

# UNIVERSITE DE LIMOGES

Faculté des Sciences

Ecole Doctorale Science, Technologie et Santé

Département du Génie Civil

N° 752003

THESE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE LIMOGES

Discipline : Génie civil

Présentée par

**HABIBALLAH Taha El Mokhtar**

## MODELISATION DES DEFORMATIONS PERMANENTES DES GRAVES NON TRAITEES

Application au calcul de l'orniérage des chaussées souples

Directeur de Thèse : Christophe PETIT

Encadreur : Cyrille CHAZALLON

Jury

Cyrille CHAZALLON	Maître de Conférences, Université de Limoges	Examineur
Félix DARVE	Professeur, Ecole Polytechnique de Grenoble	Rapporteur
Hervé Di BENEDETTO	Professeur, Ecole Nationale des Travaux Public de l'Etat	Examineur
Pierre HORNYCH	Chargé d'Etudes, Division MSC, LCPC de Nantes	Examineur
Christophe PETIT	Professeur, Université de Limoges	Examineur
Philippe TAMAGNY	Directeur de recherches, Division MSC, LCPC de Nantes	Rapporteur

*À mes parents ...*

## Remerciements

J'aimerais exprimer ma gratitude envers tous ceux qui ont, de divers façons, de près ou de loin, contribué à l'élaboration du présent ouvrage.

Je remercie la région du Limousin pour avoir assuré le financement de mes travaux pendant ces trois années.

Je remercie vivement mon directeur de thèse, Monsieur Christophe Petit, directeur du Laboratoire de Modélisation Mécanique des Matériaux et Structures du Génie Civil d'Egletons et Professeur à l'Université de Limoges, pour m'avoir accepté dans son équipe, d'avoir assuré la direction de ce travail, et pour avoir apporté la rigueur scientifique, nécessaire à son bon déroulement.

Je suis reconnaissant à monsieur Cyrille Chazallon, Maître de conférences à l'Université de Limoges, pour son attention, sa gentillesse, sa bienveillance, sa vigilance à l'égard de mon travail, ses conseils avisés, son aide et pour tout ce qu'il m'a permis de réaliser au mieux. Je tiens particulièrement à te remercier pour m'avoir apporté tout le soutien moral dont j'avais besoin pendant ces trois années.

Pour m'avoir fourni les résultats expérimentaux qui ont servi à la validation de mes travaux, j'exprime toute ma gratitude et ma plus vive sympathie à monsieur Pierre Hornych. Je le remercie également de m'avoir fait l'honneur de participer au Jury.

J'adresse toute ma reconnaissance à monsieur Hervé Di Benedetto, Professeur à l'Ecole National des Travaux Public de l'Etat d'avoir bien voulu présider le Jury ainsi qu'à monsieur Félix Darve, Professeur à l'Ecole Polytechnique de Grenoble et Monsieur Philippe Tamagny d'avoir accepté d'examiner ce travail.

J'adresse mes remerciements à tous les amis et collègues du Laboratoire de Modélisation Mécanique des Matériaux et Structures du Génie Civil d'Egletons pour leur accueil chaleureux et leur soutien au cours de ces années de thèse.

A ceux qui ont contribué de près ou de loin à ce travail.

A mes parents.

A ma sœur Soumeya.

A ma compagne Delphine.

A ma famille...

## Résumé

L'orniérage est la principale cause de dégradation des chaussées souples. Il est dû principalement au cumul des déformations plastiques dans les couches constituées de graves non traitées. Les méthodes actuelles de dimensionnement présentent des faiblesses. Elles sont basées sur un calcul de structure multicouche en élasticité linéaire alors que le comportement des matériaux non liés est fortement non linéaire. Ces méthodes utilisent un calcul en élasticité pour prédire un phénomène en plasticité. La vérification vis-à-vis de l'orniérage est faite avec des règles simplistes indépendantes des caractéristiques mécaniques des matériaux composant la chaussée.

Une chaussée souple en service est soumise à un nombre de cycles charge-décharge de l'ordre de  $10^5$ - $10^6$ . Par conséquent, les modèles rhéologiques existants et conçus dans le cadre de la dynamique des sols pour décrire le comportement des matériaux granulaires soumis à un chargement sismique ne sont pas applicables pour modéliser le comportement des chaussées. Il existe très peu de modèles rhéologiques capables de décrire le comportement à long terme des graves non traitées. Ces derniers restent inutilisables pour un calcul de structure vu le très grand nombre de résolutions nécessaires pour modéliser un tel chargement. Quant aux nombreux modèles empiriques existants, ils sont inexploitable pour des analyses structurelles.

Afin de prédire le comportement à long terme d'une structure de chaussée, un modèle s'appuyant sur la théorie de l'adaptation est élaboré dans le cadre de cette thèse. Ce dernier s'inspire des travaux de Zarka et Casier qui portent sur la modélisation des matériaux à écrouissage cinématique - tels que les aciers - soumis à un grand nombre de cycles de chargements. Il a été démontré que la théorie de l'état limite est applicable pour la prédiction du comportement à long terme des chaussées. L'idée est donc d'adapter l'approche proposée par Zarka et Casier aux matériaux granulaires. Pour ce faire, une surface de charge appropriée pour les sols est adoptée : la surface de charge de Drucker-Prager. On a fait l'hypothèse que le matériaux élastoplastique et obéit à un écrouissage cinématique linéaire strictement positif. L'analyse inélastique est appliquée à des matériaux obéissant à un modèle non-standard avec écrouissage cinématique linéaire. Ces matériaux ont une règle d'écoulement non-associée à la surface de charge. Le potentiel plastique de Von Mises est considéré.

Le modèle est implanté dans le code de calcul par éléments finis Cast3M. Il a été validé sur les résultats d'essais triaxiaux réalisés sur trois matériaux différents. Des applications, réalisées sur différentes structures de chaussées, montrent des résultats encourageants avec un temps de calcul réduit.

# Sommaire

<b>Chapitre 1</b> .....	<b>8</b>
1. Introduction générale .....	9
<b>Chapitre 2</b> .....	<b>12</b>
2.1 Introduction .....	13
2.2 Définition des chaussées souples .....	13
2.3 Principe de dimensionnement des chaussées routières souples.....	15
2.4 Conclusion .....	20
<b>Chapitre 3</b> .....	<b>22</b>
3.1 Introduction .....	23
3.2 Définition des graves non traitées .....	23
3.3 Les différentes approches pour l'étude des matériaux non liés .....	24
3.3.1 Approche microscopique (physique) .....	24
3.3.2 Approche macroscopique (phénoménologique) .....	26
3.3.3 Approche globale .....	27
3.4 Evaluation des caractéristiques mécaniques des graves non traitées avec l'essai TCR .....	29
3.4.1 Principe du TCR.....	29
3.4.2 Etude du comportement résilient .....	30
3.4.3 Etude des déformations permanentes .....	31
3.4.4 Influence des paramètres d'état sur le comportement de la GNT .....	33
3.5 Elasticité non linéaire et théorie du contact .....	40
3.6 Comportement expérimental des matériaux granulaires.....	42
3.7 Revue des modèles du comportement résilient de la GNT .....	47
3.7.1 Le modèle K-téta .....	47
3.7.2 Le modèle de Boyce .....	48
3.8 Revue des modèles du comportement irréversible des GNT .....	58
3.8.1 Modèles empiriques .....	58
3.8.2 Modèles rhéologiques .....	64
3.9 Conclusion .....	76

<b>Chapitre 4</b> .....	78
4.1 Introduction .....	79
4.2 Evolution globale d'une structure.....	81
4.2.1 Réponse d'un matériau à écrouissage cinématique.....	84
4.2.2 Introduction des variables internes structurelles $Y_{ij}$ .....	85
4.2.3 Passage du champ des variables internes structurelles $Y_{ij}$ au champ des variables internes $y_{ij}$ .....	86
4.2.4 Relations de comportement .....	88
4.2.5 Comportement sous chargement cyclique.....	91
4.3 Algorithme de la procédure PROZAC .....	98
4.4 Interprétation physique des paramètres du modèle et influence de l'incertitude de leur détermination .....	103
4.5 Conclusion .....	107
 <b>Chapitre 5</b> .....	 108
5.1 Introduction .....	109
5.2 Principe de la procédure de l'essai TCR par paliers de chargement.....	110
5.3 Matériaux étudiés pour la validation du modèle .....	112
5.4 Programme d'essais.....	112
5.5 Résultats expérimentaux .....	114
5.5.1 Grave non traitée de Poulmarch .....	114
5.5.2 Le sable de Missillac .....	118
5.5.4 Comportement contractant, comportement dilatant.....	120
5.5.5 Détermination de la déformation plastique axiale stabilisée.....	123
5.6 Identification des paramètres du modèle .....	126
5.6.1 Détermination des paramètres d'élasticité et du modèle de Drucker-Prager --	126
5.6.2 Détermination du module d'écrouissage.....	127
5.6.3 Influence des paramètres $a$ et $b$ de la loi d'évolution de $H$ sur la réponse du modèle .....	129
5.6.4 Détermination des paramètres $a$ et $b$ de la loi d'évolution de $H$ .....	131
5.6.5 Simulation des essais TCR des deux matériaux étudiés.....	133
5.7 Conclusion.....	135
 <b>Chapitre 6</b> .....	 137
6.1 Introduction .....	138
6.2 Modélisation d'une structure de chaussée souple .....	139

<b>6.3 Etude de l'influence de la variabilité des paramètres d'élasticité sur le comportement de la structure</b> .....	<b>142</b>
<b>6.3.1 Cas du sol support</b> .....	<b>142</b>
<b>6.3.2 Cas de la grave non traitée</b> .....	<b>143</b>
<b>6.3.3 Effets des paramètres d'élasticité de la loi élastoplastique sur le comportement de la structure</b> .....	<b>146</b>
<b>6.4 Influence de la variation de l'épaisseur de la couche de roulement sur la profondeur de l'ornière</b> .....	<b>147</b>
<b>6.5 Influence de la variation de l'épaisseur de la couche de grave non traitée sur la profondeur de l'ornière</b> .....	<b>149</b>
<b>6.6 Position du modèle par rapport à la méthode réglementaire de dimensionnement des chaussées souples</b> .....	<b>151</b>
<b>6.7 Conclusion</b> .....	<b>152</b>
 <i>Conclusions et perspectives</i> .....	<b>153</b>
 <i>Références bibliographiques</i> .....	<b>157</b>
 <i>Annexe</i> .....	<b>167</b>
 <b>ANNEXE 1</b> .....	<b>168</b>
<b>ANNEXE 2</b> .....	<b>172</b>
<b>ANNEXE 3</b> .....	<b>174</b>
<b>ANNEXE 4</b> .....	<b>176</b>

# *Chapitre 1*

---

Introduction générale

## 1. Introduction générale

Le rôle principal d'une assise de chaussée est la diffusion latérale des contraintes, dues à des charges roulantes en surface, afin de les amener à des niveaux compatibles avec les caractéristiques mécaniques du sol naturel en place. Le corps de la chaussée est une structure multicouche. Son comportement global dépend de la nature des matériaux constituant les couches, de leurs épaisseurs et de leurs dispositions les unes par rapport aux autres. Les chaussées dites souples sont constituées en surface d'un enduit bitumineux ou d'une couche de roulement en béton bitumineux de faible épaisseur, qui surmonte l'assise de la chaussée. Cette dernière est constituée d'une couche de base et d'une couche de fondation réalisées en grave non traitée, l'ensemble repose sur le sol support terrassé. Le fait que l'assise soit constituée de matériaux sans cohésion et que la couche de roulement soit d'épaisseur faible, donne à la chaussée une rigidité structurelle réduite. Ce type de chaussées est donc appelé à supporter uniquement de faibles trafics. Le chargement répété dû au trafic fait subir à la base de la couche de bitume des cycles de traction par flexion qui peuvent conduire à l'apparition de fissures. En plus de la dégradation par fissuration, les chaussées souples peuvent se dégrader par orniéage. Ce dernier est dû essentiellement au cumul des déformations plastiques dans les couches constituées de matériaux non liés. Le trafic conduit donc à un effondrement incrémental, dans le cas de chaussées à faible qualité structurelle, qui se manifeste en surface par l'apparition d'affaissements de profondeurs de l'ordre du centimètre. Cette détérioration du profil en long de la chaussée nuit à la qualité de service de la chaussée et à la sécurité. Afin de réduire les coûts de maintenance, un bon dimensionnement est donc nécessaire.

Les méthodes de dimensionnement se basent sur l'expérience acquise avec l'observation des performances des chaussées en service, en plus des remarques récoltées sur des chaussées instrumentées conçues dans ce but. Lors de l'opération de dimensionnement, deux critères sont à vérifier. Le premier critère est lié à la fatigue du béton bitumineux. En effet, la déformation radiale à la base de la couche de roulement doit être inférieure à une valeur limite, fonction des caractéristiques mécaniques à la fatigue du béton bitumineux. Le deuxième critère porte sur l'orniéage. On considère que la chaussée ne subit pas de dégradation par orniéage si la déformation verticale au sommet du sol support est inférieure à une limite fonction du trafic.

Dans le chapitre 2, les principes des méthodes de dimensionnement des chaussées souples sont exposées. Bien que largement utilisées, ces méthodes présentent plusieurs faiblesses. Elles sont basées sur un calcul de structure multicouche en élasticité linéaire alors que le comportement des matériaux non liés est fortement non linéaire. Ces méthodes utilisent un calcul en élasticité pour prédire un phénomène en plasticité. La vérification vis-à-vis de l'orniéage est faite avec des règles simplistes indépendantes des caractéristiques mécaniques des matériaux composant la chaussée.

En effet, la grave non traitée est classée en trois catégories en fonction de la classe du trafic, de la propreté des granulats, de leur dureté, de leur indice de concassage et de leur teneur en fines. A chaque catégorie est attribué un module de Young, égal à l'une de ces trois valeurs : 200, 400 et

600 MPa. Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.35 à défaut d'informations spécifiques. La couche de base est compactée à l'une des valeurs du module de Young mentionnées ci-dessus. Les couches de grave non traitée sous adjacentes sont réalisées à des modules d'élasticité diminuant avec la profondeur afin de tenir compte partiellement de la non linéarité du comportement de la grave.

Dans l'optique d'un dimensionnement rationnel, il est primordial de déterminer efficacement les caractéristiques mécaniques de la grave non traitée et du sol support. Pour ce faire, on présente dans le chapitre 3 l'appareil triaxial à chargements répétés. Celui-ci, largement utilisé pour l'étude en laboratoire du comportement de la grave non traitée. Ces résultats servent de base pour l'élaboration des modèles numériques capables de prédire le comportement à long terme de la grave. La complexité de ce comportement et le grand nombre de cycles de chargements à prendre en compte, ont fait que seuls des modèles empiriques soient développés dans un premier temps. Ces modèles sont, soit fonction du chargement, soit fonction du nombre de cycles. Le caractère empirique de ces modèles les rend d'une part, inutilisables pour un calcul de structure. D'une autre part, ces modèles ne prennent pas en compte les facteurs influant sur l'amplitude résultante de déformations plastiques tels que les facteurs d'état mécanique de la grave non traitée.

Les modèles rhéologiques qui décrivent le comportement des matériaux granulaires soumis à des chargements cycliques sont conçus dans le cadre du génie parasismique, donc pour un nombre de cycles de chargements de l'ordre de la centaine. Ces modèles sont incapables de décrire le comportement des graves non traitées au delà du premier millier de cycles. Quelques modèles rhéologiques ont récemment été élaborés pour décrire le comportement des graves non traitées. Bien qu'ils donnent des prédictions satisfaisantes, ces modèles restent inutilisables pour une analyse structurelle en raison des difficultés numériques liées au grand nombre de cycles de chargements.

Dans le chapitre 4, on présente la démarche de notre modélisation du comportement à long terme des graves non traitées. Sous un chargement périodique, l'évolution des déformations ou des déplacements en fonction du nombre de cycles se définit sous trois formes : adaptation, accommodation et phénomène de rochet. L'étude des déformations progressives d'une structure, nécessite en général, la connaissance des contraintes et des déformations du cycle stabilisé. Dans le cas où ce dernier apparaît après un nombre important de cycles, le calcul devient long et coûteux. Afin de prédire le comportement à long terme d'une structure de chaussée, un modèle s'appuyant sur la théorie de l'état limite est élaboré dans le cadre de cette thèse. Ce dernier s'inspire des travaux de Zarka qui portent sur la modélisation des matériaux à écrouissage cinématique – tels que les aciers – soumis à un grand nombre de cycles de chargements. L'approche ainsi développée, adaptée à la modélisation des matériaux granulaires, présente l'avantage de réduire le temps de calcul et ce, contrairement aux approches basées sur des formulations incrémentales. Pour ce faire, une surface de charge appropriée pour les sols est adoptée. Le choix s'est porté sur celle de Drucker-Prager. En faisant l'hypothèse que le matériau est élastoplastique et obéit à un écrouissage cinématique linéaire strictement positif. L'analyse

inélastique est appliquée à des matériaux obéissant à un modèle non-standard avec écrouissage cinématique linéaire. Ces matériaux ont une règle d'écoulement non-associée à la surface de charge, le potentiel plastique de Von Mises est considéré.

La validation du modèle élastoplastique simplifié est faite dans le cinquième chapitre en utilisant les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés sur deux matériaux. Le premier est utilisé comme couche d'assise d'une chaussée souple et le deuxième comme sol support. La méthode d'exploitation des résultats d'essais qu'on a utilisée afin de déterminer les paramètres du modèle y est décrite.

On propose une loi d'évolution pour le module d'écrouissage, fonction du taux de cisaillement  $q/p$ , de la pression moyenne  $p$ , et tenant compte de la droite de l'état caractéristique pour un matériau non saturé. La construction de cette loi d'évolution nécessite la connaissance des déformations plastiques des essais triaxiaux à chargements répétés correspondant à l'état limite. Ces dernières sont estimées à partir du modèle de Hornych dans le cas où le nombre de cycles n'est pas suffisant pour atteindre la stabilisation des déformations plastiques. Le détail de cette estimation est donné en annexe 1.

Une application à un calcul de structure de chaussée souple est présentée dans le sixième chapitre. La modélisation de la chaussée utilise :

- une loi élastique linéaire pour le béton bitumineux.
- le modèle simplifié dont les paramètres élastoplastiques ont été déterminés dans le chapitre 5 pour le matériau des couches de l'assise.
- le modèle simplifié dont les paramètres élastoplastiques ont été déterminés dans le chapitre 5 pour le matériau du sol support.

L'initialisation du champ des contraintes dans la structure est réalisée à l'aide du modèle d'élasticité non linéaire  $K - \theta$ . Ensuite, le modèle simplifié permet de faire une estimation des déformations plastiques correspondant à l'état limite.

## *Chapitre 2*

---

### **Principes de dimensionnement des chaussées souples**

## 2.1 Introduction

Le rôle principal d'une assise de chaussée est la répartition latérale des contraintes dues à des charges roulantes en surface afin de les amener à des niveaux compatibles avec les caractéristiques mécaniques du sol naturel.

La structure d'une chaussée est constituée généralement de trois groupes de couches, superposées du haut vers le bas : la couche de surface, les couches d'assise et la plate-forme support (*figure 2.1*). La couche de surface est constituée d'une couche de roulement en béton bitumineux qui subit directement les actions agressives dues au trafic et au climat. Elle peut éventuellement avoir en sa partie inférieure une couche de liaison qui assure l'adhérence entre la couche de roulement et la couche de base. L'assise de la chaussée est composée généralement d'une couche de base et d'une couche de fondation. Proches de la surface, ces deux couches sont donc réalisées avec des matériaux élaborés leur permettant de résister aux sollicitations mécaniques relativement élevées. La plate-forme support est constituée du sol naturel terrassé (sol support) et d'une couche de forme. Cette dernière est une transition entre le corps de la chaussée et le sol support. Son rôle pendant les travaux, est d'assurer un nivellement permettant la circulation des engins et de protéger le sol support contre l'agression de ces derniers. Par rapport au fonctionnement de la chaussée en service, cette couche assure une homogénéisation des caractéristiques mécaniques dans le cas d'une dispersion dans le sol support et/ou le remblai.

Les chaussées routières peuvent être classées en six grandes familles : les chaussées souples, les chaussées bitumineuses épaisses, les chaussées à assise traitée aux liants hydrauliques, les chaussées à structures mixtes, les chaussées à structures inverses et enfin les chaussées en béton de ciment. Le travail de cette thèse porte uniquement sur les chaussées souples.

Dans ce chapitre, on commence par définir les chaussées souples et par citer leurs caractéristiques et leur mode de comportement. En s'attardera ensuite sur l'exposition et la critique des méthodes de dimensionnement des chaussées souples.

## 2.2 Définition des chaussées souples

Les chaussées souples sont constituées d'une mince couche de roulement d'épaisseur inférieure à 15 cm qui surmonte une ou plusieurs couches en matériaux non traités sur une épaisseur comprise entre 20 et 50 cm.

Par ailleurs, les chaussées routières sont classées par rapport au trafic dont elles sont amenées à supporter durant leur vie de service. Une classe de trafic  $T_i$  est définie à partir de la moyenne journalière annuelle (MJA) de poids lourds (à charge utile > 5 tonnes) qui empruntent la voie la plus chargée de la chaussée. Le résumé des classes de trafic selon le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée [Guide technique SETRA (1994)] est illustré dans le *tableau 2.1*.

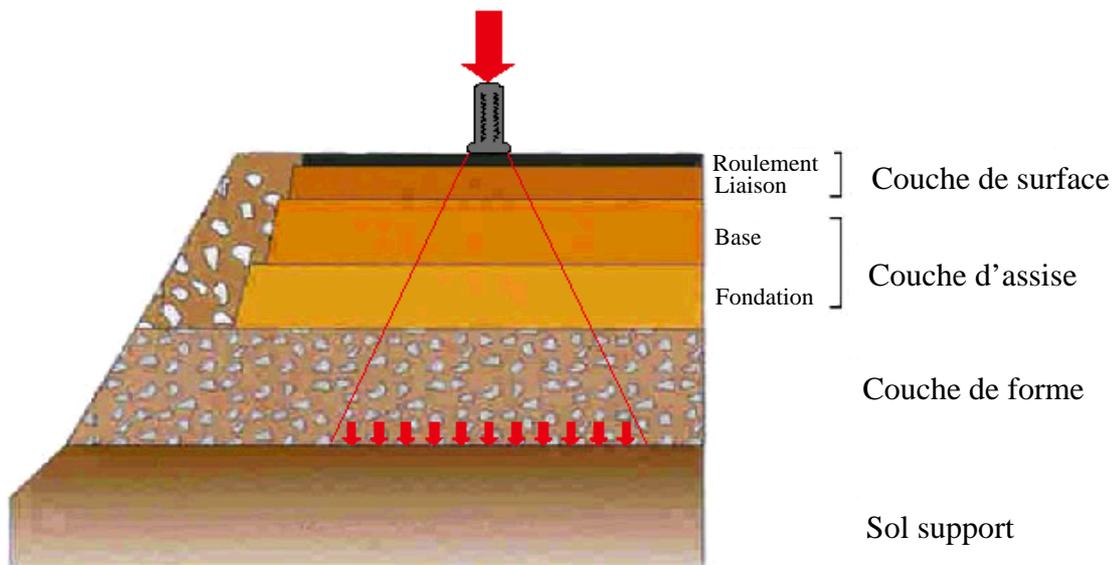


Figure 2.1 : Coupe transversale d'une structure de chaussée.

Classe	T5	T4	T3		T2		T1		T0		TS		TEX
			T3 <sup>-</sup>	T3 <sup>+</sup>	T2 <sup>-</sup>	T2 <sup>+</sup>	T1 <sup>-</sup>	T1 <sup>+</sup>	T0 <sup>-</sup>	T0 <sup>+</sup>	TS <sup>-</sup>	TS <sup>+</sup>	
MJA	0	25	50	85	150	200	300	500	750	1 200	2 000	3 000	5 000

Tableau 2.1 : Classe de trafic selon le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée [Guide technique SETRA (1994)].

Les chaussées souples sont définies pour un trafic  $T_i$  inférieur ou égal à T2. En effet, leur faible rigidité structurale ne leur permet de résister qu'aux faibles trafics. A titre indicatif, pour un trafic  $T_2 = 200 \text{ PL/J}$ , la chaussée est appelée à supporter  $1.46 \times 10^6$  poids lourds sur une durée de vie de 20 ans. Le nombre élevé de répétitions du chargement nécessite une attention particulière au phénomène de fatigue et à l'évolution des déformations permanentes. Le trafic est donc un facteur indispensable pour le dimensionnement des chaussées.

Du fait de l'absence de cohésion dans les couches de l'assise des chaussées souples et de la faible épaisseur de la couche de roulement, celles-ci sont flexibles. Sous l'action d'une charge roulante, la couche de roulement subit à sa base des efforts répétés de traction par flexion ce qui conduit à la dégradation par fatigue de la couverture bitumineuse avec l'apparition de fissures isolées qui pouvant croître en gravité vers un faïençage.

La faible rigidité de l'assise conduit à une transmission des efforts verticaux au sol support avec une diffusion latérale relativement faible. Ceci provoque l'apparition des déformations plastiques dont le cumul augmente avec le trafic conduisant ainsi, à l'apparition d'ornières en surface qui

détériorent la qualité du profil en long de la chaussée. Selon les travaux réalisés par [Larsen (1997)], les déformations irréversibles - cause majeure de l'apparition de l'orniérage - se concentrent principalement dans le sol support et/ou l'assise de la chaussée.

Le travail mené dans le cadre de cette thèse s'articule autour de l'étude du comportement des matériaux susceptibles de provoquer des ornières dans une structure de chaussée.

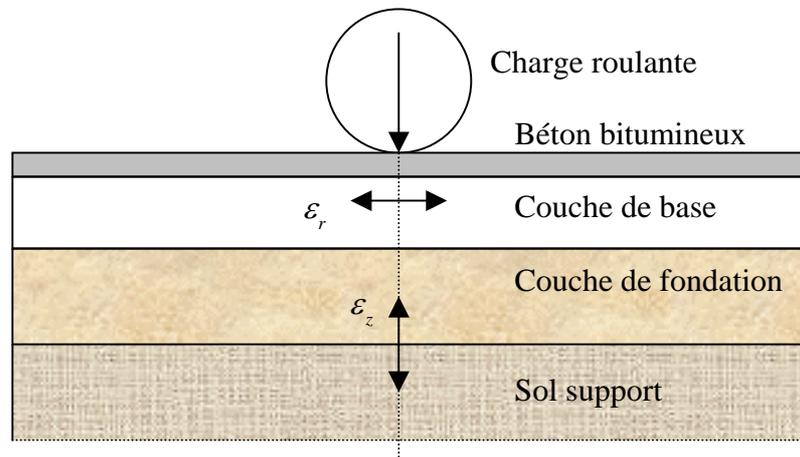


Figure 2.2 : Déformations prises en compte pour le dimensionnement des chaussées souples.

### 2.3 Principe de dimensionnement des chaussées routières souples

Le dimensionnement d'une chaussée consiste à déterminer la nature ainsi que les épaisseurs des différentes couches la constituant. Il doit lui permettre également de préserver durant sa vie de service les qualités d'uni qui offrent aux usagers un niveau de service admissible.

Durant leur vie de service, les chaussées sont soumises à diverses sollicitations cycliques. En plus des actions mécaniques répétées dues au trafic, elles sont également soumises à des sollicitations hydriques, thermiques et chimiques. Vu la complexité des sollicitations, le dimensionnement est effectué actuellement avec des approches empiriques.

Le dimensionnement des chaussées neuves en France se fait selon les recommandations du Guide Technique de Conception et de Dimensionnement des Structures de Chaussées. Un prédimensionnement est effectué en fonction de la durée de service visée, de la classe de trafic et de la classe de portance de la plate-forme support.

La grave non traitée est classée en trois catégories en fonction de la classe de trafic, de la propreté des granulats, de leur dureté, de leur indice de concassage et de leur teneur en fines. A chaque catégorie est attribué un module de Young variant entre 200 et 600 MPa. Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.35 à défaut d'informations spécifiques.

Afin de prendre en compte la non linéarité du comportement des matériaux non liés, l'assise de la chaussée est supposée compactée en sous-couches ayant des modules de Young décroissants du

haut vers le bas avec un rapport constant variant entre 2 et 3 selon la catégorie de la grave (tableau 2.2).

Valeur du module de Young pour la GNT ( Chaussée souple à faible trafic )									
Chaussée à faible trafic ( T < T3 )									
Couche de base	Catégorie 1 : E <sub>GNT</sub> = 600 MPa Catégorie 2 : E <sub>GNT</sub> = 400 MPa Catégorie 3 : E <sub>GNT</sub> = 200 MPa								
Couche de fondation ( GNT subdivisée en sous-couches de 25 cm d'épaisseur )	E <sub>GNT</sub> [1] = k E <sub>plate-forme support</sub> E <sub>GNT</sub> [sous-couche i] = k E <sub>GNT</sub> [sous-couche (i-1)] <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>catégorie</th> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>k</td> <td>3</td> <td>2.5</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>	catégorie	1	2	3	k	3	2.5	2
catégorie	1	2	3						
k	3	2.5	2						

Tableau 2.2 : Valeurs du module de Young pour la grave non traitée selon le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée [Guide technique SETRA (1994)].

Une échelle de portance est définie pour l'arase. Selon la classification du sol in-situ, quatre plages de portance sont considérées avec des modules variant entre 20 et 200 MPa. Pour les sols sensibles à l'eau, ces plages de portance sont déterminées en utilisant l'indice CBR immédiat.

Les contraintes et les déformations sont calculées au niveau de chaque couche selon le modèle multicouche de [Burmister (1943)], en utilisant le code de calcul ALIZE [Autret *et al* (1982)]. Le chargement est considéré statique, exercé par un jumelage à roues simples, représenté par deux charges uniformément réparties de 0.662 MPa sur deux disques de 0.125 m de rayon et 0.375 m d'entre-axe. Les couches de la chaussée sont supposées isotropes et le calcul des contraintes et des déformations se fait avec une loi de comportement élastique linéaire.

Selon la valeur du nombre équivalent d'essieux *NE*, une valeur seuil de la déformation élastique au sommet du sol support est calculée pour la vérification de l'orniérage avec la formule suivante :

$$\varepsilon_{z adm} = A (NE)^{-0.222} \quad (2.1)$$

*A* : est un paramètre pris égal à 0.016 pour les faibles trafics ( T < T3 ) et à 0.012 dans le cas contraire.

*NE* : est le nombre équivalent d'essieux. C'est le produit entre le nombre cumulé de poids lourds pour *C* années de services et le coefficient d'agressivité moyen du poids lourd par rapport à l'essieu de référence *CAM* :

$$NE = 365 . MJA . C . CAM \quad (2.2)$$

Les valeurs du coefficient CAM en fonction de la classe du trafic sont données dans le *tableau 2.3* :

Classe du trafic	T5	T4	T3-	T3+	≥ T2
CAM	0.4	0.5	0.7	0.8	1

*Tableau 2.3* : Valeur du coefficient d'agressivité moyen du poids lourd par rapport à l'essieu de référence en fonction de la classe du trafic [Guide technique SETRA 1994].

La déformation verticale au sommet du sol support est aussi obtenue avec un calcul analytique (code de calcul ALIZE), elle est comparée avec la déformation verticale admissible  $\varepsilon_z^{adm}$ . Le critère de l'orniérage est vérifié lorsque cette dernière est inférieure à la déformation verticale calculée avec le code ALIZE. Dans le cas contraire, l'épaisseur de l'assise est augmentée. L'opération est répétée jusqu'à vérification du critère de l'orniérage.

La méthode de dimensionnement des chaussées souples selon le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussées [Guide technique SETRA (1994)] est critiquable sur plusieurs points :

La formule de vérification de l'orniérage se base uniquement sur les conditions du trafic. En effet, les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le corps de chaussée et le sol support ne sont pas prises en compte.

La détermination de la déformation admissible se fait avec un calcul en élasticité linéaire alors que le comportement des matériaux non liés montre une forte non-linéarité.

Les couches de la chaussée sont considérées isotropes alors que les couches de l'assise et le sol support montrent une combinaison d'anisotropies induites par le compactage et le trafic.

Bien que l'orniérage soit par définition un cumul de déformations plastiques, la méthode de dimensionnement pour la vérification de l'orniérage prévoit une comparaison entre une déformation élastique et une valeur admissible fonction du trafic. Le comportement inélastique n'est donc pas pris en considération.

Certains pays européens se basent, pour le dimensionnement des chaussées souples, sur les travaux de l'American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO [guide for Design of pavement structures (1993)]. Selon cette méthode, la structure de la chaussée doit avoir une capacité suffisante de diffusion latérale des contraintes. Cette dernière est quantifiée à l'aide de la valeur de structure SN (structural number) qui est fonction du trafic, des épaisseurs des couches de la structure, de leur portance ainsi que de l'état de dégradation du revêtement. L'inégalité suivante doit être satisfaite :

$$SN_{nec} \geq SN_{dim}$$

où  $SN_{nec}$  est la valeur exigée

$$SN_{\text{dim}} = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (2.3)$$

$a_i$  sont des coefficients dépendants des matériaux des couches.

$D_i$  sont les épaisseurs des couches considérées.

$m_i$  sont des coefficients de drainage ( l'effet du drainage pour la couche d'asphalte n'est pas pris en compte ).

Les indices 1, 2 et 3 représentent respectivement, la couche de revêtement, la couche de base et la couche de fondation.

La formule basique pour le dimensionnement des chaussées souples est donnée par le guide AASHTO 93 :

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R \cdot S_0 + 9.36 \log_{10}(SN_{\text{dim}} + 1) - 0.2 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.4 + \frac{1094}{(SN_{\text{dim}} + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10}(M_R) - 8.07 \quad (2.4)$$

$W_{18}$  : représente le nombre prévu d'applications équivalentes de charges axiales.

$Z_R$  : représente la déviation standard normale.

$S_0$  : est l'erreur combinée entre la prédiction du trafic et la prédiction de la performance.

$\Delta PSI$  : est la différence entre l'indice de la serviabilité initiale  $p_0$  et de la serviabilité finale  $p_t$ .

$M_r$  : est le module résilient ( psi ).

D'autres méthodes de dimensionnement [Asphalt Institut - Shell Oil - Université de Nottingham] commencent par poser des hypothèses sur la forme de la structure en spécifiant les couches qui seront prises en compte dans la conception de la chaussée, puis donnent des spécifications des charges à considérer et font une première hypothèse sur les épaisseurs des couches. Un calcul de structure est effectué afin de déterminer les déformations correspondant aux points critiques de la structure ( la déformation radiale  $\varepsilon_r$  à la base de la couche d'asphalte à l'aplomb de la charge et la déformation verticale  $\varepsilon_z$  au sommet du sol support à l'aplomb de la charge). Une vérification vis-à-vis de la fatigue de la couche de bitume est faite :

$$N_f = f_1 \varepsilon_r^{-f_2} E_{AC}^{-f_3} \quad (2.5)$$

$N_f$  : est le nombre de cycles de chargements avant la rupture par fatigue.

$\varepsilon_r$  : est la déformation latérale à la base de la couche de roulement.

$E_{AC}$  : est le module de Young de la couche de roulement (psi).

$f_1, f_2$  et  $f_3$  sont des paramètres du matériau de la couche de roulement donnés par :

Asphalt Institut :  $f_1 = 0.0796$

$$f_2 = 3.291$$

$$f_3 = 0.854$$

Shell Oil :  $f_1 = 0.0685$

$$f_2 = 5.671$$

$$f_3 = 2.363$$

Au Royaume Uni, cette vérification est faite en utilisant l'égalité suivante :

$$\log N = -9.38 - 4.16 \log \varepsilon_r \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_6 (N/10^{-6})^{-0.2} k_c k_r k_s$$

$\varepsilon_6$  est fonction du matériau, de la température et de la fréquence de chargement.  $k_c$ ,  $k_r$  et  $k_s$  sont des paramètres de régression.

Une vérification vis-à-vis de l'orniérage est à faire:

$$N_d = 10^6 f_4 \varepsilon_z^{-f_5} \quad (2.7)$$

$N_d$  : représente le nombre de cycles de chargements avant la rupture par cumul des déformations plastiques.

$\varepsilon_z$  : représente la déformation verticale au sommet du sol support.

$f_4$  et  $f_5$  sont des paramètres liés à la grave non traitée.

Asphalt Institut :  $f_4 = 1.365 \times 10^{-9}$   
 $f_5 = 4.477$

Shell Oil :  $f_4 = 6.15 \times 10^{-7}$   
 $f_5 = 4.0$

Université de Nottingham :  $f_4 = 1.13 \times 10^{-6}$   
 $f_5 = 3.571$

En écrivant l'équation 2.1 sous la forme de l'équation 2.7, on obtient les coefficients suivants :

Norme française :  $f_5 = 4.5045$   
 $f_4 = 8.1367 \times 10^{-9}$  pour ( $T < T3$ )  
 $f_4 = 2.2267 \times 10^{-9}$  cas contraire

Le dimensionnement des assises de chaussées constituées de grave non traitée, a fait l'objet d'un état de l'art dans le cadre de la Coopération Européenne dans le domaine de la Science et de la

Technique COST 337. D'une part le projet avait pour but la collecte des principaux éléments des méthodes de dimensionnement. D'autre part, il visait à homogénéiser les procédures de dimensionnement en Europe. La collecte des types de sollicitations, des modes de dégradation à prendre en compte, des logiciels et modèles de calcul utilisés a permis de mettre en relief 14 facteurs à prendre en compte pour une modélisation rationnelle des chaussées souples. Parmi ces facteurs on cite : la non linéarité du comportement des matériaux non liés, les propriétés rhéologiques, l'anisotropie, les conditions d'interface, les effets du climat, le trafic, le mode d'accumulation des dommages, la fatigue des matériaux, les déformations permanentes...

Cette enquête a montré que la fiabilité des résultats des modèles existants dépend d'une part, des principes sur lesquels se basent ces modèles ( analytiques ou se basant sur un code de calcul évolué, loi de comportement élastique, viscoélastique ou autre, la prise en compte ou pas de la non linéarité du comportement...), et d'autre part, elle dépend aussi de la représentativité des données utilisées. Parmi ces dernières, on cite : les propriétés mécaniques des matériaux, le trafic, les données climatiques.

## **2.4 Conclusion**

Les chaussées souples constituent 60% du réseau routier français, ce type de chaussées est caractérisé par un faible trafic, une mince couche de roulement et une assise en matériaux non liés. La faible épaisseur du revêtement bitumineux et l'absence de cohésion dans les couches d'assise conduisent à une faible rigidité structurelle. En effet, cette dernière dépend étroitement de la rigidité du sol support. Le fort rapport entre le module d'élasticité de la couche de base et la couche de roulement donne une flexibilité à la structure de la chaussée. Sous l'effet d'une charge roulante, le béton bitumineux subit des cycles de traction par flexion à sa base qui conduisent à des fissurations par fatigue. La prise en compte de la vérification vis-à-vis de la fatigue du béton bitumineux est alors non négligeable lors de l'opération de dimensionnement des chaussées souples.

A cause de la faible épaisseur de la couche de roulement, les couches d'assise sont exposées à des niveaux de contraintes assez élevés. Des déformations plastiques non négligeables peuvent apparaître, avec des amplitudes croissantes avec le trafic et conduisent à l'apparition d'ornières en surface. Celles-ci nuisent à la serviabilité de la chaussée. Les chaussées souples se dégradent principalement par orniéage, il est donc primordial de prendre en compte ce phénomène pendant le dimensionnement.

En France, ce dernier est mené en respectant les recommandations du guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussée [Guide technique SETRA (1994)]. Cette approche présente quelques insuffisances. Elle est basée sur un calcul élastique linéaire alors que le comportement des graves non traitées et du sol support sont fortement non linéaires. Cette méthode ne prend pas en compte directement les caractéristiques mécaniques de la grave non traitée. En effet, selon les résultats des essais d'usure ( Micro-Deval, Los Angeles) et de

granulométrie, la GNT est classée en trois catégories et à chaque catégorie est attribué un module d'élasticité. La non linéarité du comportement de la grave est prise en compte par une diminution, non réaliste, du module de Young avec la profondeur. Cette méthode ne prend pas en compte le comportement plastique des matériaux de la chaussée, et la vérification de l'orniérage se fait au travers de règles simplistes indépendantes des caractéristiques mécaniques de ces matériaux.

Pour un dimensionnement rationnel des chaussées souples, il est nécessaire de prendre en compte les facteurs qui influent significativement sur le comportement d'une chaussée en service. Hormis le trafic, il est indispensable de prendre en considération les conditions climatiques et la variation de l'état hydrique dans les couches de grave non traitée et le sol support. Une bonne connaissance des propriétés rhéologiques des matériaux du corps de la chaussée et le sol support est incontournable.

Comprendre et modéliser le comportement cyclique à long terme des matériaux non liés d'une chaussée souple sous chargement cyclique est l'objet d'une investigation exposée dans le chapitre suivant.

## *Chapitre 3*

---

Revue du comportement et modèles pour les graves non traitées

### **3.1 Introduction**

Les différents matériaux constitutifs des diverses couches d'une chaussée doivent présenter des caractéristiques mécaniques leur permettant de résister aux différentes sollicitations que subit la chaussée durant sa vie de service. Le principal mode de dégradation des chaussées souples est l'orniérage, celui-ci est dû principalement au cumul des déformations plastiques sous les actions répétées du trafic. Ces déformations irréversibles se concentrent essentiellement dans les couches d'assise constituées de grave non traitée. Cette dernière, bien qu'elle soit largement utilisée dans la réalisation des fondations des chaussées, a un comportement qui reste néanmoins mal connu.

Dans ce chapitre on commence par rappeler les principales approches utilisables pour l'évaluation des caractéristiques mécaniques des graves non traitées. On s'attardera sur la description ainsi que sur le principe de l'essai triaxial à chargements répétés. On rappellera ensuite, sous forme synthétique, les différents résultats expérimentaux relatifs à la grave non traitée, exposant et discutant les divers facteurs influant sur son comportement. On finira par exposer une revue des modèles existants pour la description du comportement résilient ainsi que le comportement irréversible des graves non traitées.

### **3.2 Définition des graves non traitées**

Les graves non traitées sont très simplement utilisées en techniques routières puisqu'elles ne sont constituées que de granulats et d'eau sans adjonction de liants. Ces matériaux ont un comportement mécanique complexe qui est difficile à caractériser expérimentalement. C'est pourquoi la qualité des graves non traitées est encore appréciée à partir de caractéristiques d'identifications géotechniques telles que, la granularité, la propreté des fines ou la résistance mécanique des gravillons qui la constituent. Des relations empiriques sont établies entre ces caractéristiques d'identification et le comportement mécanique des graves non traitées. Ces relations ne sont pas justifiées expérimentalement et cela ne permet donc pas une bonne optimisation des matériaux d'une structure de chaussée.

La granularité des graves non traitées est continue et le plus gros éléments sont compris entre 14 et 31,5 mm. Le pourcentage des fines est compris entre 5 et 10%. Selon le mode d'élaboration des graves non traitées, la norme NF P 98-129 distingue deux catégories : les GNT A sont obtenues en une seule fraction sans ajout d'eau et leur granularité est codifiée, les GNT B ou GRH (graves reconstituées humidifiées) sont élaborées dans des centrales à partir de plusieurs fractions différentes, à des proportions définies.

### **3.3 Les différentes approches pour l'étude des matériaux non liés**

Les matériaux constitutifs des chaussées ont été et sont encore le sujet de diverses études afin d'élaborer des lois de comportement permettant le dimensionnement rationnel des structures de chaussées et la prédiction de leurs comportements à court et à long terme. Les lois de comportement peuvent fournir d'une part, les modules de rigidité qui seront utilisés dans les calculs de chaussées, d'autre part, elles permettent la définition des différents domaines de comportement précisant le domaine d'utilisation des matériaux, ce qui est à la base des critères limites de dimensionnement. Ces lois de comportement proviennent du domaine de la rhéologie qui est la science de l'étude des propriétés de déformabilité et d'écoulement des matériaux. Il est indispensable de déterminer les propriétés mécaniques des matériaux qui résistent aux différentes sollicitations la chaussée. Il faut donc disposer d'outils expérimentaux permettant la simulation des sollicitations mécaniques que subit le matériau in-situ et la mesure de sa réponse. Le matériau étudié, selon l'approche adoptée, obéit à un nombre de principes généraux de la physique et de la mécanique permettant l'interprétation des mesures et leur généralisation. En fonction de l'échelle d'observation des phénomènes, différentes approches peuvent être adoptées pour la détermination et l'étude des caractéristiques mécaniques des matériaux de chaussées.

#### **3.3.1 Approche microscopique (physique)**

L'observation pour cette approche se fait à l'échelle des granulats. Les caractéristiques géométriques et physiques des grains sont à observer. Les déformations d'un milieu granulaire soumis à un chargement mécanique dépendent de différents modes de déformations élémentaires. Ces derniers peuvent faire intervenir trois mécanismes différents de déformations :

- Les déformations propres des grains qui restent réversibles et apparaissent aux points de contact intergranulaires.
- Les glissements et les rotations relatives des grains engendrés sont irréversibles pour deux grains isolés. Mais pour un milieu granulaire, ces déformations peuvent être partiellement réversibles. Ceci est dû à l'action des grains les uns sur les autres. Le degré de réversibilité dépend du niveau de contraintes appliqué, de l'état global de surface des grains et de l'état de la structure du squelette granulaire.
- Les déformations résultant de la rupture des grains sont totalement irréversibles. L'éclatement des grains et l'attrition sont fonction du niveau de sollicitation appliqué, de la dureté des grains et de la résistance mécanique des granulats. Cette résistance est liée à la nature minéralogique des grains et à leurs formes globales.

Les observations à relever à l'échelle granulaire afin de déterminer les caractéristiques mécaniques de la grave non traitée et du sol support sont les suivantes :

- Les caractéristiques liées à la géométrie globale des grains comprennent : la granularité, la taille des grains et leur forme. Les graves non traitées sont classées en trois catégories en fonction de leur granularité par ordre décroissant de qualité (figure 3.1). La grave est de catégorie 1, si sa courbe granulométrique est entièrement en zone 1. Elle passe à la catégorie 2, si sa courbe granulométrique est à la fois dans la zone 1 et 2. La catégorie 3 comprend tous les autres cas.

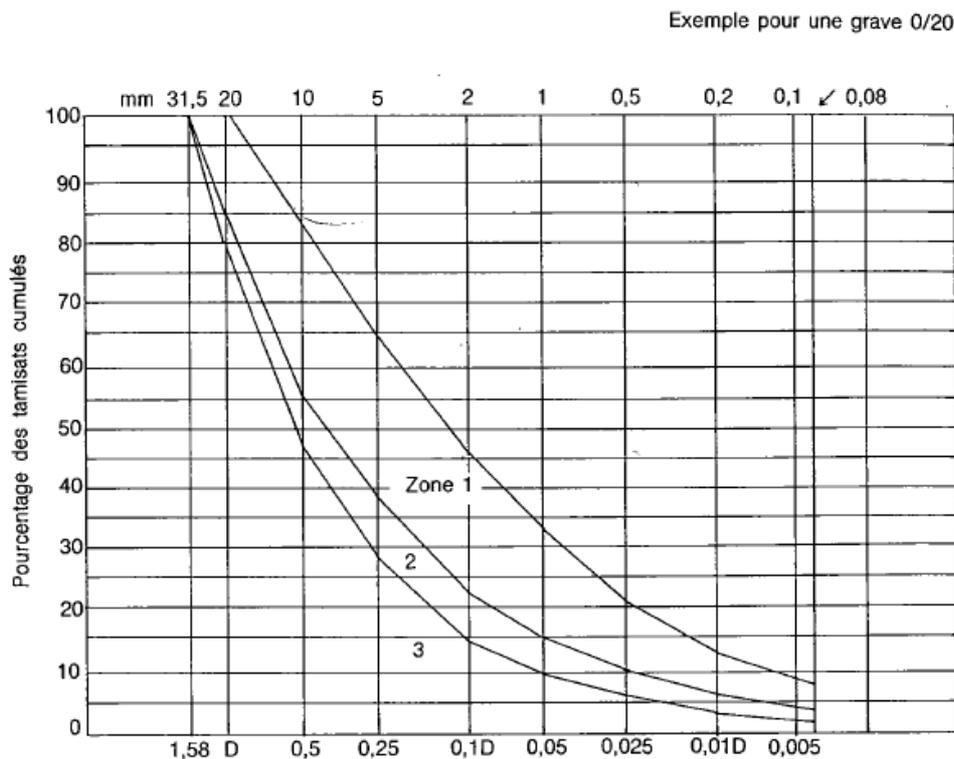


Figure 3.1 : Fuseau de spécification d'après le Manuel pour Chaussées neuves à Faible Trafic [ MCFT(1981)].

- Les caractéristiques liées à l'état de surface sont généralement la rugosité, l'angularité et la forme des grains. Contrairement aux matériaux alluvionnaires roulés, les graves issues d'un concassage ont une forte angularité. La présence d'arêtes, conduit à des surfaces de contact réduites, ce qui augmente les contraintes de contact, conduisant à l'éclatement des grains. Ce phénomène est accentué par la concentration de micro-fissures dans les grains provenant de leur mode de fabrication.

- Les caractéristiques mécaniques des grains sont évaluées selon leurs duretés et leurs résistances et selon leurs déformabilités. La dureté des granulats est un facteur à prendre en compte dans la classification des matériaux non liés des chaussées souples. En absence de liant, les granulats

sont amenés à supporter plus d'efforts d'attrition et de fragmentation. La résistance à ce genre d'agression repose sur la nature minéralogique des granulats. Cette résistance est mesurée par l'essai Los Angles (LA) et par l'essai micro-Deval en présence d'eau. Selon les valeurs de ces deux essais, quatre catégories de graves sont définies (figure 3.2).

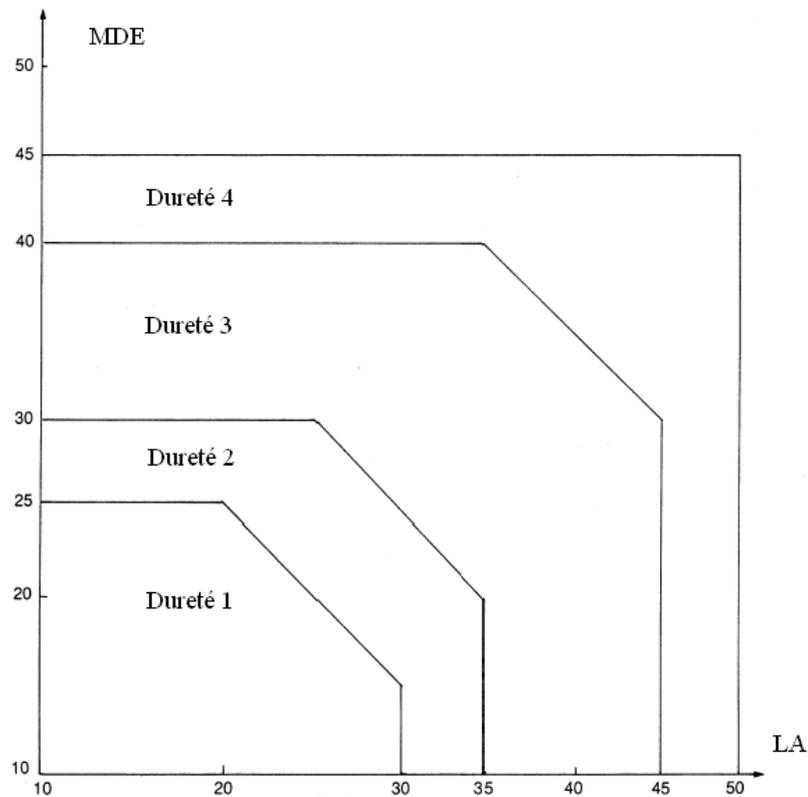


Figure 3.2 : Classe de dureté d'après le Manuel pour Chaussées neuves à Faible Trafic [ MCFT(1981)].

### 3.3.2 Approche macroscopique (phénoménologique)

L'échelle de l'observation est celle d'un échantillon homogène. Les dimensions de ce dernier sont supérieures au diamètre maximal des grains  $D_{max}$  (généralement au moins 10 fois  $D_{max}$ ) afin de pouvoir assimiler l'échantillon à un milieu continu. Grâce à cette approche, il est facile de simuler des sollicitations et de relever les réponses de l'échantillon. Cette approche est l'une des bases des méthodes de dimensionnement rationnel des chaussées. Ainsi, parmi les essais utilisés, on note l'essai CBR (Californian Bearing Ratio) et l'essai triaxial à chargements répétés (TCR). Le CBR est un essai de résistance au poinçonnement des sols fins par rapport à un matériau de référence. L'essai a une signification comparative qui fournit une classification des matériaux et permet l'étude de l'influence des paramètres tels que la teneur en eau ou en fines sur le comportement. L'essai CBR est à la base des méthodes de dimensionnement semi-empiriques qui

considèrent la structure de la chaussée ainsi que le sol support comme un milieu homogène de Boussinesq. Pour les modèles multicouches de dimensionnement, le module de Young des couches peut être estimé à partir de l'indice *CBR*.

$$E \text{ (MPa)} = k \cdot \text{CBR} \quad \text{avec} \quad 5 \leq k \leq 15$$

ou

$$E \text{ (MPa)} = a \cdot \text{CBR}^b$$

Le chargement d'une assise de chaussée dû à une charge roulante est complexe, caractérisé par la rotation des contraintes principales et ne peut être reproduit en laboratoire que grâce à des essais très complexes et sophistiqués tels que les essais de torsion sur cylindre creux où la contrainte principale verticale, la contrainte principale horizontale et la contrainte de cisaillement sont contrôlées et varient cycliquement en phase. Ce type d'essais nécessite des éprouvettes de grandes tailles avec des dispositifs expérimentaux complexes, ce qui a conduit des chercheurs à adopter une autre procédure expérimentale faisant appel au triaxial à chargements répétés. Avec cet appareil, la contrainte principale verticale et la contrainte de confinement varient indépendamment et périodiquement en phase. De ce fait, la rotation des contraintes principales n'est pas prise en compte.

### 3.3.3 Approche globale

Pour cette approche, l'observation des phénomènes se fait à l'échelle des couches. Elle permet l'étude du comportement de l'ensemble d'une structure de chaussée en prenant en compte les conditions in-situ non réalisables dans les deux premières approches. Dans le cas des chaussées souples, l'approche globale de l'étude du comportement mécanique des matériaux à l'échelle des couches est basée sur la mesure de la déformée verticale en surface de la chaussée. La méthode réglementaire consiste en une évaluation globale de l'état de la structure et du sol support à partir de la comparaison de la déflexion mesurée avec des seuils prédéfinis. L'approche globale s'appuie sur des essais réalisés sur l'ensemble chaussée-sol support, notamment l'essai de plaque statique et cyclique, la dynaplaque, le manège de fatigue et les chaussées instrumentées.

Les essais de plaque statiques sont essentiellement utilisés pour contrôler la réalisation des couches de matériaux non liés dans les chaussées. En s'appuyant sur la théorie de Boussinesq, il est possible d'estimer le module d'élasticité. Les essais de plaque cycliques sont utilisés pour caractériser le comportement à la fatigue de l'assise de la chaussée et du sol support. L'essai consiste à déterminer une charge de service qui, appliquée  $10^4$  fois, provoque un tassement admissible. Ces essais sont généralement utilisés pour dimensionner les chaussées souples aéronautiques.

Le manège de fatigue (*figure 3.3*) a été développé au LCPC de Nantes [Autret *et al* (1988)]. Cet appareil simule le passage d'un essieu jumelé chargé à 65 KN à une cadence dépassant  $10^6$  de

chargements par mois sur une chaussée circulaire de 17.5 m de diamètre et d'une largeur de 6m. L'appareil est muni de quatre bras tournant à une vitesse de 72 Km/h. La charge est placée à un rayon variant de 18.5 à 19.5 m à l'extrémité de chaque bras. La chaussée est instrumentée de capteurs de déformations et de contraintes afin d'analyser le comportement de la chaussée durant l'essai. Pour contourner les problèmes liés aux coûts excessifs de cet appareillage, il est possible d'instrumenter la chaussée en capteurs de déformations et de teneur en eau et d'analyser son comportement sous l'effet d'un trafic routier réel. Les capteurs de teneur en eau permettent d'apprécier l'influence des variations pluviométriques sur le comportement.

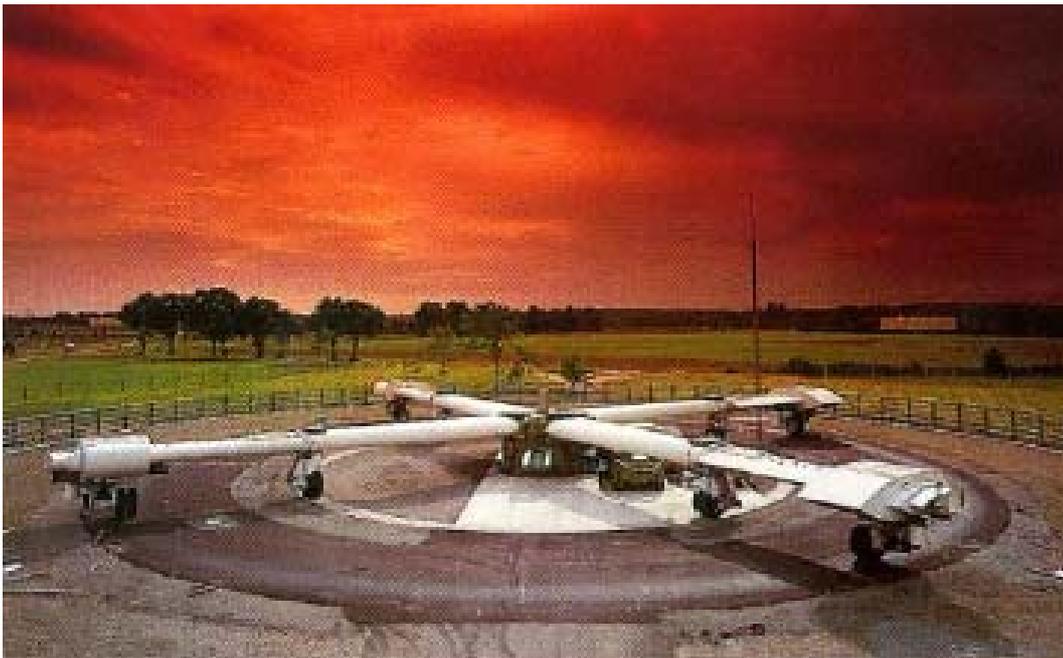


Figure 3.3 : Manège de fatigue du LCPC.

Les essais triaxiaux classiques, utilisés pour les graves non traitées, étaient réalisés à contrainte de confinement constante. La contrainte de compression appliquée cycliquement n'offre pas de grandes possibilités de simulation concernant le rapport des contraintes  $q/p$  qui reste constant contrairement à ce qui se passe in-situ. Le premier prototype d'appareil triaxial à chargements répétés (TCR) pour les graves non traitées a été réalisé lors de la thèse de [Martinez (1980)]. Des améliorations lui ont été apportées lors des travaux de [Paute et Lefort (1987)] avec l'établissement de procédures d'essais fiables et normalisées. L'appareil triaxial à chargements répétés est largement utilisé dans les départements chaussées des laboratoires nationaux et internationaux pour l'étude du comportement mécanique des matériaux granulaires non liés de chaussées souples [LCPC (France), BRRC (Belgique), VTT (Finlande), NRA (Irlande), TRL (Angleterre), IST (Portugal), PRA (Islande)]. Son aspect pratique lié à la taille des éprouvettes,

à son mode opératoire, à l'acquisition des résultats, le rend incontournable même s'il ne reproduit qu'approximativement le chargement d'une chaussée dû à d'une charge roulante en surface.

### 3.4 Evaluation des caractéristiques mécaniques des graves non traitées avec l'essai TCR

#### 3.4.1 Principe du TCR

Paute, Martinez et Vidal sont les premiers à avoir développé l'appareil triaxial à chargements répétés au sein du LCPC (*figure 3.4*). L'appareil est équipé d'un système de chargement pneumatique muni de servo-valves permettant de faire varier la pression dans la cellule du triaxial et la contrainte de compression simultanément et périodiquement en phase. L'éprouvette est cylindrique avec un diamètre de 160 mm et une hauteur de 320 mm. Dans la cellule du triaxial, l'éprouvette est soumise à une contrainte verticale  $\sigma_1$  et une contrainte de confinement  $\sigma_3$ . Il est possible de suivre les chemins de contraintes avec différents rapports  $q/p$ . Dans le plan (q, p), le chemin de chargement est linéaire, défini par les valeurs minimales du chargement statique  $\sigma_{1 \min}$  et  $\sigma_{3 \min}$  et les valeurs du chargement cyclique maximal  $\sigma_{1 \max}$  et  $\sigma_{3 \max}$ . En contrôlant les amplitudes des bornes des contraintes, il est possible de réaliser des essais avec différents taux de cisaillement  $q/p$ . Le signal de chargement est sinusoïdal, la fréquence de chargement est comprise entre 0,3 et 1 Hz. Les éprouvettes sont confectionnées à une densité sèche comprise entre 97 et 102% de la valeur trouvée à l'OPM (Optimum Proctor Modifié) et à une teneur en eau voisine de celle de l'OPM. Le compactage est effectué en une seule phase par vibro-compression (norme NF-P-98-230-1). Les implants sont fixés préalablement sur la paroi de l'enveloppe dans le tiers central de l'éprouvette. Si la teneur en eau doit être inférieure à l'OPM, on procède au compactage avec une teneur en eau voisine de l'OPM, puis on effectue un étuvage à 40°C. Lors de cette dernière opération, l'éprouvette doit être maintenue debout. Les éprouvettes seront conservées à une température voisine de 20°C pendant une durée minimale de trois jours et au plus d'une semaine.

Avec le TCR, il est possible d'étudier le comportement résilient (réversible) des graves non traitées ainsi que leur comportement irréversible (à long terme). Selon le type de comportement visé, il existe des protocoles expérimentaux normalisés en amplitude de chargement, en chemins de contraintes suivis et en nombre de cycles de chargements (norme NF P 98-235-1).



Figure 3.4 : Cellule de l'appareil TCR.

### 3.4.2 Etude du comportement résilient

Le comportement qu'on cherche à étudier est le comportement stable après avoir atteint le phénomène d'accommodation, après plusieurs milliers de cycle de chargements. Ceci correspond au comportement stabilisé à long terme de la grave non traitée dans une chaussée en service après avoir subi un chargement sévère dû à la mise en œuvre et au compactage. Cette étude comprend deux phases. Dans la première phase les éprouvettes sont conditionnées, la deuxième phase est consacrée à la caractérisation du comportement réversible.

La procédure standard de conditionnement consiste à appliquer à l'éprouvette 20 000 cycles de chargements selon le chemin de contrainte E4 décrit dans le tableau 3.1 et illustré sur la figure 3.5. Cette étape vise à stabiliser des déformations permanentes et à obtenir un comportement réversible pour la grave non traitée. Les déformations permanentes mesurées pendant le conditionnement sont enregistrées. Cette phase dure environ 17 heures. Le conditionnement initial peut être assimilé aux sollicitations sévères que subit le matériau lors de sa mise en œuvre (compactage) et au trafic du chantier.

(KPa)	1		2		3		4	
	$\sigma_{3 \max}$	$q_{\max}$						
A	50	0	100	0	175	0	250	0
B	50	30	100	60	175	105	250	150
C	50	75	100	150	175	262.5	250	375
D	50	150	100	300	150	450	200	600
E	30	180	80	360	63.3	500	100	600
F	10	150	15	225	-	-	-	-

Tableau 3.1 : Niveaux de contraintes pour les essais TCR selon la norme NF P 98-235-1.

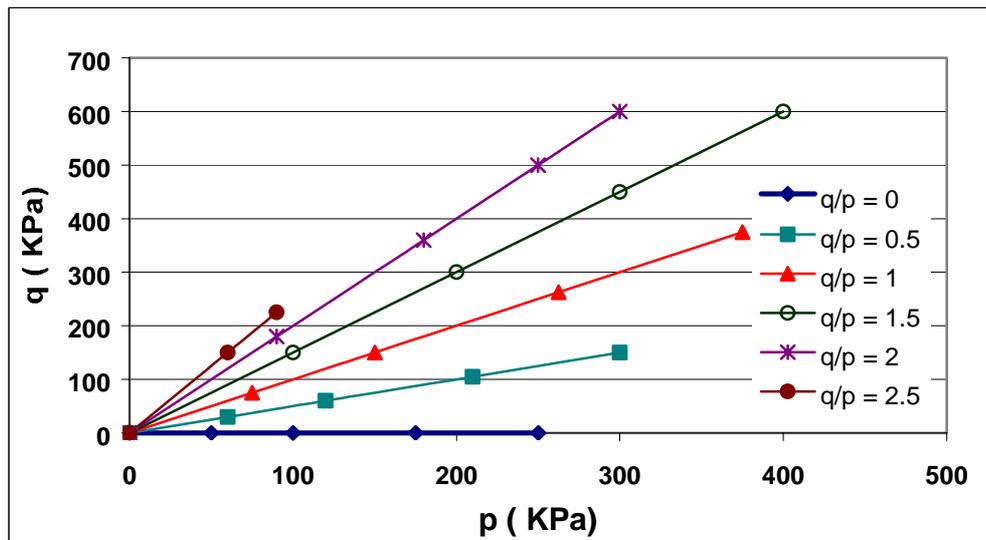


Figure 3.5 : Chemins de contraintes (norme NF P 98-235-1).

Après le conditionnement, les déformations réversibles sont stabilisées après quelques milliers de cycles et l'évolution des déformations permanentes est considérablement ralentie. Le matériau écroui présente un comportement réversible pratiquement élastique non linéaire.

L'éprouvette conditionnée est chargée successivement selon les 22 chemins de contraintes du *tableau 3.1* dans l'ordre de A1 à F2. Au 100<sup>ème</sup> cycle de chaque chemin de contraintes, les déformations axiales et radiales ainsi que la pression de confinement et la force axiale sont enregistrées.

### 3.4.3 Etude des déformations permanentes

Le but est d'étudier l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles et du niveau de chargements. L'essai est effectué sans conditionnement, 80 000 cycles de chargements selon un chemin de contraintes, issu du *tableau 3.1*, sont appliqués sur l'éprouvette. Les déformations axiales et radiales ainsi que la pression de confinement et la force de compression sont relevées à différents nombres de cycles prédéterminés.

Sur les *figures 3.6* et *3.7*, sont reportés les résultats d'un essai de conditionnement sur une grave 0/20 issue d'un microgranite. On remarque que l'hystérésis après 15 000 cycles de chargements diminue considérablement. L'énergie dissipée devient très faible, ce qui implique que la déformation plastique générée par un cycle de chargements devienne petite. La réponse en déformation se traduit par une rapide augmentation de la déformation plastique au début de l'essai qui finit par se stabiliser après plusieurs milliers de cycles de chargements. Le nombre de

cycles nécessaire pour atteindre une éventuelle accommodation dépend du matériau, du chemin de contraintes suivi et de l'amplitude de ces contraintes. Avec le nombre de cycles de chargements, le matériau subit une rigidification. Ceci se traduit par une diminution des déformations permanentes qui peuvent atteindre une éventuelle stabilisation.

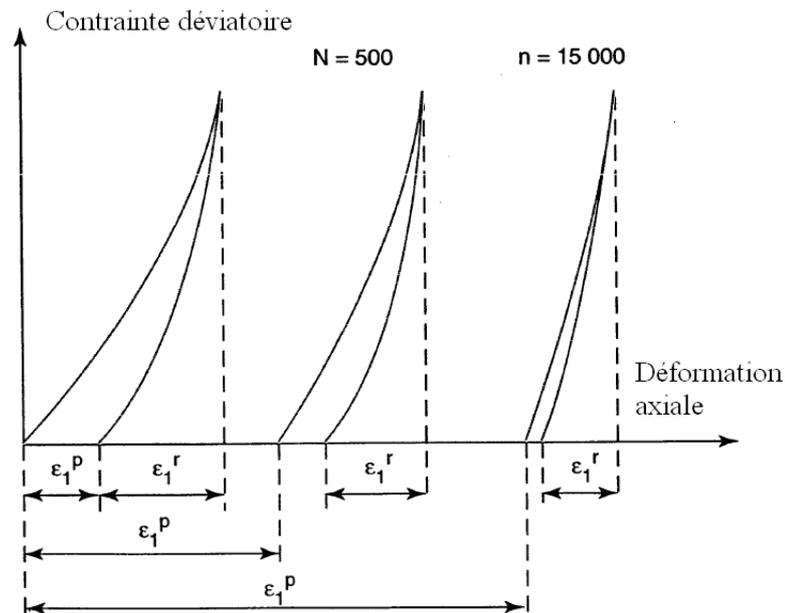


Figure 3.6 : Réponse à un chargement lors d'un essai TCR d'après [Paute (1994)].

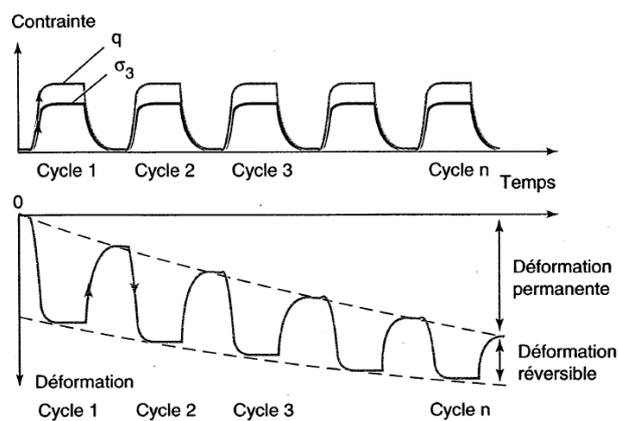


Figure 3.7 : Evolution des déformations résilientes et permanentes lors d'un essai TCR d'après [Paute (1994)].

### 3.4.4 Influence des paramètres d'état sur le comportement de la GNT

#### 3.4.4.1 Influence de la teneur en eau et en fines

La teneur en eau a une influence significative sur le comportement des graves non traitées. [Hick et Monismith (1971)], [Smith et Nair (1973)], [Dawson *et al* (1996)] et [Balay *et al* (1998)] ont étudié le rôle du degré de saturation sur le comportement résilient. Les auteurs arrivent à conclure que le module résilient (défini par le rapport entre le déviateur maximum des contraintes et la déformation réversible maximum) diminue avec l'augmentation de la teneur en eau (*figure 3.8*). Cette diminution est accentuée quand la teneur en eau s'approche de celle de l'optimum Proctor. [Haynes et Yoder (1963)] remarquent une diminution du module résilient de 50% pour des graves, quand la teneur en eau passe de 70% à 97% de celle de l'optimum Proctor. [Balay *et al* (1998)] réalise des essais triaxiaux à chargements répétés sur une grave issue de calcaires tendres à différentes teneurs en eau et trouve que le module résilient diminue de 60% quand la teneur en eau passe de 3% à 4,5%.

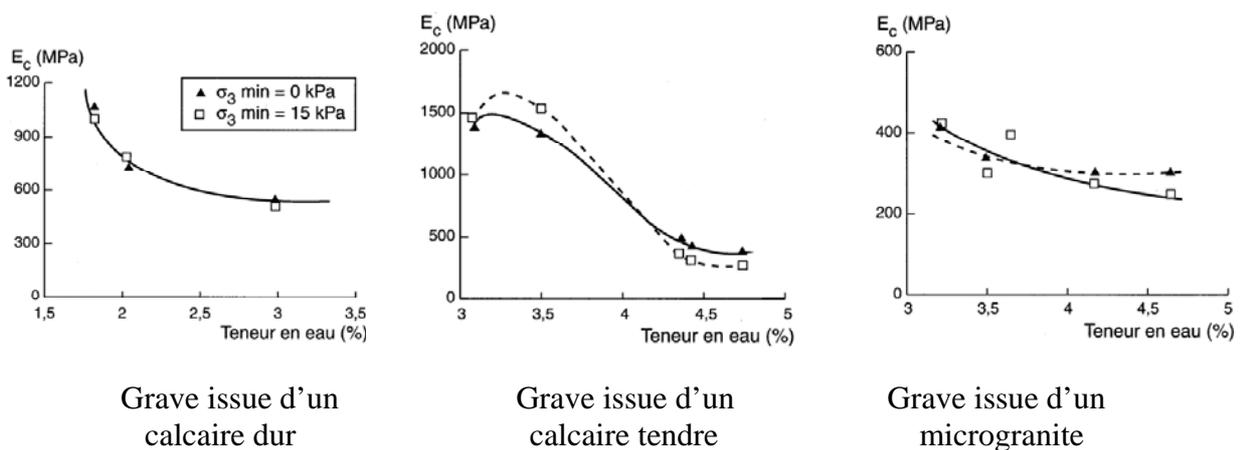


Figure 3.8: Influence de la teneur en eau sur les modules résilients d'après [Balay *et al* (1998)].

Selon certains chercheurs, l'interprétation de la variation du module résilient avec la teneur en eau est liée à l'effet de la pression interstitielle sur le comportement. Lors d'un chargement cyclique, les matériaux à fort degré de saturation, subissent une augmentation de la pression interstitielle engendrant une diminution de la contrainte effective et par conséquent une chute du module résilient. [Thom et Brown (1987)] pensent que l'eau dans les interstices joue le rôle de lubrifiant. Une augmentation du degré de saturation implique un accroissement de l'effet lubrifiant d'où une augmentation de la déformation et par conséquent une diminution du module résilient. Une autre interprétation du phénomène met en relief le rôle de la pression de succion dans un milieu granulaire. Cette dernière, jouant le rôle de colle, diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. [Dawson *et al* (1996)] réalisent des essais sur des roches concassées bien

graduées, et montrent l'existence d'une teneur en eau « seuil » pour laquelle le module résilient augmente avec la teneur en eau. Cela est dû au développement de la pression de succion. Au-delà de ce seuil, le matériau devient de plus en plus saturé : la pression de succion chute, la pression interstitielle augmente provoquant une chute du module résilient.

Il est important de connaître l'effet du degré de saturation sur le comportement à long terme de la grave non traitée. Différentes études ont été menées dans cette optique et convergent toutes vers les mêmes conclusions. Il a été remarqué que la déformation permanente augmente considérablement avec la teneur en eau. La *figure 3.9.a* extraite de [Gomes Correia (2000)] montre des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés sur du granite concassé. Les essais sont réalisés sur des éprouvettes ayant la même densité (97% à 98% de la densité de l'essai Proctor modifié) et différentes teneurs en eau. Il est possible d'observer que la déformation permanente augmente avec le degré de saturation. En effet, la déformation plastique passe de  $2.10^{-3}$  à  $4,6.10^{-2}$ , quand la teneur en eau augmente de 1,5% à 4,29%.

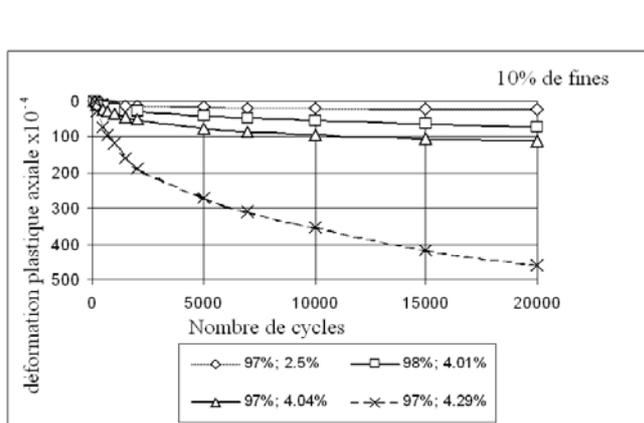


Figure 3.9.a : Influence de la teneur en eau sur le comportement irréversible (d'après [Gomes Correia (2000)]).

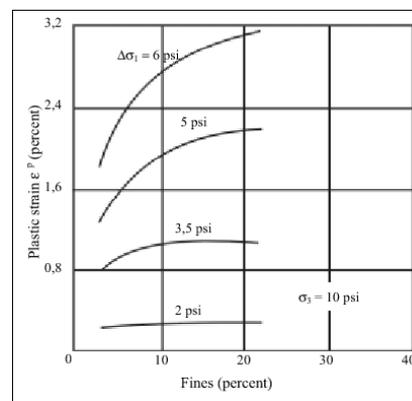


Figure 3.9.b : Influence du pourcentage des fines sur le comportement permanent (d'après [Barksdale (1972)]).

L'étroite relation entre le degré de saturation et la teneur en fines, a amené certains chercheurs à étudier l'effet de cette dernière sur le comportement des graves non traitées. [Hicks *et al* (1971)], [Thom et Brown (1987)], [Kamal *et al* (1993)] ont observé que le module résilient décroît considérablement avec l'augmentation de la teneur en fines. [Barksdale (1972)] montre, à partir d'essais triaxiaux à chargements répétés sur du gneiss et du granite, que la déformation plastique augmente de 50% quand la teneur en fines croît de 3% à 11% (*figure 3.9.b*). Il est à noter que l'effet conjoint d'une importante teneur en fines et d'une teneur en eau élevée, baisse considérablement la performance d'une grave non traitée.

L'effet de la perméabilité, quant à lui, peut être mis en évidence en comparant les résultats d'essais triaxiaux drainés et non drainés. [Dawson (1990)] montre que le rôle de la perméabilité

est plus important avec l'augmentation du nombre de cycles. En fin d'essai, la déformation plastique est sept fois plus grande en conditions non drainées (figure 3.10).

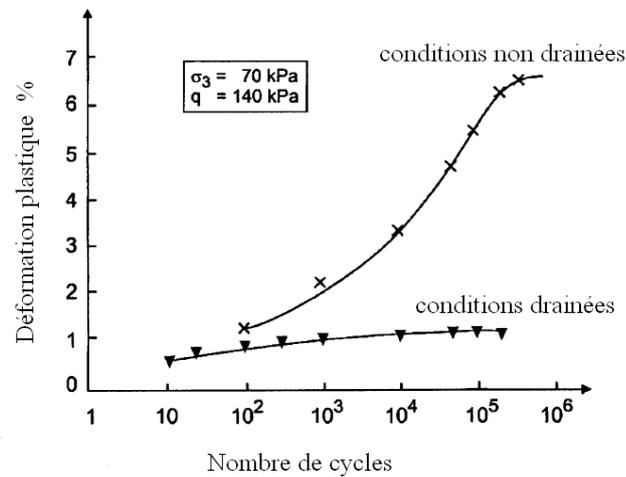


Figure 3.10 : Influence du drainage sur l'évolution des déformations plastiques d'après [Dawson (1990)].

Le LCPC [Gidel (2001)] a étudié l'effet de la teneur en eau sur une chaussée instrumentée soumise à un trafic réel. Des capteurs de déformations et de teneur en eau ont permis l'acquisition d'informations sur une période de 6 mois. Sur la figure 3.11 sont reportées les variations de la teneur en eau et de la déformation plastique en fonction du temps. On peut remarquer que pendant la période à pluviométrie élevée, la déformation plastique croît considérablement.

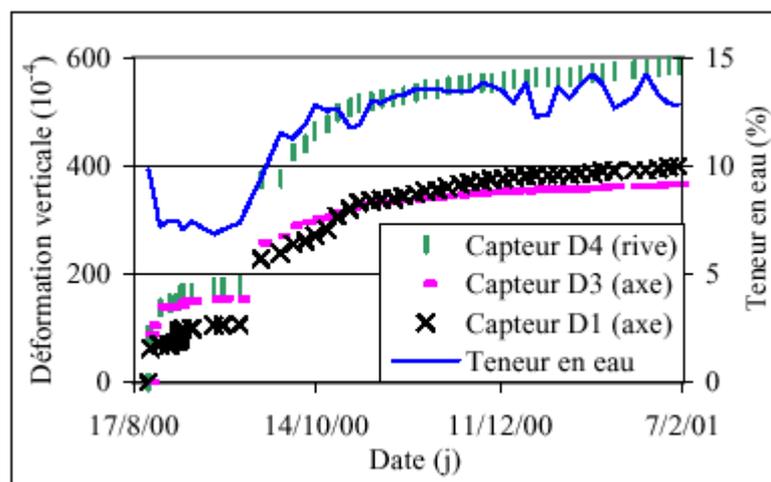


Figure 3.11 : Influence de la teneur en eau sur le comportement d'une chaussée instrumentée d'après [Gidel (2001)].

### 3.4.4.2 Influence de la densité

De nombreuses recherches en mécanique des sols ont montré que la variation de la densité d'un matériau affecte sa réponse aux sollicitations statiques et cycliques. Le matériau devient plus rigide avec des densités croissantes. [Hicks(1970)], [Robinson (1974)], [Rada et Witczack (1981)] et [Kolisaja (1997)] arrivent à la conclusion que le module résilient croît avec l'augmentation de la densité du matériau granulaire en question. Quand la densité augmente, le nombre de points de contact des particules augmente, entraînant une chute de la pression moyenne de contact d'où une diminution de la déformation.

La densité est donc un facteur à prendre en compte dans l'étude du comportement mécanique des graves. En laboratoire, la densité des éprouvettes est étroitement liée à leur mode de fabrication. En effet pour la même densité moyenne, des gradients de densité sont observés. Une étude a été menée au LCPC par [Balay (1998)] pour éclaircir le rôle conjoint de la densité et du mode de fabrication des éprouvettes dans le comportement des graves non traitées. Il s'agit de la comparaison des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés sur des éprouvettes confectionnées en visant la même masse volumique. Les éprouvettes d'un premier groupe sont confectionnées avec vibrocompaction en une seule couche, un deuxième groupe contient des éprouvettes fabriquées en plusieurs couches (3, 5 et 7) compactées avec un marteau vibrant. Les éprouvettes soumises à un examen au gammadensimètre montrent que dans le tiers central des éprouvettes ( zone de mesure des déformations ), les densités sont voisines quel que soit le mode de fabrication (*figure 3.12*).

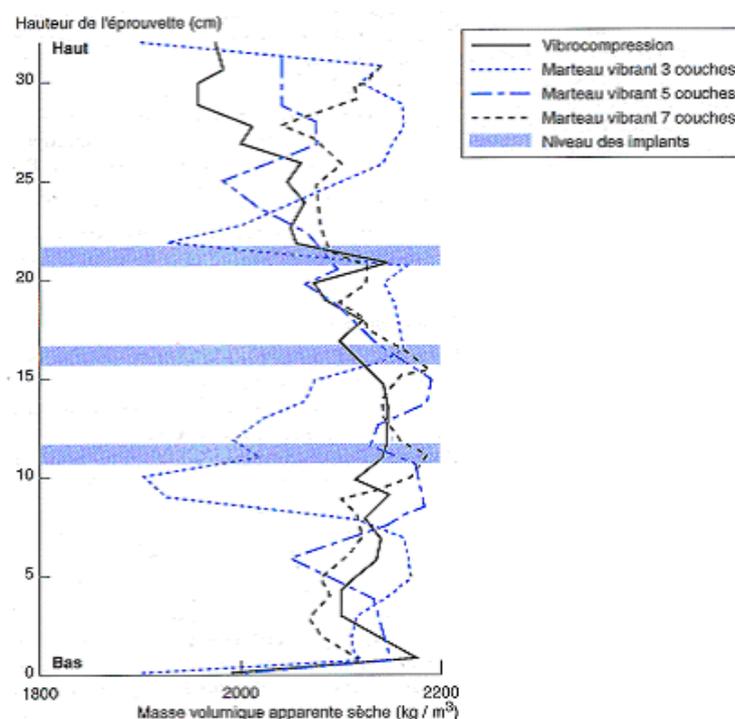


Figure 3.12 : Masses volumiques apparentes sèches mesurées au banc gamma d'après [Balay (1998)].

Les valeurs ponctuelles dépendent considérablement du mode de confection. La vibrocompaction conduit à des variations de densité ne dépassant pas  $100 \text{ kg/m}^3$ . Cette variation est trois fois plus grande pour les éprouvettes compactées avec le marteau vibrant. La fluctuation des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés sur ces éprouvettes, montre que le mode de fabrication a une grande influence sur les déformations permanentes. Balay remarque ainsi qu'entre le compactage par vibrocompaction (1 couche) et le compactage par marteau vibrant (7 couches), les déformations plastiques caractéristiques  $A_{1c}$  (déformation plastique axiale stabilisée pour un essai de conditionnement) sont divisées par deux. Pour les déformations réversibles axiales, l'influence est plus limitée [Balay (1998)].

### 3.4.4.3 Influence de la nature minéralogique et de la morphologie des grains

La résistance d'un milieu granulaire dépend d'une part de la taille et de la forme des grains, de leurs états de surface et de leurs arrangements. D'autre part, elle est étroitement liée à la résistance même des grains. [Hornych (1993)] a étudié le comportement de graves non traitées issues de roches ayant différentes natures minéralogiques. Il trouve que pour un chargement identique, la réponse en déformation est différente pour des éprouvettes compactées à une même densité et à même teneur en eau (figure 3.13).

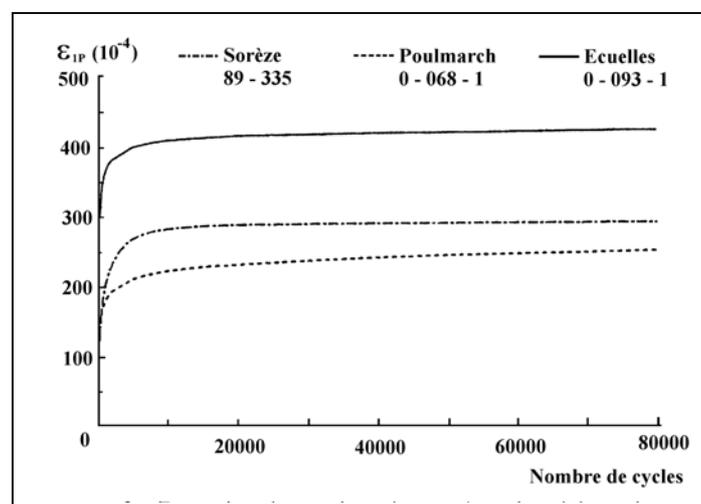


Figure 3.13 : Influence de la nature minéralogique sur le comportement des GNT d'après [Hornych (1993)].

[Mc Dowell et Bolton (1998)] se sont intéressés à l'influence de la taille des grains, et ont ainsi réalisé des essais de rupture sur des grains de différentes tailles, issus du concassage de roches de différentes natures minéralogiques. L'essai consiste à écraser un grain entre deux plaques et à mesurer la force de rupture, la résistance des grains est ensuite calculée par analogie avec l'essai de traction brésilien.

$$\sigma = \frac{F_f}{d^2}$$

$F_f$  : force de rupture des grains

$d$  : diamètre du grain

$\sigma$  : résistance du grain

La variation de cette dernière est représentée en fonction de la taille des grains sur la *figure 3.14*. Les auteurs remarquent que pour une taille donnée, la résistance dépend fortement de la nature minéralogique et qu'elle diminue avec l'augmentation du diamètre des grains, quand ces derniers sont issus de la même roche. Ceci peut être expliqué par le fait que les gros grains contiennent plus de microfissures que les petits grains.

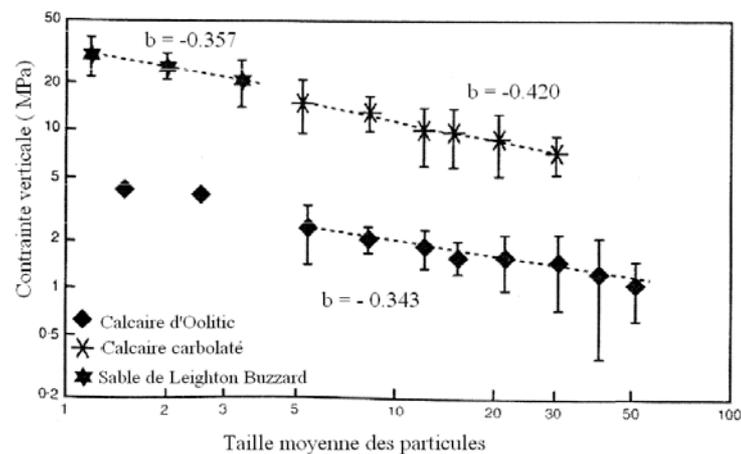


Figure 3.14 : Influence de la taille des grains sur le comportement d'après [Mc Dowell et Bolton ( 1998)].

#### 3.4.4.4 Influence du niveau de chargement

La déformation plastique permanente est étroitement liée au niveau de chargement appliqué. Les essais triaxiaux à chargements répétés montrent que les faibles niveaux de cisaillement conduisent à des déformations plastiques qui se stabilisent avec le nombre de cycles de chargements. Le comportement de la grave devient réversible (*figure 3.15*). Ce comportement est autorisé dans les méthodes de dimensionnement des chaussées à condition que la déformation permanente cumulée en surface ne dépasse pas une certaine limite. Par contre, à forts niveaux de cisaillement, le taux d'augmentation de la déformation plastique est accentué. Des signes de dégradations apparaissent sur les éprouvettes à la fin des essais. Dans certains cas, la progression des déformations plastiques conduit à la rupture de l'échantillon. [Lashine (1971)] et [Barksdale (1972)] ont réalisé des essais triaxiaux à chargements répétés à contrainte de confinement

constante. Ils montrent que la déformation plastique cumulée après  $10^5$  cycles est proportionnelle au rapport du déviateur des contraintes sur la contrainte de confinement.

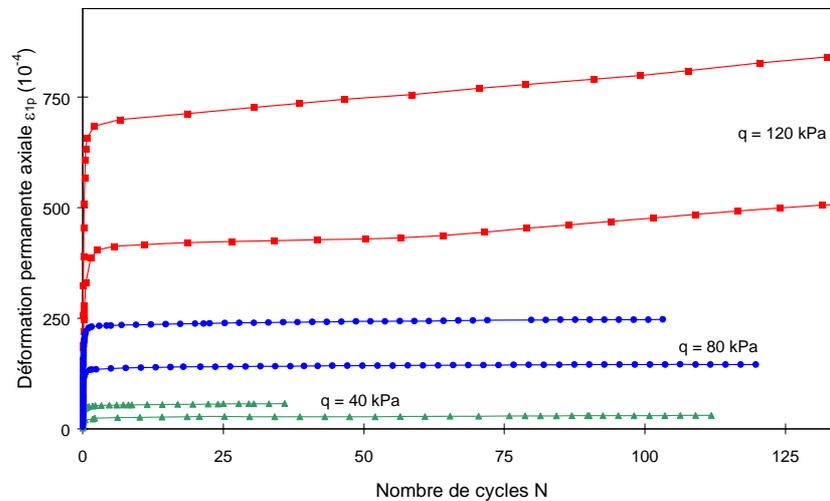


Figure 3.15 : Influence du niveau de chargement sur le comportement irréversible des graves non traitées d'après [Martinez (1980)].

#### 3.4.4.5 Influence de la rotation des directions des contraintes principales

Il est clair que l'état de contrainte d'un élément de volume d'une couche de GNT dans un corps de chaussée est caractérisé par la rotation des directions des contraintes principales lors du passage d'une charge roulante. Il serait utile d'étudier l'influence de cette rotation afin d'apprécier l'erreur engendrée par l'hypothèse de non-rotation des contraintes principales et l'utilisation des TCR dans l'étude des caractéristiques mécaniques de la GNT. [Ishihara *et al* (1983)], [Ishihara *et al* (1986)] réalisent des essais cycliques en faisant varier la contrainte de cisaillement et le déviateur des contraintes périodiquement. Cette procédure lui permet de produire une rotation des directions des contraintes principales en gardant le déviateur des contraintes à la même amplitude. Les résultats de ces essais indiquent une déformation plastique importante traduite par une forte accumulation de contractance.

Pour les graves non traitées, l'effet de la rotation des contraintes principales peut être mis en relief en comparant les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés et des essais de torsion sur cylindres creux. Les essais doivent être effectués sur un même matériau, sous les mêmes conditions d'état initial et avec le même niveau de chargement. [Thom *et al* (1993)] en effectuant cette comparaison, montrent que les déformations permanentes sont accentuées lorsqu'il y a une rotation des contraintes principales. [Hornych (2000)] réalise des essais sur une chaussée instrumentée au Centre d'Expérimentation Routier de Rouen, et ce, selon deux modes de chargement. Le premier est un essai de plaque cyclique caractérisant la non rotation des contraintes principales. Le deuxième mode est une charge roulante effectuant plusieurs passages.

Pour les mêmes conditions de chargement, [Hornych (2000)] remarque que les déformations engendrées par la charge roulante sont jusqu'à trois fois plus grandes.

### 3.5 Elasticité non linéaire et théorie du contact

Les solides présentent un comportement élastique ou réversible sous sollicitations suffisamment faibles. Pour les métaux, la limite d'élasticité est atteinte pour des déformations de l'ordre de 0.1%. Dans le cas des sols, la limite d'élasticité est atteinte pour des déformations de l'ordre de  $10^{-6}$  à  $10^{-5}$ .

Une fois cette limite dépassée, le comportement devient irréversible. Dans ce cas, la limite d'élasticité évolue avec le chargement (écrouissage) et le domaine d'élasticité peut subir une expansion. Puisque la déformation irréversible est due en grande partie aux déplacements relatifs des particules les unes par rapport aux autres, ces déplacements sont physiquement irréversibles et peuvent apparaître sous des sollicitations très faibles. Certains auteurs considèrent que les milieux granulaires ne possèdent pas de domaine d'élasticité initial. Seulement, ce domaine peut être créé par écrouissage. Par ailleurs, la prise en compte du domaine d'élasticité est nécessaire d'un point de vue numérique dans un calcul élastoplastique.

La description du comportement élastique non linéaire a pour origine la théorie du contact énoncée par [Hertz (1881)], selon laquelle, le déplacement relatif des centres de deux billes de même diamètre, de même matière, ayant un comportement supposé élastique linéaire, et soumises à une force normale  $N$ , est proportionnel à cette force élevée à la puissance 2/3 :

$$a = \left[ \frac{3(1-\nu_g^2)}{4E_g \sqrt{R}} \right]^{2/3} N^{2/3} \quad (3.1)$$

$a$  : déplacement relatif entre deux billes en contact

La théorie de l'élasticité appliquée à un assemblage de billes conduit à une contrainte tangentielle infinie sur le pourtour de la surface de contact si l'hypothèse de non glissement sur la surface de contact est maintenue. [Mindlin et Deresiewicz (1953)] introduisent l'influence d'une force tangentielle  $T$  au contact des deux billes. Le glissement s'initie de l'extérieur de la surface de contact et se produit sur une surface annulaire. Une loi de frottement, du type Coulomb, sur cette aire annulaire, est considérée. Il y a dissipation plastique dès que la contrainte tangentielle est non nulle, ce qui conduit à la création de déformations plastiques. Ces dernières restent limitées sur l'aire annulaire de glissement tant que  $T$  est inférieur au produit de l'effort normal aux billes  $N$  et du coefficient de frottement  $f$ . Quand  $T$  devient égal à  $fN$  cette aire de glissement s'étend à toute la surface de contact et par conséquent un déplacement apparaît entre les deux billes. La généralisation de ces constatations à un assemblage de billes montre qu'un très faible déviateur des contraintes appliqué à cet assemblage conduit à des déformations irréversibles. En effet, lors d'un chargement, la répartition des forces de contact varie à l'intérieur d'un cône de frottement

par conséquent les billes se déplacent. Un déviateur des contraintes produit en certains points, des contraintes en dehors de ce cône de frottement. Un chargement cyclique de même intensité et de même direction génère des déformations irréversibles plus faibles avec le nombre de cycles. Les contacts les plus instables sont supprimés lors des premiers cycles de chargements.

[Siryes et Biarez (1962)] généralisent la théorie du contact à un ensemble régulier de billes identiques soumises à un chargement isotrope avec l'hypothèse que chaque bille ne subit de déformation que sur sa surface de contact. Les auteurs ci-dessus, aboutissent à une expression du module d'élasticité pour l'assemblage :

$$E = \frac{2}{3} \left[ \frac{4}{3G(e)} \frac{E_g}{(1-\nu_g^2)} \right]^{2/3} p^{1/3} \quad (3.2)$$

où  $p$  est la pression appliquée

$G(e)$  est une constante, fonction de l'arrangement des grains, appelée module élastique semi-cubique. Elle dépend des propriétés d'élasticité  $E_g$  et  $\nu_g$  du matériau des billes.

Il est possible de chercher directement une relation entre le module d'élasticité et l'indice des vides en s'inspirant des travaux de Hertz pour différents arrangements de billes. En première approximation depuis les kaolinites jusqu'aux agrégats routiers, on peut écrire :

$$E = \frac{A}{e} p_a \sqrt{\frac{p}{p_a}} \quad (3.3)$$

$e$  est l'indice des vides,  $A$  est une constante dépendante du matériau,  $p_a$  est une pression de référence. Pour les agrégats routiers à granulométrie étalée ( $d_{60} / d_{10} > 30$ ) l'expression précédente est en accord avec la forme  $1 / e$ . Par contre pour les sables à granulométrie étroite ( $d_{60} / d_{10} < 2$ ), l'expression du module correspond mieux à la forme  $1 / e^2$ .

[Jambu (1963)] exprime le module de compressibilité volumique en fonction de la pression moyenne sous la forme d'une fonction de puissance :

$$K = A p_a \left( \frac{p}{p_a} \right)^n \quad (3.4)$$

$p_a$  est une pression de référence,  $A$  une constante,  $n$  est un paramètre dépendant de l'état de surface des grains du matériau étudié,  $n$  est égal à un tiers pour un assemblage de billes. Il est à noter qu'un massif de sol n'est pas constitué de grains parfaitement sphériques. [Wroth et Houlsby (1985)] montrent par conséquent que le module de compressibilité volumique d'un sable est fonction de la racine carrée de la pression moyenne. La valeur de  $n$  est généralement proche de 0.4 pour les sables et 0.5 pour les argiles remaniées normalement consolidées.

[Wroth et Houlsby (1985)] expriment le module de cisaillement en fonction de la pression moyenne selon une loi de puissance:

$$G = B \left( \frac{p}{p_a} \right)^m \quad (3.5)$$

$B$  est une constante,  $m$  est un paramètre similaire à  $n$ .

Si les paramètres  $n$  et  $m$  sont pris égaux, cela revient à supposer que le coefficient de Poisson est constant :

$$\nu = \frac{3K - 3G}{6K + 3G} = \frac{3A - 3B}{6A + 3B} \quad (3.6)$$

Ceci est l'une des hypothèses considérées pour la formulation du modèle d'élasticité non linéaire  $K-\theta$  qui sera détaillé dans la section 3.7.1.

Pour un indice de vide donné, [Lade (1977)] montre par différents essais réalisés sur du sable que le coefficient de Poisson est de l'ordre de 0.2.

[Rivera (1988)] réalise des essais triaxiaux de précision sur le sable d'Hostun à différentes contraintes de confinement et à différentes densités. Il montre que les variations de déformations radiales en fonction des déformations axiales dans le domaine des petites déformations est linéaire. Les pentes de ces variations représentant le coefficient de Poisson, sont comprises entre 0.16 et 0.25. Il montre aussi que la pression de confinement n'a pas d'influence sur le coefficient de Poisson, ce qui est en accord avec les résultats théoriques de Mindlin qui présente une valeur du coefficient de Poisson indépendante de la pression isotrope.

Une analyse élastique, exprimant le module de compression volumique et le module de cisaillement en fonction de la pression isotrope, est simple et utilisée par de nombreux modélisateurs. Seulement, la loi associée ne dérive pas d'un potentiel et peut conduire à une violation du principe de conservation de l'énergie. En effet, [Zytynski (1978)] montre que pour un chemin de contraintes ou de déformations fermé, cette loi peut générer ou dissiper de l'énergie. La construction d'un modèle répondant à la condition de conservation de l'énergie nécessite de faire dépendre le module de compressibilité volumique de la partie déviatoire du tenseur des contraintes. Cela revient à considérer un couplage entre la partie déviatoire et isotrope de la loi élastique. [Boyce (1980)] prend en compte ce couplage et fait dépendre le coefficient de Poisson du rapport entre le déviateur des contraintes et la pression isotrope en considérant une loi hyperélastique. [Loret et Luong (1982)] poursuivent les travaux de Boyce. Ils considèrent que le coefficient de Poisson est constant et font dépendre le module de compressibilité volumique et le module de cisaillement de la pression et du déviateur des contraintes en considérant une loi hyperélastique.

### 3.6 Comportement expérimental des matériaux granulaires

Pour illustrer le comportement expérimental des matériaux granulaires, on présentera, des essais triaxiaux qui ont été réalisés sur le sable d'Hostun sous conditions drainées par [Bouvard et Stutz (1982)]. Les essais sont réalisés à différents niveaux de déviateur, à différentes pressions de

confinement et à différents états de densité initiale. Les résultats de ces essais, typiques pour les matériaux granulaires sont montrés sur la *figure 3.16*.

Les courbes du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale  $q(\varepsilon_1)$  finissent par un palier représentant la plasticité parfaite [Schofield et Wroth (1968)]. A partir des plans  $(q, \varepsilon_1)$  et  $(e, \varepsilon_1)$ , on remarque que pour une contrainte de confinement donnée, le même déviateur  $q$  et le même indice final des vides sont atteints, en partant d'états initiaux différents en densité. Par contre le pic remarqué sur le plan  $(q, \varepsilon_1)$  est lié à la densité initiale et à la contrainte de confinement.

Dans le plan  $(p, q)$ , les paliers de la plasticité parfaite se trouvent sur une droite passant par l'origine et de pente  $M$  correspondant à l'angle de frottement  $\varphi_{pp}$  de plasticité parfaite dans le plan de *Mohr*, il est donc possible d'écrire que :  $\varphi_{pp} = \frac{3.M}{6 + M}$ .

Par ailleurs, on remarque une augmentation du déviateur de rupture avec la contrainte de confinement. Les courbes de la variation volumique  $e(\varepsilon_1)$  et  $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$  commencent par une contractance volumique jusqu'à une déformation de  $\varepsilon_1 = 10^{-2}$  environ. Cette phase de contractance sera suivie par une dilatation qui passe par une pente maximale  $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$  correspondant au pic de la courbe  $q(\varepsilon_1)$  en accord avec la loi de Rowe représentée sur la *figure 3.17*.

La pente  $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}$  décroît ensuite jusqu'à 0 où l'indice des vides critique (ou de l'état de plasticité parfaite) est atteint. Dans cette phase le matériau se déforme sans variation de volume. En pratique, il est très rare d'atteindre cet indice des vides critique car, il se produit des localisations de grandes déformations ou du freinage, qui interdisent les déformations homogènes de plus de 30%. De ce fait l'essai ne peut plus être utilisé pour la loi de comportement mais cette hypothèse est utile pour une loi de comportement générale.

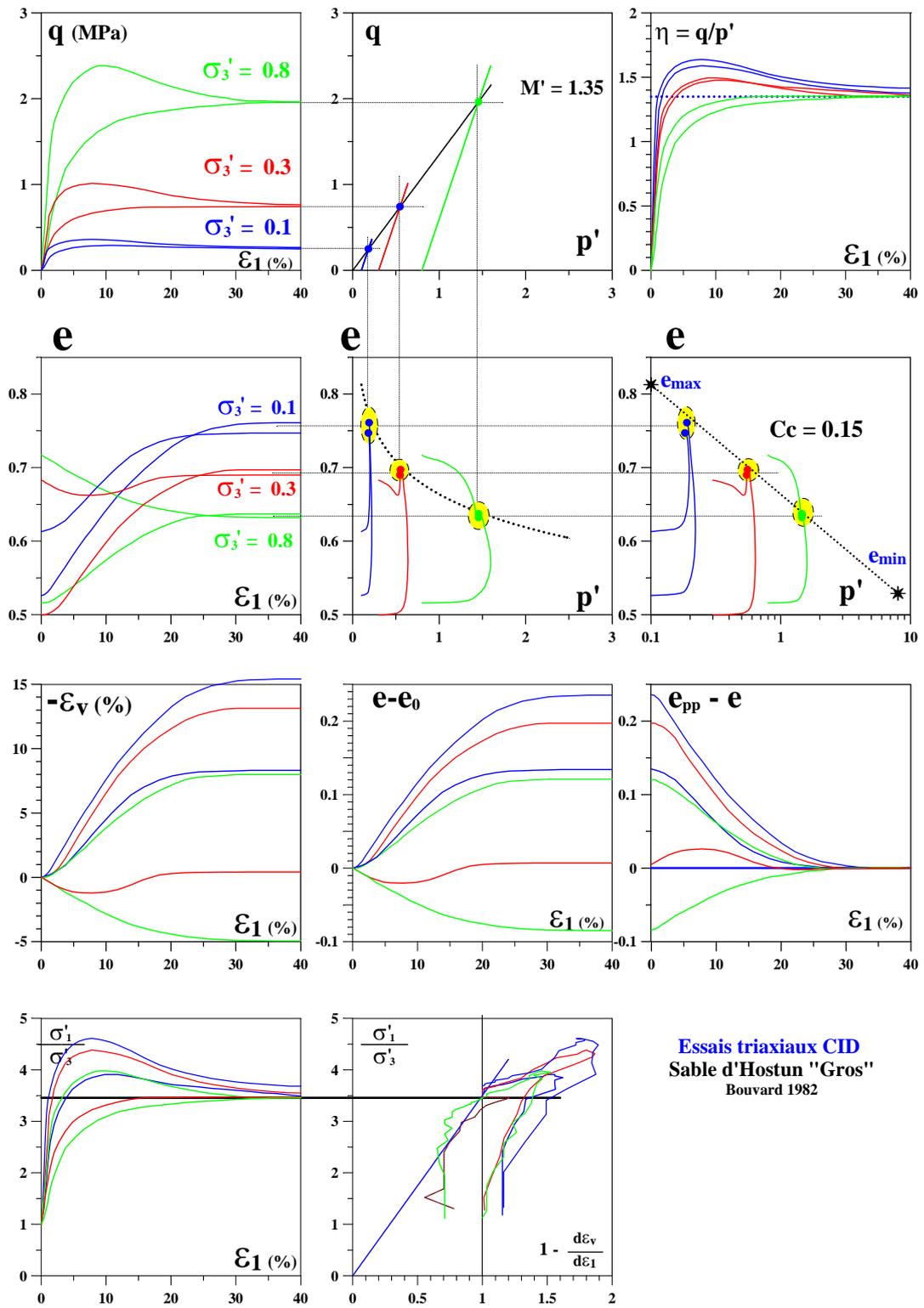


Figure 3.16 : Essais triaxiaux sur le sable d'Hostun [Bouvard (1982)].

La dilatance peut être représentée par la quantité  $\tan \beta = \left( \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} \right)_{\max}$  ou par l'angle de dilatance  $\psi$  en comparant les problèmes plans et de révolution.

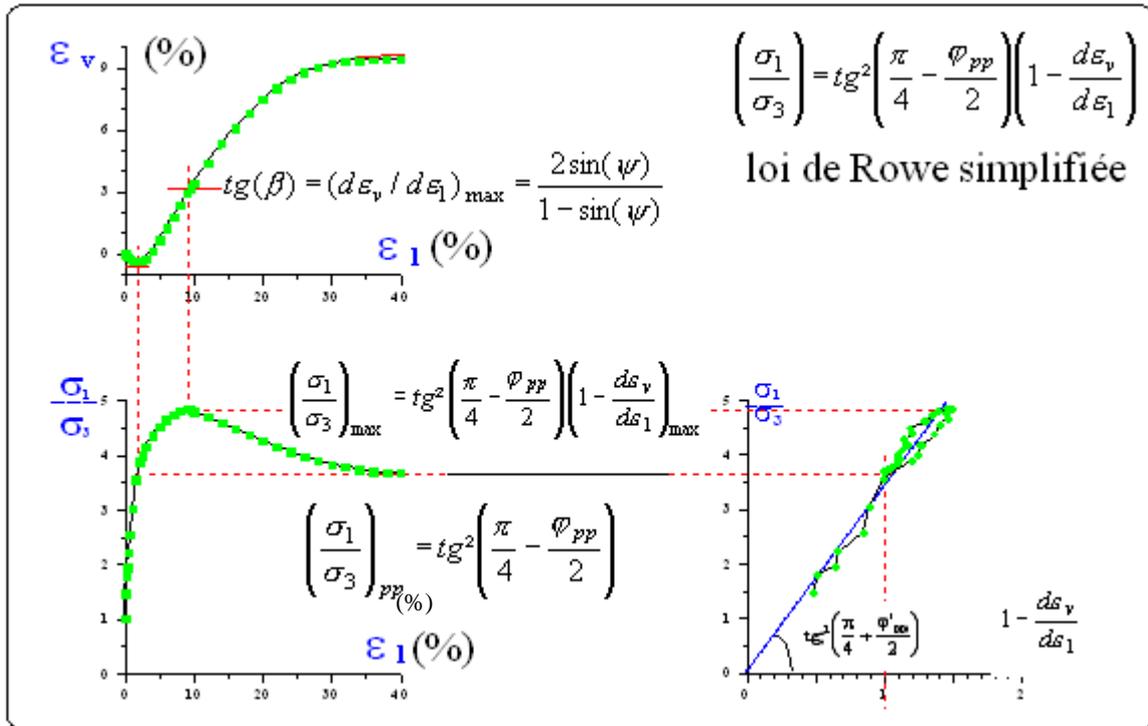


Figure 3.17 : Visualisation de la dilatance dans le plan de Rowe ( $\sigma'_1/\sigma'_3$  ;  $1-d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ ).

Des essais effectués sur du sable en conditions drainées et non drainées montrent l'existence dans le plan  $(p, q)$  d'une droite passant par l'origine et séparant le domaine des contraintes admissibles en deux zones de comportements différents. La contractance est la réponse du matériau tant que l'état de contraintes reste en dessous de cette droite dans le plan  $(p, q)$ . [Habib et Luong (1978)] mettent en évidence l'existence d'une frontière entre le domaine de comportement contractant et dilatant. Cette dernière est connue sous le nom du concept de l'état caractéristique. Ces derniers réalisent des essais triaxiaux cycliques sans alternance sur du sable. Huit séries de cycles sont réalisées entre différentes bornes de contraintes. Ils montrent que les cycles génèrent de la contractance quand le déviateur est inférieur à une certaine valeur. Une fois cette limite dépassée, le comportement devient dilatant et ceci indépendamment de l'histoire du chargement comme le montre la figure 3.18. Cette limite peut être modélisée par une droite : la droite d'état caractéristique dans le plan  $(p, q)$ .

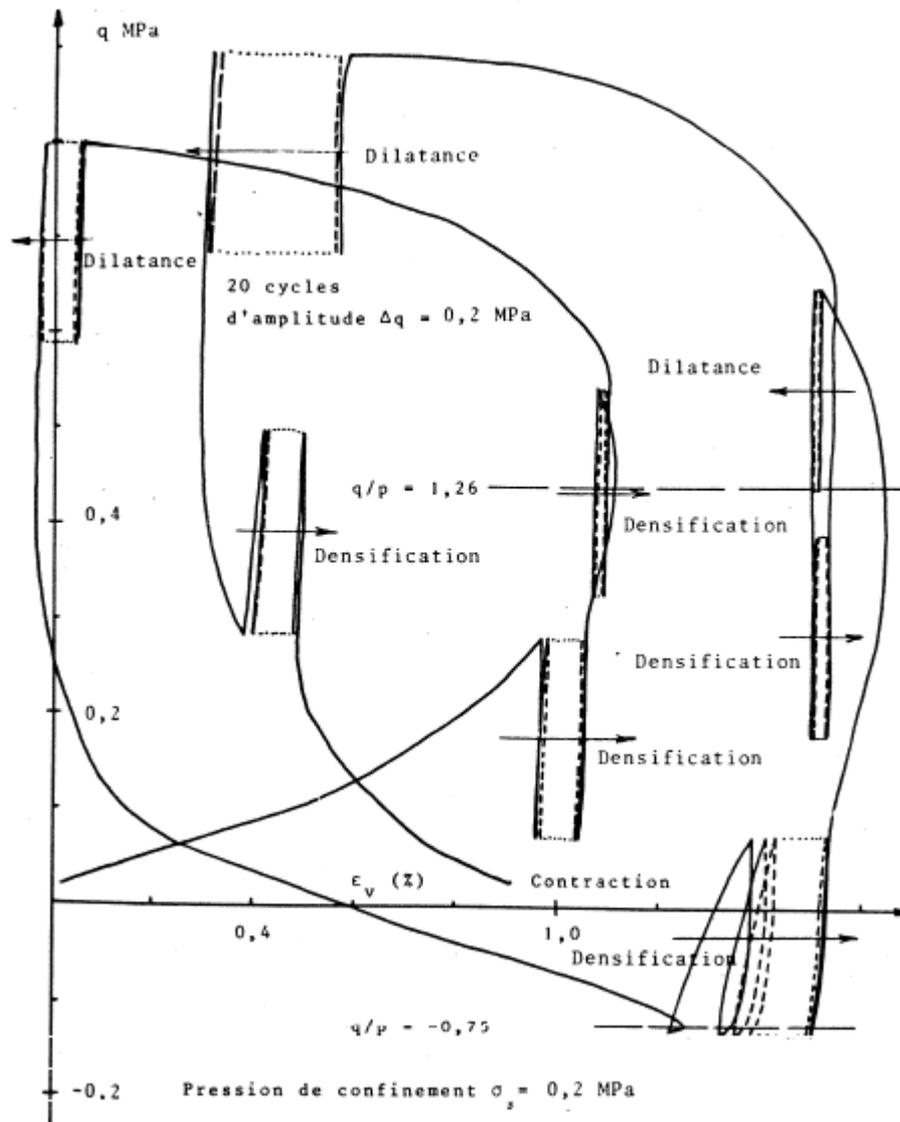


Figure 3.18 : Chargement cyclique sur le sable de Fontainebleau [Habib et Luong (1978)].

[Mohkam (1983)], puis [Lassoudière (1984)] montrent l'existence d'une mémoire discrète pour les matériaux granulaires soumis à un chargement non-monotone. Cette mémoire peut être caractérisée par l'amplitude maximale subie dans le passé.

## 3.7 Revue des modèles du comportement résilient de la GNT

### 3.7.1 Le modèle K-téta

Dans les années 1960, le triaxial à chargements répétés à contrainte de confinement constante était utilisé pour étudier le comportement mécanique des matériaux granulaires soumis à un chargement cyclique. Le premier modèle développé pour décrire le comportement élastique non linéaire de ces matériaux est celui énoncé par [Brown et Pell (1967)] et [Hick et Monismith (1972)] appelé modèle  $K-\theta$ . Avec ce modèle, on considère que le module résilient varie selon une fonction de puissance en fonction de la pression moyenne :

$$E = K_1 \left( \frac{3p}{p_a} \right)^{K_2} = K_1 \theta^{K_2} \quad (3.7)$$

$E$  est le module résilient.

$K_1$  et  $K_2$  sont les paramètres du modèle.

$p_a$  est une pression de référence égale à 100 KPa.

Le coefficient de Poisson est considéré constant et est généralement pris égal à 0,3.

[Morgan (1966)] et [Hick et Monismith (1971)] ont réalisé des essais avec mesure de déformations radiales. Le coefficient de Poisson du comportement résilient peut être aussi calculé ( $\nu^r = -\varepsilon_3^r / \varepsilon_1^r$ ). Il a été montré expérimentalement que le coefficient de Poisson dépend du rapport de contrainte  $q/p$ . D'autre part, des valeurs supérieures à 0.5 ont été observées et il a été suggéré que ceci est dû à l'anisotropie.

[Uzan (1985)] et [Witczack & Uzan (1988)] trouvent que le module résilient dépend de la pression moyenne mais aussi du niveau du déviateur des contraintes. Le rôle de ce dernier a été mis en évidence par les modifications apportées au modèle  $K-\theta$  :

$$E = K_1 p_a \left( \frac{3p}{p_a} \right)^{K_2} \left( \frac{q}{p_a} \right)^{K_3} \quad (3.8)$$

$K_1$ ,  $K_2$  et  $K_3$  sont des paramètres du modèle. Le coefficient de Poisson est aussi pris constant égal à 0.3.

Les contraintes rencontrées dans les couches d'une structure de chaussée ne montrent pas un rapport de contrainte  $q/p$  constant. Afin de pouvoir apprécier la validité du modèle  $K-\theta$  pour un calcul de structure, il est d'usage de vérifier sa capacité à prédire les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés avec une contrainte de confinement variable (CLV). Le modèle  $K-\theta$  donne également des prédictions approximatives pour les déformations de cisaillement et les déformations volumiques d'après le rapport final du COST 337 comme l'illustre bien la *figure 3.19*.

Les essais triaxiaux à chargements répétés avec une contrainte de confinement variable permettent de piloter les essais selon différents rapports de contraintes  $q/p$ . Les chargements effectués avec ces appareils sont plus proches du chargement in-situ. Ces appareils ont permis d'apprécier le rôle du taux de contrainte  $q/p$  dans le comportement. En effet, il a été montré, que d'une part, le comportement dépend non seulement de la contrainte moyenne, mais aussi du rapport de contrainte  $q/p$ , d'autre part, que les résultats des essais montrent que l'hypothèse adoptée pour le modèle  $K - \theta$  concernant le coefficient de Poisson est erronée puisque ce dernier dépend fortement du rapport  $q/p$ .

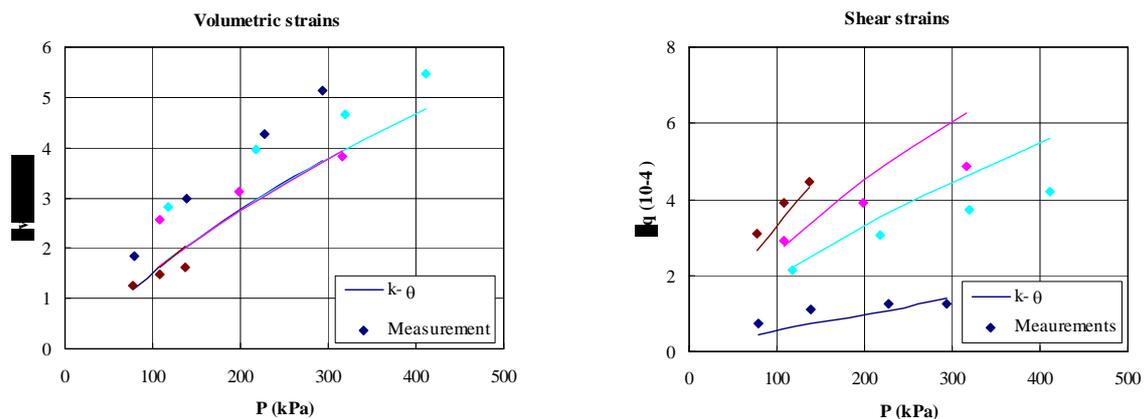


Figure 3.19 : Calage des résultats d'essais TCR à CLV sur le modèle  $K - \theta$  d'après le rapport final du COST 337.

### 3.7.2 Le modèle de Boyce

[Boyce (1980)] propose une loi élastique non linéaire dérivant d'un potentiel. Il prend en compte un couplage entre la partie volumique et déviatoire du comportement pour exprimer le module de compressibilité volumique et fait dépendre le coefficient de Poisson du taux de cisaillement  $q/p$ . Cette loi exprime le module de compressibilité volumique et le module de cisaillement en fonction du premier et du deuxième invariant du tenseur des contraintes appliquées. Pour un matériau élastique isotrope, le comportement peut être scindé en une partie déviatoire et une partie sphérique afin d'apprécier le rôle de chacune des deux réponses sur le comportement global. L'état de contrainte peut être relié à l'état de déformation par les modules de compressibilité volumique  $K$  et de cisaillement  $G$  :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3K} \delta_{ij} p + \frac{1}{2G} S_{ij} \quad (3.9)$$

$\varepsilon_{ij}$  est le tenseur de déformation,  $p$  est la pression moyenne,  $S_{ij}$  est la partie déviatoire du tenseur de contraintes  $\sigma_{ij}$  et  $\delta_{ij}$  est l'opérateur de permutation de Kronecker. Pour une loi élastique non linéaire, les modules de compression volumique et de cisaillement varient avec le chargement et l'expression de l'incrément de déformation est donnée par l'expression suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{3K} \delta_{ij} \dot{p} - \frac{\dot{K}}{3K^2} \delta_{ij} p + \frac{1}{2G} \dot{S}_{ij} - \frac{\dot{G}}{2G^2} S_{ij} \quad (3.10)$$

Les incréments des modules  $K$  et  $G$  peuvent être exprimés en fonction des invariants du tenseur de contraintes pour un matériau isotrope :

$$\begin{aligned} \dot{K} &= \frac{\delta K}{\delta I_1} \dot{I}_1 + \frac{\delta K}{\delta I_2} \dot{I}_2 + \frac{\delta K}{\delta I_3} \dot{I}_3 \\ \dot{G} &= \frac{\delta G}{\delta I_1} \dot{I}_1 + \frac{\delta G}{\delta I_2} \dot{I}_2 + \frac{\delta G}{\delta I_3} \dot{I}_3 \end{aligned} \quad (3.11)$$

$I_1$ ,  $I_2$  et  $I_3$  sont les invariants du tenseur de contraintes.

Les résultats expérimentaux ne montrent pas l'influence du troisième invariant du tenseur de contraintes sur la rigidité. Les expressions (3.11) sont alors exprimées seulement avec les deux premiers termes.

La réponse élastique d'un matériau isotrope en déformation peut être exprimée par les invariants du tenseur de déformations  $\varepsilon_v$  et  $\varepsilon_q$  qui sont respectivement la déformation volumique et la déformation de cisaillement :

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (3.12)$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{3}}{2} \left[ (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \right]^{0.5} \quad (3.13)$$

$\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  et  $\varepsilon_3$  sont les déformations principales. La relation entre les invariants du tenseur de déformations et les invariants du tenseur de contraintes s'écrit :

$$\begin{aligned} \varepsilon_v &= \frac{1}{K} p \\ \varepsilon_q &= \frac{1}{3G} q \end{aligned} \quad (3.14)$$

La forme incrémentale des équations (3.14) est :

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_v &= \frac{1}{K} \dot{p} - \frac{\dot{K}}{K^2} p \\ \dot{\varepsilon}_q &= \frac{1}{3G} \dot{q} - \frac{\dot{G}}{3G^2} q \end{aligned} \quad (3.15)$$

En remplaçant les expressions des incréments des modules de compressibilité et de cisaillement dans les équations (3.15) on obtient :

$$\dot{\varepsilon}_v = \left[ \frac{1}{K} - \frac{p}{K^2} \frac{\delta K}{\delta p} \right] \dot{p} - \frac{p}{K^2} \frac{\delta K}{\delta q} \dot{q} \quad (3.16)$$

$$\dot{\varepsilon}_q = \left[ \frac{1}{3G} - \frac{q}{3G^2} \frac{\delta G}{\delta q} \right] \dot{q} - \frac{q}{3G^2} \frac{\delta G}{\delta p} \dot{p} \quad (3.17)$$

Un incrément de contrainte moyenne conduit à une variation à la fois des déformations volumiques et de cisaillement. Il en est de même pour un incrément du déviateur des contraintes. Le théorème de réciprocité peut donc être appliqué. Pour un matériau élastique non linéaire, la condition de réciprocité est assurée si l'égalité suivante est vérifiée.

$$\frac{p}{K^2} \frac{\delta K}{\delta q} = \frac{q}{3G^2} \frac{\delta G}{\delta p} \quad (3.18)$$

Pour satisfaire cette condition, le choix des fonctions  $K$  et  $G$  se trouve limité. Boyce donne les expressions suivantes pour les modules de compression volumique et de cisaillement :

$$K = \frac{K_a p_a (p / p_a)^n}{1 - \beta (q / p)^2} \quad (3.19)$$

$$G = G_a p_a (p / p_a)^n \quad (3.20)$$

avec  $\beta = (n - 1)K_a / 6G_a$

Les déformations volumiques et de cisaillement ont les expressions suivantes :

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K} p = \frac{p_a}{K_a} \left[ 1 - \beta (q / p)^2 \left( \frac{p}{p_a} \right)^n \right] \quad (3.21)$$

$$\varepsilon_q = \frac{1}{3G} q = \frac{p_a}{3G_a} (p / p_a)^n (q / p) \quad (3.22)$$

Le modèle de Boyce a trois paramètres ( $K_a$ ,  $G_a$  et  $n$ ). Pour l'ajustement du modèle de Boyce sur des valeurs expérimentales, les parties sphériques et déviatoires de la réponse sont considérées séparément. Un ajustement non linéaire sur les valeurs de  $\varepsilon_q$  détermine  $G_a$  et  $n$ , puis un ajustement sur  $\varepsilon_v$  détermine  $K_a$  et  $\beta$ . L'ajustement est satisfaisant si les quatre valeurs déterminées ( $K_a$ ,  $G_a$ ,  $n$  et  $\beta$ ) vérifient approximativement la condition de réciprocité.

Les expressions du module de Young et du coefficient de Poisson peuvent être écrites à partir des expressions des modules de compression volumique et de cisaillement :

$$E = \frac{9KG}{3K + G} = \frac{9G_a (p/p_a)^{1-n}}{3 + \left(\frac{G_a}{K_a}\right)(1 - \beta(q/p)^2)} \quad (3.23)$$

$$\nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} = \frac{\frac{3}{2} - \frac{G_a}{K_a}(1 - \beta(q/p)^2)}{3 + \frac{G_a}{K_a}(1 - \beta(q/p)^2)} \quad (3.24)$$

L'expression du module de Young montre une forte sensibilité pour les rapports  $q/p$ . Il est utile de déterminer le domaine des  $q/p$  pour lequel le module de Young est positif et défini (figure 3.20). Pour cela, il suffit donc que le dénominateur de l'expression du module de Young soit strictement positif. Cela revient à poser une limite supérieure pour les rapports  $q/p$  :

$$3 + \frac{G_a}{K_a} [1 - \beta(q/p)^2] > 0 \Rightarrow q/p < \frac{1}{\sqrt{\beta}} \sqrt{1 + \frac{K_a}{G_a}} = \frac{A}{\sqrt{\beta}}$$

On remarque que le module varie de manière asymptotique au voisinage de  $A/\sqrt{\beta}$ . Ceci pose donc des problèmes de convergence lors des calculs de structures par éléments finis avec cette loi pour un chargement piloté en force.

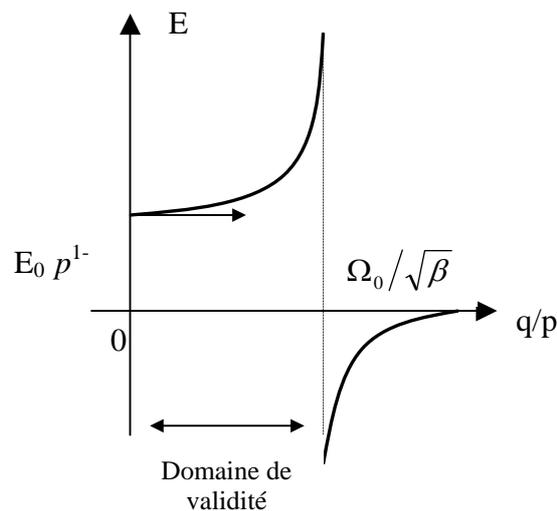


Figure 3.20 : Domaine de validité du module de Young selon la loi de Boyce.

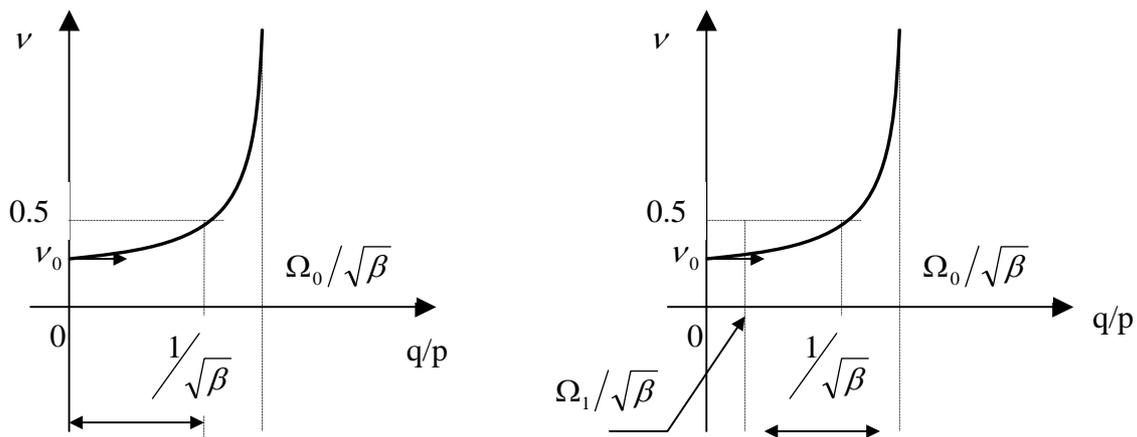
Pour que le coefficient de Poisson ait une signification physique, il doit être à la fois positif et inférieur à 0,5. La condition de positivité du coefficient de Poisson est vérifiée quel que soit le rapport  $q/p$  si les paramètres  $K_a$  et  $G_a$  du modèle vérifient cette condition :

$$\frac{G_a}{K_a} < \frac{3}{2}$$

Si cette condition n'est pas vérifiée, une limite inférieure au rapport  $q/p$  est posée :

$$q/p > \frac{1}{\sqrt{\beta}} \sqrt{1 - \frac{3}{2} \frac{K_a}{G_a}} = \frac{B}{\sqrt{\beta}}$$

Pour que le coefficient de Poisson soit inférieur à 0,5, il suffit que le rapport  $q/p$  soit inférieur à  $\frac{1}{\sqrt{\beta}}$  comme l'illustre la *figure 3.21*.



Domaine de validité si :

$$\frac{G_a}{K_a} < \frac{3}{2}$$

Domaine de validité si :

$$\frac{G_a}{K_a} \geq \frac{3}{2}$$

Figure 3.21: Domaine de validité du coefficient de Poisson selon la loi de Boyce.

Le domaine de validité du module de Young et du coefficient de Poisson dépend alors des paramètres  $K_a$  et  $G_a$ . En regroupant les conditions concernant le module de Young et le coefficient de Poisson, ce domaine de validité est défini comme suit :

$$\text{si } \frac{G_a}{K_a} < \frac{3}{2} \Rightarrow 0 < \frac{q}{p} < \frac{1}{\sqrt{\beta}} \tag{3.25}$$

$$\text{si } \frac{G_a}{K_a} \geq \frac{3}{2} \Rightarrow \frac{B}{\sqrt{\beta}} < \frac{q}{p} < \frac{1}{\sqrt{\beta}} \quad (3.26)$$

Le modèle de Boyce est capable de décrire le rôle de la pression moyenne. En effet, les déformations volumiques et de cisaillement croissent non linéairement avec  $p$ . D'autre part, pour une augmentation du rapport de contraintes  $q/p$ , on remarque une augmentation de la déformation de cisaillement et une diminution de la déformation volumique. Le résultat du calage illustré sur la *figure 3.22* montre des résultats satisfaisants pour des essais à fort rapport de contrainte  $q/p$ . Les coefficients de corrélation sont généralement compris entre 0.6 et 0.9.

Pour les essais à taux de cisaillement inférieur à 1, les mesures expérimentales montrent des valeurs négatives des déformations de cisaillement. Dans ce cas, le modèle n'est pas représentatif des essais expérimentaux car il ne prédit que des déformations positives. Les valeurs de l'ajustement peuvent donner des valeurs non réalistes pour les paramètres  $K_a$  et  $G_a$  conduisant à des coefficients de Poisson non positifs, ce qui n'est pas acceptable.

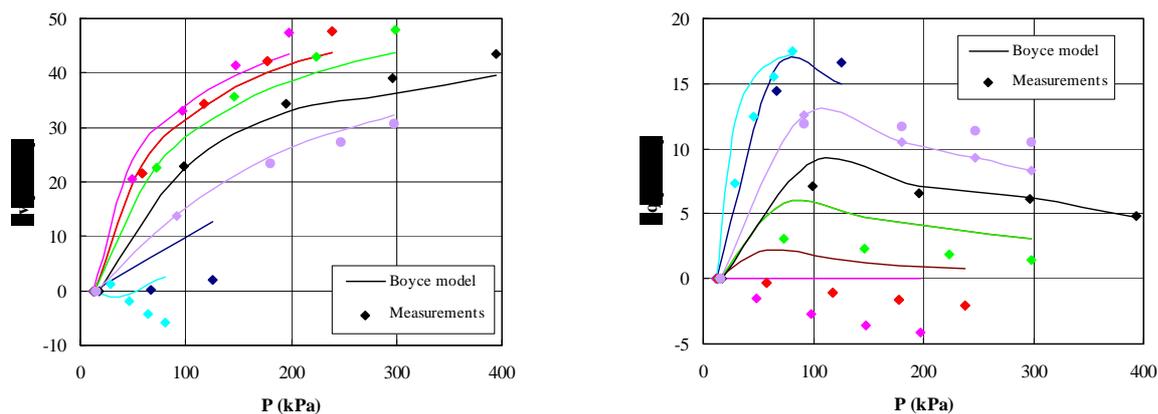


Figure 3.22 : Calage des essais TCR à CLV sur le modèle de Boyce isotrope d'après le rapport final du COST 337.

Pour améliorer le modèle, certains modélisateurs considèrent que la loi élastique du modèle ne dérive pas d'un potentiel et considère le paramètre  $\beta$  comme un quatrième paramètre à définir. Il arrive que des essais triaxiaux à chargements isotropes répétés conduisent à des déformations déviatoires non nulles. Ceci peut être dû à l'anisotropie du matériau étudié. Des modifications ont été apportées au modèle de Boyce par [Hornych (1998)] et par [El Hannani et Jouve (1994)] pour tenir compte de l'orthotropie.

La loi de comportement orthotrope dans un repère principal est de la forme :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_v & -\nu_v/E_h & -\nu_v/E_h \\ -\nu_v/E_h & 1/E_h & -\nu_h/E_h \\ -\nu_v/E_h & -\nu_h/E_h & 1/E_h \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

Le travail fourni le long d'un chemin triaxial pour un comportement élastique linéaire isotrope est positif. L'énergie potentielle associée est :

$$U^c = \frac{1}{2} (\sigma_1 \varepsilon_1 + 2\sigma_3 \varepsilon_3)$$

Si on a uniquement un accroissement de contrainte  $\sigma_3$ , on a :

$$dU^c = \varepsilon_3 d\sigma_3 = \frac{\sigma_3}{E_h} d\sigma_3 \quad (3.28)$$

Si on a uniquement un accroissement de contrainte  $\sigma_1$ , on a :

$$dU^c = \varepsilon_1 d\sigma_1 = \frac{\sigma_1}{E_v} d\sigma_1 \quad (3.29)$$

D'après [Piyal et Magnan (1984)], le rapport  $E_h/E_v$  est constant. On peut donc écrire que  $\gamma^2 = E_h/E_v$ , on a alors :

$$dU^c = \varepsilon_1 d\sigma_1 = \frac{\sigma_1}{E_v} d\sigma_1 = \gamma^2 \frac{\sigma_1}{E_h} d\sigma_1 = \frac{\gamma\sigma_1}{E_h} d(\gamma\sigma_1) \quad (3.30)$$

En posant  $\sigma'_1 = \gamma\sigma_1$  et  $\varepsilon'_1 = \varepsilon_1/\gamma$ , la loi de comportement orthotrope dans le repère principal devient :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon'_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/\gamma E_v & -\nu_v/\gamma E_h & -\nu_v/\gamma E_h \\ -\nu_v/E_h & 1/E_h & -\nu_h/E_h \\ -\nu_v/E_h & -\nu_h/E_h & 1/E_h \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (3.31)$$

La déformation principale axiale s'écrit alors :

$$\varepsilon'_1 = \frac{1}{\gamma E_v} \sigma_1 + \frac{-\nu_v}{\gamma E_h} \sigma_2 + \frac{-\nu_v}{\gamma E_h} \sigma_3$$

$$\varepsilon'_1 = \frac{1}{\gamma^2 E_v} \sigma'_1 + \frac{-\nu_v}{\gamma E_h} \sigma_2 + \frac{-\nu_v}{\gamma E_h} \sigma_3$$

On a  $\nu_v = \gamma \nu_h$ . L'expression de  $\varepsilon'_1$  devient :

$$\varepsilon'_1 = \frac{1}{E_h} \sigma'_1 + \frac{-\nu_h}{E_h} \sigma_2 + \frac{-\nu_h}{E_h} \sigma_3$$

La loi de comportement orthotrope devient finalement :

$$\begin{bmatrix} \varepsilon'_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_h & -\nu_h/E_h & -\nu_h/E_h \\ -\nu_h/E_h & 1/E_h & -\nu_h/E_h \\ -\nu_h/E_h & -\nu_h/E_h & 1/E_h \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma'_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (3.32)$$

Si le paramètre  $\gamma$  est égal à 1, le matériau est isotrope. Le matériau devient de plus en plus orthotrope quand  $\gamma$  s'éloigne de 1 et il est plus rigide dans la direction de la contrainte affectée par  $\gamma$  si ce dernier est inférieur à 1.

[Hornych (1998)] utilise cette approche pour étendre le modèle de Boyce aux matériaux orthotropes. Il exprime la contrainte moyenne et le déviateur des contraintes en prenant en compte une contrainte verticale pondérée :

$$p^* = \frac{\gamma\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad \text{et} \quad q^* = \gamma\sigma_1 - \sigma_3$$

le potentiel a l'expression suivante :

$$W = \frac{\left[ \frac{\gamma\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \right]^{n+1}}{p_a^{n-1}} \left[ \frac{1}{(n+1)K_a} + \frac{1}{6G_a} \left( \frac{\gamma\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\gamma\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}} \right)^2 \right] \quad (3.33)$$

par dérivation on obtient les expressions des déformations volumiques et de cisaillement suivantes:

$$\varepsilon_v = \frac{(p^*)^n}{p_a^{n-1}} \left[ \frac{(\gamma+2)}{3+K_a} + \frac{(n-1)}{18G_a} (\gamma+2) \left( \frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{\gamma-1}{3G_a} \left( \frac{q^*}{p^*} \right) \right] \quad (3.34)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2(p^*)^n}{3p_a^{n-1}} \left[ \frac{(\gamma-1)}{3K_a} + \frac{(n-1)}{18G_a} (\gamma-1) \left( \frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6G_a} \left( \frac{q^*}{p^*} \right) \right] \quad (3.35)$$

Afin d'apprécier l'apport des modifications proposées par Hornych, les mêmes essais illustrés sur la *figure 3.22* et utilisés pour l'ajustement du modèle de Boyce initial, ont été utilisés pour ajuster le modèle de Boyce modifié. Les résultats du calage sont montrés sur la *figure 3.23*. On remarque que le modèle donne une très bonne prédiction des déformations volumiques et de cisaillement pour tous les chemins de contraintes.

Le modèle est capable de prédire des déformations de cisaillement négatives pour les faibles taux de cisaillement. La prise en compte de l'orthotropie donne des résultats meilleurs que ceux donnés par le modèle de Boyce initial avec des coefficients de corrélation généralement compris entre 0.7 et 0.9.

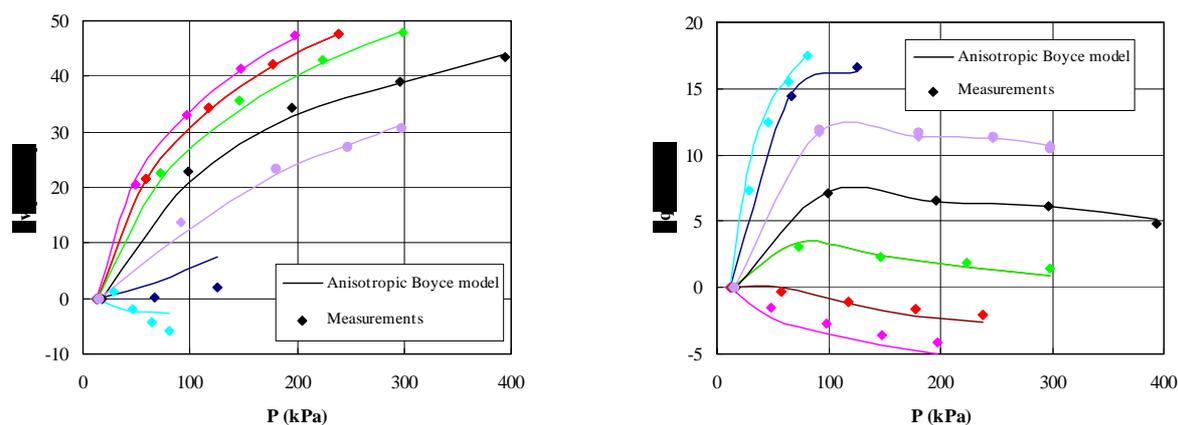


Figure 3.23 : Calage des essais TCR à CLV sur le modèle de Boyce anisotrope.

Un essai sur le manège de fatigue a été réalisé au LCPC de Nantes par [Gramsammer et Kerveho (1994)] sur une structure de chaussée souple. Une charge correspondant à l'essieu standard français a été appliquée avec trois millions de passages. Afin de simuler le chargement réel, la roue passe à différents endroits sur une bande d'un mètre de largeur. La chaussée a été instrumentée pour mesurer les déformations verticales dans la couche de bitume, dans la couche de graves non traitées et au sommet du sol support. La déflexion mesurée en surface est de l'ordre de 0.95 mm. L'essai a été simulé en utilisant le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. Les modèles de Boyce et  $K-\theta$  ont été utilisés pour prédire la déflexion, les paramètres des deux modèles ayant été déterminés avec des essais triaxiaux à chargements répétés. Les résultats des simulations illustrés sur la *figure 3.24* montrent que le modèle de Boyce s'approche plus de la valeur expérimentale. En effet, la déflexion simulée est inférieure de 4% par rapport à la déflexion mesurée. Le modèle  $K-\theta$  a tendance à surestimer la déflexion, qui en valeur simulée reste supérieure de 7%.

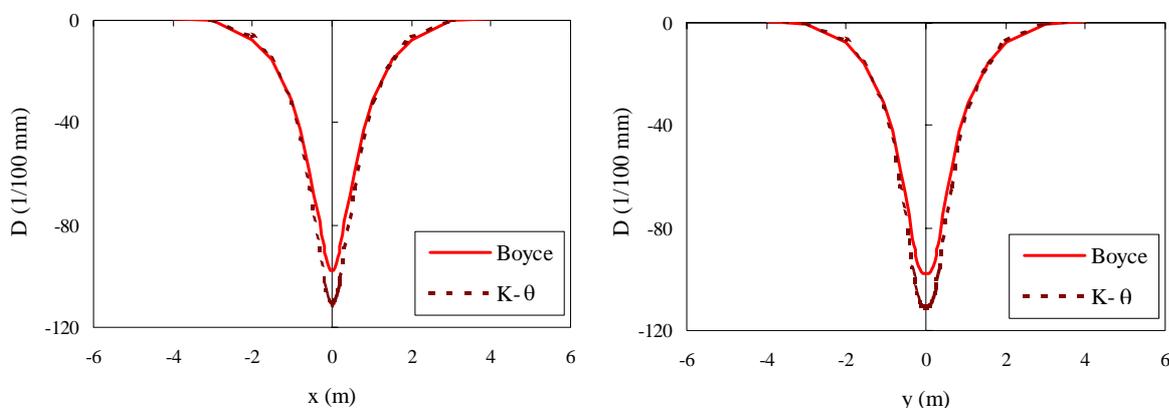


Figure 3.24 : Comparaison des calages des essais sur une chaussée instrumentée avec les modèles de  $K-\theta$  et Boyce isotrope.

Afin de décrire le comportement élastique des matériaux granulaires, [S.Nordal, R.S. Nordal et Hoff (1999)] proposent un modèle hyperélastique basé sur une formulation de l'énergie de déformation. Les relations entre les déformations et les contraintes sont obtenues par dérivation de la fonction de l'énergie. Le modèle s'exprime avec trois paramètres. En plus du module de Young et du coefficient de Poisson, le troisième paramètre tient compte du couplage entre les déformations de cisaillement et volumique pour modéliser la dilatance. La fonction d'énergie avec le nouveau terme de couplage s'énonce comme suit :

$$U = \frac{K}{2} (I_1^\varepsilon)^2 + D (I_1^\varepsilon) (J_2^\varepsilon) + 2GJ_2^\varepsilon \tag{3.36}$$

$I_1^\varepsilon$  est le premier invariant du tenseur des déformations.

$J_2^\varepsilon$  est le deuxième invariant du tenseur des déformations.

On peut déterminer par dérivation partielle l'expression des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{\delta U}{\delta \varepsilon_1} ; \sigma_2 = \frac{\delta U}{\delta \varepsilon_2} ; \sigma_3 = \frac{\delta U}{\delta \varepsilon_3}$$

une loi de comportement exprimée en contraintes et déformations principales peut donc être déterminée :

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K + 4/3.G + D\varepsilon_1 & K - 2/3.G - 1/2D\varepsilon_3 & K - 2/3.G - 1/2D\varepsilon_2 \\ K - 2/3.G - 1/2D\varepsilon_3 & K + 4/3.G + D\varepsilon_2 & K - 2/3.G - 1/2D\varepsilon_1 \\ K - 2/3.G - 1/2D\varepsilon_2 & K - 2/3.G - 1/2D\varepsilon_1 & K + 4/3.G + D\varepsilon_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix} \tag{3.37}$$

Le calage du modèle sur des essais triaxiaux à chargements répétés effectués sur un granite 0/10 mm a montré que le modèle arrive à simuler la dilatance. (figure 3.25).

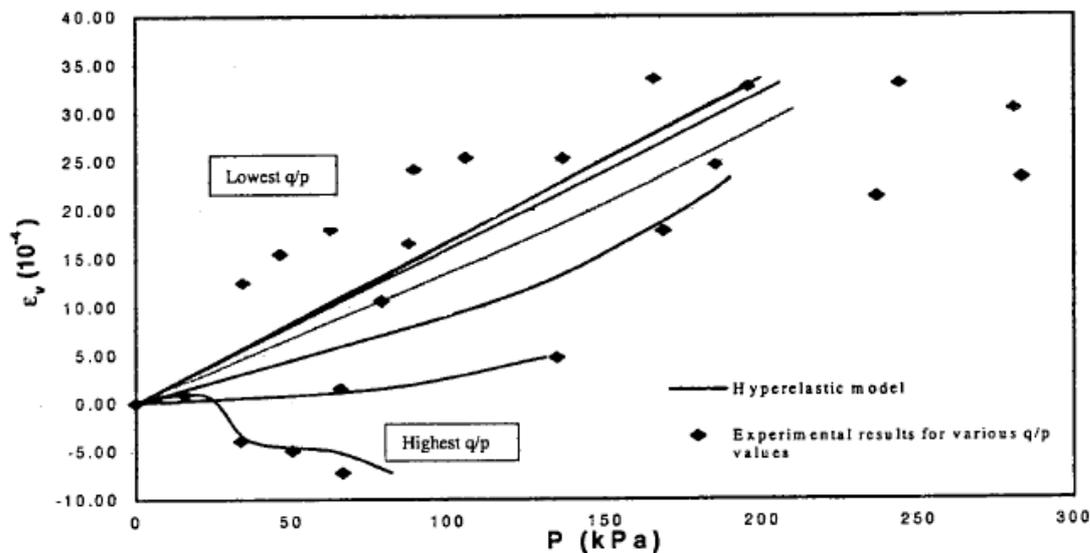


Figure 3.25 : Prédiction des déformations volumiques élastiques d'après [S.Nordal, R.S. Nordal et Hoff (1999)].

### 3.8 Revue des modèles du comportement irréversible des GNT

Il existe deux familles de modèles décrivant le comportement irréversible des graves non traitées soumises à un grand nombre de cycles de chargements. La première famille comprend des modèles à caractère empirique, la deuxième famille quant à elle correspond aux modèles rhéologiques. Vu les difficultés concernant l'établissement de les modèles rhéologiques, ce sont les modèles de la première famille qui sont les plus développés et les plus utilisés dans le domaine des chaussées. En effet, pour modéliser un essai triaxial à chargements répétés en utilisant un code de calcul par éléments finis, un calcul incrémental, qui est l'esprit des modèles rhéologiques, nécessite un temps de calcul considérable afin de modéliser les centaines de milliers de cycles de chargements caractérisant le trafic routier. Les modèles empiriques peuvent être séparés en deux catégories. Dans la première, le nombre de cycles de chargements est pris comme variable principale, tandis que la deuxième catégorie se base sur le niveau de contraintes appliquées.

#### 3.8.1 Modèles empiriques

##### 3.8.1.1 Modèle de comportement irréversible basé sur le nombre de cycles

[Barksdale (1972)] réalise des essais triaxiaux à chargements répétés sur différentes graves non traitées avec un nombre cycles de chargements de l'ordre de  $10^5$ . Il suggère que la déformation permanente est fonction du logarithme du nombre de cycles de chargements selon l'expression :

$$\varepsilon_1^p = a + b \text{ Log}(N) \quad (3.38)$$

$a$  et  $b$  sont des paramètres du modèle pour un chargement donné.

[Swere (1990)] réalise des essais triaxiaux à chargements répétés avec un nombre de cycles de l'ordre de  $10^6$ . Il propose une formulation en puissance pour exprimer la déformation axiale permanente en fonction du nombre de cycles :

$$\varepsilon_1^p = aN^b \quad (3.39)$$

$a$  et  $b$  sont des paramètres de régression.  $N$  est le nombre de cycles de chargements.

[Wolff et Visser (1994)] réalisent des essais HVS ( Heavy Vehicle Simulator test ) avec quelques millions de cycles de chargements. Ils considèrent que le comportement passe par deux phases. La première phase se déroule durant les 1.2 millions de cycles de chargements. Dans cette phase, la déformation permanente axiale croît rapidement avec le nombre de cycles de chargements alors que l'incrément de déformation permanente axiale diminue. Dans la deuxième phase, ce dernier tend à se stabiliser. Cela se traduit par une augmentation lente de la déformation permanente axiale, pour laquelle, l'expression suivante est proposée :

$$\varepsilon_1^p = (m.N + a)(1 - e^{-bN}) \quad (3.40)$$

$m$ ,  $a$  et  $b$  sont des paramètres du modèle pour un niveau de contraintes donné.  $N$  est le nombre de cycles de chargements.

[Barksdale(1972)], [Swere(1990)], [Wolff et Visser(1994)] considèrent que la déformation permanente axiale croît indéfiniment avec le nombre de cycles de chargements. Les essais triaxiaux à chargements répétés effectués par [Martinez(1980)], [Dawson et Lekarp (1998)] avec des niveaux de chargements assez faibles montrent que la déformation permanente tend à se stabiliser pour un grand nombre de cycles de chargements.

Dans certains modèles, il est considéré que l'incrément de déformation plastique par cycle de chargements tend vers une valeur nulle pour un grand nombre de cycles de chargements et pour un niveau de contrainte relativement faible. D'après les essais réalisés par Lekarp et Dawson, la déformation permanente se stabilise pour les niveaux de contraintes généralement rencontrés dans les structures de chaussées sous chargement de trafic routier.

[Khedr (1985)] considère que l'incrément de déformation permanente par cycle décroît selon une fonction logarithmique avec le nombre de cycles de chargements, il propose la formulation suivante :

$$\frac{\varepsilon_1^p}{N} = A.N^{-m} \quad (3.41)$$

$m$  est un paramètre du modèle,  $A$  est un paramètre du matériau et du chargement fonction du taux de cisaillement et du module résilient. [Paute *et al* (1988)] suggèrent que la déformation permanente présentée en fonction du nombre de cycles présente un palier. En effet, ils considèrent que celle-ci varie asymptotiquement pour un nombre important de cycles, ils proposent la formulation suivante :

$$\varepsilon_1^{*p} = \frac{A\sqrt{N}}{\sqrt{N} + D} \quad (3.42)$$

$\varepsilon_1^{*p}$  est une déformation permanente axiale additionnelle après 100 cycles de chargements,  $A$  et  $D$  sont des paramètres de régression.

[Hornych(1993)] considère que le logarithme du rapport  $d\varepsilon_1^p/dN$  varie linéairement avec le logarithme du nombre de cycles de chargements. Il propose une formulation donnant la déformation axiale permanente après les 100 premiers cycles de chargements :

$$\varepsilon_1^p = A \left[ 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \right] \quad (3.43)$$

$A$  et  $B$  sont les paramètres du modèle.  $A$  dépend du niveau de chargement et du matériau. Il représente la déformation plastique quand  $N$  tend vers l'infini.  $B$  contrôle la courbure de l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargements.

Il a été remarqué que les valeurs de déformations permanentes obtenues durant les 100 premiers cycles sont une continuité du compactage lié à la confection des éprouvettes. Par conséquent, le modèle ne les prend pas en compte.

### 3.8.1.2 Modèles de comportement irréversible se basant sur le chargement

Les différents essais triaxiaux à chargements répétés montrent que le niveau de chargement est étroitement lié à la quantité de déformations permanentes générée. Plusieurs chercheurs se basent sur cette remarque pour tenter d'exprimer la déformation permanente en fonction du chargement. [Lachine *et al* (1971)] réalisent des essais triaxiaux à chargements répétés sur des graviers calcaires. Ils suggèrent que la déformation plastique développée à la fin de l'essai tend vers une valeur asymptotique liée au rapport entre le déviateur des contraintes et la contrainte de confinement  $q_{\max} / \sigma_{3 \max}$  :

$$\varepsilon_f = 0.9 \frac{q_{\max}}{\sigma_{3 \max}} \quad (3.44)$$

$\varepsilon_f$  est le palier des déformations plastiques quand  $N$  est grand.

$q_{\max}$  est le déviateur des contraintes maximum.

$\sigma_{3 \max}$  est la contrainte de confinement maximum.

[Brown et Hyde (1985)] réalisent sur des graviers des essais triaxiaux à chargements répétés à contrainte de confinement constante et à contrainte de confinement variable. Ils trouvent des résultats similaires. [Barksdale (1972)] en se basant sur cette remarque afin d'exprimer les déformations permanentes axiales en fonction du rapport entre le déviateur maximum et la contrainte moyenne. Barksdale utilise l'expression hyperbolique générale donnée par [Duncan et Chan (1970)] pour les essais triaxiaux monotones :

$$\varepsilon_1^p = \frac{\frac{q}{K\sigma_3^n}}{1 - \left[ \frac{(R_f q) / 2(C \cdot \cos \phi + \sigma_3 \cdot \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \right]} \quad (3.45)$$

$\phi$  est l'angle de frottement interne.

$C$  est la cohésion apparente.

$n$  et  $K$  sont des constantes et  $K\sigma_3^n$  est le module tangent initial.

$R_f$  une constante.

[Pappin (1979)] considère que la déformation permanente de cisaillement est fonction de la longueur du chemin de contraintes dans le plan de contrainte de Cambridge ( $p, q$ ) :

$$\varepsilon_q^p = f_n \quad L \left( \frac{q_0}{p_0} \right)_{\max}^{2.8} \tag{3.46}$$

$\varepsilon_q^p$  est la déformation permanente de cisaillement.

$L$  est la longueur du chemin de contrainte dans le plan ( $p, q$ ).

$q_0$  est le déviateur des contraintes modifié ( $q_0 = \sqrt{2/3}q$ ).

$p_0$  est la contrainte moyenne modifiée ( $p_0 = \sqrt{3}p$ ).

$f_n$  est une fonction de forme.

[Pappin (1979)] suggère que la déformation permanente est très grande si le chargement s'approche de la droite de rupture dans le plan ( $p, q$ ). Ce qui est en accord avec les remarques expérimentales. Seulement, l'expression mathématique de son modèle ne prédit pas la rupture du matériau.

Pour tenir compte de l'accroissement rapide des déformations permanentes au voisinage de la droite de rupture, [Barret et Smith (1976)] , [Raymond et Williams (1978)] utilisent le rapport  $q_{\max}/q_{\text{rupture}}$  pour caractériser la déformation plastique. [Thom (1988)] propose de relier le rapport  $(q_{\text{rupture}} - q_{\max})/q_{\max}$  à la déformation permanente.

[Paute (1996)] détermine une valeur pour la déformation permanente limite  $A$  de l'équation (3.43) en fonction du chargement. Pour prendre en compte la rupture du matériau dans le modèle, l'auteur fait dépendre la déformation permanente du rapport  $q_{\max}/(p_{\max} - p^*)$  selon une loi hyperbolique.  $p^*$  étant l'intersection de la droite de rupture avec l'axe isotrope dans le plan ( $p, q$ ) (figure 3.26). L'expression de la déformation permanente limite  $A$  est donnée par :

$$A = \frac{\frac{q_{\max}}{p_{\max} + p^*}}{b.(m - \frac{q_{\max}}{p_{\max} + p^*})} \quad \text{ou} \quad A = \frac{\frac{q_{\max}}{p_{\max} + p^*}}{a - b \left[ \frac{q_{\max}}{p_{\max} + p^*} \right]} \tag{3.47}$$

$m$  est la pente de la droite de rupture dans le plan ( $p, q$ ).

$a$  et  $b$  sont des paramètres positifs avec  $a/b = m$ .

$q_{\max}$  est le déviateur des contraintes maximum.

$p_{\max}$  est le maximum des pressions moyennes.

$p^*$  est l'intersection de la droite de rupture avec l'axe isotrope dans le plan ( $p, q$ ).

$b$  est un paramètre de régression.

La déformation permanente augmente avec le déviateur des contraintes maximum et le rapport  $q_{\max}/(p_{\max} - p^*)$ . Ce dernier a une borne supérieure pour laquelle la valeur de  $A$  est infinie.

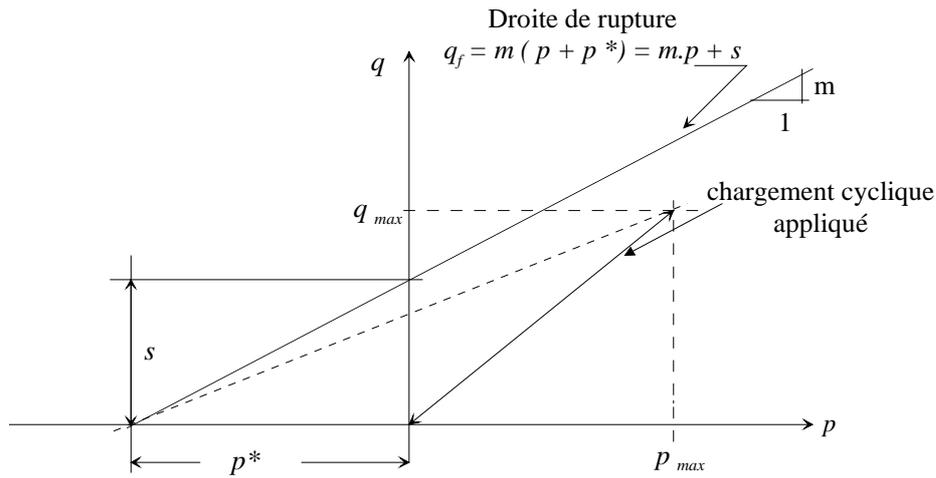


Figure 3.26 : Les paramètres du modèle de Paute.

Le modèle de Paute nécessite au moins trois essais triaxiaux monotones pour la détermination des paramètres de la droite de rupture. Si ces paramètres sont connus, seul un essai triaxial à chargements répétés est à réaliser pour déterminer l'inconnue restante du modèle :  $b$ . Dans le cas contraire, plusieurs essais à différents niveaux de contraintes et à différents rapports  $q/p$  sont nécessaires pour la détermination des paramètres du modèle. Paute propose une approche par approximations successives pour l'identification des paramètres de son modèle. Plusieurs calages du modèle sur les résultats expérimentaux avec une valeur de pression  $p^*$  fixée préalablement sont effectués. La valeur finale retenue de  $p^*$  est celle qui donne le coefficient de corrélation le plus élevé figure 3.27.

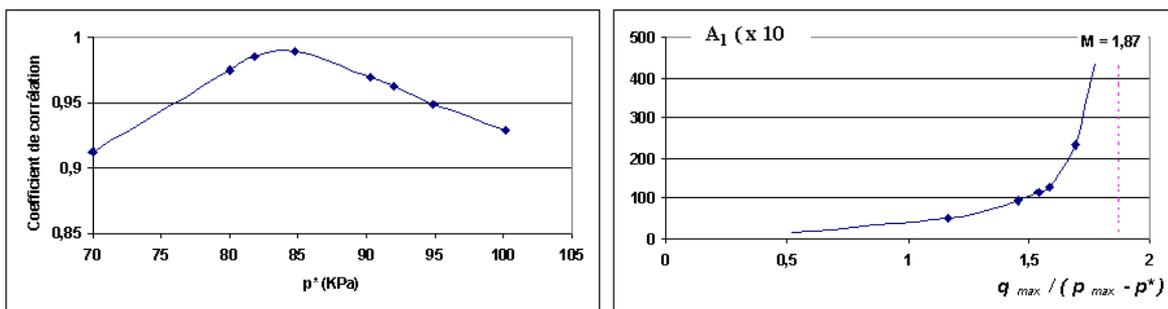


Figure 3.27 : Détermination des paramètres du modèle de Paute d'après [Dawson et Lekarp (1998)].

[Dawson et Lekarp (1998)] réalisent des essais triaxiaux à chargements répétés sur différents matériaux. Les calages du modèle de Paute sur les valeurs mesurées donnent généralement de bons coefficients de corrélation. Seulement la valeur de  $p^*$  est parfois non réaliste (entre 500 et 1000 KPa). Il en est de même pour la valeur de la pente de la droite de rupture. Ils proposent alors de fixer  $p^*$  à partir des essais de rupture triaxiaux monotones et de déterminer les

paramètres restants en considérant les paramètres  $a$  et  $b$  indépendamment. Le bon coefficient de corrélation trouvé montre que le rapport entre les paramètres  $a$  et  $b$  est différent de la pente de la droite de rupture  $m$ . Il existe donc une valeur critique pour le rapport  $q_{max}/(p^* + p_{max})$  différente de  $m$  pour laquelle la déformation permanente axiale limite varie asymptotiquement.

Si la droite de rupture est connue et si on dispose de plusieurs essais triaxiaux à chargements répétés pour l'étude des déformations permanentes selon différents chemins de contraintes, la variation de la déformation permanente limite  $A$  en fonction du rapport  $q_{max}/(p_{max} - p^*)$  doit être la même pour un matériau donné. Les essais de Lekarp et Dawson présentés ci-dessus et projetés dans le plan  $(q_{max}/(p_{max} - p^*), A)$  montrent une grande dispersion (figure 3.28).

Par ailleurs, le modèle ne tient pas compte des contraintes minimales du cycle de chargements. En effet, il prédit la même déformation permanente limite  $A$  quelles que soient les valeurs des contraintes minimales du chargement.

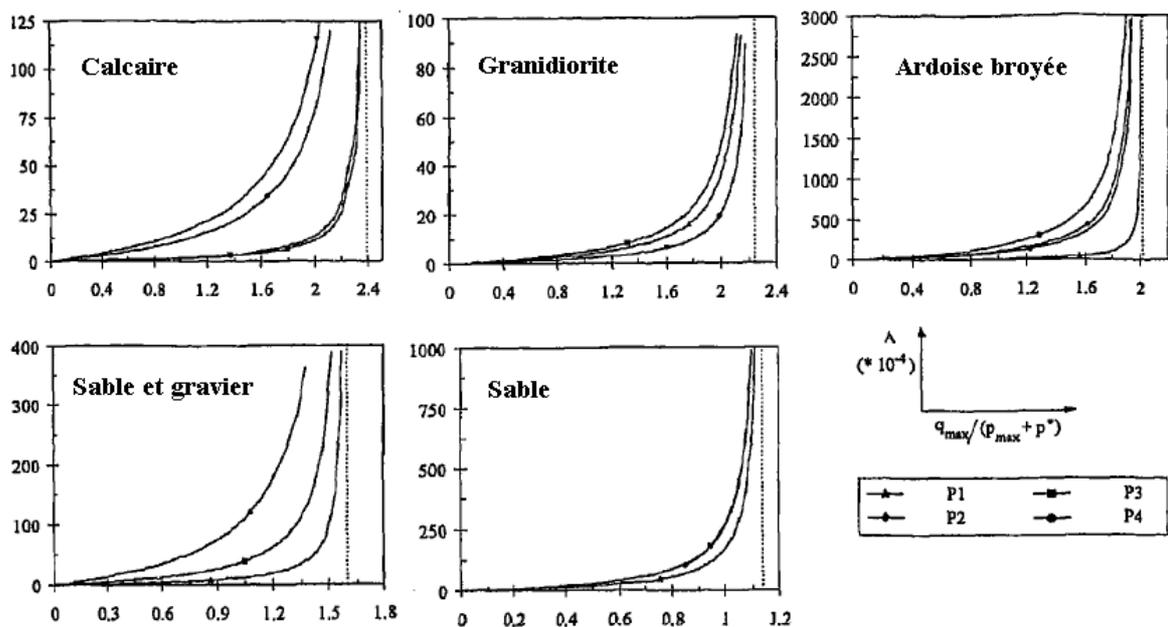


Figure 3.28 : Variation de la déformation permanente en fonction du rapport de contraintes  $q_{max}/(p_{max} - p^*)$  d'après Dawson et Lekarp (1997)].

### 3.8.2 Modèles rhéologiques

#### 3.8.2.1 Les modèles basés sur la loi Hujeux

Le modèle de [Hujeux (1985)] a été développé à l'Ecole Centrale de Paris pour la description du comportement des sables et des argiles. Il est actuellement à la base de deux modèles pour les graves non traitées. Ce modèle est basé sur celui de Cam-Clay qui, quant à lui, a été développé à l'Université de Cambridge pour décrire le comportement des argiles. Dans le cas des sables, on remarque l'apparition de déformations plastiques déviatoires dans le domaine élastique volumique. L'application du modèle de Cam-Clay pour décrire le comportement des sables nécessite l'introduction de mécanismes liés à l'histoire déviatoire. Par ailleurs, le modèle de Cam-Clay conduit à une variation brusque des modules à la traversée de la limite d'élasticité créant des points de singularité. Ces derniers sont plus accentués pour les grandes consolidations apparentes. Les modifications apportés au modèle de Cam-Clay ont permis une bonne représentation du comportement du sable, prenant en compte l'élasticité non linéaire, le comportement d'un empilement de grains ronds et l'apparition d'un état de plasticité parfaite. Le modèle de Hujeux compte trois mécanismes déviatoires et un mécanisme volumique. Chaque mécanisme possède deux variables d'écrouissage, l'une associée à la déformation plastique volumique, l'autre à la déformation plastique déviatoire. Le traitement de l'élasticité prend en compte le rôle de la contrainte isotrope dans l'évolution des modules. Le couplage entre le comportement déviatoire et isotrope n'est pas pris en compte en élasticité. L'intervention de la contrainte moyenne sur l'évolution des modules conduit à un comportement élastique isotrope non linéaire. Le comportement est représenté par les équations suivantes :

$$\dot{p} = K p_a (p / p_a)^n \dot{\varepsilon}_v \quad (3.48)$$

$$\dot{q} = 3G (p_a) (p / p_a)^n \dot{\varepsilon}_q \quad (3.49)$$

$n$  est un exposant ( $1/3 < n < 1/2$ ).

$p_a$  est une pression de référence.

L'incrément de déformation plastique pour chaque incrément est la somme de la contribution de chaque mécanisme  $k$  [Mandel (1965)]. Dans le cas d'un chargement monotone, la surface de charge dans chaque plan  $k$  a l'expression suivante :

$$f_k = q_k + p_k \sin \phi [1 - b \ln(p_k / p_c)] r_k \quad (3.50)$$

$$\text{avec } q_k = \left( \left( \frac{\sigma_{ii} - \sigma_{jj}}{2} \right)^2 + \sigma_{ij}^2 \right)^{1/2} \text{ et } p_k = (\sigma_{ii} + \sigma_{jj}) / 2 \quad (3.51)$$

$\phi$  est l'angle de frottement interne du matériau,  $b$  est un paramètre du modèle,  $p_c$  est la pression critique égale à :  $p_c = p_{c0} \exp(\beta \varepsilon_v^p)$  (3.52)

$p_{c0}$  est une pression critique correspondant à l'indice des vides initial.

$\beta$  est le coefficient de compressibilité plastique et  $\varepsilon_v^p$  est la déformation plastique volumique.

$$r_k = r_k^{el} + \frac{\varepsilon_{kq}^p}{a + \varepsilon_{kq}^p} \quad (3.53)$$

$r_k^{el}$  est le rayon du domaine élastique initial du mécanisme k.  $a$  est un paramètre du modèle.

$\varepsilon_{kq}^p$  est la déformation déviatoire plastique générée par le mécanisme k.  $r_k$  est une variable d'écroissage déviatoire. La loi est associée dans chaque plan k. L'état critique est atteint quand

$r_k = 1$  et  $p = p_c$  dans ce cas, l'état de contraintes correspondant au critère de Mohr-Coulomb est :  $q_k = p_k \sin \phi$

L'évolution du paramètre d'écroissage  $r_k$  est donnée par :

$$dr_k = \lambda_k (1 - r_k)^2 / (a_{cyc} + \alpha(r_k)(a_m - a_{cyc})) \quad (3.54)$$

Le comportement cyclique pour chaque mécanisme déviatoire est défini par la surface de charge cyclique :

$$f_k^c = \left\| \underline{S}_k - (\underline{D}_k - \underline{N}_k r_k^c) \right\| - r_k^c \quad (3.55)$$

avec  $\underline{S}_k = \underline{S}_k / f_k$  et  $f_k = p_k \sin \phi (1 - b \ln(p^*/p_c))$

$r_k^c$  est un paramètre d'écroissage.

$\underline{D}_k$  est la valeur du vecteur normé de la contrainte déviatoire.

$\underline{N}_k$  est la direction normée de l'état de contrainte précédent.

L'évolution des variables d'écroissage  $r_k^c$  est :

$$dr_k^c = \lambda_k (1 - r_k^c)^2 / a(r_k^c) \quad (3.56)$$

$$a(r_k^c) = a_{cyc} + (a_m - a_{cyc}) \alpha_k(r_k^c) \quad (3.57)$$

Le choix de  $\alpha_k(r_k^c)$  dépend des différents domaines de comportement des sols [Ishihara 1982] :

- un domaine élastique si  $\varepsilon < 10^{-5}$

- un domaine hystérétique si  $10^{-5} < \varepsilon < 10^{-4}$  dans lequel il y a dissipation d'énergie avec une déformation volumique négligeable.

- un domaine instable pour  $\varepsilon > 10^{-4}$  où apparaissent des déformations déviatoires et volumiques.

Ces modèles sont limités par les paramètres  $r_k^{el}$ ,  $r_k^{hyst}$  et  $r_k^{mob}$  :

pour le domaine élastique  $0 < r_k < r_k^{el}$

pour le domaine hystérétique  $r_k^{el} < r_k < r_k^{hyst}$  avec  $\alpha_k(r_k^c) = 0$

pour le domaine intermédiaire  $r_k^{hyst} < r_k < r_k^{mob}$  avec  $\alpha_k(r_k^c) = \left( \frac{r_k^c - r_k^{hyst}}{r_k^{mob} - r_k^{hyst}} \right)^m$

pour le domaine mobilisé :  $r_k^{mob} < r_k < 1$  avec  $\alpha_k(r_k^c) = 1$

La surface de charge pour le mécanisme isotrope dans le cas d'un chargement monotone est :

$$f_{iso} = p - dp_c r_{iso} \quad (3.58)$$

$d$  est la distance entre la droite de l'état critique et la droite de consolidation isotrope dans le plan  $(e-\log p)$ .

$$\psi_{iso}^v = \text{sign}(p) \cdot \underline{\underline{I}} / 3 \quad (3.59)$$

$\underline{\underline{I}}$  est un tenseur identité.

La loi d'évolution de la variable d'érouissage  $r_k^{iso}$  est :

$$dr_k^{iso} = \lambda_4 \frac{(1-r_{iso})^2 p_{ref}}{c p_c} \quad (3.60)$$

$c$  est un paramètre du modèle.

Dans le cas d'un chargement cyclique, la surface de charge pour ce mécanisme isotrope est donnée par l'expression :

$$f_{iso}^c = \left| p / p_c - (D_4 - n_4 r_{iso}^c) \right| - r_{iso}^c \quad (3.61)$$

avec  $r_{iso}^c$  la variable d'érouissage fonction de la déformation volumique, l'évolution de cette variable est donnée par :

$$dr_{iso}^c = \lambda_4 (1-r_{iso}^c)^2 p / c \cdot p_c \quad (3.62)$$

Une simulation d'essai triaxial cyclique sur le sable d'Hostun est montrée sur la *figure 3.29*. Le modèle donne de bonnes prédictions prenant en compte l'augmentation du déviateur des contraintes due à la rigidification du matériau et la tendance de l'évolution des déformations volumiques. Il a été remarqué qu'à partir du 10<sup>ème</sup> cycle de chargements, le modèle donne la même quantité de déformations déviatoires plastiques d'un cycle à un autre [Hicher et Daouadji (1999) ]. L'érouissage cinématique n'est donc pas suffisant pour produire un changement significatif dans le comportement. Ceci se traduit par le phénomène du rochet.

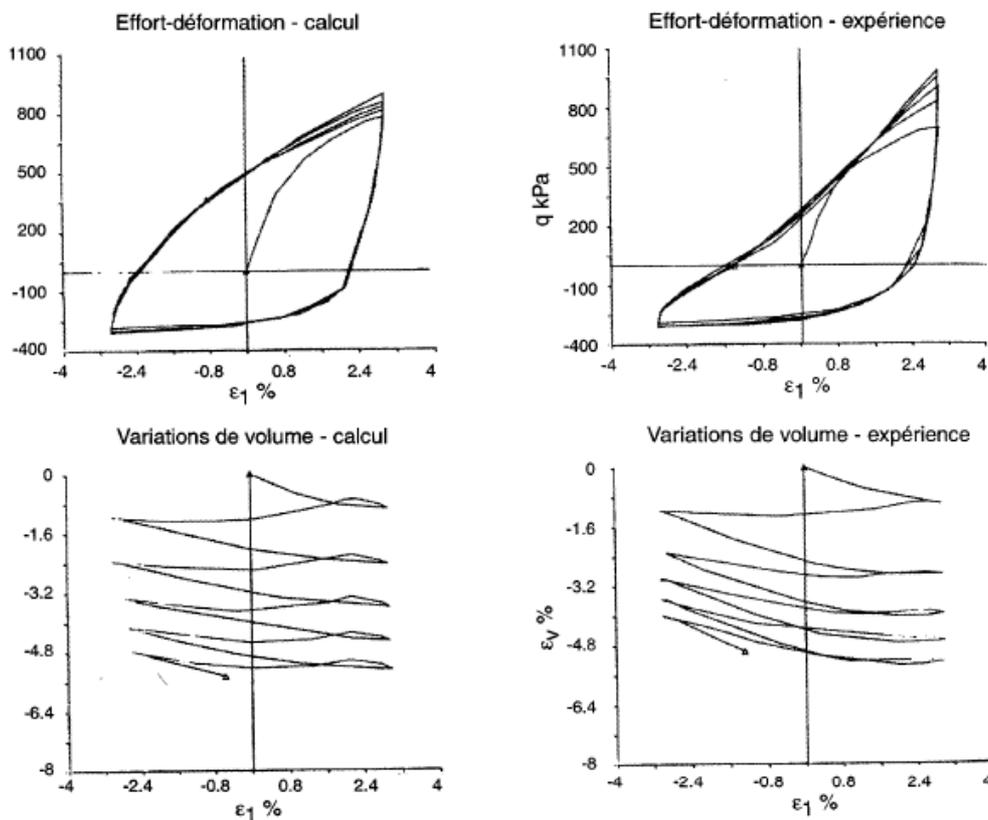


Figure 3.29 : Exemple de simulation d'essai triaxiaux avec le modèle de Hujeux d'après [Hicher et Daouadji (1999)].

Pour adapter ce modèle à des essais à grand nombre de cycles de chargements, les auteurs proposent d'apporter des modifications aux paramètres  $r^{el}$ ,  $r^{hyst}$  et  $r^{mob}$  qui gèrent la taille des différents domaines de comportement.

[Hicher et Charif (1991)] montrent expérimentalement que l'anisotropie induite affecte le comportement des matériaux granulaires sous chargement cyclique et en particulier l'évolution des déformations plastiques qui se trouve réduite. Par ailleurs, ils remarquent que le domaine d'élasticité ne change pas de taille. [Hicher et Daouadji (1999)] proposent donc de garder le rayon du domaine d'élasticité  $r^{el}$  constant et de faire dépendre  $r^{hyst}$  de la déformation plastique déviatoire :

$$r^{hyst} = r_k^{mob} - (r_k^{mob} - r^{hyst}) \Omega(\varepsilon_q^p) \quad (3.63)$$

$\Omega$  est une fonction variant de 1 quand  $\varepsilon_q^p = 0$  à 0 quand  $\varepsilon_q^p$  tend vers l'infini. Ce modèle a donné lieu jusqu'à présent, à quelques simulations de comportement.

[Chazallon (2000)] utilise le modèle de Hujeux dans sa formulation la plus simple. Il part d'un modèle à un seul mécanisme dans le cas d'un chargement monotone. La surface de charge est donnée par :

$$f = q / Mp + rb \ln(p / p_c) \quad (3.64)$$

$q$  est le déviateur des contraintes,  $b$  et  $p_c$  ont déjà été présentés dans la section (3.8.2.1).

$r$  est une variable d'écrouissage associée à la déformation plastique déviatoire, initialement égale à  $r^{el}$ , cette variable est toujours inférieure ou égale à 1. Son évolution est donnée par :

$$dr = d\lambda(1 - r^2) / a_m Mp \quad (3.65)$$

$a_m$  est un paramètre qui gère l'évolution de la variable d'écrouissage  $r$ .  $d\lambda$  est le multiplicateur plastique. Le potentiel est donné par :

$$g = q / Mp + \ln(p / p_c) \quad (3.66)$$

Pour prendre en compte l'apparition des déformations plastiques en déchargement, l'auteur utilise un écrouissage cinématique. D'après la *figure 3.30*, lors d'une décharge partant de B sur un chemin de contrainte AB, la position de la surface de charge est donnée par :

$$\underline{\underline{X}} = \underline{\underline{\sigma}}_B + BO_2 \underline{\underline{I}} \quad (3.67)$$

avec  $(BO_2)_{ij} = (p_{uc/lc} \cdot p_c) \delta_{ij}$

$p_{uc/lc}$  sont des paramètres qui prennent en compte la position de la surface de charge et le potentiel plastique. Ces paramètres sont à déterminer après une décharge-recharge. La fonction de charge est donnée par :

$$f = \sqrt{\frac{27}{2}} S_{II} (\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{X}}) / MI_1 (\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{X}}) + rb \ln [I_1 (\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{X}}) / 3 p_c] \quad (3.68)$$

$S_{II}$  est le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoires

$I_1$  est le premier invariant du tenseur des contraintes

la loi d'évolution de  $r$  est donnée par :

$$dr = d\lambda 3(1 - r)^2 / a_c MI_1 (\underline{\underline{\sigma}} - \underline{\underline{X}}) \quad (3.69)$$

Lors d'une décharge,  $r = r^{el}$ .

$a_c$  gère l'évolution de la variable d'écrouissage  $r$ .

$\underline{\underline{X}}$  est la contrainte  $\underline{\underline{\sigma}}_{O_2}$ , son évolution est donnée par :

$$d\underline{X} = d\mu d\underline{\sigma} \tag{3.70}$$

$d\mu$  est un paramètre qui permet de contrôler l'évolution de la variable d'écroûissage  $\underline{X}$ .  
 le potentiel plastique est donné par :

$$g = \sqrt{\frac{27}{2}} S_{II} (\underline{\sigma} - \underline{X}) / MI_1 (\underline{\sigma} - \underline{X}) + b \ln[(\underline{\sigma} - \underline{X}) / 3p_c] \tag{3.71}$$

Un exemple de simulation est montré sur la *figure 3.31*.

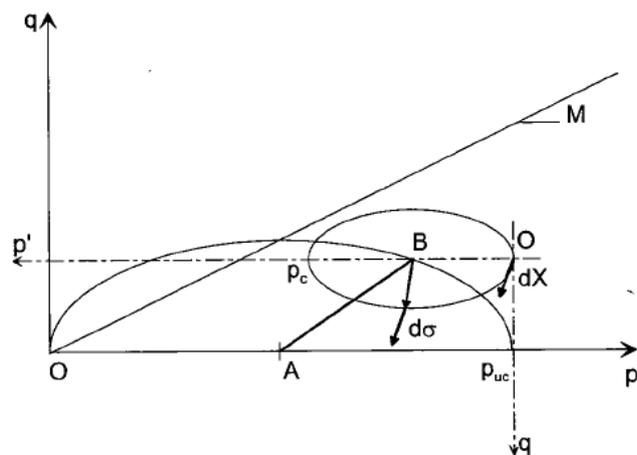


Figure 3.30: Illustration de l'écroûissage selon [Chazallon(2000)].

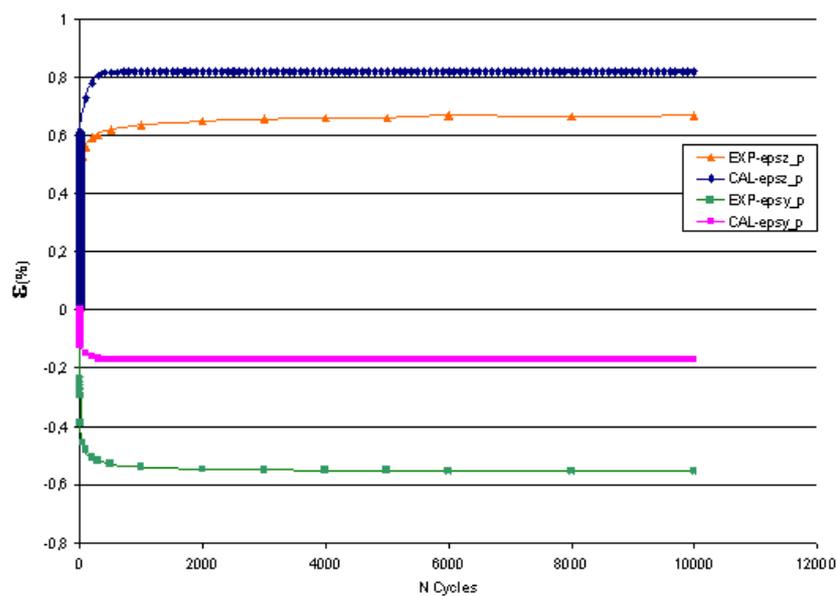


Figure 3.31 : Exemple de simulation d'essai TCR d'après [Chazallon (2000)].

### 3.8.2.2 Le modèle simplifié de Desai

Afin de contourner les difficultés numériques liées au grand nombre d'incrémentes pour les calculs de structure, des modèles semi-empiriques ont été mis au point.

[Desai(2002)] développe un modèle généralisé traitant les problèmes d'élasticité, d'élastoplasticité, d'élasto-visco-plasticité, de fatigue, d'endommagement et de micro-fissuration selon les paramètres utilisés. Lors d'un essai monotone, [Desai(2002)] fait la différence entre un comportement sans endommagement appelé R.I (relatif intact) et le comportement avec endommagement nommé F.A (fully adjuted).

La loi de comportement incrémentale généralisée est donnée par l'expression :

$$\begin{aligned} d\sigma_{ij}^a &= (1-D)d\sigma_{ij}^i + Dd\sigma_{ij}^c + dD(\sigma_{ij}^c - \sigma_{ij}^i) \\ d\sigma_{ij}^a &= (1-D)C_{ijkl} \varepsilon_{kl}^i + D C_{ijkl} d\varepsilon_{kl}^c + d D(\sigma_{ij}^c - \sigma_{ij}^i) \end{aligned} \quad (3.72)$$

$C_{ijkl}$  est la matrice de la loi de comportement reliant les incréments de contraintes aux incréments de déformations.  $D$  est la variable d'endommagement isotrope.

Une seule option de calcul est à choisir, pour un comportement sans endommagement ( $D = 0$ ), l'expression 3.72 est réduite à :

$$d\sigma_{ij}^a = C_{ijkl} \varepsilon_{kl}^i$$

$C_{ijkl}$  est la matrice d'une loi de comportement élastique, élastoplastique ou élasto-visco-plastique.

Pour une loi de comportement élastoplastique, l'auteur propose la fonction de charge suivante :

$$f = \bar{J}_{2D} - (-\alpha \bar{J}_1^n - \gamma J_1^2)(1 - \beta S_r) = 0 \quad (3.73)$$

$\bar{J}_{2D} = J_{2D} / p_a^2$  est le deuxième invariant sans dimension du tenseur des contraintes déviatoires,  $p_a$  est une pression de référence.

$\bar{J}_1 = (J_1 + 3R) / p_a$  est le premier invariant sans dimension du tenseur des contraintes totales.  $3R$  est la pression correspondant à l'intersection de la droite de rupture avec l'axe isotrope dans le plan  $(p, q)$ .

$S_r$  est un taux de contraintes définit par :

$$S_r = J_{3D}^{-3/2} J_{2D} \quad \text{où } J_{3D} \text{ est le troisième invariant du tenseur des contraintes déviatoires.}$$

$n$  est un paramètre lié au changement de comportement volumique : contractance – dilatance (figure 3.32).

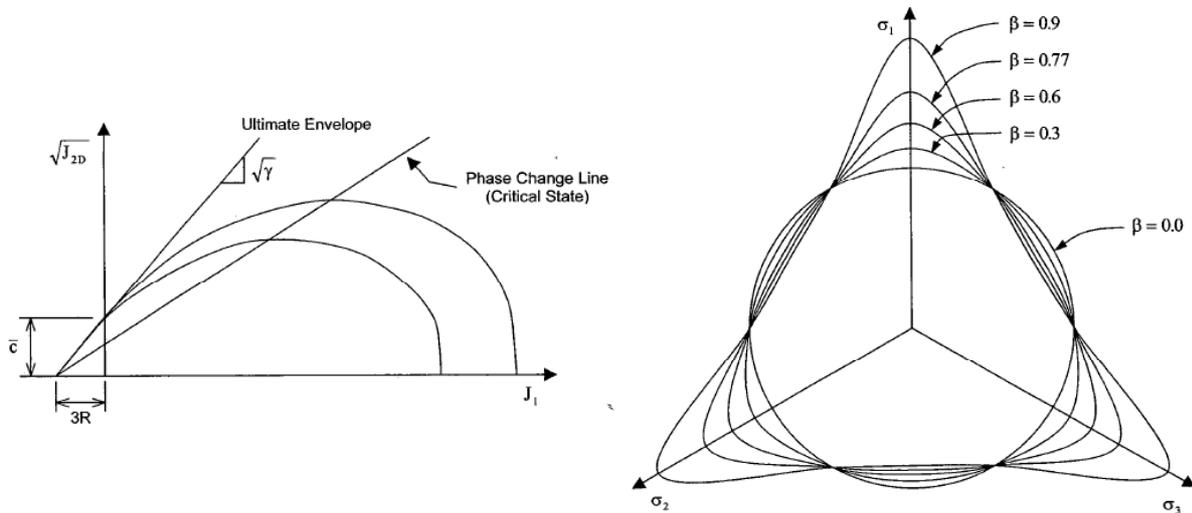


Figure 3.32: Schématisation de la variation de la surface de charge en fonction du paramètre  $\beta$  d'après [Desai (2002)].

$\gamma$  et  $\beta$  sont des paramètres associés à une surface de charge ultime (figure 3.32).

$\alpha$  est une variable d'écroutissage défini par :

$$\alpha = \frac{a_1}{\xi^{\eta_1}} \quad (3.74)$$

avec  $\xi = \int (d\varepsilon_{ij}^p d\varepsilon_{ij}^p)^{0.5}$  la trajectoire des déformations.  $a_1$  et  $\eta_1$  sont des paramètres d'écroutissage.

La fonction  $\xi$  peut être décomposée en une partie sphérique et une partie déviatoire :

$$\xi = \xi_v + \xi_D = \left( \frac{1}{\sqrt{3}} \varepsilon_{ii}^p \right) + \left[ \int (dE_{ij}^p dE_{ij}^p)^{0.5} \right] \quad (3.75)$$

$\varepsilon_{ij}^p$ ,  $E_{ij}^p$  et  $\varepsilon_{ii}^p$  sont respectivement la déformation totale plastique, déviatoire plastique et sphérique plastique.

Pour une approche élastoplastique, le modèle nécessite la connaissance des paramètres d'élasticité  $E$  et  $\nu$ . Pour la partie plastique, les paramètres sont choisis selon le critère de plasticité adopté.  $C$  et  $\phi$  pour le critère de Mohr-Coulomb,  $\alpha$  et  $k$  pour le critère de Drucker-Prager. Pour le modèle HISS (Hierarchical Single Surface plasticity),  $\gamma$  et  $\beta$  sont à connaître pour l'état ultime,  $a_1$  et  $\eta_1$  pour l'état caractéristique et  $3R$  pour caractériser la cohésion.

Les paramètres précédents sont déterminés à partir d'essais triaxiaux monotones. Pour contourner la lourdeur des calculs quand le nombre de cycles de chargements devient grand, des procédures d'accélération sont mises au point. Le calcul se fait pour les vingt premiers cycles de chargements, ensuite, en se basant sur des relations empiriques, le comportement à long terme est

estimé. Ces relations empiriques relient la déformation plastique et le nombre de cycles de chargements. A partir des essais en laboratoire, la relation entre la trajectoire des déformations plastiques  $\xi$  et le nombre de cycles est déterminée comme suit:

$$\xi_D(N) = \xi_D(N_r) \left( \frac{N}{N_r} \right)^b \quad (3.76)$$

où  $N_r$  est un nombre de cycles de référence ;  $b$  est un paramètre représentant la pente de l'évolution des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles de chargements dans une échelle log-log comme le montre la *figure 3.33*.

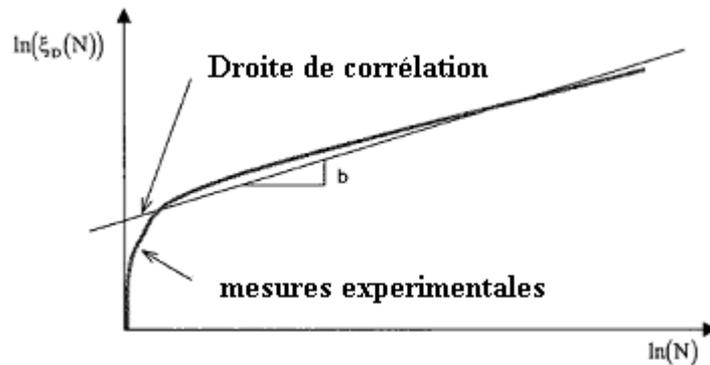


Figure 3.33 : Evolution de la déformation plastique selon l'analyse accélérée.

L'endommagement peut être exprimé avec la relation suivante :

$$D = D_u \left[ 1 - \exp(-A(\xi_D(N))^z) \right] \quad (3.77)$$

En remplaçant l'expression de  $\xi_D(N)$  dans l'expression de l'endommagement, on arrive à exprimer le nombre de cycles causant la rupture :

$$N_f = N_r \left[ \frac{1}{\xi_D(N_r)} \left\{ \frac{1}{A} \ln \left( \frac{D_u}{D_u - D} \right) \right\}^{0.5} \right]^{1/b} \quad (3.78)$$

Cette expression donne le nombre de cycles à la rupture pour un nombre de cycles de référence donné et pour une valeur d'endommagement critique  $D_c$ .

### 3.8.2.3 Le modèle de Mayoraz et Vuillet

[Mayoraz et Vuillet (2002)] utilisent l'analogie entre l'évolution des déformations permanentes lors d'un essai triaxial à chargements répétés et l'évolution de la déformation d'un matériau visqueux soumis à une charge constante. Ils développent une approche viscoplastique en remplaçant le temps par le nombre de cycles de chargements.

L'approche viscoplastique de Perzyna est utilisée suivant l'équation ci-dessus :

$$\frac{\partial \varepsilon_{ij}^{vp}}{\partial N} = \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} = \Gamma \left\langle \phi \left( \frac{F}{F_0} \right) \right\rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.79)$$

$F$  est la fonction de charge fonction de l'état de contrainte et de la variable d'érouissage  $\kappa_p$  qui est en général une mesure de la déformation plastique.  $F_0$  est une constante utilisée pour normer la surface de charge.  $Q$  est le potentiel plastique et  $\Gamma$  est une pseudo-viscosité.  $\phi$  est une fonction exponentielle de la forme :

$$\phi = \left( \exp \left( \frac{F}{F_0} \right) \right)^n - 1 \quad (3.80)$$

L'intégration de l'équation (3.79) peut être faite par la méthode téta proposée par [Suiker et De Borst (1997)] :

$$\Delta \varepsilon_{ij}^p = (1 - \theta) \left( \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_N \Delta N + \theta \left( \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_{N+\Delta N} \quad (3.81)$$

la dérivée au cycle  $N+1$  est donnée après un développement en série de Taylor au premier ordre :

$$\left( \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_{N+\Delta N} = \left( \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_N + \frac{\partial}{\partial \sigma_{kl}} \left( \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_N \Delta \sigma_{kl} + \frac{\partial}{\partial \kappa_p} \left( \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_N \Delta \kappa_p \quad (3.82)$$

Cette égalité peut être écrite sous la forme :

$$\left( \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_{N+\Delta N} = \left( \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_N + H_{ijkl} \Delta \sigma_{kl} + h_{ij} \Delta \kappa_p \quad (3.83)$$

En remplaçant l'égalité (3.83) dans (3.81) :

$$\Delta \varepsilon_{ij}^p = \left[ \left( \frac{\partial \varepsilon_{ij}^p}{\partial N} \right)_N + H_{ijkl} \Delta \sigma_{kl} + h_{ij} \Delta \kappa_p \right] \Delta N \quad (3.84)$$

Mayoraz et Vulliet optent pour la fonction de charge associée du modèle de Cam-Clay modifié dont la formulation est donnée par :

$$F = J_1^2 - J_1^0 J_1 + \frac{27}{M^2} J_{2D} \quad (3.85)$$

$J_1$  et le premier invariant du tenseur des contraintes,  $J_{2D}$  est le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoires et  $J_1^0$  le paramètre d'érouissage. Son évolution est donnée par :

$$J_1^0 = J_{1init}^0 \exp(\beta \kappa_p) \quad (3.86)$$

où  $\beta$  est le module de compressibilité.

Une comparaison entre les résultats des essais triaxiaux à chargements répétés et le modèle viscoplastique est illustrée sur la *figure 3.34*. les niveaux de contraintes de chaque essai sont détaillés dans le *tableau 3.2*.

	$\sigma_3$ (KPa)		$q$ (KPa)	
	min	max	min	max
TRI p1c	50	70	0	300
TRI p4c	50	125	0	300
TRI p5c	50	50	0	150
TRI p6c	50	50	0	350

Tableau 3.2 : Niveaux de chargement.

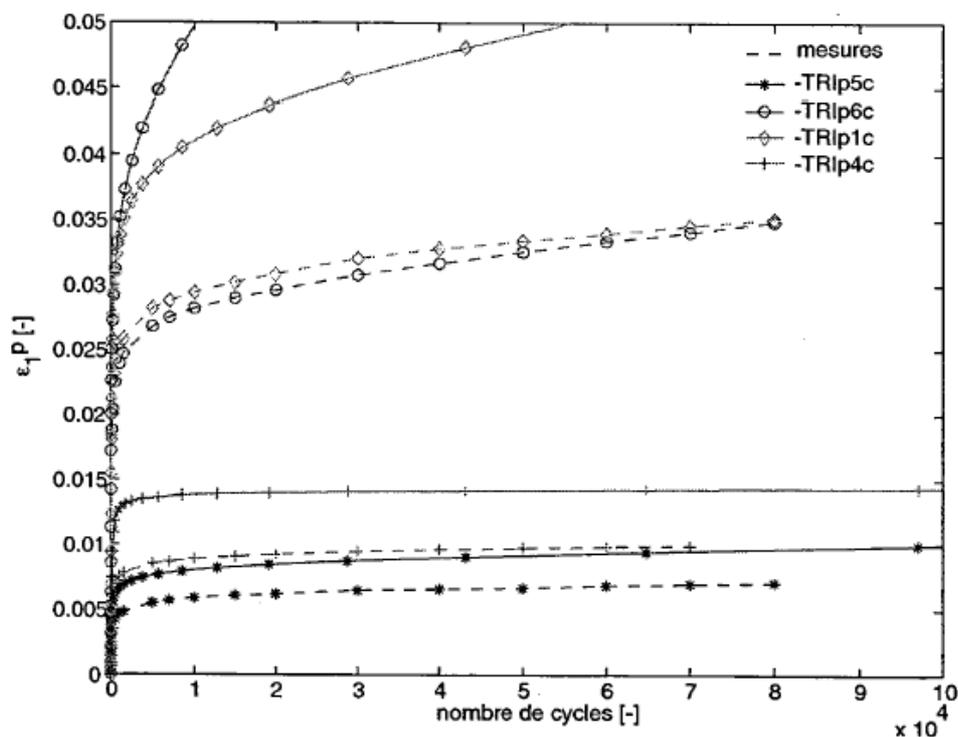


Figure 3.34 : Comparaison des déformations verticales plastiques mesurées et simulées d'après [Mayoraz et Vulliet (2002)].

Les prédictions des déformations plastiques axiales avec ce modèle sont moyennes. Pour les essais à faible taux de cisaillement, les simulations sont relativement proche des essais. Quand le rapport  $q/p$  augmente, les prévisions du modèle deviennent médiocres. Ceci peut être dû au choix d'une surface de charge de Cam-Clay qui est peu adaptée pour le comportement des

matériaux granulaires. En plus, une loi d'écoulement associée à la surface de charge n'est pas appropriée au comportement de la grave non traitée.

### 3.8.2.4 La théorie de l'état limite appliquée à la grave non traitée

Lors d'un essai triaxial à chargements répétés, la réponse en déformation permanente dépend étroitement du niveau de chargement appliqué. Trois modes de comportement peuvent être observés. Pour des niveaux de contraintes relativement bas, le matériau s'adapte et le comportement est purement élastique, la réponse dans le plan représentant les déformations en fonction du chargement est un cycle fermé sans dissipation d'énergie (figure 3.35). Pour des niveaux de contraintes plus élevés, si le comportement après un certain nombre de cycles se stabilise, la réponse est représentée dans le plan précédent par un cycle fermé avec dissipation d'énergie. Des déformations plastiques sont générées avec une somme nulle des incréments par cycle. Le matériau s'accommode. Pour des niveaux de contraintes relativement élevés, le comportement n'est plus stable. Des déformations plastiques sont générées à chaque cycle de chargements dont le cumul conduit à la ruine de l'échantillon. C'est le phénomène du rochet. La limite entre l'état stable et l'état instable est connue sous le nom de la limite de l'adaptation. [Sharp et Brooker (1984)] étaient les premiers à justifier l'utilisation de la théorie de l'adaptation pour les chaussées. [Dawson (2001)] utilise ce concept pour diviser le plan  $(p, q)$  en trois zones de comportement (figure 3.36). Dans le plan  $(\sigma_1, \sigma_3)$ , Dawson donne une limite au dessous de laquelle un matériau soumis à un chargement cyclique s'adapte. Cette limite est une droite représentée par une ligne ayant pour expression la forme :  $\sigma_1^{\text{lim}} = A\sigma_3 - B$ . Cette limite dans le plan  $(p, q)$  est représentée par une ligne passant par l'origine se trouvant au dessus de la ligne caractéristique du matériau. En d'autres termes, en mode contractant le matériau s'adapte.

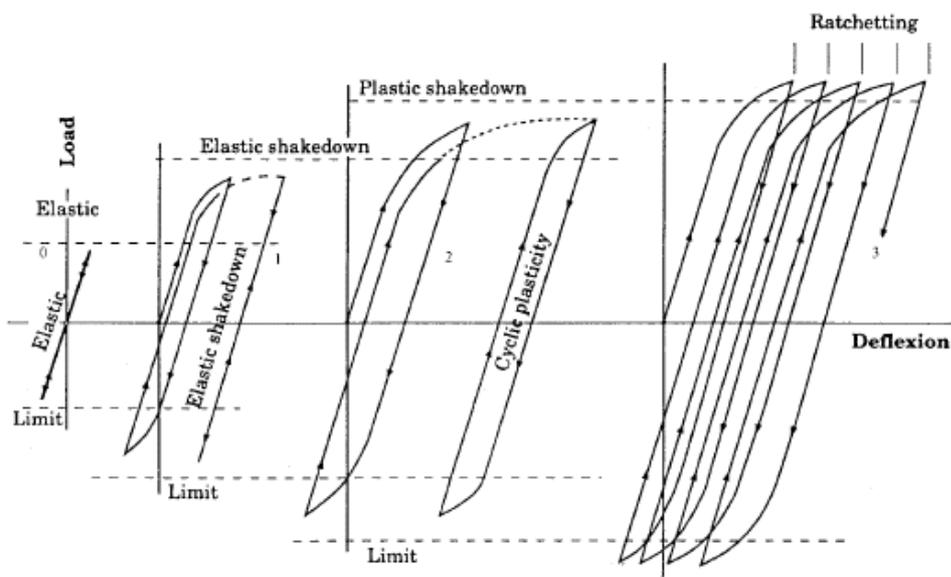


Figure 3.35 : Comportement des matériaux granulaires sous chargement cyclique selon [Dawson (2001)].

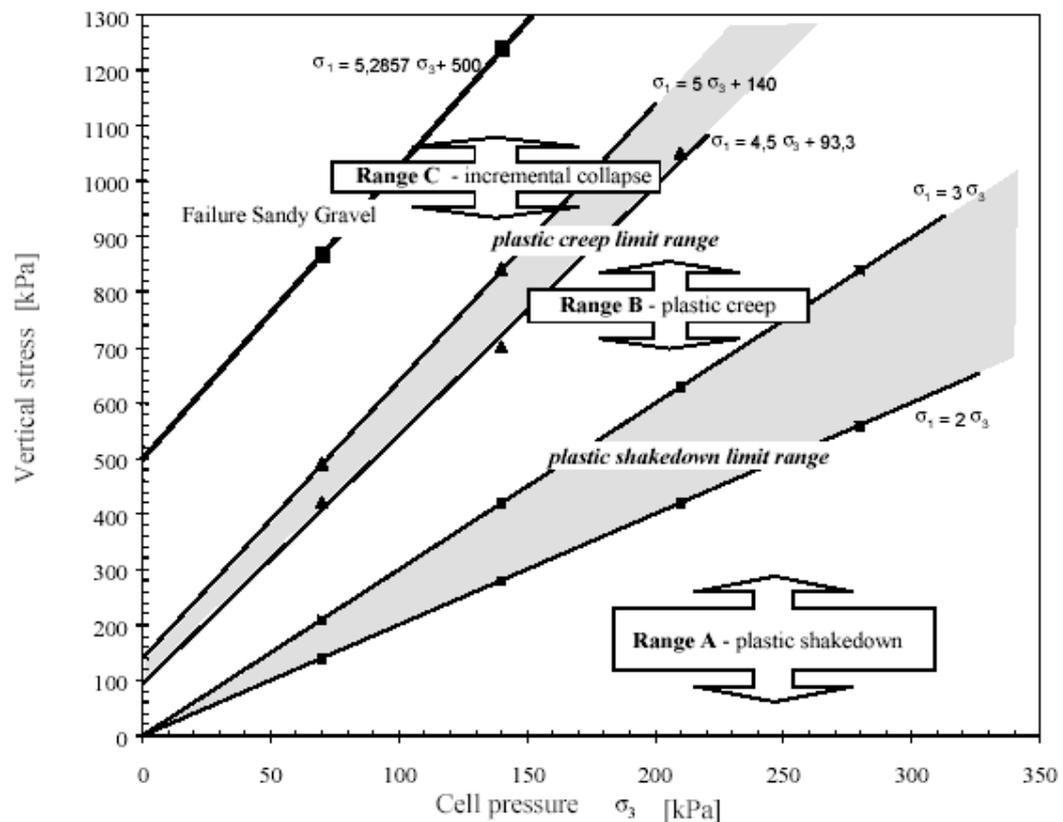


Figure 3.36 : Les domaines de comportement selon [Dawson (2001)].

### 3.9 Conclusion

L'orniérage, principal mode de dégradation des chaussées souples, est caractérisé par des affaissements en surface de l'ordre du centimètre. Il est dû principalement au cumul des déformations plastiques dans les couches de la structure de chaussée constituées de matériaux non liés.

Un dimensionnement rationnel d'une chaussée souple nécessite une bonne connaissance des matériaux qui la constituent. La complexité du chargement in-situ, due à la rotation des directions des contraintes principales et au nombre élevé des impulsions caractérisant le trafic, rend cette tâche difficile. Le triaxial à chargements répétés est le principal outil expérimental utilisé pour l'étude du comportement des graves non traitées et du sol support des chaussées. Deux démarches expérimentales sont mises au point, l'une pour l'étude du comportement résilient, l'autre pour le comportement irréversible des matériaux non liés d'une chaussée souple. Le comportement irréversible montre une forte dépendance vis-à-vis des niveaux de chargement, des paramètres d'état tels que la teneur en eau et la teneur en fines, des paramètres de mise en

œuvre tels que la densité et le compactage. La prise en compte de ces dépendances est incontournable pour une modélisation réaliste d'une chaussée souple.

Des modèles pour décrire le comportement résilient ont été élaborés. Le modèle de Boyce anisotrope élaboré par Hornych est celui qui donne les prédictions les plus réalistes. Pour le comportement permanent, les modèles sont classés en deux familles : les modèles empiriques et les modèles rhéologiques. Ces derniers, même s'ils donnent souvent de bonnes prédictions de la déformation plastique pour les essais expérimentaux, restent néanmoins inutilisables pour une analyse structurelle.

Les modèles rhéologiques existant pour décrire le comportement cyclique des graves non traitées font intervenir un grand nombre de paramètres, vu la complexité du comportement. Par ailleurs, les modèles conçus dans le cadre du génie parasismique ne sont pas adaptés pour les chargements à grand nombre de cycles de chargement. Le modèle de Hujeux par exemple, conduit au phénomène du rochet au-delà du premier millier de cycles de chargement indépendamment du chargement. L'analyse incrémentale sur laquelle se basent les modèles rhéologiques conçus pour le comportement de la grave non traitée, rend leur utilisation coûteuse pour une analyse de structure.

En se basant sur les travaux de [Sharp et Brooker (1984)] et récemment de [Dawson (2001)], la théorie de l'adaptation semble un outil efficace pour décrire d'une manière simple le comportement à long terme d'une structure de chaussée. En effet, une approche se basant sur cette théorie rend possible le contournement des difficultés numériques liées au grand nombre de cycles de chargements.

Dans le chapitre suivant, un modèle élastoplastique simplifié basé sur la théorie de l'adaptation sera exposé. Ce modèle permet d'obtenir directement les déformations plastiques stabilisées sans calculer les déformations des cycles intermédiaires.

## *Chapitre 4*

---

Modèle simplifié pour le comportement à long terme des matériaux granulaires soumis à un grand nombre de cycles de chargements

## **4.1 Introduction**

Sous un chargement périodique, l'évolution des déformations et des déplacements en fonction du nombre de cycles se définit essentiellement sous trois formes : l'adaptation, l'accommodation et le phénomène du rochet. L'étude des déformations progressives d'une structure nécessite en général la connaissance des contraintes et des déformations de l'état limite atteint après un nombre de cycles de chargements assez grand selon les matériaux. Pour résoudre un problème de ce type, une analyse basée sur des formulations incrémentales est longue et coûteuse. Une analyse limite a été élaborée depuis les années trente pour étudier les phénomènes des chargements cycliques pour les métaux. Cette analyse se basant sur la théorie de l'adaptation s'intéresse à la tendance du comportement d'un matériau après un grand nombre de cycles de chargements. L'origine de la théorie de l'adaptation revient aux travaux de [Melan (1936)]. Celui-ci énonce un théorème en utilisant une approche statique appliquée à un milieu continu et introduit un écrouissage cinématique illimité pour décrire les phénomènes cycliques. [Symond (1951)] puis [Koiter (1952)] donnent une démonstration plus rigoureuse du théorème de Melan. La théorie de l'adaptation connaît une avancée considérable avec les travaux de [Koiter (1952)]. D'une part, ce dernier établit une approche cinématique du théorème, d'autre part, il introduit la notion de coefficient de sécurité afin d'obtenir une majoration de l'énergie dissipée. Ainsi, les effets géométriques, dits de second ordre, appliqués aux structures discrètes sont pris en compte en utilisant une formulation matricielle simplifiée. La question de la validité de la théorie de l'adaptation pour des matériaux obéissant à une loi d'écoulement non-associée a été validée par [Maier (1973)]. Ce dernier montre que les bornes données par le théorème de Koiter sont les limites supérieures de la charge à l'adaptation. Le théorème de Melan peut être employé pour obtenir, dans le cadre de l'adaptation, la borne inférieure de la limite de l'adaptation pour un matériau standard. Avec l'apparition du concept du modèle du matériau standard généralisé énoncé par [Halphen et Nguyen (1975)], [Mandel (1976)] étend le théorème de Melan aux matériaux obéissant à un écrouissage cinématique en limitant l'évolution des paramètres internes. Les conditions nécessaires pour l'adaptation des structures élastoplastiques à écrouissage isotrope et cinématique combinés ont été mises en évidence par [Mandel *et al* (1977)] puis par [Zarka et Casier (1979)]. Ces auteurs considèrent que l'écrouissage illimité ne permet pas de prédire la non-adaptation de la structure par déformations plastiques progressives et que seule la rupture par plasticité alternée est possible à modéliser. [Zarka et Casier (1979)] proposent une méthode simplifiée pour la détermination directe de l'état limite. Cette méthode a été validée par de nombreuses comparaisons avec des calculs élastoplastiques [Gatt (1993)] et [Taleb (1991)].

Cette méthode est à la base du modèle présenté ci-après pour la description du comportement à long terme des graves non traitées soumises à un chargement cyclique. Elle part d'une approche locale pour la détermination du comportement inélastique en chaque point de la structure. Un changement de variable permet d'éliminer le problème de couplage posé dans les méthodes énergétiques. Cette méthode se base, comme pour l'approche physique, sur le fait que le volume représentatif du matériau soit un ensemble d'éléments. Seulement, comme pour l'approche

phénoménologique, les processus locaux ne sont pas identifiés. Ils sont donc schématisés pour déterminer le comportement global de la structure. L'idée principale est d'introduire un ensemble de variables internes pour caractériser le comportement local des mécanismes inélastiques de la structure et un groupe de variables internes structurelles lié au premier par des matrices symétriques non-négatives. Dans le cas où ces matrices de couplage sont régulières, la nature de l'état stabilisé est directement déterminé à partir d'un simple calcul en élasticité. Pour un chargement radial, seules l'adaptation ou l'accommodation peuvent apparaître. Dans ce cas, une construction géométrique dans le plan des variables internes structurelles est nécessaire pour donner une estimation de l'état limite ainsi que ses composantes ( résidu des contraintes et champ des déformations plastiques ).

A l'origine, cette méthode simplifiée a été élaborée pour décrire le comportement inélastique des matériaux ayant un écrouissage cinématique tels que les aciers. Afin de l'adapter à l'étude du comportement des matériaux pulvérulents soumis à un chargement cyclique, l'idée est de faire intervenir la pression moyenne dans l'expression de la surface de charge. Pour ce faire, le critère de plasticité de Drucker-Prager est adopté. Ainsi, comme on le verra dans la suite de ce chapitre, dans le plan des variables internes structurelles, d'une part, la surface de charge va subir un écrouissage cinématique puisque son centre est fonction de la partie déviatoire du tenseur de contrainte et d'autre part, le rayon du convexe de plasticité est fonction de la pression moyenne. On fait ici l'hypothèse que le matériau élastoplastique d'une structure obéit à un écrouissage cinématique linéaire strictement positif. L'analyse inélastique est appliquée à des matériaux non-standards dont la règle d'écoulement est non associée à la surface de charge. Le potentiel plastique de Von Mises est choisi afin d'assurer une loi de normalité dans le plan déviatoire.

En premier lieu, le détail du modèle proposé pour l'étude du comportement à long terme des graves non traitées soumises à un grand nombre de cycles de chargements est donné. On montrera par la suite comment il est possible de déterminer les déformations inélastiques et les contraintes du comportement stabilisé dans le cadre de l'adaptation ou de l'accommodation. Le raisonnement est illustré par un organigramme. On finira ce chapitre en donnant la signification physique des paramètres du modèle et en montrant l'influence de leur variabilité sur le comportement.

## 4.2 Evolution globale d'une structure

Soit une structure de volume  $V$  et de contour  $\delta V$ , cette dernière est soumise aux sollicitations suivantes (figure 4.1) :

- une force de volume  $X^d(t)$  en tout point de la structure ;
- une déformation initiale  $\varepsilon_{ij}^I(x)$  ;
- une force de surface  $F_i^d(x,t)$  appliquée sur le contour  $\delta_{F_i} V$  ;
- un déplacement imposé :  $U_j^d(x,t)$  appliqué sur le contour  $\delta_{U_j} V$  ;

$\delta_{F_i} V$  et  $\delta_{U_j} V$  sont supposés constants durant le chargement.

$\delta_{F_i} V \cup \delta_{U_j} V = \delta V$  et  $\delta_{F_i} V \cap \delta_{U_j} V = \phi$ .

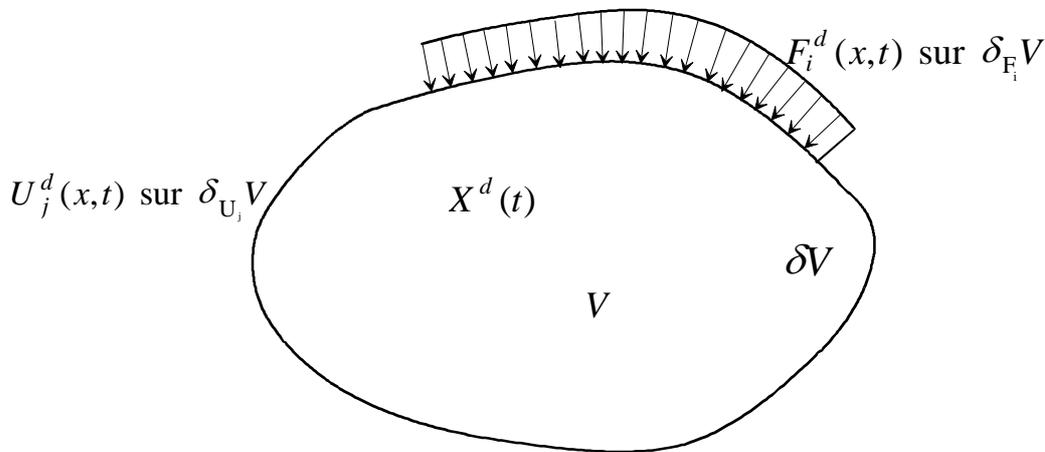


Figure 4.1 : Chargement quelconque d'une structure.

Les cas d'évolutions quasi-statiques et de déformations infinitésimales sont considérés. Les paramètres d'élasticité sont indépendants de la température, du temps et des contraintes. Les surfaces  $\delta_{F_i} V$  et  $\delta_{U_j} V$  demeurent constantes durant tout le chargement.

Un problème mécanique général en contraintes et en déformations peut être posé sous la forme suivante:

$$\begin{cases} \varepsilon_{ij}(x,t) = M_{ijkl} \sigma_{kl}(x,t) + \varepsilon_{ij}^p(x,t) + \varepsilon_{ij}^I(x,t) \\ \sigma_{ij}(x,t) \end{cases} \quad (4.1)$$

$\sigma_{ij}(x,t)$  : est le tenseur des contraintes actuelles.

$\varepsilon_{ij}^p(x,t)$  : est le tenseur des déformations plastiques.

$\varepsilon_{ij}(x,t)$  : est le tenseur des déformations totales actuelles.

$\varepsilon_{ij}^I(x,t)$  : est le tenseur des déformations initiales.

$M_{ijkl}$  : est la matrice d'élasticité linéaire.

$\varepsilon_{ij}(x,t)$  est cinématiquement admissible avec  $U_j^d(x,t)$  sur  $\delta_{U_j}V$  et  $\sigma_{ij}(x,t)$  est statiquement admissible avec  $F_i^d(x,t)$  sur  $\delta_{F_i}V$  et avec  $X^d(t)$  dans  $V$ .

Ce problème mécanique général peut être décomposé d'une part en un problème inélastique et d'autre part en un problème élastique. Ce dernier s'énonce comme suit :

$$\begin{cases} \varepsilon_{ij}^{el}(x,t) = M_{ijkl}\sigma_{kl}^{el}(x,t) + \varepsilon_{ij}^l(x,t) \\ \sigma_{ij}^{el}(x,t) \end{cases} \quad (4.2)$$

Le champ des déformations élastiques  $\varepsilon_{ij}^{el}(x,t)$  est cinématiquement admissible avec  $U_j^d(x,t)$  sur  $\delta_{U_j}V$  et le champ des contraintes élastiques  $\sigma_{ij}^{el}(x,t)$  est statiquement admissible avec  $F_i^d(x,t)$  sur  $\delta_{F_i}V$  et avec  $X^d(t)$  dans  $V$ .

$\varepsilon_{ij}^{el}(x,t)$  n'est cinématiquement admissible avec  $U_j^d(x,t)$  sur  $\delta_{U_j}V$  que s'il existe un champ de déplacements  $U_j^{el}(x,t)$  tel que :

$$\varepsilon_{ij}^{el}(x,t) = \frac{\partial_i U_j^{el} + \partial_j U_i^{el}}{2} \quad \text{dans } V \quad \text{et} \quad U_j^{el}(x,t) = U_j^d(x,t) \quad \text{sur } \delta_{U_j}V.$$

$\sigma_{ij}^{el}(x,t)$  est statiquement admissible avec  $F_i^d(x,t)$  sur  $\delta_{F_i}V$  et avec  $X^d(t)$  dans  $V$  si :

$$\begin{cases} \partial_i \sigma_{ij}^{el}(x,t) + X_j^d(x,t) = 0 & \text{dans } V \\ \sigma_{ij}^{el}(x,t) n_j = F_i^d(x,t) & \text{sur } \delta_{F_i}V \end{cases}$$

Le problème inélastique est obtenu par la différence entre le problème général et le problème élastique :

$$\varepsilon_{ij}^{ine}(x,t) = \varepsilon_{ij}(x,t) - \varepsilon_{ij}^{el}(x,t) = M_{ijkl}\rho_{kl}(x,t) + \varepsilon_{ij}^p(x,t) \quad (4.3)$$

$$\text{avec} \quad \rho_{ij}(x,t) = \sigma_{ij}(x,t) - \sigma_{ij}^{el}(x,t) \quad (4.4)$$

$\varepsilon_{ij}^{ine}(x,t)$  est le champ des déformations inélastiques. Ce champ est cinématiquement admissible avec un déplacement nul sur  $\delta_{U_j}V$ .

$\rho_{ij}(x,t)$  est le champ des contraintes résiduelles. C'est un champ issu d'une différence entre deux champs de contraintes statiquement admissibles avec le même effort. C'est donc un champ d'auto-contrainte, ce dernier est statiquement admissible avec 0 sur  $\delta_{F_i}V$  et dans  $V$  :

$$\begin{cases} \partial_i \rho_{ij}(x,t) = 0 & \text{dans } V \\ \rho_{ij}(x,t).n_j = 0 & \text{sur } \delta_{F_i} V \end{cases}$$

En supposant que les déformations plastiques sont connues, le problème consiste en la détermination des champs de déplacements et de déformations inélastiques, respectivement  $U_{ij}^{ine}(x,t)$  et  $\varepsilon_{ij}^{ine}(x,t)$ , ainsi que le résidu des contraintes  $\rho_{ij}(x,t)$ .

Les champs inélastiques  $U_{ij}^{ine}(x,t)$  et  $\varepsilon_{ij}^{ine}(x,t)$  peuvent être calculés avec une analyse élastique en utilisant des conditions aux limites nulles en contraintes et une déformation initiale égale à la déformation plastique (figure 4.2).

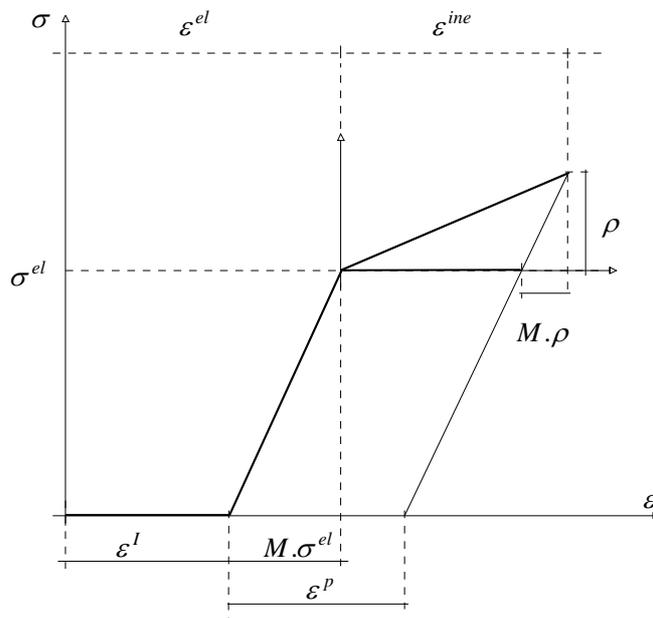


figure 4.2 : Schéma contraintes-déformations

Le champ des contraintes résiduelles sera ensuite déduit comme suit :

$$\rho_{ij}(x,t) = M_{ijkl}^{-1} (\varepsilon_{kl}^{ine}(x,t) - \varepsilon_{kl}^p(x,t)) \quad (4.5)$$

Donc connaissant la déformation plastique du problème, les champs inélastiques peuvent être calculés. Le passage du champ des déformations plastiques au champ des contraintes résiduelles est schématisé par l'égalité suivante :

$$\rho_{ij}(x,t) = Z_{ijkl} (\varepsilon_{kl}^p(x,t)) \quad (4.6)$$

$Z_{ijkl}$  est un opérateur global linéaire lié à la matrice d'élasticité  $M_{ijkl}$ .

#### 4.2.1 Réponse d'un matériau à écrouissage cinématique

L'analyse inélastique est appliquée à des matériaux non-standards suivant un écrouissage cinématique linéaire. Ces matériaux ont une règle d'écoulement non-associée à la surface de charge. On suppose une translation de la surface de charge suite à des déformations plastiques. Cette translation est régie par la variable d'écrouissage tensorielle  $y_{ij}(x,t)$ .

La fonction de charge est définie dans le plan déviatoire par le critère de plasticité de Drucker-Prager:

$$f = \sqrt{\frac{1}{2}(S_{ij}(x,t) - y_{ij}(x,t))^T : (S_{ij}(x,t) - y_{ij}(x,t))} - k - \alpha I_1(\sigma_{ij}(x,t)) = 0 \quad (4.7)$$

$:$  est l'opérateur du double produit contracté.

$I_1(\sigma_{ij}(x,t))$  est le premier invariant des contraintes actuelles,  $S_{ij}(x,t) = dev \sigma_{ij}(x,t)$  est la partie déviatoire du tenseur des contraintes.

La variable interne d'écrouissage cinématique est exprimée en fonction de la déformation plastique par l'expression suivante :

$$y_{ij}(x,t) = H_{ijkl} \varepsilon_{kl}^p(x,t) \quad (4.8)$$

$H_{ijkl}$  est le module d'écrouissage.

$\alpha$  et  $k$  sont les paramètres du critère de Drucker-Prager.

Soit  $[\sigma_{ij}(x,t), y_{ij}(x,t)]$  un état de contrainte et un état d'écrouissage correspondant à une étape donnée de chargement. L'évolution des contraintes et des déplacements est purement élastique si cet état est tel que  $f(\sigma_{ij}, y_{ij}) < 0$ .

Dans ce cas, l'état de contraintes est à l'intérieur du domaine élastique actuel. Ce dernier est défini dans l'espace des contraintes principales par l'expression suivante :  $f(\sigma_{ij}, y_{ij}) = 0$ .

Dans le plan des contraintes dévatoires, le domaine d'élasticité est délimité par un cercle donné par l'expression suivante :  $f(S_{ij}, y_{ij}) = 0$ .

Cette dernière expression définit dans le plan déviatoire un convexe de plasticité.

Si l'état de contrainte est tel que  $f[\sigma_{ij}(x,t), y_{ij}(x,t)] = 0$ ,  $\sigma_{ij}(x,t)$  se trouve sur la frontière du domaine élastique. La description du comportement dans ce cas nécessite la distinction entre l'état de contrainte en chargement et en déchargement. Si l'état de contrainte est sur la frontière et a tendance à en sortir, le matériau est en chargement et des déformations plastiques sont générées. Mathématiquement, ceci s'exprime dans le plan déviatoire par :

$$f[\sigma_{ij}(x,t), y_{ij}(x,t)] \equiv f[S_{ij}(x,t), y_{ij}(x,t)] = \dot{f}[S_{ij}(x,t), y_{ij}(x,t)] = 0 \quad (4.9)$$

$$\frac{\partial f}{\partial S_{ij}} \dot{S}_{ij} > 0 \quad (4.10)$$

En déchargement, le comportement est purement élastique :

$$f[\sigma_{ij}(x,t), y_{ij}(x,t)] \equiv f[S_{ij}(x,t), y_{ij}(x,t)] = 0 \quad (4.11)$$

$$\frac{\partial f}{\partial S_{ij}} \dot{S}_{ij} < 0 \quad (4.12)$$

La loi d'écoulement est non-associée à la surface de charge. Cette dernière, dans le plan des contraintes totales est un cône ayant pour génératrice l'axe des contraintes isotropes. En choisissant un potentiel plastique égal au critère de Von Mises, le loi de normalité est assurée.

L'expression du potentiel plastique est donnée par :

$$g(S_{ij}, y_{ij}) = \sqrt{\frac{1}{2}(S_{ij}(x,t) - y_{ij}(x,t))^T : (S_{ij}(x,t) - y_{ij}(x,t))} + Cte \quad (4.13)$$

avec

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p \equiv \dot{\lambda} \frac{\partial g(S_{ij}, y_{ij})}{\partial S_{ij}} \quad \text{avec } \dot{\lambda} > 0$$

$\dot{\lambda}$  est le multiplicateur plastique donné par la condition de consistance.

Ainsi, les incréments de déformation plastique sont dirigés selon la normale extérieure au potentiel plastique, au point de contrainte actuelle, lors de l'écoulement plastique. Ce dernier appartient à la frontière définie par l'intersection de la surface de charge et du plan déviatoire.

La solution du problème élastique étant supposée connue, la résolution du problème inélastique est suffisante pour que le problème général soit résolu.

#### 4.2.2 Introduction des variables internes structurelles $Y_{ij}$

Il a été montré dans le paragraphe 4.2 que si le champ des déformations plastiques est connu, il est possible de calculer les champs inélastiques en contraintes et en déformations. En vertu de l'équation 4.8, on peut démontrer que si le champ des variables internes  $y_{ij}(x,t)$  est connu, un calcul élastique utilisant des conditions aux limites nulles en contraintes et la déformation initiale  $H_{ijkl}^{-1} y_{kl}(x,t)$  conduit aux déplacements et aux déformations inélastiques  $U_{ij}^{ine}(x,t)$  et  $\varepsilon_{ij}^{ine}(x,t)$ . Le résidu des contraintes sera ensuite déduit en utilisant l'équation (4.5). Le passage du champ des variables internes au champ des contraintes résiduelles est schématisé par l'égalité suivante :

$$\rho_{ij}(x,t) = Z_{ijkl} (H_{klmn}^{-1} y_{mn}(x,t)) \quad (4.14)$$

$f(S_{ij} - y_{ij}) = 0$  est l'expression de la surface de charge dans le plan déviatoire. C'est un cercle centré en  $y_{ij}(x, t)$  dont le rayon est fonction du premier invariant des contraintes actuelles. La position du convexe de plasticité est connue à chaque instant pendant le chargement en effectuant un changement de variables. Pour ce faire, des variables internes structurelles  $Y_{ij}(x, t)$  sont introduites dans l'expression de la surface de charge.

En décomposant le tenseur des contraintes déviatoires en une partie élastique et une partie inélastique :

$$S_{ij}(x, t) = S_{ij}^{el}(x, t) + dev\rho_{ij}(x, t) \quad (4.15)$$

et en définissant les variables internes structurelles par la formulation suivante :

$$Y_{ij}(x, t) = y_{ij}(x, t) - dev\rho_{ij}(x, t) \quad (4.16)$$

la nouvelle expression de la surface de charge devient  $f(S_{ij}^{el} - Y_{ij}) = 0$ .

Dans l'espace des  $Y_{ij}(x, t)$ , la surface de charge est donc centrée en  $S_{ij}^{el}$ , son rayon est fonction du premier invariant du tenseur des contraintes élastiques actuelles.

### 4.2.3 Passage du champ des variables internes structurelles $Y_{ij}$ au champ des variables internes $y_{ij}$

Si le champ des  $Y_{ij}(x, t)$  est connu en tout point de la structure, on peut, à partir d'une analyse élastique, calculer les champs de déplacements et de déformations inélastiques, ainsi que le champ des contraintes résiduelles. En remplaçant dans l'expression (4.3) la déformation plastique issue de l'inversion de l'équation (4.8), la déformation inélastique est donnée par :

$$\varepsilon_{ij}^{ine}(x, t) = M_{ijkl}\rho_{kl}(x, t) + H_{ijkl}^{-1}(y_{kl}(x, t)) \quad (4.17)$$

A partir de l'égalité (4.16), l'expression de la variable interne est injectée dans l'équation (4.17) pour exprimer la déformation inélastique :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ij}^{ine}(x, t) &= M_{ijkl}\rho_{kl}(x, t) + H_{ijkl}^{-1}(Y_{kl}(x, t) + dev\rho_{kl}(x, t)) \\ \varepsilon_{ij}^{ine}(x, t) &= (M_{ijkl} + H_{ijkl}^{-1}dev)\rho_{kl}(x, t) + H_{ijkl}^{-1}(Y_{kl}(x, t)) \end{aligned} \quad (4.18)$$

on aboutit enfin à :

$$\varepsilon_{ij}^{ine}(x, t) = M'_{ijkl}\rho_{kl}(x, t) + H_{ijkl}^{-1}(Y_{kl}(x, t)) \quad (4.19)$$

Si la variable interne structurelle  $Y_{ij}(x, t)$  est connue, un calcul en élasticité avec une déformation initiale égale à  $H_{ijkl}^{-1}(Y_{kl}(x, t))$ , une matrice d'élasticité modifiée  $M'_{ijkl}$ , et des conditions aux limites nulles en chargement, il est possible de calculer les déplacements et déformations inélastiques  $U_j^{ine}(x, t)$  et  $\varepsilon_{ij}^{ine}(x, t)$ . Le champ des contraintes résiduelles est ensuite calculé:

$$\rho_{ij}(x, t) = M'^{-1}_{ijkl} (\varepsilon_{kl}^{ine}(x, t) - H_{klmn}^{-1} Y_{mn}(x, t)) \quad (4.20)$$

Le passage du champ des variables internes structurelles  $Y_{ij}(x, t)$  au champ des contraintes résiduelles est schématisé par l'égalité suivante :

$$\rho_{ij}(x, t) = \hat{Z}_{ijkl} (H_{klmn}^{-1} Y_{mn}(x, t)) \quad (4.21)$$

$\hat{Z}_{ijkl}$  est un opérateur global linéaire équivalent à  $Z_{ijkl}$  et lié à la matrice modifiée d'élasticité  $M'_{ijkl}$ .

Enfin, le champ des déformations plastiques est calculé à partir du champ des  $Y_{ij}(x, t)$  et du champ des contraintes résiduelles :

$$\varepsilon_{ij}^p(x, t) = H_{ijkl}^{-1} y_{kl}(x, t) = H_{ijkl}^{-1} [Y_{kl}(x, t) + dev \rho_{kl}(x, t)] \quad (4.22)$$

Si on suppose que le comportement élastique du matériau est isotrope, il est alors caractérisé par un module de Young  $E$  et un coefficient de Poisson  $\nu$ . Le module d'écroutissage est choisi, quant à lui, sous forme scalaire. La matrice modifiée d'élasticité sera définie par substitution. La déformation plastique s'exprime alors par :

$$\varepsilon_{ij}^p(x, t) = \frac{3}{2H} y_{ij}(x, t) = \frac{3}{2H} (Y_{ij}(x, t) - dev \rho_{ij}(x, t))$$

La réécriture de l'équation (3.19) donne :

$$\varepsilon_{ij}^{ine}(x, t) = [M'_{ijkl} \rho_{kl}(x, t) + \frac{3}{2H} dev \rho_{ij}(x, t)] + \frac{3}{2H} Y_{ij}(x, t) = M'_{ijkl} \rho_{kl}(x, t) + \frac{3}{2H} Y_{ij}(x, t) \quad (4.23)$$

Le développement de la première partie de l'équation (4.23) est donné par :

$$M'_{ijkl} \rho_{kl} = (M_{ijkl} \rho_{kl} + \frac{3}{2H} dev \rho_{ij}) = (\frac{1+\nu}{E} + \frac{3}{2H}) \rho_{ij} - (\frac{\nu}{E} + \frac{1}{2H}) tr(\rho_{ij}) \delta_{ij}$$

$$M'_{ijkl} \rho_{kl}(x, t) = \frac{1+\nu'}{E'} \rho_{ij}(x, t) - \frac{\nu'}{E'} tr(\rho_{ij}(x, t)) \delta_{ij}$$

Les paramètres transformés de la matrice d'élasticité s'expriment alors comme suit :

$$\begin{cases} E' = \frac{EH}{E+H} \\ \nu' = \frac{EH}{E+H} \left( \frac{\nu}{E} + \frac{1}{2H} \right) \end{cases} \quad (4.24)$$

$\delta_{ij}$  est une matrice identité (  $\delta_{ij} = 1$  si  $i = j$  et  $\delta_{ij} = 0$  si  $i \neq j$  )

Si les variables internes  $y_{ij}(x, t)$  sont connues dans la partie  $V_x$  du volume  $V$  et les variables internes structurelles  $Y_{ij}(x, t)$  dans la partie complémentaire  $V_Y$ , un calcul élastique sur la partie  $V_x$  avec la matrice d'élasticité  $M_{ijkl}$  et une déformation initiale  $H_{ijkl}^{-1} y_{kl}(x, t)$  ainsi qu'un calcul élastique sur la partie  $V_Y$  avec la matrice d'élasticité modifiée  $M'_{ijkl}$  et une déformation initiale  $H_{ijkl}^{-1} Y_{kl}(x, t)$  permettent de calculer les champs  $y_{ij}(x, t)$  dans  $V_Y$  et  $Y_{ij}$  dans  $V_x$ .

#### 4.2.4 Relations de comportement

Pour un état de contrainte  $\sigma_{ij}(x, t)$  et un état d'écroutissage  $y_{ij}(x, t)$  donnés, la contrainte locale au niveau du mécanisme plastique s'exprime par:

$$\tilde{\sigma}_{ij}(x, t) = S_{ij}(x, t) - y_{ij}(x, t) \quad (4.25)$$

avec  $S_{ij}(x, t) = dev \sigma_{ij}(x, t)$

Dans le plan de ces contraintes locales, le convexe de plasticité est fixe. C'est un cône ayant l'axe isotrope pour génératrice. Dans le plan déviatoire, ce convexe est réduit à un cercle  $C_0$  dont le centre se trouve sur l'axe isotrope et dont le rayon est fonction de la trace de la contrainte locale  $\tilde{\sigma}_{ij}(x, t)$ .

La loi de normalité pour une loi d'écoulement non associée s'énonce dans le plan des contraintes locales en utilisant la formulation de [Moreau (1971)] comme suit :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p \in \partial \psi_{C_0}(\tilde{\sigma}) \quad \text{avec} \quad \tilde{\sigma}_{ij}(x, t) \in C_0 \quad (4.26)$$

L'incrément de déformation plastique est dirigé selon une normale extérieure au convexe  $C_0$  au point représentant la contrainte locale  $\tilde{\sigma}_{ij}$  (figure 4.3).

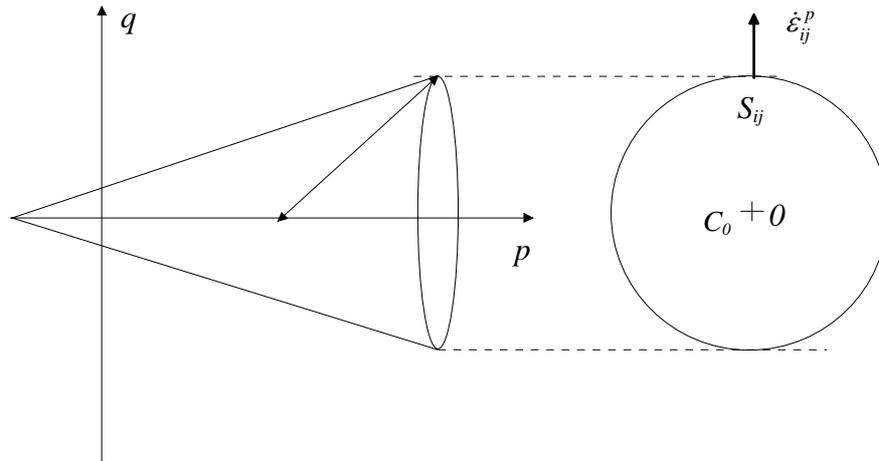


Figure 4.3: Convexe de plasticité dans le plan des contraintes locales

Il a été montré dans la section 4.2.1 que le convexe de plasticité dans le plan des contraintes déviatoires ( $f(S_{ij} - y_{ij}) = 0$ ) est un cercle centré en  $y_{ij}$ . La loi de normalité dans ce plan selon la formulation de [Moreau (1971)] est donnée par :

$$\dot{\epsilon}^P \in \partial \psi_{C(y)}(S_{ij}(x,t)) \text{ avec } S_{ij} \in C(y) \quad (4.27)$$

L'incrément de déformation plastique est dirigé selon une normale extérieure au convexe  $C(y)$  (centré en  $y_{ij}$ ) au point représentant la contrainte  $S_{ij}$  (figure 4.4).

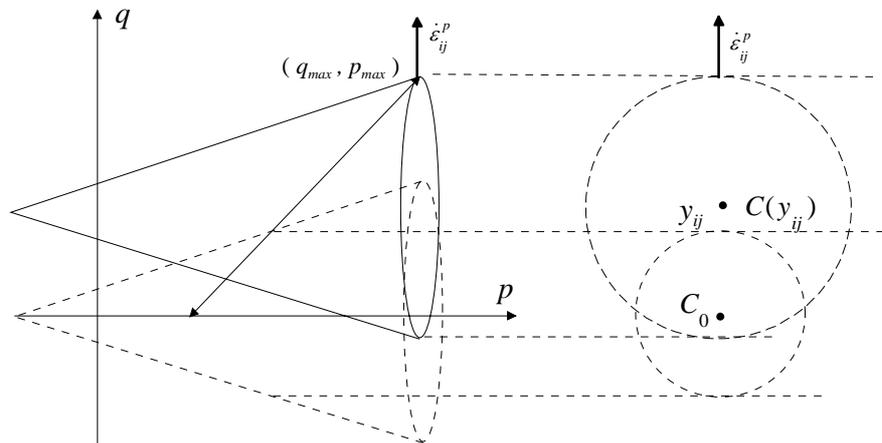


Figure 4.4: Convexe de plasticité dans le plan des contraintes déviatoires

Sachant qu'au niveau du mécanisme plastique on a :  $y_{ij}(x,t) = -\tilde{\sigma}_{ij}(x,t) + S_{ij}(x,t)$ , dans le plan des variables internes  $y_{ij}(x,t)$ , la loi de normalité devient :

$$\dot{\varepsilon}^p \in -\partial\psi_{C_{(S)}}(y_{ij}(x,t)) \quad \text{avec } y_{ij} \in C_{(S)} \quad (4.28)$$

L'incrément de déformation plastique est dirigé selon une normale intérieure au convexe  $C_{(S)}$  (centré en  $S_{ij}^{el}$ ) au point représentant la variable interne  $y_{ij}(x,t)$ .

Dans le plan des variables internes structurelles, le convexe de plasticité est donné par l'expression suivante :

$$f(S_{ij}^{el}(x,t) - Y_{ij}(x,t)) \leq 0$$

Pour simplifier, on suppose  $S_{ij}^{el}(x,0) = 0$ . L'expression du convexe de plasticité pour  $t = 0$  est donnée par :

$$C(S_{ij}^{el} = 0) = C_0 = \left\{ Y_{ij} / f(-Y_{ij}(x,t)) \leq 0 \right\}$$

Pour un temps  $t$  donné, le convexe de plasticité s'exprime par :

$$C(S_{ij}^{el}) = \left\{ Y_{ij} / f(S_{ij}^{el}(x,t) - Y_{ij}(x,t)) \leq 0 \right\} \quad \text{avec } Y_{ij}(x,t) \in C(S_{ij}^{el}) = C_0 + S_{ij}^{el}$$

Le convexe  $C(S_{ij}^{el})$  est construit à partir de  $C_0$  par une translation de  $S_{ij}^{el}$  dans la direction du chargement  $\Delta S_{ij}^{el}$ . La loi de normalité devient alors :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p \in -\partial\psi_{C_{(S_{ij}^{el})}}(Y_{ij}(x,t)) \quad \text{avec } Y_{ij} \in C_{(S_{ij}^{el})} \quad (4.29)$$

L'incrément de déformation plastique est dirigé selon une normale intérieure au convexe  $C_{(S_{ij}^{el})}$  (centré en  $S_{ij}^{el}$ ) au point représentant la variable interne structurelle  $Y_{ij}(x,t)$  (figure 4.5).

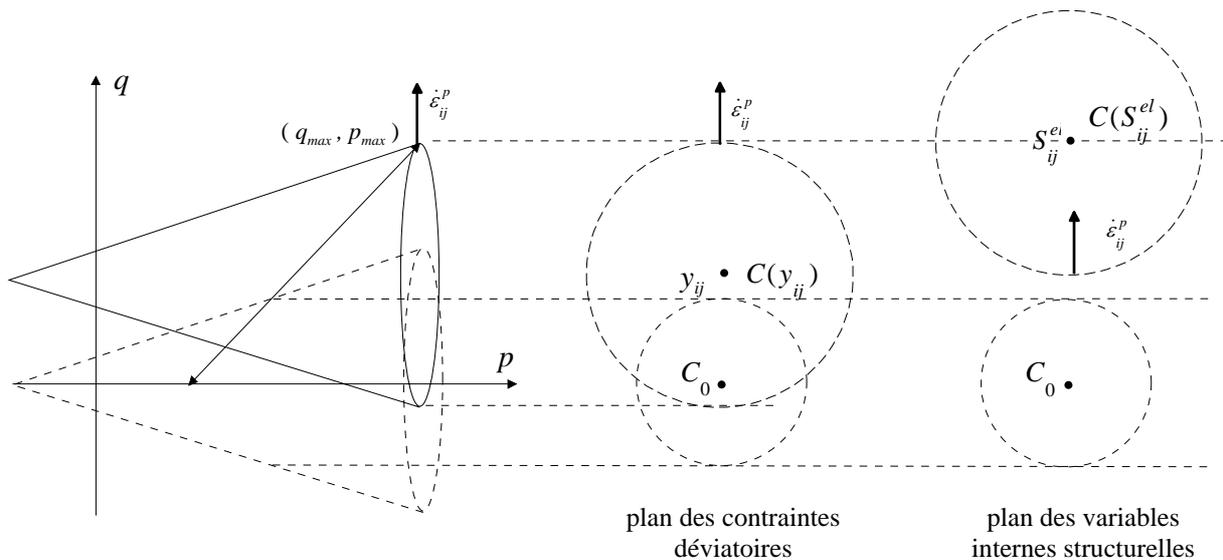


Figure 4.5: Convexe de plasticité dans le plan des variables internes structurelles

A partir des équations (4.8) et (4.16) la variable interne structurelle est donnée de manière générale par :

$$Y_{ij}(x,t) = \frac{2H}{3} \varepsilon_{ij}^p(x,t) - dev \rho_{ij}(x,t) \quad (4.30-a)$$

L'incrément de la variable interne structurelle est donné donc par :

$$\dot{Y}_{ij}(x,t) = \frac{2H}{3} \dot{\varepsilon}_{ij}^p(x,t) - dev \dot{\rho}_{ij}(x,t) \quad (4.30-b)$$

Le premier terme de l'équation (4.30-b) s'écrit en fonction de la loi de normalité (équation 4.28) dans le plan des variables internes structurelles de la manière suivante :

$$\frac{2H}{3} \dot{\varepsilon}_{ij}^p(x,t) \in - \frac{2H}{3} \partial \psi_{C_{(S_{ij}^{el})}}(Y_{ij}(x,t)) \quad (4.31)$$

D'autre part, la forme incrémentale de l'équation (4.14) est donnée par :

$$\dot{\rho}_{ij}(x,t) = Z_{ijkl} \left( \frac{3}{2H} \dot{y}_{kl}(x,t) \right) \quad (4.32)$$

en combinant les équations (4.32) et (4.31), la direction des variables internes structurelles est donnée par :

$$\dot{Y}_{ij}(x,t) \in - \left[ \delta_{ijkl} \frac{2H}{3} - dev Z_{ijkl} \right] \partial \psi_{C_{(S_{ij}^{el})}}(Y_{ij}(x,t)) \quad (4.33)$$

Ceci montre que lors d'un écoulement plastique, le convexe  $C_{(S_{ij}^{el})}$  transporte sur sa frontière les variables internes structurelles des mécanismes plastiques actifs. Autrement dit, tous les  $Y_{ij}(x,t)$  doivent appartenir à  $C_{(S_{ij}^{el})}$ . Connaissant la trajectoire du convexe de plasticité centré en  $S_{ij}^{el}$ , il est possible d'avoir une estimation préalable des valeurs de  $Y_{ij}(x,t)$  pour un état limite. Le détail sur l'estimation des variables internes structurelles sera donné ultérieurement.

#### 4.2.5 Comportement sous chargement cyclique

La contrainte élastique pour un chargement cyclique peut être exprimée en chaque point de la structure et à chaque instant par l'expression suivante :

$$\sigma_{ij}^{el}(x,t) = [1 - \Lambda(t)] \sigma_{ij \min}^{el}(x) + \Lambda(t) \sigma_{ij \max}^{el}(x) \quad (4.34)$$

où  $\sigma_{ij \min}^{el}$  et  $\sigma_{ij \max}^{el}$  sont respectivement la valeur maximale et minimale de la contrainte élastique correspondant aux valeurs extrêmes du chargement cyclique.  $\Lambda(t)$  est une fonction variant périodiquement entre 0 et 1 avec le temps.

Le chargement est périodique si les champs de chargement  $X^d(t)$ ,  $F_i^d(x,t)$  et  $U_j^d(x,t)$  ont une période commune  $\tau$ , le champ  $\sigma_{ij}^{el}(x,t)$  est alors une fonction périodique :

$$\sigma_{ij}^{el}(x,t) = \sigma_{ij}^{el}(x,t + \tau)$$

Pour ce type de chargement, la détermination de l'état limite est obtenue asymptotiquement quand  $t$  devient grand.

La théorie de l'adaptation pour des matériaux parfaitement plastiques se base sur le théorème statique de Melan et la théorie cinématique de Koiter. Le théorème de Melan stipule que s'il existe un champ de contraintes résiduelles constant  $\rho_{ij}(x,t) = \rho_{ij}(x)$  tel que le champ de contraintes totales donné par :

$$\sigma_{ij}(x,t) = \sigma_{ij}^{el}(x,t) + \rho_{ij}(x,t)$$

soit strictement plastiquement admissible en tout point du volume  $V$ , la structure s'adapte quand  $t$  est grand.

La généralisation du théorème de Melan à des matériaux à écrouissage cinématique linéaire conduit à la détermination des champs constants des contraintes résiduelles et des variables internes  $y_{ij}(x,t)$  pour lesquelles la condition suivante est satisfaite :

$$f[\sigma_{ij}^{el}(x,t) + \rho_{ij}(x,t), y_{ij}(x,t)] < 0$$

Pour un champ  $y_{ij}(x,t)$  de variables internes donné, à chaque instant  $t$ , il existe des champs correspondants uniques de contraintes résiduelles  $\rho_{ij}(x,t)$ , de contraintes totales  $\sigma_{ij}(x,t)$  et de variables internes structurelles  $Y_{ij}(x,t)$ . En effet, à partir de l'équation (4.14), un champ unique de contraintes résiduelles peut être calculé. Ce champ est statiquement admissible avec 0 sur  $\delta_{F_i} V$  et avec 0 dans  $V$ . Ceci implique l'unicité du champ de la contrainte totale  $\sigma_{ij}(x,t)$  (équation 4.4). En accord avec l'équation (4.17), le champ de contraintes résiduelles calculé débouche sur un champ unique de déformations inélastiques cinématiquement admissibles avec 0 sur  $\delta_{U_j} V$ . Enfin, à partir du champ  $y_{ij}(x,t)$  et de son champ unique de contraintes résiduelles correspondant, un seul champ de variables internes structurelles peut être calculé (équation 4.16).

Par ailleurs, à chaque instant  $t$  et pour un champ de variables internes structurelles  $Y_{ij}(x,t)$  donné, il existe des champs correspondants uniques de contraintes résiduelles  $\rho_{ij}(x,t)$ , de contraintes totales  $\sigma_{ij}(x,t)$  et de variables internes  $y_{ij}(x,t)$ .

En effet à partir de l'équation (4.21), un champ unique de contraintes résiduelles peut être calculé, ce champ est statiquement admissible avec 0 sur  $\delta_{F_i} V$  et avec 0 dans  $V$ , ceci implique

l'unicité du champ de la contrainte totale  $\sigma_{ij}(x, t)$  (équation 4.4). En accord avec l'équation (4.23), le champ de contraintes résiduelles calculé, débouche sur un champ unique de déformations inélastiques cinématiquement admissibles avec 0 sur  $\delta_{U_j} V$ . Enfin, à partir du champ  $Y_{ij}(x, t)$  et de son champ unique de contraintes résiduelles correspondantes, un seul champ de variables internes  $y_{ij}(x, t)$  peut être calculé (équation 4.16).

On détermine la partie déviatoire des contraintes élastiques extrêmes,  $S_{ij \min}^{el}$  correspond à  $\sigma_{ij \min}^{el}$  et  $S_{ij \max}^{el}$  correspond à  $\sigma_{ij \max}^{el}$ .

Dans le plan déviatoire, la contrainte élastique s'exprime comme suit :

$$S_{ij}^{el}(x, t) = S_{ij \min}^{el}(x, t) + \Lambda(t) \cdot \Delta S_{ij}^{el}(x, t) \quad (4.35)$$

$$\text{avec} \quad \Delta S^{el}(x, t) = S_{\max}^{el}(x, t) - S_{\min}^{el}(x, t) \quad (4.36)$$

Pour ce type de chargement, il faut construire une solution satisfaisant d'une part toutes les conditions statiques et cinématiques et d'autre part toutes les lois d'évolutions.

Il a été montré que le convexe de plasticité dans le plan des variables internes structurelles subit une translation avec le chargement puisque son centre est fonction de la contrainte élastique  $S_{ij}^{el}(x, t)$ . Lors de cette translation, il peut transporter sur sa frontière le champ des variables internes structurelles en accord avec l'équation (4.33). Les mécanismes plastiques ne sont donc actifs que si leurs variables internes structurelles correspondantes subissent une évolution et se trouvent sur la frontière du convexe  $C_{(S_{ij}^{el})}$ .

Selon l'amplitude de  $\Delta S_{ij}^{el}(x, t)$  on distingue deux cas :

- Les positions extrêmes du convexe centrées en  $S_{ij \min}^{el}(x, t)$  et  $S_{ij \max}^{el}(x, t)$  ont une partie commune  $C_I$ , dans ce cas la structure s'adapte quand  $t$  devient grand.
- Les positions extrêmes du convexe n'ont pas de partie commune, dans ce cas la structure est accommodée quand  $t$  devient grand.

#### 4.2.5.1 Cas d'une structure adaptée

Lorsque l'espace des variables internes structurelles est à deux dimensions, la trajectoire, suivie par un  $Y$  se trouvant en  $Y_0$  à  $t = 0$ , est fonction du temps et est liée aux lois de comportement. Pendant une sollicitation cyclique, le convexe caractérisant l'état d'un point de la structure subit une translation entre les extremums en contraintes régnant en ce point. Avec ces mouvements, le point en question se trouvant au départ en  $Y_0$ , peut être transporté. Trois cas sont possibles (figure 4.6) :

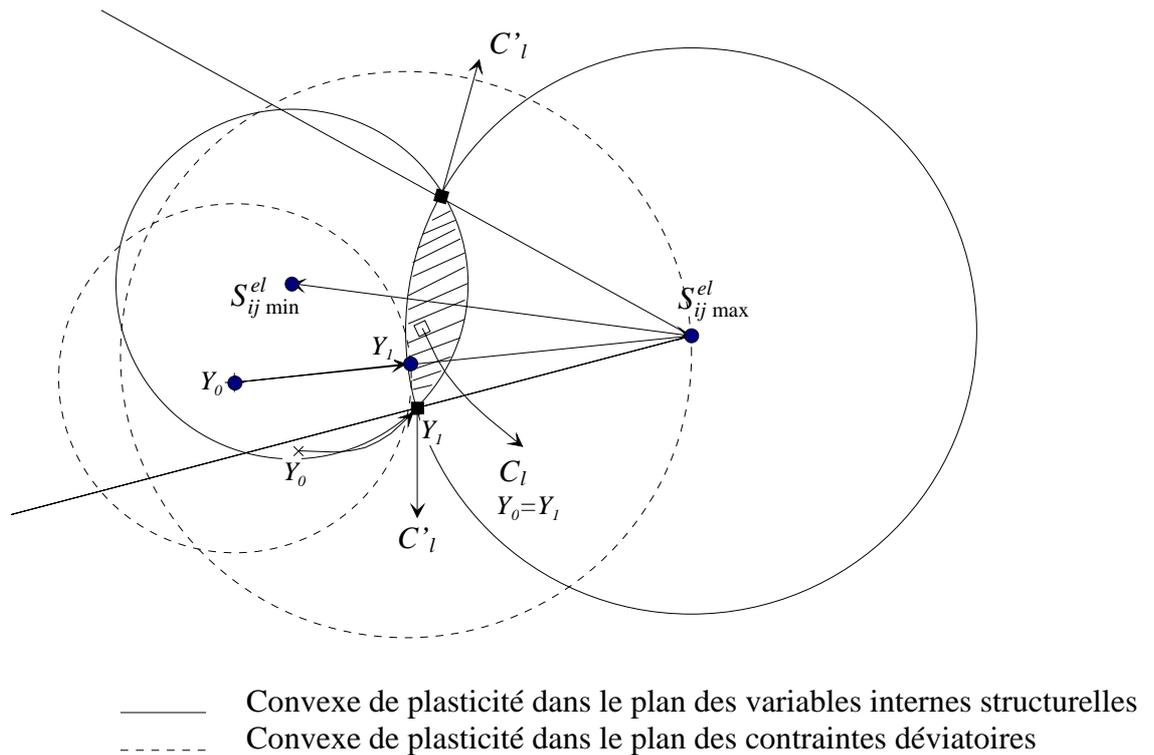


Figure 4.6: Estimation de la variable interne structurelle dans le cas de l'adaptation.

- $Y_0$  est à l'intérieur de  $C_\ell$ , dans ce cas le point  $Y$  reste immobile.
- $Y_0$  est tel qu'après le premier demi cycle de chargement,  $Y$  se trouve sur la frontière de  $C_\ell$  et ne la quitte plus.
- Tous les autres états initiaux où la variable interne structurelle est transportée avec le mouvement du convexe pour finir sur la frontière  $C_\ell$  ou exactement sur l'un des deux points  $C_\ell$ . Dans ce cas l'état limite ou stabilisé est atteint après plusieurs cycles de chargements (figure 4.7).

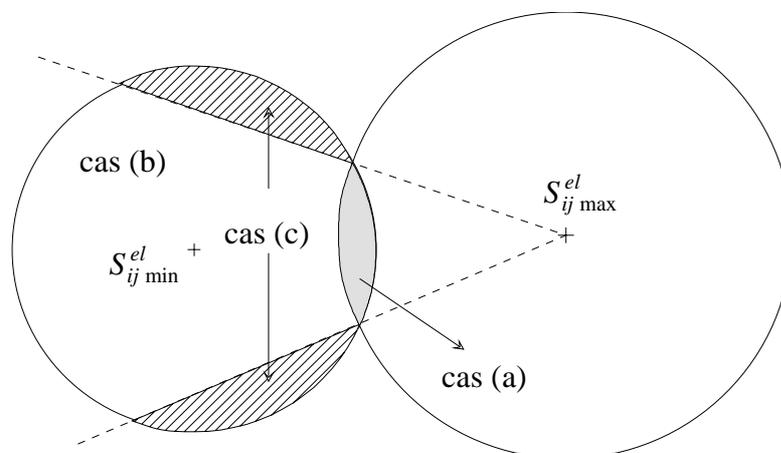


Figure 4.7 : Possibilité de comportement à l'état limite dans le plan des  $Y_{ij}$

Un chargement dans le plan des variables internes structurelles permet de mieux comprendre la procédure de projection. Pour ce faire, on effectue un chargement cyclique à partir de  $S_{ij \min}^{el}$  selon la direction  $\Delta S_{ij}^{el}$ .

- **Le cas a )**

Le convexe centré en  $S_{ij \min}^{el}$  contient tout les états initiaux possibles. Si pour un état initial donné,  $Y_0$  est plastiquement admissible avec  $S_{ij \max}^{el}$ , autrement dit, si ce point appartient à la partie commune des deux positions extrêmes du convexe de plasticité, alors ce point n'aura pas de comportement plastique, de ce fait, il n'aura pas d'évolution avec le temps dans le plan des variables internes structurelles. Le point  $Y_0$  et la solution  $Y_1$  sont donc confondus.

- **Le cas b )**

Si  $Y_0$  n'est pas plastiquement admissible avec  $S_{ij \max}^{el}$ , alors la solution est égale à la projection orthogonale de  $Y_0$  sur  $C_\ell$ ,  $Y_1$  peut être exprimé comme suit :

$$Y_1 = S_{ij \max}^{el} - r_2 \frac{S_{ij \max}^{el} - Y_0}{f(S_{ij \max}^{el} - Y_0)} \quad (4.37)$$

avec  $r_2$  rayon du convexe centré en  $S_{ij \max}^{el}$ .

- **Le cas c )**

Il faut vérifier que la solution trouvée est plastiquement admissible avec  $S_{ij \min}^{el}$ . Si cette condition est vérifiée, alors  $Y_1$  est la solution du problème. Dans le cas contraire, on calcule  $Y_1$  de façon à ce qu'il soit plastiquement admissible à la fois avec  $S_{ij \min}^{el}$  et  $S_{ij \max}^{el}$ . Autrement dit, la solution doit converger vers  $C_\ell$ . Cette convergence se fait après un nombre pratique de cycles charge-décharge. On considère donc une projection orthogonale dans le plan des variables internes structurelles de  $Y_0$  vers le convexe centré en  $S_{ij \max}^{el}$ . En décharge, on fait une projection orthogonale du point trouvé précédemment vers le convexe centré en  $S_{ij \min}^{el}$ . Le processus itératif s'arrête quand une projection est plastiquement admissible avec à la fois  $S_{ij \min}^{el}$  et  $S_{ij \max}^{el}$ . Cette condition ne peut être satisfaite que si le point en question converge vers le point  $C_\ell$ .

L'état limite dans le cadre de l'adaptation est ainsi déterminé.

#### 4.2.5.2 Cas d'une structure accommodée

Quand le chargement  $\Delta S_{ij}^{el}$  devient grand, [Zarka et Casier (1979)] démontrent qu'un état stationnaire est atteint dans lequel la vitesse d'évolution des variables internes structurelles et la vitesse de variation de la contrainte élastique déviatoire sont les mêmes.

$$\dot{S}_{ij}^{el} = \dot{Y}_{ij} \quad (4.38)$$

La vitesse d'évolution de la variable interne  $y_{ij}(x, t)$  est donnée en accord avec l'équation (4.16) par :

$$\dot{y}_{ij}(x, t) = \dot{Y}_{ij}(x, t) + dev\dot{\rho}_{ij}(x, t) \quad (4.39)$$

La forme incrémentale de l'équation (4.21) donne l'évolution du champ des contraintes résiduelles :

$$\dot{\rho}_{ij}(x, t) = \hat{Z}_{ijkl} \left( \frac{3}{2H} \dot{Y}_{kl}(x, t) \right) \quad (4.40)$$

En remplaçant l'expression (4.40) dans (4.39), l'expression de l'incrément de la variable interne s'écrit alors:

$$\dot{y}_{ij}(x, t) = \dot{Y}_{ij}(x, t) + dev\hat{Z}_{ijkl} \left[ \frac{3}{2H} \dot{Y}_{kl}(x, t) \right] \quad (4.41)$$

En vertu de l'équation (4.38), l'expression de l'évolution de la variable interne est donnée par :

$$\dot{y}_{ij}(x, t) = \dot{S}_{ij}^{el}(x, t) + dev\hat{Z}_{ijkl} \left( \frac{3}{2H} \dot{S}_{kl}^{el}(x, t) \right) \quad (4.42)$$

Si l'incrément de la déformation plastique n'est pas nul, autrement dit si  $\dot{y}_{ij}(x, t)$  est non nul, la vitesse de variation de la variable interne est donnée par :

$$\dot{y}_{ij}(x, t) = \frac{2H}{3} \dot{\varepsilon}_{ij}^p = \frac{2H}{3} \dot{\lambda} \frac{\partial g(S_{ij}^{el}, Y_{ij})}{\partial S_{ij}^{el}} = \frac{H}{3} \dot{\lambda} \frac{(S_{ij}^{el} - Y_{ij})}{\sqrt{\frac{1}{2}(S_{ij}^{el} - Y_{ij})^T : (S_{ij}^{el} - Y_{ij})}} \quad (4.43)$$

Lors de l'écoulement plastique, on a l'égalité suivante :

$$\sqrt{\frac{1}{2}[S_{ij}^{el}(x, t) - Y_{ij}(x, t)]^T : [S_{ij}^{el}(x, t) - Y_{ij}(x, t)]} = k + \alpha I_1 [\sigma_{ij}(x, t)]$$

on peut donc écrire :

$$\dot{y}_{ij}(x,t) = \frac{H}{3} \dot{\lambda} \frac{(S_{ij}^{el} - Y_{ij})}{k + \alpha I_1[\sigma_{ij}(x,t)]} = \dot{S}_{ij}^{el}(x,t) + dev \hat{Z}_{ijkl} \left[ \frac{3}{2H} \dot{S}_{kl}^{el}(x,t) \right] \quad (4.44)$$

par ailleurs on peut écrire :

$$\dot{y}_{ij}(x,t) : \dot{y}_{ij}(x,t) = \left( \frac{H}{3} \dot{\lambda} \right)^2 \frac{(S_{ij}^{el} - Y_{ij})^T : (S_{ij}^{el} - Y_{ij})}{\frac{1}{2} (S_{ij}^{el} - Y_{ij})^T : (S_{ij}^{el} - Y_{ij})} = 2 \left( \frac{H}{3} \dot{\lambda} \right)^2$$

d'où

$$\dot{\lambda} = \sqrt{2 \left( \frac{3}{2H} \dot{y}_{ij}(x,t) \right)^T : \left( \frac{3}{2H} \dot{y}_{ij}(x,t) \right)} \quad (4.45)$$

En remplaçant l'équation (4.42) dans (4.45), le multiplicateur plastique est une quantité connue. L'expression du champ de variables internes structurelles peut être déduit de l'équation (4.44) :

$$\begin{cases} Y_{ij \max} = S_{ij \max}^{el}(x,t) - \left[ k + \alpha I_1[\sigma_{ij}(x,t)] \right] \frac{3}{\lambda H} \left[ \dot{S}_{ij}^{el}(x,t) + dev \hat{Z}_{ijkl} \left[ \frac{3}{2H} \dot{S}_{kl}^{el}(x,t) \right] \right] \\ Y_{ij \min} = S_{ij \min}^{el}(x,t) + \left[ k + \alpha I_1[\sigma_{ij}(x,t)] \right] \frac{3}{\lambda H} \left[ \dot{S}_{ij}^{el}(x,t) + dev \hat{Z}_{ijkl} \left[ \frac{3}{2H} \dot{S}_{kl}^{el}(x,t) \right] \right] \end{cases} \quad (4.46)$$

avec  $Y_{ij \max}(x,t) \in C(S_{ij \max}^{el})$  et  $Y_{ij \min}(x,t) \in C(S_{ij \min}^{el})$

On vient de calculer les valeurs extrêmes de l'état limite en terme de variables internes structurelles. Pour un chargement intermédiaire, le champ des variables internes structurelles est déterminé immédiatement d'après des conditions géométriques [Zarka et Casier (1979)]. Sa valeur est la distance entre les positions extrêmes du convexe mobile centré en  $S_{ij \min}^{el}$  et  $S_{ij \max}^{el}$  (figure 4.8). On notera  $\Delta Y_{ij} = Y_{ij \max} - Y_{ij \min}$

$$\Delta Y_{ij} = \Delta S_{ij}^{el} \left( 1 - \frac{R_1 + R_2}{f(\Delta S_{ij}^{el})} \right)$$

avec  $R_1$  rayon du convexe centré en  $S_{ij \min}^{el}$ .

avec  $R_2$  rayon du convexe centré en  $S_{ij \max}^{el}$ .

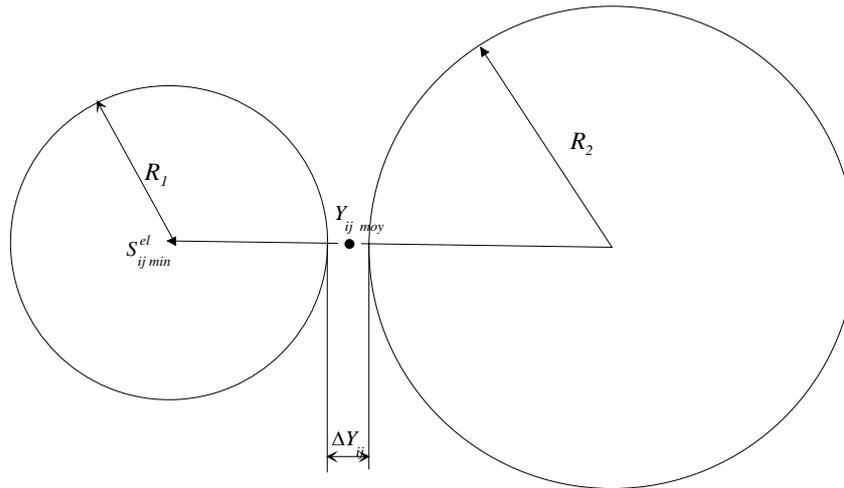


Figure 4.8: Estimation de la variable interne structurelle dans le cas de l'accommodation.

### 4.3 Algorithme de la procédure PROZAC

La procédure PROZAC (Zarka – Arnaud – Casier) est une adaptation de la procédure ZACPLUS du code de calcul CAST3M pour la description du comportement des milieux granulaires sous chargements cycliques. Implémentée dans le code de calcul par éléments finis Cast3M, et programmée en langage GIBIANE, son but est de calculer directement la déformation plastique du cycle stabilisé d'un milieu granulaire soumis à un chargement répétitif sans passer par les cycles intermédiaires.

A tout problème de mécanique peut être associé un problème dit « élastique » dans lequel l'écoulement plastique est supposé inexistant. Pour une structure soumise à un chargement cyclique radial entre les deux bornes  $\sigma_{ij \max}$  et  $\sigma_{ij \min}$ , une solution élastique peut être calculée pour chaque point de la structure en utilisant le code de calcul par éléments finis Cast3M. Pour ce faire, une loi de comportement élastique est choisie. Elle peut être élastique linéaire isotrope (du point de vue normatif), hypoélastique (modèle  $K - \theta$ ) ou hyperélastique (modèle de Boyce).

L'enveloppe d'élasticité dans le plan des contraintes  $(p, q)$  est un cône ayant pour génératrice l'axe isotrope. Le critère de Drucker-Prager constitue une généralisation du critère de Von Mises aux matériaux pulvérulents, prenant en compte la pression moyenne (équation 4.7).

Les paramètres  $\alpha$  et  $k$  de l'expression (4.7) sont convertis dans la plan  $(p, q)$  en  $\psi$  un angle d'ouverture du cône et en  $p^*$ , l'abscisse du sommet du cône sur l'axe isotrope (figure 4.9).

A partir des solutions élastiques  $\sigma_{ij \max}^{el}$  et  $\sigma_{ij \min}^{el}$ , on calcule les contraintes déviatoires  $S_{ij \min}^{el}$  et  $S_{ij \max}^{el}$  ainsi que les contraintes moyennes  $p_{\min}^{el}$  et  $p_{\max}^{el}$ .

Les déviateurs des contraintes sont donnés par :

$$q_{\max}^{el} = \sqrt{\frac{3}{2} S_{\max}^{el} : S_{\max}^{el}}$$

$$q_{\min}^{el} = \sqrt{\frac{3}{2} S_{\min}^{el} : S_{\min}^{el}}$$

Pour simplifier, l'état de contrainte minimale sera noté  $(p_1; q_1)$  équivalent à  $(p_{\min}^{el}; q_{\min}^{el})$ , tandis ce que l'état de contrainte maximale sera noté  $(p_2; q_2)$  équivalent à  $(p_{\max}^{el}; q_{\max}^{el})$ . Le rayon du convexe d'élasticité initiale est calculé en fonction de la pression  $p'$  correspondant à l'intersection du chemin de contrainte et de la position initiale de l'enveloppe élastique. Le rayon vaut alors :

$$R_1 = 3\alpha\sqrt{3}p' + k\sqrt{3}$$

avec 
$$p' = \frac{q_2 - \left(\frac{q_2 - q_1}{p_2 - p_1}\right)p_2 - k\sqrt{3}}{3\sqrt{3}\alpha - \left(\frac{q_2 - q_1}{p_2 - p_1}\right)}$$

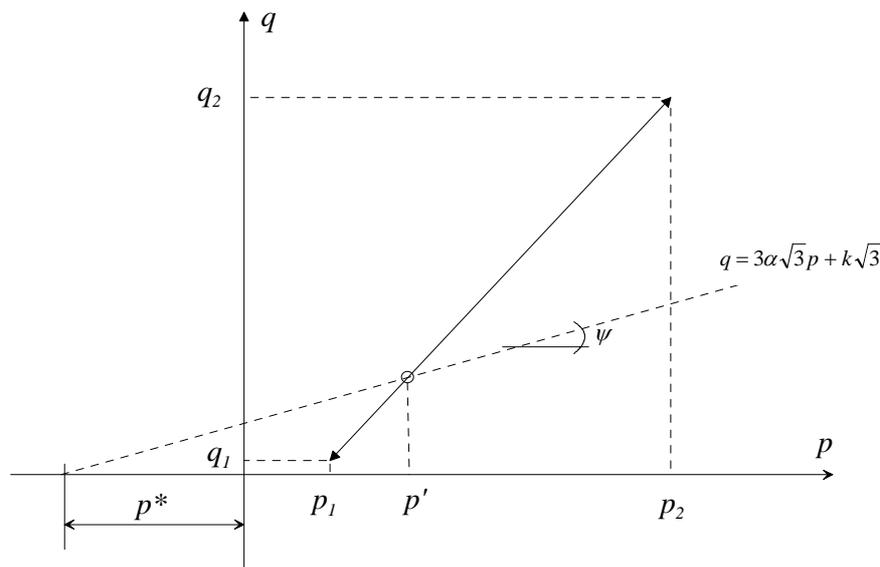


Figure 4.9: Détermination du rayon du domaine d'élasticité initiale.

Une fois la pression moyenne  $p'$  définie, il reste à vérifier qu'elle génère une déformation élastique de l'ordre de  $10^{-5}$  -  $10^{-6}$  correspondant à la limite d'élasticité pour les sols [Mesta (1993)].

Le rayon  $R_2$  de l'état de contraintes maximales sera calculé directement à partir de  $p_2$  :

$$R_2 = 3\alpha\sqrt{3}p_2 + k\sqrt{3}$$

Partant d'une contrainte initiale  $S_{ij \min}^{el}$ , on procède à un chargement dans la direction de  $\Delta S_{ij}^{el} = S_{ij \max}^{el} - S_{ij \min}^{el}$ . Les cas suivants sont possibles :

- $\|\Delta S_{ij}^{el}\| \leq (R_1 + R_2)$  : il y a intersection entre les positions extrêmes du convexe de plasticité. Si le point caractérisant initialement l'état d'un point de la structure dans le plan des paramètres internes transformés, se trouve à l'intérieur de l'aire d'intersection des positions extrêmes du convexe de plasticité, le problème sera noté Zone1. Le point en question ne subit pas de déformation plastique.

Si par contre ce point se trouve à l'extérieur de cette aire d'intersection alors le problème sera noté Zone2.

- $\|\Delta S_{ij}^{el}\| > (R_1 + R_2)$  : il n'y pas d'intersection entre les positions extrêmes du convexe de plasticité. Le problème sera noté Zone3

L'état stabilisé pour un point de la structure est caractérisé dans l'espace des contraintes et des déformations par l'intermédiaire du couple  $(\Delta\sigma_{ij} ; \sigma_{ij \text{ moy}})$  qui conduit à une solution sous forme d'amplitudes et de valeurs moyennes  $(\Delta\varepsilon_{ij}^p ; \varepsilon_{ij \text{ moy}}^p)$ .

Pour tenir compte de l'effet de couplage entre les zones de la structure en comportement élastique et les zones d'écoulement plastique, une procédure itérative est mise au point [ Gatt (1993)] (*figure 4.10*). Les paramètres internes structurels ne sont calculés que pour les points de la structure sous régime plastique ( Zone2 et Zone3). Pour ces derniers, la matrice d'élasticité modifiée est prise en compte. Pour les points ayant un comportement élastique (Zone1), on prend  $\varepsilon_{ij}^I = \varepsilon_{ij}^p = 0$  avec une matrice d'élasticité non modifiée. Le fait d'imposer un champ de déformations plastiques nulles conduit à vérifier que les variables internes structurelles calculées sont strictement plastiquement admissibles avec le convexe de plasticité dans ses positions extrêmes. Lors de l'écoulement plastique, on a la condition suivante :

$$\dot{S}_{ij}^{el} \cdot \frac{\partial g}{\partial S_{ij}^{el}} \geq 0 \quad (4.47)$$

on en déduit que :

$$\dot{S}_{ij}^{el} \cdot \dot{\varepsilon}_{ij}^p \geq 0 \quad (4.48)$$

Un test est donc à faire pour tout point de la structure, en terme d'amplitude et l'inégalité est écrite sous la forme suivante :

$$\Delta S_{ij}^{el} \cdot \Delta \varepsilon_{ij}^p \geq 0 \quad (4.49)$$

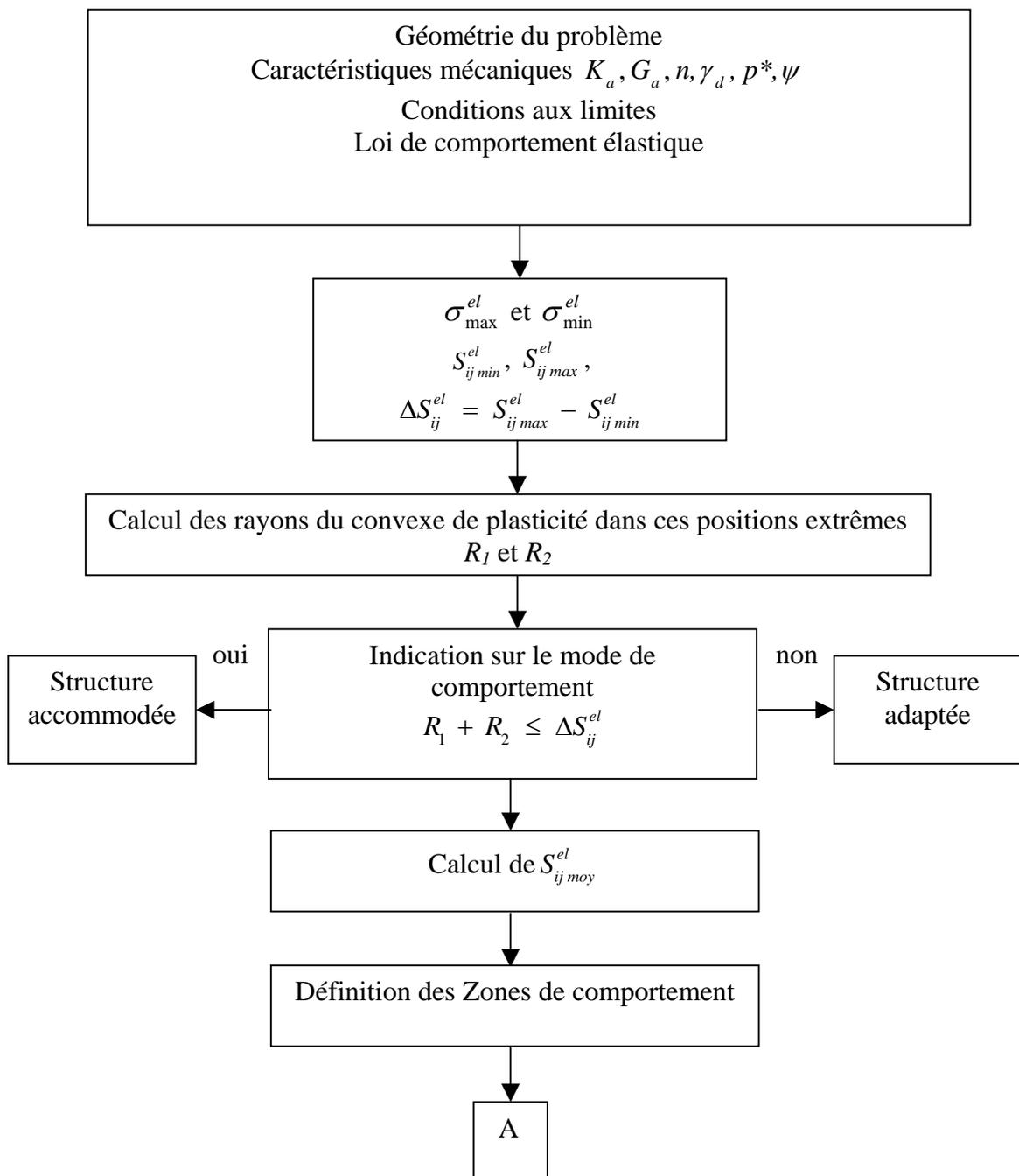
si ce critère n'est pas vérifié, on impose que  $\Delta \varepsilon_{ij}^p = 0$ .

Le même test est fait sur les valeurs moyennes calculées :

$$\sigma_{ij \text{ moy}} \cdot \varepsilon_{ij \text{ moy}}^p \geq 0 \quad (4.50)$$

si ce critère n'est pas vérifié, on impose que  $\varepsilon_{ij \text{ moy}}^p = 0$ .

### Algorithme général de résolution



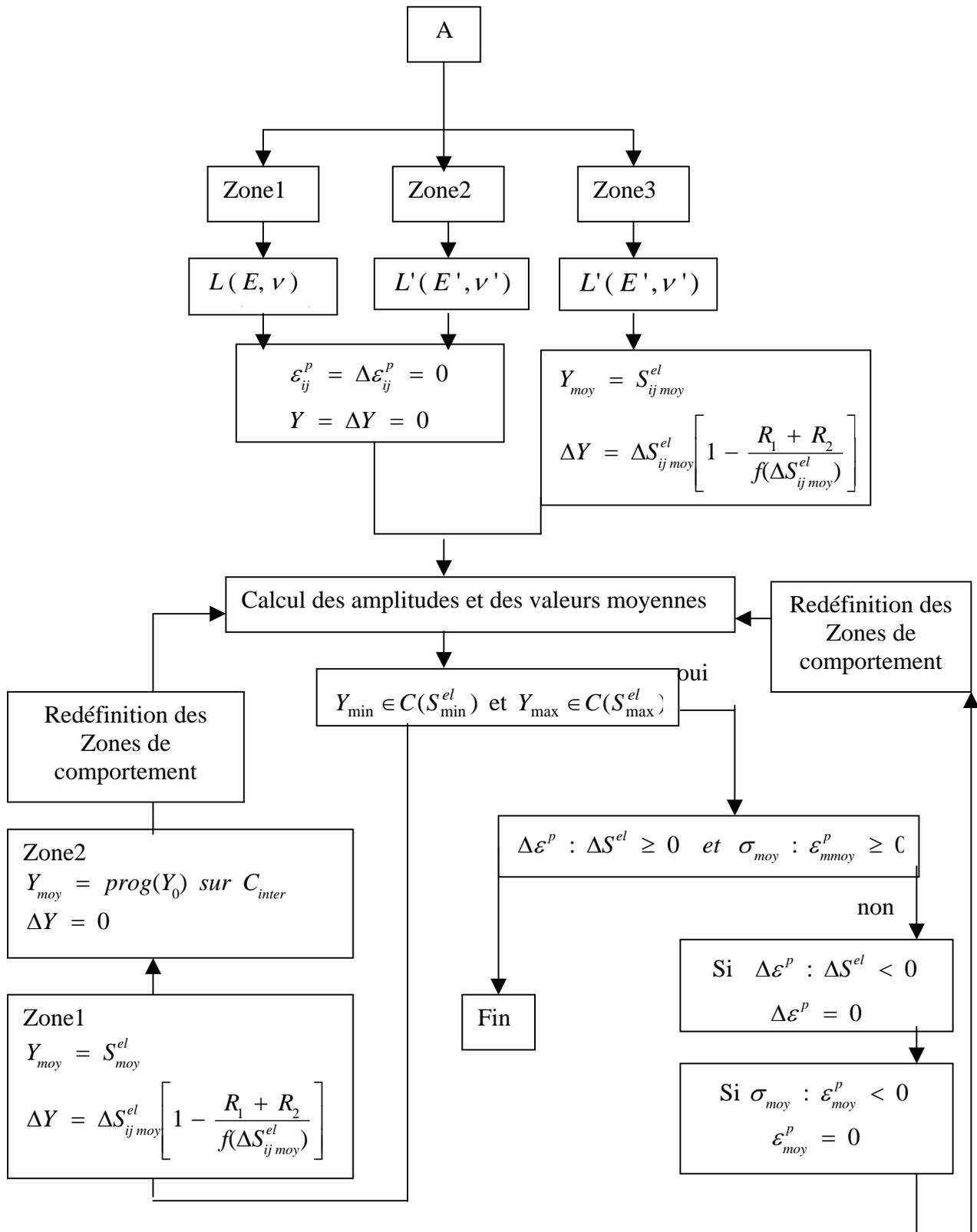


Figure 4.10 : Organigramme de l'algorithme général de résolution.

#### 4.4 Interprétation physique des paramètres du modèle et influence de l'incertitude de leur détermination

Le critère de plasticité de Drucker-Prager étant choisi, l'expression de la frontière de ce domaine pour un matériau vierge est écrite comme suit :

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{\frac{1}{2} S_{ij}^T : S_{ij}} - k - \alpha I_1(\sigma_{ij}) = 0$$

La projection du domaine initial d'élasticité sur le plan  $(p, q)$  est une aire délimitée par deux demi-droites dont l'expression est :

$$\frac{1}{2} S_{ij}^T : S_{ij} = \frac{q}{\sqrt{3}} = k + \alpha I_1(\sigma_{ij}) \Rightarrow \begin{cases} q = 3\alpha\sqrt{3}p + k\sqrt{3} \\ q = -3\alpha\sqrt{3}p - k\sqrt{3} \end{cases}$$

Dans le plan  $(p, q)$  l'angle d'ouverture du cône d'élasticité initiale et l'abscisse de son sommet sur l'axe isotrope sont pris comme paramètres du modèle (figure 4.11). Leur expression en fonction de  $\alpha$  et  $k$  est donnée par :

$$p^* = k/3\alpha \tag{4.51}$$

$$\psi = \arctg(3\sqrt{3}.\alpha) \tag{4.52}$$

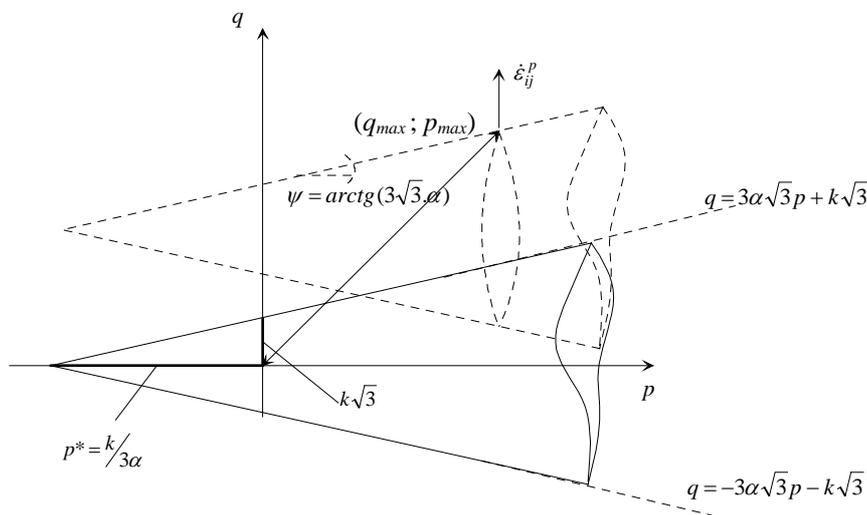


Figure 4.11: Interprétation physique des paramètres du modèle.

D'un point de vue physique, le paramètre  $p^*$  doit être, d'une part, inférieur en valeur absolue à la pression de l'intersection de la droite de rupture avec l'axe isotrope. D'autre part, comme la loi d'écoulement est non-associée et que le potentiel plastique choisi est celui de Von Mises, la surface de charge subit une translation dans la direction de l'axe des déviateurs lors de

l'écoulement plastique (*figure 4.11*). La position du sommet de la surface de charge initiale sur l'axe isotrope doit rendre possible la modélisation de tout chargement à contrainte moyenne négative. En effet, si le paramètre  $p^*$  n'est pas pris assez grand en valeur absolue, le chemin de contraintes risque de rester bloqué sur le sommet de la surface de charge et de ne pas atteindre la pression négative correspondant au sommet du cycle de chargements.

Le modèle nécessite la détermination des paramètres d'élasticité  $E$  et  $\nu$ , du module d'écrouissage  $H$  et enfin, des paramètres de Drucker-Prager qui gèrent la taille et la position du domaine d'élasticité et convertis en l'angle  $\psi$  et en cohésion  $p^*$ .

Les paramètres d'élasticité  $E$  et  $\nu$  sont déterminés à partir des essais triaxiaux à chargements répétés réalisés pour l'étude du comportement résilient de la grave non traitée. Les essais sont effectués après conditionnement afin de stabiliser les déformations irréversibles. Les éprouvettes sont soumises aux 22 chemins de contraintes de la norme française NF P98 235 sur 100 cycles chacun. Le comportement de la grave non traitée est fortement non linéaire. Il existe différents modèles décrivant la variation des propriétés élastiques des matériaux granulaires en fonction du chargement tels que décrit dans le chapitre 3. L'ajustement des résultats des essais triaxiaux à chargements répétés permet de calculer les paramètres d'élasticité  $E$  et  $\nu$ .

La détermination des paramètres de Drucker-Prager  $\psi$  et  $p^*$  est faite à partir d'essais triaxiaux monotone de rupture réalisés sur les matériaux non liés de la chaussée. La valeur de  $p^*$  doit être comparée avec la valeur de la pression à l'intersection de la droite de rupture avec l'axe isotrope. L'angle d'ouverture du cône d'élasticité initiale doit assurer une déformation élastique de l'ordre de  $10^{-6}$ - $10^{-5}$  avant tout écoulement plastique.

Le modèle d'écrouissage  $H$  est déterminé à partir des résultats triaxiaux à chargements répétés réalisés pour l'étude du comportement irréversible des matériaux non liés. L'ajustement du modèle élastoplastique simplifié sur les résultats des essais en déformations plastiques axiales stabilisées, permet d'estimer  $H$  pour un chemin de contraintes donné. On reviendra sur le détail de la détermination du module d'écrouissage dans le chapitre 5.

L'analyse de la sensibilité du modèle à la variabilité de ces paramètres est nécessaire pour, d'une part, choisir une incertitude acceptable dans la détermination des paramètres, et d'autre part, permettre la mise en évidence du rôle de chaque paramètre et ainsi le soin à accorder à la détermination d'un paramètre par rapport aux autres.

Le modèle a été implanté dans le code de calcul par éléments finis Cast3M. L'effet d'une variation de  $\pm 30\%$  de chaque paramètre autour d'une valeur de référence sur le comportement du matériau est illustré par la variation de la réponse du modèle à un essai triaxial à chargements répétés (*figures 12 à 14*). L'essai est piloté en forces entre un état de contraintes nulles et un déviateur de 600 KPa avec un taux de cisaillement  $q/p$  égal à 2. Les valeurs de référence des

paramètres du modèle sont présentées dans le *tableau 4.1* et correspondent à une déformation élastique de  $10^{-5}$  avant l'écoulement plastique.

$E$ (MPa)	$\nu$	$H$ (MPa)	$p^*$ (KPa)	$\psi$
600	0.23	50	30	15°

*Tableau 4.1* : Valeurs références des paramètres du modèle.

Les résultats obtenus montrent la forte influence du module d'écroutissage sur la réponse du modèle (*figure 4.12*). En effet, une augmentation de 30 % entraîne une chute de la déformation plastique axiale de 23 % par rapport à la déformation plastique axiale obtenue avec les paramètres de référence. En outre, une diminution 30 % conduit à une déformation plastique plus forte de 42 % par rapport à celle obtenue avec les paramètres de référence.

On remarque que la déformation plastique est inversement proportionnelle à l'angle d'ouverture du cône d'élasticité initiale (*figure 4.13*). Une variation de  $\pm 30$  % par rapport à la valeur de référence engendre une perturbation de  $\pm 6$  % par rapport à la déformation plastique axiale obtenue avec un angle d'ouverture de 15°. Une augmentation de l'angle  $\psi$  entraîne une expansion du domaine d'élasticité, diminuant la partie du chemin de contrainte parcourue lors de l'écoulement plastique d'où une diminution de la déformation plastique.

L'influence de la variation de  $p^*$  est moins sensible. En effet, la variation de déformation plastique ne dépasse pas les 0.5%. Cette influence est d'autant plus faible que l'angle  $\psi$  est faible (*figure 4.14*).

L'influence des paramètres d'élasticité  $E$  et  $\nu$  ne peut pas être appréciée avec ce type de chargement. En effet, un chargement triaxial piloté en forces génère un champ de contraintes homogène, indépendant de la variation des paramètres d'élasticité. Ce champ de contraintes conduit à la même estimation des variables internes structurelles d'où la même déformation plastique. Néanmoins, lors d'un chargement d'une structure de chaussée, le champ de contraintes résultant est non-homogène. L'influence des paramètres d'élasticité  $E$  et  $\nu$  sera détaillée dans le chapitre 6.

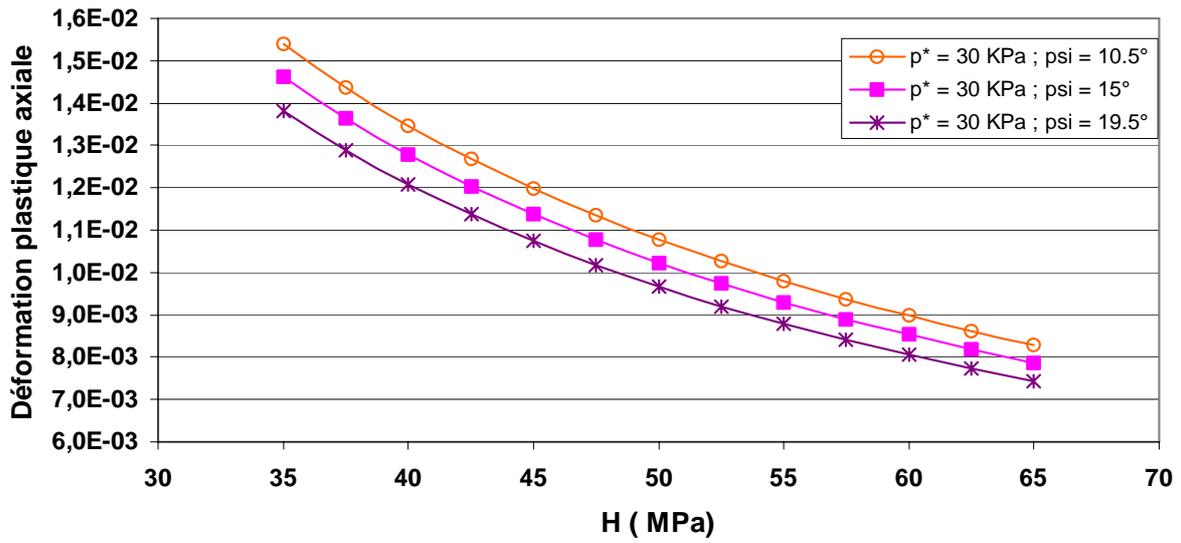


Figure 4.12: Effet de la variation du module d'érouissage sur la réponse du modèle.

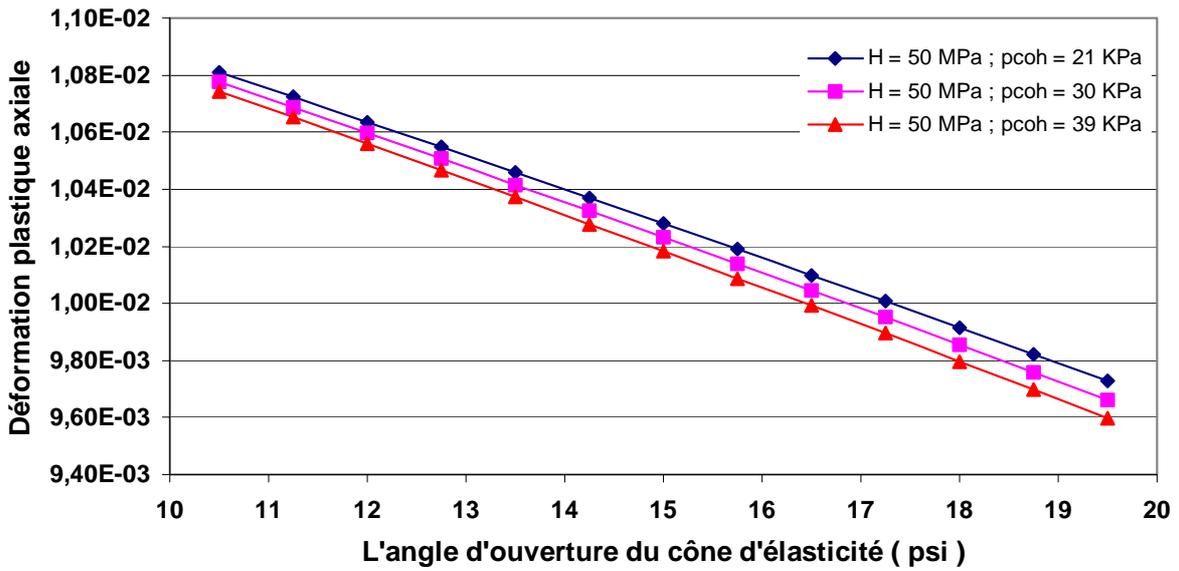


Figure 4.13: Effet de la variation de l'angle d'ouverture du cône initial d'élasticité sur la réponse du modèle.

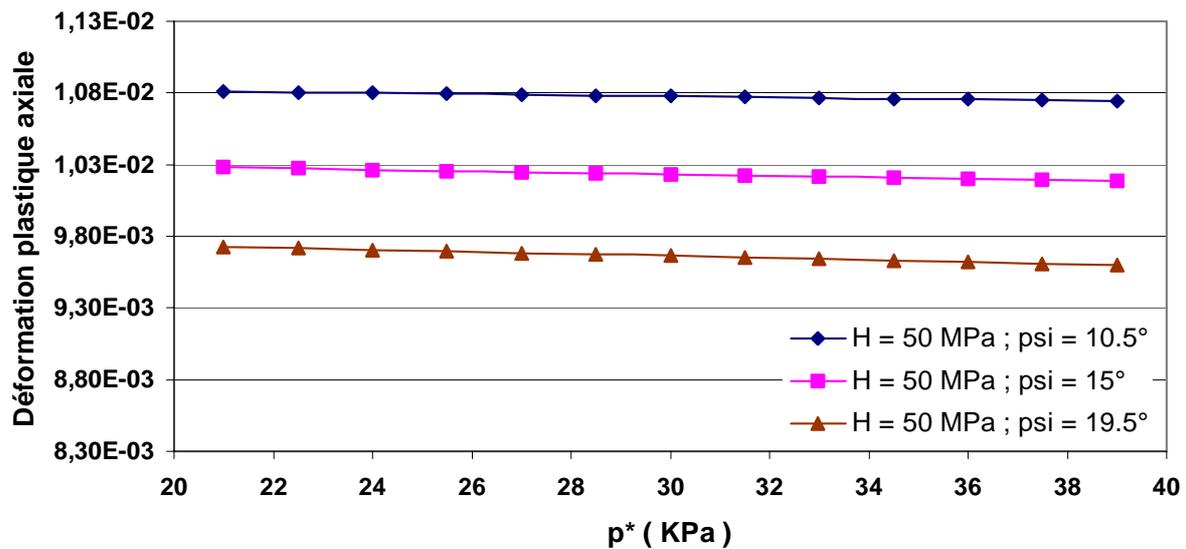


Figure 4.14: Effet de la variation de la position du sommet du cône d'élasticité sur la réponse du modèle.

## 4.5 Conclusion

Les chaussées routières sont soumises à des centaines de milliers de cycles de chargements pendant leur vie de service. La modélisation d'un tel chargement avec des formulations incrémentales est coûteuse. Afin d'évaluer le comportement à long terme d'une structure de chaussée, on a eu recours à la théorie de l'état limite, en s'inspirant de la méthode simplifiée proposée par [Zarka (1979)]. Cette dernière a été mise au point pour décrire le comportement des matériaux à écoulement cinématique soumis à un chargement cyclique tels que les aciers. L'adaptation de la méthode au comportement de la grave non traitée se fait en choisissant un critère de plasticité approprié pour les matériaux pulvérulents et en adoptant une loi d'écoulement non associée à la surface de charge. Le problème mécanique est décomposé en un problème élastique et un problème inélastique. La résolution de ce dernier est possible avec une analyse élastique en introduisant un ensemble de variables internes structurelles. Ces dernières permettent de connaître la position du convexe de plasticité à chaque instant du chargement. D'autre part, lorsque l'état stabilisé est atteint, ces variables sont déterminées à partir de considérations géométriques. Elles permettront de déterminer les contraintes et les déformations du comportement stabilisé. On aboutit à un modèle à 5 paramètres : 2 paramètres d'élasticité  $E$  et  $\nu$ , les paramètres de Drucker-Prager  $\psi$  et  $p^*$  et enfin le module d'érouissage  $H$ . L'étude de la sensibilité du modèle à la variabilité des paramètres montre une forte dépendance de la réponse du modèle au module d'érouissage. Une détermination minutieuse d'un champ de module d'érouissage est donc nécessaire.

## *Chapitre 5*

---

### **Validation du modèle sur les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés**

## 5.1 Introduction

Dans le chapitre précédent, le principe du modèle élastoplastique simplifié développé pour la modélisation des déformations plastiques du comportement stabilisé en adaptation ou en accommodation est détaillé. Les différentes modifications apportées à la méthode simplifiée de Zarka afin de l'adapter au comportement des matériaux granulaires soumis à des chargements cycliques sont citées. Le détail de l'implémentation de la méthode dans le code de calcul par éléments finis Cast3M est donné.

L'objet du présent chapitre est la validation du modèle élastoplastique simplifié en confrontant sa réponse avec les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés. Le principe et la description de l'essai triaxial à chargements répétés étant mentionné dans la section (3.4.1). On commence ce chapitre par la description et la discussion des résultats des essais triaxiaux à chargements répétés à taux de cisaillement  $q/p$  constant réalisés avec des paliers croissants de contraintes. Ce procédé expérimental est plus approprié pour l'étude du comportement d'un matériau granulaire sous chargement cyclique à différents niveaux de contraintes et à différents taux de cisaillement.

Afin d'étudier le comportement d'une assise de chaussée souple (*chapitre 6*), une série d'essais triaxiaux à chargements répétés à paliers de contraintes sont réalisés au LCPC de Nantes sur une grave non traitée issue de la carrière de Poulmarch [Hornych (2003)]. Pour modéliser le comportement du sol support d'une structure de chaussée souple, le même type d'essais est réalisé sur le sable de Missillac.

Le modèle élastoplastique simplifié prédit les déformations plastiques axiales stabilisées. Souvent, le nombre de cycles de chargements des essais n'est pas suffisant pour atteindre la stabilisation des déformations plastiques. Les déformations de l'état limite sont donc déterminées par extrapolation en utilisant l'approche détaillée dans la section [5.5.5]. Ainsi, les paramètres du modèle sont identifiés en calant ce dernier sur les déformations plastiques d'un état limite et se sont ces dernières qui seront comparées aux prédictions du modèle élastoplastique simplifié.

Il a été montré dans la section [4.4] que les résultats du modèle sont très sensibles à la variabilité du module d'écroutissage. Un grand soin est donc accordé à la détermination de ce paramètre. En premier lieu, les paramètres d'élasticité et les paramètres de Drucker-Prager sont identifiés. Ensuite, le modèle est calé sur les résultats des essais triaxiaux à chargements répétés afin de déterminer un module d'écroutissage pour chaque palier de chargement.

L'approche adoptée se base sur une analyse locale. Pour l'appliquer à un calcul d'une structure discrétisée, il est utile de définir un module d'écroutissage pour chaque nœud de la structure. Une loi d'évolution du module d'écroutissage est donc élaborée en fonction des paramètres du chargement permettant la détermination de  $H$  en fonction de la pression moyenne et du taux de cisaillement  $q/p$ . Cette loi d'évolution sera utilisée pour les simulations qui serviront à la validation du modèle.

## 5.2 Principe de la procédure de l'essai TCR par paliers de chargement

Afin d'étudier l'influence des paramètres du chargement sur le taux de cumul des déformations irréversibles d'un matériau granulaire soumis à grand nombre de cycles de chargement, l'essai triaxial à chargements répétés est le moyen le plus utilisé. Selon la procédure expérimentale classique décrite dans la section (3.4.3) et faisant l'objet de la norme NF P 98-235-1, l'éprouvette conçue selon la norme NF P 98-230-1 est soumise à un chargement périodique entre deux bornes fixes avec le même rapport de contrainte  $q/p$  ( $q$  est le déviateur des contraintes et  $p$  est la contrainte moyenne). La représentation des chemins de contraintes réellement rencontrés dans une assise de chaussée souple nécessite la réalisation d'essais triaxiaux à chargements répétés à différents niveaux de contraintes, effectués à différents taux de cisaillement  $q/p$ . Avec la procédure classique, un tel plan expérimental conduit à un nombre élevé d'essais. L'inconvénient de cette démarche est lié, outre la lourdeur expérimentale, au temps considérable pour la réalisation des essais. De plus, l'utilisation d'une éprouvette pour chaque essai conduit à la consommation d'une grande quantité de matériaux, d'autant plus que le problème de la répétitivité des essais, liée à l'état initial non parfaitement résolu avec la norme NF P 98-230-1, complique l'exploitation des résultats expérimentaux.

Une procédure d'essais triaxiaux à chargements répétés par paliers, à taux de cisaillement constant a été élaborée au LRPC de Bordeaux [Gidel (2001)]. Cette procédure consiste à faire subir à une éprouvette des chargements cycliques avec paliers croissants de contraintes avec le même taux de cisaillement. Les paliers sont réalisés, soit jusqu'à stabilisation des déformations irréversibles, soit avec un nombre de cycles défini préalablement. Par hypothèse, il est considéré que chaque palier de chargement efface les effets des paliers inférieurs. Cette hypothèse se base, d'une part, sur le fait que le taux de cisaillement par essai est constant et d'autre part, sur l'application de niveaux de contraintes croissant d'un palier à l'autre. A partir des résultats d'essais triaxiaux par paliers, il a été remarqué que les déformations plastiques axiales en fin de palier sont proportionnelles à la pression moyenne des paliers de chargement. Par ailleurs, il a été remarqué que le logarithme du rapport  $d\varepsilon_1^p / dN$  varie linéairement avec le logarithme du nombre de cycles de chargements. Ainsi, le modèle de Hornych cité dans la section (3.8.1.1) se basant sur cette dernière remarque est calé sur les évolutions des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles de chargements.

Un calcul est effectué, utilisant conjointement les paramètres issus du précédent calage et la proportionnalité entre la pression moyenne des paliers de chargements et les déformations plastiques axiales en fin de paliers. Ce calcul permet de construire les évolutions des déformations permanentes axiales d'essais triaxiaux à chargements répétés, à palier unique, réalisés sur des éprouvettes vierges selon le même taux de cisaillement, à des niveaux de contraintes correspondant aux paliers de chargements (*figure 5.1*).

Cette démarche est validée sur des essais triaxiaux à chargements répétés à paliers réalisés sur une grave dioritique 0/14 (grave de Mazière) [Gidel (2001)], ce qui renforce l'hypothèse de l'effacement des effets des paliers de chargements inférieurs.

Selon l'esprit de l'approche adoptée, on s'intéresse uniquement à la déformation permanente axiale du cycle stabilisé en vue d'une modélisation de l'orniérage des chaussées souples. Cette déformation correspond au paramètre  $A$  du modèle de Hornych ( voir section 3.8.1.1). Elle représente la déformation axiale plastique stabilisée pour un nombre infini de cycles de chargements. Pour les niveaux de contraintes élevés, le nombre de cycles par paliers généralement adopté ne permet pas d'atteindre une éventuelle stabilisation des déformations permanentes. Ceci peut être contourné par la démarche illustrée par les *figures 5.1*, où le modèle de Hornych est calé sur chaque palier séparément. La procédure de calage consiste à déterminer un jeu de paramètres générant le plus faible écart-type. Les paramètres en question sont  $A$  et  $B$  ainsi que le nombre de cycles correspondant au décalage sur l'axe des  $N$  de la courbe entière de l'évolution des déformations plastiques axiales en fonction du nombre de cycles. Ainsi, on peut construire l'évolution des déformations permanentes axiales du cycle stabilisé de chaque palier de chargement en fonction de sa pression moyenne de chargement. Cette démarche donne directement accès à la déformation plastique axiale stabilisée pour la réponse de chaque palier.

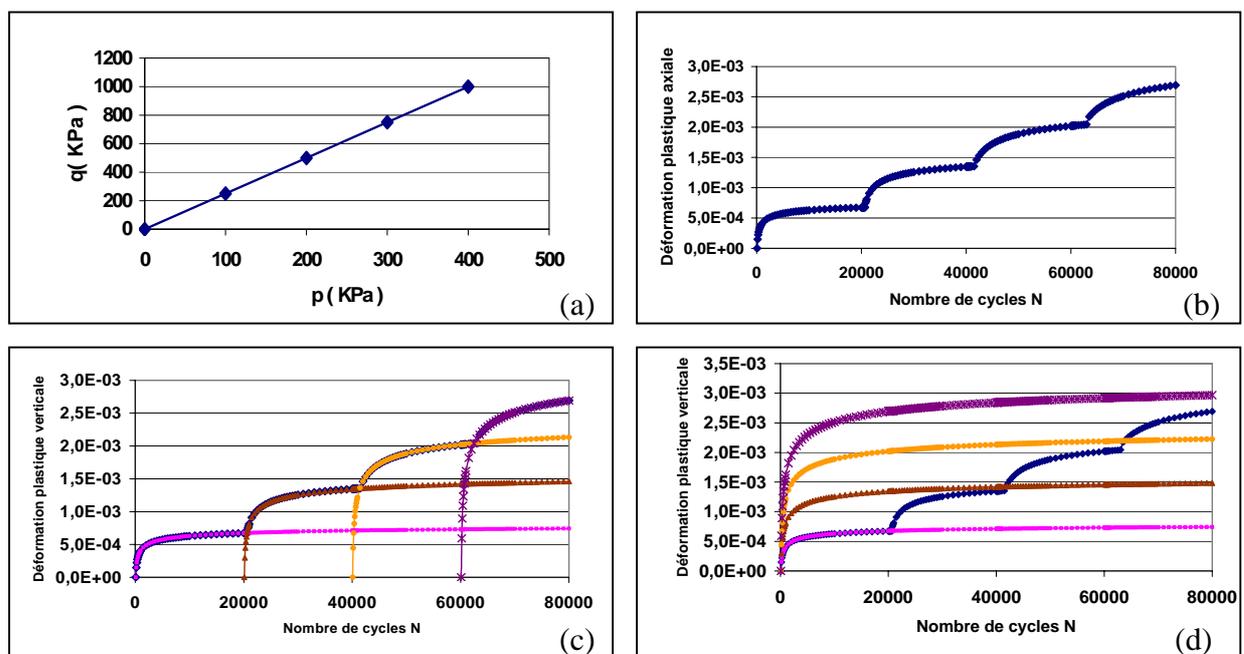


Figure 5.1 : Procédure de détermination de la déformation plastique axiale stabilisée :

5.1.a : Le chemin triaxial (expérience).

5.1.b : La réponse du matériau soumis à (a).

5.1.c : La détermination des paramètres  $A$  et  $B$  du modèle de Hornych pour chaque palier.

5.1.d : Les simulations avec un seul palier.

### 5.3 Matériaux étudiés pour la validation du modèle

Deux séries d'essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisés au LCPC de Nantes sur une grave non traitée et un sable. La première série est réalisée sur une grave non traitée 0/10 mm issue d'un microgranite extraite de la carrière de Poulmarch. La deuxième série est réalisée sur le sable de Missillac [Hornych (2003)]. Les principales caractéristiques mécaniques de ces deux matériaux sont résumées dans le *tableau 5.1*.

Matériau	LA	MDE	% fines	$\rho_{dOPM}$ kg/m <sup>3</sup>	WOPM %
GNT de Poulmarch 0/10	20	13	7,8	2200	6,3
Sable de Missillac 0/4	-	-	7,5	2040	9,2

*Tableau 5.1* : Principales caractéristiques des matériaux étudiés.

### 5.4 Programme d'essais

La série d'essais réalisée sur la grave non traitée de Poulmarch comporte 5 essais triaxiaux à chargements répétés à paliers selon les taux de cisaillement  $q/p = 1, 1.5, 2, 2.5$  et  $3$ . Chaque essai est réalisé avec 4 paliers de chargement à l'exception de l'essai dont le rapport de contraintes  $q/p$  vaut  $1$ . Ce dernier est réalisé sur 3 paliers de chargement. Le nombre de cycles de chargements de chaque palier est égal à  $10000$  pour l'ensemble des essais. Le résumé des niveaux de chargement des essais est donné dans le *tableau 5.2* :

Pour le sable de Missillac, le programme d'essai est constitué de 4 essais triaxiaux à chargements répétés à paliers selon les taux de cisaillement  $q/p = 1, 1.5, 2$  et  $3$ . L'essai à taux de cisaillement  $q/p = 1$  est réalisé sur 4 paliers de chargement. L'essai à taux de cisaillement égal à  $3$  comporte 3 paliers de chargement. Les deux autres comportent 5 paliers. Le nombre de cycles de chaque palier de chargement est de  $10000$  pour l'ensemble des essais. Le résumé des niveaux de chargement des 4 essais est donné dans le *tableau 5.3*.

Les éprouvettes, pour l'ensemble des essais, sont conçues selon la norme NF P 98-230-1. Les matériaux sont compactés à une masse volumique égale à  $0.97 \times \rho_{dOPM}$  et avec une teneur en eau égale à  $W_{OPM} - 2\%$ .

essai n°	palier	Contraintes		
		$p_{\max}$	$q_{\max}$	$q^r/p^r$
1	1	253,7	259,4	1,1
	2	410,7	403,2	1,0
	3	509,9	506,1	1,0
2	1	179,6	261,9	1,5
	2	278,2	406,6	1,5
	3	346,2	508,4	1,5
	4	411,7	607,6	1,5
3	1	137,8	260,8	2,0
	2	211,7	406,2	2,0
	3	261,2	506,1	2,0
	4	311,6	606,4	2,0
4	1	73,2	160,5	2,5
	2	112,6	258,8	2,5
	3	171,2	403,8	2,5
	4	213,4	510,8	2,5
5	1	47,0	110,0	3,0
	2	77,7	202,7	3,0
	3	108,7	295,2	3,0

Tableau 5.2 : Niveaux de contraintes des essais réalisés sur la grave non traitée de Poulmarch [Hornych (2003)].

essai n°	paliers	Contraintes		
		$p_{\max}$ (KPa)	$q_{\max}$ (KPa)	$q^r/p^r$
1	1	40	40	1
	2	60	60	1
	3	80	80	1
	4	120	120	1
2	1	26,6	39,9	1,5
	2	40	60	1,5
	3	53,3	79,95	1,5
	4	66,6	99,9	1,5
	5	80	120	1,5
3	1	20	40	2
	2	30	60	2
	3	40	80	2
	4	50	100	2
	5	60	120	2
4	1	13,3	39,9	3
	2	20	60	3
	3	26,6	79,8	3

Tableau 5.3 : Niveaux de contraintes des essais réalisés sur le sable de Missillac [Hornych (2003)].

## 5.5 Résultats expérimentaux

### 5.5.1 Grave non traitée de Poulmarch

Sur les *figures 5.2 à 5.5*, sont représentés les résultats expérimentaux des essais triaxiaux à chargements répétés à paliers réalisés sur la grave non traitée de Poulmarch. On remarque sur la *figure 5.2.a* que la déformation permanente axiale augmente rapidement au début des paliers pour tendre vers une stabilisation dans la plupart des cas. On remarque aussi que le nombre de cycles choisi par palier de chargement est insuffisant pour atteindre la stabilisation totale des déformations plastiques. Cette dernière sera donc évaluée à partir de l'allure de l'évolution des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles. D'autre part, pour une évolution stabilisante, la déformation plastique axiale tend alors vers une limite finie pour un grand nombre de cycles de chargements. Le logarithme du rapport  $d\varepsilon_1^p / dN$  est supposé varier linéairement avec le logarithme du nombre de cycles de chargements. On fait alors l'hypothèse que la réponse à un palier de chargement ne se stabilise que si le modèle de Horny ( voir la section 3.8.1.1) se cale sur l'évolution de ses déformations plastiques axiales en fonction du nombre de cycles de chargements. Le détail de ce calage est donné dans le paragraphe (5.2). Le degré de stabilisation des déformations plastiques dépend fortement du niveau de contraintes des paliers, du rapport des contraintes  $q/p$  et du nombre de cycles de chargements.

Pour les essais à taux de cisaillement  $q/p = 1, 1.5$  et  $2$ , l'évolution des déformations plastiques axiales tend vers une stabilisation pour tous les paliers de chargement. Pour les deux essais restants, la déformation plastique axiale se stabilise à la fin du premier palier de chargement. Une tendance à la stabilisation est remarquée pour les autres paliers à l'exception du quatrième palier de l'essai à taux de cisaillement  $q/p = 3$  où l'échantillon se rompt lors du premier millier de cycles de chargements.

Sur la *figure 5.4*, on remarque que les déformations plastiques axiales à la fin des paliers sont proportionnelles aux pressions moyennes de leurs chargements correspondants. L'évolution des déformations permanentes en fonction des pressions moyennes est quasi-linéaire pour les essais à faible taux de cisaillement. Cette variation tend vers une évolution selon une fonction puissance avec l'augmentation de  $q/p$ . Par ailleurs, les déformations permanentes dépendent fortement du chemin de contraintes  $q/p$  suivi. Ainsi, pour une pression donnée, les déformations axiales augmentent lorsque  $q/p$  augmente.

Les déformations permanentes radiales diminuent lorsque le taux de cisaillement augmente comme le montre la *figure 5.3*, et à partir d'une certaine valeur de pression et du rapport de contraintes  $q/p$ , elles deviennent négatives générant une dilatance plastique.

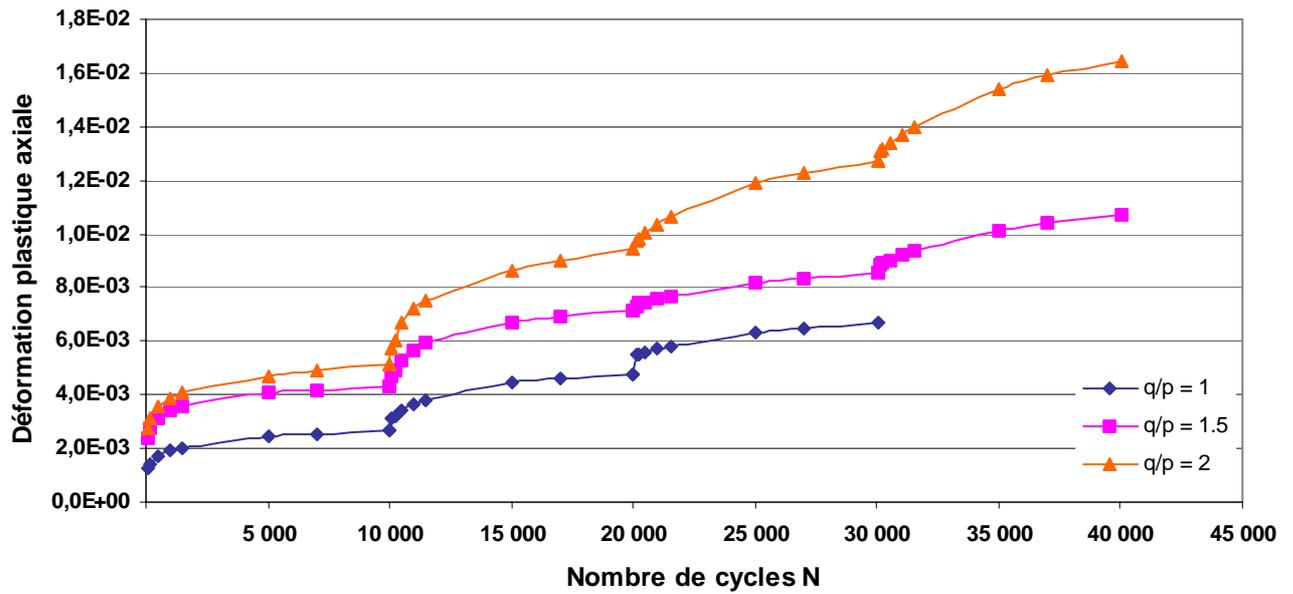


Figure 5.2-a : Evolution des déformations plastiques axiales en fonction du nombre de cycles de chargements ( grave non traitée de Poulmarch ) d'après [Hornych (2003)].

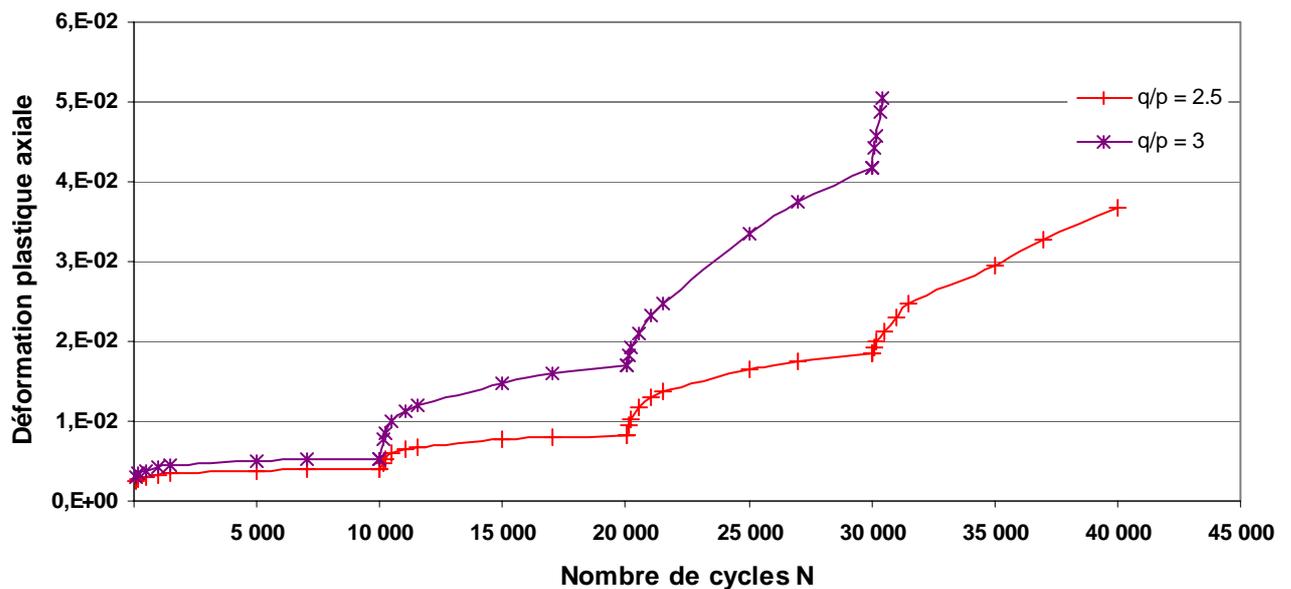


Figure 5.2-b : Evolution des déformations plastiques axiales en fonction du nombre de cycles de chargements ( grave non traitée de Poulmarch ) d'après [Hornych (2003)].

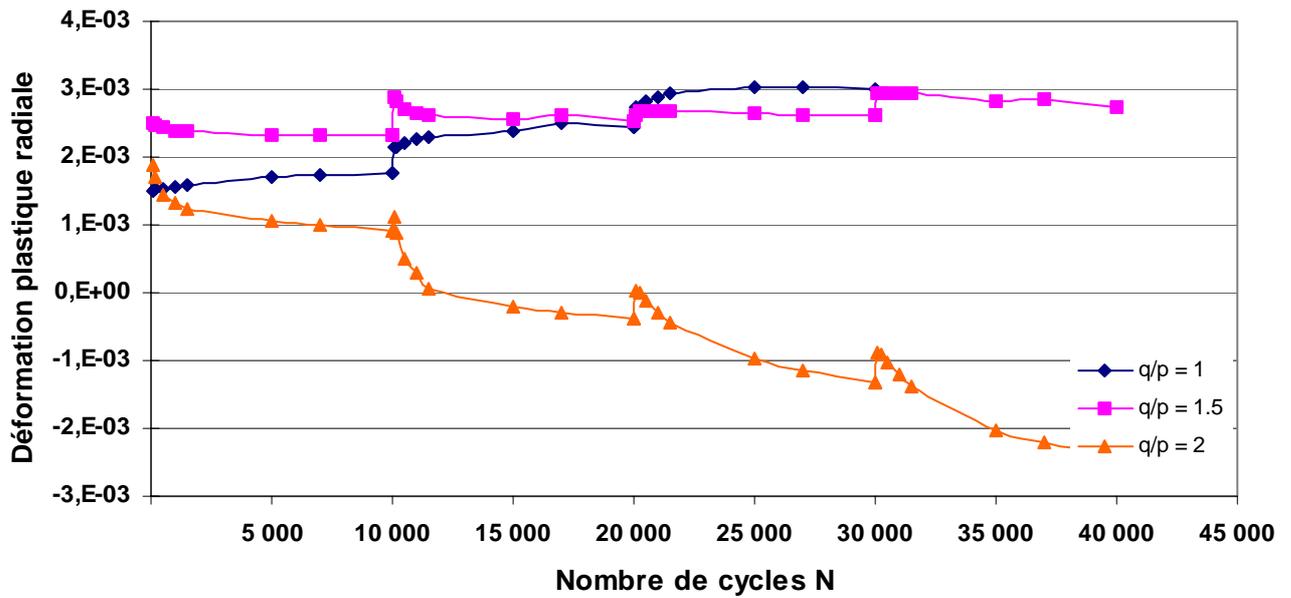


Figure 5.3-a : Evolution des déformations plastiques radiales en fonction du nombre de cycles de chargements ( grave non traitée de Poulmarch ) d'après [Hornych (2003)].

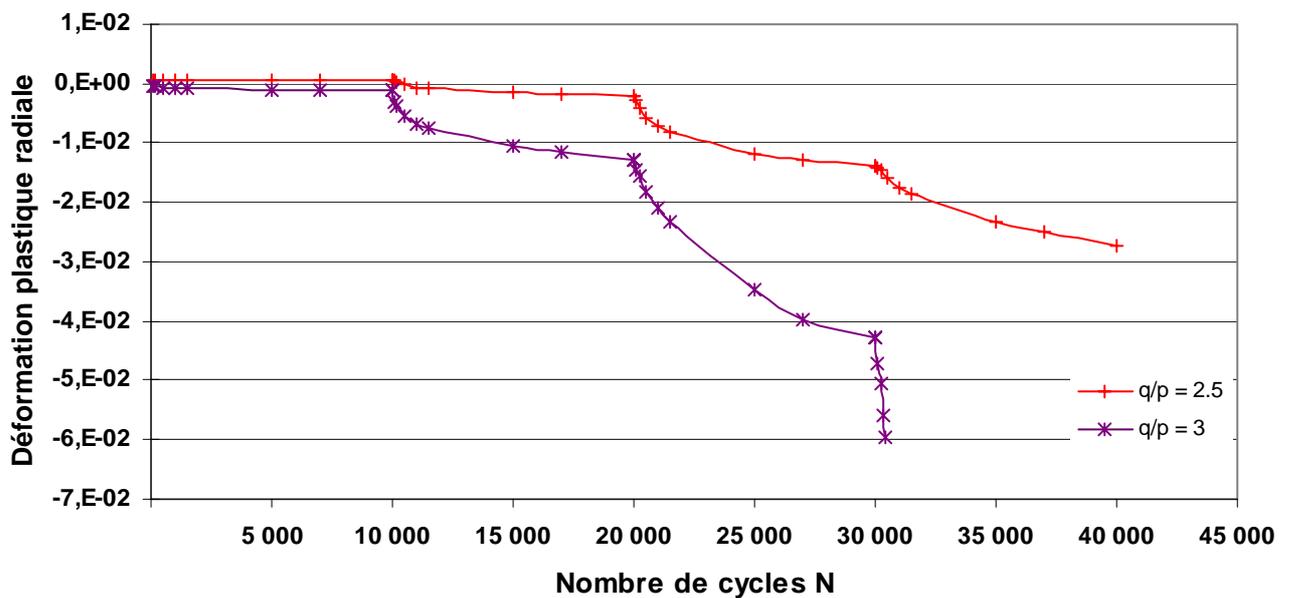


Figure 5.3-b : Evolution des déformations plastiques radiales en fonction du nombre de cycles de chargements ( grave non traitée de Poulmarch ) d'après [Hornych (2003)].

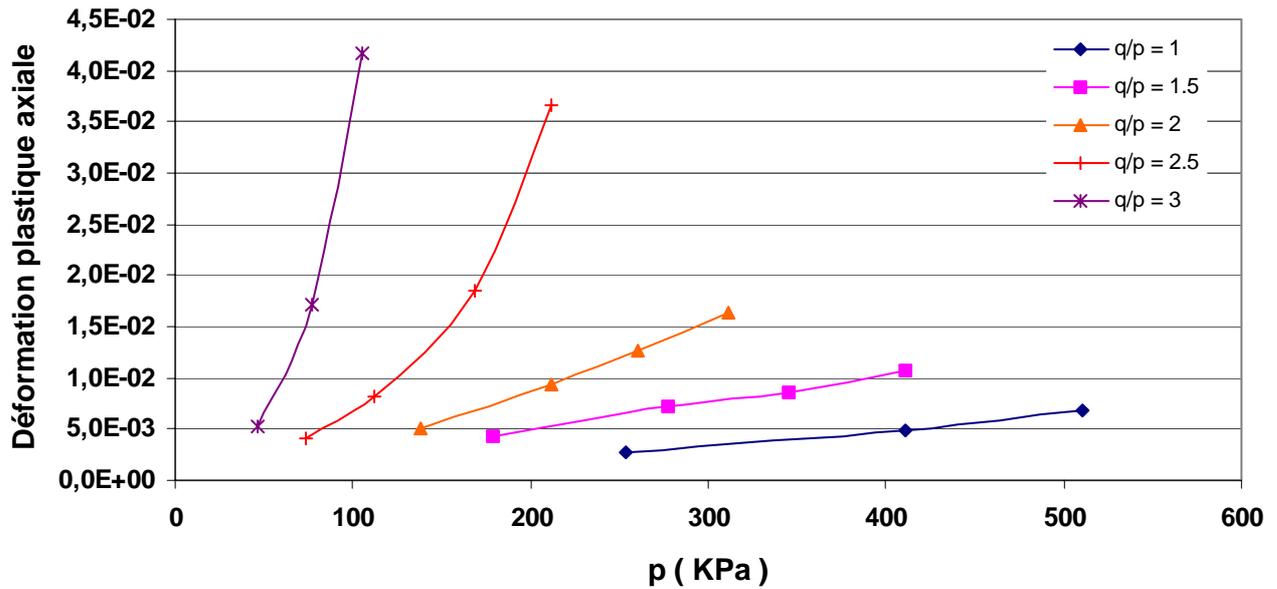


Figure 5.4 : Evolution des déformations plastiques axiales en fin de palier en fonction de la pression moyenne ( grave non traitée de Poulmarch ) d'après [Hornych (2003)].

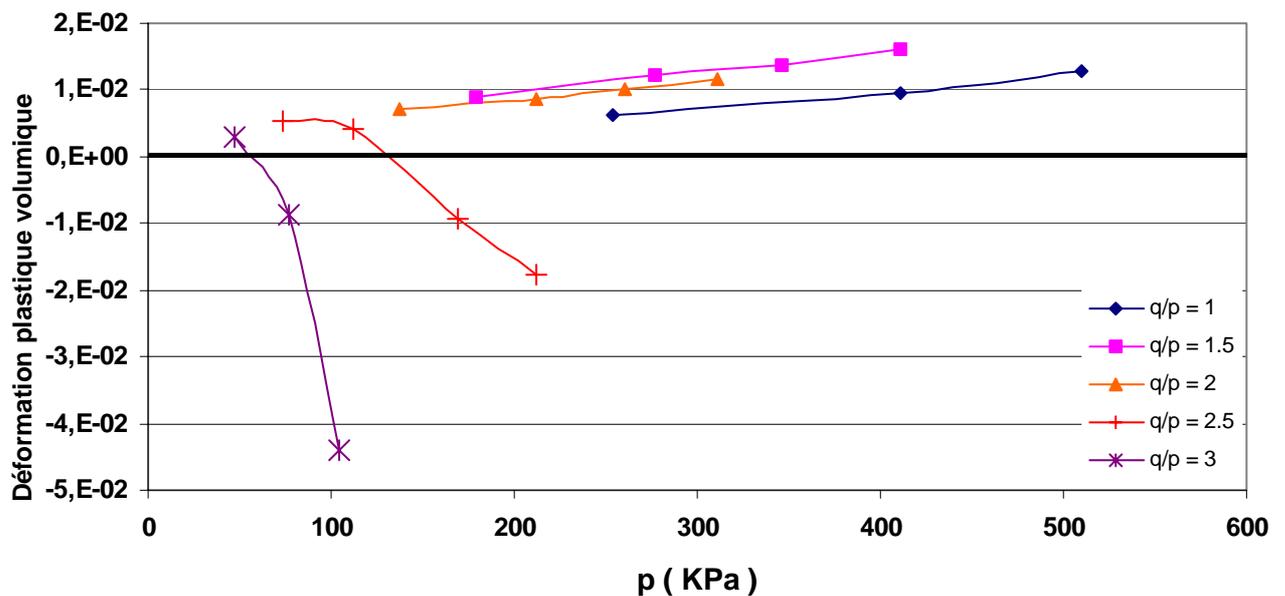


Figure 5.5 : Evolution des déformations plastiques volumiques en fin de palier en fonction de la pression moyenne ( grave non traitée de Poulmarch ) d'après [Hornych (2003)].

### 5.5.2 Le sable de Missillac

Sur les *figures 5.6 à 5.9* sont représentés les résultats expérimentaux des essais triaxiaux à chargements répétés à paliers réalisés sur le sable de Missillac. On remarque sur la *figure 5.6* que l'ensemble des évolutions des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de chargements tendent vers une stabilisation. Pour le dernier palier de l'essai à rapport de contraintes  $q/p = 3$ , la rupture est atteinte au cours du premier millier de cycles.

La déformation permanente axiale atteinte en fin de palier doit être proportionnelle à la fois à la pression moyenne et au taux de cisaillement du palier de chargement. Cette remarque se confirme sur la *figure 5.8*. Pour les essais à faible taux de cisaillement, les déformations permanentes axiales varient linéairement avec les pressions moyennes. Pour les rapports de contraintes élevés, la déformation axiale permanente augmente rapidement et non linéairement avec la pression. Les quatrièmes paliers des essais à taux de cisaillement  $q/p = 1.5$  et 2 ainsi que le troisième palier de l'essai à  $q/p = 3$  ne respectent pas les déductions précédentes, leurs déformations permanentes axiales respectives sont faibles. Ceci se confirme sur la tendance des évolutions des déformations axiales en fonction du nombre de cycles de chargements des paliers en question, comme le montre la *figure 5.6*.

Les déformations plastiques radiales deviennent négatives pour les essais à taux de cisaillement de 1.5, 2 et 3 (voir la *figure 5.7*). Ceci conduit à une dilatance plastique pour tous les paliers de chargement de l'essai à rapport de contraintes égale à 3 et les trois derniers paliers de chargement de l'essai à taux de cisaillement égal à 2 (voir la *figure 5.9*).

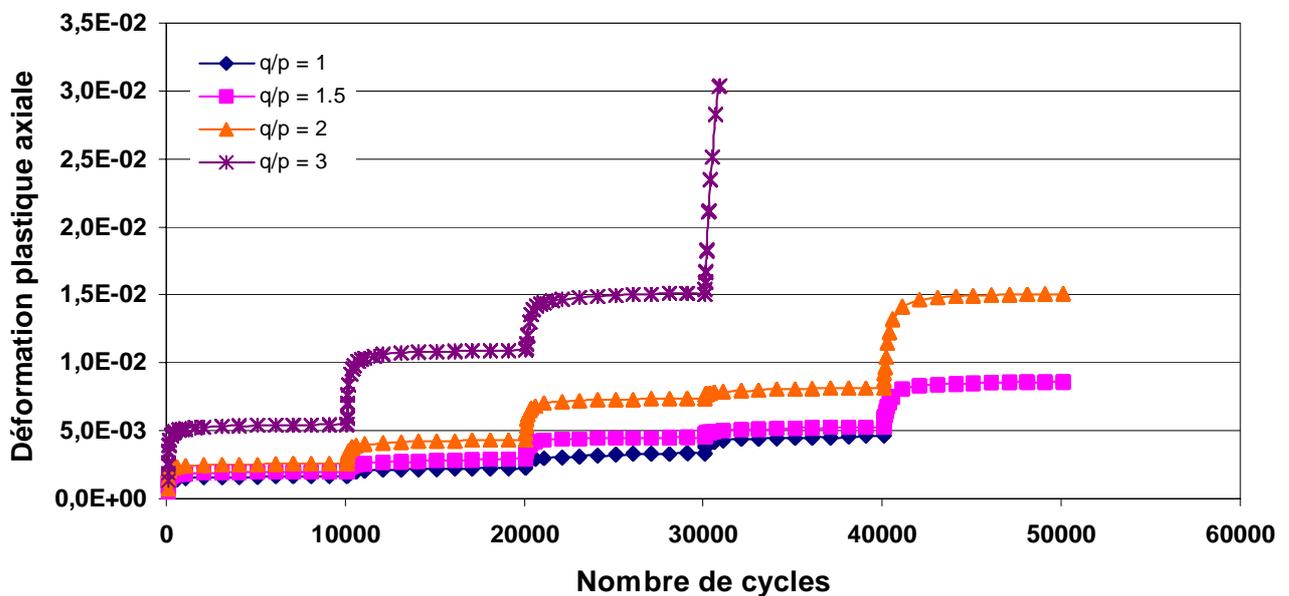


Figure 5.6 : Evolution des déformations plastiques axiales en fonction du nombre de cycle de chargements ( sable de Missillac ) d'après [Hornych (2003)].

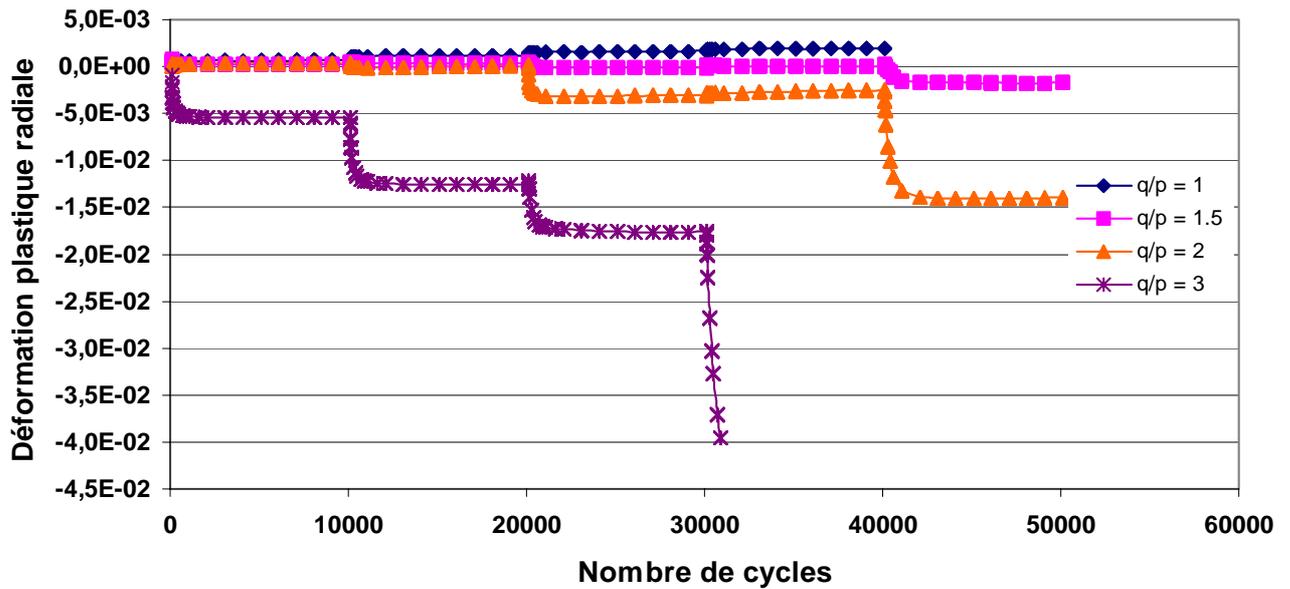


Figure 5.7 : Evolution des déformations plastiques radiales en fonction du nombre de cycle de chargements ( sable de Missillac ) d'après [Hornych (2003)].

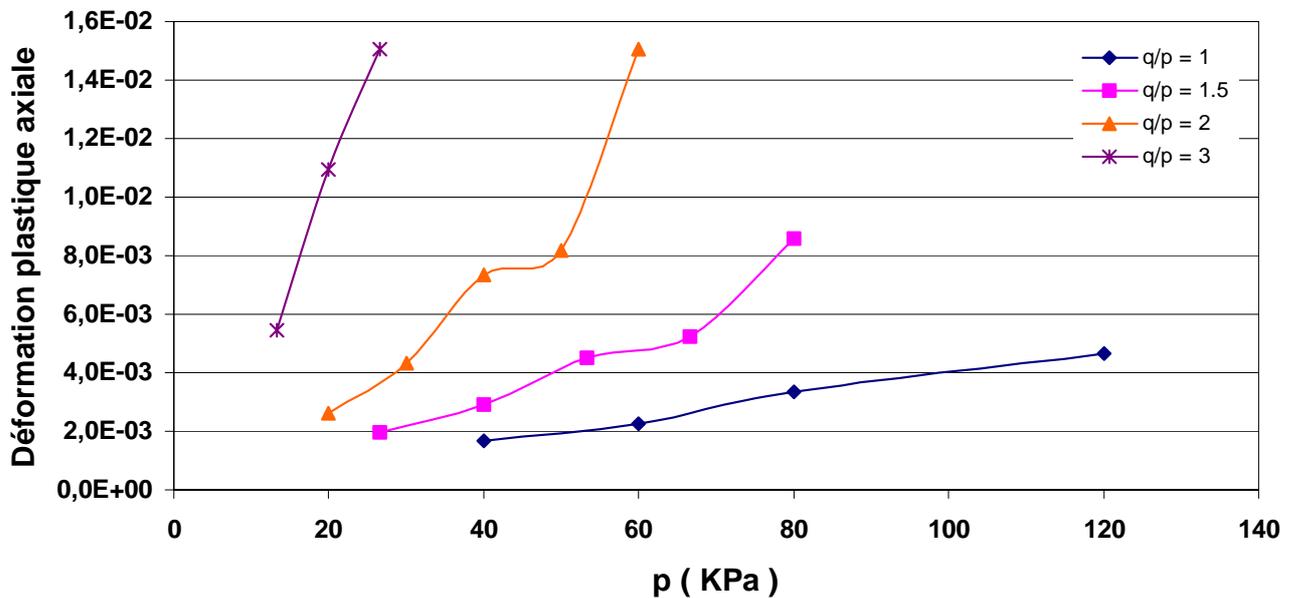


Figure 5.8 : Evolution des déformations plastiques axiales en fin de palier en fonction de la pression moyenne ( sable de Missillac ) d'après [Hornych (2003)].

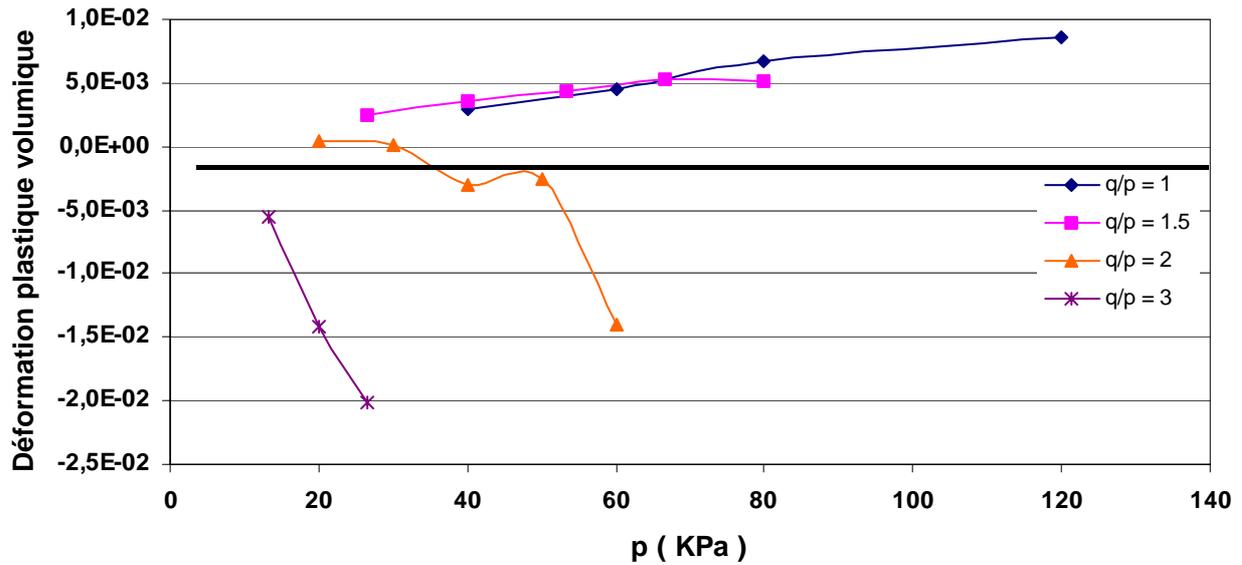


Figure 5.9 : Evolution des déformations plastiques volumiques en fin de palier en fonction de la pression moyenne (sable de Missillac) d'après [Hornych (2003)].

#### 5.5.4 Comportement contractant, comportement dilatant

L'amplitude des déformations plastiques est étroitement liée au niveau de contraintes appliqué [Collins *et al* (1993)], [Dawson *et al* (1999)]. [Dawson *et al* (2001)] associent cette remarque au concept de l'état limite pour diviser le plan ( $p$ ,  $q$ ) avec deux droites délimitant trois zones de comportement (voir la *figure 5.10*).

Si la borne supérieure du chargement cyclique se trouve en zone 1, le comportement devient stable après un certain nombre de cycles de chargement. Un matériau soumis à un tel chargement s'adapte. La réponse du comportement stabilisé est purement élastique.

La borne supérieure du chargement se trouvant en zone 2 conduit à un comportement stabilisé. Seulement, le chargement génère des déformations plastiques dont la somme d'incrément par cycles est nulle. En zone 3, les déformations plastiques ne se stabilisent pas, le matériau se rompt avec le cumul des déformations plastiques quand le nombre de cycles devient grand.

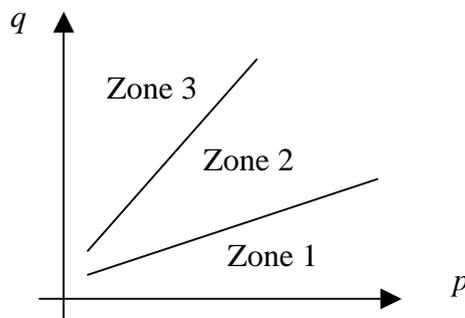


Figure 5.10 : Zone de comportement d'après [Dawson (2001)].

Dès 1978, [Habib et Luong (1978)] divisent le plan  $(p, q)$  par une droite délimitant deux zones de comportement d'après les essais réalisés sur le sable de Fontainebleau (voir la section 3.6). Si la borne supérieure du chargement cyclique est en dessous de cette droite, le comportement est contractant. Le matériau subit une densification avec le nombre de cycles de chargements, la déformation volumique totale diminue, le matériau s'adapte. Par contre, lorsque cette borne supérieure du chargement est au dessus de cette droite, le comportement est dilatant et conduit au phénomène du rochet, le matériau se rompt par dilatance.

Afin d'obtenir une correspondance d'une part, entre la contractance plastique et la stabilité, et d'autre part, entre la dilatance plastique et une potentielle instabilité, la limite en rapport de contraintes  $q/p$  entre le comportement engendrant une déformation plastique volumique positive et le comportement engendrant une déformation plastique volumique négative, est considérée comme un seuil vis-à-vis de la stabilité.

Cette limite est tracée dans le plan  $(p, q)$  à partir des évolutions des déformations plastiques volumiques en fonction de la pression moyenne des paliers de chargements (*figure 5.5 et 5.9*). Il suffit de tracer dans le plan  $(p, q)$  une ligne séparant les paliers provoquant de la contractance plastique des paliers engendrant de la dilatance plastique. Cette droite pour les deux matériaux étudiés, est illustrée sur les figures 5.11 à 5.12.

A partir de la figure 5.9, il est possible de faire quelques remarques. Pour le chemin de contraintes à taux de cisaillement  $q/p = 2$ , une contractance plastique se produit à la fin du premier palier de chargement. Le comportement volumique pour le deuxième palier de chargement est déviatoire, une dilatation plastique se produit pour les paliers de chargement supérieurs. Pour le chemin de contraintes à taux de cisaillement  $q/p = 3$ , une dilatation plastique se produit pour tous les paliers de chargement. Par conséquent, la pente de la droite caractéristique à 1.8 comme une borne supérieure. Pour le chemin de contraintes à taux de cisaillement  $q/p = 1.5$ , la contractance plastique augmente de plus en plus avec la pression et ceci pour tous les cycles de chargement. Cela implique que la distance entre la borne maximale du chargement dans le plan  $(p, q)$  et la ligne caractéristique augmente avec la pression. Par conséquent, la borne inférieure de la pente de la droite caractéristique est supérieure à 1.5.

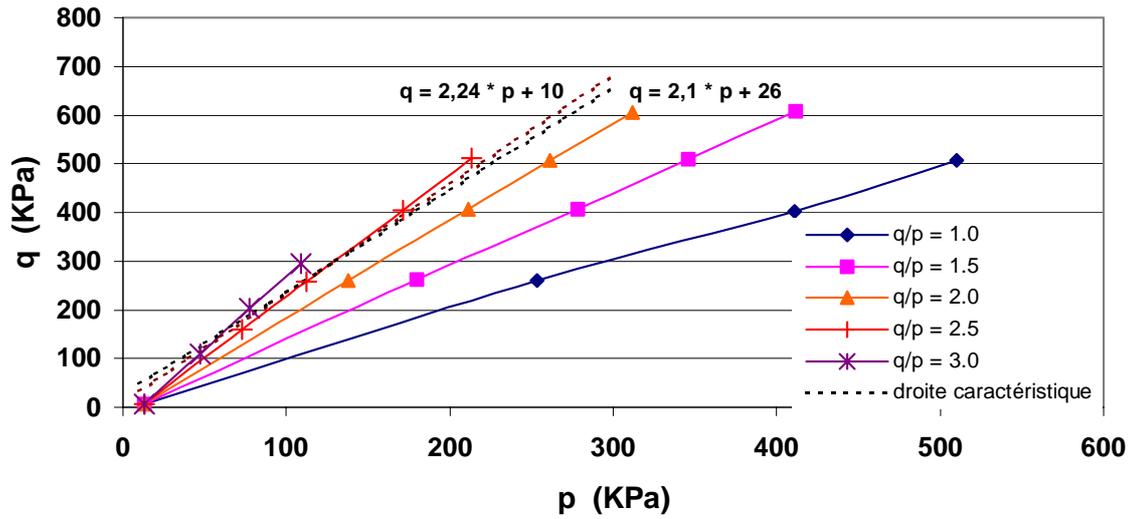


Figure 5.11 : Droite seuil vis-à-vis de la stabilité ( grave non traitée de Poulmarch ).

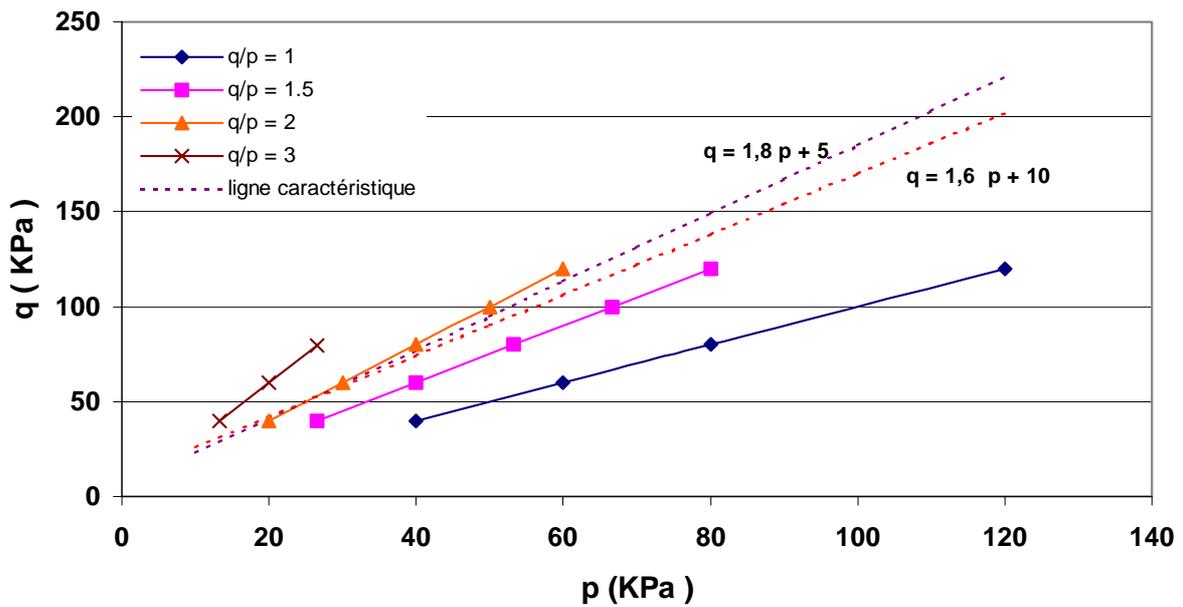


Figure 5.12 : Droite seuil vis-à-vis de la stabilité (sable de Missillac).

### 5.5.5 Détermination de la déformation plastique axiale stabilisée

Le modèle, se basant sur la théorie de l'état limite, donne accès directement à la déformation stabilisée dans le cadre de l'adaptation ou de l'accommodation selon le niveau de chargement. L'identification des paramètres du modèle se fait alors en utilisant les déformations plastiques axiales du comportement stabilisé d'essais triaxiaux à chargements répétés. Il est donc nécessaire d'évaluer ces dernières dans le cas où elles ne sont pas atteintes à cause d'un nombre insuffisant de cycle de chargements. La démarche de cette évaluation, détaillée dans le paragraphe (5.2), se base sur l'hypothèse de l'existence d'un palier dans l'évolution des déformations plastiques en fonction du nombre de cycles de chargements. Pour les essais triaxiaux présentés ci-dessus, les paliers de chargement, ne montrant pas une tendance à la stabilisation, ne seront pas pris en compte. En effet, selon l'approche adoptée pour la construction du modèle, le phénomène de rochet, et donc la rupture, ne peut pas avoir lieu et seule une stabilisation par adaptation ou accommodation peut apparaître. Un exemple de détermination de la déformation plastique du comportement stabilisé est donné pour l'essai triaxial à chargements répétés effectué sur la grave non traitée de Poulmarch, réalisé avec un taux de cisaillement de 2.5 (voir les *figures 5.13* et *5.14*).

La réponse de chaque palier de chargement est calée sur le modèle de Hornych (voir la section 3.8.1.1) séparément. Pour un palier de chargement donné, les paramètres du calage obtenus permettent la construction de la courbe entière de l'évolution de la déformation plastique axiale en fonction du nombre de cycles de chargements d'un essai triaxial à chargements répétés à palier unique réalisé avec le chargement du palier en question. Autrement dit, un essai triaxial à chargements répétés à  $N$  paliers est équivalent à  $N$  essais triaxiaux à chargements répétés. Le calage du modèle de Hornych sur les réponses des paliers de chargement permet d'obtenir la déformation plastique axiale stabilisée (voir Annexe 1 pour plus de détails). Sur les *figures 5.15* et *5.16*, une comparaison entre les déformations stabilisées et les déformations en fin de paliers est représentée en fonction de leurs pressions de chargement correspondantes et ce pour les deux matériaux étudiés.

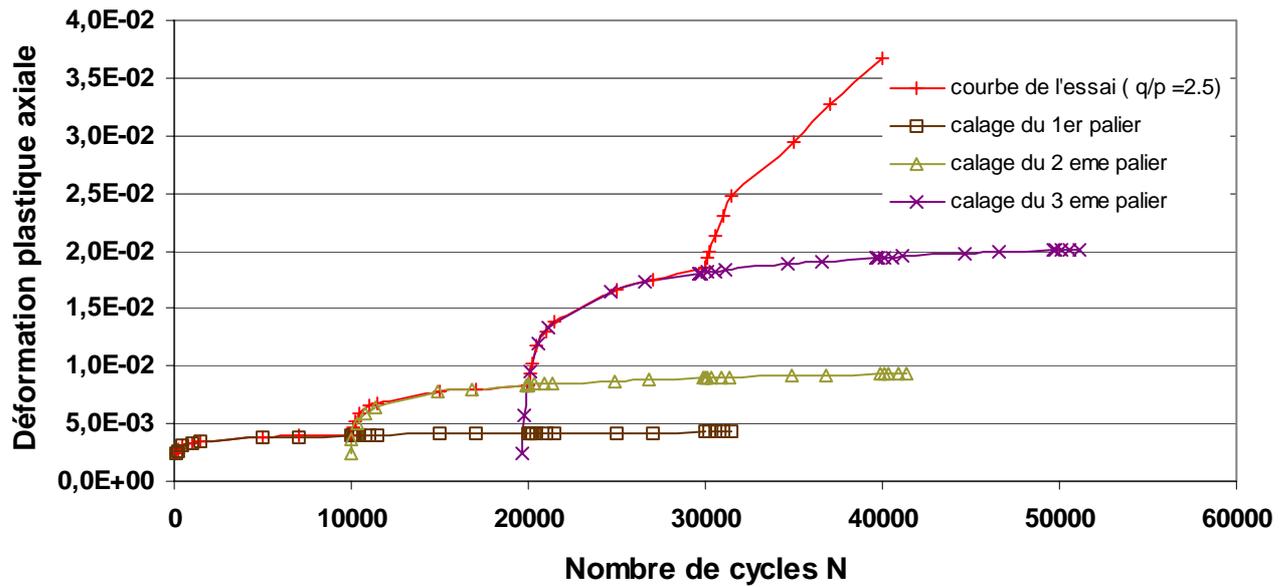


Figure 5.13 : Calage du modèle de Hornych sur les évolutions des déformations plastiques axiales d'un essai triaxial à chargements répétés à paliers : GNT de Poulmarch  $q/p = 2.5$ .

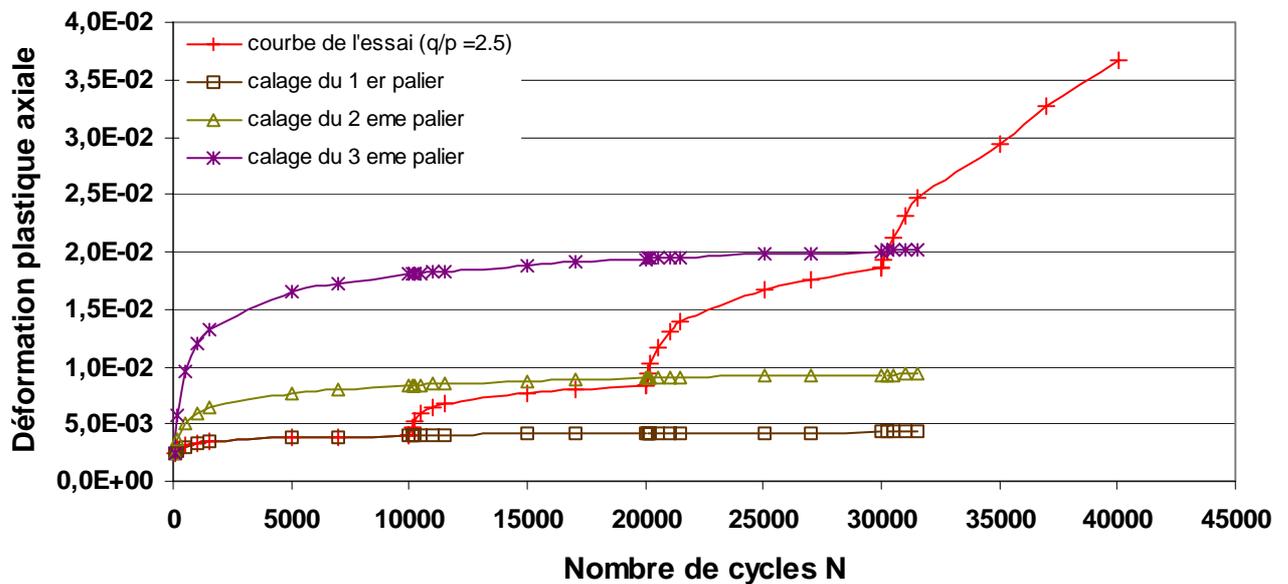


Figure 5.14 : Construction des courbes entières des évolutions des déformations plastiques axiales et détermination de la déformation du comportement stabilisé GNT de Poulmarch  $q/p = 2.5$ .

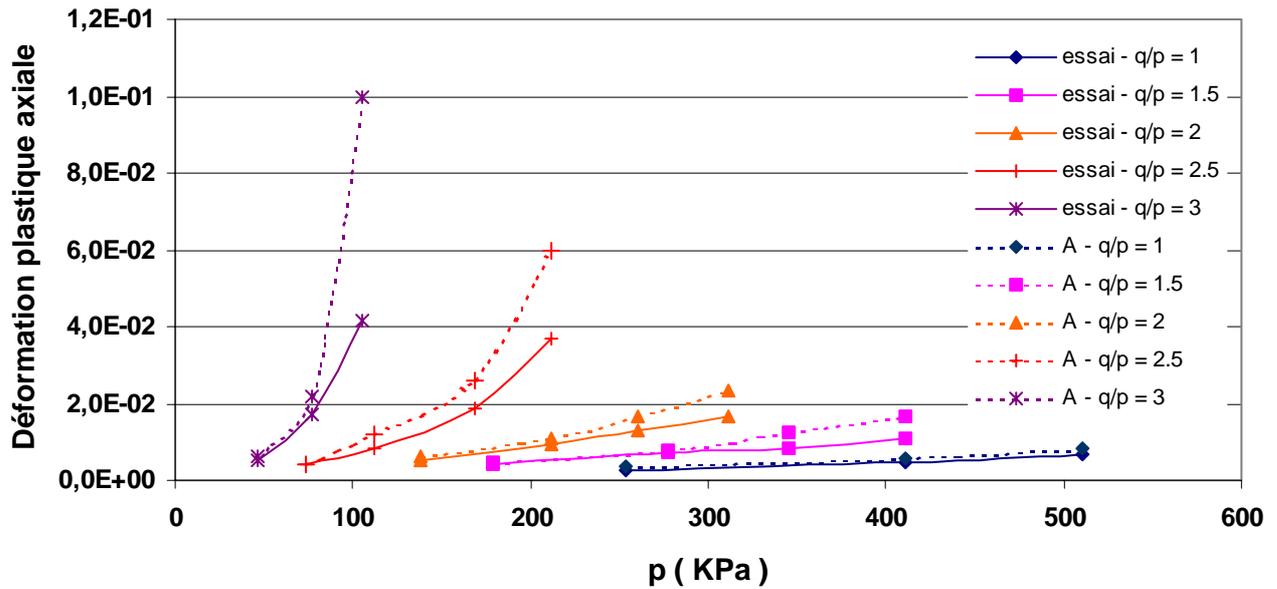


Figure 5.15 : Comparaison entre la déformation plastique axiale stabilisée (modèle de Hornych) et la déformation plastique axiale en fin de palier (grave non traitée de Poulmarch).

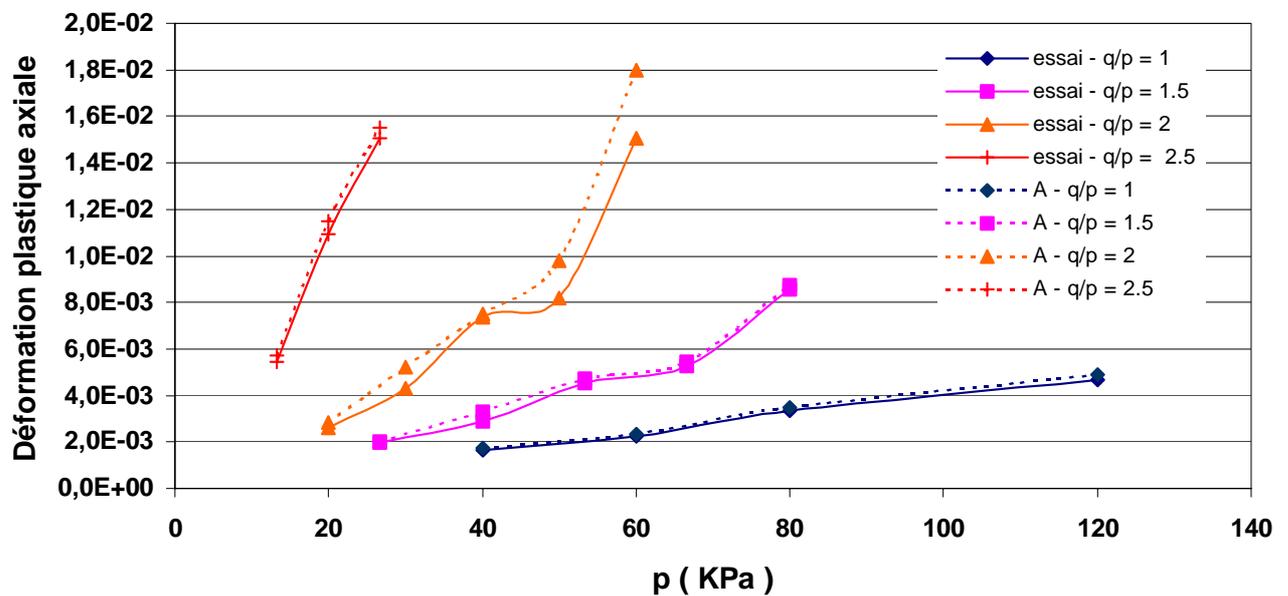


Figure 5.16 : Comparaison entre la déformation plastique axiale stabilisée (modèle de Hornych) et la déformation plastique axiale en fin de palier (Sable de Missillac).

Pour les essais réalisés sur la grave de Poulmarch, la déformation stabilisée est proche de la déformation des fins de palier de chargement pour l'essai à taux de cisaillement  $q/p = 1$ . En augmentant le rapport des contraintes  $q/p$ , l'écart entre les déformations en fin de palier de chargement et les déformations stabilisées augmente proportionnellement d'un palier à l'autre ( *figure 5.15* ). Les essais sont réalisés à nombre constant de cycles par palier. Ce nombre est sûrement insuffisant pour stabiliser les déformations des paliers à niveau de contraintes et à taux de cisaillement supérieurs.

Sur la *figure 5.16*, on remarque que pour les essais réalisés sur le sable de Missillac, les déformations plastiques stabilisées sont superposables aux déformations en fin de paliers. Le nombre de cycles adopté par palier est donc suffisant pour atteindre la stabilisation.

## 5.6 Identification des paramètres du modèle

Le modèle a été implanté dans le code de calcul par éléments finis Cast3M. Pour la modélisation des essais triaxiaux à chargements répétés à paliers présentés ci-dessus, le modèle nécessite la connaissance des paramètres d'élasticité  $E$  et  $\nu$ , les paramètres du critère de Drucker-Prager ( $\psi$  l'angle d'ouverture du cône d'élasticité dans le plan  $(p, q)$  et  $p^*$  la position du sommet du cône d'élasticité sur l'axe isotrope) et enfin, le module d'écroutissage  $H$ .

### 5.6.1 Détermination des paramètres d'élasticité et du modèle de Drucker-Prager

Deux essais triaxiaux à chargements répétés pour l'étude du comportement résilient ont été réalisés sur une grave non traitée de Poulmarch et trois essais sur le sable de Missillac [Hornych (2003)]. Le modèle d'élasticité non linéaire  $K - \theta$  [3.7.1] a été calé sur les résultats de ces essais afin de déterminer les paramètres  $K_1$ ,  $K_2$  et  $\nu$ . Ces derniers permettent de calculer une valeur de référence pour le module de Young correspondant à la valeur maximale du chargement  $E_4$  de la norme NF P 98 - 235 - 1 ( $q = 600$  KPa ;  $p = 300$  KPa ). Les valeurs moyennes des paramètres d'élasticité ainsi calculées sont résumées dans le *tableau 5.4* :

	$E$	$\nu$
Grave de Poulmarch	101 MPa	0.2
Sable de Missillac	238 MPa	0.25

*Tableau 5.4* : Paramètres d'élasticité des matériaux étudiés

Trois essais triaxiaux monotones de rupture ont été réalisés sur le sable de Missillac [Hornych (2003)]. Le comportement du sable projeté dans le plan des contraintes de Cambridge permet d'identifier la position de la droite de rupture (*figure 5.17*). Le paramètre  $p^*$  est pris égal à la pression correspondant à l'intersection de la droite de rupture avec l'axe des contraintes isotropes soit  $p^* = 12.8$  KPa. L'angle d'ouverture du cône de Drucker-Prager est pris de manière à avoir un domaine d'élasticité initial réduit.

On ne dispose pas d'essais triaxiaux monotones réalisés sur la grave non traitée de Poulmarch. La position de la droite de rupture peut être estimée en associant les déformations plastiques axiales stabilisées issues d'essais triaxiaux réalisés pour l'étude du comportement irréversible au modèle de Poute [3.8.1.2]. Selon cette approche,  $p^* = 19.67$  KPa et la pente  $m$  de la droite de

rupture vaut 3.94 [Gidel-2 (2001)]. Cette méthode a tendance à surestimer les paramètres de la droite de rupture [Lekarp (1999)].

Les valeurs des paramètres de Drucker-Prager choisis pour les deux matériaux étudiés sont montrés dans le tableau suivant (tableau 5.5):

	$\psi$	$p^*$
Grave de Poulmarch	15°	15 KPa
Sable de Missillac	15°	12.8 KPa

Tableau 5.5 : Paramètres de Drucker-Prager des matériaux étudiés

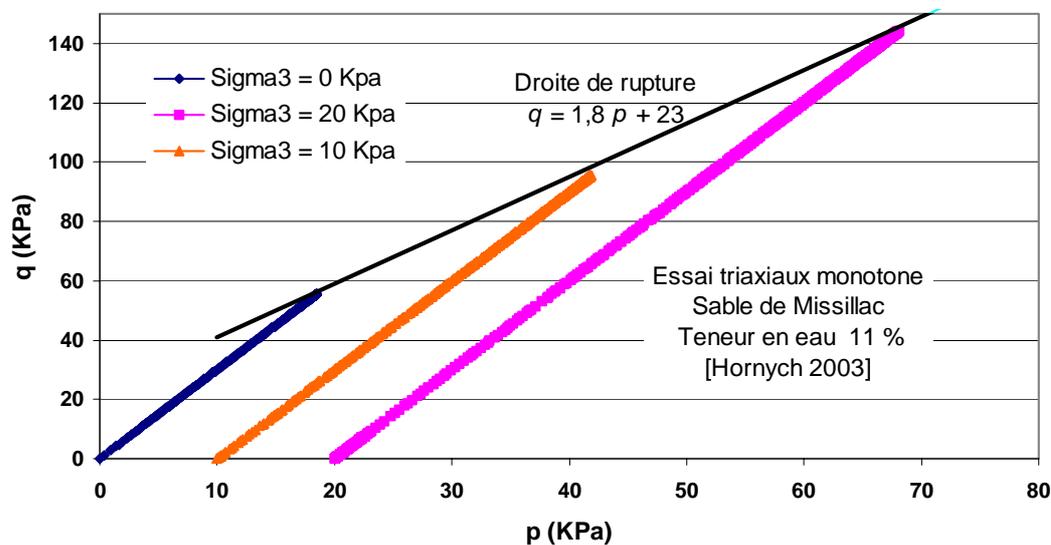


Figure 5.17 : Essais triaxiaux monotone de rupture réalisés sur le sable de Missillac [Hornych (2003)]

### 5.6.2 Détermination du module d'écroutissage

Les paramètres d'élasticité ainsi que les paramètres de Drucker-Prager étant fixés, seul le module d'écroutissage reste à déterminer à partir du calage du modèle sur les résultats d'essais triaxiaux. Une procédure itérative est mise au point pour l'opération de calage. Un module d'écroutissage est ainsi déterminé pour chaque palier de chargement. Sur les figures 5.18 et 5.19, sont représentées pour les deux matériaux étudiés, les évolutions du module d'écroutissage  $H$  dans le plan  $(\text{Log}(H/L), \text{Log}(p/p_a))$ .  $L$  est la longueur du chemin de chargement dans le plan  $(p, q)$ .

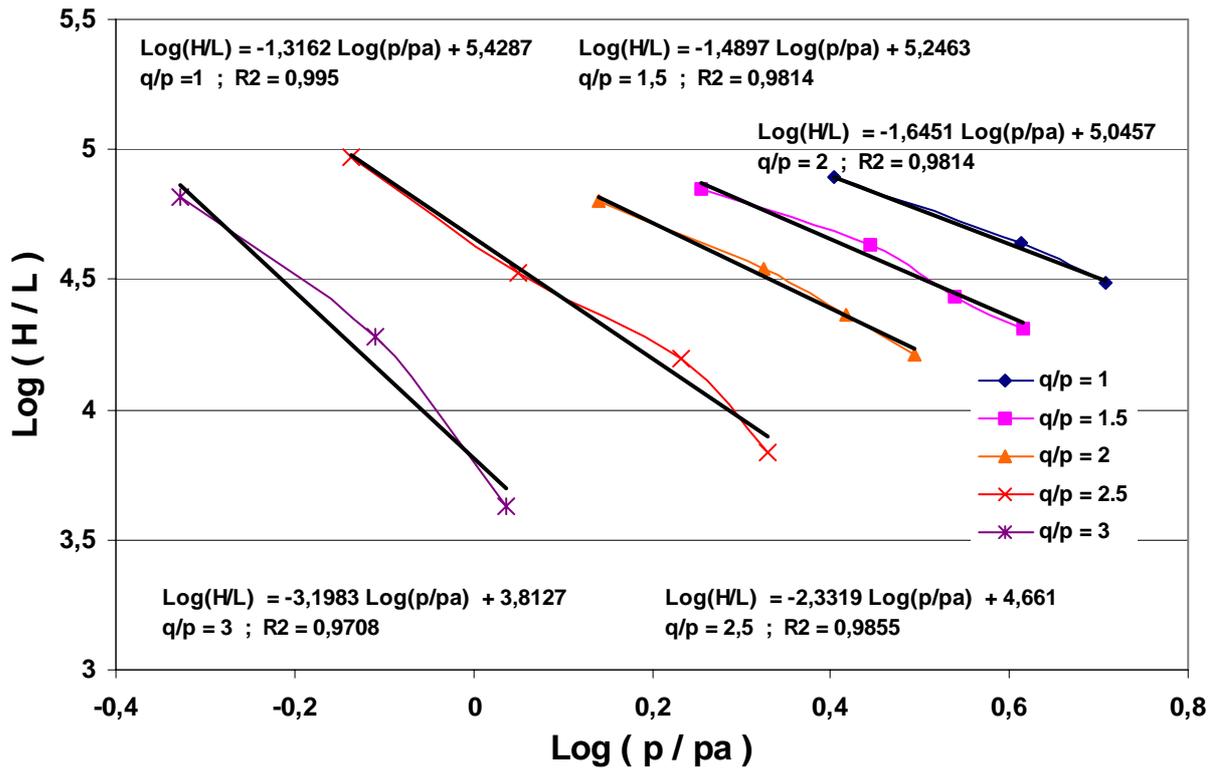


Figure 5.18 : Evolution du module d'érouissage avec une approche Log-Log ( grave de Poulmarch ).

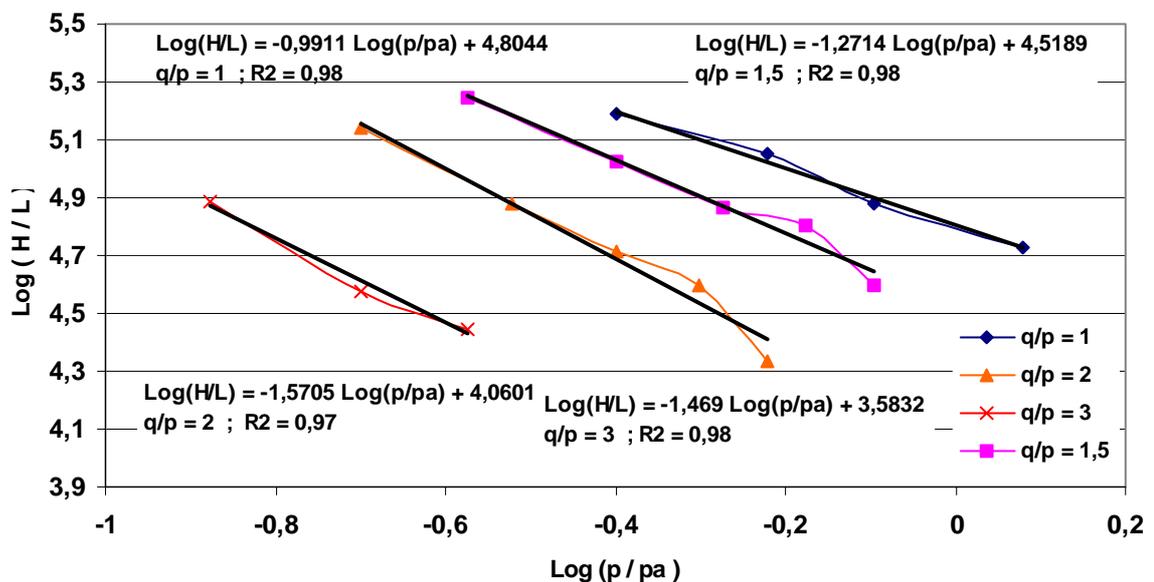


Figure 5.19 : Evolution du module d'érouissage avec une approche Log-Log ( Sable de Missillac ).

L'évolution du rapport du module d'érouissage sur la longueur du chemin de contraintes en fonction de la pression moyenne normée dans un plan log-log est linéaire. Les coefficients de corrélation pour les deux matériaux étudiés et pour tous les chemins de contraintes sont supérieurs à 0.97. On peut donc écrire :

$$\text{Log} \left( \frac{H}{L} \right) = a \text{Log} \left( \frac{P}{p_a} \right) + b \quad (5.1)$$

où  $p_a$  est la pression atmosphérique .

$$\Rightarrow \text{Log} \left( \frac{H}{p_a} \right) = a \text{Log} \left( \frac{P}{p_a} \right) + \text{Log} \left( \frac{L}{p_a} \right) + b$$

$$\Rightarrow \text{Log} \left( \frac{H}{p_a} \right) = (a+1) \text{Log} \left( \frac{P}{p_a} \right) + \text{Log} \left( \sqrt{1 + \left( \frac{q}{p} \right)^2} \right) + b \quad \text{avec} \quad L = p \sqrt{1 + \left( \frac{q}{p} \right)^2}$$

on aboutit finalement à :

$$H = 10^{[(a+1) \cdot \text{Log} \left( \frac{P}{p_a} \right) + \text{Log} \left( \sqrt{1 + \left( \frac{q}{p} \right)^2} \right) + b]} \cdot p_a \quad (5.2)$$

### 5.6.3 Influence des paramètres $a$ et $b$ de la loi d'évolution de $H$ sur la réponse du modèle

Afin d'apprécier la sensibilité du modèle à la variabilité des paramètres  $a$  et  $b$ , des simulations d'essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisées. Les chargements considérés, sont par paliers croissants entre 50 KPa et 300 KPa selon un rapport de contraintes  $q/p = 2$ . Pour étudier la variabilité du paramètre  $a$ , le paramètre  $b$  est fixé à 5.0488 : valeur correspondant à l'essai triaxial réalisé sur la grave de Poulmarch selon le chemin de contraintes  $q/p = 2$ . La valeur de  $a$  quant à elle varie de  $\pm 40\%$  autour de la valeur -1.25.

Pour étudier la variabilité du paramètre  $b$ , le paramètre  $a$  est fixé à -1.6487 : valeur correspondant à l'essai triaxial réalisé sur la grave de Poulmarch selon le chemin de contraintes  $q/p = 2$ . La valeur de  $b$  varie de  $\pm 10\%$  autour de la valeur 5.

Le paramètre  $a$  contrôle la courbure de l'évolution de la déformation plastique verticale stabilisée en fonction de la pression moyenne. Quand  $a$  est égal à -1, cette évolution est linéaire. Pour des valeurs inférieures, la courbure change de sens favorisant une évolution rapide des déformations axiales stabilisées. En effet, quand  $a$  augmente de 40% à partir de la valeur -1.25, la déformation plastique axiale stabilisée augmente de 41% pour une pression de palier de 200 KPa, de 51% pour une pression de palier de 250 KPa et de 73% pour une pression de palier de 300 KPa. Pour une pression de 100 KPa, le paramètre  $a$  n'a pas d'influence quel que soit le chemin de contraintes suivi (*figure 5.20*).

La déformation plastique est inversement proportionnelle au module d'érouissage ( voir la section 4.4). D'après l'expression donnée par équation 5.2, la déformation plastique est aussi

inversement proportionnelle au paramètre  $b$ . Cette dernière expression montre une forte sensibilité du module d'écroutissage donc de la déformation plastique verticale stabilisée à la variabilité de  $b$ . Une diminution de  $b$  de 5 % entraîne une augmentation de la déformation plastique axiale de 78% et une diminution de 10% provoque une augmentation de la déformation plastique axiale de 216%. Par contre une augmentation de  $b$  de 5% entraîne une diminution de la déformation plastique axiale de 44% alors qu'une augmentation de  $b$  de 10 % engendre une diminution de la déformation plastique axiale de 68% (figure 5.21).

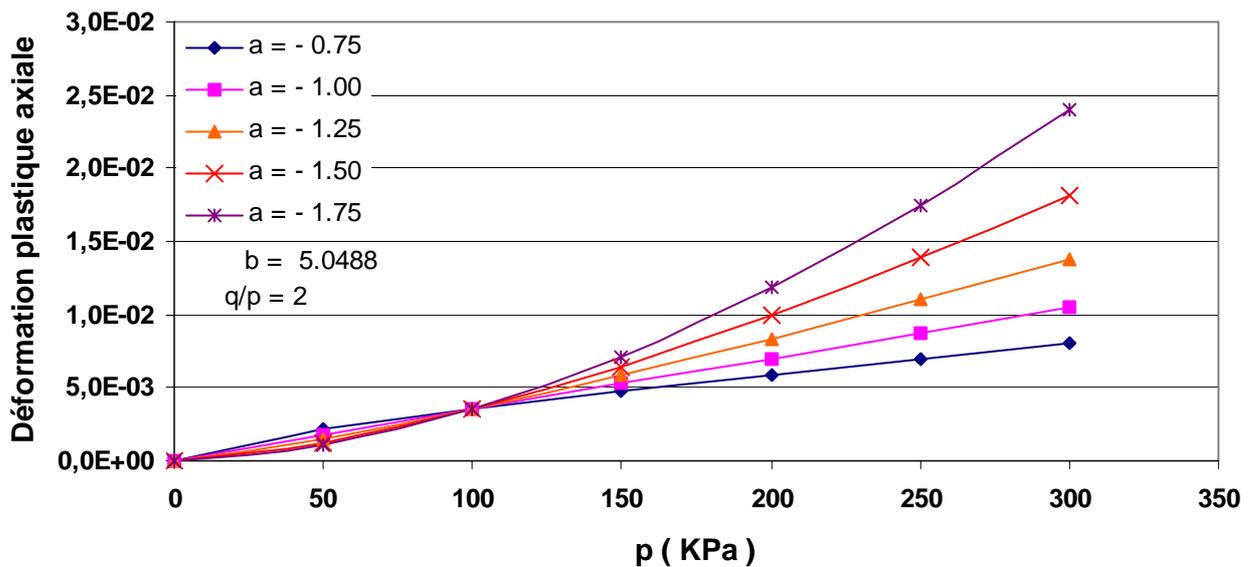


Figure 5.20 : Influence du paramètre  $a$  sur la prédiction des déformations plastiques.

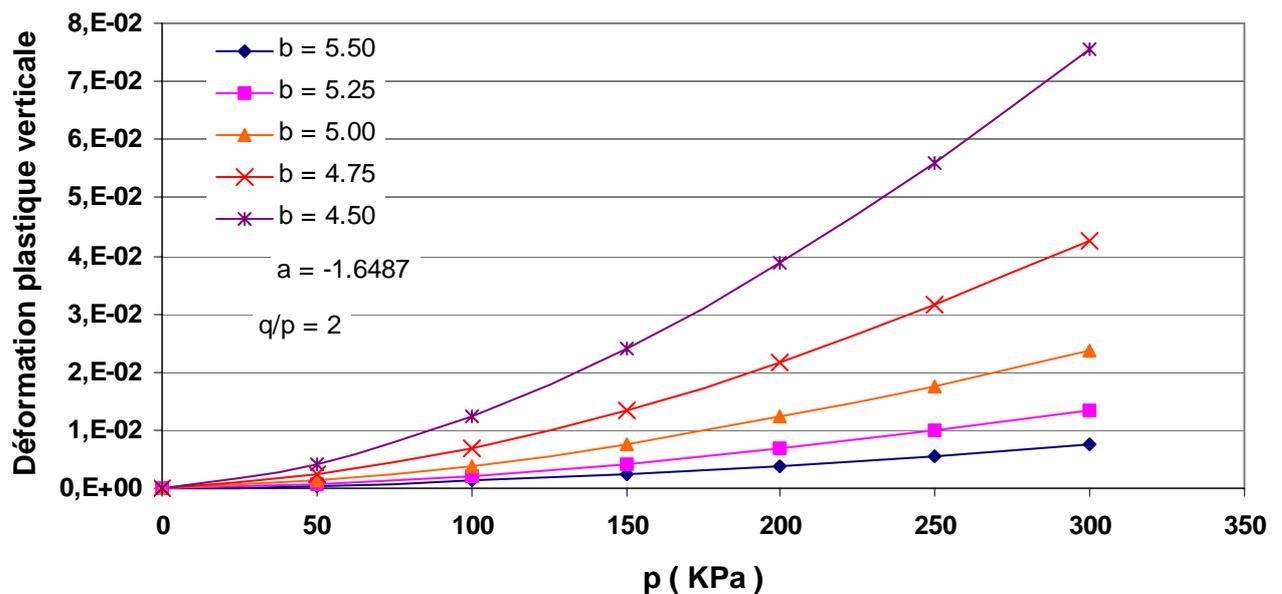


Figure 5.21 : Influence du paramètre  $b$  sur la prédiction des déformations plastiques.

### 5.6.4 Détermination des paramètres $a$ et $b$ de la loi d'évolution de $H$

Les évolutions des paramètres  $a$  et  $b$  de la loi d'évolution du module d'écroutissage en fonction du taux de cisaillement, pour les deux matériaux étudiés, sont obtenues à partir des figures 5.18 et 5.19. Les évolutions sont bilinéaire (figures 5.22 à 5.25), le changement de pente de ces dernières est remarqué pour les valeurs de rapports de contraintes correspondant au taux de cisaillement seuil vis-à-vis de la stabilité (état caractéristique, voir la section 5.5.4).

Pour les essais réalisés sur la grave de Poulmarch, l'évolution de  $a$  diminue rapidement pour des valeurs de  $q/p$  supérieures à la valeur seuil vis-à-vis de la stabilité (valeur moyenne :  $q/p = 2.17$ ). Cette diminution provoque une augmentation de la courbure de l'évolution des déformations plastiques verticales en fonction de la pression moyenne des paliers de chargements favorisant ainsi une augmentation des déformations plastiques axiales pour des  $q/p$  supérieurs. La pente de l'évolution du paramètre  $b$  augmente pour des valeurs de  $q/p$  supérieures à 2.17 favorisant une rapide diminution de  $b$ , provoquant une augmentation de la déformation plastique axiale stabilisée pour des  $q/p$  croissants.

Pour le sable de Missillac, le paramètre  $b$  diminue également pour des valeurs de  $q/p$  supérieures à la valeur seuil vis-à-vis de la stabilité (valeur moyenne :  $q/p = 1.7$ ).

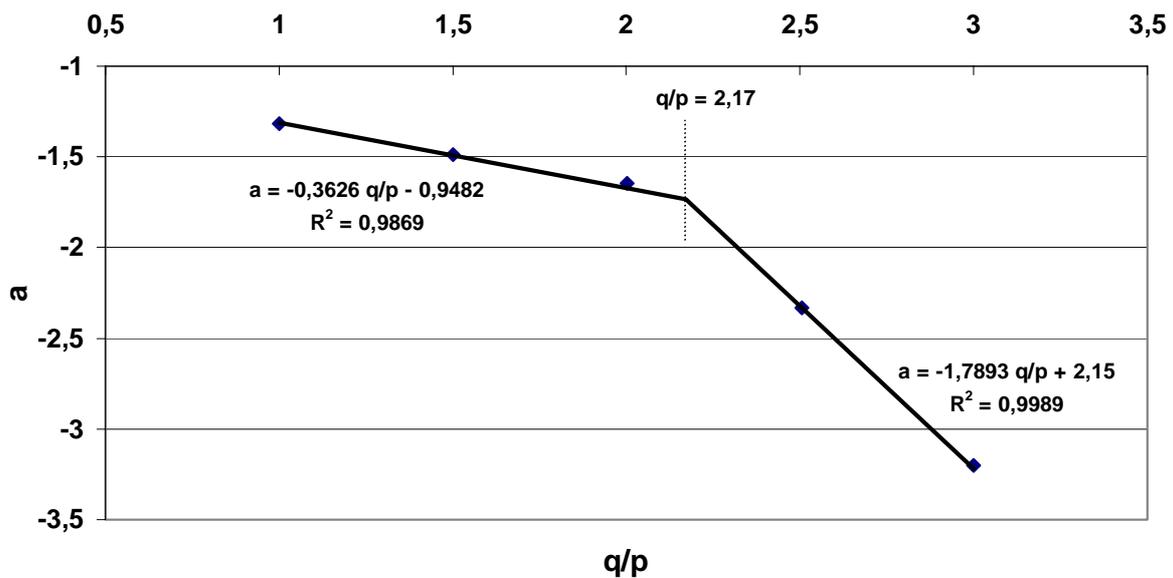


Figure 5.22 : Variation du paramètre  $a$  en fonction du rapport  $q/p$ .  
( grave non traitée de Poulmarch )

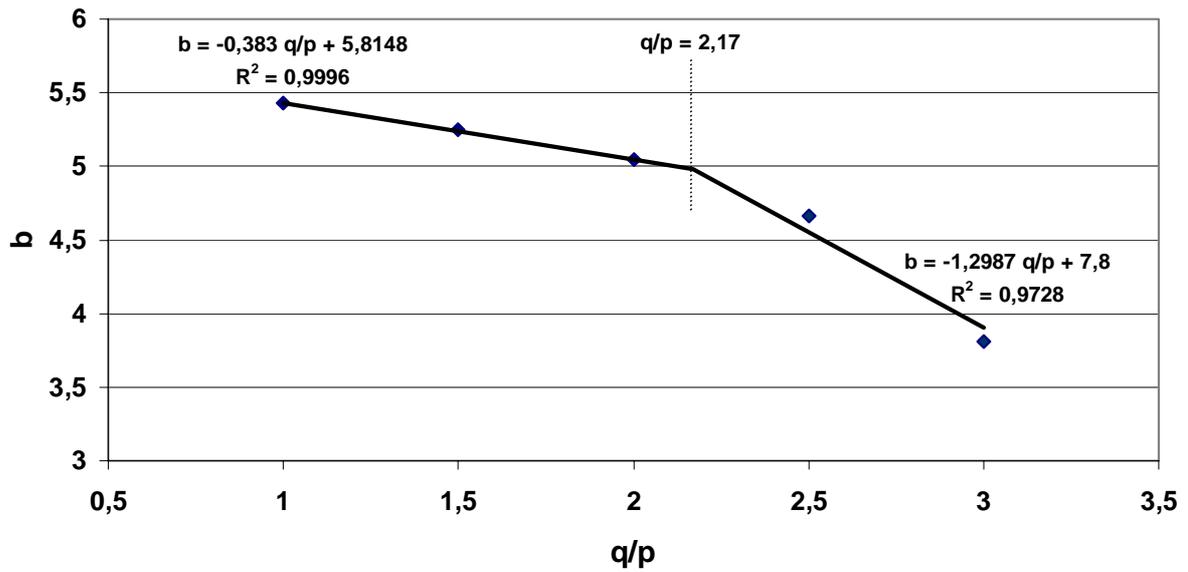


Figure 5.23 : Variation du paramètre  $b$  en fonction du rapport  $q/p$  (grave non traitée de Poulmarch ).

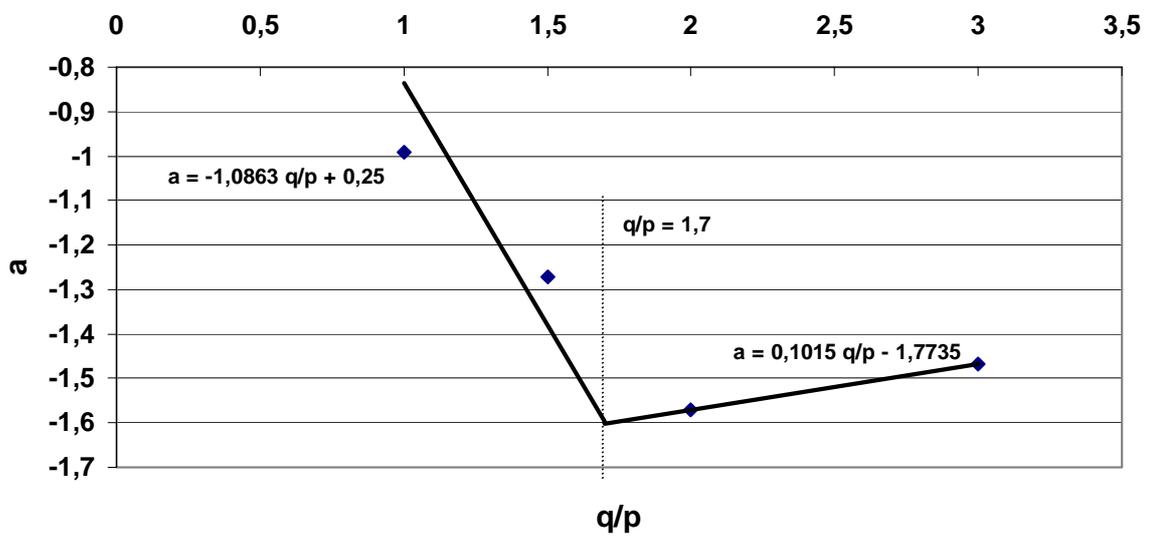


Figure 5.24 : Variation du paramètre  $a$  en fonction du rapport  $q/p$  (Sable de Missillac ).

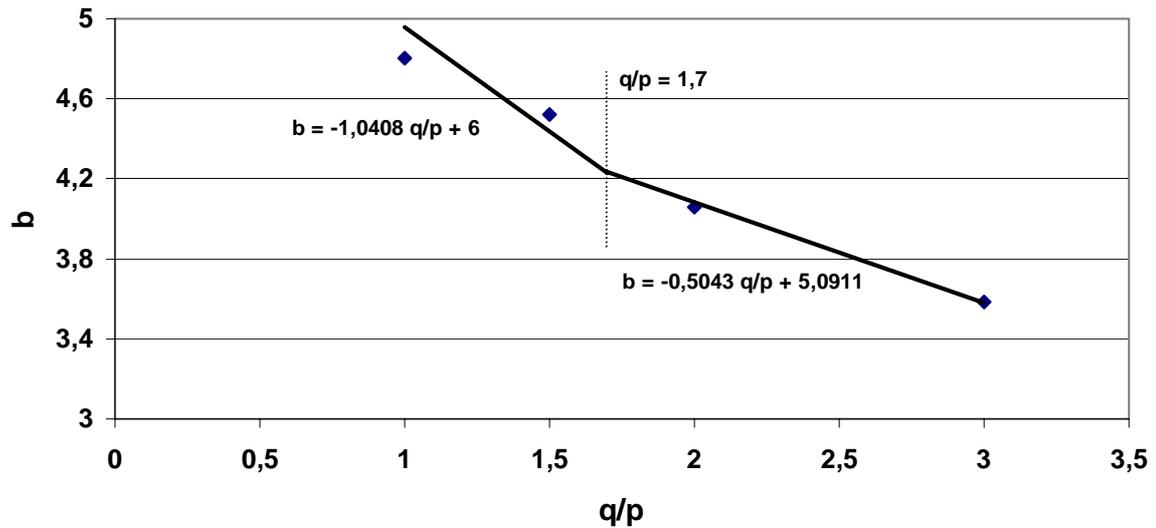


Figure 5.25 : Variation du paramètre  $b$  en fonction du rapport  $q/p$  (Sable de Missillac).

### 5.6.5 Simulation des essais TCR des deux matériaux étudiés

Les évolutions des paramètres  $a$  et  $b$  sont utilisées pour calculer le module d'écroissage  $H$  en fonction de  $q/p$  et de  $p$ . Le module d'écroissage ainsi déterminé pour chaque palier de chargement, permet de faire des simulations d'essais triaxiaux à chargements répétés. Les comparaisons entre les réponses du modèle et les résultats expérimentaux sont illustrées sur les figures 5.26 à 5.27.

Pour les essais réalisés sur la grave de Poulmarch, le modèle donne de bonnes prédictions pour le chemin de contraintes  $q/p = 1, 1.5$  et  $2$ . Les déformations plastiques simulées sont confondues avec les déformations plastiques issues des essais triaxiaux. Pour le chemin de contraintes  $q/p = 2.5$ , le modèle donne des déformations plastiques proches de celles des essais. La déformation plastique simulée pour le troisième palier de chargement est supérieure de 59 %, ceci est justifié par l'anomalie remarquée sur la réponse expérimentale pour le palier de chargement en question. Pour le chemin de contraintes  $q/p = 3$ , les déformations simulées sont satisfaisantes, à l'exception de la déformation du troisième palier de chargement où elle est sous-estimée.

Pour les essais réalisés sur le sable de Missillac, le modèle donne une bonne prédiction pour le chemin de contraintes  $q/p = 3$ . Il est à noter que la courbure de l'évolution des déformations plastiques simulées pour cet essai est inversée. Pour le chemin de chargement  $q/p = 2$ , les déformations simulées restent assez proches des résultats expérimentaux. Le modèle donne des déformations légèrement supérieures à partir d'une pression moyenne égale à 40 KPa à l'exception du dernier palier où la déformation est sous-estimée. Concernant le chemin de chargement  $q/p = 1.5$ , les simulations sont confondues avec les essais à l'exception du quatrième palier de chargement. En effet, pour ce dernier, une anomalie a été remarquée sur l'amplitude de

la déformation plastique verticale. Le chargement se faisant avec des pas constant d'un palier à l'autre, la déformation plastique résultante pour ce palier est faible et en désaccord avec l'ensemble des déformations plastiques verticales pour cet essai. Pour le chemin de contraintes  $q/p = 1$ , le modèle donne des déformations légèrement en dessous de celles de l'essai.

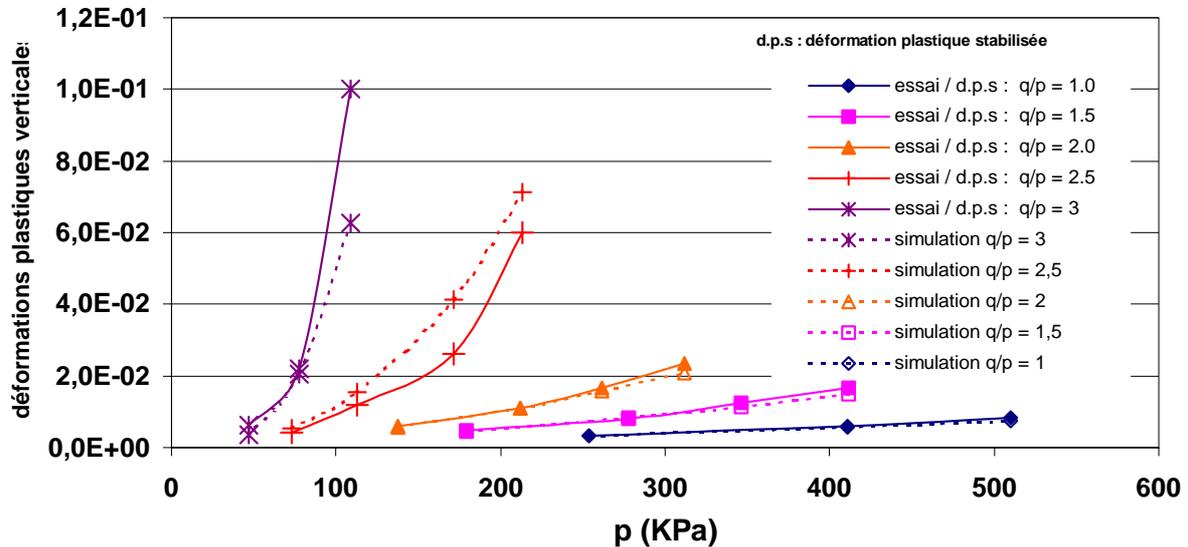


Figure 5.26 : Comparaison entre les réponses du modèle et les résultats des essais triaxiaux à chargements répétés ( grave non traitée de Poulmarch ).

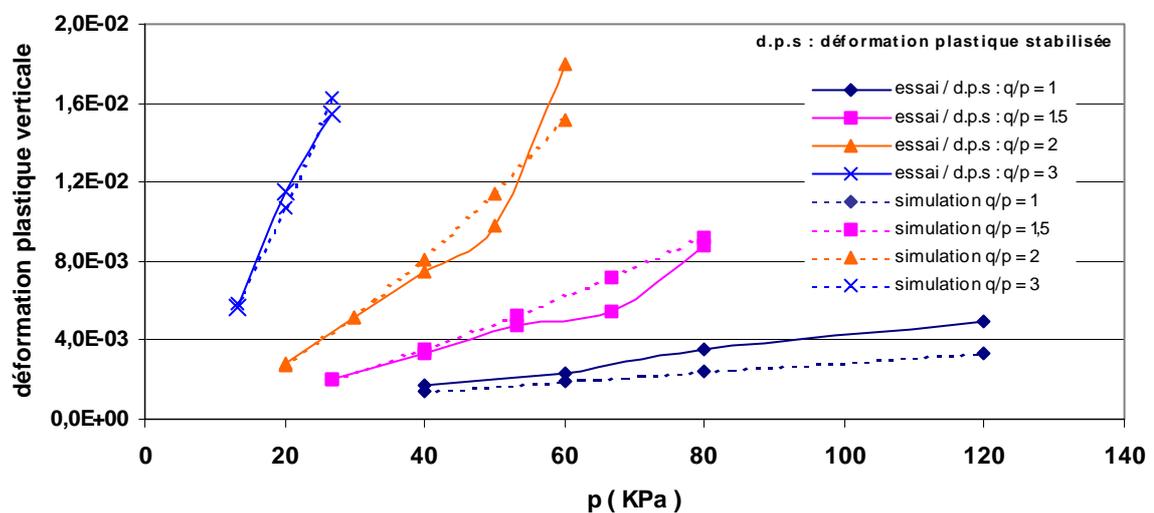


Figure 5.27 : Comparaison entre les réponses du modèle et les résultats des essais triaxiaux à chargements répétés ( sable de Missillac ).

## 5.7 Conclusion

Dans ce chapitre, on a abordé, d'une part, une méthodologie pour l'identification des paramètres du modèle, et d'autre part, une validation du modèle présenté dans le chapitre 4, en confrontant ses prédictions avec les données expérimentales. Pour l'identification des paramètres du modèle, il est nécessaire d'utiliser les résultats de trois types d'essais expérimentaux.

Le premier type est orienté vers la détermination des paramètres d'élasticité. Un seul essai triaxial à chargements répétés pour l'étude du comportement résilient décrit dans le paragraphe 3.4.2 est nécessaire. Le modèle de Boyce ( voir la section 3.7.2) ou  $K - \theta$  ( section 3.7.1) peuvent être calés sur les résultats de ces derniers essais afin de déterminer les modules de compressibilité et de cisaillement qui permettront le calcul du module d'élasticité et du coefficient de Poisson.

Le deuxième type d'essais est réalisé pour l'identification des paramètres du critère de Drucker-Prager. Au moins trois essais triaxiaux monotone de rupture sont nécessaires. La détermination des paramètres  $\psi$  et  $p^*$  se base sur la position de la droite de rupture des matériaux étudiés.

Le troisième type d'essai est réalisé pour l'identification des paramètres de plasticité. Le modèle nécessite au moins trois essais triaxiaux à chargements répétés réalisés à différents taux de cisaillement  $q/p$ . Ces essais sont réalisés avec au moins trois paliers croissants de chargement. Le modèle doit être calé sur les déformations plastiques du comportement adapté ou accommodé. Dans le cas où le nombre de cycles pour les essais triaxiaux à chargements répétés n'est pas suffisant pour atteindre la stabilisation des déformations plastiques, le modèle de Hornyh peut être utilisé. Le calage de ce dernier sur les résultats des essais donne le paramètre  $A$  qui représente la déformation plastique du comportement stabilisé.

Le modèle élastoplastique simplifié est calé sur les déformations plastiques du comportement stabilisé afin de déterminer le module d'écrouissage pour chaque palier de chargement. Une loi d'évolution du module d'écrouissage en fonction des paramètres du chargement est déterminée.

L'hypothèse de l'existence d'un seuil (état caractéristique) séparant l'état stable de l'état potentiellement instable est faite. L'état stable correspond aux valeurs de  $q/p$  générant de la contractance plastique. Pour une grave non traitée, ce seuil est proche de 2. Pour les essais à chargements répétés à paliers utilisés pour l'identification des paramètres plastiques, la valeurs médiane des taux de cisaillement  $q/p$  doit être de préférence proche de 2.

Pour la validation du modèle, deux matériaux sont étudiés : les graves non traitées de Poulmarch pour modéliser une assise d'une structure de chaussée et le sable de Missillac pour modéliser le sol-support (*chapitre 6*).

Le calage du modèle élastoplastique simplifié sur les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés pour l'étude du comportement irréversible permet de déterminer une loi d'évolution du module d'écrouissage en fonction du chargement pour les trois matériaux étudiés. Ces lois d'évolution ainsi que les paramètres d'élasticité sont utilisées pour simuler les essais triaxiaux à chargements répétés. La comparaison des simulations avec les résultats expérimentaux montre une performance acceptable du modèle élastoplastique simplifié. Les déformations simulées sont globalement proches des déformations plastiques issues des essais.

Donc à partir des résultats de quatre essais triaxiaux à chargements répétés (un essai pour l'étude du comportement résilient et trois pour l'étude du comportement permanent ) et trois essais triaxiaux monotone pour la détermination des paramètres du critère de Drucker-Prager, le modèle est capable de prédire la déformation plastique axiale. La théorie de l'état limite semble pratique pour la prédiction du comportement des matériaux granulaires soumis à un grand nombre de cycles de chargements.

## *Chapitre 6*

---

### **Application au calcul de l'orniérage des structures de chaussées souples**

## 6.1 Introduction

Dans le cinquième chapitre, la validation du modèle a été abordée en confrontant les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés sur deux matériaux aux simulations du modèle. On propose, dans le cadre de ce chapitre de présenter une application du modèle élastoplastique simplifié en se basant sur un calcul aux éléments finis à l'aide du code de calcul Cast3M. La structure considérée et représentée sur la figure 6.1 est une chaussée souple composée d'une couche de béton bitumineux reposant sur une couche d'assise en grave non traitée. L'ensemble est supporté par une plate forme support. Le matériau composant la couche de béton bitumineux obéit à une loi élastique linéaire tandis que ceux de l'assise et du sol support obéissent à une loi élastoplastique. Les jeux de paramètres utilisés et caractérisant les lois de comportement des matériaux non liés composant la chaussée, sont ceux déterminés dans le cinquième chapitre. En effet, la grave non traitée de Poulmarch est utilisée comme couche d'assise et le sable de Missilliac vient constituer la couche de forme et le sol support.

C'est à travers cette application qu'on a fait appel à la loi élastoplastique simplifiée développée dans le cadre de ce travail, pour mener à bien un calcul aux éléments finis d'une chaussée souple soumise à un grand nombre de cycles de chargements. On s'est intéressés plus particulièrement à l'étude de l'influence des paramètres d'élasticité utilisés, des épaisseurs des couches du béton bitumineux et de grave non traitée, sur la profondeur de l'ornière.

Enfin, on conclue l'étude menée en comparant les résultats issus d'un calcul de dimensionnement d'une structure de chaussée sous un très faible trafic, réalisé avec la méthode réglementaire et ceux issus du calcul mené avec la loi élastoplastique simplifiée.

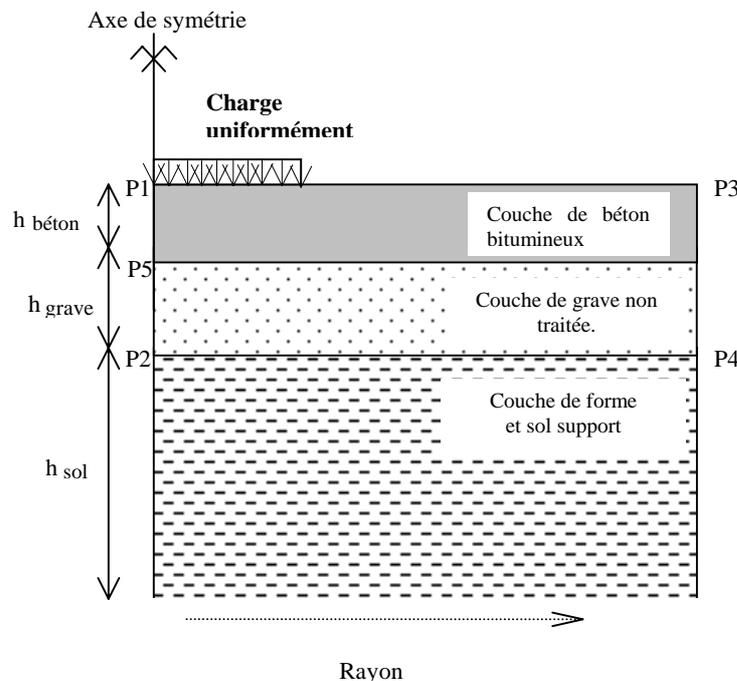


Figure 6.1 : Description de la chaussée souple étudiée.

## 6.2 Modélisation d'une structure de chaussée souple

La chaussée souple est donc considérée comme un massif composé de trois couches. La modélisation du chargement réglementaire de 13 tonnes par essieu conduit à réaliser un calcul en 2D axisymétrique. Le modèle envisagé est composé de 2805 éléments finis quadrilatéraux, isoparamétriques à 8 nœuds et est représenté sur la figure 6.2.

La couche de roulement et la couche de grave non traitée sont divisées en plusieurs sous-couches de hauteurs identiques. Le sol quant à lui est divisé en sous-couches de hauteurs variant en progression géométrique. Les dimensions du massif étudié sont choisies de manière à avoir des perturbations négligeables dans les zones éloignées des points d'application de la charge. Le calcul a été réalisé en considérant des matériaux non pesants et une adhérence parfaite entre les différentes couches constituant la structure de chaussée.

Le chargement, dû au trafic, est modélisé par une charge uniformément répartie sur un disque de rayon égal à 17,5 cm. La charge représente un demi-essieu standard français valant 65 KN.

En utilisant l'approche réalisée par [Piau et Hornych (2002)], concernant l'utilisation de trois échelles de temps pour le calcul de l'orniérage des chaussées souples, les impulsions de chargements dues au trafic sont représentées par un chargement cyclique variant entre deux bornes fixes. Dans le cadre de la modélisation adoptée dans le quatrième chapitre, seules les bornes extrêmes du chargement sont à considérer. La borne supérieure du chargement est donc prise égale à la charge uniformément répartie de 676 KPa ramenée par le demi-essieu standard. La borne inférieure est prise, quant à elle, égale à 10 Pa pour des considérations numériques.

On considère que l'assise de la chaussée est réalisée avec la grave non traitée de Poulmarch, alors que le sable de Missillac constitue la couche de forme et le sol support. Les paramètres caractérisant le comportement à long terme de ces deux matériaux sont ceux déterminés dans le cinquième chapitre. Des essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisés au LCPC de Nantes par [Hornych (2003)], dans le but d'étudier le comportement résilient des matériaux cités ci-dessus. Pour obtenir une meilleure stabilité du calcul aux éléments finis, la modélisation du comportement résilient a été menée avec le modèle d'élasticité non linéaire  $K-\theta$ , décrit dans la section (3.7.1). Les paramètres d'élasticité obtenus par [Hornych (2003)] sont présentés dans le tableau 6.1. Le comportement du matériau béton bitumineux est considéré comme étant élastique linéaire avec un module de Young valant 5400 MPa et un coefficient de Poisson pris égal à 0.35.

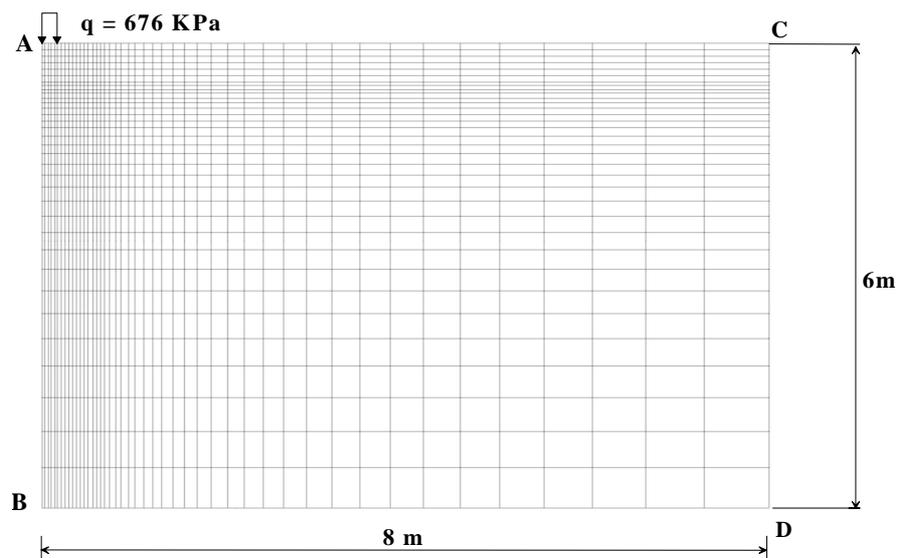


Figure 6.2 : Schématisation du maillage de la structure.

<b>Sable de Missillac</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	
	<b>Paramètres du modèle K-θ</b>		
	$K_1 = 102.8 \text{ MPa}$	$K_1 = 81.5 \text{ MPa}$	
	$K_2 = 0$	$K_2 = 0.089$	
	$\nu = 0.2$	$\nu = 0.2$	
<b>Grave non traitée de Poulmarch</b>	<b>G1</b>	<b>G2</b>	<b>G3</b>
	<b>Paramètres du modèle K-θ</b>		
	$K_1 = 81 \text{ MPa}$	$K_1 = 54.8 \text{ MPa}$	$K_1 = 58 \text{ MPa}$
	$K_2 = 0.516$	$K_2 = 0.66$	$K_2 = 0.623$
	$\nu = 0.25$	$\nu = 0.25$	$\nu = 0.25$

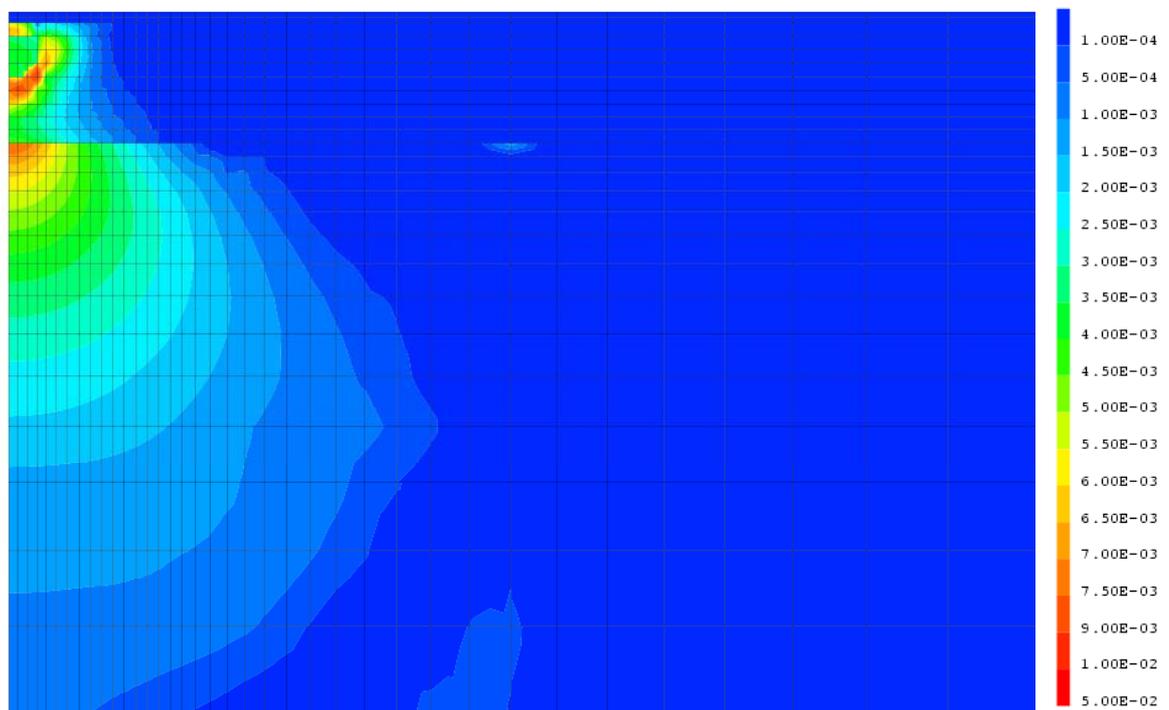
Tableau 6.1 : Paramètres du modèle  $K - \theta$  pour le sable de Missillac et la grave non traitée de Poulmarch d'après [Hornych (2003)].

La première étape du calcul des champs inélastiques en contraintes, en déplacements et en déformations réside dans la résolution du problème dit élastique (section 4.2). Le comportement de la structure est donc considéré purement élastique. En utilisant les paramètres d'élasticité des matériaux de la structure précédemment définis et les niveaux du chargement maximal et minimal, un calcul aux éléments finis en utilisant le modèle  $K-\theta$  permet d'obtenir deux champs de contraintes élastiques dans le structures considérée.

La nature de l'état limite est définie par la suite en tout point de la structure en fonction des champs de contraintes élastiques et les paramètres du modèle de Drucker-Prager. Un champ de variables internes structurelles est calculé en fonction de la nature de l'état limite conformément à la définition donnée dans la section (4.2.2).

Pour l'étape de détermination des champs inélastiques dans la structure, un champ de module de Young est déterminé en utilisant les paramètres du modèle  $K-\theta$  et les pressions moyennes correspondant au chargement maximum. Cette étape nécessite, par ailleurs, la connaissance du module d'écroutissage en tout point de la structure. Ce dernier sera déterminé selon la démarche décrite dans la paragraphe (5.6.1).

Un calcul a été réalisé sur une structure de chaussée souple (*figure 6.1*) constituée d'une couche de bitume de 4 cm et une couche de grave non traitée de 45 cm. La distribution des déformations plastiques issues du calcul est illustrée sur la *figure 6.3*.



*figure 6.3* : Cartographie des déformations plastique à l'état limite

## 6.3 Etude de l'influence de la variabilité des paramètres d'élasticité sur le comportement de la structure

### 6.3.1 Cas du sol support

Afin d'étudier l'influence de la variabilité des paramètres d'élasticité du modèle  $K - \theta$  relatif au sol support sur le comportement global de la structure, une étude comparative portant sur la déflexion et la profondeur de l'ornière dans la chaussée a été menée en considérant les paramètres des jeux (S1,G3) et (S2,G3) définis dans le tableau 6.1. C'est ainsi qu'une structure de chaussée, composée d'une couche de 4 cm d'épaisseur de béton bitumineux, d'une couche de 45 cm d'épaisseur de grave non traitée et d'une couche d'épaisseur de 545 cm de sol, a été considérée. Les résultats obtenus sont représentés sur les figures (6.4) et (6.5).

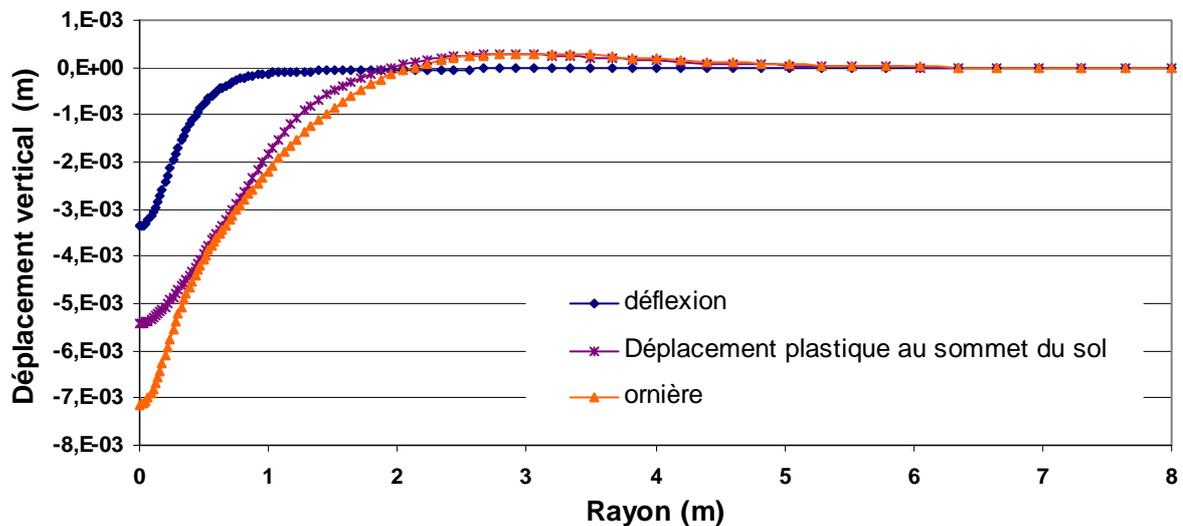


Figure 6.4 : Déplacements verticaux correspondant au jeu de paramètres d'élasticité (S1,G3).

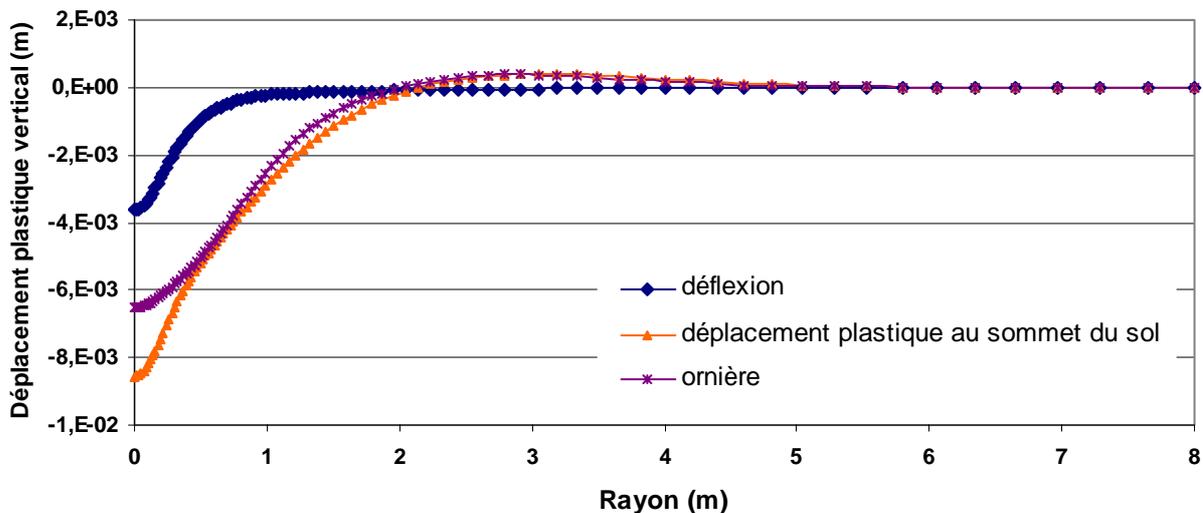


Figure 6.5 : Déplacements verticaux correspondant au jeu de paramètres d'élasticité (S2,G3).

Les déplacements verticaux à l'aplomb de la charge en surface, au sommet de la couche de grave non traitée et au sommet du sol support sont résumés dans le *tableau 6.2*.

	(G3,S1)	(G3,S2)
déflexion (m)	-3,37E-03	-3,63E-03
déplacement plastique au sommet du sol support	-5,43E-03	-6,51E-03
ornière (m)	-7,14E-03	-8,56E-03

*Tableau 6.2* : Déplacements verticaux à l'aplomb de la charge pour les jeux de paramètres (G3,S1) et (G3,S2)

On remarque que la diminution du module  $K_1$  entraîne une augmentation de la déflexion de 8%. Le déplacement vertical au sommet du sol support et l'ornière quant à eux augmentent de 20 %. Une baisse de rigidité entraîne donc une augmentation des déplacements plastiques verticaux dans la structure.

### 6.3.2 Cas de la grave non traitée

L'influence de la variabilité des paramètres d'élasticité du modèle  $K - \theta$  relatifs à la grave non traitée sur le comportement global de la structure a été étudiée. L'étude comparative a été menée en considérant les paramètres des jeux (S2,G1), (S2,G2), (S1,G1) et (S1,G2) présentés dans le *tableau 6.1*. A l'aplomb de la charge, la déflexion, le déplacement vertical plastique au sommet du sol support et la profondeur de l'ornière ont été comparés. On remarque sur les *figures 6.6* à *6.9* qu'une diminution du module  $K_1$  et une augmentation du paramètre  $K_2$  entraînent:

- une augmentation de la déflexion.
- une diminution du déplacement vertical plastique au sommet du sol support
- une diminution de la profondeur de l'ornière.

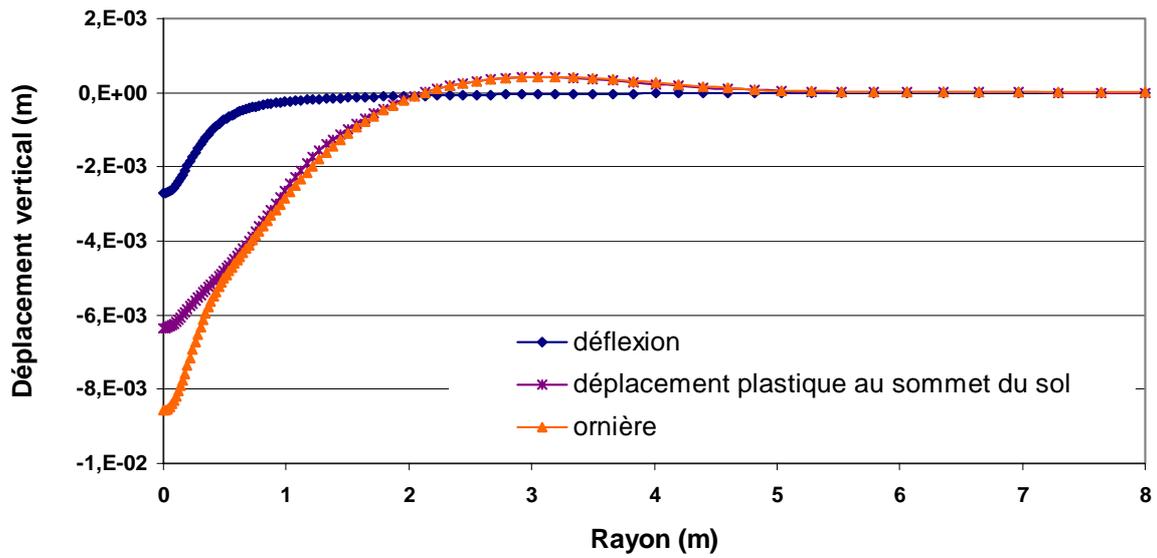


Figure 6.6 : Déplacements verticaux correspondant au jeu de paramètres d'élasticité (S2,G1).

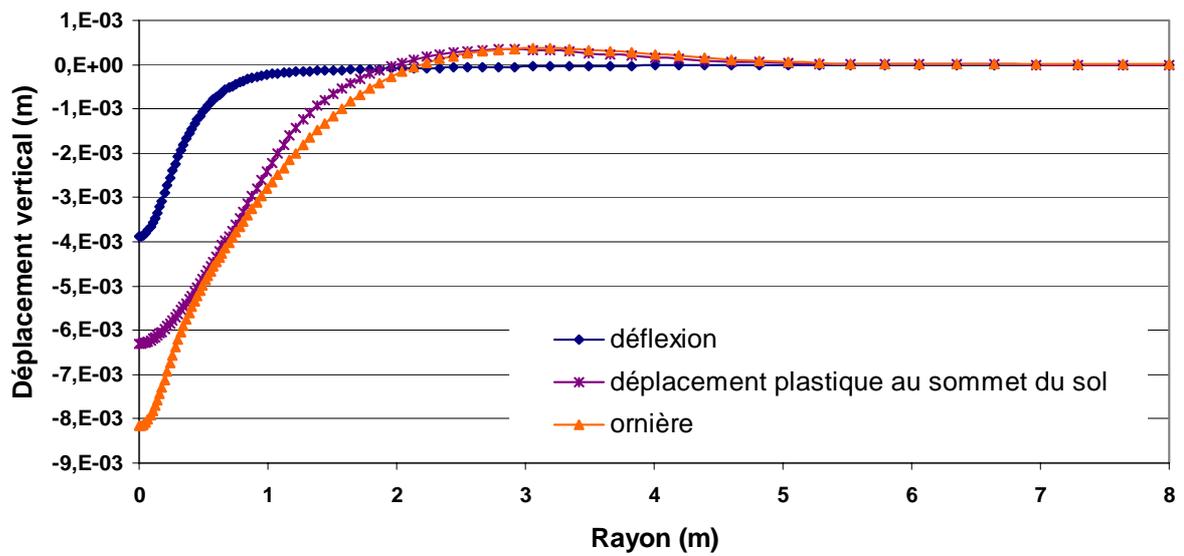


Figure 6.7 : Déplacements verticaux correspondant au jeu de paramètres d'élasticité (S2,G2).

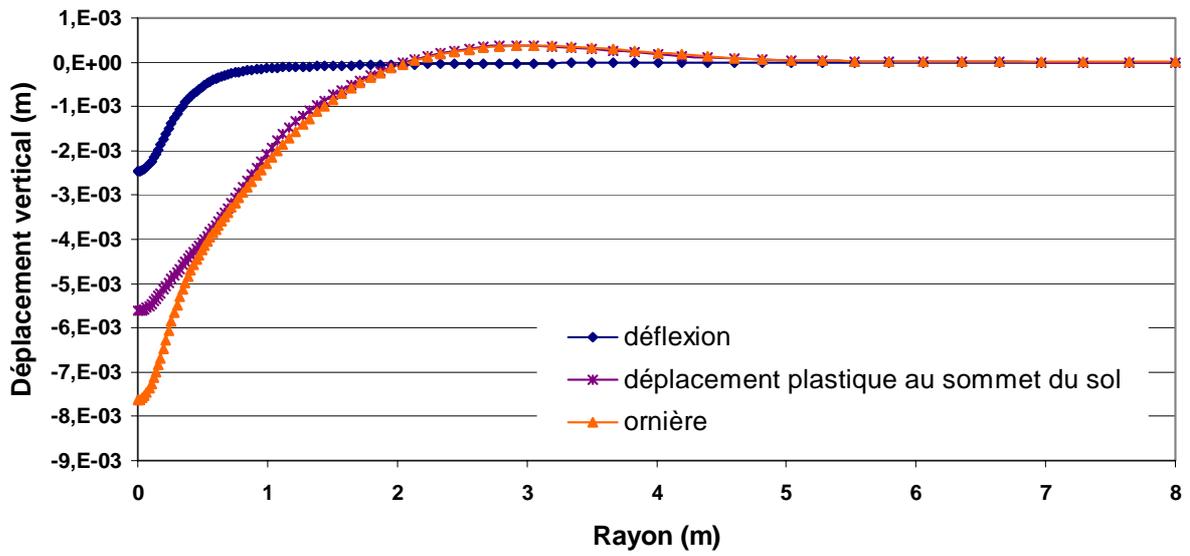


Figure 6.8 : Déplacements verticaux correspondant au jeu de paramètres d'élasticité (S1,G1).

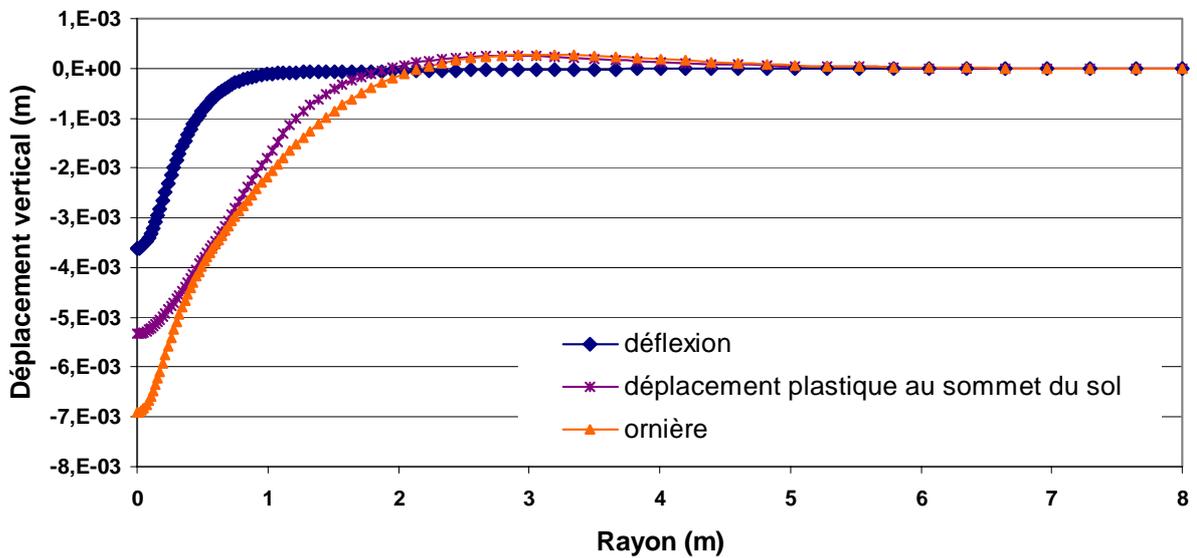


Figure 6.9 : Déplacements verticaux correspondant au jeu de paramètres d'élasticité (S1,G2).

On résume dans le tableau 6.3, les profondeurs d'ornières obtenues pour les six simulations considérées (voir Annexe 3 pour plus de détails).

Paramètres	S1	S2
G1	7.63 mm	8.57 mm
G3	7.14 mm	8.56 mm
G2	6.91 mm	8.17 mm

Tableau 6.3 : Profondeurs d'ornière en P1.

### 6.3.3 Effets des paramètres d'élasticité de la loi élastoplastique sur le comportement de la structure

Comme il a été évoqué dans la section (6.2), la détermination des champs inélastiques de la structure est menée avec une loi d'élasticité modifiée utilisant un champ de module de Young calculé avec les paramètres du modèle  $K - \theta$  et le champ de contraintes maximum. Afin de montrer la sensibilité du modèle aux paramètres d'élasticité de la loi élastoplastique simplifiée, trois simulations ont été réalisées en considérant la structure précédemment décrite (6.3.1) et les valeurs moyennes des paramètres d'élasticité du tableau 6.1.

Le calcul des champs inélastiques pour :

- la première simulation, est réalisé, avec un champ de module de Young évalué avec les paramètres du modèle  $K - \theta$  et le champ de contraintes maximum.
- la deuxième simulation, est réalisé en utilisant les paramètres  $K_1$  de la loi  $K - \theta$  réduits de 50%.
- la troisième simulation, est réalisé en utilisant les coefficients de Poisson de la loi  $K - \theta$  réduits de 50%.

Les résultats des simulations sont présentés sur la *figure 6.10*.

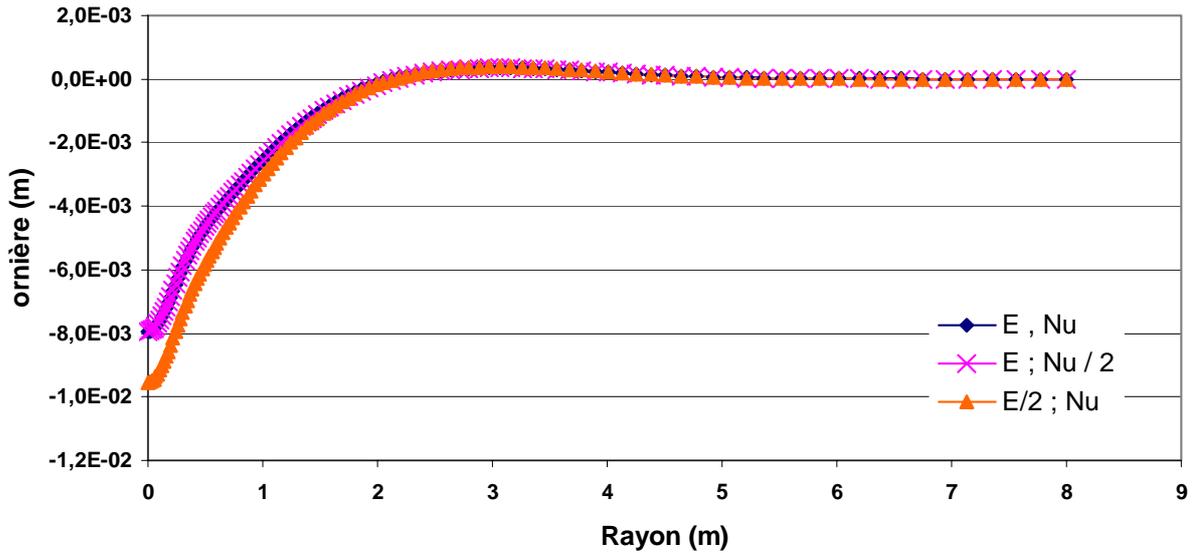


Figure 6.10 : Effet de la variation du module Young et du coefficient de Poisson sur les prédictions du modèle.

#### 6.4 Influence de la variation de l'épaisseur de la couche de roulement sur la profondeur de l'ornière

Pour évaluer le rôle de l'épaisseur de la couche de roulement sur le comportement global de la structure de chaussée souple considérée, des simulations ont été effectuées dans lesquelles différentes épaisseurs de couche de roulement sont utilisées. La structure de chaussée considérée au départ présentait des couches de béton bitumineux, de grave non traitée, de sol, d'épaisseurs respectives égales à 12 cm, 45 cm et 545 cm. L'épaisseur de la couche de surface est réduite progressivement par paliers de 2 cm. Les valeurs moyennes des paramètres d'élasticité du tableau 6.1 S1 sont adoptées pour définir respectivement les caractéristiques d'élasticité du sol support et celles de la grave non traitée.

Sur les figures (6.11) et (6.12), sont illustrés les résultats des simulations en terme de déplacements verticaux. Les variations en pourcentage de la profondeur de l'ornière en fonction de la hauteur de la couche de roulement sont reportées dans le tableau (6.3).

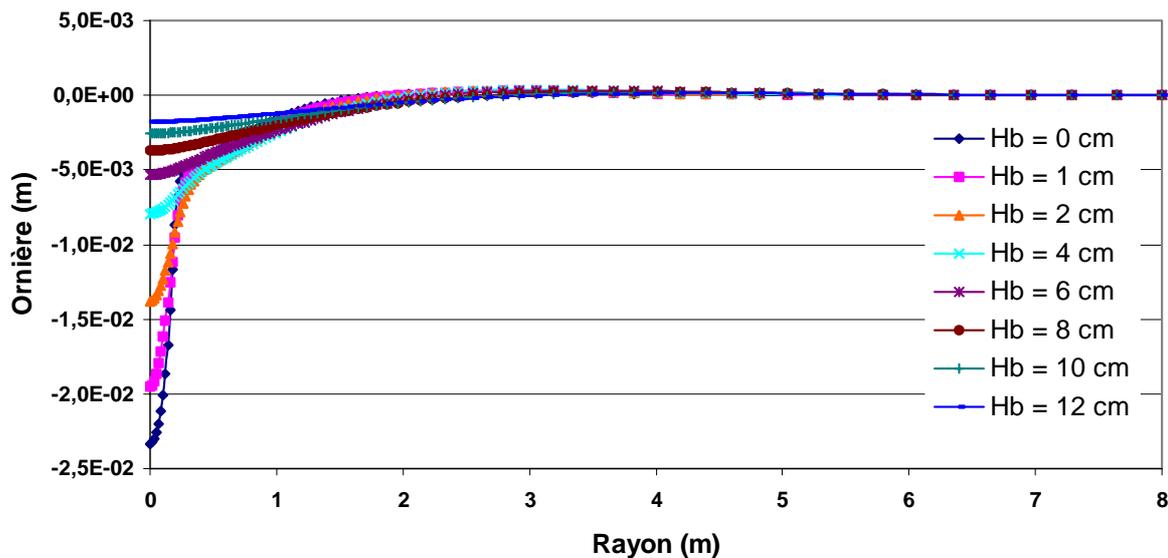


Figure 6.11 : Variations des profondeurs d'ornières en fonction des épaisseurs de la couche de béton bitumineux.

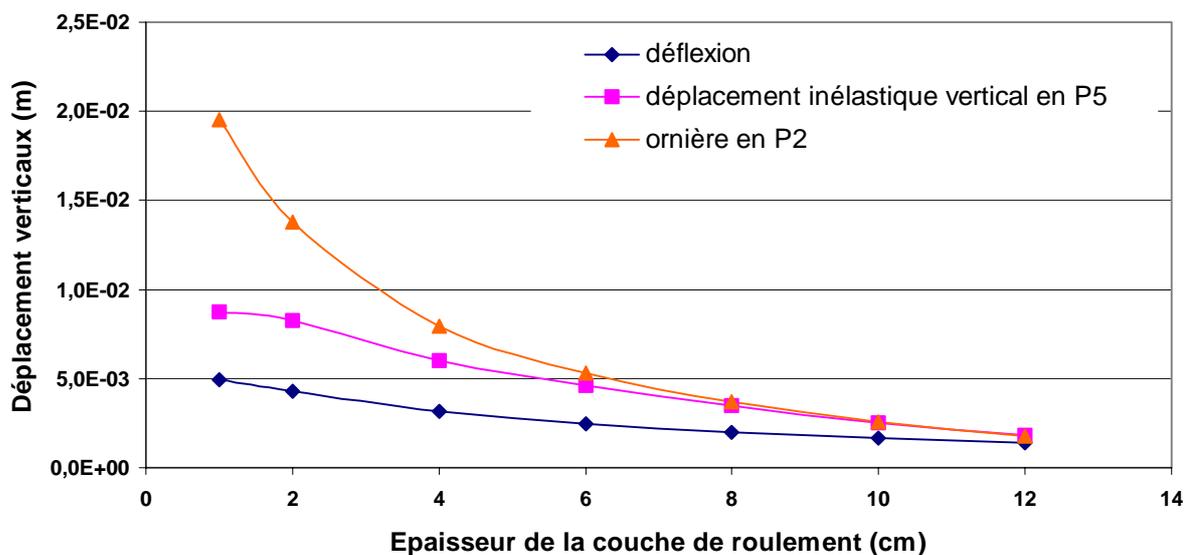


Figure 6.12 : Déplacements verticaux en fonction de la hauteur de la couche de roulement.

Hauteur de la couche de roulement (cm)	Profondeur de l'ornière ( m )	Variation de la profondeur de l'ornière
<b>12</b>	<b>1.77E-03</b>	
10	2.56E-03	45 %
8	3.71E-03	110 %
6	5.33E-03	202 %
4	7.94E-03	349 %
2	1.38E-02	680 %
1	1.95E-02	1005 %

Tableau 6.3 : Variation de la profondeur de l'ornière en P1 en fonction de la hauteur de la couche de roulement.

Pour les ornières significatives dont la profondeur est supérieure à 10 millimètres, il est intéressant de souligner la contribution de chacune des couches de matériaux non liés. Dans le tableau 6.4, on remarque que la contribution de déformation plastique du sol support à la profondeur de l'ornière est fonction de l'épaisseur de la couche de roulement. En effet, quand celle-ci est faible, la diffusion des contraintes au niveau de la grave est moindre. La déformation plastique dans la grave est donc plus importante (voir Annexe 4 pour plus de détails).

Structure	Ornière en P1 (m)	Déplacement plastique du sol en P2 (m)	Déplacement plastique de la GNT en P5 (m)	Pourcentage de la contribution de la GNT
2+45 (cm)	1.38E-02	8.25E-03	7.42E-04	86 %
4+45 (cm)	7.94E-03	6.02E-03	1.92E-03	76 %
6+45 (cm)	5.33E-03	4.59E-03	5.54E-03	60 %

Tableau 6.4 : Contribution des couches de matériaux non liés à la profondeur d'ornière.

## 6.5 Influence de la variation de l'épaisseur de la couche de grave non traitée sur la profondeur de l'ornière

Pour évaluer le rôle de l'épaisseur de la couche de grave non traitée sur le comportement global de la structure de chaussée souple considérée, des simulations ont été effectuées dans lesquelles différentes épaisseurs de couche de grave non traitée ont été utilisées. La structure de chaussée considérée au départ présentait des couches de béton bitumineux et de grave non traitée d'épaisseurs respectives égales à 4 cm, 65 cm. La hauteur total du massif étudié est de 600 cm. L'épaisseur de la couche de grave non traitée est réduite progressivement par paliers de 5 cm.

Les paramètres d'élasticité du sol support et de la grave non traitée utilisés dans la section précédente sont considérés.

Sur la figure (6.13), sont illustrés les déplacements plastiques verticaux issus des simulations et ce, au sommet de la couche de roulement à l'aplomb de la charge.

Les variations en pourcentage de la profondeur de l'ornière en fonction de l'épaisseur de la couche de grave non traitée sont reportées dans le tableau 6.5.

Hauteur de la couche de grave non traitée (cm)	Profondeur de l'ornière en P1 ( m )	Variation de la profondeur de l'ornière %
<b>65</b>	<b>5.58E-03</b>	
60	6.06E-03	9
55	6.59E-03	18
50	7.28E-03	30
45	7.94E-03	42
40	8.87E-03	59

Tableau 6.5 : Variation de la profondeur de l'ornière en fonction de l'épaisseur de la couche de grave non traitée.

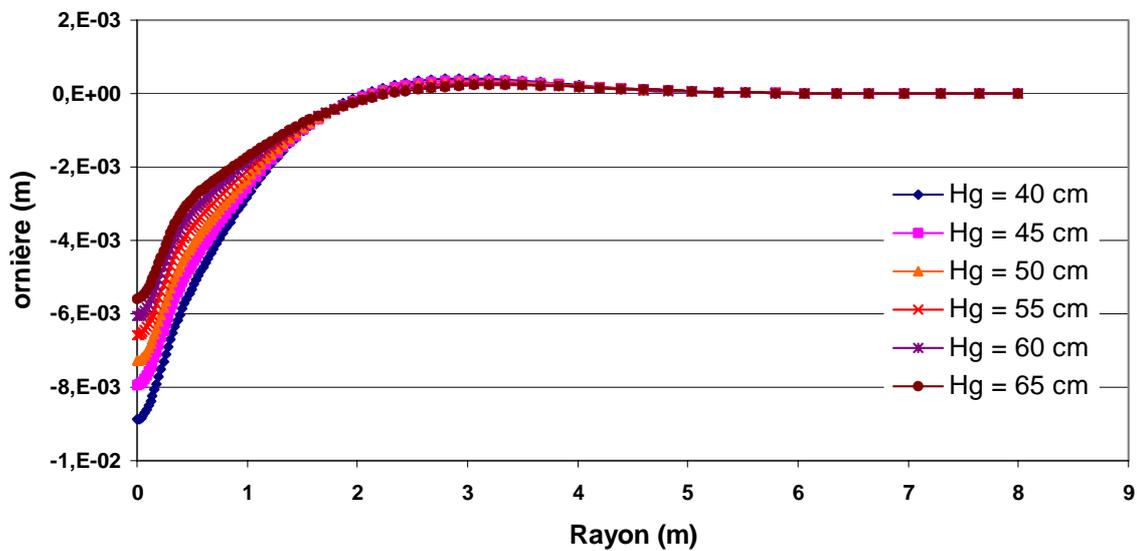


Figure 6.13 : Profondeur d'ornière en fonction de l'épaisseur de la couche de grave non traitée.

## 6.6 Position du modèle par rapport à la méthode réglementaire de dimensionnement des chaussées souples

La méthode réglementaire de dimensionnement des chaussées souples se base sur deux critères. Le premier est lié à l'orniérage puisque la déformation élastique verticale au sommet du sol support ne doit pas dépasser une certaine limite dépendant du trafic. Le deuxième critère est quant à lui, lié à la fatigue du béton bitumineux sous des cycles de traction par flexion. On s'est intéressé dans le cadre de ce travail, à l'apparition des ornières induites uniquement par le cumul des déformations plastiques dans les couches de matériaux non liés.

Afin de s'affranchir du critère de fatigue, on considère une chaussée soumise à un très faible trafic, le nombre équivalent NE de passages de poids lourds dans ce cas reste inférieur à 100 000. Pour un tel trafic, le règlement recommande de considérer que la structure de chaussée soit constituée d'une couche de grave non traitée reposant sur le sol naturel, avec en surface, un enduit bitumineux qui ne sera pas pris en compte dans l'évaluation du comportement mécanique de celle-ci. La déformation verticale admissible est alors égale à  $\varepsilon_z^{adm} = 1.24 \text{ E-}3$  (Equation 2.1).

On a procédé par la suite à la vérification du dimensionnement à l'orniérage de la chaussée dont la couche de grave non traitée est supposée être composée de trois sous-couches d'épaisseurs différentes. Les caractéristiques de la chaussée considérée sont les suivantes :

h <sub>grave</sub>	h <sub>1grave</sub>	15 cm	E=400 MPa	ν = 0.35
	h <sub>2grave</sub>	15 cm	E=200 MPa	
	h <sub>3grave</sub>	25 cm	E=100 MPa	
h <sub>sol</sub>	infini		E=50 MPa	ν = 0.35

Tableau 6.6 : Paramètres pour le calcul de vérification avec ALIZE.

Le calcul est alors réalisé à l'aide du logiciel ALIZE développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. La déformation verticale en P2 (*figure 6.1*) obtenue avec le code de calcul ALIZE, vaut  $1.13 \cdot 10^{-3}$ . Cette déformation est inférieure à  $\varepsilon_z^{adm}$ , les épaisseurs des couches choisies sont conforme à la réglementation.

Un calcul de l'ornière, moyennant l'utilisation du modèle élastoplastique simplifié, a été mené sur une chaussée présentant une couche de grave non traitée (grave de Poulmarch) de 55 cm

d'épaisseur et reposant sur un sol en sable de Missillac ( $h_{sol}=545$  cm). Les paramètres d'élasticité pris en compte sont explicités dans la section (6.4). La profondeur de l'ornière résultante est de l'ordre de 2.94 cm et correspond à la dégradation à long terme de la chaussée. Cette valeur est atteinte pour un nombre de passages de poids lourds suffisamment élevé. Cette démarche a pour but de situer les résultats obtenus avec le modèle élastoplastique simplifié par rapport à la réglementation française. Il est à noter que cette dernière ne prescrit pas une profondeur d'ornière préjudiciable. Selon le code de réglementation canadien, cette dernière est de 10 mm. Cette valeur est en rapport avec la vitesse du trafic, le confort des usagers et leur sécurité. Bien que le modèle reste à être validé sur les résultats d'essais sur une chaussées instrumentées, la valeur de profondeur d'ornière sur la chaussées étudiée est importante.

## **6.7 Conclusion**

A l'aide de la théorie de l'état limite, il a été possible de prévoir le comportement à long terme d'une structure de chaussée souple et d'obtenir une estimation de l'ornière. L'avantage lié à l'utilisation du modèle simplifié réside dans un gain en temps de calcul substantiel. Ce dernier est dû essentiellement à :

- la modélisation du trafic routier sous la forme de chargements cycliques radiaux.
- l'utilisation d'une approche locale pour la détermination du comportement inélastique en chaque point de la structure faisant appel uniquement à des opérateurs élastiques.
- la prise en compte de lois d'évolution du module d'écrouissage caractérisant le comportement à long terme des matériaux non liés constituant la chaussée et ce, à partir d'essais triaxiaux à chargements répétés à différents taux de cisaillement.

C'est ainsi que cette étude paramétrique a pu être réalisée en mettant en évidence l'influence sur la profondeur de l'ornière des paramètres d'élasticité et des épaisseurs attribuées aux différentes couches formant la structure de chaussée.

L'ordre de grandeur des résultats obtenus sur la chaussée à très faible trafic, permet de légitimer la démarche entreprise dans le cadre de ce travail. Cependant, la validation du modèle sur des chaussées expérimentales demeure une étape incontournable.

Dans le but de faire apparaître la durée de vie dans le dimensionnement de la chaussée à l'aide du modèle, un coefficient de réduction pourrait être introduit. Ce dernier, fonction du nombre équivalent de passage de poids lourds, serait calculé à partir des essais triaxiaux à chargements répétés. La courbe de l'évolution des déformations plastiques verticales en fonction du nombre de cycles de chargements pourrait être divisée en tranches, chaque tranche correspondant à un pourcentage donné de la déformation plastique totale et un intervalle de nombre de cycles.

## *Conclusions et perspectives*

---

## **Conclusion et perspectives**

Les méthodes de dimensionnement des chaussées souples se basent sur deux critères. Un critère lié à la fatigue du béton bitumineux par des cycles répétés de traction-flexion et un critère lié à l'orniérage. Ce dernier utilise des règles simplistes qui ne prennent pas en compte les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la chaussée. Il est clair que dans la voie d'un dimensionnement rationnel des chaussées souples, une étude exhaustive des caractéristiques mécaniques des matériaux de la chaussée s'impose.

Dans le cadre de cette thèse, on s'est intéressé uniquement à l'orniérage qui est l'une des principales causes de dégradation des chaussées souples. Ce phénomène est dû au cumul des déformations plastiques dans le sol support et les couches réalisées en grave non traitée. Ce cumul s'accroît avec l'augmentation du nombre de passages de poids lourds sur la chaussée.

L'appareil triaxial à chargements répétés est le moyen le plus pratique et le plus utilisé dans la mécanique des chaussées. Ce procédé expérimental a permis l'élaboration de modèles pour décrire les comportements réversibles et irréversibles de la grave non traitée.

Le comportement dit réversible ou résilient est fortement non linéaire. Le modèle  $k-\theta$  est un moyen simple et pratique pour le reproduire. Le modèle le plus représentatif de ce comportement est le modèle de Boyce anisotrope. Son utilisation pour un calcul de structure reste néanmoins délicat à cause des problèmes numériques liés à la non convergence du calcul.

Les difficultés de modélisation, en rapport avec le nombre élevé de cycles de chargements nécessaire pour représenter le comportement à long terme de la grave non traitée, ont fait qu'un nombre considérable de modèles empiriques ont été élaborés. Le caractère empirique de ces derniers les rend inutilisables pour une analyse structurelle. Des modèles rhéologiques ont été récemment élaborés pour la grave non traitée. Ces derniers conduisent à un temps de calcul trop élevé.

Afin de s'affranchir des problèmes liés au nombre de cycles de chargements, on a eu recours à la théorie de l'adaptation, justifiée par [Sharp et Brooker (1984)] pour le domaine des chaussées. Il est possible en s'appuyant sur les résultats de [Dawson (2001)] d'élaborer un modèle capable de prédire le comportement de l'état limite d'un matériau granulaire pour un grand nombre de cycles de chargements. L'approche utilisée s'inspire des travaux de [Zarka et Casier(1979)] et se base sur l'introduction d'un groupe de variables internes structurelles permettant de calculer les contraintes et les déformations de l'état limite. L'approche de Zarka, initialement développée pour décrire le comportement des matériaux à écrouissage cinématique tels que les aciers, a été étendue dans le cadre de cette thèse à l'étude des matériaux granulaires.

Les développements réalisés, reposent sur l'introduction de la surface de charge de Drucker-Prager et le potentiel de Von Mises. Le module d'écrouissage est déterminés dans le cadre de

l'élastoplasticité non associée et son évaluation fait appel aux résultats de trois essais triaxiaux à chargements répétés. Ces essais sont réalisés avec :

- au moins trois paliers de chargements croissants, à différents taux de cisaillement.
- des taux de cisaillement dont la valeur médiane doit être proche de la valeur correspondant à l'état caractéristique.
- un nombre de cycles de chargement suffisamment grand afin de pouvoir estimer les déformations plastiques stabilisées. Ces dernières peuvent être obtenues en calant les résultats des essais triaxiaux à chargements répétés sur le modèle de Horny.

Le module d'érouissage est calculé avec le modèle présenté dans le chapitre 4 pour chaque déformation plastique stabilisée. L'étude a clairement permis d'exprimer le module d'érouissage en fonction de la pression, du taux de cisaillement, et de l'état caractéristique du matériau. Les simulations d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisées sur trois matériaux différents donnent des résultats encourageants.

Afin de tester la capacité du modèle à prédire l'apparition d'ornières, un calcul d'une structure de chaussée souple a été mené avec trois matériaux différents.

En surface, le béton bitumineux suit une loi de comportement élastique linéaire. Les couches de l'assise sont constituées de grave non traitée de Poulmarch et le sol support quant à lui est en sable de Missillac. Les deux derniers matériaux suivent le modèle élastoplastique simplifié. Après avoir calculé les champs de contraintes dans la structure avec une loi de comportement élastique non linéaire, le modèle est capable d'évaluer les champs inélastiques de la structure qui permettent d'estimer la profondeur de l'ornière.

On a également montré que ce même modèle est capable de reproduire à la fois, l'effet d'une diminution de l'épaisseur de la couche de roulement et celle de la couche de grave non traitée. En effet, la diffusion latérale des contraintes est alors moindre, ce qui provoque une augmentation des niveaux de contraintes dans les couches de grave non traitée et dans le sol support, conduisant à une augmentation des déformations plastiques dans les couches non liées.

On a montré également que le sol support a une contribution non négligeable dans la déformée plastique en surface. Ceci rejoint l'idée d'associer la vérification de l'orniérage à la déformation élastique du sol, d'autant plus qu'il a été remarqué que la déformée élastique au sommet du sol support est proportionnelle à l'ornière.

En perspective, un certain nombre de points reste à développer :

- Le calcul du champ de contraintes élastiques dans la structure a une importance capitale sur les résultats en terme d'ornière. Une meilleure prise en compte de l'initialisation du champ de contraintes élastiques dans la chaussée reste à faire en utilisant le modèle de Boyce anisotrope.

- Une validation du modèle sur une chaussée instrumentée à teneur en eau constante est nécessaire. Cette validation se fait en comparant les tendances des résultats expérimentaux avec les prédictions du modèle.

La prise en compte de l'effet de la teneur en eau sur la quantité de déformation plastique générée sous une sollicitation mécanique cyclique.

## *Références bibliographiques*

---

## **Références bibliographiques**

American Association of State Highway and Transportation Officials, "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures", 1993.

AUTRET P., BAUCHERON J.P., KOBISCH R., PAUTE J.L. (1988)  
Le manège de fatigue du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Premiers résultats, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 155, mai-juin, pp. 33-45.

AUTRET P., DE BOISOUDY A., MARCHAND J.P. (1982)  
Pratique d'ALIZE, Rapport des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série construction routière CR 2, pp. 3-62.

BALAY J., GOMES CORREIA A., JOUVE P., HORNYCH P., PAUTE J.L. (1998)  
Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées - Dernières avancées, *Bull. Liaison Labo. des P. et Ch.*, n° 216, pp 3-18, Juillet - Août 1998.

BARKSDALE R.D. (1972)  
Laboratory evaluation of rutting in base course materials. *In Proceedings of the third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavement, London*, pp. 161-174.

BARRET J.R., SMITH D.M. (1976)  
Stress history effect in base course materials. *In Proceedings of the 8<sup>th</sup> Australian Road Research Board conference, Vol. 8*, pp. 30-39.

BOUVARD, STUTZ P. (1986)  
Experimental study of rheological properties of a sand using a special triaxial apparatus. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.9 No.1*, pp10-18.

BOYCE H.R. (1980)  
A non linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading. *Proceeding International Symposium on Soils under Cyclic and Transient loading, Swansea, UK, Vol 1*, pp. 285-294.

BROWN S.F., HYDE A.F.L. (1985)  
Significance of Cyclic confining stress in repeated load triaxial testing of granular materials. *Transportation Research Record; 537* : 49-58.

BROWN S.F., PELL P.S. (1967)  
An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. *Proc., 2<sup>nd</sup> Int. Conf. Struct. Des. Of Asphalt Pavements*, pp. 487-504.

BURMINSTER D.M (1956)

The theory of the stresses and displacements in layered systems and applications to design of airport runways, Highway Research Board, vol. 23, pp 127-148.

CHAZALLON C. (2000)

An elastoplastic model with kinematics hardening for unbound aggregates in road, *Unbound Aggregates in Road Construction UNBAR5*, Dawson editor, Balkema, Rotterdam; pp. 265-270.

COLLINS I.F., WANG A.P., SAUNDERS L.R. (1993)

Shakedown theory and the design of unbound pavements, Road and Trans. Res. Vol. 2, n°4, December.

COST 337 Final Report (2000), Unbound granular materials for road pavement, European Commission, pp 350.

DAWSON A., LEKARP F. (1998)

Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Const and Building Mat*; 12(1), pp. 9-18.

DAWSON A. R. (1990)

Introduction to soils & granular materials. Lecture notes from Residential Course, Bituminous Pavements: Materials Design and Evaluation, University of Nottingham, Nottingham, England.

DAWSON A. R., THOM N.H., PAUTE J.L. (1996)

Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition. Flexible Pavements, Proc., Eur. Symp. Euroflex 1993, CORREIA A. G., ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 35-45.

DAWSON A. R., WELLNER F. (1999)

Plastic behavior of granular materials, Final Report ARC Project 933, University of Nottingham Reference PRG99014, April.

DAWSON A., WERKMEISTER S., WELLNER F. (2001)

Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and Shakedown Concept. Transp. Res. Board, 80<sup>th</sup> Annual Meeting, January 7-11, Washington D.C.

DESSAI C.S. (2002)

Mechanistic Pavement Analysis and Design using Unified Material and Computer Models Proceedings of the Third International Symposium on 3D Finite Element for pavement Analysis, Design and Research, Amsterdam, The Netherlands, 2-5 April 2002.

DUNCAN J.M., CHANG C.Y. (1970)

Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *In Proceedings of the American society of civil engineers*, vol. 96. No SM5 ; 1629-1653.

EI HANNANI M. JOUVE P. ( 1994)

Application des modèles non linéaire au calcul des chaussées souples. International . Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, n)190, Paris, pp. 39-55.

GATT J.M. (1993)

Etude théorique et expérimentale de la déformation progressive. Thèse de Doctorat, l'Ecole Centrale de Nantes.

GIDEL G., BREYSSE D., DENIS A. (2001)

Influence de l'état hydrique et des sollicitations routières sur l'évolution du comportement des graves non traitées calcaires utilisées en assise de chaussées. 4<sup>ème</sup> Congrès français de génie civil, COSS'2001.

GIDEL G., HORNYCH P., CHAUVIN J.J., BREYSSE D., DENIS A. (2001)

Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargement répétés. » *Bulletin de liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées* , pp. 5-22.

GOMES CORREIA A. (2000)

Influence of compaction conditions on resilient and permanent deformation of aggregates mixtures of granite. Compaction of soils and granular materials. *Gomes Correia and Quibel editors. Presse Nationale des Ponts et des Chaussées, Paris; 27-39.*

GRAMSAMMER. KERZREHO J.P. (1994)

Expérience Manège : fatigue des enrobés – Phase III – Rapport d'Expérience. Rapport interne du LCPC, centre de Nantes.

Guide technique SETRA-LCPC (1994)

Conception et dimensionnement des structures de chaussée,.

HABIB P., LUONG M.P. (1978)

Sols pulvérulents sous chargement cyclique – Matériaux et Structures sous chargements cycliques, Presses de l'ENPC, pp. 49-80.

HALPHEN B., NGUYEN Q.S. (1975)

Sur les matériaux standards généralisés. Journal de mécanique Vol. 14 n° 1, pp. 39-63.

HAYNES J. G., YODER E.J. (1963)

Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the AASHO Road Test. *Hwy. Res.* 39.

HERTZ H. (1881)

Über die berührung fester elastischer körper, J. Reine U. Angew. Math., 92, pp. 156-171.

HICHER P., CHARIF K. (1991)

Influence of on elastic and cyclic properties of sand 5<sup>th</sup> Int. Conf. On Soil Dyn. and Earthq. Eng, Karlsruhe.

HICHER P., DAOUADJI A., FEDGHOUCHE D. (1999)

Elastoplastic modelling of the cyclic behaviour of granular materials, Unbound granular testing , In-situ testing and modelling. Gomes Correia Editor, Balkema, Rotterdam, pp. 161-168

HICKS R.G. (1970)

Factors influencing the resilient properties of granular materials. PhD thesis, University of California, Berkeley, Calif.

HICKS R.G., MONISMITH C.L. (1971)

Factors influencing the resilient properties of granular materials. *Hwy. Res. Rec.* 345, 15-31.

HICKS R.G., MONISMITH C.L. (1972)

Prediction of the resilient response of pavement containing granular layers using non-linear elastic theory. Proceedings of the 3<sup>th</sup> International Conference on Asphalt Pavements, Vol. 1, pp. 410-429.

HORNYCH P. (2003)

Rapport interne confidentiel L.C.P.C. de Nantes,

HORNYCH P., CORTE J.F., PAUTE J.L., (1993)

Etude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées, Bull. liaison Labo.P et Ch., n°184, mars- avril , pp. 77-84.

HORNYCH, P., KAZAI A., PIAU J.M. (1998)

Study of the resilient behaviour materials. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. On the Bearing Capacity of Road and Airfield, Nordal R.S. and Rafsdal G., eds., Vol. 3, pp. 1277-1287.

HORNYCH P., KAZAI A., QUIBEL J.L. (2000)

Modeling a full scale experiment of two flexible pavement structures, Unbound Aggregates in Road Construction, Rotterdam, pp. 359-367.

HUJEU J.C. (1985)

Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols, Génie parasismique, Presse des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 316-331.

ISHAHARA K. (1982)

Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. Int. Symp. On Num. Models in Geom., Zurich.

ISHIHARA K., TOWHATA I. (1983)

Cyclic behavior of sand during rotation of principal stress axes – Mechanics of Granular Materials : New Models and Constitutive Relations, ed. by JENKINS, J.T. & SATAKE I., Elsevier.

ISHIHARA K., TOWHATA I. (1986)

Influence of rotation of principal stress directions on the cyclic behaviour of sand. 2<sup>nd</sup> Int. Sympo. On Nume. Models in Geomech., Ghent, pp. 827-835.

JAMBU N. (1963)

Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. Proc. European Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, vol. 1, pp. 19-25.

KAMAL M.A., DAWSON A., FAROUKI, R. HUGHES D.A.B, SHA'AT A.A., (1993)

Field and laboratory evaluation of the mechanical behaviour of unbound granular materials in pavement. *Transp. Research Record. 1406, Transportation Board, Washington, D.C.*, pp.88-97.

KOITER W.T. (1952)

Some remarks on plastic shakedown theorems, Proc. 8<sup>th</sup> Int. Congr. Appl. Mech., n°1, Istanbul, pp. 220-230.

KHEDR S. (1985)

Deformation Characteristic of granular base course in flexible pavement. *Transportation Research Record*; 104 3. pp. 131-138.

KOLISOJA P. (1997)

Resilient deformation characteristics of granular materials. PhD thesis, Tampere University of Technology, Publ. No. 223. Tampere, Finland.

LADE P.V. (1977)

Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surface, Int. Jour. Solids and Structures, vol. 13, n°7, pp 1019-1035.

LARSEN H.J.E., ULLIDTZ P. (1997)

Pavement subgrade performance study in the Danish road testing machine, 8<sup>th</sup> International Conference on Asphalt Pavement, Seattle, Washington, Proceedings vol. I, august 10-14, pp. 843-857.

LASOUDIERE F. (1984)

Modélisation du comportement des sols sous sollicitations cycliques. Thèse de Doctorat, l'Ecole Centrale de Paris.

LESHINE A.K., BROWN S.F., PELL P.S. (1971)

Dynamic properties of soils. *Report N°2 submitted to Koninklijke/shell Laroratoruim, Department of Civil Engineering, University of Nottingham.*

LORET B., LUONG M.P. (1982)

A double deformation mechanism model for sand. *Proc. Of the Fourth Int. Conf. On Num. Methods in Geomech., Edmonton, pp. 197-205.*

MAIER G. (1973)

Upper bounds on deformations of elastic-workhardening structures in the presence of dynamic and second-order geometric effects. *J. Struct. Mech. 2(4), pp. 265-280.*

MANDEL J. (1965)

Généralisation de la théorie de la plasticité de W.T. Koiter. *Int. Jour. of Solids and Structures 1, pp. 273-295.*

MANDEL J. (1976)

Adaptation d'une structure plastique écrouissable. *Mech. Res. Comm, 3, pp. 483-488.*

MANDEL J., ZARKA J., HALPHEN B. (1977)

Adaptation d'une structure élastoplastique à écrouissage cinématique. *Mech. Res. Comm. 4, pp. 309-314.*

Manuel pour les chaussées neuves à faible trafic (1981).

MARTINEZ J. (1980)

Contribution au dimensionnement des chaussées souples. *Comportement des matériaux et méthode de calcul, Thèse de Doctorat, INSA de Rennes.*

MAYORAZ F. (2002)

Comportement mécanique des milieux granulaires sous sollicitations cycliques : Application aux fondation des chaussées souples. *Thèse de Doctorat, l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.*

McDOWELL G.R., BOLTON M.D. (1998)

On the micromechanics of crushable aggregates, *Géotechnique, 48(5), pp.667-679.*

MELAN E. (1936)

Theorie statisch unbestimmter systeme aus ideal-plastischem Baustaff. *Sitzber akad Wiss Wien II2, pp.195-218.*

MESTA P. (1993)

Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. *Etude et recherche des Laboratoire des Ponts et Chaussées. Série géotechnique GT52.*

MINDLIN R.D, DERESIEWICZ H. (1953)

Elastic spheres in contact under varying oblique forces. *J.Appl. Mech.*, vol 20, pp. 327-344.

MOHKAM M. ( 1983)

Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargement cycliques. Thèse de Doctorat, l'Ecole Centrale de Paris.

MOREAU J.J. (1971)

Rafle par un convexe variable. Séminaire unilatérale, Montpellier.

MORGAN J.R. (1966)

The response of granular materials to repeated loading. *Proc., 3<sup>rd</sup> conf., ARRB*, pp. 1178-1192.

NORDAL S., NORDAL R.S., HOFF I. (1999)

Constitutive model for unbound granular materials based on hyperelasticity. Gomes Correia Editor, Balkema, Rotterdam, pp. 187-196

Norme française NF P98 235 1 Matériaux non traités. Essais à chargements répétés 1995.

PAPPIN J.W. (1979)

Characteristics of a granular material for pavement analysis. *PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham.*

PAUTE J.L., HORNYCH P., BENABEN J.P. (1996)

Repeated load triaxial testing of granular materials in French network of Laboratoire des Ponts et Chaussées. *In flexible pavements, Ed Gomes Correia, Lisbon*, pp. 53-64.

PAUTE J.L., JOUVE P., MARTINEZ J., RAGNEAU E. (1988)

Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, n°156, juil-août, pp.21-36.

PAUTE J.L., LEFORT R. (1987)

Triaxial pneumatique à chargements répétés pour l'étude des graves non traitées et des sols supports de chaussées, *Rapport Laboratoire des Ponts et Chaussées, CR-8, fév.*, 26p

PAUTE J.L., MARIGNIER J. VIDAL B. (1994)

*Le triaxial à chargements répétés LPC pour l'étude des graves non traitées*, *Bull. Liaison Labo. des P. et Ch.*, n° 190, pp 19-26, Mars-Avril 1994.

PIAU J.M., HORNYCH P. (2002)

Towards computation tools for the assesement of rutting of flexible pavements, *BCRA, Lisbonne*, pp. 57 –74.

PIYAL M., MAGNAN J.P. (1984)

Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état consolidé. Rapport de recherche LPC n°131.

RADA G., WITCZAK M.W. (1981)

Comprehensive evaluation of laboratory resilient moduli results for granular materials. *Transp. Res. Rec.* 810, Transportation Research Board, Washington, D.C., 23-33.

RAYMOND G.P., WILLAMS D.R. (1978)

Repeated load triaxial tests on dolomite ballast. *In Proceedings of the American society of civil engineers, Vol. 104, N° GT7*, pp. 1013-1029.

RIVERA R.C. (1988)

Détermination des propriétés mécaniques des sables et des argiles en régime dynamique et cyclique aux faibles déformations. Thèse de Doctorat, l'Ecole Centrale de Paris.

ROBINSON R.G. (1974)

Measurement of the elastic properties of granular materials using a resonance method. *TRRL Supplementary Rep. No. 111UC*, TRRL

SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1968)

Critical state soils mechanics. McGraw-Hill.

SHARP R., BOOKER J. (1984)

Shakedown of pavements under moving surface load, *ASCE Journal of Transportation Eng.* pp. 1-14.

SMITH W. S., NAIR, K. (1973)

Development of procedure for characterization of untreated granular base coarse and asphalt-treated base course materials. *Rep. No. FHWA-RD-74-61*, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

SUIKER A.S.J., DE BORST R. (1997)

Low cycle fatigue of granular material, COMPLAS, Barcelona, OWEN D.R.J. and ONATE E. ed.

SWERE G.T.H. (1990)

Unbound granular bases for road. *PhD Thesis, University of delft*.

SYMONDS P.S. (1951)

Shakedown in continuous media, *Trans. ASME, Ser E., Jour., Appl. Mech*, pp. 85-89.

TALEB L. (1991)

Structure métallique sous un chargement thermomécanique cyclique. Effet des surcharges mécaniques de courte durée. Thèse de doctorat INSA de Lyon.

THOM N.H. (1988)

Design of road foundation. PhD Thesis, *Department of Civil Engineering, University of Nottingham*.

THOM N.H., BROWN S.F. (1987)

Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base. *Transp. Res. Rec. 1121*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 50-56.

THOM N.H., DAWSON A. (1993)

The permanent deformation of a granular material modelled using hollow cylinder testing, *Proceedings European Symposium on Flexible pavements, Lisbon, Portugal September 1993*; 97-128.

UZAN J. (1985)

Characterization of granular material. *Transp. Res. Rec. 1022*, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 52-59.

WITCZAK, M.W., UZAN J. (1988)

The universal airport pavement design system, Report I of IV; Granular material characterization. University of Maryland, College Park, Md.

WOLFF H., VISSER A.T. (1994)

Incorporation elastoplasticity in granular layer pavement design. *In Proceedings of the institution of Civil engineers Transport*, pp. 259-272.

WORTH C. P., HOULSBY G.T. (1985)

Soils mechanics – Property characterization and analyses procedures. Proc. Of the 11<sup>th</sup> Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundations Engineering, San Francisco, vol. 1, pp. 1-55.

ZARKA J., CASIER J. (1979)

Elastic plastic response of structure to cyclic loading : practical rules. *Mechanics today, Vol 6, Ed Nemat-Nasser, Pergamon Press*; pp. 93-198.

ZYTYNSKI M., RANDOLPH M.F., NOVA R., WORTH C.P. (1978)

On modeling the unloading-reloading behavior of soils. *Int. Jour. For Numer. and Anal. Methods in Geomech.*, vol. 2, pp. 255-278.

# *Annexe*

---

## ANNEXE 1

## Calage du modèle de Hornych sur les résultats d'essais triaxiaux

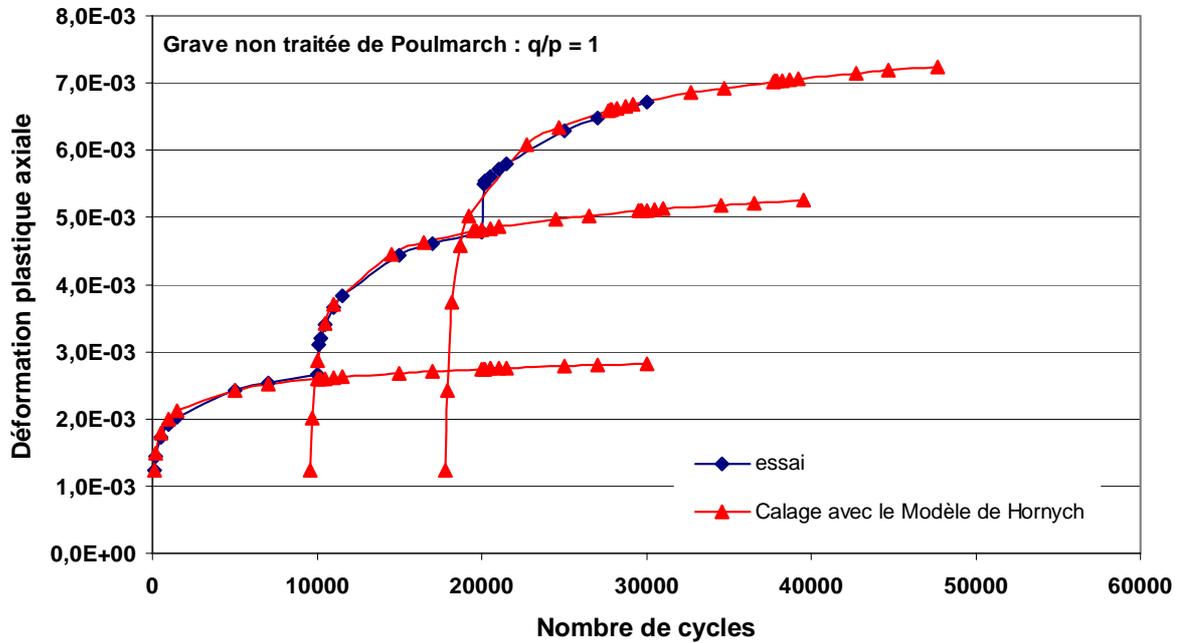


Figure A1.1 : Calage du modèle sur les résultats d'essais triaxiaux grave non traitée de Poulmarch ( $q/p = 1$ ).

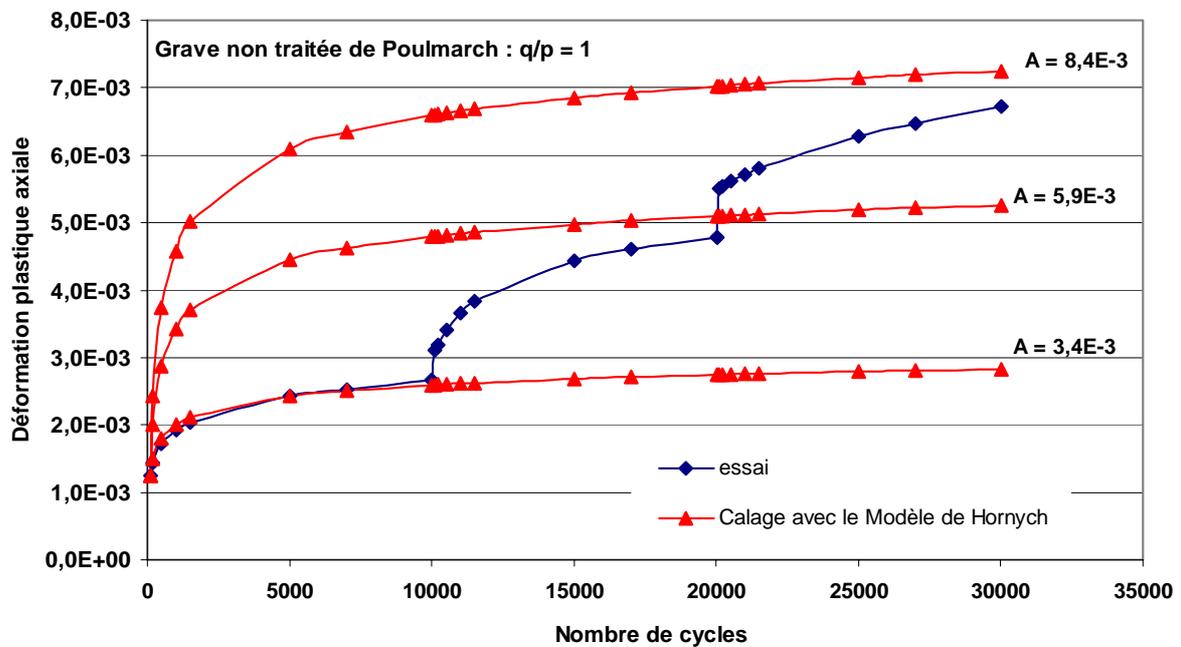


Figure A1.2 : Estimation de la déformation plastique stabilisée A grave non traitée de Poulmarch ( $q/p = 1$ ).

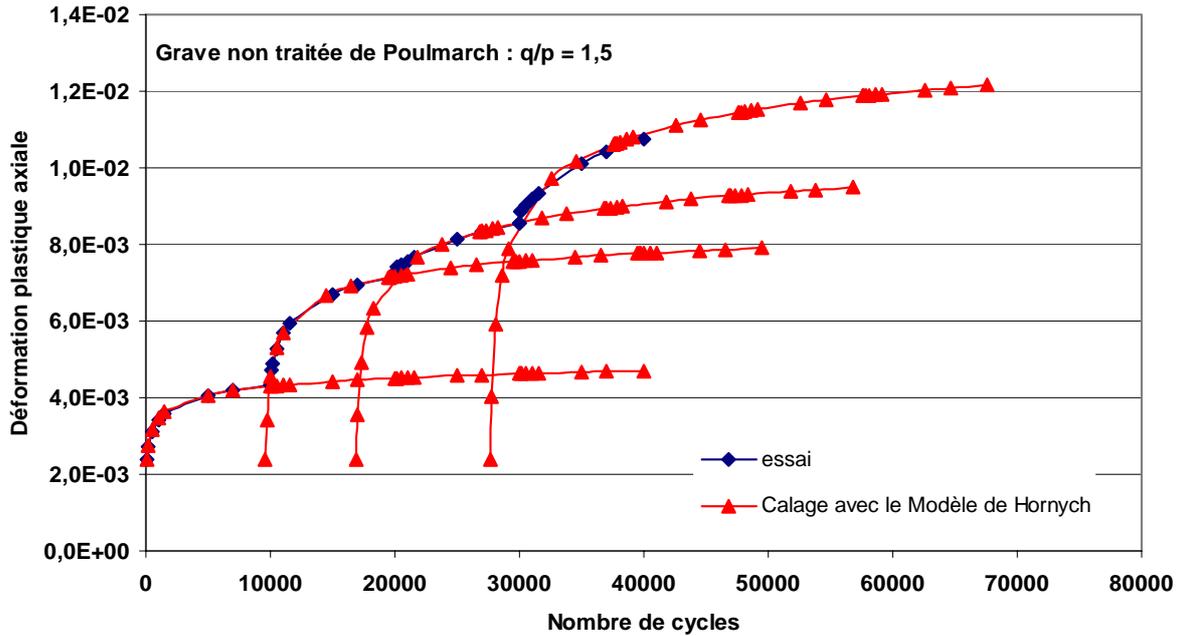


Figure A1.3 : Calage du modèle sur les résultats d'essais triaxiaux grave non traitée de Poulmarch ( $q/p = 1.5$ ).

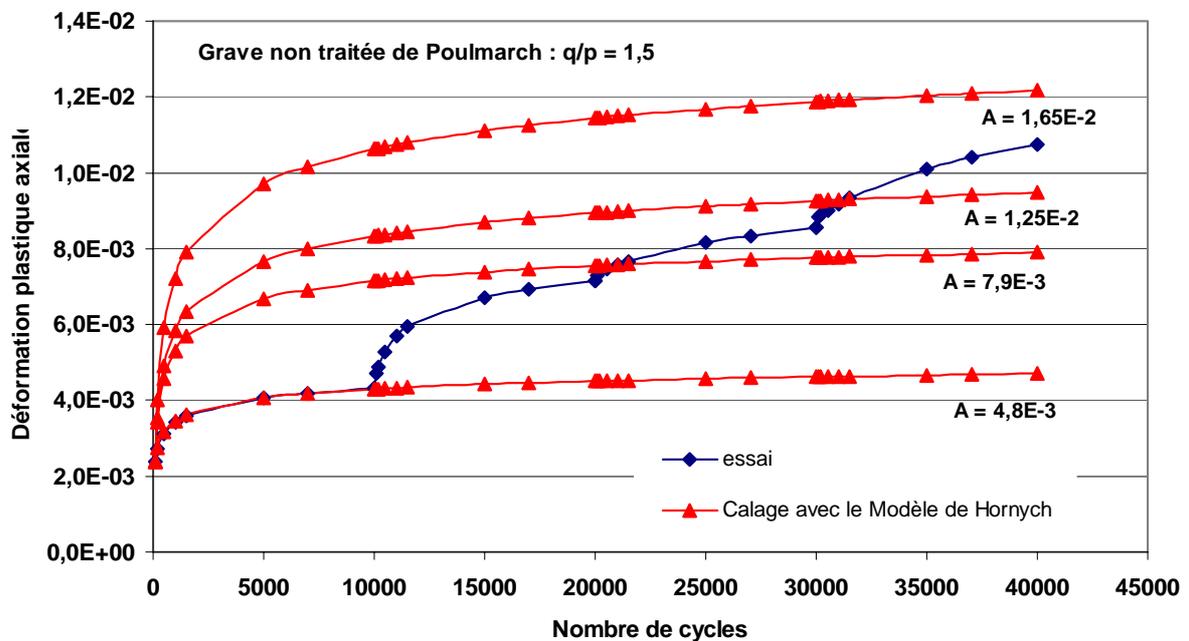


Figure A1.4 : Estimation de la déformation plastique stabilisée A grave non traitée de Poulmarch ( $q/p = 1.5$ ).

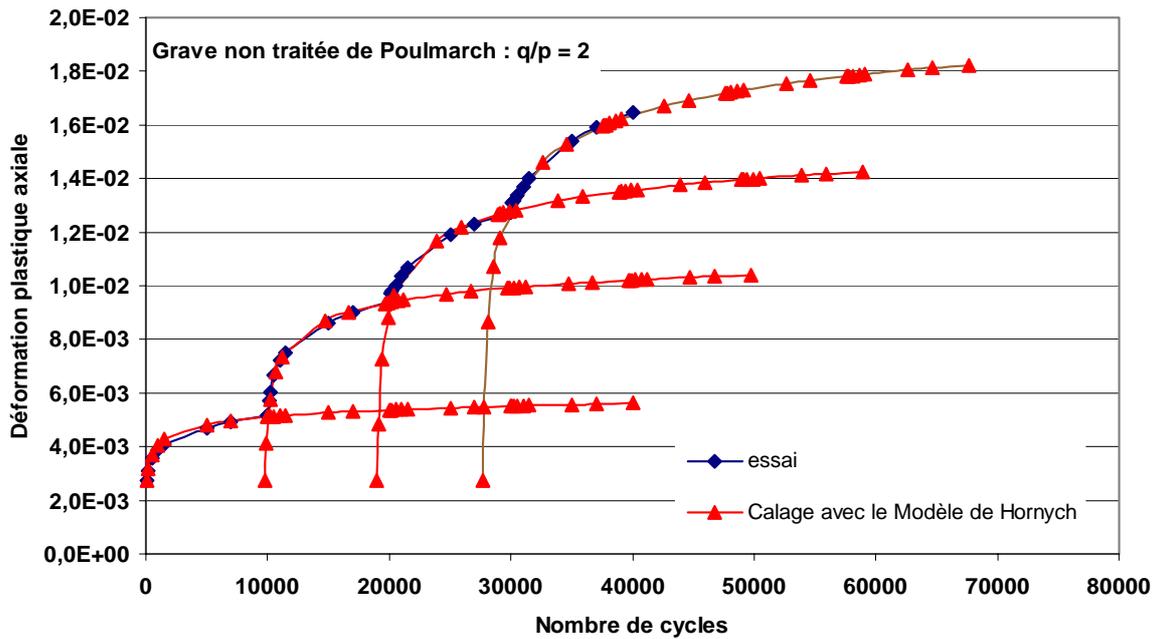


Figure A1.5 : Calage du modèle sur les résultats d'essais triaxiaux grave non traitée de Poulmarch ( $q/p = 2$ ).

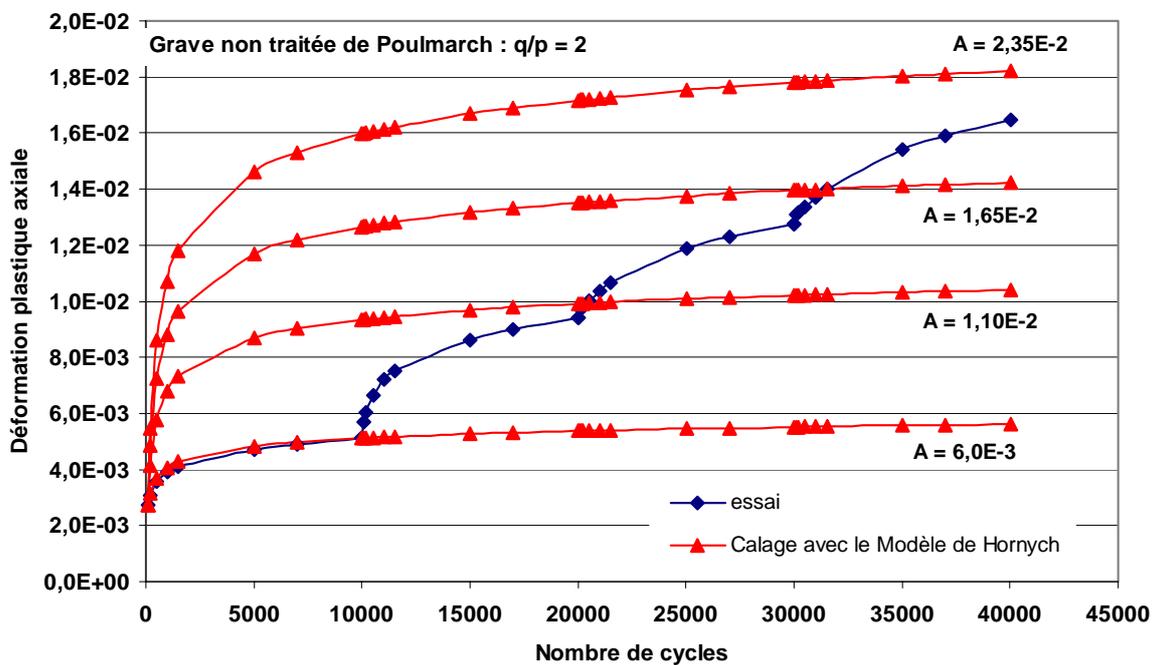


Figure A1.6: Estimation de la déformation plastique stabilisée A grave non traitée de Poulmarch ( $q/p = 2$ ).

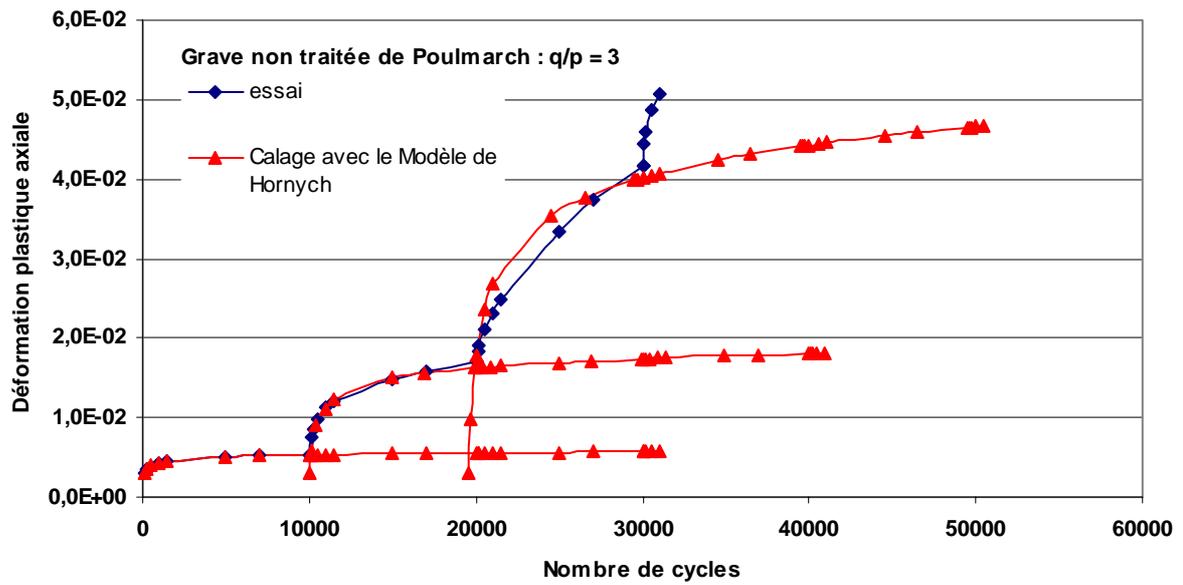


Figure A1.7: Calage du modèle sur les résultats d'essais triaxiaux grave non traitée de Poulmarch ( $q/p = 3$ ).

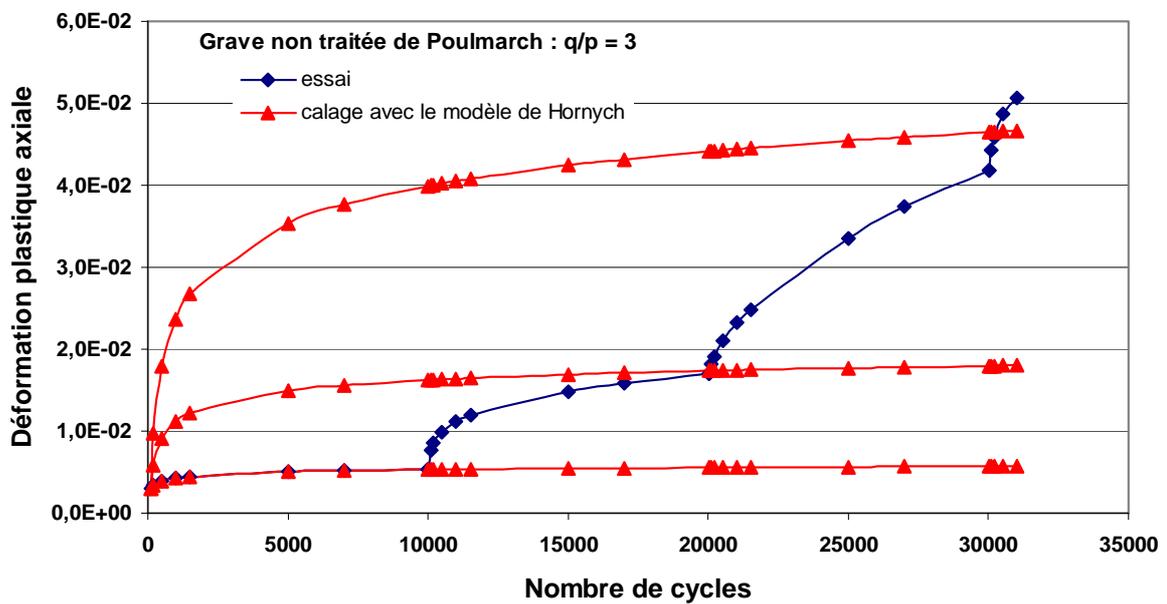


Figure A1.8: Estimation de la déformation plastique stabilisée A grave non traitée de Poulmarch ( $q/p = 3$ ).

## ANNEXE 2

## Influence de la variabilité des paramètres d'élasticité du sol support sur le comportement de la structure

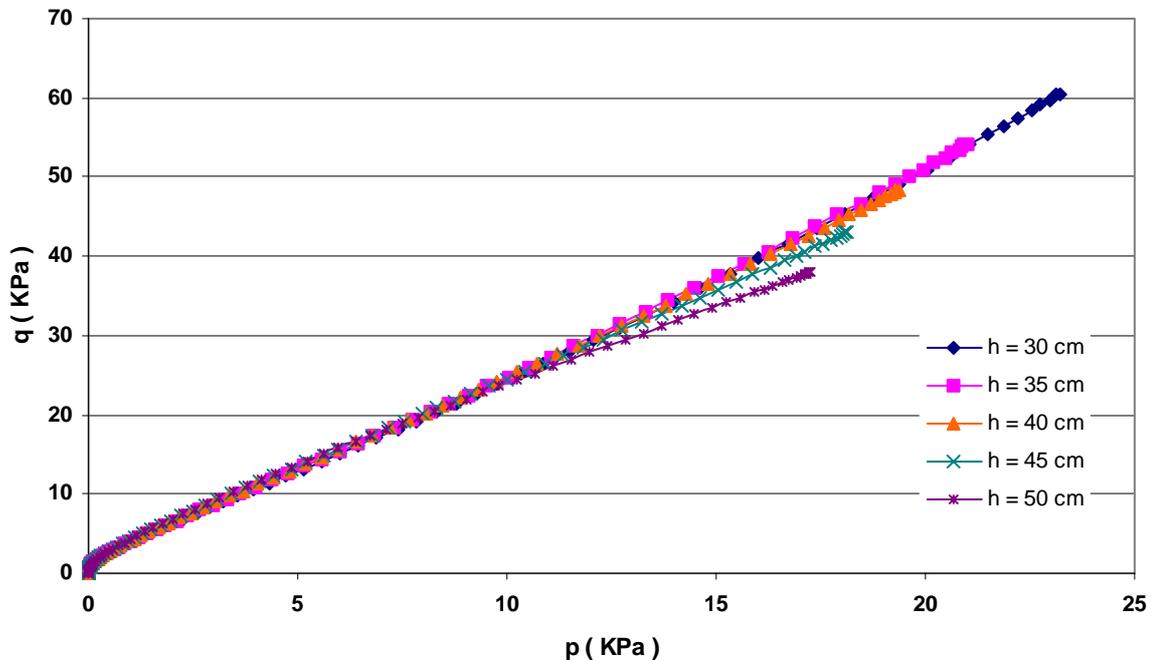


Figure A2.1 : Niveaux de contraintes à différentes profondeurs correspondant aux paramètres d'élasticité des jeux S1 et G3.

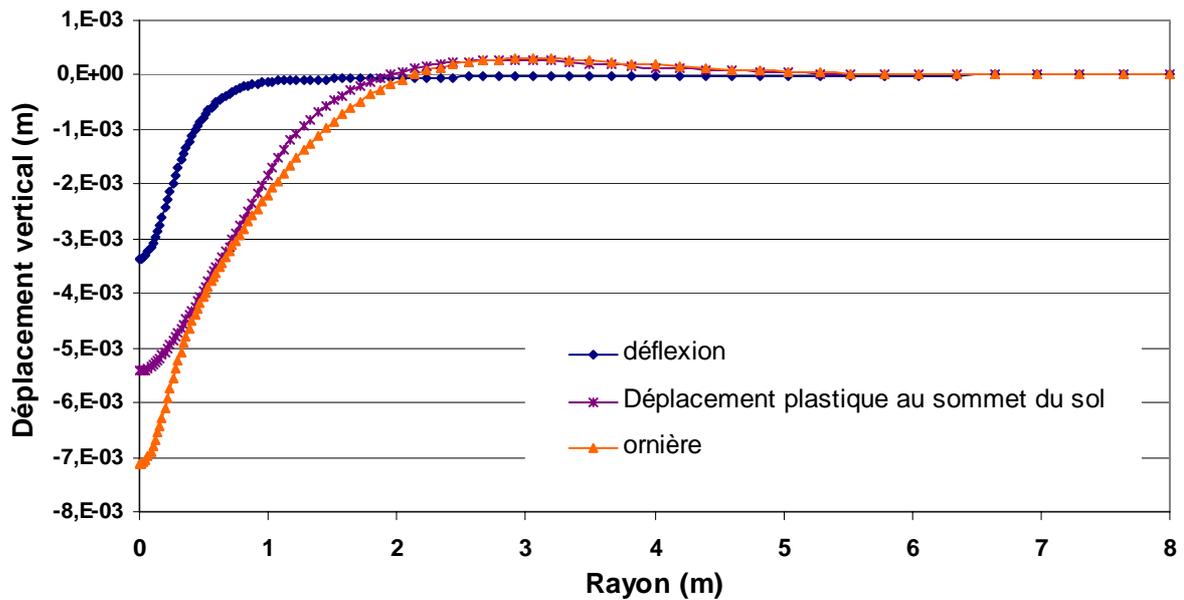


Figure A2.2 : Déplacement verticaux correspondant aux paramètres

d'élasticité des jeux S1 et G3.

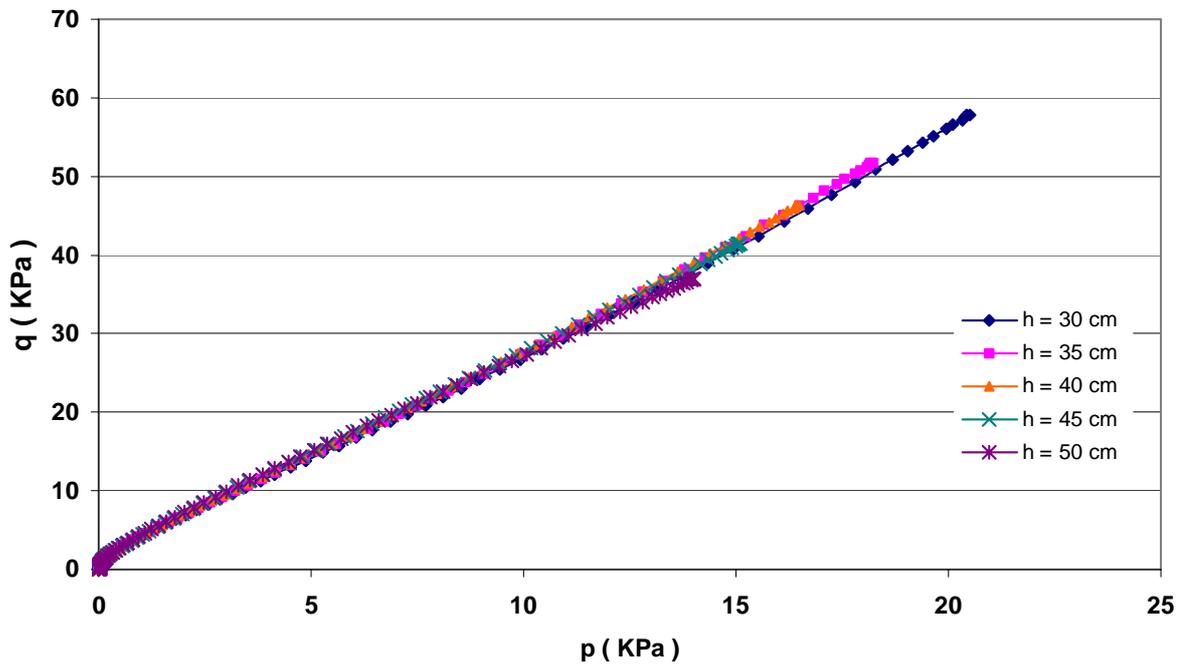


Figure A2.3 : Niveaux de contraintes à différentes profondeurs correspondant aux paramètres d'élasticité des jeux S2 et G3.

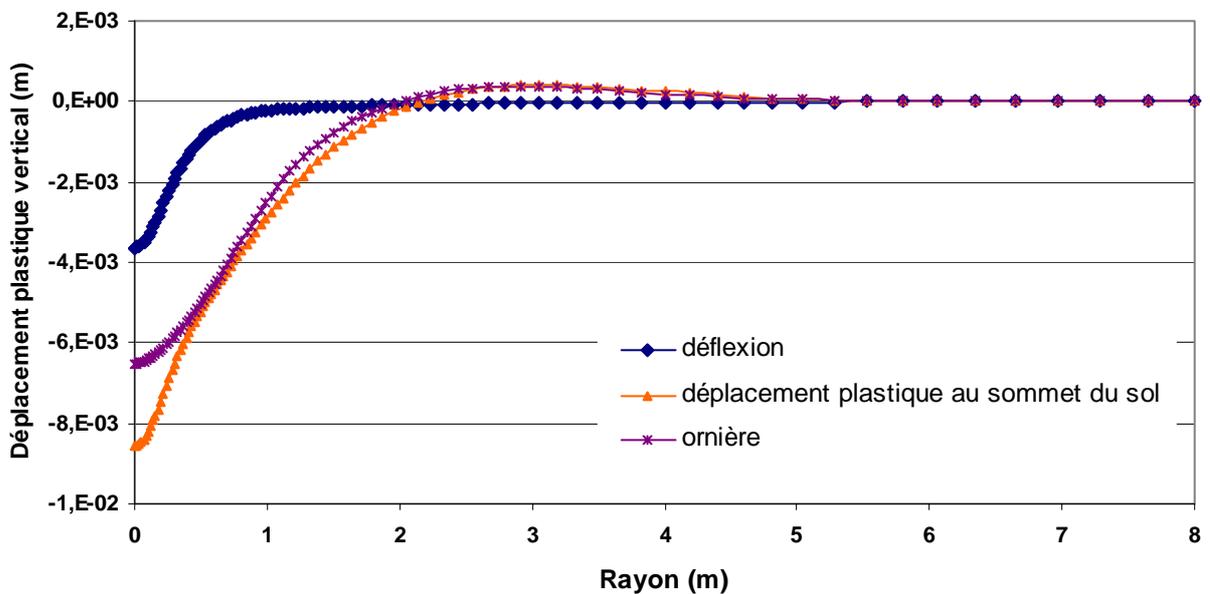


Figure A2.3 : Déplacement verticaux correspondant aux paramètres d'élasticité des jeux S2 et G3.

## ANNEXE 3

## Influence de la variabilité des paramètres d'élasticité de la grave non traitée sur le comportement de la structure

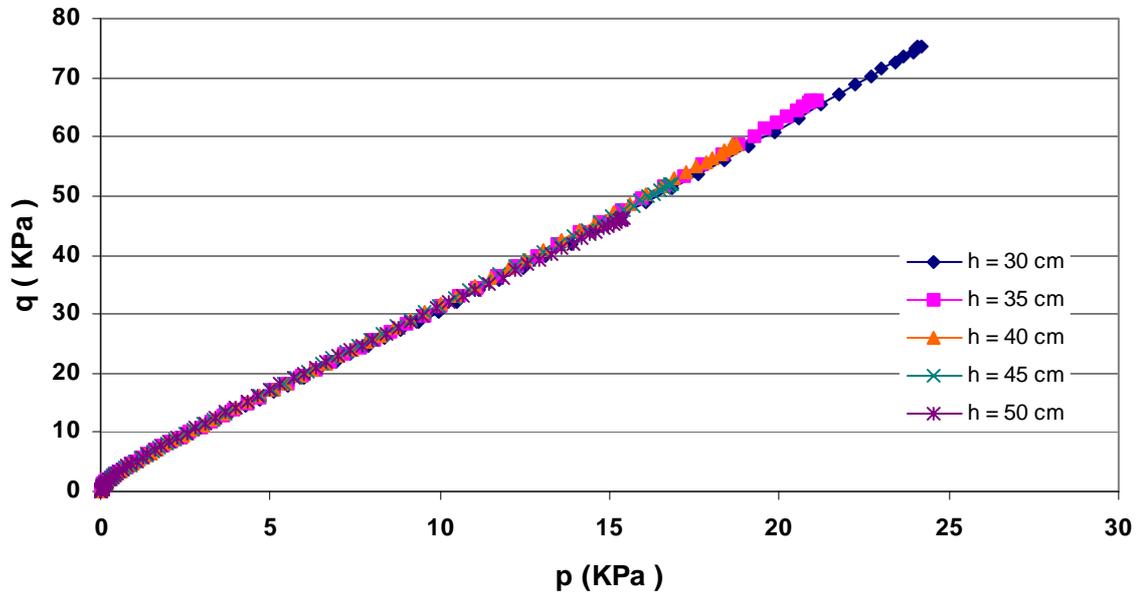


Figure A3.1 : Niveaux de contraintes à différentes profondeurs correspondant aux paramètres d'élasticité des jeux S1 et G1.

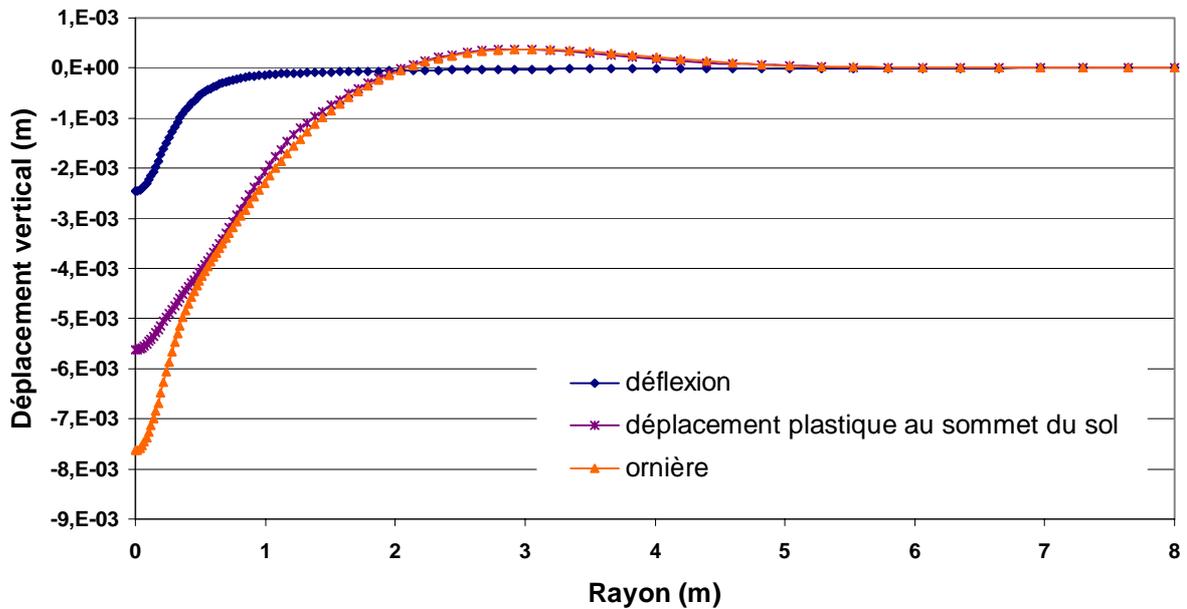


Figure A3.2 : Déplacement verticaux correspondants aux paramètres d'élasticité des calages jeux S1 et G1.

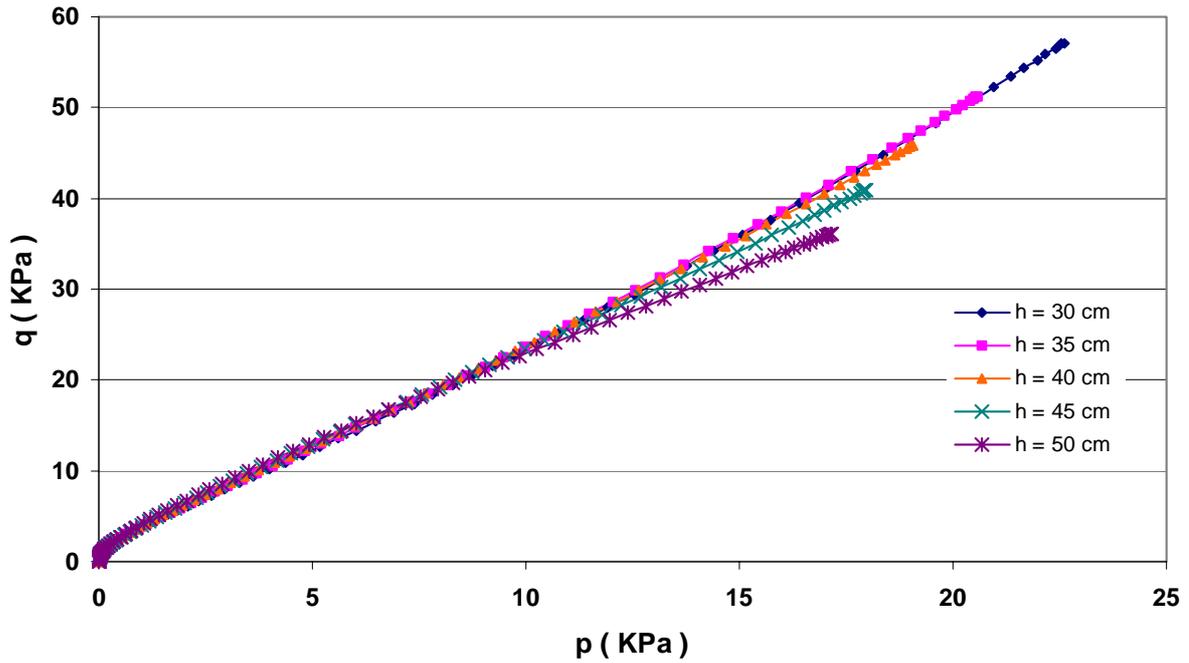


Figure A3.3: Niveaux de contraintes à différentes profondeurs correspondants aux paramètres d'élasticité des jeux S1 et G2.

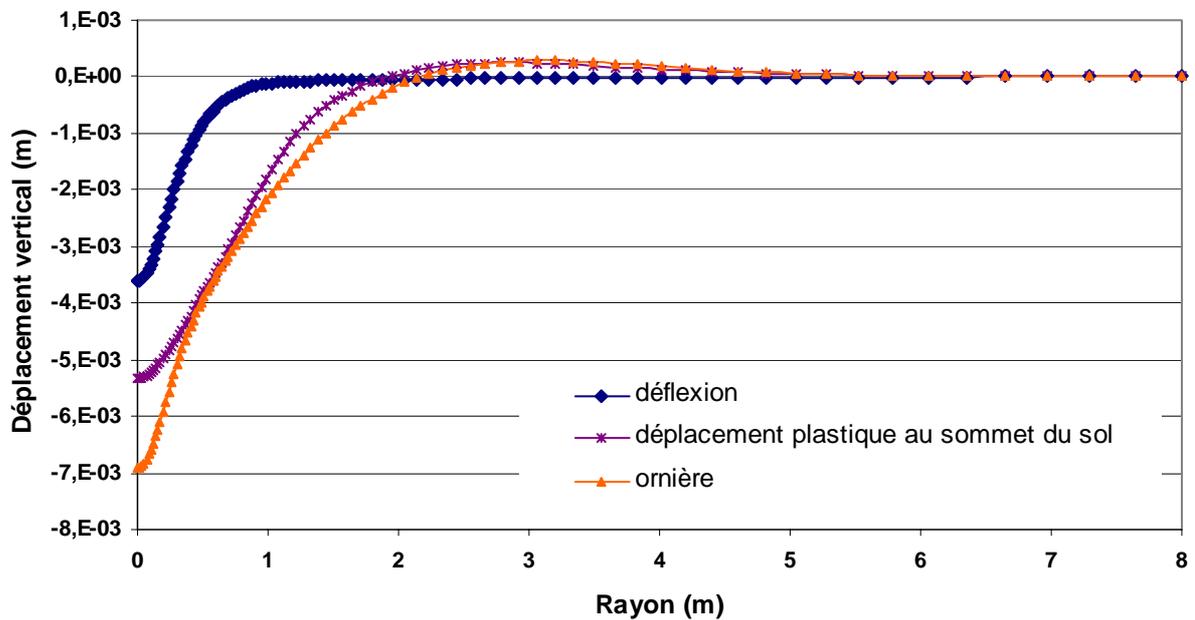


Figure A3.4 : Déplacement verticaux correspondants aux paramètres d'élasticité des calages jeux S1 et G2.

## ANNEXE 4

## Variation des déplacements verticaux en fonction des épaisseurs de la couche de béton bitumineux

La hauteur de la couche de grave non traitée est de : 45 cm

$h$  est la hauteur de la couche de béton bitumineux.

Le calcul est réalisé avec les valeurs moyennes des paramètres d'élasticité du tableau 6.1.

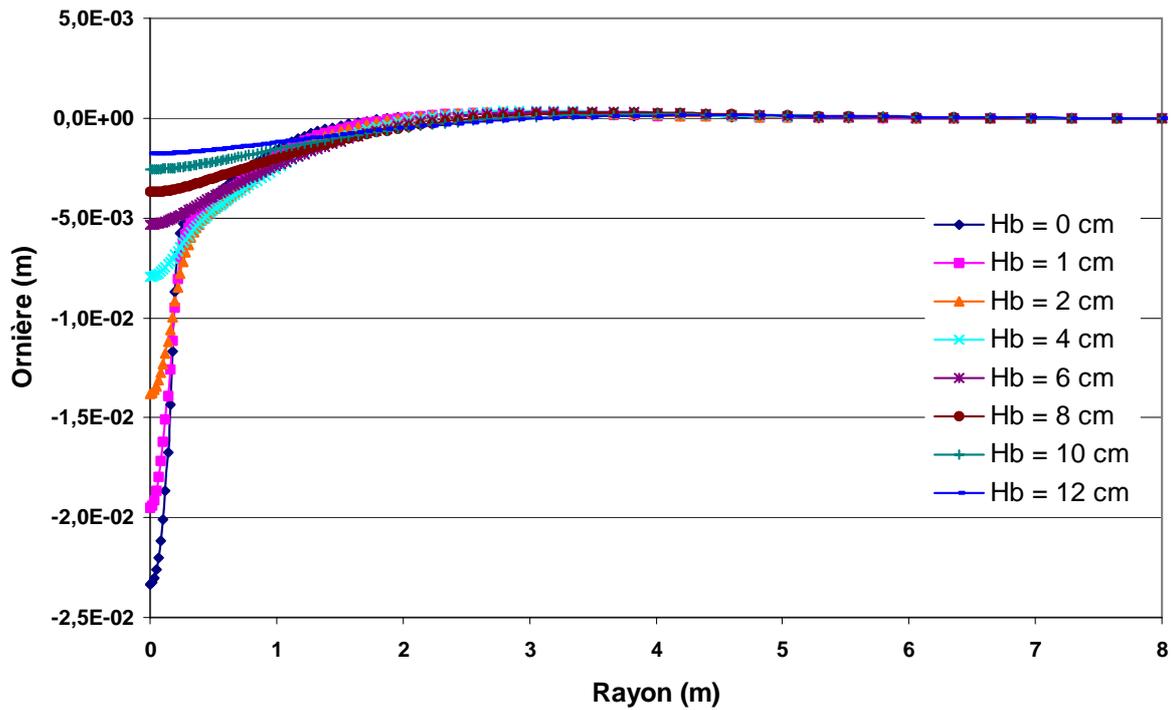


Figure A4.1 : Variation des profondeurs d'ornières en fonction des épaisseurs de la couche de béton bitumineux.

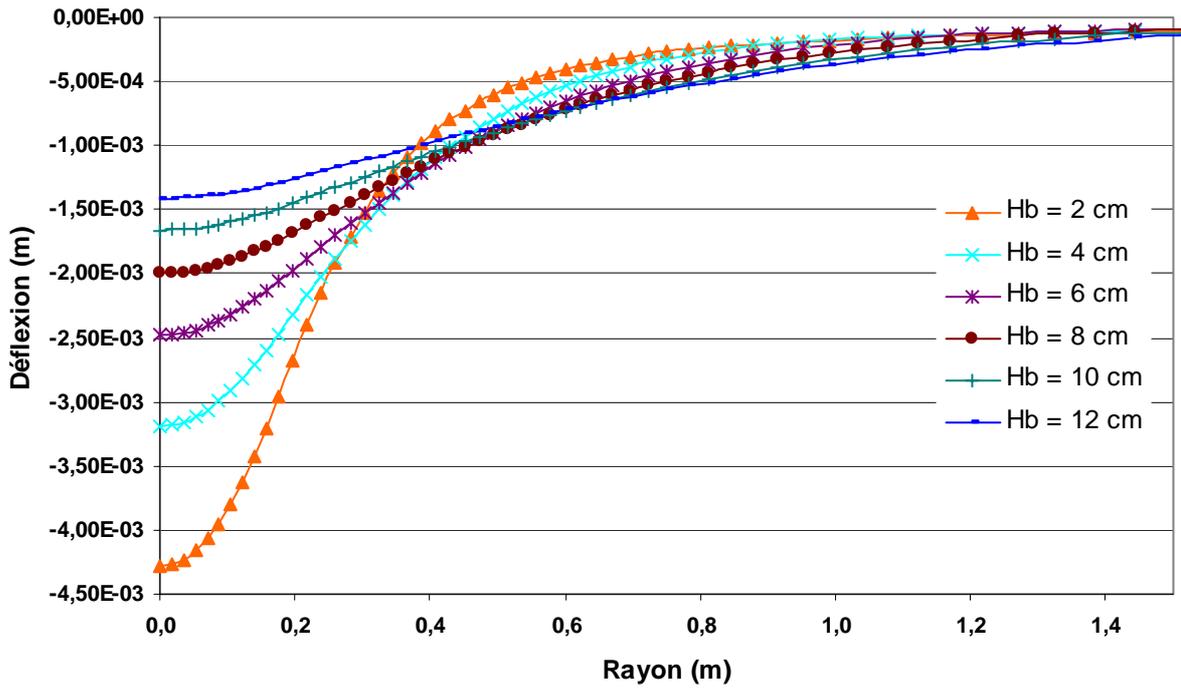


Figure A4.2 : Variation des déflexions en fonction des épaisseurs de la couche de béton bitumineux.

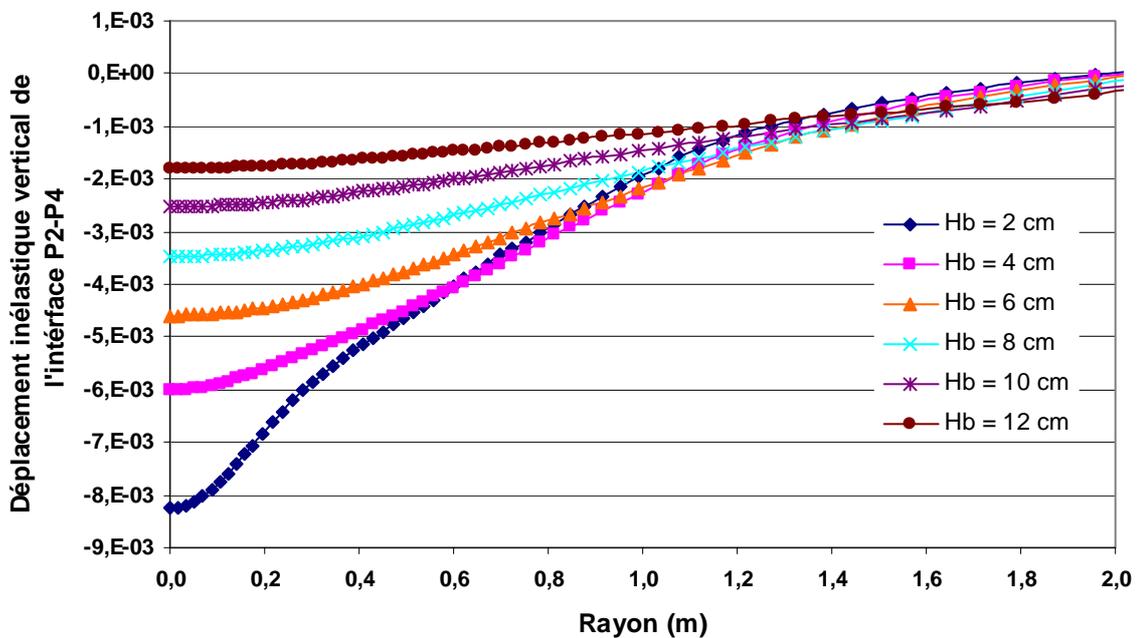


Figure A4.3 : Variation des déplacements élastiques verticaux au sommet du sol support en fonction des épaisseurs de la couche de béton bitumineux.

Nom du document : these-habiballah-14-03-05.doc  
Dossier : G:  
Modèle : C:\Documents and Settings\Administrateur\Application  
Data\Microsoft\Modèles\Normal.dot  
Titre : Résumé  
Sujet :  
Auteur : Taha  
Mots clés :  
Commentaires :  
Date de création : 14/03/2005 09:50  
N° de révision : 5  
Dernier enregistr. le : 14/03/2005 10:40  
Dernier enregistrement par : Taha  
Temps total d'édition :59 Minutes  
Dernière impression sur : 03/04/2005 14:34  
Tel qu'à la dernière impression  
Nombre de pages : 177  
Nombre de mots : 44 014 (approx.)  
Nombre de caractères : 237 678 (approx.)