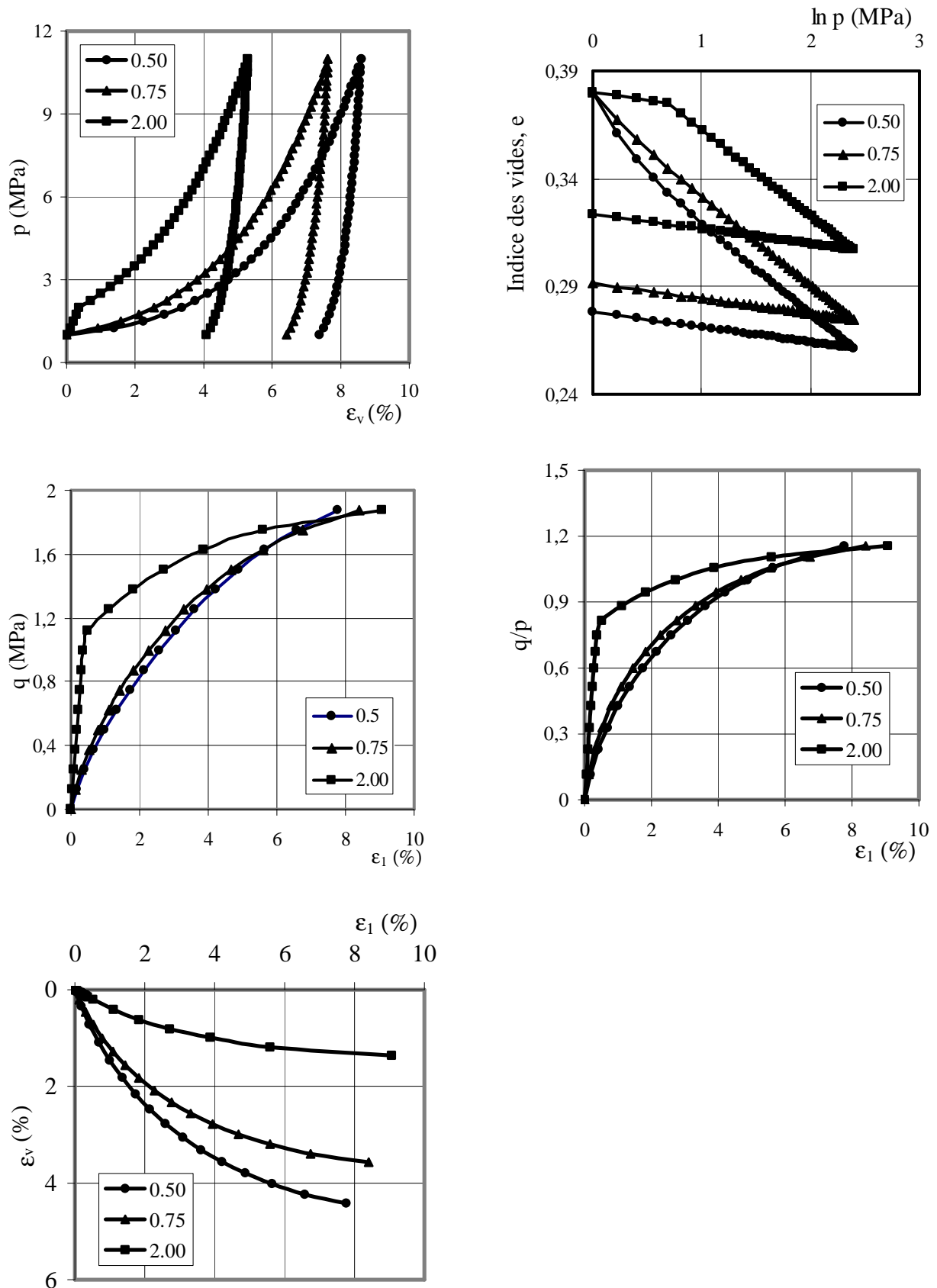


Figure 3.46 Influence de la pression de préconsolidation p_{co} sur la simulation des essais triaxiaux de consolidation isotrope et de cisaillement drainé par le modèles Cam-clay modifié (variante 3 :K et G variables).

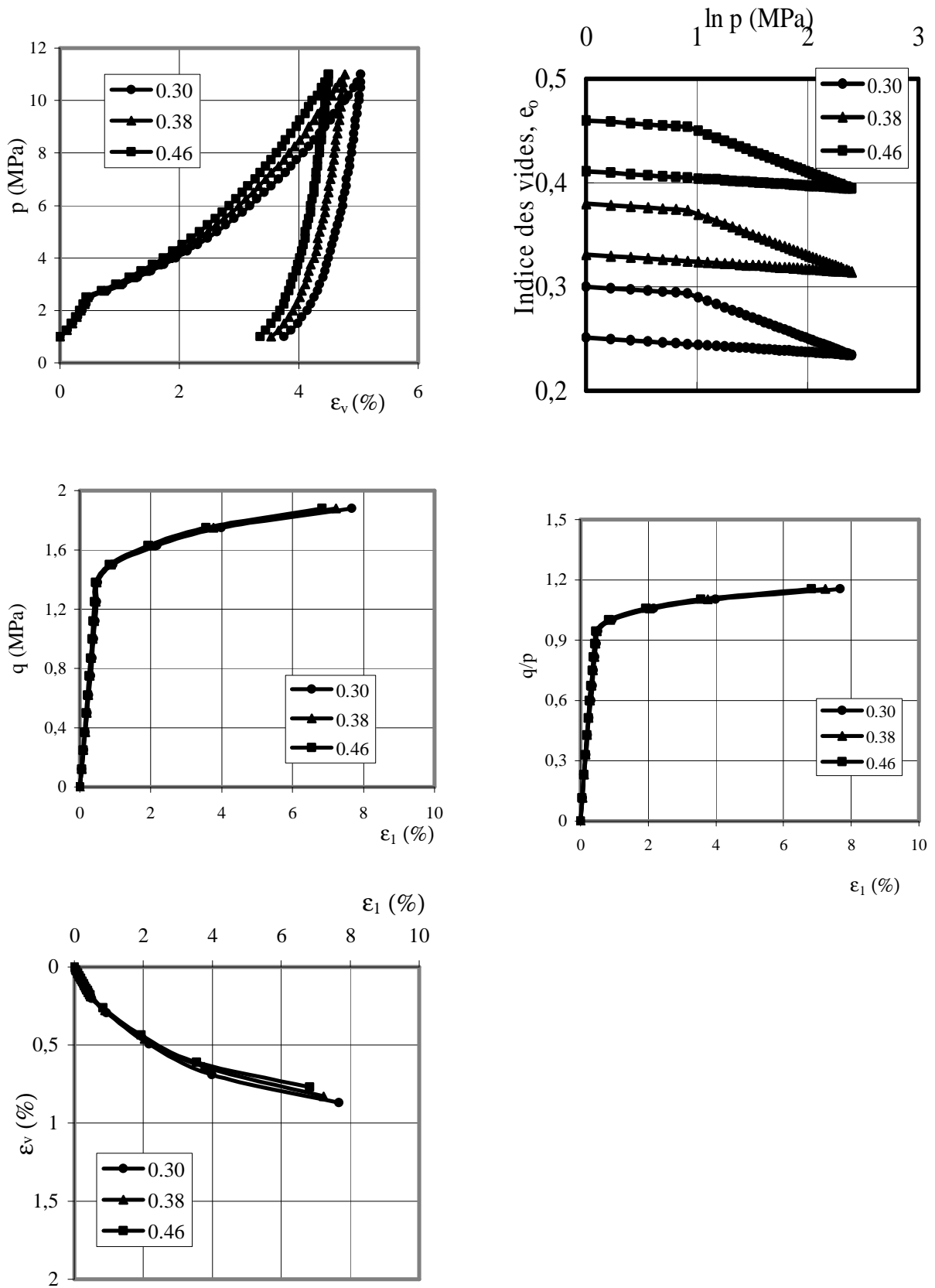


Figure 3.47 Influence de l'indice des vides initial e_0 sur la simulation des essais triaxiaux de consolidation isotrope et de cisaillement drainé par le modèles Cam-clay modifié (variante 3 :K et G variables).

3.6 CONCLUSION

L'élaboration des lois de comportement, leur introduction dans les logiciels de calcul et leur validation sont au cœur des recherches en géotechnique. C'est dans cet esprit que le programme SIMSOL a été développé. Les modèles de comportement élastique non-linéaire de type hyperbolique ou élastoplastique de type Cam-clay modifié qui y sont implémentés visent à décrire le comportement des sols fins pour lequel l'état des contraintes dépend de l'état actuel des déformations et du chemin de contraintes suivi. L'approche expérimentale utilisée pour identifier ces modèles est basée sur la simple interprétation des résultats d'essais triaxiaux conventionnels de cisaillement et de consolidation isotrope. L'analyse paramétrique effectuée, après validation de la programmation, met en évidence l'influence des paramètres de chaque modèle sur la réponse du sol. Elle donne par ailleurs une indication quant à la précision qu'il faut accorder à tel ou tel paramètre au vu de son influence sur les résultats de la simulation, mais aussi au vu du choix du type d'essai à mettre en œuvre (par simulation) pour mieux caractériser le comportement du sol étudié.

APPLICATIONS PRATIQUES

4.1 INTRODUCTION

La validation des modèles de calcul et leur application pratique constituent une préoccupation permanente des concepteurs de logiciels, mais aussi une revendication légitime de leurs utilisateurs. Elle doit prouver l'aptitude d'un modèle de comportement à résoudre, de manière satisfaisante, un problème de géotechnique dans des conditions proches de celles du projet.

Ce chapitre a pour objet de simuler le comportement sous sollicitations triaxiales, de deux sols naturels: un sol argileux (argile de Guiche, vallée de l'Adour, France) et sable dunaire (sable de Labenne, France), à l'aide des deux modèles implémentés dans le programme SIMSOL (le modèle hyperbolique et le modèle Cam-clay modifié).

4.2 ARGILE DE GUICHE (VALLÉE DE L'ADOUR, FRANCE)

4.2.1 Données expérimentales

Les données expérimentales utilisées ici sont extraites de l'étude générale de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour, France), présentée par Khemissa et al (1993). C'est une argile limoneuse d'apparence homogène entre 6 et 20 m de profondeur, de couleur grisâtre, faiblement organique et très plastique (fo-LT). Les plages de variations de ses caractéristiques d'identification et leurs valeurs moyennes sont indiquées dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Caractéristiques géotechniques de l'argile de Guiche (vallée de l'Adour, France)

Paramètres	Symboles	Plages de variations	Moyennes
Teneur en eau	W (%)	42 – 65	53
Poids volumique	γ (kN/m ³)	14,8 – 18	16,4
Indice des vides en place	e_o	1,13 – 1,62	1,4
Indice de plasticité	I_p	26 – 46	36
Limite de liquidité	W_L	48 – 77	62

Outre les essais d'identification, le programme expérimental a comporté, entre autres, des essais de compressibilité œdométrique conventionnels à chargement par poids et par paliers de 24 heures et des essais triaxiaux classiques de compression drainé (essais CID) et non drainé (essais CIU) sur des éprouvettes consolidées sous des contraintes isotropes. Les figures 4.1, 4.2 et 4.3 présentent les résultats des essais œdométriques et triaxiaux drainé et non drainé. Les tableaux 4.2, 4.3, et 4.3 en donnent les principales caractéristiques intéressantes de cette étude.

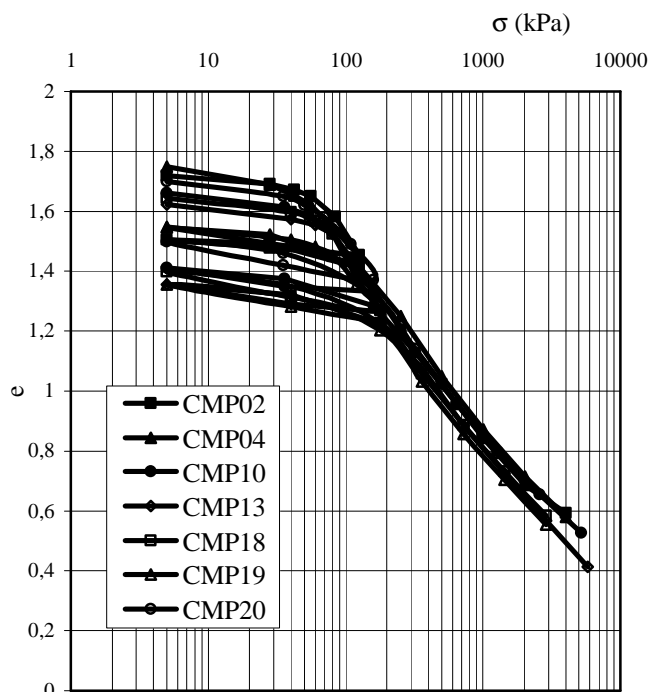


Figure 4.1 Résultats des essais de compressibilité œdométrique.

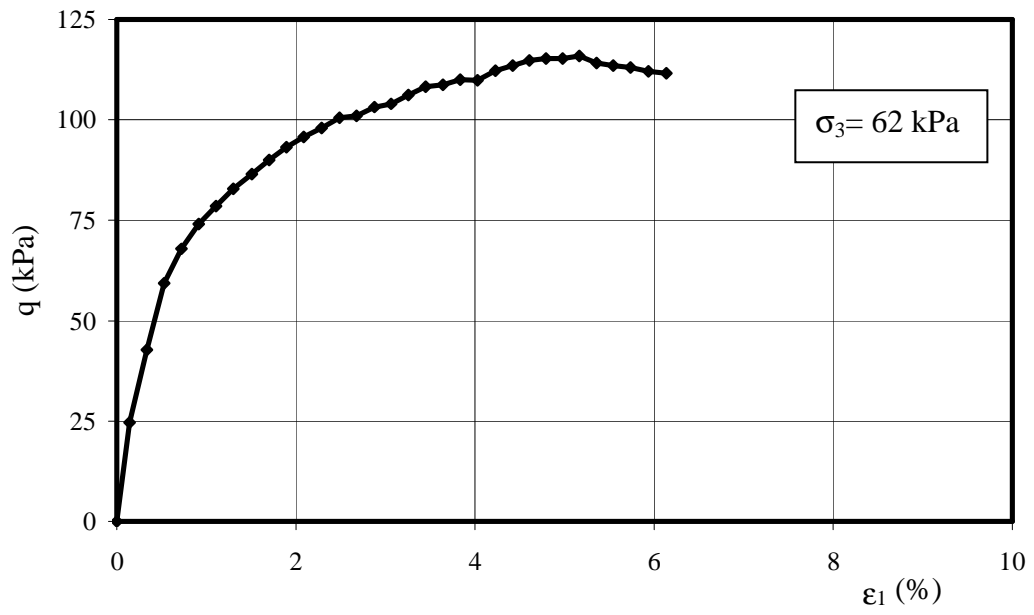


Figure 4.2 Résultats de l'essai triaxial de cisaillement drainé (CID).

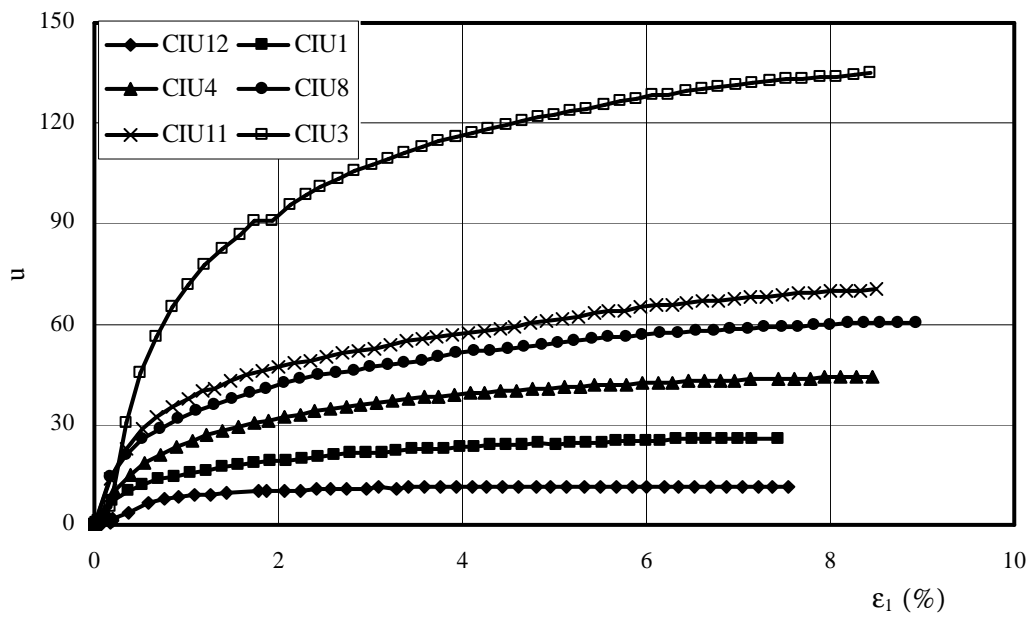
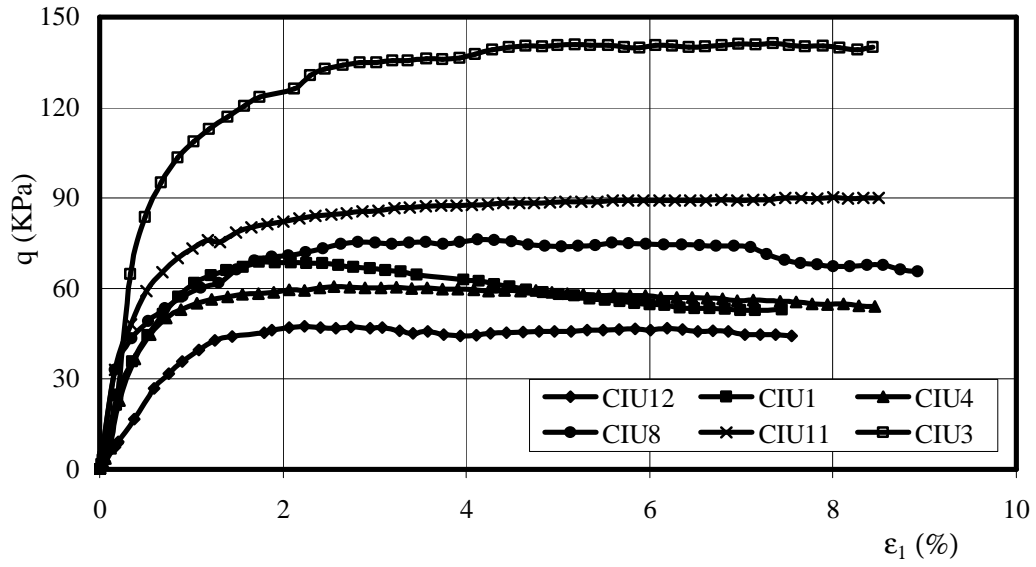


Figure 4.3 Résultats des essais triaxiaux de cisaillement non drainé.

Tableau 4.2 Caractéristiques œdométriques.

Essais	e_o	C_s	C_c	σ'_p (kPa)
CMP02	1,73	0,06	0,80	70
CMP04	1,46	0,08	0,69	63
CMP10	1,68	0,07	0,65	69
CMP13	1,63	0,07	0,71	80
CMP18	1,66	0,05	0,79	80
CMP19	1,56	0,07	0,69	90
CMP20	1,71	0,09	0,76	80

e_o – indice des vides initial
 C_s – indice de gonflement
 C_c – indice de compression
 σ'_p – pression de préconsolidation.

Tableau 4.3 Caractéristiques de cisaillement drainé.

Essai	Consolidation			Cisaillement	
	σ'_c (kPa)	ϵ_{1c} (%)	ϵ_{vc} (%)	ϵ_{1c} (%)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)
CID (CID-1)	62	0,47	2,25	5,16	116

Après application d'une contre-pression $u_{cp}=150$ kPa comparable à la pression interstitielle existant en place, l'éprouvette a été consolidée sous la contrainte isotrope σ'_c égale à la pression moyenne effective des terres en place, puis cisailée en conditions drainées à la vitesse de $0,6 \mu\text{m}/\text{min}$.

ϵ_{1c} et ϵ_{vc} désignent les déformations axiale et volumique à la fin de la consolidation.

ϵ_{1c} la déformation axiale à la rupture par cisaillement et $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ le déviateur des contraintes correspondantes.

Tableau 4.4 Caractéristiques de cisaillement non drainé.

Essais	Consolidation			Cisaillement		
	σ'_c (kPa)	ϵ_{1c} (%)	ϵ_{vc} (%)	ϵ_{1c} (%)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ (kPa)	Δu_f (kPa)
CIU12	20	0,03	-0,40	2,23	47,4	10,4
CIU02	40	0,05	-0,30	1,74	68,8	18,4
CIU04	60	1,60	1,44	2,56	60,5	34,6
CIU08	80	3,20	4,70	4,12	76,4	51,9
CIU11	100	0,90	5,80	8,00	90,3	69,9
CIU03	200	2,80	13,40	9,33	142,5	136,8

Après application d'une contre-pression $u_{cp}=150$ kPa comparable à la pression interstitielle en place, les éprouvettes ont été consolidées sous la contrainte isotrope σ'_c , puis cisailées en conditions drainées à la vitesse de $6 \mu\text{m}/\text{min}$.

Δu_f désigne l'excès de la pression interstitielle à la rupture de l'éprouvette.

4.2.2 Simulation numérique

La simulation du comportement de l'argile de Guiche a été effectuée pour trois types d'essais : un essai de cisaillement drainé et six essais de cisaillement non drainé simulés par le modèle de Duncan et Chang (1970) et par le modèle Cam-clay modifié, et sept essais de cisaillement sur chemin œdométrique simulés par le modèle Cam-clay modifié. Le tableau 4.5 donne le programme de simulation réalisé et les contraintes de confinement σ_3 correspondantes.

Tableau 4.5 Valeurs des contraintes de confinement σ_3 pour chaque essai simulé.

Essai	Contrainte σ_3 (kPa)
Essai de cisaillement drainé	
CID	62
Essai de cisaillement non drainé	
CIU12	20
CIU1	40
CIU4	60
CIU8	80
CIU11	100
CIU3	200
Essai de cisaillement sur chemin œdométrique	
CMP2, CMP4, CMP10, CMP13, CMP18, CMP19, CMP20.	5

4.2.2.1 Paramètres des modèles

Les paramètres du modèle de Duncan et Chang (1970) sont obtenus à partir des résultats des essais triaxiaux de cisaillement non drainé (tableau 4.6). Les paramètres caractérisant le modèle Cam-clay modifié sont obtenus à partir de l'interprétation des essais de compressibilité œdométrique (tableau 4.7 et 4.8). Les valeurs du module d'Young E et du coefficient de Poisson ν ont été estimés à $E=18,3$ MPa et $\nu=0,21$.

Tableau 4.6 Paramètres du modèle de Duncan et Chang (1970) utilisés pour la simulation des essais triaxiaux de cisaillement drainé et non drainé.

Paramètres	E (kPa)	ν	K_h	n	R_f	c (kPa)	ϕ (°)	p_a (kPa)
Valeurs	18300	0,21	295	0,5	0,95	15,5	11,8	101,4

Tableau 4.7 Paramètres du modèle Cam-clay modifié utilisés pour la simulation des essais triaxiaux de cisaillement drainé et non drainé.

Paramètres	E (kPa)	ν	M	λ	κ	p_{co} (kPa)	e_o
Valeurs	18300	0,21	0,44	0,316	0,031	76	1,63

Tableau 4.8 Paramètres du modèle Cam-clay modifié utilisés pour la simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œdométrique.

Essais	λ	κ	e_o	p_{co} (kPa)
CMP2	0,35	0,026	1,73	70
CMP4	0,30	0,035	1,46	63
CMP10	0,28	0,031	1,68	69
CMP13	0,31	0,031	1,63	80
CMP18	0,34	0,022	1,66	80
CMP19	0,30	0,031	1,56	90
CMP20	0,33	0,039	1,71	80

4.2.2.2 Simulation de l'essai triaxial de cisaillement drainé

La simulation de l'essai triaxial de cisaillement drainé est effectuée en suivant un chemin en contraintes. La comparaison entre les résultats expérimentaux et de simulation sont représentés sur la figure 4.4. Cette courbe montre que :

- la simulation à l'aide du modèle de Duncan et Chang (1970) conduit à une bonne représentation des courbes expérimentales dans la phase initiale de chargement (pour $q < 40$ kPa et $\varepsilon_v < 4\%$). Par contre, lorsque le déviateur des contraintes croît, la simulation des courbes devient peu satisfaisante ;

- les calculs avec le modèle Cam-clay conduit globalement à des résultats peu satisfaisants, où l'on observe une grande divergence entre la courbe expérimentale dans le

diagramme ($q - \epsilon_1$) et celle simulée et un décalage de la courbe simulée dans le diagramme ($\epsilon_1 - \epsilon_v$) à partir de 1% de déformation axiale ϵ_1 .

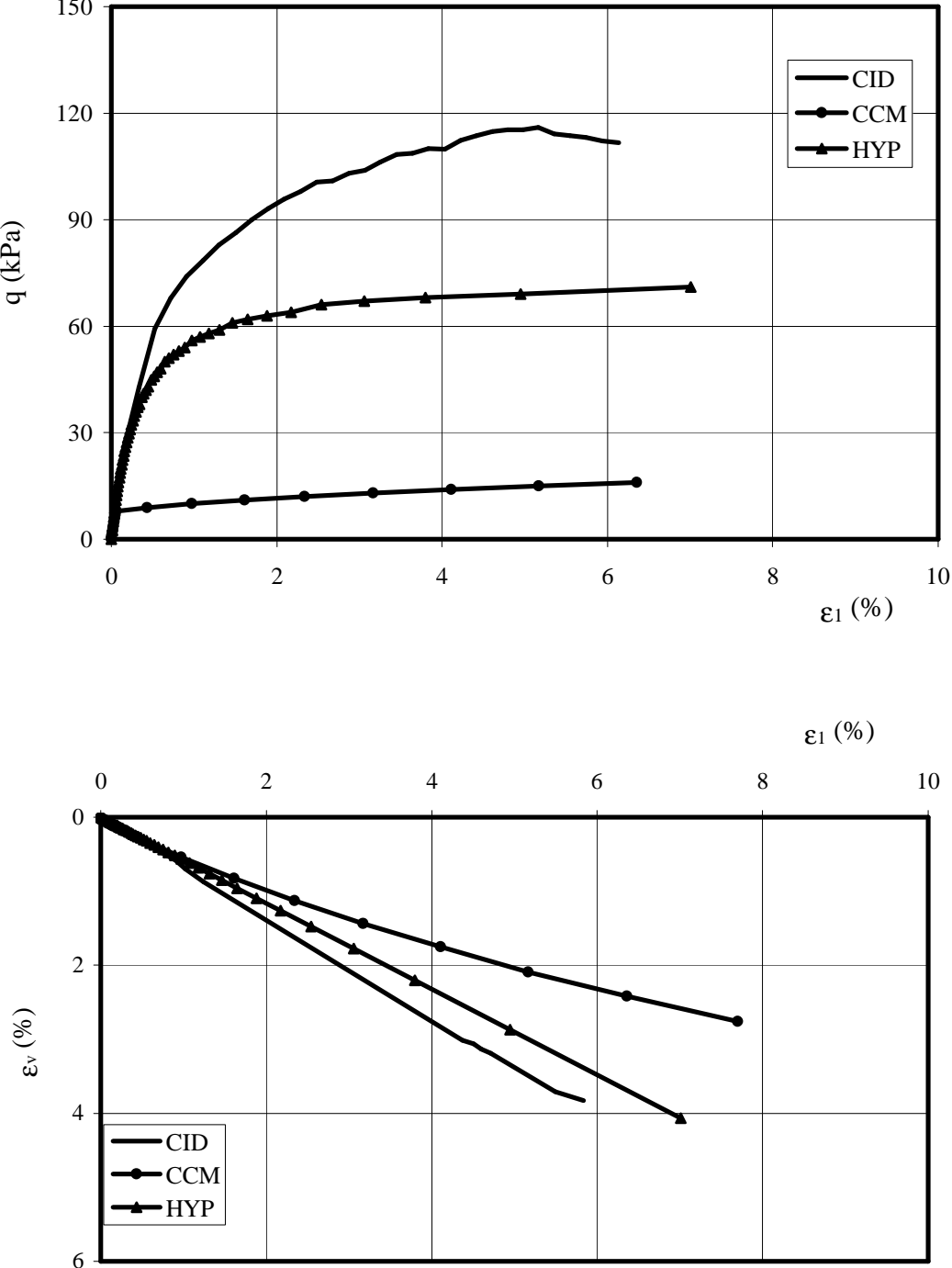


Figure 4.4 Simulation de l'essai triaxial de cisaillement drainé.

4.2.2.3 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement non drainé

La simulation des essais triaxiaux de cisaillement non drainé est effectuée en suivant un chemin en déformations dans lequel la déformation volumique est maintenue nulle durant le cisaillement. Les résultats expérimentaux et simulés sont présentés sur les figures 4.5 à 4.10. Ces résultats montrent que :

- la simulation à l'aide du modèle de Duncan et Chang (1970) conduit, pour l'ensemble des essais, à des bons résultats dans la phase initiale de chargement. Elle est d'autant meilleure dans le cas où le radoucissement est faible (figures 4.9 et 4.10) ;

- la simulation à l'aide du modèle Cam-clay modifié montre que les valeurs calculées par ce modèle ne sont de l'ordre de grandeur des mesures que pour des faibles valeurs des contraintes et seulement dans le domaine surconsolidé (figure 4.5 à 4.7).

Nota : Dans sa version actuelle, le programme SIMSOL ne permet pas de simuler les surpressions interstitielles pour les essais triaxiaux de cisaillement non drainés. Ce problème sera résolu dans une version ultérieure.

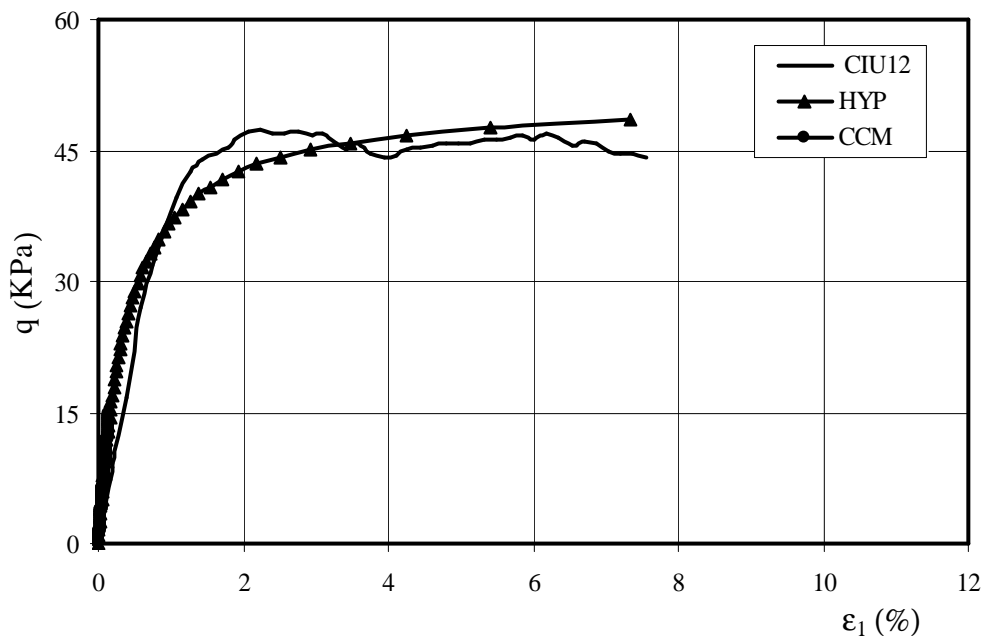


Figure 4.5 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement non drainé ($\sigma_3=20$ kPa).

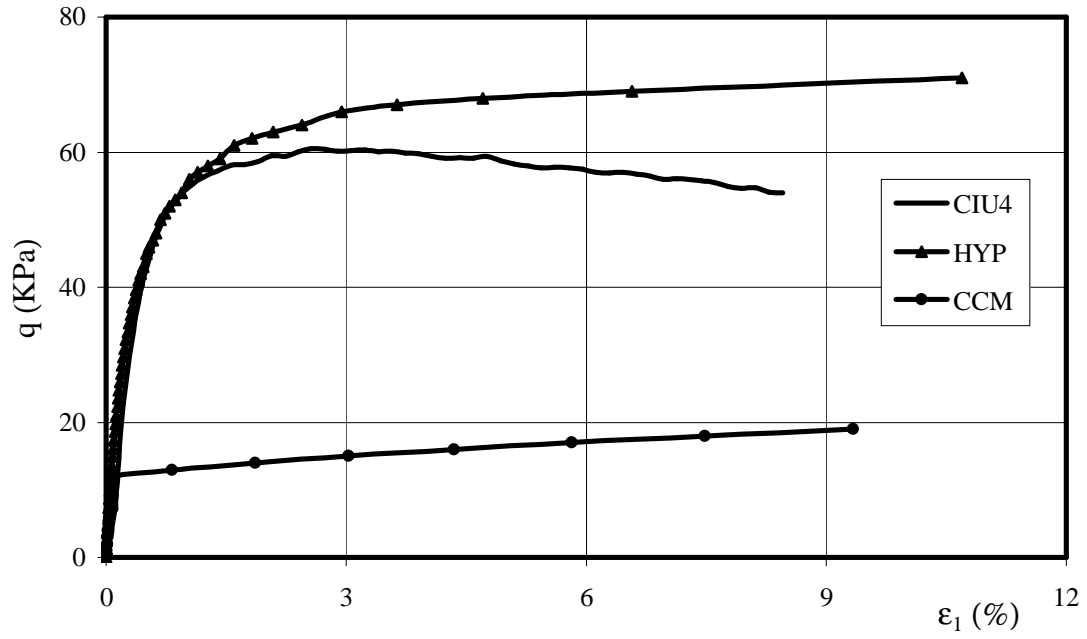


Figure 4.6 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement non drainé ($\sigma_3=40$ kPa).

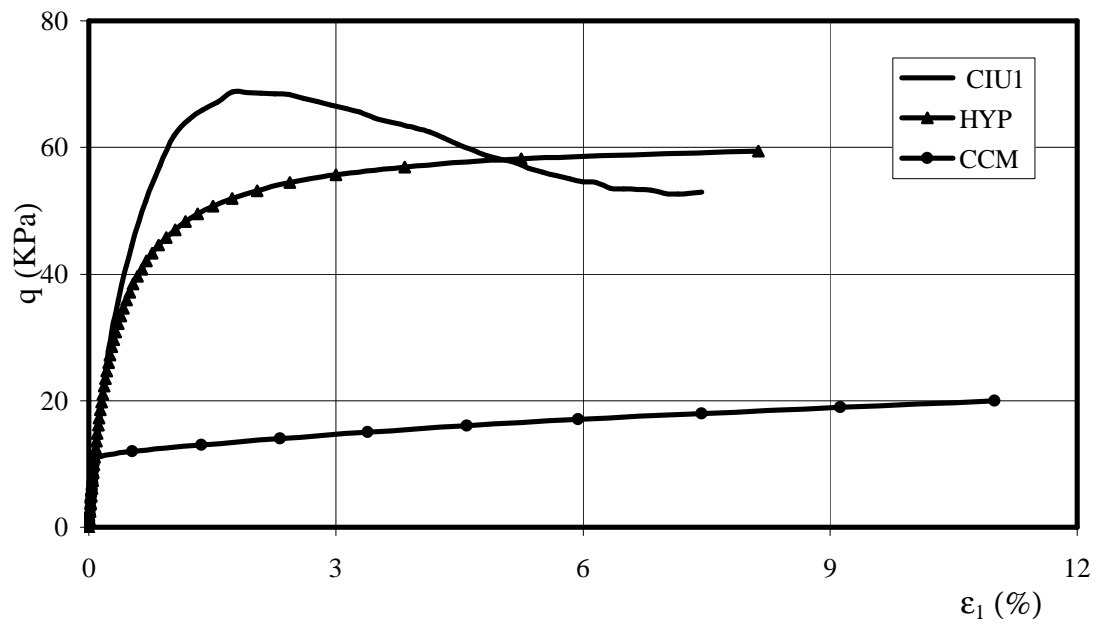


Figure 4.7 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement non drainé ($\sigma_3=60$ kPa).

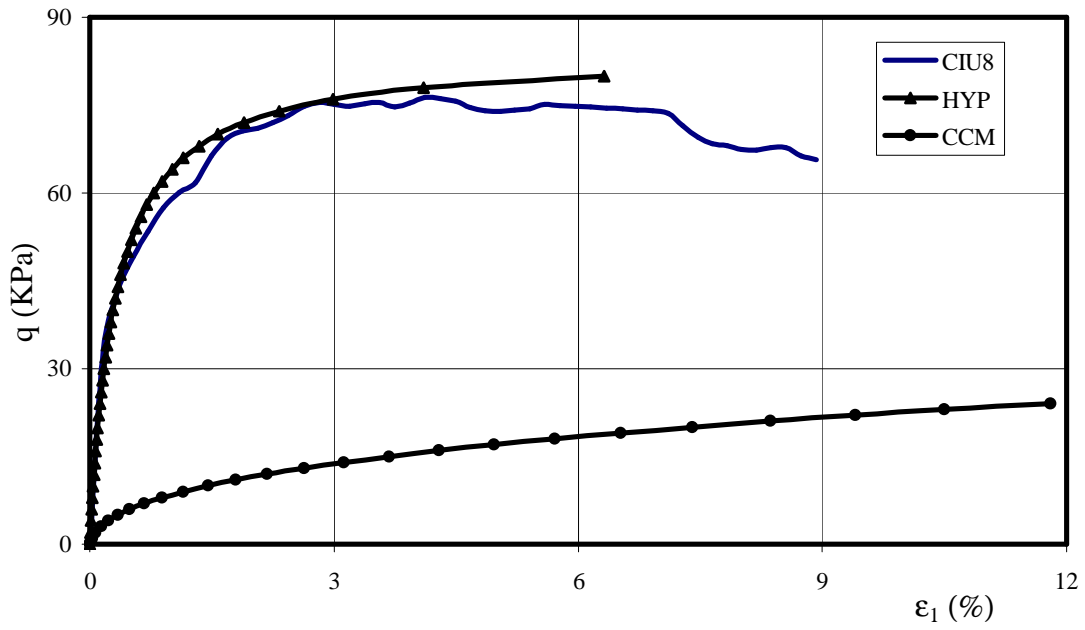


Figure 4.8 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement non drainé ($\sigma_3=80$ kPa).

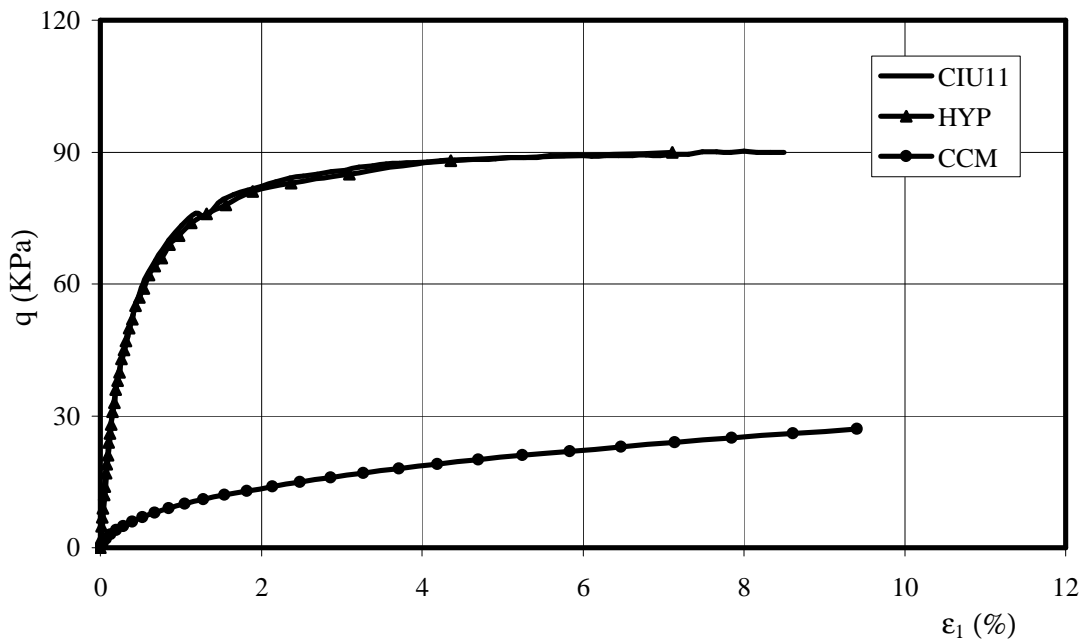


Figure 4.9 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement non drainé ($\sigma_3=100$ kPa).

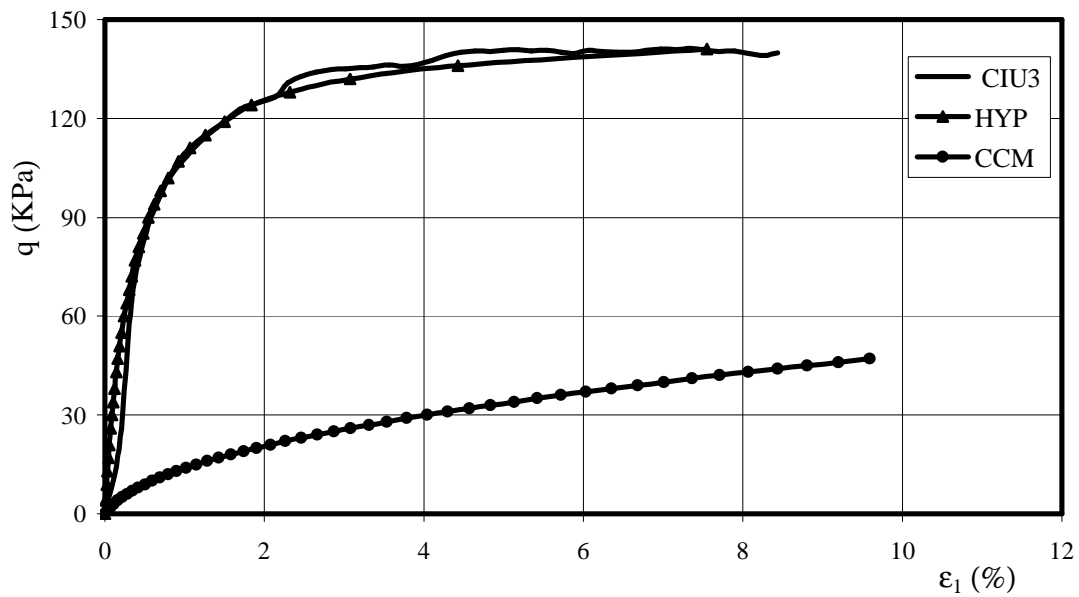


Figure 4.10 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement non drainé ($\sigma_3=200$ kPa).

4.2.2.4 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin oedométrique

La simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œnométrique est effectuée uniquement par le modèle Cam-clay modifié en suivant un chemin en déformation dans lequel, la déformation radiale est maintenue nulle pendant le cisaillement. Les résultats expérimentaux et simulés sont présentés sur les figures 4.11 à 4.18. Ces figures montrent que les courbes simulées sont en bon accord avec les courbes expérimentales, notamment dans le domaine surconsolidé.

Nota : les courbes simulées ne présentent pas de boucles de déchargement-rechargement car le programme SIMSOL ne permet pas dans sa version actuelle de simuler le déchargement dans le cas d'un chemin en déformations. Ce problème sera résolu ultérieurement.

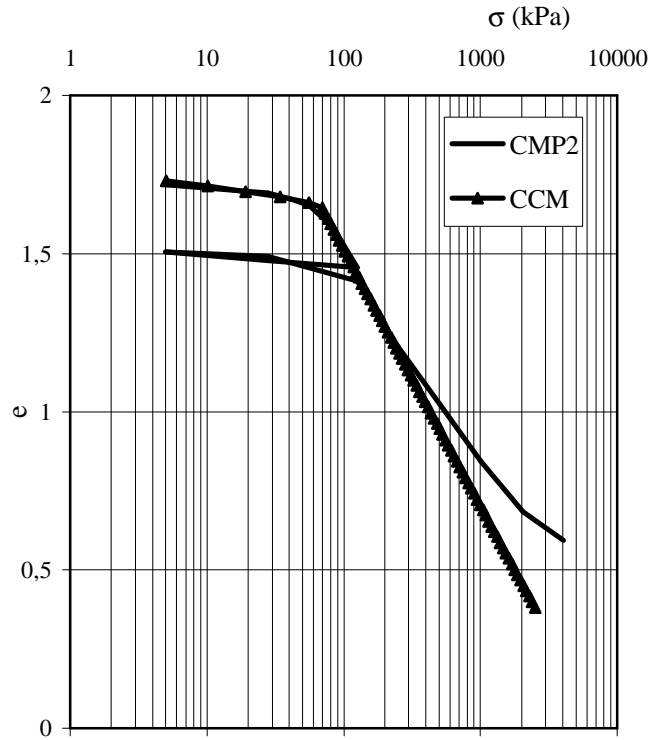


Figure 4.11 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œdométrique (Essai CMP2).

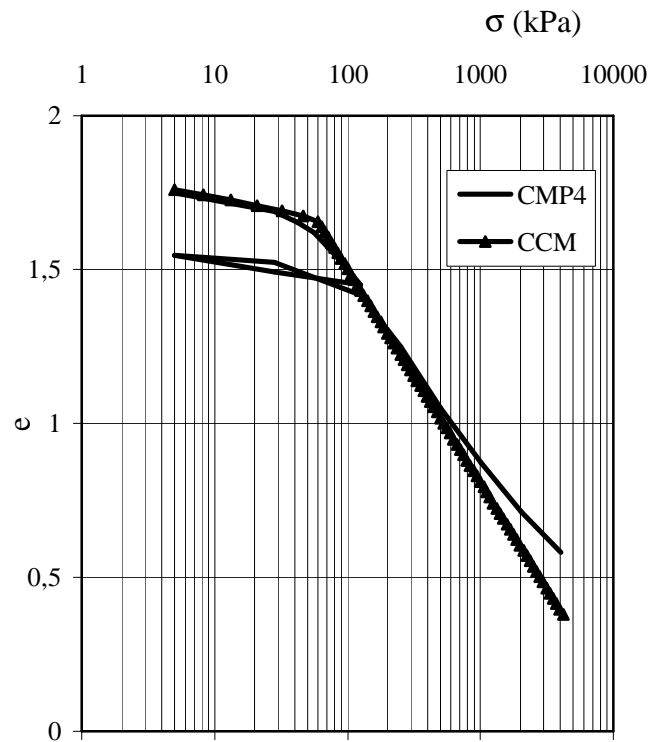


Figure 4.12 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œdométrique (Essai CMP4).

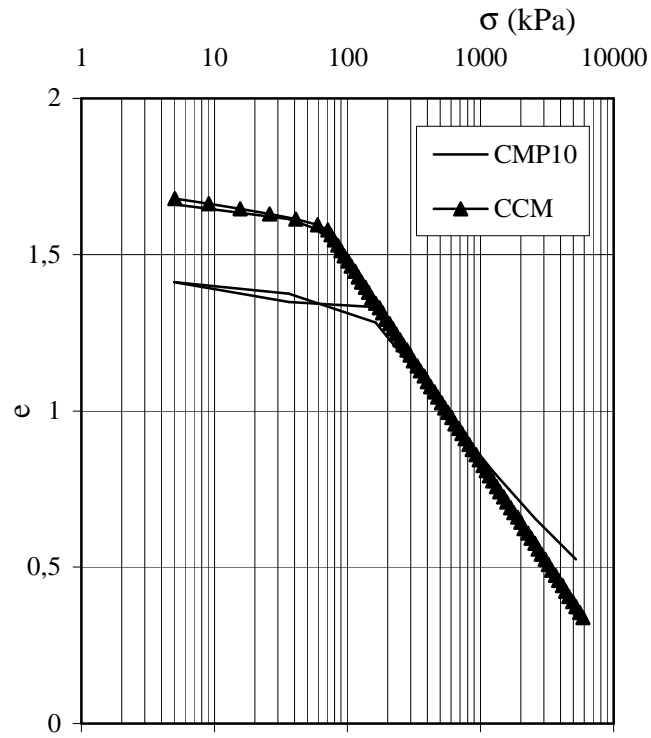


Figure 4.13 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œdométrique (Essai CMP10).

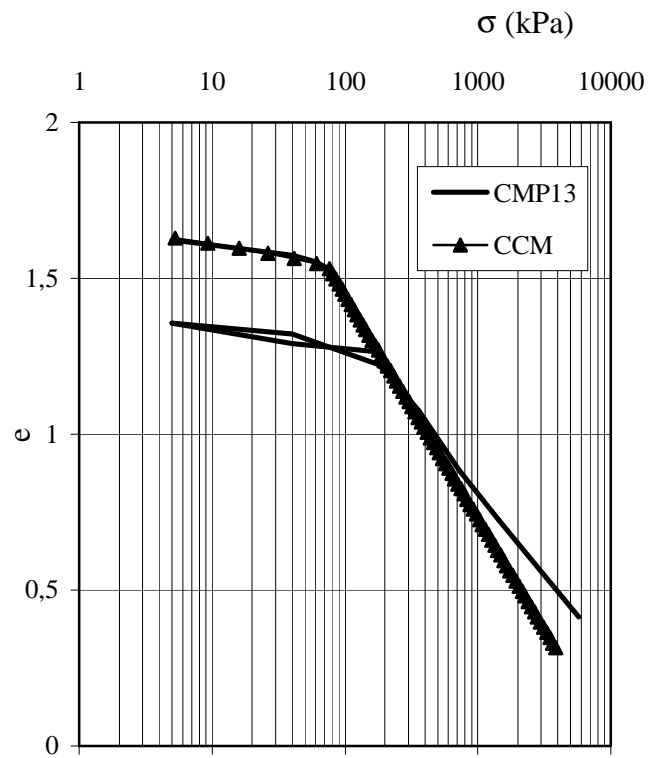


Figure 4.14 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œdométrique (Essai CMP13).

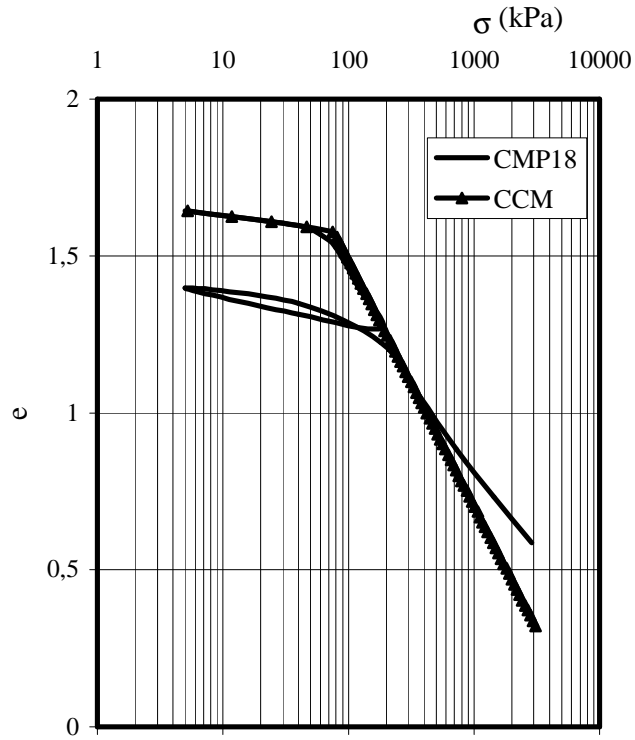


Figure 4.15 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œdométrique (Essai CMP18).

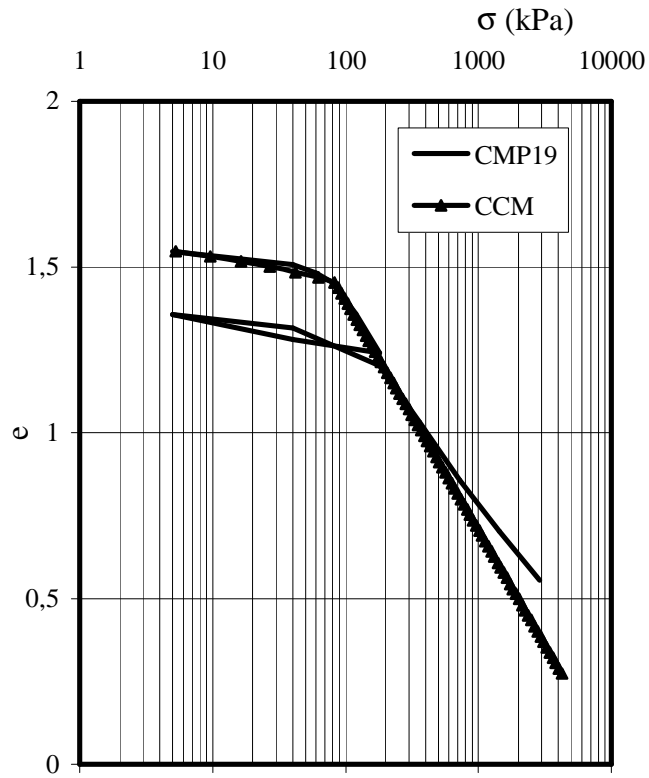


Figure 4.16 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œdométrique (Essai CMP19).

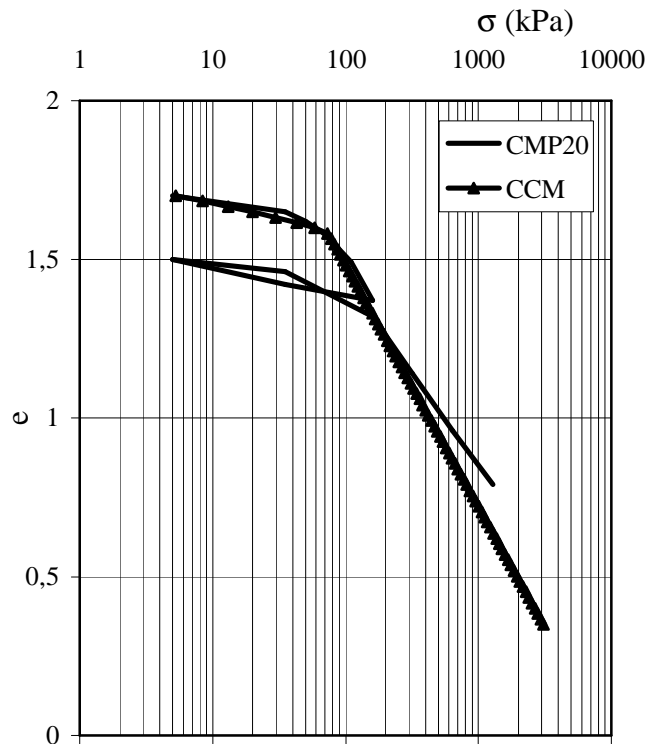


Figure 4.17 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œdométrique (Essai CMP20).

4.3 SABLE DE LABENNE

4.3.1 Données expérimentales

Dans le site de Labenne près de Bayonne (France), une station d'essai a été installée pour étudier le comportement des fondations (Mestat, 2001). Une série d'essais de chargement a été réalisée sur des fondations superficielles dans le but d'analyser l'influence des conditions d'exécution sur les valeurs de portance et de tassement. Le sol de Labenne est constitué par une couche de sable de dune sur une dizaine de mètres d'épaisseur, reposant sur des marnes. Le tableau 4.9 donne les principales caractéristiques moyennes mesurées sur ce site.

Tableau 4.9 Caractéristiques du sable de Labenne.

Paramètres	Symboles	Valeurs
Teneur en eau	W (%)	5
Poids volumique du sol sec	γ_s (kN/m ³)	16
Cohésion effective	c (kPa)	0
Angle de frottement effectif	ϕ (°)	32

Les données expérimentales utilisées ici sont extraites de trois essais de cisaillement triaxial effectués sur des éprouvettes de sable dense ($\gamma=17,3$ kN/m³) et quatre essais triaxiaux effectués sur des éprouvettes de sable moyennement dense ($\gamma=16,6$ kN/m³). Les figures 4.18 et 4.19 présentent les courbes de cisaillement correspondantes.

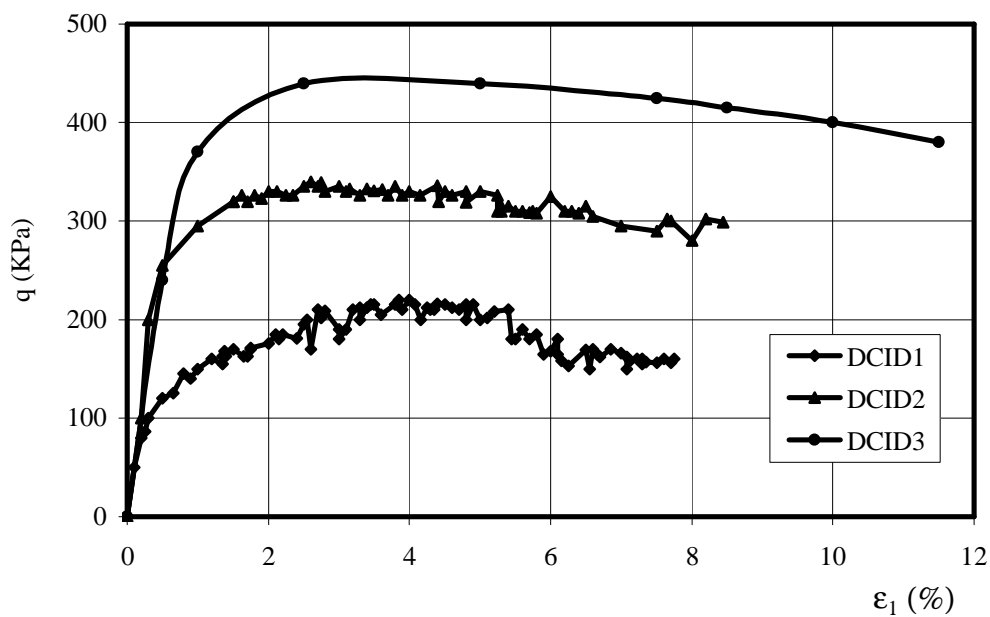


Figure 4.18 Résultats des essais triaxiaux du sable dense de Labenne.

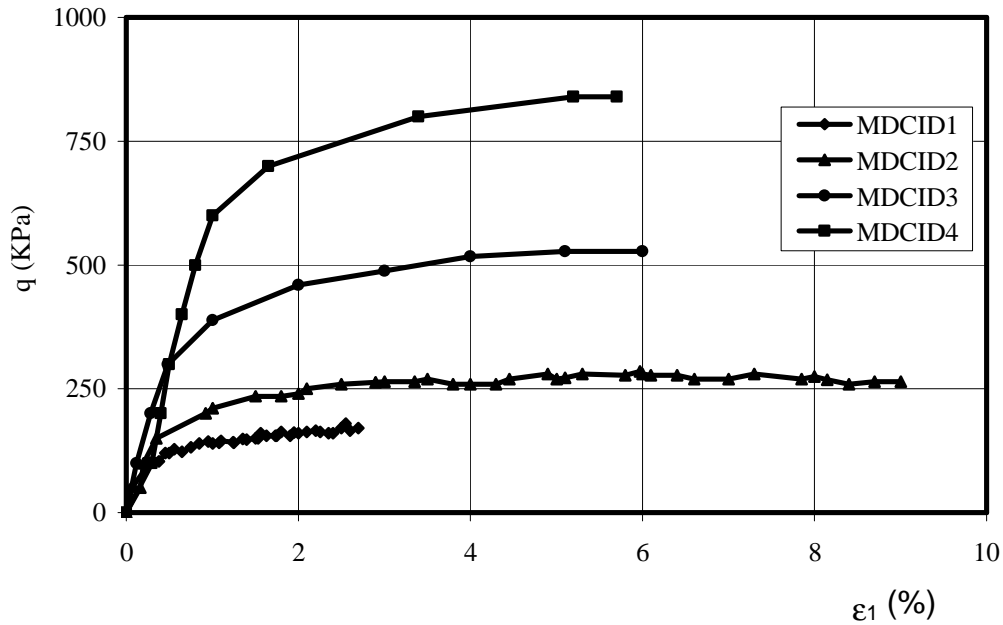


Figure 4.19 Résultats des essais triaxiaux du sable moyennement dense.

4.3.2 Simulation numérique

Le programme de simulation du comportement du sable de Labenne, donné sur le tableau 4.10, est effectué pour le modèle de Duncan et Chang (1970). Les paramètres caractéristiques de ce modèle sont donnés ci-après pour chaque type de sable.

Tableau 4.10 Programme de simulation du comportement du sable de Labenne.

Essai	Contrainte de confinement σ_3 (kPa)
Sable dense	
DCID1	50
DCID2	100
DCID3	150
Sable moyennement dense	
MDCID1	50
MDCID2	100
MDCID3	200
MDCID4	300

4.3.2.1 Paramètres du modèle hyperbolique

Les tableaux 4.11 et 4.12 donnent les valeurs des paramètres du modèle de Duncan et Chang (1970) utilisées respectivement pour la simulation du comportement du sable dense et du sable moyennement dense.

Tableau 4.11 Paramètres du modèle de Duncan et Chang (1970) utilisés pour la simulation du sable dense.

Paramètres	E (kPa)	ν	K_h	n	R_f	c (kPa)	ϕ (°)	p_a (kPa)
Valeurs	128000	0,33	2161	0,5	0,7	0	32	101,4

Tableau 4.12 Paramètres du modèle de Duncan et Chang (1970) utilisés pour la simulation du sable moyennement dense.

Paramètres	E (kPa)	ν	K_h	n	R_f	c (kPa)	ϕ (°)	p_a (kPa)
Valeurs	96000	0,28	814	0,4	0,7	0	32	101,4

4.3.2.2 Simulation du comportement du sable dense

Les comparaisons entre les courbes expérimentales et de simulation sont représentées sur les figures 4.20 à 4.22. Ces figures montrent que les courbes simulées sont plus proches des courbes expérimentales tant au début qu'à la fin du chargement. Elles sont éloignées lorsque le radoucissement est important.

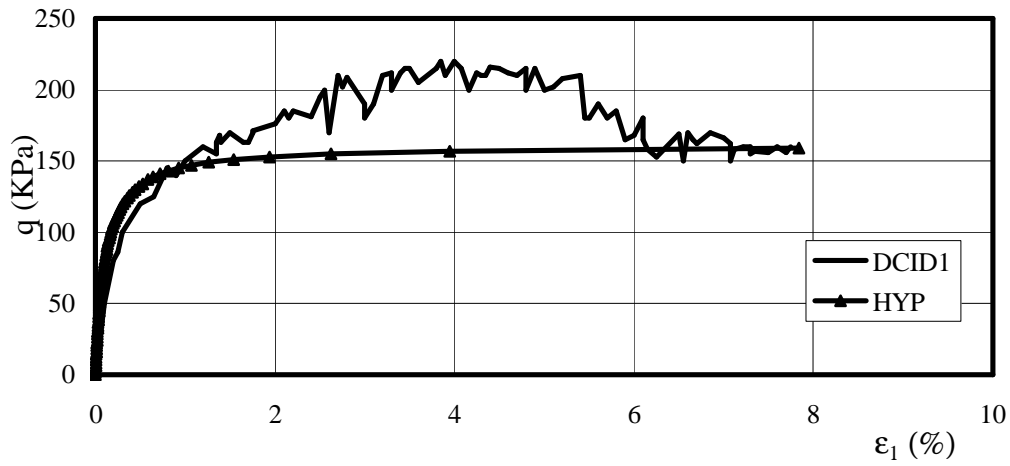


Figure 4.20 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement pour le sable dense du Labenne ($\sigma_3=50$ kPa).

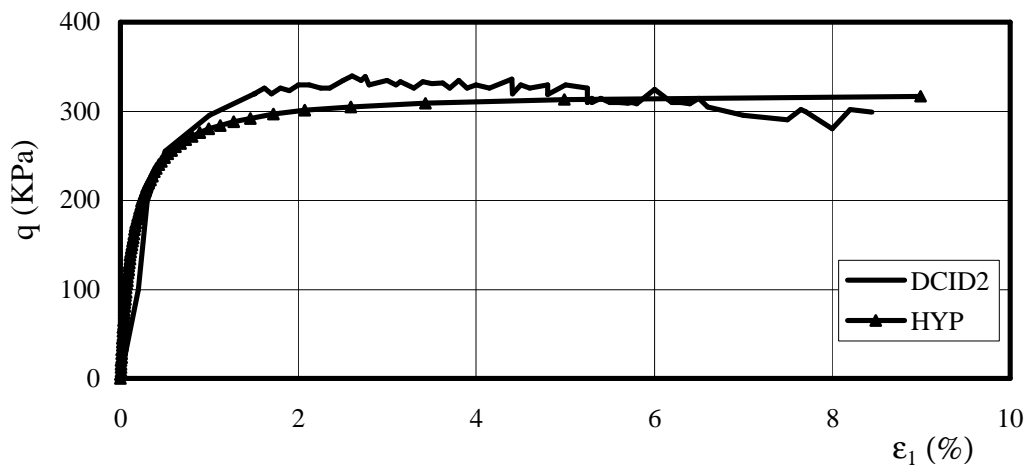


Figure 4.21 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement pour le sable dense du Labenne ($\sigma_3=100$ kPa).

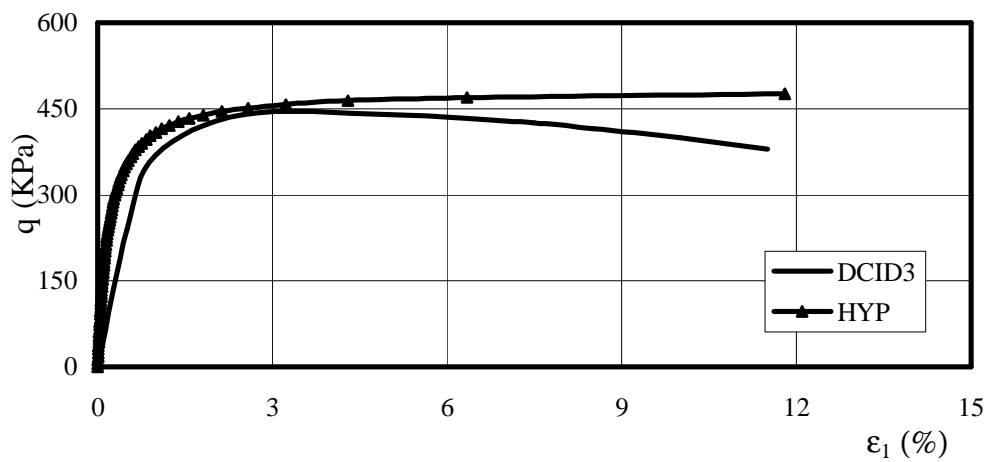


Figure 4.22 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement pour le sable dense du Labenne ($\sigma_3=150$ kPa).

4.3.2.2 Simulation du comportement du sable moyennement dense

Les résultats d'essais expérimentaux et d'essais simulés sont présentés sur les figures 4.23 à 4.26. Ces résultats conduisent d'une manière générale à des simulations qui concordent assez bien avec les résultats expérimentaux, notamment en début du chargement

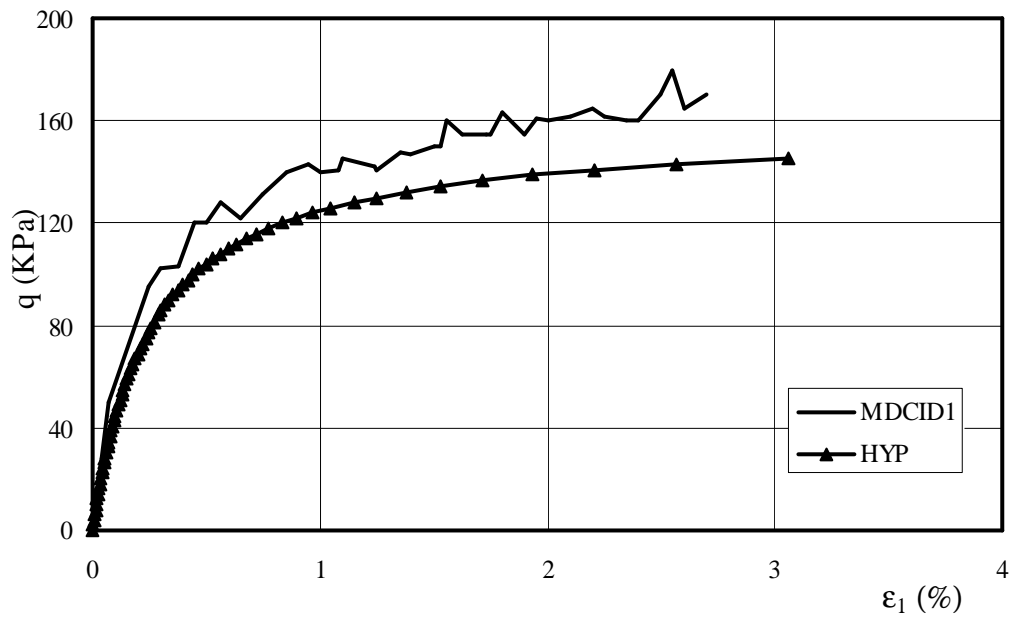


Figure 4.23 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement pour le sable moyennement dense du Labenne ($\sigma_3=50$ kPa).

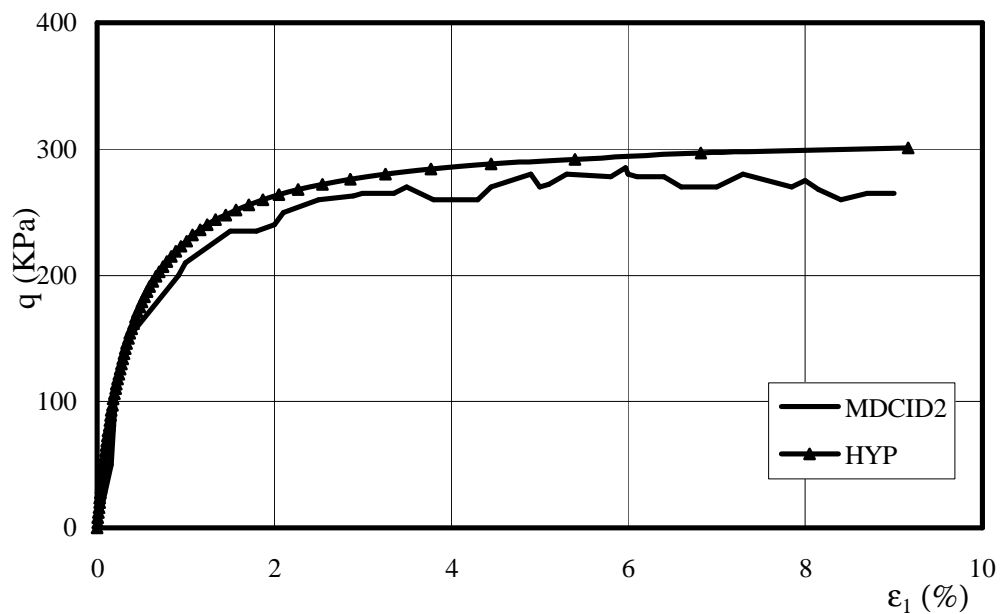


Figure 4.24 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement pour le sable moyennement dense du Labenne ($\sigma_3=100$ kPa).

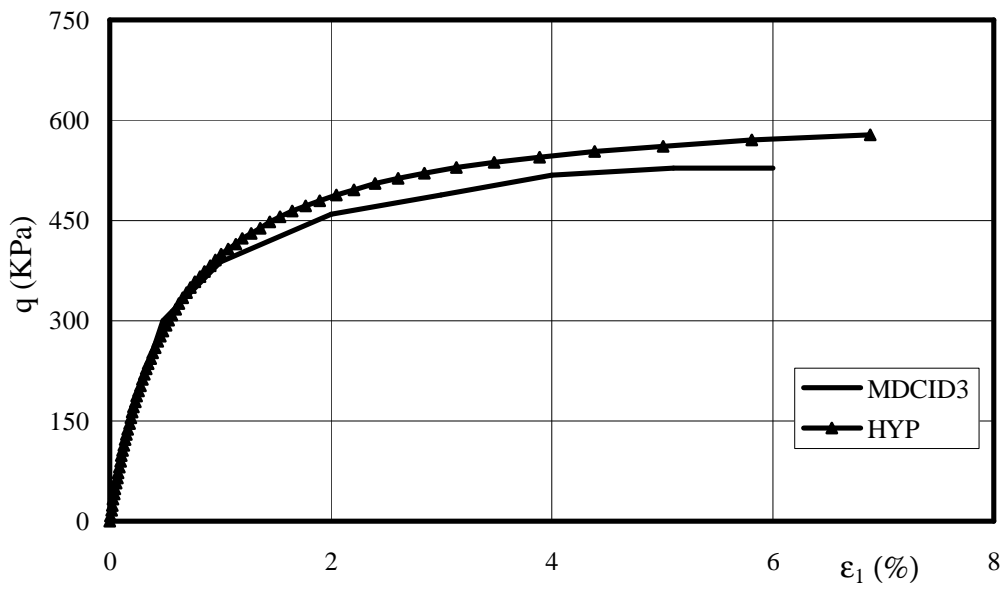


Figure 4.25 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement pour le sable moyennement dense du Labenne ($\sigma_3=200$ kPa).

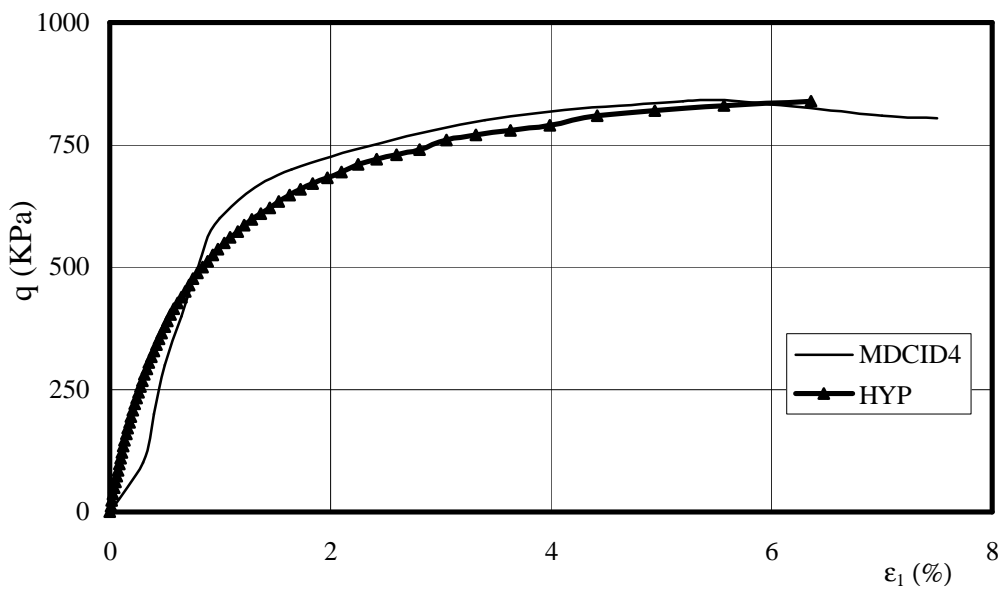


Figure 4.26 Simulation des essais triaxiaux de cisaillement pour le sable moyennement dense du Labenne ($\sigma_3=300$ kPa).

4.4 SYNTHÈSE

La simulation de l'essai triaxial effectuée à l'aide du programme SIMSOL a porté sur deux sols naturels : l'argile de Guiche (vallée de l'Adour, France) et le sable de Labenne (France).

L'étude du comportement de l'argile de Guiche a nécessité de simuler des essais triaxiaux de cisaillement drainé et non drainé par les deux modèles de comportement (modèle hyperbolique) et modèle Cam-clay modifié), d'une part, et de comparer les résultats des essais de compressibilité œdométrique avec les résultats obtenus par la simulation des essais triaxiaux de cisaillement effectuée par le modèle Cam-clay modifié sur un chemin œdométrique d'autre part. La simulation du comportement du sable de Labenne a été effectuée par le modèle hyperbolique dans ses deux états de compacité dense et moyennement dense.

Les comparaisons faites entre les données expérimentales et les résultats de simulation font apparaître les remarques suivantes :

- les simulations des essais triaxiaux de cisaillement (drainé et non drainé) effectuées à l'aide du modèle hyperbolique conduisent, pour l'ensemble des essais, à des résultats globalement satisfaisants ; des meilleures simulations étant obtenues pour les essais triaxiaux de cisaillement non drainé. Par contre, les simulations de ces essais à l'aide du modèle Cam-clay modifié sont globalement peu satisfaisantes ;

- les résultats de simulation des essais triaxiaux de cisaillement sur chemin œdométrique obtenus à l'aide du modèle Cam-clay modifié sont en bon accord avec les résultats expérimentaux dans la phase de chargement ; le programme SIMSOL, dans sa version actuelle, ne permettant pas de simuler le cas du déchargement lorsqu'on suit un chemin en déformations.

En tout état de cause, on peut penser que, dans le domaine surconsolidé, les deux modèles (hyperbolique et Cam-clay modifié) peuvent être indifféremment utilisés pour caractériser le comportement des sols fins sous sollicitations triaxiales. Tandis que dans le domaine normalement consolidé, le modèle Cam-clay modifié semble mieux convenir pour les calculs de résistance (capacité portante) et le modèle hyperbolique pour les calculs de déformation (tassements).

CONCLUSION GENERALE

L'examen des études théoriques et expérimentales sur le comportement des sols fins montre que celui-ci peut être défini par des lois phénoménologiques capables de simuler assez correctement la réponse du sol aux sollicitations qu'on lui impose. La connaissance de ces lois est indispensable pour obtenir des solutions numériques aux problèmes mécaniques rencontrés dans les études de stabilité des ouvrages réels et de leur interaction avec leur environnement.

De nombreux modèles de comportement ont été construits pour décrire la réponse d'un sol particulier à un type de sollicitations particulières. Leur généralisation fait l'objet de recherches en cours. Dans leur ensemble, les modèles de comportement élastique non-linéaire de type hyperbolique ou élastoplastique de type Cam-clay semblent être en mesure de représenter l'essentiel des propriétés des sols fins sous sollicitations triaxiales.

Le travail présenté dans ce mémoire a permis d'étudier le comportement non-linéaire des sols fins sous sollicitations homogènes dans lequel on a traité les données expérimentales permettant de déterminer les caractéristiques de cisaillement et de rupture nécessaires pour évaluer la résistance à l'état limite de ces sols, ainsi que les états limites et critiques définis par des courbes à travers quelques exemples d'argiles naturelles d'origines diverses ayant fait l'objet d'études approfondies en place comme en laboratoire à travers le monde. Ce travail a aussi permis de passer en revue les principes théoriques de base de l'élaboration des modèles de comportement des sols fins, où on est intéressé à la description de deux modèles : le modèle hyperbolique et le modèle Cam-clay modifié. Ces deux modèles ont été implémentés dans un programme de simulation numérique, le programme SIMSOL, dans lequel trois variantes du modèle hyperbolique ont été considérées (modèle de Duncan et Chang, 1970 ; modèle de Kulhawy et Duncan, 1972 ; modèle de Duncan et al., 1980) et trois variantes ont été formulées pour la représentation de la partie élastique du modèle Cam-clay modifié (la première correspond à une élasticité linéaire obéissant à la loi de Hooke, les autres à une élasticité non-linéaire portant sur les expressions du module de compressibilité volumique K et de cisaillement G).

Après validation du programme SIMSOL, une étude paramétrique a été effectuée afin d'analyser la sensibilité de chaque modèle aux paramètres caractéristiques et aux méthodes de leur détermination. Deux applications ont été ensuite effectuées dans le but d'analyser l'aptitude de chaque modèle à représenter le comportement réel des sols naturels. Elles sont faites par la simulation du comportement sous sollicitations triaxiales de deux sols naturels : l'argile de Guiche (vallée de l'Adour, France) et le sable de Labenne (France) et de comparer les résultats des simulations avec les données expérimentales.

- pour l'argile de Guiche la simulation des essais triaxiaux de cisaillement (drainé et non drainé) a été effectuée par le modèle de Duncan et Chang (1970) et par le modèle Cam-clay modifié associé à une élasticité non linéaire (variante 2 : K variable et G constant), la simulation des essais œdométriques a été effectuée par le modèle Cam-clay modifié sur un chemin œdométrique ;

- pour le sable de Labenne, la simulation des essais triaxiaux a été effectuée uniquement par le modèle de Duncan et Chang (1970).

Cette application a permis de tirer les conclusions suivantes :

- le modèle hyperbolique conduit à une bonne représentation de l'ensemble des essais triaxiaux pour les deux types de sols ;

- la simulation des essais triaxiaux de cisaillement (drainé et non drainé) de l'argile de Guiche par le modèle Cam-clay modifié est non satisfaisante ;

- la simulation par le modèle Cam-clay modifié des essais triaxiaux sur un chemin œdométrique donne de bons résultats notamment au début de chargement.

Dans cette comparaison entre les prévisions et les résultats d'essais, il faut par ailleurs garder à l'esprit que certains facteurs n'ont pu être pris en compte, notamment les effets d'anisotropie du sol et de rotation des contraintes. En tant qu'outil de calcul, une loi de comportement validée fonctionne de façon satisfaisante, mais conserve les limitations liées aux hypothèses faites pour la développer.

Enfin, il est intéressant de signaler que, ni le modèle de comportement (aussi pertinent soit-il), ni les données expérimentales (aussi exactes soient-elles), ne suffisent à eux seuls à juger de la qualité des résultats de simulation que l'on fait sur un sol donné, dont l'interprétation fait beaucoup appel au bon sens de l'ingénieur, à son intuition et à son expérience.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

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 sol et fondations. N° 432. pp. 63-72.

CROOKS J.H.A., GRAHAM J. (1976). Geotechnical properties of the Belfast estuarine deposits. Géotechnique, Vol 26(2), pp. 293-315.

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

DUNCAN J.M., WONG K.S., OZAWA Y. (1980). FEADAM: A computer program for finite element analysis of dams. Report N° UCB/GT/80-02, College of Engineering, Office of Research Services, University of California, Berkeley, USA.

DESAI C.D., SIRIWARDANE H.J. (1984) Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geological materials. Edited by Desai C.D and Siriwardane H.J.

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

HANSEN J.B. (1963). Discussion of hyperbolic stress-strain response: cohesive soils by R.L Kondner. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division A.S.C.E., Vol 89, N° SM4, pp. 241 -242.

HARDIN B.O., DRNEVICH V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division A.S.C.E., Vol 98, N° SM4, pp. 241-242.

HOEK E., BROWN E.T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division, A.S.C.E., Vol 106, N° GT9, pp. 1013-1035.

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

JANBU N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol 1, pp. 19-25.

KALIAKIN V.N. (1998). Details concerning quasilinear elastic (hyperbolic) material idealizations. Department of civil and environmental engineering. University of Delaware. 17 pages.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P. (1992). Asservissement d'une machine de torsion sur cylindre creux. Colloque international Géotechnique et Informatique, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 105-112.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1993). Etude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Etudes et recherches des LPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, série Géotechnique, N° GT 153, 204 pages.

KHEMISSA M., MAGNAN J.P., JOSSEAUME H. (1997). Etude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). Revue française de Géotechnique, N° 81, pp. 3-25.

KHEMISSA M. (1999). Méthodologie d'étude et règle 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. (2000). Prise en compte des non linéarités de comportement des sols dans le calcul des ouvrages souterrains. Communication au 1^{er} Séminaire National de Mécaniques et Géomatériaux et Structures, Centre universitaire 8 mai 1945, Guelma, pp. 127-132.

KHEMISSA M. (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 de comportement dans le calcul des tunnels. Bulletin des LPC., Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. *A paraître.*

KONDNER R.L. (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E, Vol 89, N° SM1, pp. 115-143.

KULHAWY F.H., DUNCAN J.M. (1972). Stresses and movements in Oroville dam. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E, Vol 98, N° SM7, pp. 653-665.

LADE P.V., NELSON R.P. (1987). Modelling the elastic behaviour of granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol 11, pp. 521-524.

LEE Y.L., ARAFATI N., LECA E., MAGNAN J.P., SERRATRICE J.F. (1993). Comportement et modélisation des marnes de Las Planas, Proceeding of the International Symposium of Geotechnical Engineering of hard Soils-Soft Rocks, Athens, Greece, pp. 1479-1486.

MAGNAN J.P., SHAHANGUIAN S., JOSSEAUME H. (1982). Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique, Revue française de Géotechnique, N° 20, pp. 13-19.

MAGNAN J.P., MESTAT Ph (1997). Lois de comportement et modélisation des sols. Techniques de l'ingénieur. C218. 24 pages.

MESTAT Ph. (2000). De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques. Etudes et recherches des LPC, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. 236 pages.

MESTAT Ph., BERTHELON J.P. (2001). Modélisation par éléments finis des essais sur fondations superficielles à Labenne. Bulletin des LPC, N° 234, pp. 57-78.

MOLENKAMP F. (1988). A simple model for isotropic non-linear elasticity of frictional materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol 12, pp. 467-475.

MITCHELL R.J. (1970). On the yielding and mechanical strength of Leda clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol.73, pp. 297-312.

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

WONG K.S., DUNCAN J.M. (1974). Hyperbolic stress-strain parameters for non-linear finite element analysis of stresses and movements in soil masses. Report N° TE-74-3, College of Engineering, Office of Research Services, University of California, Berkeley, USA.

Sites internet consultés

<http://www.cambridge.org>

<http://www.civil.usyd.edu.au>

<http://www.eng.cam.ac.uk>

www.enpc.fr

www.lcpc.fr

ANNEXE A1

EXEMPLES DE FICHIERS DE DONNEES

Validation du Logiciel SIMSOL (Duncan et Chang, 1970)

```
1 1
320.52 0.3 2000. 0.2 0.7 0.1 30. 0.1014
1. 1. 1. 0. 0. 0.
1
1 1 2.35 0. 20000 250
```

Validation du Logiciel SIMSOL (Kulhawy et Duncan, 1972)

```
1 2
320.52 0.3 2000. 0.2 0.7 0.1 30. 0.1014 0.8 0.17 11.
1. 1. 1. 0. 0. 0.
1
1 1 2.35 0. 20000 250
```

Validation du Logiciel SIMSOL (Duncan et al. 1980)

```
1 3
320.52 0.3 2000. 0.2 0.7 0.1 30. 0.1014 2000. 2000. 0.2
1. 1. 1. 0. 0. 0.
1
1 1 2.35 0. 20000 250
```

Validation du logiciel SIMSOL (CCM - variante 1)

```
2 1
300. 0.3 1.18 0.04 0.007 0.38 2.5
1. 1. 1. 0. 0. 0.
1
1 1 10. 0. 20000 250
```

Validation du logiciel SIMSOL (CCM - variante 1)

```
2 1
300. 0.3 1.18 0.04 0.007 0.38 2.5
1. 1. 1. 0. 0. 0.
2
1 1 10. 1. 10000 250
2 1 -10. 1. 10000 250
```