

UNIVERSITE DE LIMOGES

Ecole Doctorale Science - Technologie - Santé

Faculté des Sciences et Techniques

Laboratoire Mécanique et Modélisation des Matériaux et Structures du Génie
Civil (3MsGC)

Thèse N° 69-2006

THESE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE LIMOGES

Discipline : Génie civil

Présentée et soutenue par

Fatima ALLOU

Le 30/11/2006

Un modèle élastoplastique pour la modélisation de l'orniérage
des chaussées à faible trafic

Thèse dirigée par : Christophe PETIT – Cyrille CHAZALLON

Jury

Bernard CAMBOU	Professeur, Ecole centrale de Lyon	Rapporteur
Cyrille CHAZALLON	Maître de Conférences, Université de Limoges	Examineur
Patrick DE BUHAN	Professeur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris	Rapporteur
Roland GOURVES	Maître de Conférences, Université Clermont Ferrand	Examineur
Pierre HORNYCH	Chargé d'Etudes, Division MSC, LCPC de Nantes	Examineur
Christophe PETIT	Professeur, Université de Limoges	Examineur

REMERCIEMENTS

Mes travaux de thèse ont été effectués au Laboratoire de Mécanique et de Modélisation des Matériaux et de Structures du Génie Civil d'Egletons sous la direction de Monsieur Christophe PETIT et l'encadrement scientifique de Monsieur Cyrille CHAZALLON.

Je remercie Christophe Petit directeur du laboratoire de Mécanique et de Modélisation des Matériaux et de Structures du Génie Civil d'Egletons, pour m'avoir fait confiance en me permettant de travailler dans son équipe de recherche, et sa bienveillance sur le bon déroulement de mon travail.

Je remercie Cyrille CHAZALLON, qui a remarquablement encadré et soutenu mon travail. Je tiens à lui exprimer ma profonde gratitude pour sa disponibilité, ses judicieux conseils, son soutien et sa contribution qui ont mené à la réussite de ce travail.

J'adresse mes sincères remerciements à Monsieur Pierre HORNYCH, pour sa contribution dans ce travail en me fournissant les résultats expérimentaux et pour avoir accepté d'examiner mon travail.

Je remercie vivement Messieurs Bernard CAMBOU et Patrick DE BUHAN pour leurs contributions en tant que rapporteurs de cette thèse et Monsieur Roland GOURVES pour avoir accepté d'examiner mon travail.

J'adresse mes remerciements aux membres du Laboratoire 3MSGC d'Egletons pour leur accueil et leurs soutiens durant ces années de thèse.

Je tiens à remercier tous mes collègues du département de Génie Civil d'Egletons de l'IUT de Limoges, pour m'avoir bien accueillie.

Mes remerciements vont également à tous mes amis (e), qui m'ont apporté le soutien moral.

RESUME

Pendant la période de service de la chaussée, la structure doit être capable de résister aux déformations permanentes et seulement les déformations réversibles sont autorisées. Dans le but de résoudre ce problème, l'application de lois de type élastoplastique, fondées sur les concepts classiques de critères de plasticité, écrouissage et règle d'écoulement dans un schéma de calcul numérique de type incrémental devient très rapidement impossible pour un grand nombre de cycles, d'autant que l'objectif est de pouvoir aboutir à des simulations suffisamment réalistes du comportement de la structure au delà du million de cycles de chargements.

En effet, une structure de chaussée est soumise à un chargement initial pendant la construction (chargement dû au compactage des couches de chaussées), et en service, elle est soumise à un nombre de cycles de chargement dû au trafic, de l'ordre de 10^5 à 10^6 . Par conséquent, nous proposons une formulation, basée sur la théorie de l'état limite (shakedown theory) et les travaux de Habiballah [[Habiballah \(2003\)](#)], qui prend en compte l'influence de l'état de contrainte, de l'état hydrique initial et de l'anisotropie initiale sur le comportement du matériau, ainsi que l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre de cycle. Le modèle a été validé sur des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés sur deux graves non traitées et un sable.

Le calcul de l'orniérage des couches granulaires non liées et du sol support a été réalisé, en simulant une structure de chaussée testée sur le manège de fatigue du LCPC de Nantes. Les prédictions obtenues à partir des calculs éléments finis 3D ont été comparées aux résultats expérimentaux, en considérant différentes conditions environnementales (température et teneur en eau). Les comparaisons donnent des résultats très encourageants. Une perspective intéressante serait d'étudier l'effet de la variation de l'épaisseur des différentes couches constituant la chaussée.

Mots clefs

Chaussées souples, orniérage, graves non traitées et sol support, déformations permanentes, théorie de l'état limite, nombre de cycles de chargements, essais triaxiaux cycliques, expérience du manège de fatigue.

Table des Matières

INTRODUCTION GENERALE.....	9
CHAPITRE I BIBLIOGRAPHIE RELATIVE AU COMPORTEMENT REVERSIBLE ET A LONG TERME DES GRAVES NON TRAITÉES.....	15
1. INTRODUCTION	15
2. ROLE DES COUCHES GRANULAIRES NON LIEES DE CHAUSSEES SOUPLES	16
3. DIMENSIONNEMENT DES COUCHES GRANULAIRES NON LIEES DE CHAUSSEES SOUPLES	18
4. PERFORMANCES MECANIQUES DES GRAVES NON TRAITÉES.....	22
4.1 Les contraintes dans les couches en graves non traitées des chaussées souples.....	22
4.2 Essais en laboratoire pour l'étude du comportement des GNT.....	23
4.2.1 Essai de torsion sur cylindre creux.....	24
4.2.2 Essai triaxial à chargements répétés.....	25
5. LES FACTEURS INFLUENÇANT LES DEFORMATIONS PERMANENTES.....	29
5.1 Influence du niveau de contraintes.....	30
5.2 Influence de la rotation des contraintes principales	31
5.3 Influence de la teneur en eau	31
5.4 Influence de la teneur en fines, de la taille et du type de granulats.....	34
5.5 Influence de l'histoire du chargement	35
5.6 Influence de la densité	37
6. LES FACTEURS INFLUENÇANT LES DEFORMATIONS REVERSIBLES.....	38
6.1 Influence du niveau de contraintes.....	38
6.2 Influence de la teneur en eau	39
6.3 Influence de la teneur en fines, de la taille et du type des granulats	39
6.4 Influence de la densité	40

7. ANISOTROPIE INITIALE ET INDUITE PAR LE CHARGEMENT DES GRAVES NON TRAITÉES	40
8. MODELISATION DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES GRAVES NON TRAITÉES.....	44
8.1 Modélisation du comportement réversible	45
8.1.1 Modèles basés sur le module réversible et le coefficient de Poisson.....	45
8.1.2 Modèles basés sur le module de compressibilité et de cisaillement.....	48
8.2 Modélisation des déformations permanentes	50
8.2.1 Lois de déformations permanentes fonction du nombre de cycles.....	50
8.2.2 Lois de déformations permanentes fonction du chargement appliqué	52
8.2.3 Lois de déformations permanentes utilisant la théorie de l'état limite (<i>Shakedown theory</i>).....	56
8.2.4 Lois de déformations permanentes utilisant la théorie de l'élastoplasticité	59
8.2.5 Les modèles de calcul de structure par la méthode des éléments finis	60
9. CONCLUSION.....	63

CHAPITRE II MISE AU POINT D'UN OUTIL NUMERIQUE POUR LA PREDICTION DES DEFORMATIONS PERMANENTES DES MATERIAUX GRANULAIRES NON LIES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

1. INTRODUCTION	67
2. RAPPELS SUR LA METHODE SIMPLIFIEE.....	70
2.1 Evolution globale de la structure	70
2.1.1 Partie élastique.....	70
2.1.2 Partie inélastique.....	71
2.2 La réponse d'une structure soumise à un chargement cyclique	73
2.2.1 Réécriture de la réponse d'une structure soumise à un chargement cyclique, dans le plan des variables internes structurelle.....	74
2.2.2 Adaptation.....	77
2.2.3 Accommodation	78
3. NOUVELLES FORMULATIONS	80
3.1 Partie élastique	80
3.2 Partie inélastique	83
3.2.1 Cas d'un comportement élastique non linéaire orthotrope de révolution.....	85
3.3 Prise en compte du nombre du cycles de chargements dans le calcul des déformations permanentes..	87
3.4 Implémentation numérique.....	88
3.4.1 Nature de l'état limite.....	89
4. DETERMINATION DES PARAMETRES DU MODELE.....	92
5. SENSIBILITE DU MODELE PAR RAPPORT A LA PERTURBATION DE SES PARAMETRES.....	92
6. CONCLUSION :.....	96

CHAPITRE III	INTERPRETATION DES ESSAIS TRIAXIAUX A CHARGEMENTS REPETES A PALIERS, DETERMINATION DES PARAMETRES DU MODELE ET VALIDATION	98
1.	INTRODUCTION	98
2.	PRESENTATION DES RESULTATS D'ESSAIS DES GRAVES NON TRAITEES ET DU SOL SUPPORT	99
2.1	Caractéristiques des matériaux étudiés	99
2.2	Programme d'essai.....	99
2.2.1	<i>Essais triaxiaux de cisaillement monotone</i>	<i>100</i>
2.2.2	<i>Essais triaxiaux cycliques pour l'étude du comportement réversible.....</i>	<i>102</i>
2.2.3	<i>Essais de déformations permanentes.....</i>	<i>107</i>
3.	RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	110
3.1	La grave non traitée des Maraîchères	110
3.1.1	<i>Influence de la teneur en eau</i>	<i>112</i>
3.1.2	<i>Evolution des déformations permanentes en utilisant le concept de l'état limite.....</i>	<i>112</i>
3.2	La grave non traitée de Poulmarch	114
3.2.1	<i>Evolution des déformations permanentes en utilisant le concept de l'état limite.....</i>	<i>116</i>
3.3	Le sable de Missillac	117
3.3.1	<i>Evolution des déformations permanentes en utilisant le concept de l'état limite.....</i>	<i>117</i>
4.	PREDICTION DU COMPORTEMENT REVERSIBLE AVEC LE MODELE DE BOYCE ANISOTROPE	118
4.1	Grave non traitée des Maraîchères	119
4.2	Grave non traitée de Poulmarch	121
4.3	Sable de Missillac	122
5.	DETERMINATION DES PARAMETRES DE DRUCKER PRAGER	124
6.	DETERMINATION DES PARAMETRES PLASTIQUES.....	124
6.1	Détermination des paramètres du modèle empirique de Hornych.....	124
6.2	Détermination du module d'écrouissage.....	127
6.2.1	<i>Détermination des paramètres a et b de la loi d'évolution de H.....</i>	<i>130</i>
6.4	Détermination du paramètre B	130
6.4.1	<i>Détermination des paramètres c et d de la loi d'évolution de B.....</i>	<i>133</i>
7.	SIMULATION NUMERIQUE DES ESSAIS TRIAXIAUX A CHARGEMENTS REPETES	133
8.	INFLUENCE DU NOMBRE DE PALIERS DE CHARGEMENTS ET LES CHEMINS DE CONTRAINTES SUR LA REPOSE DU MODELE	137
9.	CONCLUSION.....	140
CHAPITRE IV	MODELISATION STRUCTURELLE DE L'ORNIERAGE DES CHAUSSEES A FAIBLE TRAFIC	142

1	INTRODUCTION	142
2	DESCRIPTION DES STRUCTURES DE CHAUSSEE ETUDIEES DANS L'EXPERIENCE DU MANEGE DE FATIGUE	144
2.1	MATERIAUX UTILISES	145
2.1.1	<i>Matériaux Bitumineux</i>	145
2.1.2	<i>Matériaux granulaires non liés</i>	145
2.1.3	<i>Sol support</i>	146
2.2	CHARGEMENTS APPLIQUES	147
2.3	CONDITIONS CLIMATIQUES ET DISTRIBUTIONS DE LA TENEUR EN EAU PENDANT L'EXPERIENCE.....	148
3	HYPOTHESES DE MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS	149
3.1	GEOMETRIE DE LA STRUCTURE	149
3.2	CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX.....	150
3.3	MODELISATION DU CHARGEMENT	151
3.4	RESTRICTION DU CALCUL	151
4	RESULTATS DU CALCUL 2D	152
4.1	INFLUENCE DES DEFORMATIONS PERMANENTES DU SOL SUPPORT	153
4.2	INFLUENCE DE LA TEMPERATURE SUR LA PROFONDEUR DE L'ORNIERE.....	154
4.3	INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU ET COMPARAISON AVEC L'EXPERIENCE DU MANEGE DE FATIGUE	156
5	RESULTATS DE CALCUL 3D	157
6	COMPARAISONS ENTRE LA PROFONDEUR D'ORNIERE MESUREE SUR L'EXPERIENCE DU MANEGE DE FATIGUE ET CALCULEE	160
7	CONCLUSION	161
CHAPITRE V	CONCLUSION GENERALE	163
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	166
ANNEXE I	DETERMINATION DES PARAMETRES DE LA LOI D'EVOLUTION DU MODULE D'ECROUISSAGE H	185
ANNEXE II	DETERMINATION DES PARAMETRES DE LA LOI D'EVOLUTION DU PARAMETRE B	187
ANNEXE III	INFLUENCE DU NOMBRE DE PALIERS DE CHARGEMENTS	189
ANNEXE IV	INFLUENCE DES CHEMINS DES CONTRAINTES	191
ANNEXE V	CARTOGRAPHIES DES DEFORMATIONS ET DES DEPLACEMENTS INELASTIQUES	194

Introduction générale

La détermination des propriétés mécaniques des graves non traitées en laboratoire a pour but principal de fournir des paramètres nécessaires au dimensionnement des chaussées souples propre à prévenir les phénomènes de dégradation.

L'un des principaux aspects du dimensionnement des chaussées souples est de limiter le développement des déformations permanentes dans les couches granulaires non liées des chaussées souples. L'accumulation de ces déformations engendre la rupture par affaissement de la surface de la chaussée, appelée l'orniérage. Selon la méthode actuelle de dimensionnement des chaussées souples vis à vis de l'orniérage, il apparaît que :

- elle fixe implicitement un comportement élastique pour les couches constituant la chaussée, dont les caractéristiques mécaniques sont celles retenues en pratique.
- le chargement utilisé correspond à un chemin de chargement statique uniquement.
- le critère d'orniérage se limite à une relation empirique et dépend uniquement des conditions de trafic. Cette relation provient de l'observation de l'évolution de l'orniérage de certaines chaussées bitumineuses.

Des méthodes plus sophistiquées ont été développées, qui améliorent la prise en compte du comportement mécanique réel ou élastoplastique de ces matériaux, obtenu lors d'essais en laboratoire. L'utilisation de lois de type élastoplastique, fondées sur les concepts classiques de critères de plasticité, écrouissage et règle d'écoulement dans un schéma de calcul numérique de type incrémental devient très rapidement impossible pour un grand nombre de cycles, d'autant plus que l'objectif principal est de pouvoir aboutir à des simulations suffisamment réalistes du comportement de la structure au delà du million de cycles de chargement.

D'autres approches ont été développées en vue de simuler et de prévoir l'orniérage des chaussées souples. Ces lois basées sur l'élastoplasticité [Bonaquist (1997), Desai (2002)], font appel à des approches empiriques pour décrire les déformations permanentes des couches granulaires non liées de chaussée souple afin de contourner l'effet du grand nombre de cycles à prendre en compte et le temps consommé pour une analyse de structure.

Des méthodes basées sur la théorie de l'état limite sont utilisées pour décrire le comportement à long terme des couches granulaires des chaussées souples. Plusieurs chercheurs ont essayé quant à eux de mettre en évidence l'effet des contraintes sur les déformations permanentes à l'état limite, en proposant soit une limite entre le comportement stable et instable [Dawson (2001), Werkmeister (2003)], soit de calculer les déformations permanentes à l'état limite [Habiballah (2003)].

1. Objectifs

Le soutien financier du Conseil Régional du Limousin nous a permis d'effectuer ce travail de thèse au laboratoire de Mécanique et de Modélisation des Matériaux et des Structures du Génie Civil d'Egletons (L3MSGC), et en collaboration avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) de Nantes.

L'objectif principal de ce travail est le développement et la validation d'une méthode simplifiée pour le calcul des déformations permanentes des graves non traitées, et ensuite la prédiction de l'orniérage des couches granulaires non liées de chaussées souples.

Les principaux points forts de ce travail sont :

1 – d'avoir développé une méthode de calcul des déformations permanentes des graves non traitées soumises à un chargement cyclique, utilisant la théorie de l'état limite (shakedown theory). Les travaux de Habiballah [Habiballah (2003)] ont mis en avant l'application de la méthode simplifiée proposée par Zarka [Zarka et al. (1979)] aux calculs des déformations permanentes des graves non traitées à l'état limite, tout en considérant un état de contrainte initial nul et un comportement réversible isotrope.

Une structure de chaussée est soumise à un chargement initial pendant la construction (chargement dû au compactage des couches de chaussées), et en service, elle est soumise à un nombre de cycles de chargement dû au trafic, de l'ordre de 10^5 à 10^6 . Par conséquent, pour améliorer les différentes limitations de la méthode simplifiée proposée par Habiballah, une nouvelle formulation est proposée :

- en incorporant l'effet du nombre de cycles de contraintes, ceci permet de prendre en compte l'évolution de la profondeur d'ornière au cours du temps.

- en prenant en compte l'état initial du matériau :

- prise en compte de l'état de contrainte initial.
- prise en compte de la teneur en eau initial du matériau.

- Prise en compte de l'anisotropie initiale du matériau : le calcul élastoplastique devra être effectué en utilisant une loi d'élasticité anisotrope.

Le modèle nécessite la connaissance :

- des paramètres élastiques pour le calcul des champs de contraintes élastiques, selon la loi utilisée (élastique linéaire, élastique non linéaire isotrope ou anisotrope).

- des paramètres de Drucker Prager. Dans le cadre de cette étude, la surface de charge de Drucker Prager a été utilisée.

- paramètres plastiques : le module d'écrouissage et le paramètre B pour le calcul des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargements.

2 - d'avoir implanté cette procédure dans le code aux éléments finis CAST3M.

3 - de pouvoir identifier tous les paramètres du modèle à partir d'essais triaxiaux monotones à la rupture et d'essais triaxiaux à chargements répétés

4 - d'étendre cette étude aux calculs des déformations permanentes des couches granulaires non liées et du sol support des chaussées souples et de prédire par la suite l'évolution de la profondeur de l'ornièrre au cours du temps. Une comparaison avec les résultats obtenus lors d'essais de chargement routier d'une chaussée à l'échelle 1 testée sur le manège de fatigue du LCPC de Nantes .

2. Résultats expérimentaux

Des essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisés au LCPC de Nantes [Hornych (2003), (2005)] pour la validation du modèle proposé. Trois matériaux ont été testés :

- la grave non traitée des Maraîchères, utilisée en couche d'assise dans la chaussée expérimentale du manège de fatigue du LCPC.

- la grave non traitée de Poulmarch.

- le sable de Missillac, utilisée comme sol support dans la chaussée expérimentale du manège de fatigue du LCPC.

Trois essais sont nécessaires pour l'identification des paramètres du modèle :

- un essai triaxial à chargements répétés pour l'étude du comportement réversible.
- trois essais triaxiaux monotones de rupture sont nécessaires pour déterminer les paramètres de Drucker Prager. Ils sont identifiés à partir de la droite de rupture du matériau.
- pour l'étude des déformations permanentes, au moins trois essais triaxiaux à chargements répétés réalisés sur trois chemins de contraintes, et avec au moins trois paliers croissants de chargement sont nécessaires pour identifier les paramètres plastiques.

Une procédure a été mise au point pour déterminer le module d'écrouissage H et le paramètre d'évolution de la profondeur d'ornièrre en fonction du nombre de cycle B . Nous avons abouti à deux formulations du module d'écrouissage et du paramètre B en fonction du chargement appliqué et de l'état de contrainte initial.

Ensuite, le modèle a été validé sur des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés à paliers de chargements. Pour cela, nous avons simulé les essais triaxiaux à chargements répétés, et les résultats obtenus ont été comparés à ceux issus de l'essai.

3. Application et validation du modèle sur les structures de chaussées

La mise en œuvre numérique de la méthode simplifiée pour un calcul de structure constitue le fruit de notre travail de thèse. Le calcul de l'ornièrage des couches granulaires non liées et du sol support a été réalisé, en considérant une structure de chaussée testée pendant l'expérience du manège de fatigue du LCPC de Nantes. Les étapes de calcul sont les suivantes :

- la première étape consiste à initialiser le champ de contraintes dans la structure, soumise à un chargement initial dû aux poids des terres et un chargement maximal dû au trafic. Le calcul éléments finis est réalisé en 2D ou 3D. On utilise pour cela un modèle élastique linéaire isotrope pour la couche de béton bitumineux, le modèle élastique non linéaire de Boyce anisotrope pour la couche granulaire et le sol support.
- pendant la troisième étape, la nature de l'état limite (adaptation ou accommodation) permet de calculer les champs des paramètres structuraux et des champs inélastiques en

fonction de la matrice d'élasticité anisotrope modifiée et du module d'écrouissage. Ce calcul est réalisé pour chaque nombre N de cycle.

- la dernière étape consiste à prédire l'évolution de la profondeur de l'ornièrre en fonction du nombre de cycles de chargements et à l'état limite. Pour cela, le déplacement vertical à la surface de la chaussée (profondeur d'ornièrre) est obtenu par intégration des déformations permanentes selon la direction verticale pour chaque nombre N de cycle.

Nous avons tenté de reproduire correctement les conditions in situ. Pour cela, plusieurs simulations ont été réalisées, qui prennent en compte :

- les déformations permanentes du sol support.
- plusieurs valeurs de la température ambiante.
- plusieurs teneurs en eau.

Finalement, les prédictions obtenues avec les calculs éléments finis 2D et 3D ont été comparées aux résultats expérimentaux, en considérant des conditions environnementales correspondant à une température constante et une teneur en eau constante.

Bibliographie relative au comportement réversible et à long terme des graves non traitées

1 Introduction

La détermination des propriétés mécaniques des graves non traitées en laboratoire a pour but principal de fournir des paramètres nécessaires au dimensionnement des chaussées souples propre à prévenir les phénomènes de dégradation. Dû à la complexité et à la variété des matériaux utilisés, l'étude et la conception des chaussées souples ont longtemps gardé un caractère empirique. Des méthodes plus sophistiquées ont été développées, qui améliorent la prise en compte du comportement mécanique réel de ces matériaux, obtenu lors d'essais en laboratoire.

Dans ce chapitre, nous présentons une revue bibliographique portant sur le comportement mécanique des graves non traitées dans les chaussées souples, sous l'effet des chargements répétés. Après avoir exposé le rôle de ces matériaux dans ces chaussées, le principe de la méthode française de dimensionnement des chaussées souples et les faiblesses que montre cette méthode, nous présentons le principe de l'essai triaxial à chargements répétés, car c'est avec cet essai que sont préférentiellement caractérisées les performances mécaniques des graves non traitées dans le réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées.

Classiquement, l'étude du comportement mécanique des graves non traitées à l'aide de cet essai se fait en dissociant le comportement réversible du comportement à long terme. Un résumé portant sur l'étude des deux comportements y est détaillé. Ensuite seront présentés les facteurs influençant le comportement réversible et les déformations permanentes des graves non traitées. L'anisotropie initiale et induite par le chargement des matériaux granulaires est une caractéristique importante, mais encore négligée dans la conception des structures de chaussées. Cependant, on présentera les différents travaux réalisés pour déterminer l'effet de l'anisotropie sur le comportement des matériaux granulaires.

Dans la dernière partie, nous exposons les travaux réalisés pour le développement des approches rationnelles du comportement réversible et à long terme des graves non traitées. Les déformations permanentes induites par le chargement cyclique peuvent être reproduites à partir d'expressions analytiques issues d'essais, de lois de comportements élastoplastiques adaptées au chargement cyclique sous grand nombre de cycles ou à partir de la théorie de l'état limite.

2 Rôle des couches granulaires non liées de chaussées souples

Les chaussées souples ou à faibles trafics sont constituées d'un revêtement hydrocarboné, parfois décomposé en une couche de roulement et une couche de liaison, d'un corps de chaussée lui-même le plus souvent divisé en une couche de base à la partie supérieure et une couche de fondation sous-jacente en graves non traitées, reposant sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée, constituée du sol terrassé, surmonté en général d'une couche de forme. La figure 1 schématise une coupe de chaussée souple.

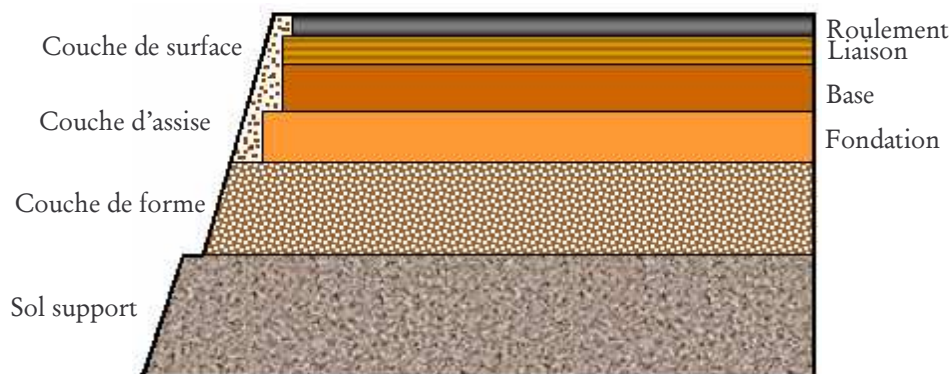


Figure 1 : Coupe verticale d'une structure de chaussée.

Selon l'importance de la chaussée, le revêtement peut être un simple enduit superficiel de 15 à 20 mm d'épaisseur ou un béton bitumineux de 6 à 10 cm d'épaisseur. Dans le premier cas le revêtement ne joue qu'un rôle de tapis d'usure et d'étanchéité. Lorsque le revêtement est épais, il assure une répartition importante des charges. Le corps de chaussée diffuse très largement les pressions verticales imposées par les charges roulantes sur le sol afin de maintenir des déformations dans des limites admissibles.

Les couches en graves non traitées jouent un rôle important dans la performance mécanique des chaussées. Leurs principales fonctions se résument en trois points :

- elles doivent d'abord supporter le trafic de chantier pour permettre la construction des couches de chaussée.
- elles influent sur la répartition des sollicitations mécaniques appliquées à la surface de chaussée par le trafic et, par là, sur son dimensionnement.
- elles contribuent au drainage.

Ces couches granulaires, qui constituent l'assise des chaussées souples, ont une faible rigidité qui dépend de leurs épaisseurs et de celle du sol. Comme la couverture bitumineuse est relativement mince, les efforts verticaux dus au trafic sont transmis au support avec une faible diffusion latérale. Les contraintes verticales élevées engendrent par leur répétition des déformations plastiques du sol ou de la grave qui produisent des déformations permanentes à la surface de la chaussée (figure 2). L'évolution des déformations conduit à l'apparition de déformations permanentes du type orniérage à grand rayon qui détériore la surface de la chaussée.

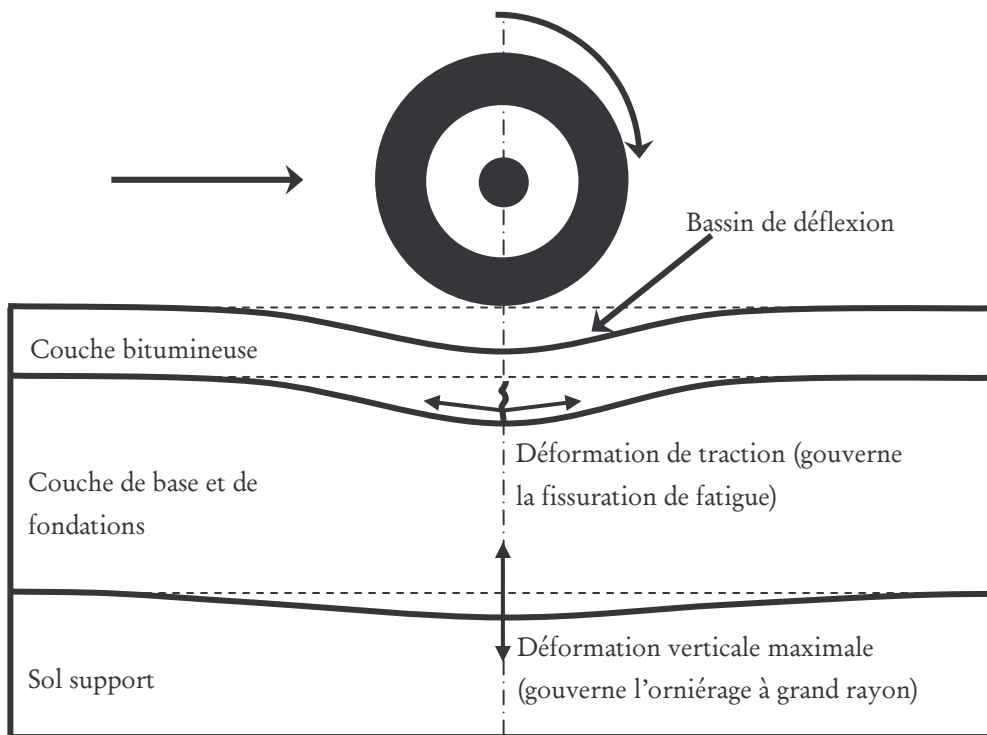


Figure 2 : Les déformations critiques considérées dans le dimensionnement des chaussées souples.

Les sollicitations répétées de traction-flexion, dues au trafic, dans la couverture bitumineuse entraînent une dégradation par fatigue (figure 2), sous forme de fissures d'abord isolées puis évoluant peu à peu vers un faïençage de faibles dimensions. L'eau

s'infiltrant alors plus facilement provoque une accélération des phénomènes : épaufrures aux lèvres des fissures avec départ des matériaux, puis formation de nids de poule.

Un bon dimensionnement doit assurer un bon fonctionnement de la chaussée pendant sa durée de vie.

3 Dimensionnement des couches granulaires non liées de chaussées souples

Il existe deux approches de base pour le dimensionnement des chaussées souples :

- La méthode empirique, la plus utilisée en Europe et aux USA. Cette méthode se base sur des données expérimentales de chaussées en vraie grandeur AASHTO [Guide for design of pavement structures (1993)] et/ou sur des résultats expérimentaux d'essais en laboratoire sur des matériaux constituant la chaussée.
- la méthode analytique, qui utilise des analyses théoriques des contraintes et déformations des couches de chaussées, les propriétés mécaniques des différents matériaux de chaussées et les conditions climatiques.

Selon le guide de dimensionnement des structures de chaussée [Guide technique SETRA (1994)], la méthode française de dimensionnement nécessite une analyse mécanique du fonctionnement de la structure, des résultats d'essais de laboratoire sur des matériaux de chaussées et les connaissances tirées de l'observation du comportement de chaussées réelles provenant d'expériences faites sur le manège de fatigue du LCPC. Les étapes suivies pour le dimensionnement sont :

- un prédimensionnement de la structure pour une durée de vie donnée, en définissant les épaisseurs des différentes couches de la chaussée en fonction du trafic et des performances mécaniques des matériaux.
- le calcul des contraintes et déformations avec le logiciel de calcul ALIZÈ [Autret et al (1982)] du LCPC, en considérant un comportement élastique isotrope des matériaux de la chaussée et un essieu de référence de 130 kN sur un multicouche [modèle de Burminster (1943)].
- la vérification en fatigue ou à l'orniérage de la structure (déformation du support), en comparant les contraintes et déformations calculées à l'étape 2 à des valeurs admissibles. Ces valeurs limites sont déterminées en fonction du trafic cumulé, des caractéristiques de résistance en fatigue des matériaux, des effets climatiques et du risque de calcul admis sur la période considérée.

La loi de fatigue est généralement établie expérimentalement pour une température de 10°C et une fréquence de 25Hz. Lorsque ces hypothèses ne sont plus acceptables, l'expression de la loi est à déduire de résultats de fatigue pour des conditions d'essais adaptées.

Les données nécessaires à l'application de la méthode de dimensionnement sont classées en trois catégories :

1 – Le trafic

Pour le calcul de dimensionnement, on prend en considération le trafic cumulé sur une durée initiale de calcul. Le trafic équivalent est caractérisé par le nombre équivalent d'essieux de référence NE, correspondant au trafic poids lourds cumulé. L'essieu de référence est l'essieu isolé à roues jumelées de 130 kN. Ce nombre NE est déterminé par la relation :

$$NE = N.CAM$$

avec :

N est le nombre cumulé de poids lourds pour la période de calcul de p années ;

CAM est le coefficient d'agressivité moyen du poids lourd par rapport à l'essieu de référence.

Le nombre cumulé d'essieux équivalents NE est déterminé pour des justifications vis à vis du comportement en fatigue des couches liées et vis à vis du risque d'orniérage du sol support et des couches non liées.

Les chaussées sont définies selon les classes de trafic T_i . Celles ci sont déterminées à partir du trafic poids lourds journalier moyen (MJA), qui emprunte la voie la plus chargée de la chaussée pendant la durée de service de l'ouvrage. Les classes de trafic sont déterminées à partir du tableau 1 donné dans le guide de dimensionnement des structures de chaussée [Guide technique SETRA (1994)]. Dans le cas des chaussées souples, T_i est inférieur ou égal à T2.

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

Tableau 1 : Définition des classes de trafic [Guide technique SETRA (1994)].

2 – Les données climatiques et d'environnement

Les données descriptives des conditions climatiques du site de construction sont prises en compte, dans le calcul de dimensionnement, dans le cas où elles ont une influence directe sur le choix de certaines variables de calcul.

Les conditions climatiques ont une influence sur la résistance, la durabilité et les caractéristiques de déformabilité de la chaussée et du sol support. Les conditions hydrologiques ont une incidence importante sur l'état hydrique du sol support. De manière générale, les données directement utilisées dans le calcul de dimensionnement sont :

- l'état hydrique du sol support à travers sa portance.
- les cycles saisonniers de température à travers son influence sur les caractéristiques mécaniques des bétons bitumineux.
- l'intensité des périodes de gel.

3 – Les paramètres descriptifs des matériaux

Ces paramètres correspondent aux propriétés des matériaux de chaussée et du support qui sont nécessaires au calcul de la structure de chaussée.

A défaut de modèle décrivant convenablement le comportement non linéaire du sol support et des couches en grave non traitée GNT, la portance de la plate forme support est évaluée pour les matériaux roulés en fonction de l'épaisseur de la couche de forme à partir d'abaques [Guide technique SETRA (1994)], ou pour les matériaux concassés à partir d'essais de chargement à la plaque pour des épaisseurs croissantes de matériau de couche de forme. En ce qui concerne la GNT, les caractéristiques mécaniques affectées à cette couche dans un calcul de dimensionnement sont déterminées à partir d'essais triaxiaux à chargements répétés.

Par approximation et à défaut de résultats d'essais triaxiaux, la méthode de dimensionnement fait cependant appel à une description simplifiée du comportement de ces matériaux et ne retient qu'un modèle élastique linéaire, dont les caractéristiques élastiques (le module d'Young et le coefficient de Poisson) sont celles retenues en pratique.

Les caractéristiques du support sont décrites par un module d'Young obtenu en surface de la plate forme support et un coefficient de Poisson égal à 0,35. Dans le tableau 2 sont résumées les valeurs du module d'élasticité de la GNT pour une chaussée à faible trafic, sachant que le coefficient de Poisson est égal à 0,35.

Chaussée à faible trafic : $T \leq T3$									
Couche de base	Catégorie 1 : $E_{GNT} = 600 \text{ MPa}$ Catégorie 2 : $E_{GNT} = 400 \text{ MPa}$ Catégorie 3 : $E_{GNT} = 200 \text{ MPa}$								
Couche de fondation	$E_{GNT}[1] = k E_{\text{plate forme support}}$ $E_{GNT}[\text{sous couche } i] = k E_{GNT}[\text{sous couche } (i - 1)]$ <table border="1" style="margin: 10px auto;"> <tr> <td>catégorie</td> <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>k</td> <td>3</td> <td>2,5</td> <td>2</td> </tr> </table> E_{GNT} borné par la valeur indiquée en couche de base	catégorie	1	2	3	k	3	2,5	2
catégorie	1	2	3						
k	3	2,5	2						

Tableau 2 : Valeurs de module d'Young des couches de GNT pour le dimensionnement, cas $T \leq T3$ [Guide technique SETRA (1994)].

Pour les chaussées souples ou à faible trafic, le critère de dimensionnement vis à vis du risque d'orniérage du sol support et de l'assise en grave non traitée par cumul de déformations permanentes sous la répétition des charges roulantes s'en tient actuellement à limiter l'amplitude de la déformation verticale ε_z au sommet du sol support, calculée sous la charge de l'essieu de référence. Le critère d'orniérage s'écrit sous la forme :

$$\varepsilon_{z,ad} = A (NE)^{-0,222} \quad (\text{I. 1})$$

NE est le nombre d'essieux équivalents ; $A=0,012$ pour un trafic $T \geq T3$ et $A=0,016$ pour un trafic $T < T3$.

En conclusion de ce bref exposé sur la méthode française de dimensionnement des chaussées souples, il apparaît que :

- elle fixe implicitement un comportement élastique pour les couches constituant la chaussée, dont les caractéristiques mécaniques sont celles retenues en pratique.
- le chargement utilisé correspond à un chemin de chargement statique uniquement.
- le critère d'orniérage se limite à une relation du type $\varepsilon_{z,ad} = f(NE)$, qui est empirique et dépend uniquement des conditions de trafic. Cette relation provient de l'observation de l'évolution de l'orniérage de certaines chaussées bitumineuses.

4 Performances mécaniques des graves non traitées

Les graves non traitées sont des mélanges de granulats et d'eau sans ajouts de liant. Leur granulométrie est continue. La taille du plus gros grain ne dépasse pas 31,5 mm. La norme française NF P 98-129 distingue les graves non traitées selon certaines de leurs caractéristiques et suivant leur mode d'élaboration :

- les GNT A obtenues en une seule fraction sans ajouts d'eau ;
- les GNT B obtenues par recombinaison de plusieurs fractions granulaires distinctes.

Les caractéristiques des granulats sont choisies selon la norme **NF P18-101**. Les constituants granulaires des GNT sont choisis à partir des caractéristiques de dureté des gravillons, de propreté des sables et de la grave, ainsi que de l'angularité des granulats dans le cas des matériaux d'origine alluvionnaire.

Les matériaux granulaires utilisés en assise de chaussée contiennent une certaine quantité de fines (4% à 10%) et d'eau. En revanche, ils ne doivent pratiquement pas contenir de fines argileuses.

4.1 Les contraintes dans les couches en graves non traitées des chaussées souples

Les sollicitations dues au trafic routier se résument en un chargement répété à la surface de la chaussée : vertical (poids du véhicule) et horizontal (accélération, freinage). La charge des véhicules n'est pas constante et les véhicules ne circulent pas toujours au même endroit. La figure 3 montre les contraintes produites en un point de l'assise en grave non traitée de la chaussée, sous le passage d'une charge roulante. Les contraintes verticales et horizontales sont positives dans la couche granulaire. Les contraintes de cisaillements s'inversent au passage de la charge produisant une rotation des contraintes principales. La figure 3 montre que les contraintes principales verticales et horizontales sont maximales seulement quand les contraintes de cisaillements sont nulles, c'est à dire sous le centre de la roue.

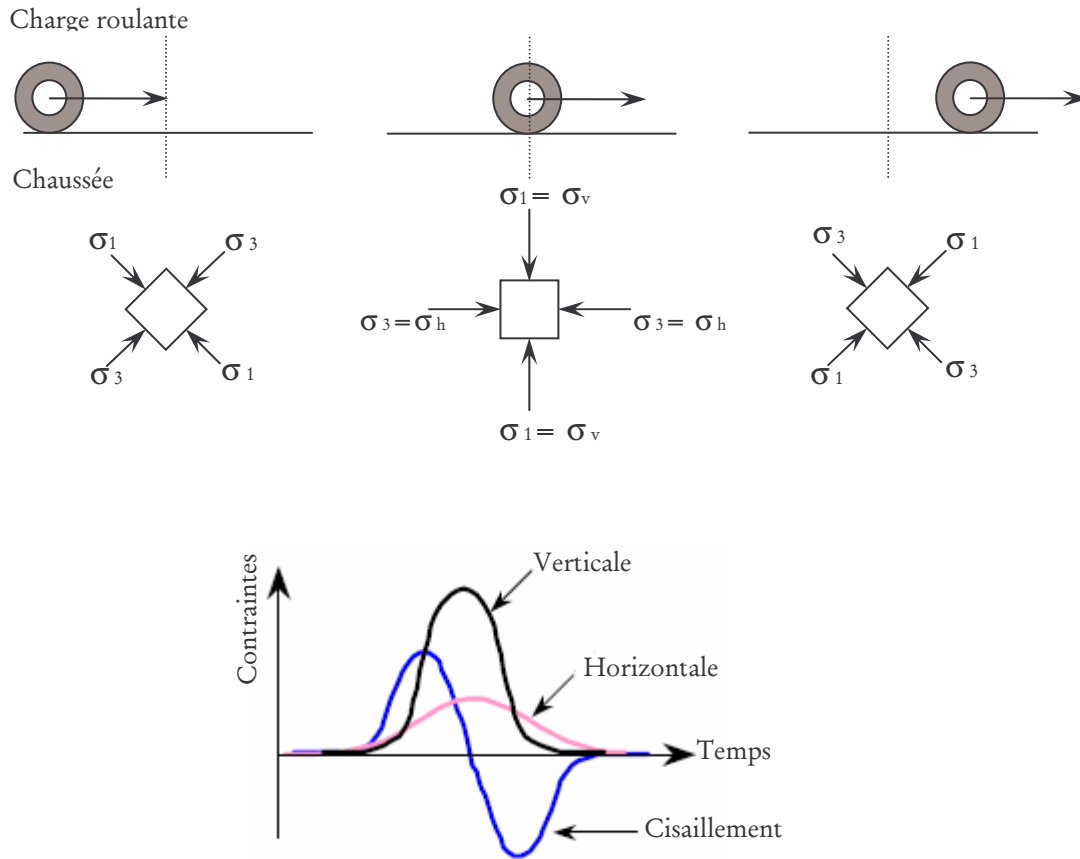


Figure 3 : Sollicitations dues au passage d'une charge roulante dans la couche en grave non traitée de la chaussée souple.

En laboratoire, les états de contraintes représentés sur la figure 3 sont relativement difficiles à reproduire. Plusieurs types d'essais ont été développés pour étudier le comportement des graves non traitées. Ces essais permettent de simuler avec une certaine approximation les conditions de chargements existant dans les chaussées.

4.2 Essais en laboratoire pour l'étude du comportement des GNT

Des essais en laboratoire simulant le chargement du trafic sont mis en place afin de caractériser la réponse du comportement des GNT. Les essais utilisés pour étudier les GNT et le sol support sont les essais triaxiaux cycliques et les essais de torsion sur cylindre creux. Ces essais sont des adaptations des essais développés en mécanique des sols.

4.2.1 Essai de torsion sur cylindre creux

Un appareil d'essai de torsion sur cylindre creux a été développé par l'université de Nottingham [Thom (1988)], pour les sols supports de chaussées. Dans cet essai, il est possible de contrôler les contraintes verticales, horizontales et de cisaillement afin de reproduire la rotation des contraintes principales et de mieux représenter les sollicitations dues au trafic, (figure 3).

L'appareil triaxial de torsion sur cylindre creux est représenté sur la figure 4. Cet appareil est spécialement conçu pour des éprouvettes cylindriques de 240 mm de diamètre extérieur. Ce qui implique que la taille des grains doit être inférieure à 4 mm.

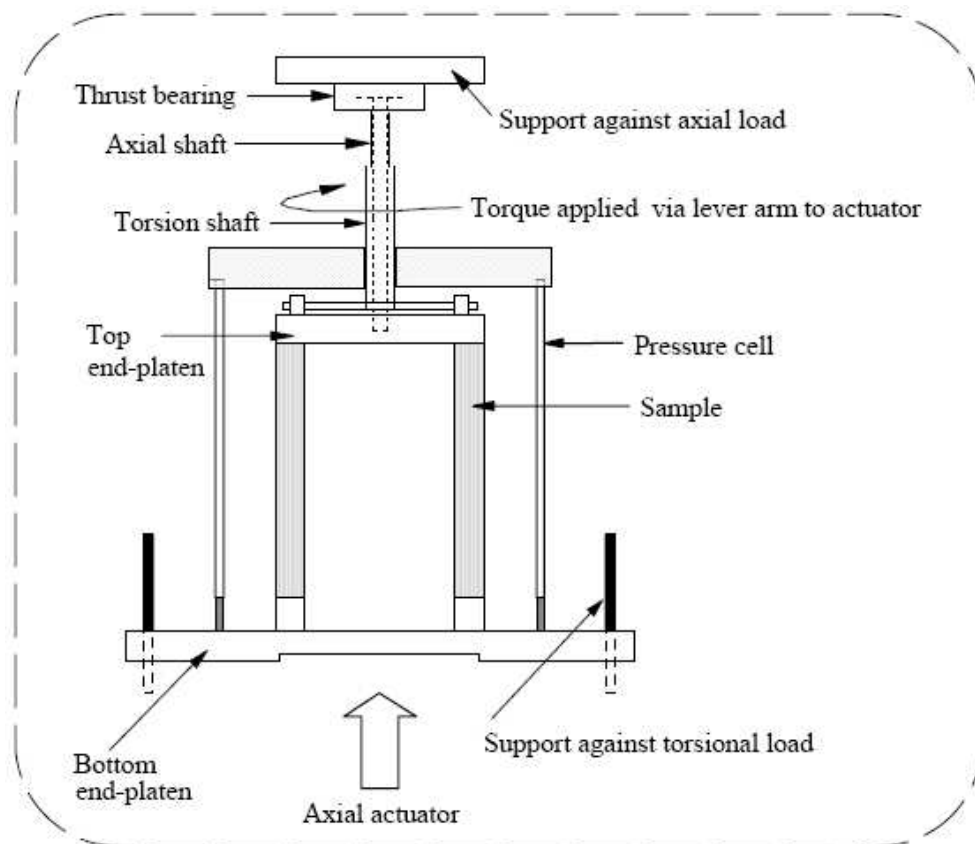


Figure 4 : Appareil triaxial sur cylindre creux de l'université de Nottingham, d'après [Thom et Dawson (1993)].

Les études réalisées par Chan [Chan (1990)] ont montré que les déformations permanentes sont sensibles aux conditions de chargement, particulièrement à la rotation du champ de contraintes. Mais ce type d'essai reste peu développé à cause de sa complexité, car il ne peut être effectué que sur des matériaux dont le diamètre des grains est tel que : $D_{\max} < 5 \text{ mm}$.

Pour les graves, dont les grains peuvent atteindre un diamètre de 31,5 mm, il faudrait utiliser des éprouvettes de très grandes dimensions.

4.2.2 Essai triaxial à chargements répétés

4.2.2.1 Principe de l'essai triaxial

L'appareil triaxial à chargements répétés a été conçu pour l'étude du comportement des graves non traitées. Hornyhch [Hornyhch et al. (1993)], Paute [Paute et al. (1994)], Correia [Correia et Gilett (1993)], et Balay [Balay et al. (1998)] ont mis au point un appareil pour réaliser des essais triaxiaux à chargements répétés selon une procédure normalisée. Ils ont simulé en laboratoire les conditions de chargement en place au moyen d'un appareil triaxial à chargements répétés. Son principe consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à des sollicitations cycliques répétées (axialement σ_1 , radialement σ_2) simulant les chargements routiers pour mesurer les déformations axiales et radiales. La figure 5 montre le type de sollicitations reproduites lors d'un essai triaxial cyclique.

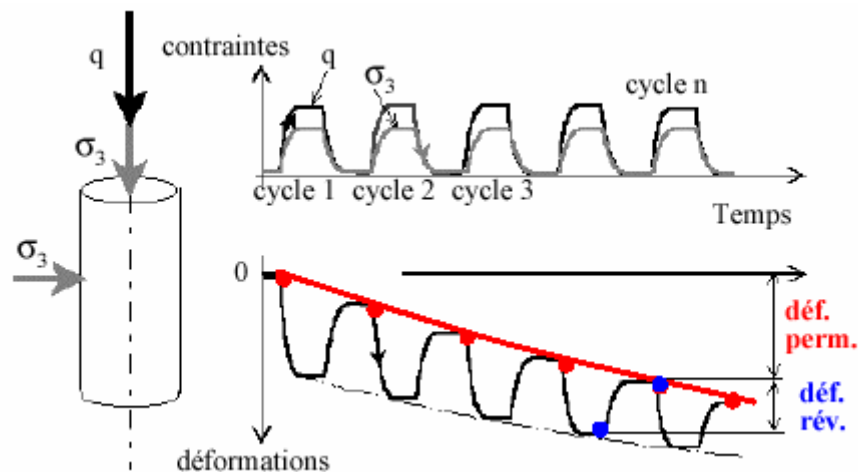


Figure 5 : Type de sollicitations reproduites lors d'un essai triaxial.

L'appareil possède un système de chargement hydraulique pour commander la force et un système de chargement servo-pneumatique. Ces deux systèmes permettent de faire varier la force axiale et la pression dans la cellule du triaxial, ce qui permet de réaliser les chargements en suivant différents chemins de contraintes, définis par le rapport (q/p) (avec $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ et $q = \sigma_1 - \sigma_3$). Les contraintes maximales appliquées sont $p = 400$ kPa et $q = 600$ kPa. La confection et la mise en place des éprouvettes sont des opérations importantes pour la qualité des résultats d'essai. Les éprouvettes ont un diamètre de 160mm et une hauteur de 320mm. Elles sont fabriquées à l'aide d'un appareil de

vibrocompression selon la norme **NF P 98-230-1**. Elles sont confectionnées à une densité et une teneur en eau voisine de celle de l'OP (Optimum Proctor). La figure 6 représente la cellule triaxiale développée au sein du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées [Paute et al. (1994)].



Figure 6 : Une vue de l'appareil triaxial du LCPC de Nantes.

Sous un chargement cyclique, les GNT présentent des déformations réversibles, enregistrées après chaque cycle et des déformations permanentes, qui s'accumulent lorsque le nombre de cycle de chargement augmente. L'approche adoptée, pour étudier ce comportement avec cet essai, consiste à étudier et modéliser séparément le comportement réversible et le comportement à long terme.

4.2.2.2 Etude du comportement réversible avec le TCR

Pour la réalisation de l'essai triaxial, la procédure suivie pour l'étude du comportement réversible des graves non traitées est divisée en deux phases. La première phase consiste à appliquer à l'éprouvette un conditionnement cyclique pendant 20 000 cycles de

chargement, sous un chemin de contraintes standard ($\Delta q = 600\text{kPa}$, $\Delta q / \Delta p = 2$), afin de stabiliser les déformations permanentes du matériau (figure 7), et d'obtenir un comportement réversible des GNT. Dans les chaussées, le conditionnement est assimilé aux chargements sévères que subit le matériau lors de sa mise en œuvre (compactage) et au trafic de chantier.

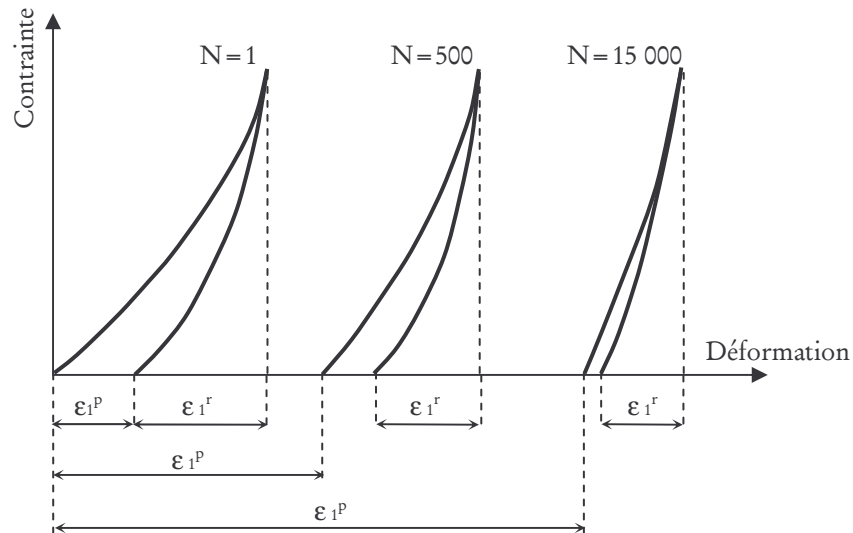


Figure 7 : Evolution des cycles de contraintes- déformations au cours du chargement.

Pendant la deuxième phase, vingt deux chemins de contraintes, indiqués sur la figure 8, sont appliqués à l'éprouvette conditionnée, pour l'étude du comportement réversible. Chaque chargement est appliqué pendant 100 cycles et la déformation réversible est mesurée à la fin du 100^{ème} cycle.

Les déformations réversibles stabilisées sont obtenues après plusieurs milliers de cycle de chargements et la réponse est pratiquement élastique non linéaire.

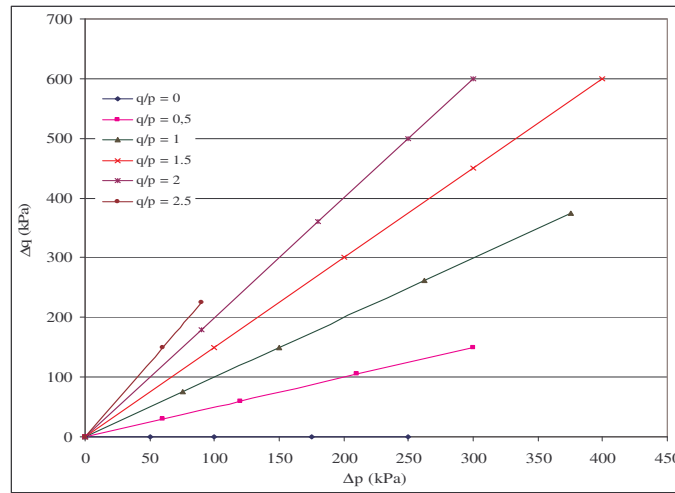


Figure 8 : Chemins de contraintes [Norme NF P 98-235-1].

4.2.2.3 Etude des déformations permanentes avec le TCR

La procédure d'essai généralement adoptée pour étudier les déformations permanentes des graves non traitées lors d'un essai triaxial à chargements répétés, consiste à réaliser un grand nombre de cycles de chargements identiques (10^5 et plus) pour un niveau de contrainte donné. La figure 9 présente un exemple typique de résultats obtenus dans ce type d'essai (évolution des déformations permanentes axiales et radiales en fonction du nombre de cycles). Cet essai est réalisé sur une grave 0/20 mm issue d'un microgranite. On constate que, l'évolution des déformations permanentes se caractérise par une augmentation rapide lors des premiers cycles, suivie par une stabilisation progressive après quelques milliers de cycles.

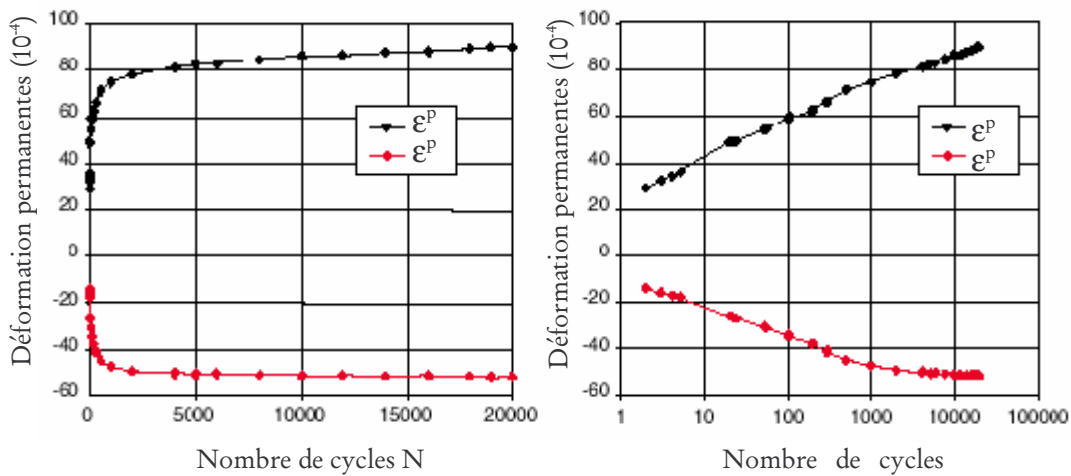


Figure 9 : Evolution des déformations permanentes axiales et radiales en fonction du nombre de cycles lors d'un TCR, d'après [Gidel (2001)].

Les travaux effectués par Gidel [Gidel et al. (2001)] ont permis de développer une nouvelle méthode d'essai au triaxial cyclique, pour l'étude des déformations permanentes qui consiste à réaliser des chargements par paliers, c'est à dire à solliciter une même éprouvette sous plusieurs niveaux de contraintes successifs croissants, avec le même rapport de contraintes q/p . Ceci permet de réduire largement le nombre d'essais à réaliser (gain de temps et de matériau).

Gidel fait alors l'hypothèse que les déformations permanentes mesurées en fin de chaque palier sont indépendantes du chargement des paliers précédents. Elles ne dépendent que du niveau de contraintes considéré et de l'état initial des éprouvettes. La figure 10 présente la procédure de chargement par paliers (4 ou 5 paliers pour 10000 cycles chacun).

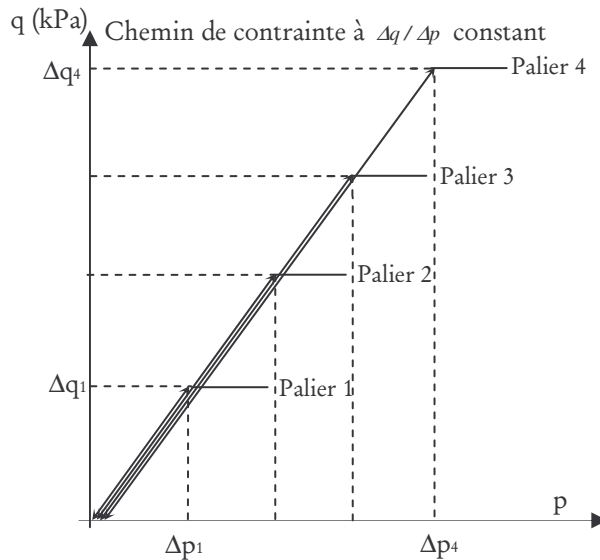


Figure 10 : Essais à chargement cyclique par paliers.

5 Les facteurs influençant les déformations permanentes

L'un des principaux aspects du dimensionnement des chaussées souples est de limiter le développement de l'orniérage dans la structure de chaussée. La prédiction de l'orniérage dans les chaussées souples est très complexe. Le problème n'est pas seulement de caractériser les matériaux de la chaussée, mais aussi d'estimer les conditions environnementales et de déterminer la distribution des contraintes pendant la durée de vie de la structure. Dans cette partie, nous allons présenter un ensemble de résultats qui résument les différents paramètres qui conditionnent l'évolution des déformations permanentes et réversibles (voir paragraphe 6).

5.1 Influence du niveau de contraintes

Le niveau de contrainte est l'un des plus importants facteurs qui affecte le développement des déformations permanentes dans les chaussées souples. Morgan [Morgan (1966)] a étudié le comportement des sables sous un chargement cyclique, et s'est intéressé à l'influence de la contrainte déviatoire et de la contrainte de confinement sur les déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycle de chargement. Dans un essai triaxial à contrainte de confinement constante, il a remarqué que les déformations permanentes axiales sont proportionnelles aux contraintes déviatoires. En revanche, si la contrainte déviatoire est constante, la déformation permanente axiale est inversement proportionnelle à la pression de confinement.

Barksdale [Barksdale (1972)] a réalisé des essais triaxiaux cycliques sur des graves non traitées à contrainte de confinement constante pour 10^5 cycles. Il montre que les déformations permanentes axiales dépendent fortement du niveau de contrainte appliqué, et elles augmentent avec la contrainte déviatoire et diminuent lorsque la contrainte de confinement augmente. Sur la figure 11, Barksdale présente les résultats d'essais TCR sur plusieurs matériaux.

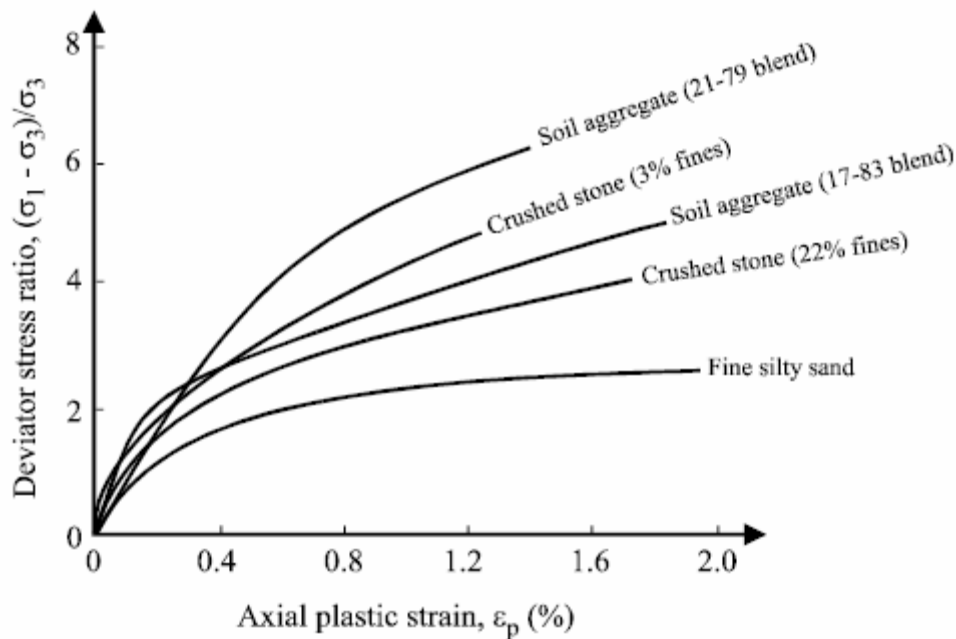


Figure 11 : Influence du niveau de contrainte sur les déformations permanentes axiales, d'après [Barksdale (1972)].

Les mêmes remarques ont été rapportées par Lashine [Lashine et al. (1971)], Brown [Brown et Hyde (1975)] et Pappin [Pappin (1979)]. Gidel [Gidel et al. (2001)] a étudié l'influence des contraintes déviatoires et des contraintes de confinements sur un chemin de contrainte

q/p constant. Il montre que les déformations permanentes augmentent lorsque la contrainte déviatoire augmente, et diminuent lorsque la contrainte moyenne augmente.

5.2 Influence de la rotation des contraintes principales

Un élément de GNT sous la couche de béton bitumineux sous l'effet d'une charge roulante se déplaçant à la surface subit une rotation des directions principales des contraintes. Les contraintes agissant sur cet élément varient en fonction de la distance entre l'axe horizontal de la roue et la verticale passant par le point considéré (figure 3). D'après la littérature, la réorientation des contraintes dans les matériaux granulaires conduit à des déformations permanentes plus importantes que celles données par l'essai triaxial cyclique, dépendantes de l'angle de Lode.

Thom et Dawson [Thom et Dawson (1989)] ont réalisé des essais de torsion sur cylindre creux pour étudier le comportement des roches concassées (diamètre maximal de 4mm). Ils affirment que la rotation des contraintes principales modifie de manière significative l'accumulation des déformations permanentes.

Des essais de torsion sur cylindre creux ont été réalisés par Chan [Chan (1990)] pour étudier la réponse des déformations permanentes d'un calcaire dolomitique concassé (diamètre maximal de 5 mm). Afin d'observer l'influence de la rotation des contraintes principales, Chan a effectué certains de ses essais dans les conditions du triaxial pour lesquelles aucun effort de cisaillement n'a été appliqué. Les essais avec effort de cisaillement ont donné des déformations permanentes beaucoup plus élevées en comparaison avec celles obtenues en condition triaxial.

Dans la même étude, Chan a réalisé des essais sur une chaussée instrumentée, selon deux modes de chargements, en utilisant le même matériau. Il remarque que les déformations permanentes engendrées par la charge roulante sont trois fois plus grandes, et ceci est due à la rotation des contraintes principales.

Hornych [Hornych (2000)] a obtenu les mêmes résultats que Chan, en réalisant sur une chaussée instrumentée des essais avec deux modes de chargements. Pour les mêmes conditions de chargements, il obtient des déformations permanentes trois fois plus grandes avec une charge roulante qu'avec un essai de plaque cyclique.

5.3 Influence de la teneur en eau

Plusieurs études ont été réalisées afin d'étudier l'effet de la teneur en eau sur la déformation permanente. Haynes [Haynes et Yoder (1963)], Holubec [Holubec (1969)], Dawson [Dawson et al (1993)], Paute [Paute et al (1994)] ont étudié le comportement de plusieurs types de matériaux avec l'essai triaxial à chargements répétés et ont remarqué que les déformations permanentes augmentent avec la teneur en eau. L'étude menée par Barksdale [Barksdale (1972)] sur différents matériaux granulaires, confirme la conclusion précédente. Il a remarqué que la déformation permanente augmente de 68% pour un échantillon saturé,

comparé à celui en état partiellement saturé. Il a mentionné, cependant, que puisque les essais ont été réalisés en condition drainée pour lequel l'écoulement libre de l'eau est permis dans et hors des échantillons, le développement de la pression interstitielle n'est pas produit pendant l'essai.

Gidel [Gidel (2001)] a étudié l'effet de la teneur en eau sur une chaussée instrumentée. Le suivi des différentes mesures de la teneur en eau a permis de caractériser l'évolution des déformations permanentes verticales de la couche de GNT en fonction de son état hydrique à l'aide des capteurs de déformations et de teneur en eau, (sonde TDR). Il a remarqué que, pendant la période sèche, la teneur en eau n'a pas varié. Par contre, dès l'arrivée des premières pluies, la teneur en eau a brusquement augmenté jusqu'à saturation du matériau, ce qui a conduit à une augmentation brutale des déformations permanentes, qui passent de $7,2 \cdot 10^{-4}$ à $337,8 \cdot 10^{-4}$, lorsque la teneur en eau augmente de 6.4% à 11% (capteur de déformation D1). De plus, les déformations permanentes des GNT sont nettement plus élevées en ligne de rive qu'en axe. Les résultats des mesures des trois capteurs sont présentés sur la figure 12.

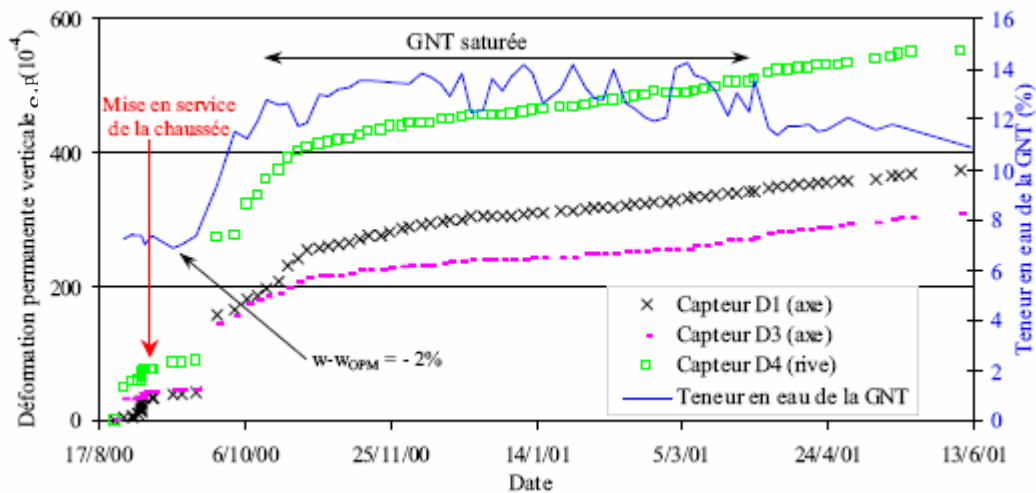


Figure 12. Evolution de la déformation permanente verticale et de la teneur en eau en fonction du temps, d'après [Gidel (2001)].

Le comportement des sols et des matériaux granulaires, vis à vis la teneur en eau, peut être amélioré sensiblement en prenant en compte les conditions du drainage. Lashine [Lashine et al (1971)] a comparé les résultats d'un essai triaxial en condition drainé et non drainée et ont remarqué que les déformations permanentes sont plus importantes en conditions non drainées. Cette différence est due au développement de la pression interstitielle pendant l'essai non drainé. La figure 13 montre l'effet positif du drainage sur les déformations

permanentes des matériaux granulaires. La déformation plastique est sept fois plus grande en condition non drainée.

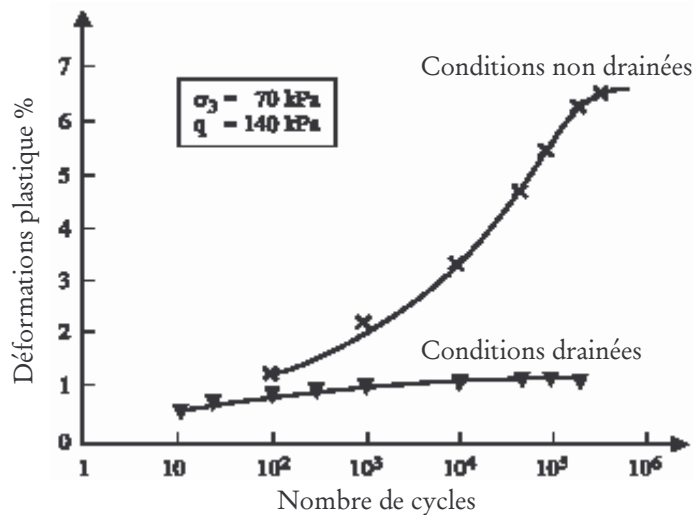


Figure 13 : Influence du drainage sur la déformation permanente, d'après [Dawson (1990)].

Une étude a été réalisée par Lebeau [Lebeau (2002)] sur l'analyse du comportement hydrique d'une structure de chaussée par simulations numériques. Il a étudié le comportement de la chaussée au dégel (Québec), et il constate que la structure subit des cycles de gel/dégel par refroidissement et réchauffement. Pour ces conditions, la progression de la pénétration du gel est relativement rapide dans la couche de base et le support, et ne cause aucune augmentation de la teneur en eau ou du degré de saturation. En revanche, lorsque le période du dégel commence à atteindre le matériau de l'infrastructure, le degré de saturation augmente et l'eau de la fonte est distribuée verticalement dans la couche de base (figure 14). Afin de réduire les effets de cet accroissement saisonnier du degré de saturation, il a comparé l'efficacité de trois systèmes de drainage en période estivale et en terrain plat, au moyen de simulations numériques, qui ont été incorporés dans la chaussée :

- l'extension latérale d'une partie de la sous fondation vers le fossé (ESF);
- un écran de rive de chaussée (EDRC);
- un tuyau de drainage longitudinal sous la ligne d'infrastructure à la limite de l'accotement (TDI).

Il a révélé qu'un EDRC est utile pour empêcher la pénétration de l'eau en provenance de l'accotement à l'intérieur de la structure de chaussée et pour maintenir ainsi un faible degré de saturation sous les roues. Par contre, l'EDRC empêche l'eau qui pénètre dans la structure par les fissures du revêtement d'en ressortir, à moins qu'elle n'ait atteint le niveau de la ligne d'infrastructure, où le degré de saturation tend vers 100 %, et où la pression

interstitielle est positive. La figure 14 montre que, même avec ces systèmes de drainage, le degré de saturation ne diminue pas en période de dégel. Cela s'explique par le fait que la pression interstitielle est négative et l'eau ne peut s'écouler vers un système de drainage soumis à la pression atmosphérique. Toutefois, un surplus d'eau de fonte à la base de la fondation peut augmenter le degré de saturation à cet endroit.

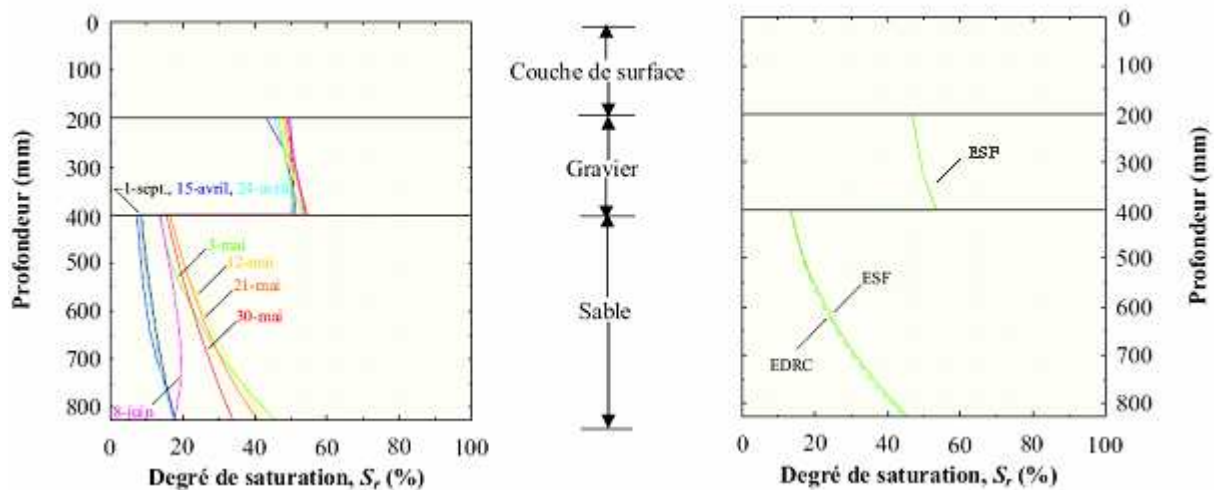


Figure 14 : Evolution du degré de saturation et son influence sur le système de drainage, d'après [Lebeau (2002)].

5.4 Influence de la teneur en fines, de la taille et du type de granulats

Pour des conditions identiques de mise en œuvre et de sollicitations, la teneur en fines a une influence significative sur les déformations permanentes. Le type des granulats joue également un rôle important sur le comportement des graves non traitées.

Barksdale [Barksdale (1972)], Thom [Thom et Brown (1988)], Allen [Allen (1973)] ont conclu que les déformations permanentes axiales dépendent fortement du type des granulats (figure 11), et qu'une augmentation de la teneur en fines engendre une augmentation significative des déformations permanentes (figure 15). Il a été montré que, pour une même densité, les déformations permanentes des graves calcaires sont inférieures à celles d'un gravier, puisque les graves calcaires, dont les granulats sont relativement tendres (coefficient LA et MDE élevés) et plus angulaires, ont les meilleures performances mécaniques des GNT lors de sollicitations triaxiales cycliques.

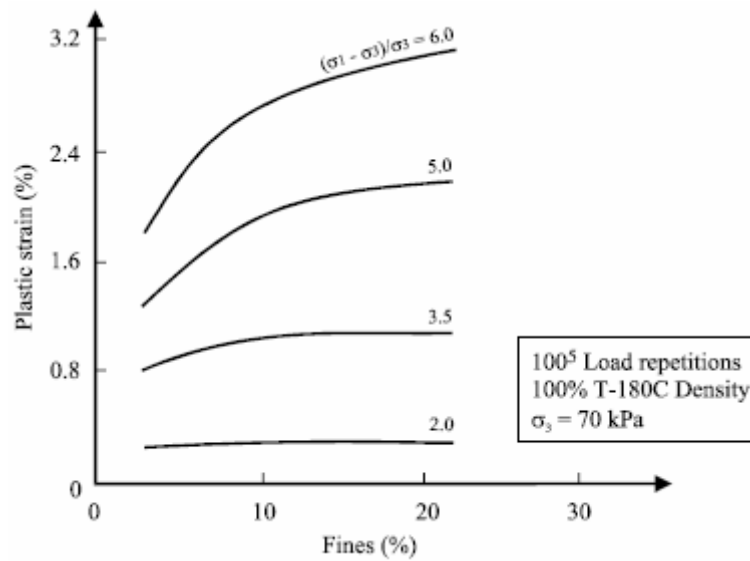


Figure 15 : Influence de la teneur en fines sur les déformations plastiques, d'après [Barksdale (1972)].

5.5 Influence de l'histoire du chargement

Selon Dehlen [Dehlen (1969)], l'histoire du chargement a un effet sur la densification et le réarrangement des granulats sous un chargement cyclique. Hicks [Hicks (1970)] affirme que l'effet de l'histoire des contraintes est éliminé, et un comportement réversible stable est atteint après une application de 100 cycles de chargements. Les déformations permanentes des sols et des graves non traitées sont directement liées à l'histoire des contraintes.

Brown et Hyde [Brown et Hyde (1975)] ont étudié l'effet de l'histoire des contraintes sur le comportement des graves non traitées. Les résultats, donnés sur la figure 16, indiquent que les déformations permanentes dépendent clairement de l'ordre d'application du chargement. Comme illustré sur la figure 16, les déformations permanentes obtenues à partir d'une application de niveau de contraintes croissant d'un palier à l'autre sont inférieures aux déformations permanentes obtenues à partir d'une application d'un seul niveau de contrainte.

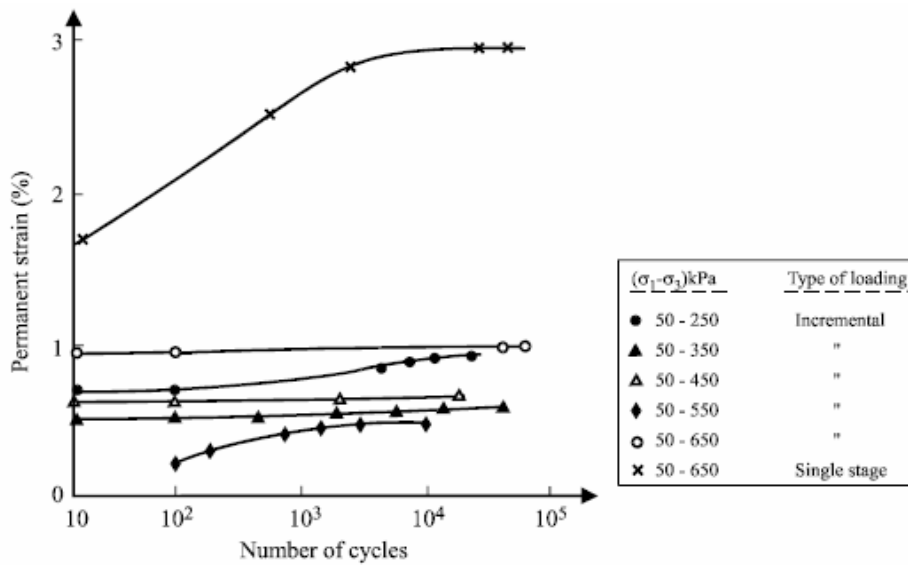


Figure 16 : Effet de l’histoire du chargement sur les déformations permanentes, d’après [Brown (1975)].

L’effet de l’histoire du chargement est connu pour des essais triaxiaux dont le rapport de contrainte q/p varie d’un palier à l’autre sur le même échantillon. Cet effet est supprimé en utilisant un échantillon vierge pour chaque palier de contrainte. Afin de limiter le nombre d’échantillons utilisés et d’éliminer l’effet de l’histoire du chargement, Gidel [Gidel et al. (2001)] a réalisé des essais triaxiaux cycliques sur une grave dioritique, à cinq paliers et à q/p constant tout au long de l’essai. Il montre que les déformations permanentes axiales et radiales tendent vers la même valeur finale (figure 17).

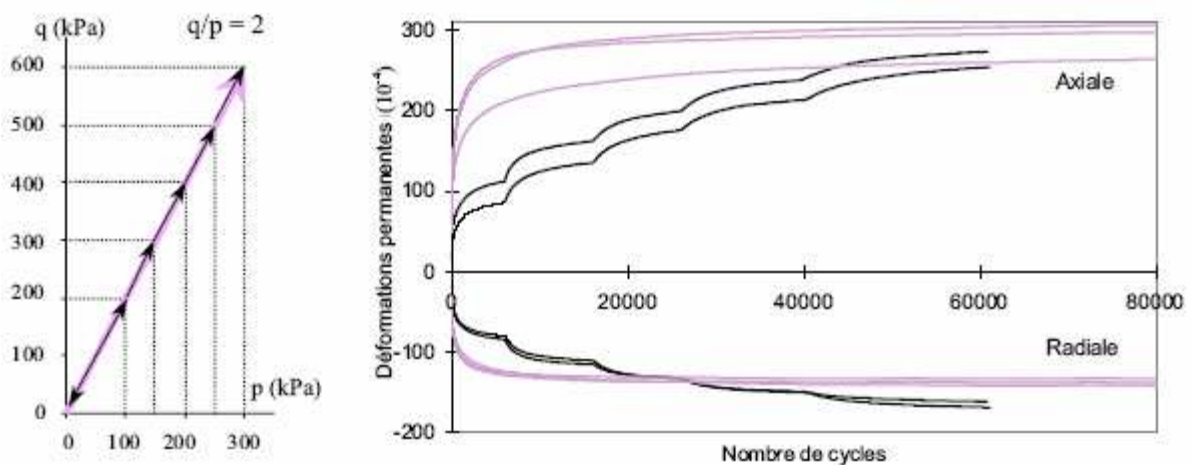


Figure 17 : La non influence de l’histoire du chargement quand $\Delta q / \Delta p$ reste constant, d’après [Gidel (2001)].

5.6 Influence de la densité

Barksdale [Barksdale (1972), (1991)] a montré que l'effet de la densité sur les déformations permanentes indique que si le matériau est compacté à 95% de la densité à l'OPM, les déformations permanentes sont deux fois plus importantes (figure 18). Des essais triaxiaux cycliques ont été réalisés par Allen [Allen (1973)], Thom et Brown [Thom et Brown (1988)] sur une grave calcaire et une grave siliceuse. Ils constatent que les déformations permanentes sont très faibles pour les matériaux les plus denses (figure 19).

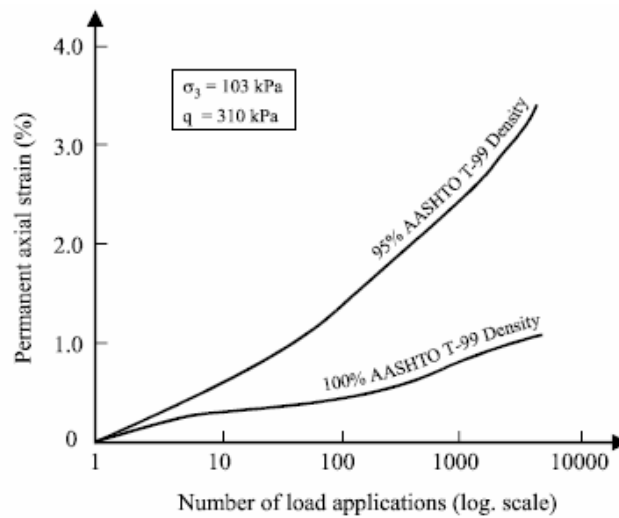


Figure 18 : Effet de la densité sur les déformations permanentes, d'après [Barksdale (1991)].

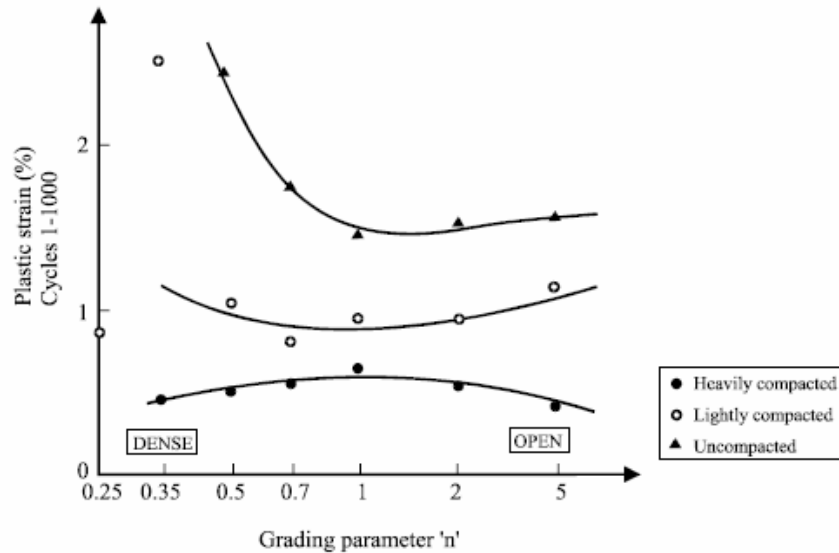


Figure 19 : Influence de la granulométrie et du degré de compactage sur les déformations permanentes, d'après [Thom et Brown (1988)].

6 Les facteurs influençant les déformations réversibles

6.1 Influence du niveau de contraintes

Plusieurs recherches de Williams [Williams (1963)] à Kolisoja [Kolisoja (1997)] indiquent que le niveau de contrainte a une grande influence sur les propriétés réversibles des graves non traitées. Mitry [Mitry (1964)], Monismith [Monismith et al. (1967)], Hicks [Hicks (1970)], Smith et Nair [Smith et Nair (1973)], Uzan [Uzan (1985)] et Sweere [Sweere (1990)] ont montré que le module réversible (figure 20) des GNT dépend fortement de la contrainte de confinement. Il augmente considérablement avec la contrainte de confinement. Monismith [Monismith et al. (1967)] annonce qu'une augmentation de 2 à 200 kPa de la contrainte de confinement engendre une augmentation de 500% du module réversible. Des études réalisées par Morgan [Morgan (1966)] montrent que le module réversible diminue légèrement avec l'augmentation de la contrainte déviatoire, sous une contrainte de confinement constante. Hicks et Monismith [Hicks et Monismith (1971)] rapportent qu'à un niveau faible de la contrainte déviatoire, le matériau présente un adoucissement. En revanche, pour un niveau plus important, le matériau se rigidifie. Hicks [Hicks (1970)], Brown et Hyde [Brown et Hyde (1975)] et Kolisoja [Kolisoja (1997)] affirment que le coefficient de Poisson dépend lui aussi de l'état de contrainte appliqué et montrent que le coefficient de Poisson des graves non traitées augmente avec la contrainte déviatoire et la diminution de la contrainte de confinement.

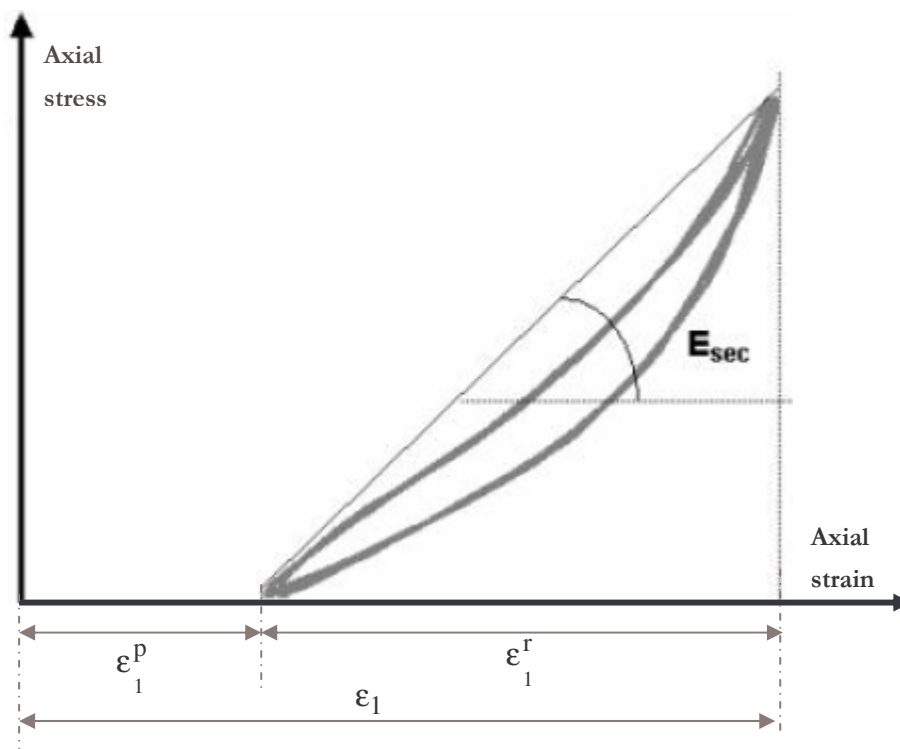


Figure 20 : Définition du module réversible.

6.2 Influence de la teneur en eau

La présence d'eau dans le matériau a une influence significative sur la résistance et le comportement des matériaux granulaires.

Certains chercheurs, qui ont étudié l'effet de la teneur en eau dans les couches granulaires de chaussée, indiquent qu'un matériau possédant un fort degré de saturation et une faible perméabilité, due à un faible drainage, provoque une augmentation de la pression interstitielle, une diminution de la contrainte effective et, par conséquent, une chute de la rigidité du matériau.

Dawson [Dawson et al. (1996)] a étudié le comportement d'une grave non traitée, et il a remarqué qu'à une teneur en eau inférieure à celle à l'OPM, la rigidité du matériau a tendance à augmenter avec la teneur en eau. Cependant, pour une teneur en eau supérieure à celle de l'OPM, l'effet de la teneur en eau devient négatif et la rigidité du matériau diminue rapidement.

Kolisoja [Kolisoja (1997)] a montré que la rigidité des graves non traitées varie en fonction du degré de saturation et atteint sa valeur maximale à une teneur en eau égale à l'OPM. Sur la figure 21, Kolisoja montre qu'initialement le module réversible augmente avec la teneur en eau, puis il atteint sa valeur maximale pour ensuite diminuer avec l'augmentation de la teneur en eau.

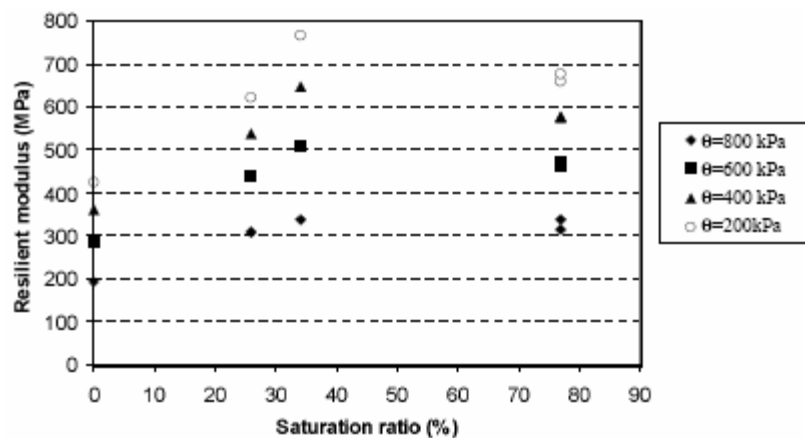


Figure 21. Influence du degré de saturation sur le module résilient, d'après [Kolisoja (1997)].

6.3 Influence de la teneur en fines, de la taille et du type des granulats

Plusieurs recherches montrent que le module de rigidité des graves non traitées dépend de la taille des grains et de leurs distributions. Thom et Brown [Thom et Brown (1987)], Kamal [Kamal et al. (1993)] affirment que le module réversible décroît quand la quantité des fines augmente. Hicks et Monismith [Hicks et Monismith (1971)] observent une réduction du module réversible avec l'augmentation de la teneur en fines pour des granulats

partiellement concassés, tandis que cet effet devient opposé quand les granulats sont complètement concassés. La variation de teneur en fines entre 2 et 10% a une légère influence, comme indiqué par Hicks [Hicks (1970)].

Pour un matériau avec la même teneur en fines et une distribution similaire de la forme des grains, le module réversible augmente avec la taille maximale des grains, selon Gray [Gray (1962)], Thom [Thom (1988)] et Kolisoja [Kolisoja (1997)]. Barksdale et Itani [Barksdale et Itani (1989)] observent que le module réversible d'une roche concassée à granulats angulaires est 50% plus grand qu'une grave roulée pour une contrainte moyenne faible, et autour de 25% pour une contrainte moyenne importante. La variation du coefficient de Poisson en fonction de la teneur en fines a été étudiée par Hicks [Hicks (1970)], qui montre qu'une augmentation de la quantité de fines entraîne une diminution du coefficient de Poisson.

6.4 Influence de la densité

Plusieurs études réalisées par Trollope [Trollope et al. (1962)], Hicks [Hicks (1970)], Robinson [Robinson (1974)], Rada et Witczak [Rada et Witczak (1981)] et Kolisoja [Kolisoja (1997)] montrent que le module réversible augmente avec la densité. Trollope [Trollope et al. (1962)] affirme que le module réversible augmente de 50% d'un sable lâche à un sable dense. Dans une étude réalisée par Barksdale et Itani [Barksdale et Itani (1989)], le module réversible augmente sensiblement avec la densité mais seulement pour des contraintes de confinement importantes. Pour un faible confinement, l'effet de la densité est moins important.

Le niveau de la densité a une influence sur le coefficient de Poisson. Cette influence est remarquée par Hicks [Hicks (1970)], Allen [Allen (1973)], Allen et Thompson [Allen et Thompson (1974)]. Kolisoja [Kolisoja (1997)] rapporte qu'il existe une légère diminution du coefficient de Poisson avec l'augmentation de la densité.

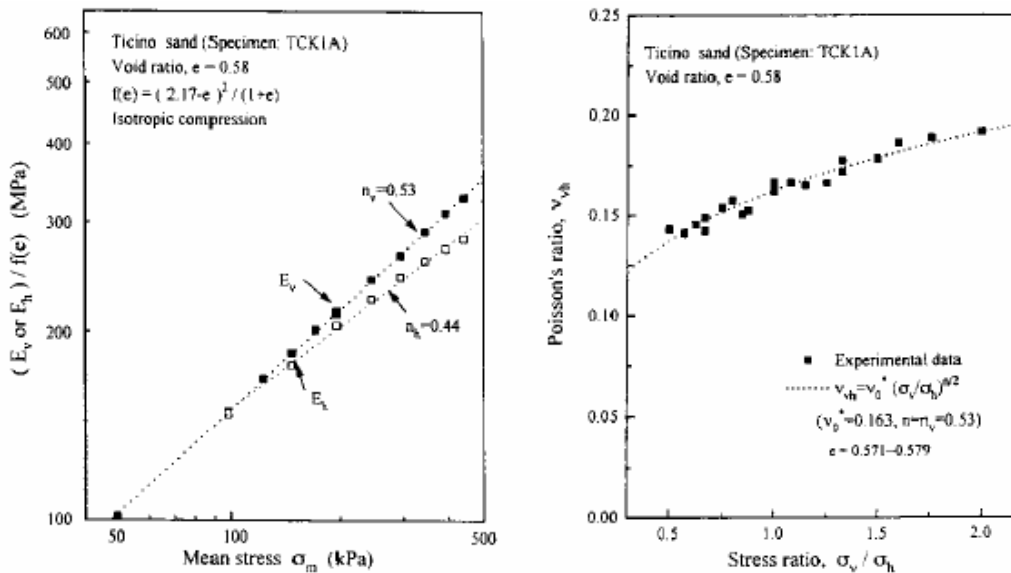
7 Anisotropie initiale et induite par le chargement des graves non traitées

Casagrande et Carillo [Casagrande et Carillo (1944)] ont essayé de faire la différence entre l'anisotropie initiale et l'anisotropie induite par l'état de contrainte. Cette dernière est définie comme étant le rapport entre les déformations axiales et radiales sous un chargement isotrope [Biarez et Hicher (1987)]. L'anisotropie initiale est une caractéristique physique des matériaux granulaires, elle est principalement due à la disposition, au changement de forme des grains et à leur arrangement géométrique sous l'influence de

déformations et contraintes [Gerrard et Mulholland (1966), Arthur et Menzies (1972), Ochai et Lade (1983)].

Oda et Sudoo [Oda et Sudoo (1989)] trouvent que l'anisotropie induite par l'état de contrainte est principalement due aux déformations plastiques. Karashin et Dawson [Karashin et Dawson (2000)] affirment qu'il serait possible de mesurer l'anisotropie due au comportement réversible des graves non traitées avec un essai triaxial à chargements répétés. Plusieurs études ont été menées pour étudier l'anisotropie dans les sols [Morgan et Gerrard (1973), Arthur et al (1977), Symes et al (1984), Wong et Arthur (1985)].

Hoque [Hoque et al (1996)] mesure les propriétés anisotropes de plusieurs matériaux secs, sable de Toyoura (Japon), sable de Ticino (Italie), sable de Silver Leighton Buzzard (Royaume Uni) et gravier de Hime (Japon). Pour cela, ils réalisent des essais triaxiaux sur de grands échantillons à base carrée. Des cycles en contrainte axiale et latérale sont appliqués pour différents états de contraintes, pour des déformations inférieures à $2 \cdot 10^{-5}$. Les modules déterminés à l'état isotrope sont très proches (figure 22). Lorsque cet état isotrope de contrainte est quitté, les modules déterminés dans une direction ne dépendent que de la contrainte appliquée dans cette direction. Le coefficient de Poisson ν_{vh} est déterminé à l'état isotrope et son évolution en fonction du rapport des contraintes est mesurée (figure 22).



(a)

(b)

Figure 22 : a) Variation des modules d'Young E_v et E_h en fonction de la pression moyenne σ_m à l'état isotrope, b) Evolution du coefficient de Poisson ν_{vh} en fonction du rapport des contraintes axiales et radiales, pour le sable de Ticino, d'après [Hoque et al. (1996)].

Ils ont de plus montré expérimentalement que les modules d'Young dans les deux directions horizontales sont égaux (figure 23).

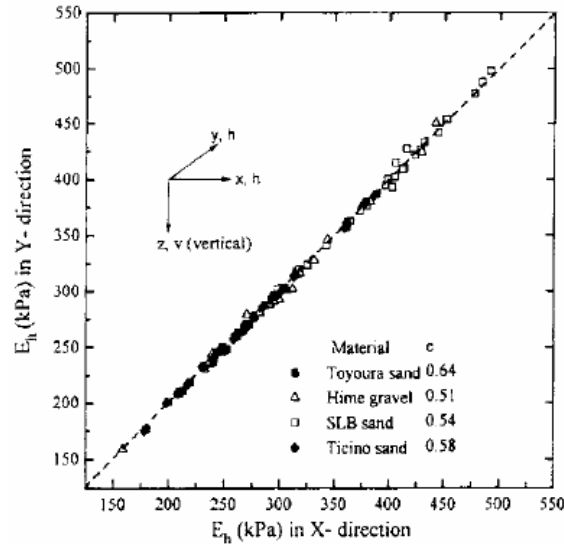


Figure 23 : Comparaison des modules horizontaux dans les deux directions orthogonales horizontales, d'après [Hoque et al. (1996)].

Sur la figure 24, Kohata [Kohata et al. (1997)] présentent les résultats expérimentaux de différents sables et graviers, et rapportent qu'à l'état isotrope, ces matériaux présentent une rigidité verticale plus élevée que la rigidité horizontale.

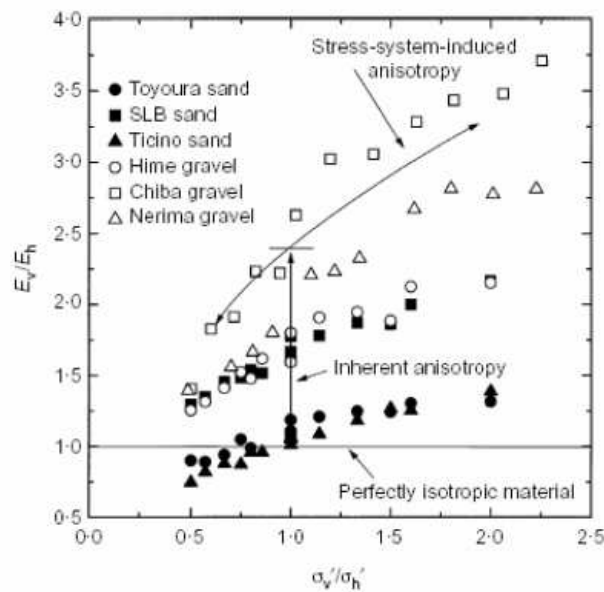


Figure 24 : Evolution du rapport des modules E_v/E_h en fonction du rapport des contraintes σ_v/σ_h' pour différents sables et graviers, d'après [Kohata et al (1997)].

Dans les chaussées, les couches granulaires sont compactées afin d'atteindre une densité maximale. Pendant le processus de compactage, ces couches deviennent anisotropes, dues aux charges verticales appliquées. De ce fait, les couches granulaires deviennent plus rigide verticalement qu'horizontalement.

Cependant, peu d'études ont été consacrées à l'étude du comportement anisotrope des matériaux de chaussées. Tutumluer [Tutumluer (1999)] a réalisé des essais en petites déformations sur une grave calcaire, un sable et un gravier. Connaissant l'anisotropie initiale, plusieurs essais pour l'étude du comportement réversible ont été réalisés afin d'estimer l'anisotropie induite par le chargement. Les résultats expérimentaux indiquent qu'il est difficile de définir une loi de comportement réversible des matériaux granulaires en prenant en compte l'anisotropie. Ceci indique que l'anisotropie dépend probablement de plusieurs paramètres tels que la nature minéralogique, la forme et la taille des grains, la densité du matériau.

Karazahin et Dawson [Karazahin et Dawson (2000)] ont réalisé des essais triaxiaux à chargements répétés sur des matériaux de chaussées : grave calcaire, sable et gravier. Afin de déterminer l'anisotropie initiale de ces matériaux, les échantillons sont soumis à une pression isotrope cyclique pendant 50 cycles. Ensuite, ils réalisent trois essais de comportement réversible avec l'application d'une pression cyclique et une contrainte déviatoire constante, une contrainte déviatoire cyclique et une pression constante et un essai où les deux chargements sont cycliques, pour déterminer l'anisotropie induite par le chargement appliqué. Afin de déterminer l'effet de l'anisotropie induite par l'histoire du chargement, les éprouvettes sont soumises à 1% de déformations permanentes, dues à l'application d'une contrainte déviatoire de 250 kPa et 50 kPa de pression de confinement. Sur les figures 25a et 25b, Karazahin et Dawson présentent le coefficient d'anisotropie comme étant le rapport entre les déformations verticales et horizontales. Si ce coefficient vaut 1 alors l'état est isotrope et s'il est nul, l'état est fortement anisotrope.

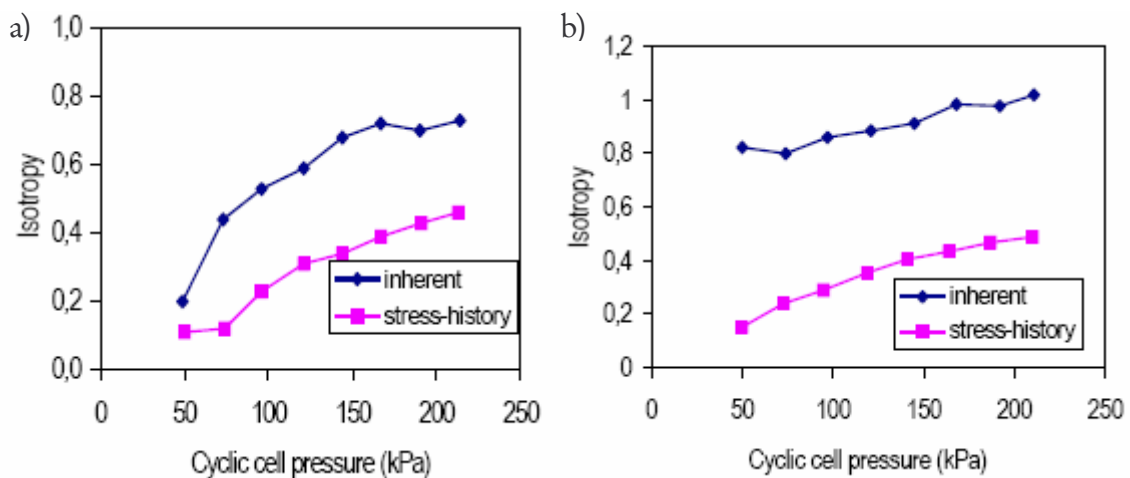


Figure 25. Résultats d'essais obtenus pour : a) sable et gravier, b) grave calcaire, d'après [Karazahin et Dawson (2000)].

Ils remarquent que l'anisotropie initiale est généralement faible pour un faible niveau de contrainte. L'histoire du chargement dû aux déformations plastiques change la structure des matériaux granulaires, ce qui induit un changement de l'anisotropie initiale. Pour un chargement cyclique, le matériau est plus anisotrope pendant le chargement que le déchargement.

8 Modélisation du comportement cyclique des graves non traitées

La modélisation du comportement cyclique des graves non traitées est essentiellement basée sur les essais TCR. La figure 26 représente la réponse typique d'une grave non traitée, donnée lors d'un essai triaxial à chargements répétés. Sous un chargement cyclique, la réponse d'une grave non traitée est élastoplastique, et est définie comme suit :

- pendant les premiers cycles de chargements, les déformations permanentes augmentent rapidement, et les déformations réversibles quant à elles diminuent.
- après cette phase initiale, les déformations permanentes tendent à se stabiliser, ou continuent à augmenter par petits incréments. La réponse du matériau devient essentiellement réversible. Ce comportement stable est généralement obtenu après plusieurs milliers de cycles de chargements.
- la partie réversible du comportement des graves non traitées est fortement non linéaire.

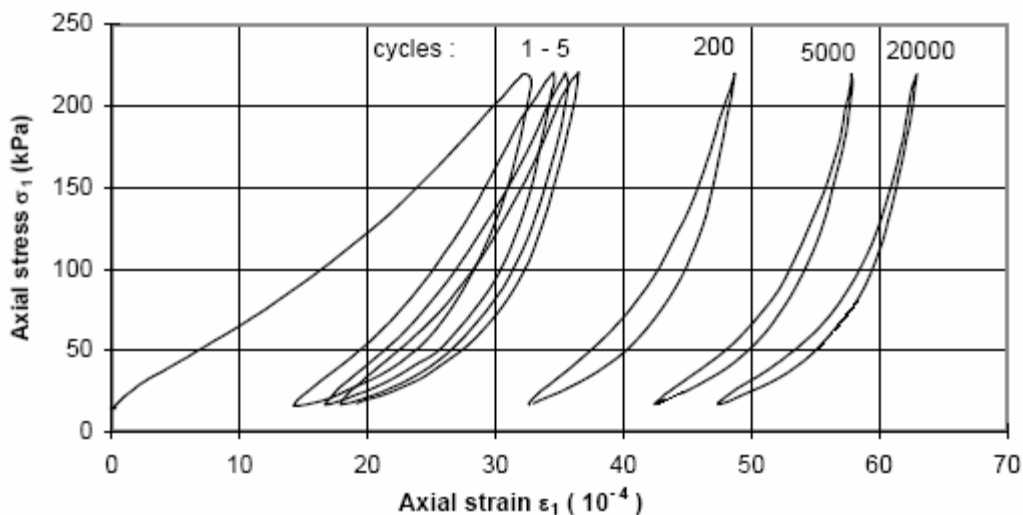


Figure 26. Réponse du comportement des graves non traitées obtenu dans un essai TCR, d'après [Hornych 2004].

Généralement, l'approche utilisée pour étudier le comportement des graves non traitées consiste à étudier et à modéliser séparément :

- le comportement réversible, obtenu après un conditionnement. Ce comportement est décrit à partir de lois élastiques non linéaires.
- le comportement de déformations permanentes, qui est plus complexe à décrire.

8.1 Modélisation du comportement réversible

Depuis 1960, plusieurs recherches ont été consacrées à l'étude du comportement réversible des graves non traitées. Sous un chargement cyclique, les matériaux granulaires ont un comportement réversible non linéaire. Ce comportement est affecté par plusieurs facteurs, et parmi ceux-ci l'effet de l'intensité du chargement est le plus important. Dans cette partie, on présente les principales lois de comportement réversible trouvées dans la littérature. On note :

p_a : la pression de référence égale à 100 kPa.

p : la pression moyenne.

q : la contrainte déviatoire.

σ_3 : la contrainte principale horizontale.

8.1.1 Modèles basés sur le module réversible et le coefficient de Poisson

Afin de prendre en compte la non linéarité du comportement des graves non traitées, le module réversible est exprimé en fonction des contraintes. Dunlap [Dunlap (1963)] et Monismith [Monismith et al. (1967)] indiquent que le module réversible dépend fortement de la pression de confinement et qu'il n'est pas affecté par les contraintes dévatoires. Ils proposent la relation suivante :

$$M_r = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (\text{I. 2})$$

k_1, k_2 sont les paramètres du modèle.

Seed [Seed et al. (1967)], Brown et Pell [Brown et Pell (1967)], et Hicks [Hicks (1970)] proposent une loi hyperbolique du module réversible en fonction de la pression moyenne, appelé modèle $(k - \theta)$:

$$M_r = k_1 (3p / p_a)^{k_2} = k_1 (\theta / p_a)^{k_2} \quad (\text{I. 3})$$

k_1, k_2 sont les paramètres du modèle.

La simplicité du modèle $(k - \theta)$ dans son utilisation le rend relativement utile, et largement accepté pour la détermination de la rigidité en fonction des contraintes. Cependant, ce modèle présente un inconvénient car il considère un coefficient de Poisson constant. Les études menées par Hicks [Hicks (1970)], Hicks et Monismith [Hicks et Monismith (1971)], Brown et Hyde [Brown et Hyde (1975)], Boyce [Boyce (1980)], Sweere [Sweere (1990)], Kolisoja [Kolisoja (1997)] ont montrées que le coefficient de Poisson n'est pas constant et varie en fonction des contraintes appliquées. May et Witczak [May et Witczak (1981)] ont précisé que, in situ, le module réversible des graves non traitées varie non seulement avec la pression moyenne mais aussi avec l'amplitude des contraintes déviatoires. Uzan [Uzan (1985)] introduit la contrainte déviatoire dans le modèle de $(k - \theta)$, selon l'expression suivante :

$$M_r = k_1 p_a \left(\frac{3p}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{q}{p_a} \right)^{k_3} \quad (\text{I. 4})$$

k_1, k_2, k_3 sont les paramètres du modèle.

Selon Tom et Brown [Tom et Brown (1988)], le module réversible peut être exprimé en fonction du rapport de contrainte :

$$M_r = k_1 \left(\frac{p}{q} \right)^{k_2} \quad (\text{I. 5})$$

k_1, k_2 sont les paramètres du modèle.

Pezo [Pezo (1993)] et Garg et Thompson [Garg et Thompson (1997)] trouvent que le module réversible dépend non seulement de la pression de confinement mais aussi du niveau de la contrainte déviatoire, d'après la relation suivante :

$$M_r = N_1 q^{N_2} \sigma_3^{N_3} \quad (\text{I. 6})$$

N_1, N_2, N_3 sont les paramètres du modèle.

Kolisoja [Kolisoja (1997)] prend en compte l'effet de la densité du matériau dans le modèle de $(k - \theta)$ et le modèle de Uzan. L'expression de ce modèle est donnée par :

$$M_r = A(n_{max} - n) p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{0.5} \quad (\text{I. 7})$$

$$M_r = B(n_{max} - n)p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{0.7} \left(\frac{q}{p_a} \right)^{-0.2} \quad (I. 8)$$

A, B sont les paramètres du modèle.

n_{max} est la porosité maximale.

n est la porosité du matériau.

θ est la contrainte volumique égale à $3p$.

Ce modèle est issu des essais triaxiaux à contrainte latérale constante (CLC).

Peu d'études ont été consacrées à la caractérisation du coefficient de Poisson, par comparaison au module réversible. La détermination du coefficient de Poisson nécessite la mesure des déformations radiales. Par conséquent, le coefficient de Poisson est supposé constant, et égal à 0,35. Hicks et Monismith [Hicks et Monismith (1971)] proposent une relation polynomiale du troisième degré du coefficient de Poisson en fonction des contraintes appliquées, donnée par :

$$\nu_r = A + B \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right) + C \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^2 + D \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \right)^3 \quad (I. 9)$$

A, B, C, D sont les paramètres du modèle.

σ_1 est la contrainte principale verticale.

Karazahin [Karazahin (1993)] a réalisé des essais triaxiaux à contrainte latérale constante et à contrainte latérale variable, et suggère une formulation mathématique du coefficient de Poisson pour le cas de contrainte latérale constante :

$$\nu_r = A \left(\frac{q_m}{p_u} \right)^B \left(\frac{p_u}{p_m} \right)^C \left(\frac{p_u}{\delta p} \right)^D \quad (I. 10)$$

A, B, C, D sont les paramètres du modèle.

p_m est la valeur moyenne de la pression de confinement, égale à $(p_{max} + p_{min})/2$.

p_u est la pression unitaire égale à 1kPa.

δp est la différence entre la pression maximale et la pression minimale, égale à $(p_{max} - p_{min})$.

q_m est la valeur moyenne de la contrainte déviatoire, égale à $(q_{max} + q_{min})/2$.

8.1.2 Modèles basés sur le module de compressibilité et de cisaillement

Différentes approches utilisent la relation contrainte-déformation en décomposant les contraintes et déformations en une partie volumique et une partie déviatoire. Dans ce cas, le module réversible et le coefficient de Poisson sont remplacés par le module de compressibilité K et de cisaillement G .

$$K = \frac{p}{\varepsilon_{v,r}} ; G = \frac{q}{3\varepsilon_{q,r}} \quad (\text{I. 11})$$

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) ; q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (\text{I. 12})$$

$$\varepsilon_{v,r} = (\varepsilon_{1,r} + 2\varepsilon_{3,r}) ; \varepsilon_{q,r} = \frac{2}{3}(\varepsilon_{1,r} - \varepsilon_{3,r}) \quad (\text{I. 13})$$

$\varepsilon_{v,r}$ et $\varepsilon_{q,r}$ sont les déformations volumiques et de cisaillements réversibles, respectivement.

Boyce [Boyce (1980)] et Cambou [Cambou et al. (1988)], tout en respectant le principe de conservation d'énergie, proposent une loi non linéaire, relativement simple qui dérive d'un potentiel. Cette approche a été largement utilisée par plusieurs chercheurs [Paute et al. (1993), Dawson et al. (1996)] en mécanique des chaussées. Dans le modèle de Boyce, le matériau est supposé isotrope et les modules varient avec les contraintes, selon les équations suivantes :

$$K = K_a \frac{\left(\frac{p}{p_a}\right)^{l-n}}{1 - \beta\left(\frac{q}{p}\right)^2} \text{ et } G = G_a \left(\frac{p}{p_a}\right)^{l-n} \quad (\text{I. 14})$$

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

n, G_a, K_a sont les paramètres du modèle.

Les déformations volumiques et déviatoires sont données par les relations suivantes :

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_a} \left(\frac{p}{p_a}\right)^{l-n} \left[1 - \beta\left(\frac{q}{p}\right)^2\right]^{-1} \text{ et } \varepsilon_q = \frac{1}{3G_a} \left(\frac{p}{p_a}\right)^n \left(\frac{q}{p}\right) \quad (\text{I. 15})$$

Pour un matériau élastique, la condition de réciprocité est assurée. Cela impose une condition entre les déformations volumiques et de cisaillements en limitant le nombre de paramètres du modèle à trois.

Elhannani [Elhannani (1991)] introduit l'anisotropie dans le modèle de Boyce, en utilisant les relations suivantes :

$$\varepsilon_v = p_a^{1-B} p^B \left[\frac{1}{A} - \frac{1-B}{6C} \left(\frac{q}{p} \right)^2 - \frac{B}{D} \left(\frac{q}{p} \right) \right] \quad (\text{I. 16})$$

$$\varepsilon_q = p_a^{1-B} p^B \left[\frac{1}{3C} \left(\frac{q}{p} \right) - \frac{1}{D} \right] \quad (\text{I. 17})$$

A, B, C, D sont les paramètres du modèle.

La réponse anisotrope des graves non traitées a été prise en compte dans le modèle de Boyce par Hornyh [Hornyh et al. (1998)]. Les expressions des déformations volumiques et déviatoires sont données par :

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

$$\varepsilon_q = \frac{2p^{*n}}{3p_a^{n-1}} \left[\frac{(\gamma-1)}{3K_a} + \frac{(n-1)}{18G_a} (\gamma-1) \left(\frac{q^*}{p^*} \right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6G_a} \left(\frac{q^*}{p^*} \right) \right] \quad (\text{I. 19})$$

$$p^* = \gamma\sigma_1 + 2\sigma_3.$$

$$q^* = \gamma\sigma_1 - \sigma_3.$$

γ est le coefficient d'anisotropie.

Un exemple de résultats d'essais triaxiaux obtenus par Hornyh pour l'ajustement du modèle anisotrope est illustré sur la figure 27. Correia [Correia et al. (1999)] ont comparé les différents modèles de comportement réversible non linéaire des graves non traitées, et ont remarqué que le modèle de Boyce anisotrope donne les meilleures prédictions pour les déformations volumiques et de cisaillements.

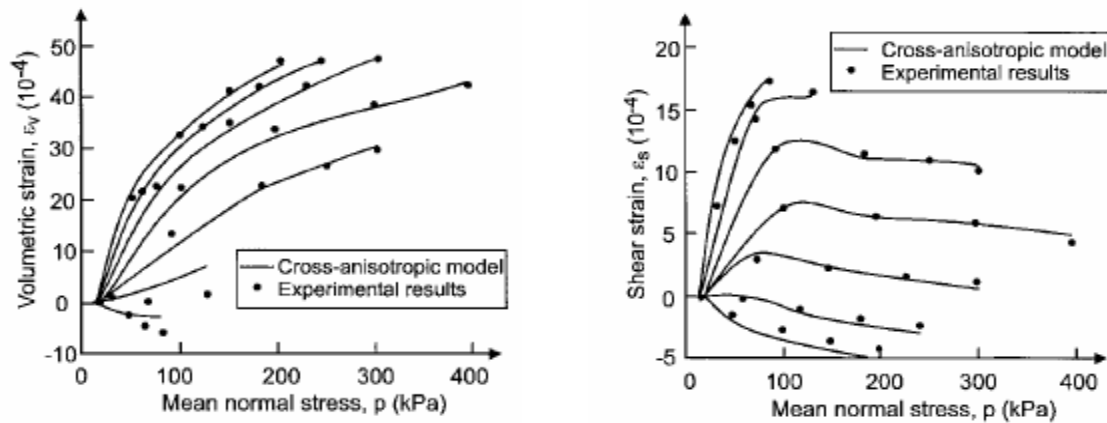


Figure 27 : Exemple de l'ajustement du modèle de Boyce anisotrope sur les résultats d'essais triaxiaux, d'après [Hornych (1998)].

8.2 Modélisation des déformations permanentes

L'un des principaux objectifs de l'étude du comportement à long terme des graves non traitées est d'établir une loi qui permette la prédiction des déformations permanentes de ces matériaux. Il est essentiel de prendre en compte les déformations permanentes accumulées en fonction du nombre de cycles de chargements. Plusieurs études ont été consacrées pour la prédiction des déformations permanentes des graves non traitées. Les lois de déformations permanentes les plus utilisées dans la littérature sont présentées dans la section suivante. Dans ce qui suit, les notations sont les suivantes :

N est le nombre de cycle de chargement.

σ_3 est la contrainte principale horizontale.

p_a est la pression de référence égale à 100kPa.

p est la pression moyenne maximale.

q est la contrainte déviatoire maximale.

8.2.1 Lois de déformations permanentes fonction du nombre de cycles

Veverka [Veverka (1979)] a étudié le comportement réversible et permanent des graves non traitées, et il a trouvé une corrélation entre les deux comportements. Il a proposé une relation entre les déformations permanentes et réversibles, donnée par :

$$\varepsilon_{l,p} = a\varepsilon_r N^b \quad (\text{I. 20})$$

a, b sont les paramètres du modèle.

ε_r est la déformation réversible.

Khedr [Khedr (1985)] a réalisé des essais triaxiaux cycliques à contrainte de confinement variable sur une grave calcaire. Il considère que l'incrément de déformations permanentes par cycle diminue selon une fonction logarithmique avec le nombre de cycles de chargements, selon la relation suivante :

$$\frac{\varepsilon_{l,p}}{N} = A_1 N^{-b} \quad (\text{I. 21})$$

A_1, b sont les paramètres du modèle.

Barksdale [Barksdale (1972)] a réalisé des essais triaxiaux cycliques sur différentes graves non traitées avec l'application de 10^5 de cycles de chargements. Pour un état de contrainte donné, Barksdale a trouvé que les déformations permanentes sont proportionnelles au logarithme du nombre de cycles de chargements, selon l'approche log-normale suivante :

$$\varepsilon_l^p = a + b \cdot \log N \quad (\text{I. 22})$$

a, b sont les paramètres du modèle.

La linéarité de cette relation est probablement due au fait que l'étude portait sur un nombre insuffisant de cycle pour voir un palier de déformation apparaître. Paute [Paute et al. (1988)] suggère que les déformations permanentes augmentent vers une valeur asymptotique quand le nombre de cycles devient très grand. Il propose une relation des déformations permanentes après 100 cycles de chargements :

$$\varepsilon_l^{*p} = A \cdot \frac{\sqrt{N}}{\sqrt{N} + D} \quad (\text{I. 23})$$

A, D sont les paramètres du modèle.

ε_l^{*p} est la déformation permanente axiale après 100 cycles de chargements.

La réponse à long terme des graves non traitées a été étudiée par Sweere [Sweere (1990)] avec une série d'essais triaxiaux à chargements répétés. Il a testé l'approche log-normale pour un million de cycles de chargements, et il a observé que cette approche ne donne pas de bons résultats. Il a proposé une approche de type puissance, selon l'expression suivante :

$$\varepsilon_l^p = a \cdot N^b \quad (\text{I. 24})$$

a, b sont les paramètres du modèle.

Hornych [Hornych et al. (1993)] a montré l'influence du nombre de cycles sur l'accumulation de déformations permanentes des graves non traitées. Les déformations permanentes après une période initial de 100 cycles sont données par :

$$\varepsilon_I^{P*} = A \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right] \quad (\text{I. 25})$$

Cette loi suppose que les déformations permanentes tendent vers une limite finie A quand le nombre de cycles N devient très grand (ce qui est assez bien vérifié expérimentalement). B est un paramètre du modèle.

Wolff et Visser [Wolff et Visser (1994)] ont réalisé des essais de structure HVS (Heavy vehicle simulator). Ils obtiennent deux phases d'évolution des déformations permanentes. La phase initiale (pendant 1,2 millions de cycles de chargements) est décrite par une augmentation rapide des déformations permanentes avec le nombre de cycles de chargements, et une diminution du taux de déformations permanentes. Pendant la seconde phase, les déformations permanentes tendent à se stabiliser et le taux de déformation permanente approche une valeur constante. Ils proposent la relation suivante :

$$\varepsilon_I^P = (m \cdot N + a) \cdot (1 - e^{-bN}) \quad (\text{I. 26})$$

m, a, b sont les paramètres du modèle.

8.2.2 Lois de déformations permanentes fonction du chargement appliqué

Plusieurs recherches ont montré que le niveau de contrainte appliqué a une influence significative sur les déformations permanentes. Lashine [Lashine et al. (1971)] réalise des essais triaxiaux à chargements répétés sur des graves calcaires, et observe que la déformation permanente augmente linéairement avec le rapport entre les contraintes déviatoires et les contraintes de confinements (q_{max} / σ_{3max}), selon l'expression suivante :

$$\varepsilon_I^P = a \cdot \frac{q}{\sigma_3} \quad (\text{I. 27})$$

a est un paramètre du modèle.

Des résultats similaires sont obtenus par Brown et Hyde [Brown et Hyde (1985)], qui ont étudié le comportement d'une grave calcaire au triaxial à chargements répétés à confinement constant. Barksdale [Barksdale (1972)] réalise des essais triaxiaux à

chargements répétés à contrainte de confinement constant afin d'exprimer les déformations permanentes en fonction du rapport entre les contraintes déviatoires et les contraintes de confinements. Il utilise l'expression hyperbolique donnée par Duncan et Chang [Duncan et Chang (1970)] pour les essais triaxiaux monotones, et propose une loi de déformation permanente fonction des contraintes appliquées pour un essai triaxial à chargements répétés :

$$\varepsilon_I^p = \frac{\frac{q}{a\sigma_3^n}}{1 - \left[\frac{(R_f \cdot q)(1 - \sin \varphi)}{2 \cdot (c \cdot \cos \varphi + \sigma_3 \cdot \sin \varphi)} \right]} \quad (\text{I. 28})$$

a, n sont les paramètres du modèle.

φ est l'angle de frottement interne.

c est la cohésion du matériau.

R_f est une constante.

Lentz et Baladi [Lentz et Baladi (1981)] ont réalisé des essais monotones sur un sable, ils ont comparé les déformations permanentes issues d'un essai monotone et d'un essai cyclique. Ils suggèrent que les deux essais donnent des résultats identiques, et proposent une loi de déformation permanente pour un chargement cyclique, qui utilise les résultats d'un essai monotone :

$$\varepsilon_I^p = \varepsilon_{0,955} \cdot \ln \left(1 - \frac{q}{S} \right)^{-0.15} + \left\{ \frac{n \cdot \left(\frac{q}{S} \right)}{\left[1 - m \cdot \left(\frac{q}{S} \right) \right]} \right\} \cdot \ln(N) \quad (\text{I. 29})$$

$\varepsilon_{0,955}$ est la déformation statique à 95% de la résistance maximale.

S est la résistance maximale.

n, m sont les paramètres du modèle, qui varient avec la contrainte de confinement.

Cependant, ils ont précisé que ce modèle est basé sur les résultats expérimentaux d'un seul matériau. Pappin [Pappin (1979)] a réalisé des essais triaxiaux cycliques à contrainte de confinement variable sur une grave calcaire. Il a supposé que la déformation permanente de cisaillement peut être exprimé en fonction de la longueur du chemin de contraintes dans l'espace ($p - q$) et du rapport des contraintes appliquées (q / p). Pappin a également pris en compte l'effet du nombre de cycles de chargements, selon l'expression suivante :

$$\varepsilon_I^p = f_N(N) \cdot L \cdot \left(\frac{q_0}{p_0} \right)_{max}^{2.8} \quad (I. 30)$$

$f_N(N)$ est une fonction de forme.

L est la longueur du chemin de contrainte.

q_0 est la contrainte déviatoire modifiée.

p_0 est la pression moyenne modifiée.

Cette relation ne prédit pas la rupture du matériau.

Paute [Paute et al. (1996)] a défini une valeur limite de la déformation permanente maximale, décrite dans l'équation proposée par Hornych [Hornych et al. (1993)]. Il suggère que cette valeur limite varie en fonction du rapport entre les contraintes maximales $q_{max} / (p_{max} + p^*)$, selon une relation hyperbolique donnée par :

$$A = \frac{\left(\frac{q_{max}}{p_{max} + p^*} \right)}{b \cdot \left(m - \frac{q_{max}}{p_{max} + p^*} \right)} \quad (I. 31)$$

m est la pente de la droite de rupture.

b est un paramètre du modèle.

p^* est l'intersection de la droite de rupture avec l'axe isotrope.

p_{max} est la pression moyenne maximale.

q_{max} est la contrainte déviatoire maximale.

Cette loi hyperbolique est intéressante par le fait qu'elle prend en compte la droite de rupture du matériau. A augmente avec le rapport des contraintes maximales et il devient infini quand $q_{max} / (p_{max} + p^*)$ tend vers m . Ce qui indique qu'on se rapproche de la droite de rupture du matériau. Mais cette loi, qui décrit assez bien les résultats expérimentaux, n'est pas très satisfaisante car elle suppose que A (donc ε_I^p) ne dépend que du rapport de contraintes (q/p) et non de l'amplitude des contraintes.

Les études réalisées par Gidel [Gidel et al. (2001)] ont permis de déterminer les déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de chargements et des contraintes appliquées. Pour cela, il a fallu décomposer l'évolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de la façon suivante :

$$\varepsilon_I^P(N) = f(N) \cdot g(p_{max}, q_{max}) \quad (I. 32)$$

Les fonctions $f(N)$ et $g(p_{max}, q_{max})$ ont pour expression :

$$f(N) = A \cdot \left[1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right] \quad (I. 33)$$

$$g(p_{max}, q_{max}) = \varepsilon_I^{p0} \cdot \left(\frac{L_{max}}{p_a} \right)^n \cdot \frac{1}{\left(m + \frac{s}{p_{max}} - \frac{q_{max}}{p_{max}} \right)} \quad (I. 34)$$

ε_I^{p0} , B , n , m , s sont des paramètres du modèle.

p_a est la pression de référence égale à 100kPa.

p_{max} est la pression moyenne maximale.

q_{max} est la contrainte déviatoire maximale.

L_{max} est la longueur maximale du chemin de contrainte, égale à $\sqrt{p_{max}^2 + q_{max}^2}$.

La première fonction est celle proposée par Hornych [Hornych et al. (1993)]. La deuxième fonction exprime que la déformation permanente est une fonction croissante de l'amplitude L_{max} et traduit l'influence de la proximité du point de sollicitation maximale de coordonnées (p_{max}, q_{max}) par rapport à la droite de rupture.

Chai [Chai et al. (2002)] a utilisé les lois empiriques proposées par Monismith [Monismith et al. (1975)] et modifiées ensuite par Li et Selig [Li et Selig (1996)] pour déterminer les déformations permanentes dans la couche supérieure de la chaussée. La méthode développée par les auteurs tient compte des effets dynamiques et prend la forme suivante :

$$\varepsilon_p^*(N) = a \left(\frac{q_d}{q_f} \right)^m + \left(1 + \frac{q_s}{q_f} \right)^n N^b \quad (I. 35)$$

a , m , n , b sont les paramètres du modèle. Cette loi dépend du nombre de cycles de chargement N , de la contrainte déviatoire dynamique due au chargement de trafic q_d , de la contrainte déviatoire à la rupture q_f et de la contrainte déviatoire statique initiale q_s .

8.2.3 Lois de déformations permanentes utilisant la théorie de l'état limite (Shakedown theory)

Les modèles de déformations permanentes indiquent que plusieurs chercheurs ont suggéré qu'à un niveau de contrainte peu élevé, les déformations permanentes atteignent un état d'équilibre, et suivent une loi hyperbolique. Pour un niveau de contrainte plus élevé, les déformations permanentes augmentent continuellement, et suivent une loi logarithmique. A ce niveau de contrainte, les déformations permanentes augmentent rapidement provoquant une éventuelle rupture du matériau. Ce qui indique l'existence d'un niveau de contrainte critique séparant l'état stable de la rupture. D'un côté, Maree [Maree (1982)] a étudié le comportement d'un gravier et d'une grave calcaire, et a suggéré que, sous une contrainte de confinement constant, les deux matériaux se stabilisent avant d'atteindre la valeur limite des contraintes déviatoires. Maree développe une procédure dans laquelle la contrainte maximale dans la couche granulaire reste inférieure à la valeur de rupture. Cette procédure a été critiquée par Wolff [Wolff (1992)], qui affirme que cette procédure est simple et ne prend pas en compte l'effet de la non linéarité des graves non traitées.

D'un autre côté, d'autres chercheurs [Sharp (1983), Sharp et Booker (1984), Collins et al. (1993), Yu et al. (1998)] ont développé une procédure, pour le calcul des chaussées, basée sur la théorie de l'état limite (Shakedown theory). Selon cette théorie, si le chargement appliqué n'atteint pas sa valeur limite ou l'état limite, les chaussées présentent une accumulation progressive des déformations plastiques sous un chargement cyclique et les déformations permanentes se stabilisent pour atteindre un état limite par adaptation ou accommodation. La réponse de la structure de chaussée devient réversible.

Lekarp et Dawson [Lekarp et Dawson (1998)] suggèrent que la théorie de l'état limite peut être utilisée afin d'étudier les déformations permanentes des graves non traitées. Ils réalisent des essais triaxiaux à chargements répétés sur différents matériaux, et proposent une loi qui met en exergue l'effet des contraintes sur les déformations permanentes. Les résultats de leurs analyses permettent d'établir une relation entre les déformations permanentes accumulées, la longueur du chemin de contrainte appliqué et le rapport entre les contraintes maximales, selon l'expression suivante :

$$\frac{\varepsilon_I^p(N_{ref})}{(L)} = a \left(\frac{q}{p} \right)_{max}^b \quad (\text{I. 36})$$

ε_I^p est la déformation permanente axiale pour un nombre de cycle donné N_{ref} , $N_{ref} > 100$.

L est la longueur du chemin de contrainte.

a, b sont des paramètres du modèle.

$(q/p)_{max}$ est le rapport des contraintes maximales.

Cette relation est valable pour un nombre de cycles supérieur à 100. La figure 28 montre les résultats obtenus par Lekarp et Dawson pour $N_{ref} = 20000$ cycles.

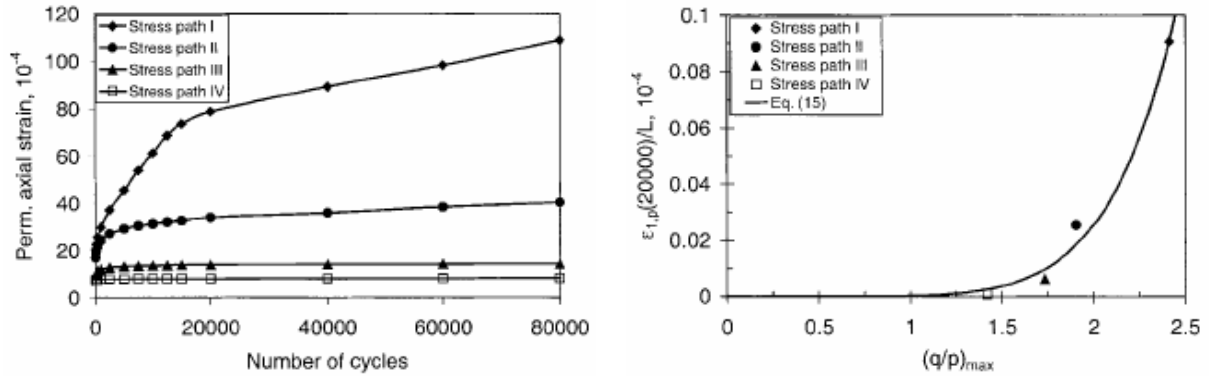


Figure 28 : Effet du nombre de cycle de chargement et des contraintes appliquées sur les déformations permanentes axiales, d'après [Lekarp et Dawson (1998)].

Dawson et Wellner [Dawson et Wellner (1999)] ont appliqué le concept de l'état limite afin de décrire le comportement des graves non traitées. Ils ont réalisé des essais triaxiaux à chargements répétés, et appliqué le concept de l'état limite afin de décrire le comportement des graves non traitées. Ils ont défini trois domaines de comportements de déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargement qui dépendent du niveau de contrainte appliqué (figure 29). Cela permet de déterminer le niveau de contraintes qui limite chaque type de comportement.

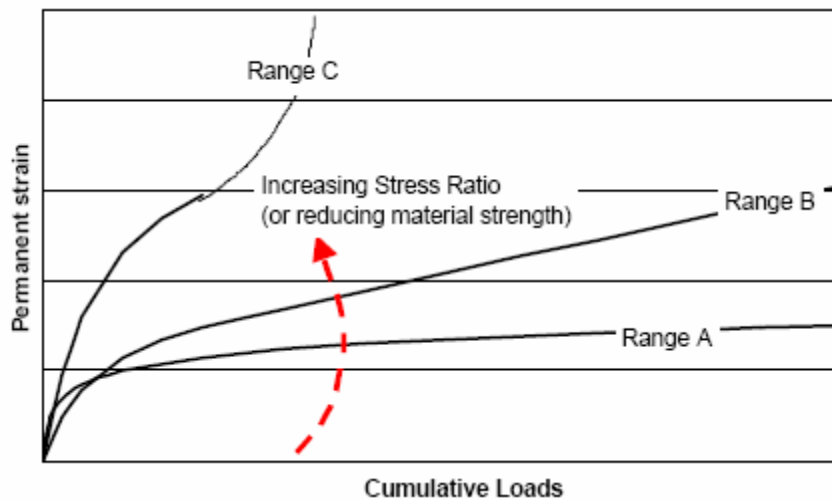


Figure 29. Domaines de comportement de déformations permanentes, d'après [Dawson et Wellner (1999)].

Ces domaines sont :

- le domaine A représente un domaine d'adaptation pour lequel l'incrément de déformations permanentes par cycle de chargement augmente pendant une phase de compactage. Après cette phase, l'incrément de déformations permanentes par cycle de chargement diminue rapidement jusqu'à atteindre une quasi stabilisation et le comportement devient complètement réversible.
- le domaine B représente un domaine intermédiaire pour lequel l'incrément de déformations permanentes par cycle de chargement diminue ou devient constant, mais les déformations permanentes continuent à augmenter sans atteindre un état stabilisé. Dans ce domaine, le comportement n'est pas entièrement réversible.
- le domaine C représente une augmentation de l'incrément de déformations permanentes avec le chargement, qui conduit à une rupture du matériau.

Werkmeister [Werkmeister et al. (2003)], Arnold [Arnold et al. (2004)] ont adapté cette théorie et confirment l'existence de ces trois domaines. Ils affirment que dans les chaussées, seulement le domaine A est autorisé, pour éviter le risque de rupture progressive de la chaussée.

A partir des résultats des essais triaxiaux à chargements répétés, Werkmeister et al. ont défini un critère qui donne une limite entre le comportement stable et le comportement instable, représenté par une droite dans le plan (p, q) , selon l'expression suivante :

$$\sigma_{SD} = A\sigma_3 + B \quad (\text{I. 37})$$

A, B sont les paramètres du modèle.

Leur méthode de prédiction de l'orniérage consiste à calculer les contraintes élastiques dans la couche granulaire, en utilisant un modèle élastique, puis de comparer les contraintes maximales au critère donné par l'équation (I.37). Cette méthode basée sur les résultats d'essais triaxiaux est très simple. L'inconvénient de cette méthode est qu'elle ne prend pas en compte le nombre de cycles de chargements.

Habiballah [Habiballah et al. (2003)] a proposé un modèle pour décrire le comportement des graves non traitées soumises à un chargement cyclique, basé sur la théorie de l'état limite. Ils se basent sur la méthode développée par Zarka [Zarka (1979)] pour décrire le comportement élastoplastique des structures métalliques, et adaptent cette méthode au comportement des matériaux granulaires en prenant en compte le critère de Drucker Prager. Notre étude est basée sur ce modèle, qui sera détaillé dans le chapitre II.

8.2.4 Lois de déformations permanentes utilisant la théorie de l'élastoplasticité

Bonaquist et Witczak [Bonaquist et Witczak (1997)] développent un modèle basé sur la théorie de l'élastoplasticité. Ils combinent l'approche proposée par Desai [Desai (1986)] et le

concept de la surface limite proposé par Mroz [Mroz et al. (1978)], et développent un modèle pour l'étude du comportement des sols et des matériaux granulaires sous chargement cyclique. A partir du modèle élastoplastique, Bonaquist et Witczak déterminent les déformations plastiques lors du premier cycle de chargement, ensuite, ils proposent une relation empirique pour le calcul des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargements, selon l'expression suivante :

$$\varepsilon_{l,p} = \sum \varepsilon_N = \sum \frac{1}{N^h} \varepsilon_i \quad (\text{I. 38})$$

ε_i est la déformation permanente au premier cycle.

N est le nombre de cycle de chargement.

h est le paramètre d'érouissage fonction du rapport : contraintes - contraintes limite.

$\varepsilon_{l,p}$ est la déformation permanente accumulée.

Les déformations permanentes accumulées sont la somme des déformations plastiques pour chaque cycle de chargement.

Desai [Desai (2002)] développe un modèle semi empirique basé sur la théorie de l'élastoplasticité, pour décrire les déformations permanentes des graves non traitées de chaussées souples. Il propose un modèle général, traitant les problèmes d'élasticité, d'élastoplasticité, d'élasto-visco-plasticité, de fatigue, d'endommagement et de microfissuration, selon les paramètres utilisés. Pour contourner la lourdeur des calculs quand le nombre de cycles de chargements devient grand, il développe une procédure d'accélération. Cette procédure permet de calculer les déformations plastiques dans les couches en graves non traitées de chaussées lors des premiers cycles de chargements à partir du modèle élastoplastique HISS (Unified Hierarchical Single Surface), puis il se base sur une loi empirique pour déterminer les déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargements. A partir des résultats d'essais en laboratoire, il propose une relation entre les déformations plastiques et le nombre de cycles de chargements comme suit :

$$\xi_D(N) = \xi_D(N_r) \left(\frac{N}{N_r} \right)^b \quad (\text{I. 39})$$

N_r est le cycle de référence.

$\xi_D(N_r)$ est la déformation plastique correspondante au nombre de cycle de référence.

b est un paramètre qui représente la pente de l'évolution de la déformation plastique ξ_D en fonction du nombre de cycle de chargement dans un échelle log-log (figure 30).

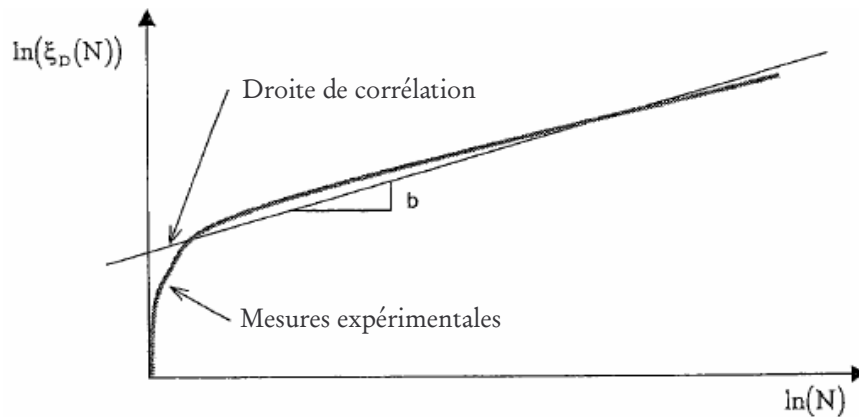


Figure 30 : Evolution de la déformation permanente en fonction du nombre de cycle selon l'analyse accélérée, d'après [Desai (2002)].

Abdelkrim [Abdelkrim (2004)] propose une méthode fondée sur une approche de type 'calcul des structures', en vue de prédire le tassement résiduel des plates formes ferroviaires soumises à des chargements répétés de trafic. Elle utilise un modèle élastique linéaire (formulations de Boussinesq) pour modéliser le comportement réversible à court terme des matériaux. Afin d'exprimer l'évolution des déformations permanentes accumulées dans les matériaux, elle a eu recours aux formulations proposées par Gidel [Gidel et al. (2001)].

8.2.5 Les modèles de calcul de structure par la méthode des éléments finis

Suiker [Suiker (2002)] développe un modèle élastoplastique afin d'étudier le comportement des matériaux granulaires de type Ballast, en faisant l'analogie avec le modèle viscoplastique proposé par Perzyna, et remplace le temps par le nombre de cycle. Il utilise deux critères de Drucker Prager et un critère de compression. Ces critères divisent le domaine de comportement en quatre réponses (figure 31) :

- adaptation, pour lequel la réponse cyclique du ballast est complètement élastique.
- densification cyclique, pour lequel le chargement cyclique produit des déformations plastiques progressives.
- rupture de friction, pour lequel les fortes contraintes qui se localisent aux points de contact entre les grains font changer la forme des grains, ils deviennent moins anguleux ce qui réduit le volume occupé par le ballast. Dans ce cas, le chargement cyclique dépasse le pic de la droite de rupture statique du ballast, ce qui provoque un effondrement.
- rupture de tension, pour lequel le ballast ne supporte pas les contraintes de traction, ce qui provoque une rupture du matériau.

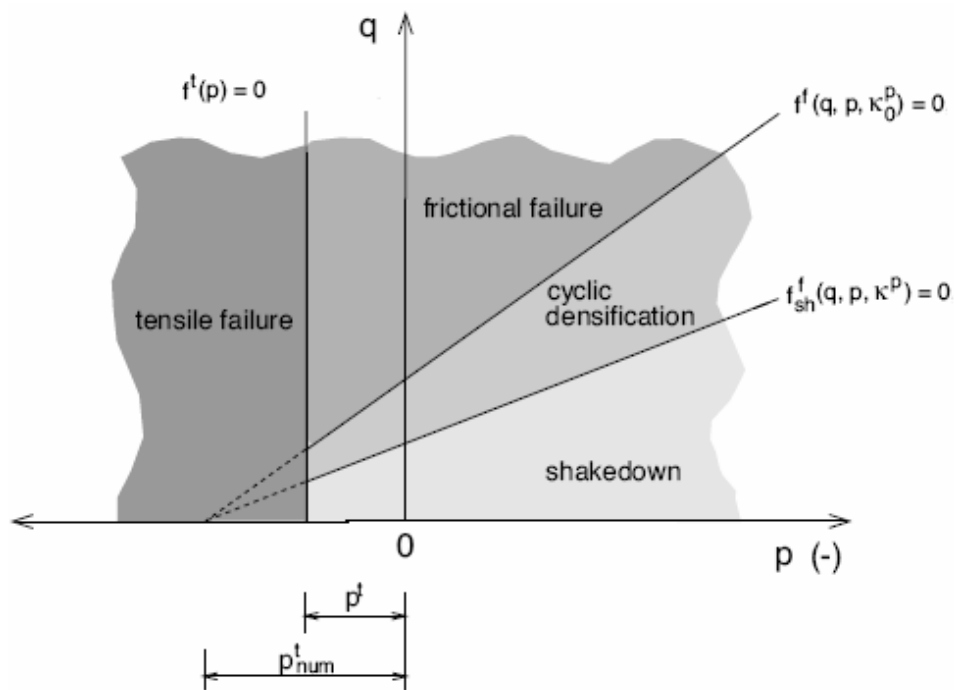


Figure 31 : Les différentes réponses du ballast pendant un chargement cyclique, dans le plan (p, q) , d'après [Suiker (2002)].

Une comparaison entre les résultats des essais triaxiaux à chargements répétés sur le ballast et le modèle est illustrée sur la figure 32.

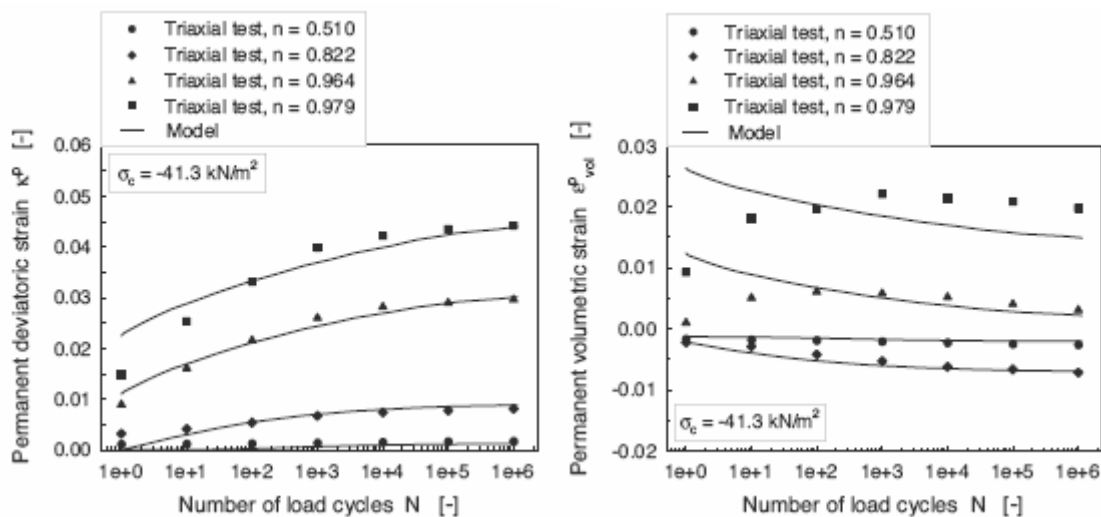


Figure 32. Comparaison des déformations plastiques déviatoires et volumiques mesurées et simulées, d'après [Suiker (2002)].

Le modèle donne de bons résultats en terme de déformations déviatoires. Les prédictions des déformations volumiques sont moyennes. Pour les essais à faible niveau contrainte, les simulations sont assez proches des essais, elles deviennent par contre moins bonnes quand le niveau de contrainte est proche de celui à la rupture.

El abd [El abd et al. (2005)] propose une méthode pour calculer les déformations permanentes et prédire l'orniérage des matériaux non traitées dans les structures de chaussées. Il se base sur les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés à paliers, et pose 4 hypothèses sur lesquelles repose la méthode de calcul de l'orniérage :

1- la déformation totale est décomposée en une partie élastique et une partie plastique :

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (\text{I. 40})$$

2- pendant un cycle, l'incrément de déformation plastique $\delta\varepsilon^p$ est supposé très petit ou négligeable devant la déformation élastique :

$$\delta\varepsilon_{ij}^p \ll \varepsilon_{ij}^e \quad (\text{I. 41})$$

3- les contraintes résiduelles générées par l'accumulation des déformations permanentes sont supposées très petites par rapport aux contraintes dues aux chargements de trafic :

$$\sigma_{ij}^{\text{résiduelles}} \ll \sigma_{ij}^{\text{sous-charge ment}} \quad (\text{I. 42})$$

4- le comportement élastique est invariant au cours du temps, et n'est pas affecté par l'accumulation des déformations permanentes.

Ces quatre hypothèses permettent de simplifier la méthode de calcul des déformations permanentes et du déplacement résultant dans la couche granulaire. La méthode de calcul par éléments finis des déformations permanentes, basée sur le découplage du comportement réversible et du comportement permanent est faite en trois étapes :

- l'étape 1 consiste en la détermination du champ des contraintes élastiques de la structure, pour différentes conditions de chargement considérées. Ce calcul est réalisé en 3D (code de calcul CESAR-LCPC), et inclus plusieurs modèles de comportement : élasticité linéaire, modèle de Huet pour les enrobés, modèle de Boyce et $k - \theta$ pour les graves non traitées. Ensuite, les champs des contraintes élastiques sont stockés, et exploités par le module ORNI (CESAR - LCPC).

- pendant la deuxième étape, les incréments des déformations permanentes, correspondant à une application successive des conditions de chargement, sont calculés en chaque point de la structure. Cela est réalisé en décomposant la durée de vie de la chaussée en périodes. Différents modèles peuvent être utilisés pour le calcul des déformations permanentes :

- un modèle empirique proposé par Gidel [Gidel (2001)].
- un modèle élastoplastique issu de la loi de Hujeux [Hujeux (1985)] dans sa version à un mécanisme et développé par Chazallon [Chazallon et al. (2006)] et spécifiquement pour la prédiction des déformations permanentes des matériaux non traités au TCR. Il s'agit d'un modèle élastoplastique non associé avec écrouissage cinématique et isotrope, conçu pour simuler des chargements à très grands nombres de cycles 10^5 à 10^6 , représentatifs des sollicitations routières.

- finalement, le calcul du déplacement résultant dans la structure de chaussée, est effectué après N cycles de chargement. Dans ces conditions, le champ des contraintes résiduelles $\sigma_{ij}^{\text{résiduelle}}$ associé à la non compatibilité des incréments de déformations permanentes subsiste dans la structure. Cette hypothèse fait en sorte que ce champ résiduel se dissipe progressivement, et conduit à une composante de champ de déformation élastique. Le calcul des déformations totales et des déplacements correspondants est réalisé à partir de la relation élastique linéaire suivante :

$$\sigma_{ij}^{\text{résiduelle}} = E_{ijkl}^0 : (\epsilon_{kl} - \epsilon_{kl}^p) \quad (\text{I. 43})$$

La matrice d'élasticité E_{ijkl}^0 tend vers 0, pour assurer la dissipation des contraintes résiduelles. El abd et al. ont appliqué cette méthode pour exploiter les résultats de l'expérience du manège de fatigue du LCPC, et ont précisé que cette méthode a donné des premiers résultats pertinents.

9 Conclusion

L'un des principaux aspects du dimensionnement des chaussées souples est de limiter le développement des déformations permanentes dans les couches granulaires non liées des chaussées souples. L'accumulation de ces déformations engendre la rupture par affaissement de la surface de la chaussée, appelée l'orniérage. On a abordé dans la première partie de ce chapitre, le principe de la méthode de dimensionnement des chaussées souples. Nous avons montré que cette méthode empirique ne prend pas en compte les caractéristiques à long terme des graves non traitées.

On a vu qu'il existe des moyens plus sophistiqués pour l'étude du comportement réversible et des déformations permanentes, tel que l'appareil triaxial. Celui ci est utilisé depuis une quinzaine d'années pour caractériser les performances mécaniques des graves non traitées.

On montre par ailleurs que le comportement réversible et à long terme des graves non traitées dépend :

- du niveau des contraintes appliquées
- de la rotation des contraintes principales
- de la teneur en eau
- de la teneur en fines, de la taille et du type de granulat
- de l'histoire des contraintes
- de la densité

On a vu ensuite, que le comportement des graves non traitées devient anisotrope, lorsqu'il est soumis à un chargement vertical (compactage, sollicitations cycliques dues aux trafics). Mais cette caractéristique est peu étudiée pour les matériaux granulaires de chaussées. Les études réalisées montrent que l'anisotropie initiale et induite par l'état de contrainte peuvent être mesurées à partir d'essais triaxiaux pour l'étude du comportement réversible.

Ayant présenté les diverses approches adoptées pour étudier le comportement réversible et à long terme des graves non traitées soumises à des chargements cycliques, on constate que :

- les essais triaxiaux à chargements répétés réalisés sur des graves non traitées permettent d'étudier et de modéliser séparément le comportement réversible et le comportement à long terme.
- des lois d'élasticité ont été proposées en terme de module réversible et coefficient de Poisson, fonctions des contraintes déviatoires et des contraintes de confinements, ou en terme de module de compressibilité et de cisaillement avec prise en compte d'une anisotropie, comme l'indique la loi de Boyce modifiée par Hornych.

Les approches basées sur les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés, permettent la visualisation d'un certain nombre de phénomènes se produisant dans la GNT, mais ne constituent pas, ou tout au moins pas encore, un modèle de prévision du comportement à long terme des couches granulaires non liées de chaussées souples. De ce fait, des approches plus réalistes ont été développées en vue de simuler et prévoir l'orniérage des chaussées souples. Ces lois basées sur l'élastoplasticité [Bonaquist (1997), Desai (2002), Abdelkrim (2004)], font appel à des approches empiriques pour décrire les déformations permanentes des couches granulaires non liées de chaussée souple afin de contourner l'effet du grand

nombre de cycles à prendre en compte et du temps consommé pour une analyse de structure.

Des méthodes basées sur la théorie de l'état limite sont utilisées pour décrire le comportement à long terme des couches granulaires des chaussées souples. Plusieurs chercheurs ont essayé quant à eux de mettre en évidence l'effet des contraintes sur les déformations permanentes à l'état limite, en proposant soit une limite entre le comportement stable et instable [Dawson (2001), Werkmeister (2003)], soit de calculer les déformations permanentes à l'état limite [Habiballah (2003)].

Au terme de l'analyse des différentes approches développées dans la littérature, nous proposons une approche basée sur un calcul de structure, permettant l'évaluation de l'orniérage des couches granulaires non liées des chaussées souples soumises à un chargement cyclique dans la suite des travaux de Habiballah [Habiballah (2003)]. Cette approche de comportement cyclique est basée sur la théorie de l'état limite, qui décrit l'accumulation des déformations permanentes des graves non traitées soumises à des cycles de contraintes induits par les chargements cycliques. Cette loi de comportement a été modifiée :

- en incorporant l'effet du nombre de cycles de contraintes, ceci permet de prendre en compte l'évolution de la profondeur d'ornière au cours du temps.
 - en prenant en compte l'état initial du matériau :
 - prise en compte de l'état de contrainte initial.
 - prise en compte de la teneur en eau initial du matériau.
 - prise en compte de l'anisotropie du matériau : le calcul élastoplastique devra être effectué en utilisant une loi d'élasticité anisotrope.
 - le calcul éléments finis d'une structure de chaussée est réalisé en 2D et 3D.
- C'est cette méthode que nous allons décrire en détail au chapitre suivant.

Chapitre II

Mise au point d'un outil numérique pour la prédiction des déformations permanentes des matériaux granulaires non liés sous chargements cycliques

1 Introduction

Le chapitre précédent s'est attaché à exposer les principaux traits du comportement réversible et à long terme, et il nous a permis de mettre en évidence la nécessité de développer une approche rationnelle pour la conception et le dimensionnement des couches granulaires non liées de chaussées souples sous chargement de trafic.

L'objectif de ce chapitre est donc de parvenir à l'élaboration d'outils de calcul permettant de prédire le comportement à long terme des chaussées souples.

Pendant la période de service de la chaussée, la structure doit être capable de résister aux déformations permanentes et seulement les déformations réversibles sont autorisées.

Plusieurs chercheurs ont essayé de lier les déformations permanentes aux niveaux de contraintes appliquées. Ils ont montré qu'à bas niveau de contrainte, les déformations permanentes peuvent atteindre un état stabilisé. A un niveau de contrainte plus élevé, les déformations permanentes augmentent rapidement, elles ne se stabilisent pas et une éventuelle rupture peut se produire. La réponse de la structure soumise à un chargement cyclique est défini selon quatre catégories (figure 1) : le comportement purement élastique, l'adaptation, l'accommodation et le rochet.

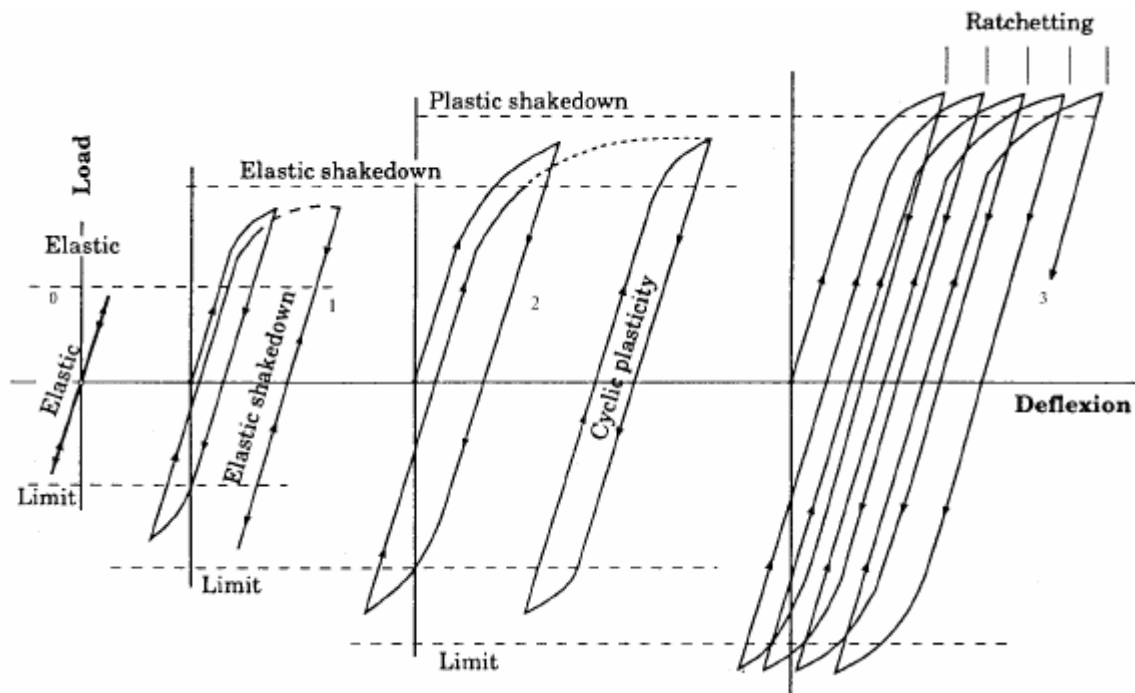


Figure 1 : Réponse élastoplastique sous chargement cyclique.

L'utilisation de lois de type élastoplastique, fondées sur les concepts classiques de critères de plasticité, écrouissage et règle d'écoulement dans un schéma de calcul numérique de type incrémental devient très rapidement impossible pour un grand nombre de cycles, d'autant que l'objectif est de pouvoir aboutir à des simulations suffisamment réalistes du comportement de la structure au delà du million de cycles de chargement.

L'utilisation de la théorie de l'état limite est indispensable pour résoudre ce type de problème. Le concept de la théorie de l'état limite a été développé pour décrire le comportement des structures métalliques soumises à des chargements cycliques. Les premiers résultats ont été donnés par Melan [Melan (1936)], où il décrit des conditions d'adaptation pour une structure parfaitement plastique. Plusieurs auteurs [Koiter (1960), Ponter (1972), Maier (1973), Mroz (1978), Mandel (1976)] ont repris les travaux de Melan, et l'ont étendu à l'accommodation dans le cadre de la plasticité parfaite, ce qui a permis la mise au point de la théorie de l'état limite. Plus tard, Zarka et Casier [Zarka et al. (1979)] proposent une méthode simplifiée pour l'évaluation directe de l'état limite, avec un écrouissage cinématique linéaire.

L'application du concept de l'état limite au dimensionnement des chaussées a été suggérée en premier par Sharp [Sharp (1983)], Sharp et Booker [Sharp et Booker (1984)]. Ces auteurs justifient son application à partir des résultats d'essais AASHO [AASHO (1972)]. Ils appliquent le théorème de Melan pour le calcul de la borne inférieure de la charge limite à

l'état limite et proposent une procédure alternative appelée 'method of conics' pour décrire le comportement des structures de chaussées. Collins et Cliffe [Collins et Cliffe (1987)] généralisent cette procédure pour le cas des milieux tridimensionnels et calculent la borne supérieure de la charge limite de l'état limite. Des études ont été réalisées afin d'obtenir la borne supérieure [Collin et Boulbibane (1998)] et la borne inférieure [Yu et Hossain (1998)] de l'état limite des structures de chaussées. La théorie de l'état limite a été aussi appliquée par [Kolisaja (1998), Lekarp et Dawson (1997), Arnold et al (2002), Dawson et al (2002)] pour déterminer un niveau de contrainte limite séparant le comportement stable du comportement instable des matériaux granulaires non liés des chaussées souples. Plus récemment, Habiballah [Habiballah et al (2005), Chazallon et al. (2005)] se basent sur la méthode développée par Zarka pour les matériaux à écrouissage cinématique tels que les aciers, et appliquent cette méthode pour décrire le comportement à long terme des matériaux granulaires de chaussées souples. Cette méthode donne accès aux déformations permanentes des matériaux granulaires des chaussées souples à l'état limite (adaptation ou accommodation), partant d'un état de contraintes initiales nulles.

Une structure de chaussée est soumise à un chargement initial pendant la construction (chargement dû au compactage des couches de chaussées), et en service, elle est soumise à un nombre de cycles de chargement dû au trafic, de l'ordre de 10^5 à 10^6 . Par conséquent, pour améliorer les différentes limitations de la méthode simplifiée proposée par Habiballah [Habiballah (2003)], une nouvelle formulation est proposée :

- en incorporant l'effet du nombre de cycles de contraintes, ceci permet de prendre en compte l'évolution de la profondeur d'ornièrre au cours du temps.
- en prenant en compte l'état initial du matériau :
 - prise en compte de l'état de contrainte initial.
 - prise en compte de la teneur en eau initial du matériau.
 - prise en compte de l'anisotropie du matériau : le calcul élastoplastique devra être effectué en utilisant une loi d'élasticité anisotrope.
- le calcul éléments finis d'une structure de chaussée est réalisé en 2D et 3D.

Le présent chapitre développe les différentes étapes d'une telle approche. Il part d'un rappel de la méthode simplifiée pour décrire le comportement des graves non traitées soumises à un chargement cyclique. Nous montrerons par la suite les modifications apportées au modèle, en découplant la réponse réversible (élastique anisotrope) à court terme de la structure, de son évolution irréversible qui se manifeste progressivement à long terme en fonction du nombre de cycle de chargement et de l'état initial existant dans la structure. La description générale d'une telle approche, en forme d'organigramme fait l'objet de la

dernière partie de ce chapitre. Le modèle sera confronté aux résultats expérimentaux et des simulations seront présentées dans le chapitre III pour les essais réalisés à l'aide de l'appareil triaxial du LCPC [Hornych (2005)].

2 Rappels sur la méthode simplifiée

2.1 Evolution globale de la structure

La structure est considérée élastoplastique, et représentée par un domaine de volume V possédant une surface Γ . Cette surface est soumise à des forces de surfaces $F_1^d(x,t)$ appliquées sur une partie Γ_{F_1} et des déplacements imposés $U_j^d(x,t)$ appliqués sur l'autre partie Γ_{U_j} , x représente un vecteur. Les forces massiques $X_j^d(x,t)$ et les déformations initiales $\epsilon_{ij}^I(x,t=0)$ sont définies dans le volume V . Cette structure est supposée satisfaire la théorie des déplacements et déformations infinitésimales. Le problème mécanique général peut être résolu par la méthode des éléments finis comme suit :

$$\epsilon_{ij}(x,t) = M_{ijkl}\sigma_{kl}(x,t) + \epsilon_{ij}^p(x,t) + \epsilon_{ij}^I(x,0) \quad (\text{II. 1})$$

Le tenseur des déformations totales actuelles $\epsilon_{ij}(x,t)$ est cinématiquement admissible avec $U_j^d(x,t)$ sur Γ_{U_j} et le tenseur des contraintes actuelles $\sigma_{ij}(x,t)$ est statiquement admissible avec $F_1^d(x,t)$ sur Γ_{F_1} et avec $X_j^d(x,t)$ dans V ; $\epsilon_{ij}^p(x,t)$ est le tenseur des déformations plastiques ; $\epsilon_{ij}^I(x,t=0)$ est le tenseur des déformations initiales ; M_{ijkl} est la matrice de souplesse d'élasticité linéaire.

Dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité, le problème global élastoplastique se décompose en un problème dit 'élastique' et un autre dit 'inélastique'.

2.1.1 Partie élastique

La réponse du problème élastique est donnée par la relation suivante :

$$\epsilon_{ij}^{el}(x,t) = M_{ijkl}\sigma_{kl}^{el}(x,t) + \epsilon_{ij}^I(x,0) \quad (\text{II. 2})$$

Le tenseur des déformations élastiques $\varepsilon_{ij}^{el}(x,t)$ est cinématiquement admissible avec $U_j^d(x,t)$ sur Γ_{U_j} et le tenseur des contraintes élastiques $\sigma_{ij}^{el}(x,t)$ est statiquement admissible avec $F_1^d(x,t)$ sur Γ_{F_1} et avec $X_j^d(x,t)$ dans V .

2.1.2 Partie inélastique

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

$$\varepsilon_{ij}^{ine}(x,t) = \varepsilon_{ij}(x,t) - \varepsilon_{ij}^{el}(x,t) = M_{ijkl} R_{ij}(x,t) + \varepsilon_{ij}^p(x,t) \quad (II. 3)$$

$\varepsilon_{ij}^{ine}(x,t)$ est cinématiquement admissible avec 0 sur Γ_{U_j} .

Le champ de contrainte résiduelle $R_{ij}(x,t)$ est obtenu par la différence entre le champ des contraintes actuelles et le champ des contraintes élastiques :

$$R_{ij}(x,t) = \sigma_{ij}(x,t) - \sigma_{ij}^{el}(x,t) \quad (II. 4)$$

$R_{ij}(x,t)$ est statiquement admissible avec 0 sur Γ_{F_1} et avec 0 dans V .

En supposant que le tenseur des déformations plastiques et la matrice d'élasticité M_{ijkl} sont connus, le problème inélastique est résolu avec des conditions nulles en chargement. Le champ des déformations inélastiques $\varepsilon_{ij}^{ine}(x,t)$ est ainsi déterminé. Le tenseur des contraintes résiduelles est calculé avec l'expression suivante :

$$R_{ij}(x,t) = M_{ijkl}^{-1} \cdot \left(\varepsilon_{ij}^{ine}(x,t) - \varepsilon_{ij}^p(x,t) \right) \quad (II. 5)$$

Ce formalisme a été utilisé par Zarka, pour développer une méthode simplifiée qui détermine l'état stabilisé des structures métalliques soumises à un chargement cyclique. Cette approche a été modifiée par Habiballah [Habiballah (2003)], pour décrire le comportement des matériaux granulaires non liés sous un chargement cyclique.

L'analyse inélastique est appliquée à des matériaux non standards suivant un écrouissage cinématique linéaire. La translation de la surface de charge est régie par la variable d'écrouissage cinématique $y_{ij}(x, t)$. La surface de charge de Drucker Prager est utilisée :

$$f = \sqrt{\frac{1}{2}(\mathbf{S}_{ij}(x, t) - y_{ij}(x, t)) : (\mathbf{S}_{ij}(x, t) - y_{ij}(x, t))} - \alpha I_1(\boldsymbol{\sigma}_{ij}(x, t)) - k \quad (\text{II. 6})$$

$\mathbf{S}_{ij}(x, t)$ est la partie déviatoire du tenseur des contraintes actuelles $\mathbf{S}_{ij}(x, t) = \text{dev}(\boldsymbol{\sigma}_{ij}(x, t))$, $I_1(\boldsymbol{\sigma}_{ij}(x, t))$ est le premier invariant des contraintes actuelles, α et k sont les paramètres de Drucker Prager.

La variable d'écrouissage cinématique est liée aux déformations plastiques par la relation suivante :

$$y_{ij}(x, t) = \frac{2H}{3} \boldsymbol{\varepsilon}_{ij}^p(x, t) \quad (\text{II. 7})$$

où H est le module d'écrouissage cinématique.

La loi d'écoulement est non associée, le potentiel plastique utilisé est celui de Von Mises :

$$g = \sqrt{\frac{1}{2}(\mathbf{S}_{ij}(x, t) - y_{ij}(x, t)) : (\mathbf{S}_{ij}(x, t) - y_{ij}(x, t))} + \text{Cste} \quad (\text{II. 8})$$

L'idée principale de Zarka est d'introduire des paramètres internes structuraux, afin de déterminer les champs de déplacements et de déformations inélastiques, ainsi que les contraintes résiduelles. Le tenseur des contraintes déviatoires peut s'écrire comme suit :

$$\mathbf{S}_{ij}(x, t) = \mathbf{S}_{ij}^{\text{el}}(x, t) + \text{dev} \mathbf{R}_{ij}(x, t) \quad (\text{II. 9})$$

En remplaçant cette dernière relation dans l'expression de la surface de charge, le paramètre interne structurel est défini par la formulation suivante :

$$\mathbf{Y}_{ij}(x, t) = y_{ij}(x, t) - \text{dev} \mathbf{R}_{ij}(x, t) \quad (\text{II. 10})$$

La nouvelle expression de la surface de charge, dans le plan déviatoire s'écrit sous la forme suivante :

$$f\left(S_{ij}^{el} - Y_{ij}\right) \leq 0 \quad (\text{II. 11})$$

Dans le plan des paramètres transformés structuraux, la surface de charge devient un cercle centré en $S_{ij}^{el}(x, t)$.

L'expression des déformations inélastiques s'écrit, en fonction des paramètres internes structuraux, sous la forme suivante :

$$\varepsilon_{ij}^{ine}(x, t) = M'_{ijkl} R_{kl}(x, t) + \frac{3}{2H} Y_{ij}(x, t) \quad (\text{II. 12})$$

M'_{ijkl} est la matrice d'élasticité modifiée, définie par l'expression suivante :

$$M'_{ijkl} = M_{ijkl} + \frac{3}{2H} dev \quad (\text{II.13})$$

Ainsi, le tenseur des contraintes résiduelles est obtenu :

$$R_{ij}(x, t) = M_{ijkl}^{-1} \left(\varepsilon_{ij}^{ine}(x, t) - \frac{3}{2H} Y_{ij}(x, t) \right) \quad (\text{II. 14})$$

Finalement, les déformations plastiques sont donnée par :

$$\varepsilon_{ij}^p(x, t) = \frac{3}{2H} \left(Y_{ij}(x, t) + dev R_{ij}(x, t) \right) \quad (\text{II. 15})$$

2.2 La réponse d'une structure soumise à un chargement cyclique

Pendant un chargement cyclique, la contrainte élastique est exprimée en chaque point de la structure par l'expression suivante :

$$\sigma_{ij}^{el}(x, t) = [1 - \Lambda(t)] \sigma_{ij \min}^{el}(x) + \Lambda(t) \cdot \sigma_{ij \max}^{el}(x) \quad (\text{II. 16})$$

où $\sigma_{ij \min}^{el}(x)$ et $\sigma_{ij \max}^{el}(x)$ sont respectivement, la valeur minimale et maximale 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.

Les forces $X_i^d(t)$, $F_i^d(t)$, les déplacements $U_i^d(t)$ et les déformations initiales $\varepsilon_i^I(t)$ sont des fonctions périodiques du temps de période T . La réponse de la structure à l'état

asymptotique est obtenue quand t devient grand. Lorsque les matériaux sont considérés parfaitement plastiques à l'échelle locale, la solution en contraintes sera périodique. Selon le théorème de Melan [Melan (1936)], il y a toujours adaptation, s'il existe un champ de contraintes résiduelles constant $R_{ij}(x, t) = R_{ij}(x)$ strictement plastiquement admissible en tout point du volume V .

Il est ensuite possible d'exprimer la condition de Melan lorsque le matériau est à écrouissage cinématique. Ceci conduit en la détermination des champs constants de contraintes résiduelles et de variables internes $y_{ij}(x)$. La condition suivante est alors satisfaite :

$$f[\sigma_{ij}^{el}(x, t) + R_{ij}(x), y_{ij}(x)] < 0 \quad (\text{II. 17})$$

2.2.1 Réécriture de la réponse d'une structure soumise à un chargement cyclique, dans le plan des variables internes structurelles

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

$$\tilde{\sigma}_{ij}(x, t) = S_{ij}(x, t) - y_{ij}(x, t) \quad (\text{II. 18})$$

Dans le plan des contraintes locales, les convexes de plasticités $(C_0)_{\min}$ des contraintes minimales et $(C_0)_{\max}$ des contraintes maximales, sont des cônes fixes. Ces cônes se réduisent, dans le plan des contraintes déviatoires à des cercles dont les centres se trouvent sur l'axe parallèle à l'axe isotrope (figure 2). Utilisant la formulation de Moreau [Moreau (1971)], la loi de normalité s'écrit sous la forme suivante :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p \in \partial\psi_{(C_0)_{\min}}(\tilde{\sigma}_{ij}) \text{ avec } \tilde{\sigma}_{ij} \in (C_0)_{\min} \quad (\text{II. 19})$$

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

Pour un état de contrainte maximum et utilisant l'expression (II.10), le paramètre interne structurel est exprimé, au niveau du mécanisme plastique, comme suit :

$$Y_{ij}(x, t) = -\tilde{\sigma}_{ij}(x, t) + S_{ij_{\max}}^{el}(x, t) \quad (\text{II. 20})$$

$$\text{avec } Y_{ij} \in C\left(S_{ij \max}^{\text{el}}\right) \text{ et } C\left(S_{ij \max}^{\text{el}}\right) = (C_0)_{\max} + S_{ij \max}^{\text{el}} \quad (\text{II. 21})$$

Le convexe $C\left(S_{ij \max}^{\text{el}}\right)$ est obtenu à partir de $(C_0)_{\max}$ par une translation de $S_{ij \max}^{\text{el}}$ (figure 2). La loi de normalité devient alors :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{\text{p}} \in -\partial\psi_{C(S_{ij \max}^{\text{el}})}(Y_{ij}(x, t)) \text{ avec } Y_{ij} \in C(S_{ij \max}^{\text{el}}) \quad (\text{II. 22})$$

L'incrément de déformation plastique est dirigé selon une normale intérieure au convexe $C(S_{ij \max}^{\text{el}})$ au point représentant le paramètre interne structurel $Y_{ij}(x, t)$. Ainsi, dans le plan des paramètres internes structuraux, la surface de charge est un cercle centré en $S_{ij \max}^{\text{el}}$.

L'incrément du paramètre interne structurel s'écrit sous la forme suivante :

$$\dot{Y}_{ij}(x, t) = \frac{2H}{3} \dot{\epsilon}_{ij}^{\text{p}}(x, t) - \text{dev}\dot{R}_{ij}(x, t) \quad (\text{II. 23})$$

Dans le plan des paramètres internes structuraux, la loi de normalité s'écrit pour le premier terme de l'équation (II.23) de la manière suivante :

$$\frac{2H}{3} \dot{\epsilon}_{ij}^{\text{p}} \in -\frac{2H}{3} \partial\psi_{C(S_{ij \max}^{\text{el}})}(Y_{ij}(x, t)) \quad (\text{II. 24})$$

Le second terme s'écrit en forme incrémentale, et est donné par l'expression suivante :

$$-\text{dev}\dot{R}_{ij}(x, t) = -\text{dev}\left[Z_{ijkl} \left(\dot{\epsilon}_{kl}^{\text{p}}(x, t)\right)\right] \quad (\text{II. 25})$$

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

En combinant les deux termes, on a :

$$\dot{Y}_{ij}(x, t) \in -\left[\frac{2H}{3} - \text{dev}Z_{ijkl}\right] \partial\psi_{C(S_{ij \max}^{\text{el}})}(Y_{ij}(x, t)) \quad (\text{II. 26})$$

Ceci implique que lors de l'écoulement plastique, le convexe $C(S_{ij}^{el})_{max}$ transporte sur sa frontière les paramètres internes structuraux. Donc, le mécanisme plastique est actif seulement si les paramètres internes structuraux appartiennent au convexe $C(S_{ij}^{el})_{max}$.

Par conséquent, pour un chargement cyclique et connaissant la trajectoire du convexe de plasticité, il est possible de déterminer les paramètres internes structuraux pour un état limite. Le cycle final est défini par la valeur moyenne $(\epsilon_{ij}^p)_{moy}$ et l'amplitude $(\Delta\epsilon_{ij}^p)$.

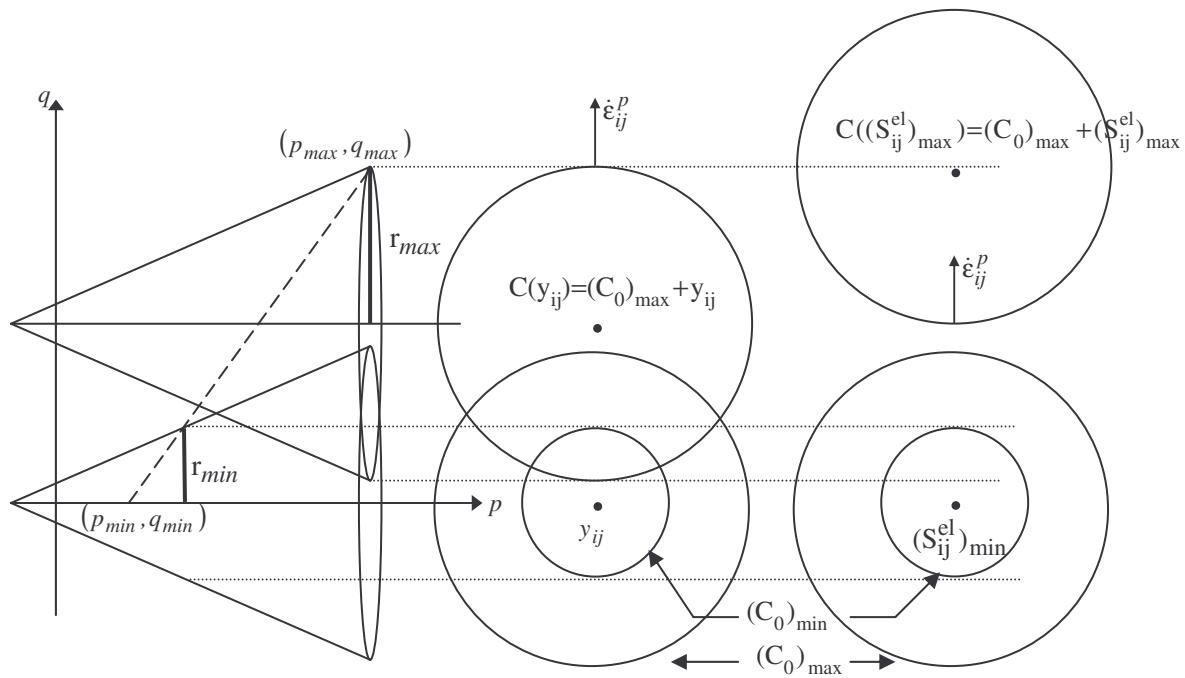


Figure 2 : Evolution du convexe de plasticité dans le plan (p,q) , plan déviatoire et le plan des paramètres internes structuraux.

La nature de l'état limite de la structure dépend de la réponse élastique. Selon l'amplitude du chargement ΔS_{ij}^{el} , le convexe $C(S_{ij}^{el}) = (C_0) + S_{ij}^{el}$ se translate entre $C(S_{ij}^{el})_{min}$ et $C(S_{ij}^{el})_{max}$. Deux situations sont possibles :

- adaptation, si les positions extrêmes du convexe centré en $S_{ij}^{el}{}_{min}(x)$ et $S_{ij}^{el}{}_{max}(x)$ ont une partie commune C_1 .
- accommodation, si l'intersection de ces deux convexes est vide.

2.2.2 Adaptation

Pendant un chargement cyclique et en chaque point de la structure, le convexe de plasticité subit une translation entre $S_{ij\min}^{el}(x)$ et $S_{ij\max}^{el}(x)$. Le paramètre interne structurel initial $(Y_0)_{ij}(x)$ peut être transporté par le mouvement du convexe de plasticité. Trois cas sont possibles :

- $(Y_0)_{ij}(x)$ se trouve à l'intérieur de C_1 . Dans ce cas, $(Y_0)_{ij}(x)$ reste immobile et le comportement est purement élastique (figure 3) ;
- $(Y_0)_{ij}(x)$ est tel qu'après le premier cycle de chargement, il se trouve sur la frontière C_1 et reste immobile (figure 3). La position finale $(Y_1)_{ij}(x)$ du point $(Y_0)_{ij}(x)$ est obtenue par projection orthogonale sur C_1 ;
- $(Y_0)_{ij}(x)$ est transporté avec le mouvement du convexe pour finir sur la frontière C_1 ou C'_1 (figure 3). Dans ce cas, l'état stabilisé est atteint après plusieurs cycles de chargements.

Ainsi, la position finale $(Y_1)_{ij}(x)$ du point $(Y_0)_{ij}(x)$ détermine le cycle final de la structure et les champs de déformations inélastiques et plastiques à partir des équations (II.12) et (II.15).

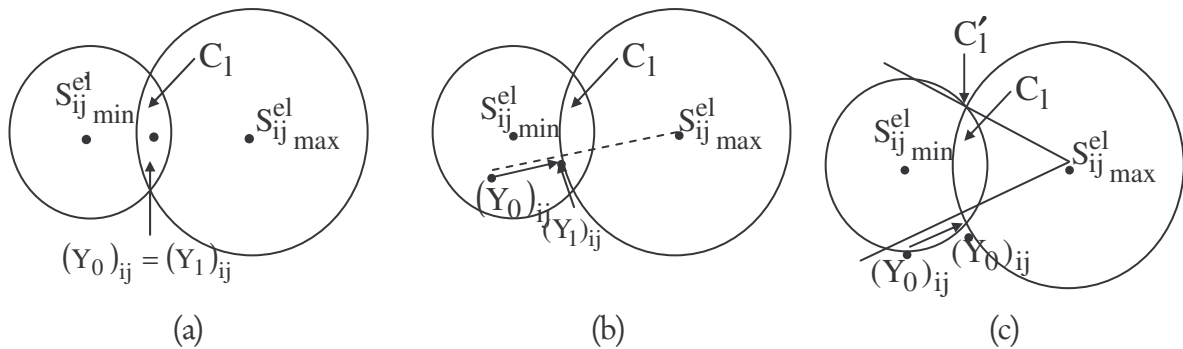


Figure 3 : Estimation de $(Y_1)_{ij}(x)$ dans le cas de l'adaptation.

2.2.3 Accommodation

Quand le chargement $\Delta S_{ij}^{el}(x)$ devient grand, Zarka démontre que l'état stationnaire est atteint et que les amplitudes des paramètres internes structuraux et des contraintes déviatoires élastiques sont les mêmes :

$$\Delta S_{ij}^{el}(x) = \Delta Y_{ij}(x) \quad (\text{II. 27})$$

Dans le plan des paramètres internes structuraux, $Y_{ij_{\min}}(x)$ et $Y_{ij_{\max}}(x)$ appartiennent aux positions extrêmes du convexe centré en $S_{ij_{\min}}^{el}$ et $S_{ij_{\max}}^{el}$, respectivement. L'expression de $\Delta y_{ij}(x, t)$ est donnée par :

$$\Delta y_{ij}(x, t) = \Delta Y_{ij}(x, t) + dev \Delta R_{ij}(x, t) \quad (\text{II. 28})$$

En remplaçant l'expression (II.27) dans (II.28), la relation de la variable interne s'écrit alors :

$$\Delta y_{ij}(x, t) = \Delta S_{ij}^{el}(x, t) + dev \hat{Z}_{ijkl} \left[\frac{3}{2H} \Delta S_{kl}^{el}(x, t) \right] \quad (\text{II. 29})$$

\hat{Z}_{ijkl} est un opérateur global linéaire, qui lie le champ des contraintes résiduelles au champ des variables internes structurelles, selon l'expression suivante :

$$R_{ij}(x, t) = \hat{Z}_{ijkl} \left(\frac{3}{2H} Y_{kl}(x, t) \right) \quad (\text{II. 30})$$

Sachant que :

$$\Delta y_{ij}(x, t) = \frac{H}{3} \Delta \lambda \frac{(S_{ij}^{el} - Y_{ij})}{\sqrt{\frac{1}{2}(S_{ij}^{el} - Y_{ij}) : (S_{ij}^{el} - Y_{ij})}} \quad (\text{II. 31})$$

Le multiplicateur plastique s'écrit alors :

$$\Delta \lambda = \sqrt{2 \left(\frac{3}{2H} \Delta y_{ij}(x, t) \right) : \left(\frac{3}{2H} \Delta y_{ij}(x, t) \right)} \quad (\text{II. 32})$$

Connaissant la variable interne $\Delta y_{ij}(x, t)$, le multiplicateur plastique est une quantité connue. A l'état limite, les valeurs extrêmes des paramètres internes structuraux peuvent être déduites des relations (II.29) et (II.31) :

$$Y_{ij_{\max}}(x) = S_{ij_{\max}}^{el}(x) - \left[k + \alpha I_1(\sigma_{ij_{\max}}(x)) \right] \frac{3}{\Delta \lambda H} \left[\Delta S_{ij}^{el}(x) + dev \hat{Z}_{ijkl} \left(\frac{3}{2H} \Delta S_{ij}^{el}(x) \right) \right] \quad (\text{II. 33})$$

$$Y_{ij_{\min}}(x) = S_{ij_{\min}}^{el}(x) + \left[k + \alpha I_1(\sigma_{ij_{\min}}^{el}(x)) \right] \frac{3}{\Delta\lambda H} \left[\Delta S_{ij}^{el}(x) + dev \hat{Z}_{ijkl} \left(\frac{3}{2H} \Delta S_{ij}^{el}(x) \right) \right] \quad (\text{II. 34})$$

Pour un chargement intermédiaire, Le champ des paramètres internes structuraux est obtenu à partir des considérations géométriques [Zarka et al. (1979)]. Sa valeur représente la distance entre les positions extrêmes du convexe centré en $S_{ij_{\min}}^{el}$ et $S_{ij_{\max}}^{el}$ (figure 4). Les valeurs de ΔY_{ij} et $(Y_{ij})_{\text{moy}}$ sont :

$$\Delta Y_{ij}(x) = \Delta S_{ij}^{el}(x) \left(1 - \frac{r_{\min}(x) + r_{\max}(x)}{\sqrt{\frac{1}{2} \Delta S_{ij}^{el}(x) \cdot \Delta S_{ij}^{el}(x)}} \right) \quad (\text{II. 35})$$

$$(Y_{ij})_{\text{moy}} = \frac{\Delta S_{ij}^{el}(x)}{2} \left(1 + \frac{r_{\min}(x) - r_{\max}(x)}{\sqrt{\frac{1}{2} \Delta S_{ij}^{el}(x) \cdot \Delta S_{ij}^{el}(x)}} \right) + S_{ij_{\min}}^{el}(x) \quad (\text{II. 36})$$

et r_{\min} et r_{\max} sont les rayons des deux convexes centrés en $S_{ij_{\min}}^{el}$ et $S_{ij_{\max}}^{el}$ (figure 4). Leurs valeurs sont :

$$r_{\min}(x) = \alpha \cdot \sqrt{3} I_1(\sigma_{ij_{\min}}^{el}(x)) + k\sqrt{3} \quad (\text{II. 37})$$

$$r_{\max}(x) = \alpha \cdot \sqrt{3} I_1(\sigma_{ij_{\max}}^{el}(x)) + k\sqrt{3} \quad (\text{II. 38})$$

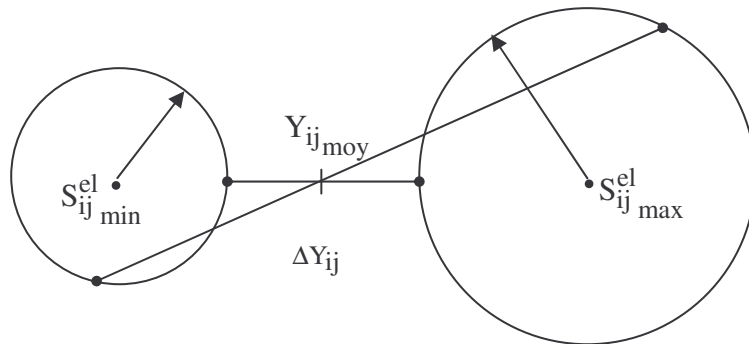


Figure 4. Estimations de $Y_{ij_{\text{moy}}}$ et ΔY_{ij} dans le cas de l'accommodation.

3 Nouvelles formulations

Nous avons vu un rappel de la méthode simplifiée utilisée dans le cas d'un matériau élastoplastique dont le problème mécanique est associé à un problème élastique linéaire isotrope, en prenant en compte un état initial non nul.

Dans la suite, nous présentons une nouvelle formulation de la méthode simplifiée. Le problème mécanique est associé à un problème élastique non linéaire anisotrope. Dans la mécanique des chaussées, une structure en service est soumise à un nombre de cycles de charge - décharge de l'ordre de 10^{+5} à 10^{+6} . A partir de cette constatation, nous avons introduit le nombre de cycles de chargements dans la méthode simplifiée.

3.1 Partie élastique

Comme les résultats expérimentaux des études antérieures l'ont montré (chapitre I), les matériaux granulaires non liés présentent un comportement anisotrope, caractérisé par l'existence des déformations axiales et radiales pour un chargement isotrope. Dans cette partie, une modélisation du comportement élastique est détaillée pour prendre en compte l'anisotropie induite par l'état de contrainte.

La partie élastique est supposée non linéaire et anisotrope. Pour l'étude de l'anisotropie dans les matériaux de chaussées, la rigidité du matériau est isotrope dans le plan horizontal et différente suivant l'axe vertical. La relation reliant les contraintes aux déformations pour un comportement élastique orthotrope de révolution s'écrit sous la forme suivante :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu_{hh}}{E_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hv}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hv}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (\text{II. 39})$$

Cette modélisation comporte cinq paramètres :

- les modules d'élasticité, horizontal et vertical : E_h et E_v ;

- les coefficients de Poisson, horizontal et vertical : ν_{hh} et ν_{hv} ;
- le module de cisaillement vertical : G_{hv} ;

Afin de s'affranchir des complications lors de la détermination des paramètres élastiques verticales et horizontales, ces derniers sont liés avec un seul coefficient d'anisotropie γ , selon les relations suivantes :

$$\frac{E_h}{E_v} = \gamma^2, \quad \frac{\nu_{hv}}{\nu_{hh}} = \gamma, \quad \frac{G_{hv}}{G_{hh}} = \frac{1}{\gamma} \quad (\text{II. 40})$$

Les contraintes et déformations verticales sont pondérées par le coefficient d'anisotropie γ . Ainsi, la loi de comportement considérée s'écrit alors :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon'_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon'_{xz} \\ \varepsilon'_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu_{hh}}{E_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu_{hh}}{E_h} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu_{hh}}{E_h} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma'_{xz} \\ \sigma'_{yz} \end{Bmatrix} \quad (\text{II. 41})$$

$$\text{avec : } \varepsilon'_{zz} = \frac{\varepsilon_{zz}}{\gamma}, \quad \varepsilon'_{xz} = \frac{\varepsilon_{xz}}{\sqrt{\gamma}}, \quad \varepsilon'_{yz} = \frac{\varepsilon_{yz}}{\sqrt{\gamma}}, \quad \sigma'_{zz} = \gamma \cdot \sigma_{zz}, \quad \sigma'_{xz} = \sqrt{\gamma} \cdot \sigma_{xz}, \quad \sigma'_{yz} = \sqrt{\gamma} \cdot \sigma_{yz}.$$

Ainsi, en variable orthotrope de révolution, la contrainte moyenne p' et le déviateur des contraintes q' s'écrivent :

$$p' = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \gamma \sigma_{zz}}{3} \quad (\text{II. 42})$$

$$q' = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \gamma \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \gamma \sigma_{zz})^2 + 6(\sigma_{xy}^2 + \gamma \sigma_{xz}^2 + \gamma \sigma_{yz}^2)} \quad (\text{II. 43})$$

Pour un comportement élastique non linéaire, les paramètres E_h et ν_{hh} sont des fonctions des contraintes.

Une formulation du comportement élastique orthotrope non linéaire a été faite sur la base du modèle de Boyce par Hornych. L'expression de l'énergie potentielle s'écrit, en variables orthotropes, sous la forme suivante :

$$U^c = \frac{1}{p_a^{n-1}} p'^{n+1} \left[\frac{1}{(n+1)K_a} + \frac{1}{6G_a} \left(\frac{q'}{p'} \right)^2 \right] \quad (\text{II. 44})$$

Les modules de compressibilité K et de cisaillement G sont donnés par :

$$K(p', q') = \frac{p'}{\left(\frac{\partial U^c}{\partial p'} \right)} = K_a \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{1-n} \left[1 - (1-n) \frac{K_a}{6 \cdot G_a} \left(\frac{q'}{p'} \right)^2 \right]^{-1} \quad (\text{II. 45})$$

$$G(p', q') = \frac{q'}{\left(3 \frac{\partial U^c}{\partial q'} \right)} = G_a \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{1-n} \quad (\text{II. 46})$$

avec K_a (MPa), G_a (MPa) et n sont les paramètres du modèle.

Par dérivation de l'énergie potentielle, les expressions des déformations volumiques et de cisaillement qui en découlent sont :

$$\varepsilon_v = \frac{p'^n}{p_a^{n-1}} \left[\frac{(\gamma+2)}{3K_a} + \frac{(n-1)}{18G_a} (\gamma+2) \left(\frac{q'}{p'} \right)^2 + \frac{\gamma-1}{3G_a} \left(\frac{q'}{p'} \right) \right] \quad (\text{II. 47})$$

$$\varepsilon_q = \frac{2p'^n}{3p_a^{n-1}} \left[\frac{(\gamma-1)}{3K_a} + \frac{(n-1)}{18G_a} (\gamma-1) \left(\frac{q'}{p'} \right)^2 + \frac{2\gamma+1}{6G_a} \left(\frac{q'}{p'} \right) \right] \quad (\text{II. 48})$$

3.2 Partie inélastique

Le problème inélastique s'écrit sous la forme générale :

$$\varepsilon_{ij}^{\text{ine}}(x, t) = \varepsilon_{ij}(x, t) - \varepsilon_{ij}^{\text{el}}(x, t) = M_{ijkl} R_{ij}(x, t) + \varepsilon_{ij}^p(x, t) \quad (\text{II. 49})$$

Sachant que :

$$y_{ij}(x, t) = \frac{2H}{3} \varepsilon_{ij}^p(x, t) \quad (\text{II. 50})$$

L'expression des paramètres internes structuraux est :

$$Y_{ij}(x, t) = y_{ij}(x, t) - \text{dev} R_{ij}(x, t) \quad (\text{II. 51})$$

En remplaçant cette relation dans l'expression des déformations inélastiques, on obtient :

$$\varepsilon_{ij}^{\text{ine}}(x, t) = M_{ijkl} R_{ij}(x, t) + \frac{3}{2H} \cdot (Y_{ij}(x, t) + \text{dev} R_{ij}(x, t)) \quad (\text{II. 52})$$

On introduisant la matrice élastique modifiée pour un matériau isotrope, l'écriture précédente devient :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx}^{\text{ine}} \\ \varepsilon_{yy}^{\text{ine}} \\ \varepsilon_{zz}^{\text{ine}} \\ \varepsilon_{xy}^{\text{ine}} \\ \varepsilon_{xz}^{\text{ine}} \\ \varepsilon_{yz}^{\text{ine}} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{H}\right) & -\left(\frac{\nu}{E} + \frac{1}{2H}\right) & -\left(\frac{\nu}{E} + \frac{1}{2H}\right) & 0 & 0 & 0 \\ -\left(\frac{\nu}{E} + \frac{1}{2H}\right) & \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{H}\right) & -\left(\frac{\nu}{E} + \frac{1}{2H}\right) & 0 & 0 & 0 \\ -\left(\frac{\nu}{E} + \frac{1}{2H}\right) & -\left(\frac{\nu}{E} + \frac{1}{2H}\right) & \left(\frac{1}{E} + \frac{1}{H}\right) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G} + \frac{3}{2H} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G} + \frac{3}{2H} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G} + \frac{3}{2H} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_{xx} \\ R_{yy} \\ R_{zz} \\ R_{xy} \\ R_{xz} \\ R_{yz} \end{Bmatrix} + \frac{3}{2H} \begin{Bmatrix} Y_{xx} \\ Y_{yy} \\ Y_{zz} \\ Y_{xy} \\ Y_{xz} \\ Y_{yz} \end{Bmatrix} \quad (\text{II. 53})$$

Les déformations inélastiques pour un matériau orthotrope de révolution s'écrivent sous la forme suivante :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx}^{ine} \\ \varepsilon_{yy}^{ine} \\ \varepsilon_{zz}^{ine} \\ \varepsilon_{xy}^{ine} \\ \varepsilon_{xz}^{ine} \\ \varepsilon_{yz}^{ine} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \left(\frac{1}{E_h} + \frac{1}{H}\right) & -\left(\frac{\nu_{hh}}{E_h} + \frac{1}{2H}\right) & -\left(\frac{\nu_{hv}}{E_h} + \frac{1}{2H}\right) & 0 & 0 & 0 \\ -\left(\frac{\nu_{hh}}{E_h} + \frac{1}{2H}\right) & \left(\frac{1}{E_h} + \frac{1}{H}\right) & -\left(\frac{\nu_{hv}}{E_h} + \frac{1}{2H}\right) & 0 & 0 & 0 \\ -\left(\frac{\nu_{hv}}{E_h} + \frac{1}{2H}\right) & -\left(\frac{\nu_{hv}}{E_h} + \frac{1}{2H}\right) & \left(\frac{1}{E_v} + \frac{1}{H}\right) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_h} + \frac{3}{2H} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_v} + \frac{3}{2H} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_v} + \frac{3}{2H} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_{xx} \\ R_{yy} \\ R_{zz} \\ R_{xy} \\ R_{xz} \\ R_{yz} \end{Bmatrix} + \frac{3}{2H} \begin{Bmatrix} Y_{xx} \\ Y_{yy} \\ Y_{zz} \\ Y_{xy} \\ Y_{xz} \\ Y_{yz} \end{Bmatrix} \quad (II. 54)$$

On pose les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \frac{1}{E'_h} &= \frac{1}{E_h} + \frac{1}{H}, & \frac{1}{E'_v} &= \frac{1}{E_v} + \frac{1}{H}, & \frac{\nu'_{hh}}{E'_h} &= \frac{\nu_{hh}}{E_h} + \frac{1}{2H}, & \frac{\nu'_{hv}}{E'_h} &= \frac{\nu_{hv}}{E_h} + \frac{1}{2H}, & \frac{1}{2G'_h} &= \frac{1}{2G_h} + \frac{3}{2H}, \\ \frac{1}{2G'_v} &= \frac{1}{2G_v} + \frac{3}{2H} \end{aligned} \quad (II. 55)$$

On obtient l'expression des déformations inélastiques pour un matériau élastique orthotrope de révolution :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx}^{ine} \\ \varepsilon_{yy}^{ine} \\ \varepsilon_{zz}^{ine} \\ \varepsilon_{xy}^{ine} \\ \varepsilon_{xz}^{ine} \\ \varepsilon_{yz}^{ine} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E'_h} & -\frac{\nu'_{hh}}{E'_h} & -\frac{\nu'_{hv}}{E'_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu'_{hh}}{E'_h} & \frac{1}{E'_h} & -\frac{\nu'_{hv}}{E'_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu'_{hv}}{E'_h} & -\frac{\nu'_{hv}}{E'_h} & \frac{1}{E'_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G'_h} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G'_v} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G'_v} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} R_{xx} \\ R_{yy} \\ R_{zz} \\ R_{xy} \\ R_{xz} \\ R_{yz} \end{Bmatrix} + \frac{3}{2H} \begin{Bmatrix} Y_{xx} \\ Y_{yy} \\ Y_{zz} \\ Y_{xy} \\ Y_{xz} \\ Y_{yz} \end{Bmatrix} \quad (II. 56)$$

En écriture simplifiée :

$$\varepsilon_{ij}^{ine}(x, t) = \tilde{M}'_{ijkl} R_{ij}(x, t) + \frac{3}{2H} \cdot Y_{ij}(x, t) \quad (\text{II. 57})$$

avec \tilde{M}'_{ijkl} est la matrice élastique orthotrope de révolution.

3.2.1 Cas d'un comportement élastique non linéaire orthotrope de révolution

Il reste enfin à considérer le cas du comportement élastique non linéaire orthotrope de révolution pour une structure soumise à un chargement minimal $\sigma_{ij}^{el}_{min}(x)$ et un chargement maximal $\sigma_{ij}^{el}_{max}(x)$. L'axe Oz étant l'axe d'orthotropie de révolution, on considère les variables suivantes :

$$\{\sigma'\}_{min}^T = \{\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \gamma \cdot \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sqrt{\gamma} \sigma_{xz}, \sqrt{\gamma} \sigma_{yz}\}_{min} \quad (\text{II. 58})$$

$$\{\sigma'\}_{max}^T = \{\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \gamma \cdot \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sqrt{\gamma} \sigma_{xz}, \sqrt{\gamma} \sigma_{yz}\}_{max} \quad (\text{II. 59})$$

$$\{\varepsilon'\}_{min}^T = \{\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz} / \gamma, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz} / \sqrt{\gamma}, \varepsilon_{xz} / \sqrt{\gamma}\}_{min} \quad (\text{II. 60})$$

$$\{\varepsilon'\}_{max}^T = \{\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz} / \gamma, \varepsilon_{xy}, \varepsilon_{yz} / \sqrt{\gamma}, \varepsilon_{xz} / \sqrt{\gamma}\}_{max} \quad (\text{II. 61})$$

Auxquelles on associe :

$$\Delta p' = \frac{\Delta \sigma_{xx} + \Delta \sigma_{yy} + \gamma \cdot \Delta \sigma_{zz}}{3} \quad (\text{II. 62})$$

$$\Delta q' = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\Delta \sigma_{xx} - \Delta \sigma_{yy})^2 + (\Delta \sigma_{xx} - \gamma \cdot \Delta \sigma_{zz})^2 + (\Delta \sigma_{yy} - \gamma \cdot \Delta \sigma_{zz})^2 + 6 \cdot (\Delta \sigma_{xy}^2 + \gamma \cdot \Delta \sigma_{xz}^2 + \gamma \cdot \Delta \sigma_{yz}^2)} \quad (\text{II. 63})$$

$$\Delta \varepsilon'_v = \Delta \varepsilon_{xx} + \Delta \varepsilon_{yy} + \frac{\Delta \varepsilon_{zz}}{\gamma} \quad (\text{II. 64})$$

$$\Delta\epsilon'_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{\left(\Delta\epsilon_{xx} - \Delta\epsilon_{yy}\right)^2 + \left(\Delta\epsilon_{xx} - \frac{\Delta\epsilon_{zz}}{\gamma}\right)^2 + \left(\Delta\epsilon_{yy} - \frac{\Delta\epsilon_{zz}}{\gamma}\right)^2 + 6 \cdot \left(\Delta\epsilon_{xy}^2 + \frac{\Delta\epsilon_{xz}^2}{\gamma} + \frac{\Delta\epsilon_{yz}^2}{\gamma}\right)} \quad (\text{II. 65})$$

Les relations précédentes permettent alors d'obtenir les relations sécantes des modules de compressibilité et de cisaillement, dans le plan horizontal :

$$K'_{hh} = \frac{\Delta p'}{\Delta\epsilon'_v} \quad (\text{II. 66})$$

$$G'_{hh} = \frac{\Delta q'}{3 \cdot \Delta\epsilon'_q} \quad (\text{II. 67})$$

Ces modules horizontaux permettent alors de déterminer le module d'élasticité E_h et le coefficient de Poisson ν_{hh} sécants, dans le plan horizontal :

$$E_{hsec} = \frac{9 \cdot K'_{hh} \cdot G'_{hh}}{3 \cdot K'_{hh} + G'_{hh}} \quad (\text{II. 68})$$

$$\nu_{hhsec} = \frac{3 \cdot K'_{hh} - 2 \cdot G'_{hh}}{6 \cdot K'_{hh} + 2 \cdot G'_{hh}} \quad (\text{II. 69})$$

Enfin, on détermine le module d'élasticité E_v , le coefficient de Poisson ν_{hv} et le module de cisaillement dans la direction verticale à partir des relations suivantes :

$$E_{vsec} = \frac{E_{hsec}}{\gamma^2}, \quad \nu_{hvsec} = \gamma \cdot \nu_{hhsec}, \quad G_{vsec} = \frac{E_{hsec}}{2 \cdot \gamma \cdot (1 + \nu_{hhsec})} \quad (\text{II. 70})$$

Les modules d'élasticité et les coefficient de Poisson dépendent de p' , q' et γ . Cette modélisation orthotrope non linéaire peut se résumer ainsi en fonction de trois paramètres E_{hsec} , ν_{hhsec} et γ .

3.3 Prise en compte du nombre du cycles de chargements dans le calcul des déformations permanentes

Nous nous intéressons ici plus particulièrement à introduire le nombre de cycle de chargements dans le modèle. Le modèle donne accès aux déformations stabilisées.

A partir des résultats d'essais en terme d'accumulation des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycle, Hornyhch [Hornyhch et al (1993)] a constaté que le rapport $\text{Log}\left(\frac{d\varepsilon_1^P}{dN}\right)$ varie linéairement avec le logarithme du nombre de cycles de chargements. Ainsi, les auteurs proposent la loi suivante :

$$\varepsilon^{P*}(N) = A \left(1 - \left[\frac{N}{100} \right]^{-B} \right) \quad (\text{II. 71})$$

où A apparaît comme la valeur asymptotique de la déformation permanente, atteinte pour un nombre de cycles infini, B est la vitesse pour laquelle la déformation tend à se stabiliser. Dans l'approche adoptée, on a accès aux déformations permanentes à l'état limite. Par conséquent, en se basant sur la loi adoptée par Hornyhch et al, on propose une fonction F(N) donnée par la relation suivante :

$$F(N) = \left(1 - \left[\frac{N}{100} \right]^{-B} \right) \quad (\text{II. 72})$$

B est déterminé à partir d'essais triaxiaux à chargements répétés.

Dans le cadre de la modélisation d'un essai triaxial, cette dernière est appliquée aux déformations permanentes à l'état limite $\left(\varepsilon_{ij}^P(x)\right)_{EL}$, selon la relation suivante :

$$\varepsilon_{ij}^P(x, N) = F(N) \cdot \left(\varepsilon_{ij}^P(x)\right)_{EL} \quad (\text{II. 73})$$

Dans le cadre d'un calcul aux éléments finis, la structure doit être équilibrée à la fin de chaque calcul élastoplastique à N cycles. Sachant qu'il existe une relation unique entre S_{ij}^{el} et ε_{ij}^P , le calcul à N cycle de $\varepsilon_{ij}^P(N)$ se fait en considérant $\left(F(N) \cdot S_{ij}^{el}\right)$ [Allou et al. (2007)].

3.4 Implémentation numérique

Les améliorations apportées au modèle ont été implémentées dans le code de calcul par élément finis CAST3M [CAST3M (2005)]. L'algorithme numérique est présenté sous sa forme générale sur la figure 6.

Comme indiqué auparavant, le problème élastique d'une structure soumise à un chargement cyclique radial entre les bornes σ_{ij}^{\min} et σ_{ij}^{\max} , est calculé en utilisant la loi de Boyce anisotrope. Ce modèle a été introduit dans le code de calcul par élément fini CAST3M, et programmé sous Esope et Gibiane.

Dans le plan des contraintes (p,q), la surface définie par la fonction de charge f est un cône à base circulaire ayant pour axe la droite d'équation : $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. La loi de Drucker Prager comprend deux paramètres α et k . Le paramètre α est converti dans le plan (p,q) en ψ : angle d'ouverture du cône élastique (figure 5). Le paramètre k est calculé, dans le plan de Mohr en fonction de la cohésion c et l'angle de frottement ϕ , à partir des états de contraintes à la rupture, selon l'expression suivante :

$$k = \frac{6.c.\cos\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)} \quad (\text{II. 74})$$

Ce paramètre est converti dans le plan (p,q), en p^* , l'abscisse du sommet du cône sur l'axe isotrope (figure 5).

3.4.1 Nature de l'état limite

L'état limite dépend en général de la position de l'état initial de la structure, c'est à dire de Y_0 . Connaissant les champs de contraintes correspondants aux bornes minimales et maximales, et afin de s'assurer que cet état initial est à l'intérieur de la surface de charge, celle ci a été translaté de q_{min} dans la direction de l'axe des déviateurs (figure 5).

Il est ensuite possible d'exprimer dans le plan (p,q), les rayons des convexes d'élasticité minimale et maximale (figure 5), selon les expressions suivantes :

$$r_{\min} = \tan\psi \cdot \bar{p} + p^* \tan\psi \quad (\text{II. 75})$$

avec

$$\bar{p} = \frac{\frac{\Delta q}{\Delta p} \cdot p_{\min} - p^* \tan\psi}{\tan\psi - \frac{\Delta q}{\Delta p}} \quad (\text{II. 76})$$

$$r_{\max} = \tan\psi \cdot p_{\max} + p^* \tan\psi \quad (\text{II. 77})$$

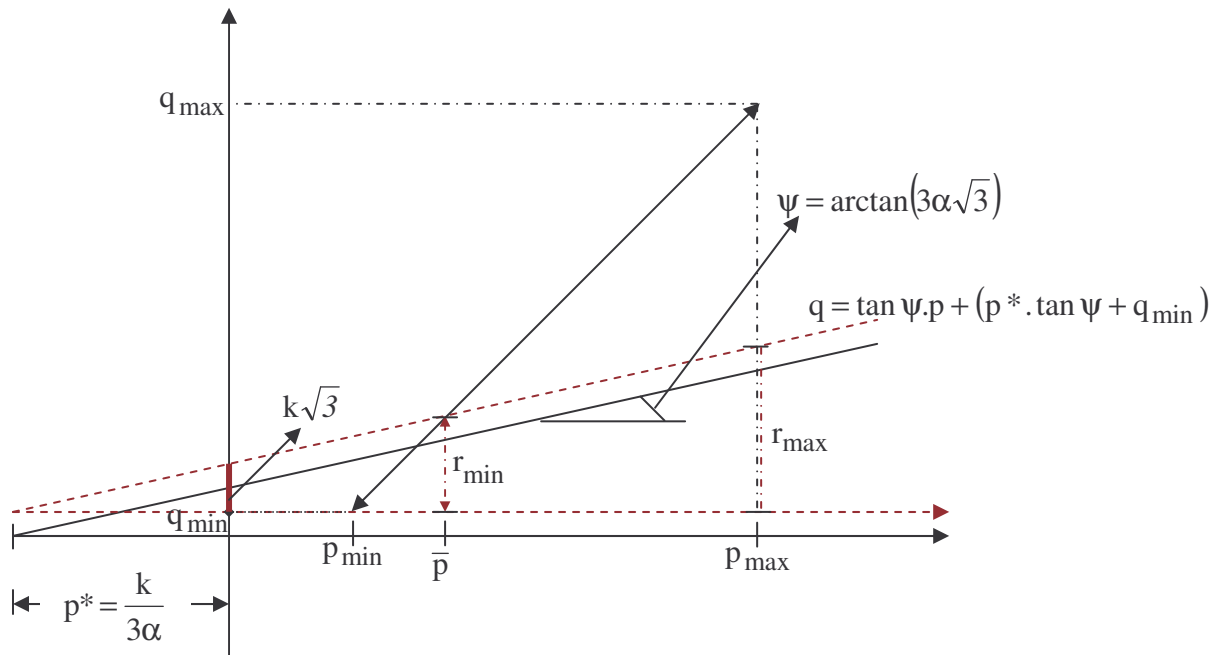


Figure 5 : Méthodologie d'identification des paramètres de Drucker Prager et des rayons des convexes d'élasticité minimale et maximale.

En partant de l'état initial $S_{ij_{\min}}^{el}$, et en procédant à un chargement dans la direction de $\Delta S_{ij}^{el} = S_{ij_{\max}}^{el} - S_{ij_{\min}}^{el}$. Deux situations sont possibles :

- si la condition $\|\Delta S_{ij}^{el}\| \leq (r_{\min} + r_{\max})$ est vérifiée pour tous les points de la structure, alors l'intersection des positions extrêmes des convexes de plasticité n'est pas vide. Si l'état initial Y_0 se trouve à l'intérieur de l'intersection C_I , alors on se trouve en zone 1 (comportement totalement élastique) où le mécanisme plastique n'est pas activé. En revanche, si l'état initial se trouve à l'extérieur de l'intersection C_I , alors on se trouve en zone 2 (adaptation). Dans ce cas, la structure est sous régime plastique.

- si la condition $\|\Delta S_{ij}^{el}\| \geq (r_{\min} + r_{\max})$ est vérifiée pour au moins un point de la structure, alors il y aura accommodation et le problème sera noté zone 3, et l'intersection des positions extrêmes des convexes de plasticité est vide.

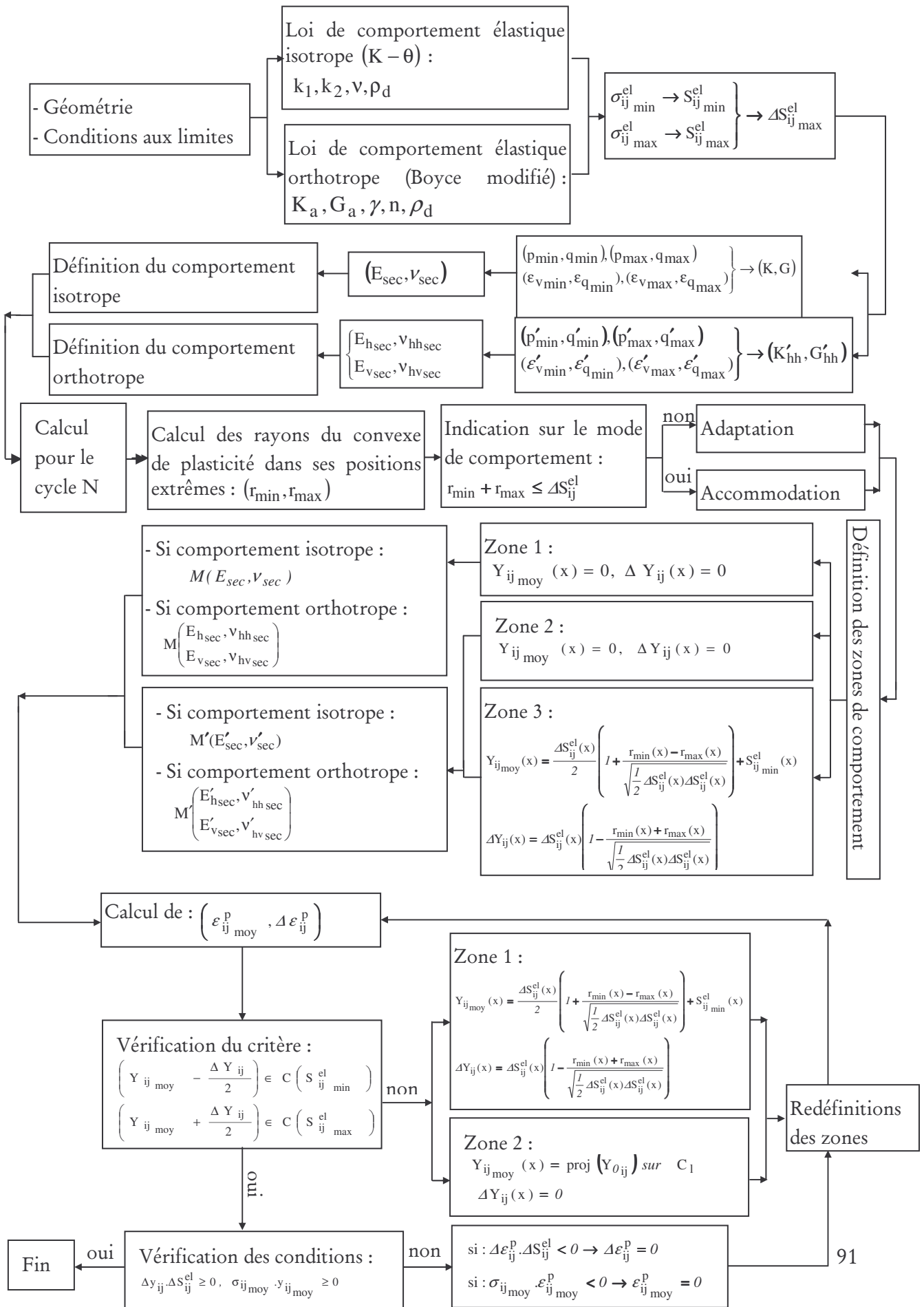
En chaque point de la structure, l'état stabilisé est caractérisé par la valeur moyenne et l'amplitude du couple $(\Delta \varepsilon_{ij}^p, \varepsilon_{ij_{\text{moy}}}^p)$.

Pour mieux tenir compte des zones restant complètement élastiques, Gatt (1993) propose une méthode itérative. Cette méthode impose, dans un premier temps, des déformations plastiques nulles $\varepsilon_{ij}^p = 0$ pour les zones ayant un comportement totalement élastiques (zone 1). Dés lors, les paramètres internes structuraux ne sont calculés que pour les points de la structure qui appartiennent aux zones 2 (adaptation) et 3 (accommodation). Dans ce cas, la matrice d'élasticité anisotrope modifiée est prise en compte. Lors de l'écoulement plastique, les conditions suivantes sont à vérifier :

- en terme d'amplitudes : $\Delta S_{ij}^{el} \cdot \Delta \varepsilon_{ij}^p \geq 0$. Si cette condition n'est pas vérifiée, alors $\Delta \varepsilon_{ij}^p = 0$ est imposée.

- en terme de valeurs moyennes : $\sigma_{ij\text{moy}} \cdot \varepsilon_{ij\text{moy}}^p \geq 0$. Si cette condition n'est pas vérifiée, alors $\varepsilon_{ij\text{moy}}^p = 0$ est imposée.

L'algorithme de ce calcul est présenté sur la page suivante.



4 Détermination des paramètres du modèle

Le modèle présenté ci dessus nécessite la détermination :

- des paramètres K_a, G_a, n et γ caractérisant le comportement réversible anisotrope ;
- des paramètres plastiques H et B ;
- des paramètres p^* et ψ caractérisant la taille et la position du domaine élastique de Drucker Prager.

Les paramètres d'élasticité sont déterminés à partir d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés pour caractériser le comportement réversible des graves non traitées. L'identification de ces paramètres se fait à partir de l'ajustement du modèle de Boyce anisotrope sur les résultats d'essais (chapitre III).

Le paramètre de Drucker Prager p^* est la pression correspondant à l'intersection de la droite de rupture avec l'axe isotrope. On l'obtient facilement à partir des résultats d'essais triaxiaux monotones de rupture.

L'angle d'ouverture du cône d'élasticité initial de Drucker Prager ψ est déterminé afin d'obtenir un comportement élastique pour un domaine de déformation de 10^{-5} - 10^{-4} avant tout écoulement plastique pour un chemin de contrainte à $\Delta q / \Delta p = 2$.

Le module d'érouissage H et le paramètre B sont déterminés à partir d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés pour caractériser les déformations permanentes des graves non traitées. Une procédure est réalisée pour identifier ces deux paramètres, à partir de l'ajustement du modèle élastoplastique sur les résultats d'essais TCR. Le détail de cette procédure est donné dans le chapitre III.

5 Sensibilité du modèle par rapport à la perturbation de ses paramètres

L'étude de sensibilité a pour but de mettre en évidence l'effet de chacun des paramètres sur la réponse du modèle. Pour cela, on simule un essai triaxial, piloté en forces entre un état de contraintes minimales ($p_{\min} = 20\text{kPa}$, $q_{\min} = 10\text{kPa}$) et un état de contraintes maximales ($p_{\max} = 140\text{kPa}$, $q_{\max} = 310\text{kPa}$), par l'intermédiaire du code de calcul CAST3M.

Un jeu de paramètres de référence (tableau 1) permet de calculer numériquement les déformations élastiques de référence de 10^{-5} .

Ka (MPa)	Ga (MPa)	n	γ	p* (kPa)	ψ (°)	H (MPa)
28,4	16,7	0,397	0,249	20	15	20

Tableau 1. Jeu de paramètres de référence.

Les résultats sont présentés sur les figures 6 à 10.

Pour un p^* constant, l'angle ψ contrôle la taille du domaine d'élasticité initial. On remarque sur la figure 6, qu'une augmentation de ψ de la valeur de référence à 20° , fait diminuer les déformations plastiques axiales de 6%. En effet, augmenter ψ retarde la traversée de la limite élastique, en diminuant une partie du chemin de contrainte correspondant au début de la plasticité.

Sur la figure 7, on constate que l'influence de p^* est moins importante. Pour les valeurs de référence et en faisant augmenter p^* jusqu'à 40 kPa, les déformations plastiques axiales diminuent de 2%.

L'effet des paramètres d'élasticité sur les déformations permanentes est mieux apprécié dans le cas d'un calcul de structure. En effet, dans un essai triaxial, l'influence des contraintes résiduelles n'apparaît pas.

L'effet du module d'érouissage est montré sur la figure 8. Le paramètre contrôle clairement l'évolution des déformations permanentes : une faible valeur de H se traduit par une augmentation des déformations permanentes. On remarque qu'une diminution du module d'érouissage de 80 MPa à 20 MPa, engendre une augmentation des déformations plastiques axiales de 75%.

Le paramètre B traduit la vitesse à laquelle la déformation permanente tend à se stabiliser. Pour les valeurs de référence, sur la figure 9, on remarque que plus B est élevé, plus la courbure de la courbe (ϵ_{ij}^p, N) est importante, et donc les déformations plastiques axiales tendent rapidement vers la limite.

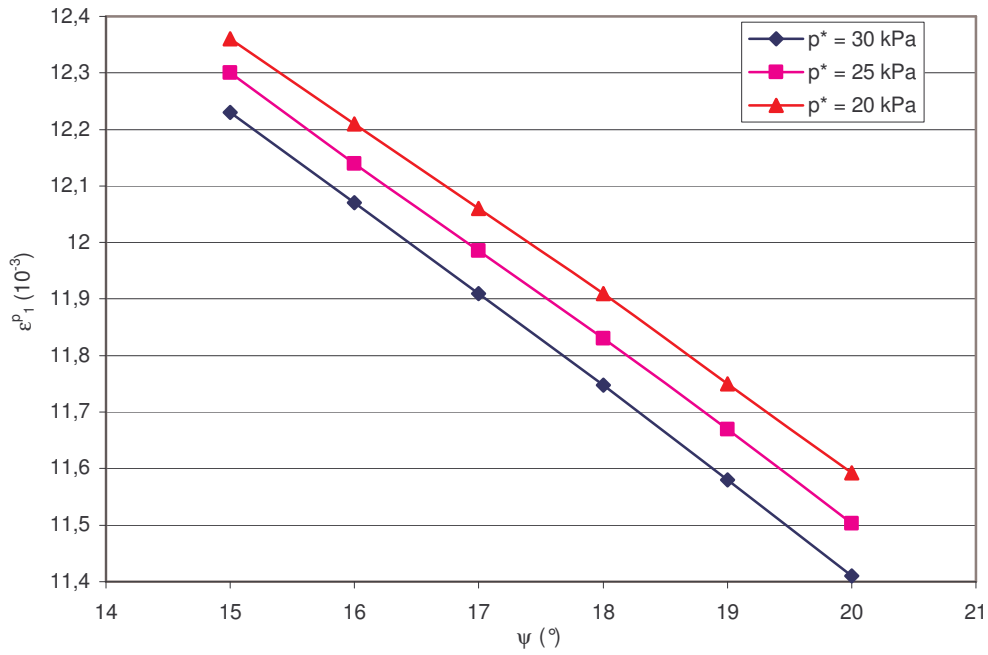


Figure 6 : Influence de l'angle ψ sur les déformations permanentes.

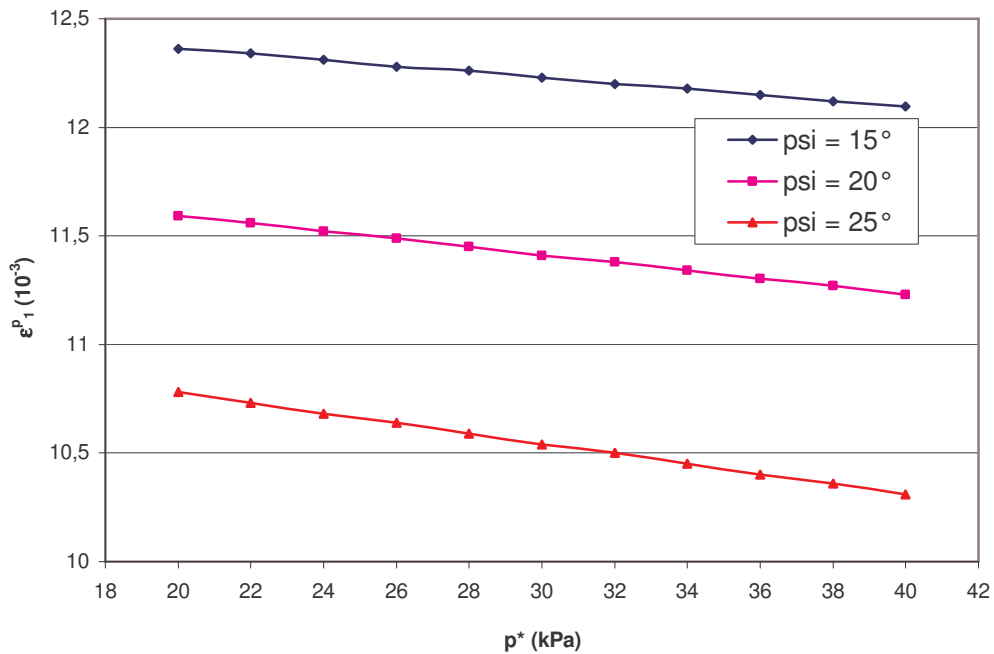


Figure 7 : Influence de la position du sommet du cône d'élasticité sur les déformations permanentes.

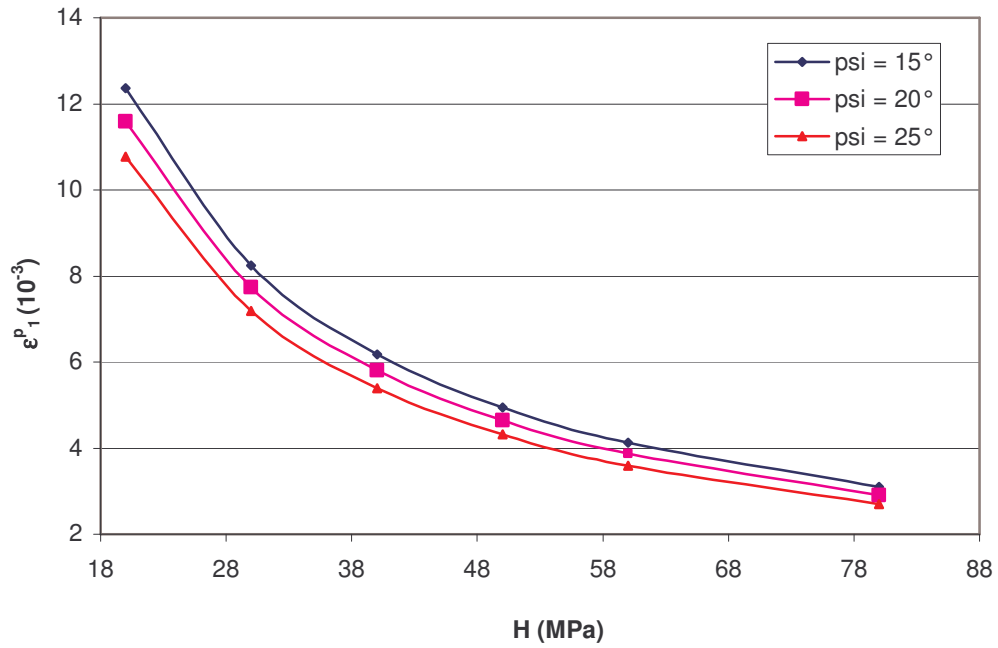


Figure 8 : Influence du module d'écroutissage sur les déformations permanentes.

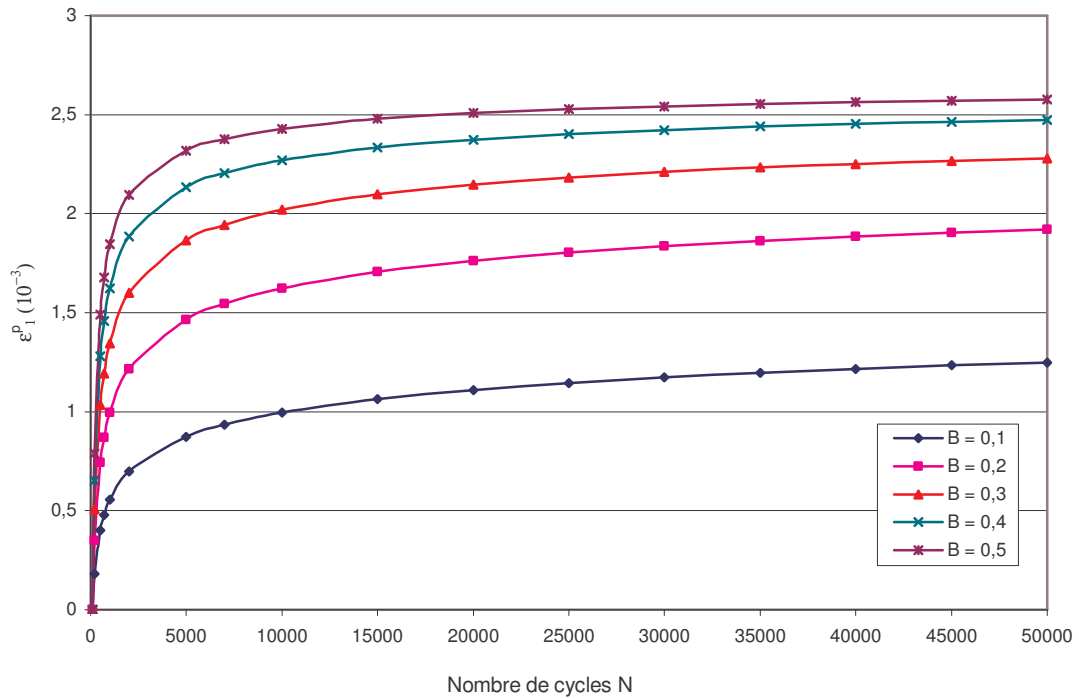


Figure 9 : Influence du paramètre B sur les déformations permanentes.

6 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de démontrer la faisabilité de l'approche proposée. Il en ressort que l'un des éléments essentiels sur lesquels repose une telle approche, est la possibilité de disposer d'une loi de comportement cyclique pour le comportement à long terme des matériaux granulaires de chaussées, sans avoir recours aux méthodes classiques de l'élastoplasticité avec des formulations incrémentales, qui sont inutilisables pour le calcul de structure sous grand nombre de cycles.

L'origine de cette méthode est inspirée des travaux de Zarka [Zarka et al. (1979)], adaptée au comportement à long terme des matériaux granulaires par Habiballah [Habiballah (2003)]. Des modifications ont été apportées aux cours de ce travail afin d'améliorer les limitations de la première méthode. En effet, l'approche proposée permet de retrouver l'évolution des déformations permanentes en fonction des contraintes et du nombre de cycles de chargements. Elle est caractérisée par 4 paramètres caractérisant le comportement réversible des graves non traitées, deux paramètres définissant le domaine d'élasticité initial et deux paramètres permettant de décrire l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargements : soit 8 paramètres.

L'objet du chapitre suivant sera précisément d'identifier ces paramètres à l'aide d'essais triaxiaux à chargements répétés à paliers.

Chapitre III

Interprétation des essais triaxiaux à chargements répétés à paliers, détermination des paramètres du modèle et validation

1 Introduction

Le présent chapitre se propose de déterminer les paramètres et de valider l'approche exposée dans le chapitre II sur les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés, en s'appuyant, d'une part, sur une procédure développée pour l'identification des paramètres du modèle, d'autre part sur le code de calcul par éléments finis Cast3M pour le calcul des déformations permanentes.

Dans la première partie de ce chapitre, on rapporte les résultats de plusieurs campagnes d'essais triaxiaux à chargements répétés à paliers de contraintes, réalisées au LCPC de Nantes sur trois matériaux utilisés en couche d'assise et sol support de chassées souples [Hornych (2003), (2005)]. Nous montrerons dans la deuxième partie, comment identifier les paramètres de Drucker Prager à partir d'essais triaxiaux monotones de rupture. C'est à partir des simulations faites à l'aide du modèle de Boyce anisotrope que sont déterminés les paramètres d'élasticité [Hornych (2003), (2005)].

Une procédure d'identification des paramètres plastiques a été mise au point. Ainsi, deux lois d'évolution du module d'écrouissage H et du paramètre B en fonction du chargement appliqué et de l'état de contrainte initial ont été élaborées. En effet, d'après les résultats d'essais, ces deux paramètres dépendent fortement de l'état de contraintes appliquées. Les lois d'évolutions de H et B seront utilisées pour la validation du modèle, dans la dernière partie. Finalement, on présente une étude de sensibilité de ces deux paramètres vis à vis du nombre de paliers et de chemin de contraintes nécessaire pour les identifier.

2 Présentation des résultats d'essais des graves non traitées et du sol support

L'objectif de ces essais est d'étudier, en laboratoire, le comportement réversible et l'évolution des déformations permanentes de ces deux matériaux, afin de déterminer leurs propriétés mécaniques pour différentes teneurs en eau.

2.1 Caractéristiques des matériaux étudiés

Dans ce chapitre nous présentons les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés au LCPC de Nantes [Hornych (2003), (2005)], sur trois matériaux :

- une grave non traitée 0/20 mm issue d'un gneiss concassé, provenant de la carrière des Maraîchères. Ce matériau est utilisé en couche de base de chaussée dans l'expérience du manège de fatigue du LCPC.
- une grave non traitée 0/10 mm issue d'un microgranite, provenant de la carrière de Poulmarch.
- un matériau sableux 0/4 mm, légèrement argileux et sensible à l'eau. Ce matériau, qui provient de la carrière de Missillac, est utilisé comme sol support de chaussée dans l'expérience du manège de fatigue du LCPC.

Les principales caractéristiques mécaniques de ces matériaux sont présentées sur le tableau 1.

Matériau	VBS	W _{OP} (%)	ρ _{dOP} (kg/m ³)	LA	MDE	Fines (%)
GNT des Maraîchères	0,79	6,35	2100	16	10	9,9
GNT de Poulmarch	-	6,3	2200	20	13	7,8
Sable de Missillac	0,56	9,2	2040	-	-	7,5

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, [Hornych (2003), (2005)].

(VBS : valeur de bleu méthylène, LA : valeur de Los Angeles, MDE : valeur de Micro-Deval)

2.2 Programme d'essai

Afin de modéliser le comportement réversible et l'évolution des déformations permanentes, trois types d'essais ont été réalisés pour les trois matériaux :

- essais triaxiaux monotones de rupture, pour déterminer la droite de rupture du matériau, ainsi que les paramètres de Drucker Prager.
 - essais triaxiaux cycliques pour l'étude du comportement réversible
 - essais triaxiaux cycliques pour l'étude des déformations permanentes.
- Les essais ont été réalisés avec des matériaux compactés à une masse volumique égale à $0,97 \rho_{dOP}$ et une teneur en eau égale à $w_{OP} - 2\%$ pour les graves non traitées et $w_{OP} + 2\%$ pour le sable .

Pour reproduire les mêmes conditions que dans l'expérience du manège, les essais triaxiaux sur la grave non traitée des Maraîchères sont réalisés à deux teneurs en eau 4% et 5%. Ces deux teneurs en eau sont celles observées in situ au début de l'expérience du manège. D'autres matériaux ont été étudié : la grave de Poulmarch et le sable de Missillac. Le programme d'essais de ces deux matériaux est résumé dans le tableau 2.

Matériau	Teneur en eau	Essais monotones de rupture	Essais triaxiaux à chargements répétés	
			Comportement réversible	Déformations permanentes
GNT des Maraîchères	w = 4%	3 essais	3 essais identiques	3 essai à paliers selon les rapports de contraintes $\Delta q / \Delta p = 1, 2$ et 2.5
	w = 5%	3 essais	1 essai	3 essai à paliers selon les rapports de contraintes $\Delta q / \Delta p = 1, 2$ et 2.5
GNT de Poulmarch	w = 4%	-	2 essais	5 essai à paliers selon les rapports de contraintes $\Delta q / \Delta p = 1, 1.5, 2, 2.5$ et 3
Sable de Missillac	w = 11%	4 essais	1 essai	4 essai à paliers selon les rapports de contraintes $\Delta q / \Delta p = 1, 1.5, 2$ et 3

Tableau 2 : Programme d'essai des deux matériaux.

2.2.1 Essais triaxiaux de cisaillement monotone

L'objectif principal de cet essai est de déterminer la droite de rupture du matériau et d'en déduire ses caractéristiques :

- M et S dans le plan (p, q) : $q = Mp + S$
- cohésion et angle de frottement.

a - La grave non traitée des Maraînières

Trois essais monotones sont réalisés pour chaque teneur en eau avec l'application d'une contrainte radiale de 10, 20 et 40 kPa. Les contraintes p et q sont déterminées à la rupture.

A partir de ces valeurs, les droites de rupture correspondantes à ces essais sont tracées dans le plan (p,q), et les paramètres sont obtenus à partir de l'équation suivante : $q = M.p + S$.

Les droites de rupture de la GNT obtenues pour $w = 4\%$ et $w = 5\%$ sont présentées sur la figure 1. On observe une légère différence de l'angle de frottement entre les deux teneurs en eau et une cohésion plus faible pour la teneur en eau de 5%.

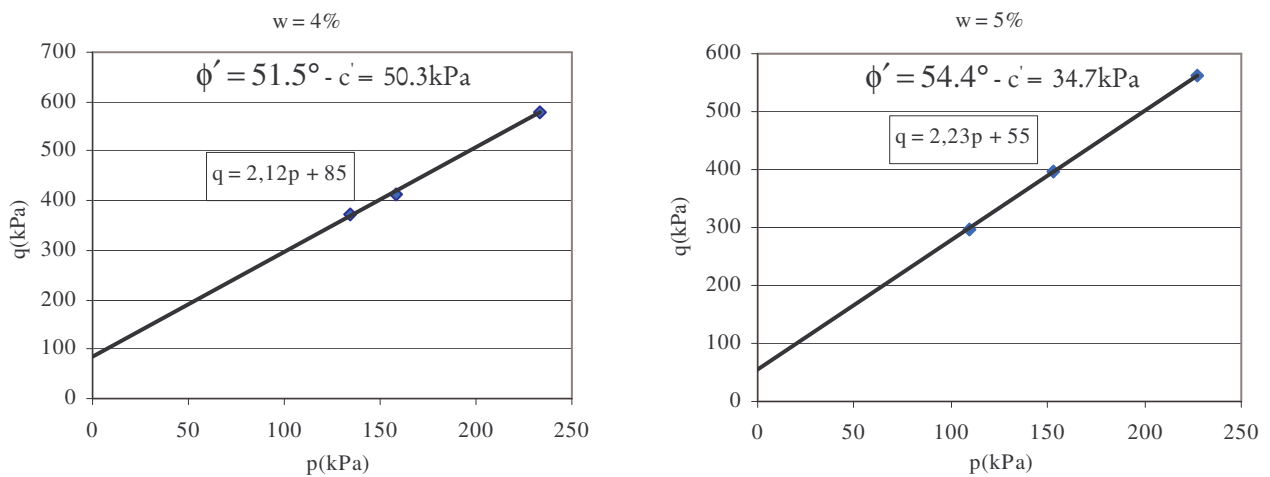


Figure 1 : Droite de rupture de la GNT.

b - La grave non traitée de Poulmarch

On ne dispose pas d'essais monotones réalisés sur la grave non traitée de Poulmarch. La position de la droite de rupture est estimée avec le modèle de Gidel [Gidel et al. (2001)]. Selon cette approche, les caractéristiques de la droite de rupture sont rassemblées dans le tableau 3.

Paramètres de la droite de rupture		L'angle de frottement ϕ (°)	Cohésion (kPa)
M	S (kPa)		
2,41	46,82	59,3	32,7

Tableau 3 : Caractéristiques de la droite de rupture de la GNT de Poulmarch.

c - Le sable de Missillac

Quatre essais monotones ont été réalisés à une teneur en eau $w = 11\%$ avec l'application d'une contrainte radiale de 0, 10, 20 et 50 kPa. La droite de rupture du matériau est représentée sur la figure 2.

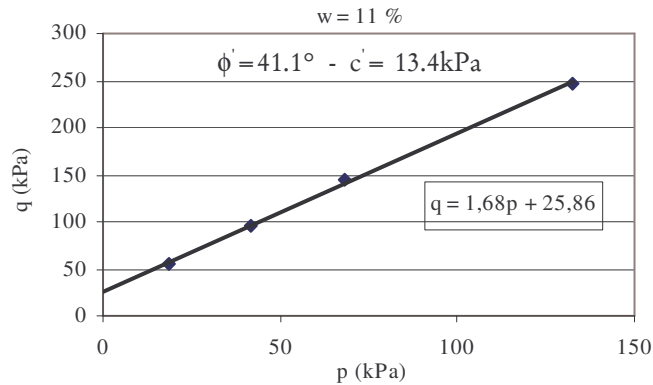


Figure 2 : Droite de rupture du sable de Missillac.

2.2.2 Essais triaxiaux cycliques pour l'étude du comportement réversible

Cette partie présente les essais triaxiaux à chargements répétés sur la grave non traitée des Maraîchères, la grave non traitée de Poulmarch et le sable de Missillac. L'objectif de ces essais est d'étudier le comportement réversible de ces matériaux sous chargements cycliques.

La procédure d'essai utilisée pour l'étude du comportement réversible est réalisée en deux étapes :

- un conditionnement est appliqué à l'éprouvette afin de simuler les conditions réelles de mise en place. Celui-ci consiste à appliquer 20000 cycles de chargement sous un chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 2$ afin de stabiliser les déformations permanentes et d'étudier uniquement le comportement réversible.
- pendant la deuxième étape, l'échantillon est soumis à différents chemins de contraintes successifs. Chaque chargement est appliqué pendant 100 cycles. Les déformations réversibles de l'éprouvette sont mesurées au cours du 100^{ème} cycle.

a - La grave non traitée des Maraîchères

En fin du conditionnement de 20000 cycles, le matériau est soumis à 200 cycles de chargements répétés selon 5 chemins différents. Les chemins de contraintes appliqués, dans le plan (p,q), sont présentés sur la figure 3.

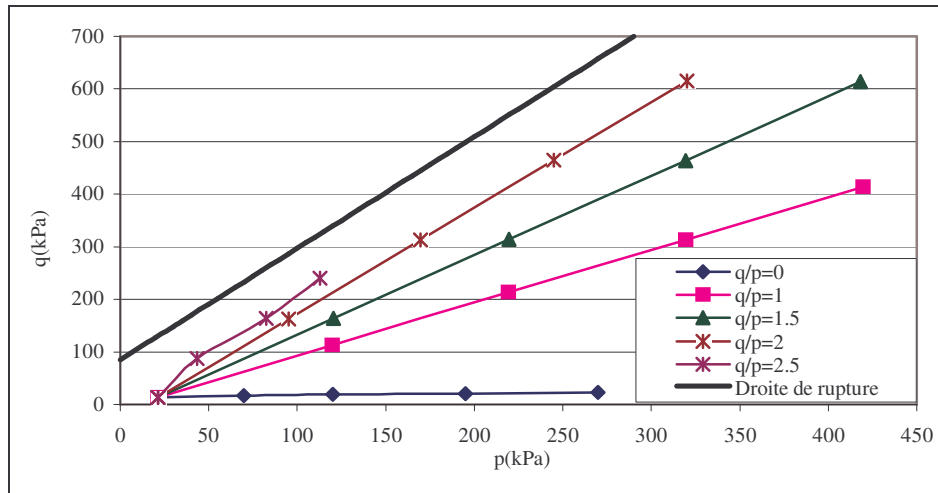


Figure 3 : Les chemins de contraintes appliqués sur la GNT des Maraîchères.

Sur les figures 4 et 5 sont présentés les résultats expérimentaux des variations des déformation volumiques et de cisaillements pour $w = 4\%$ et $w = 5\%$.

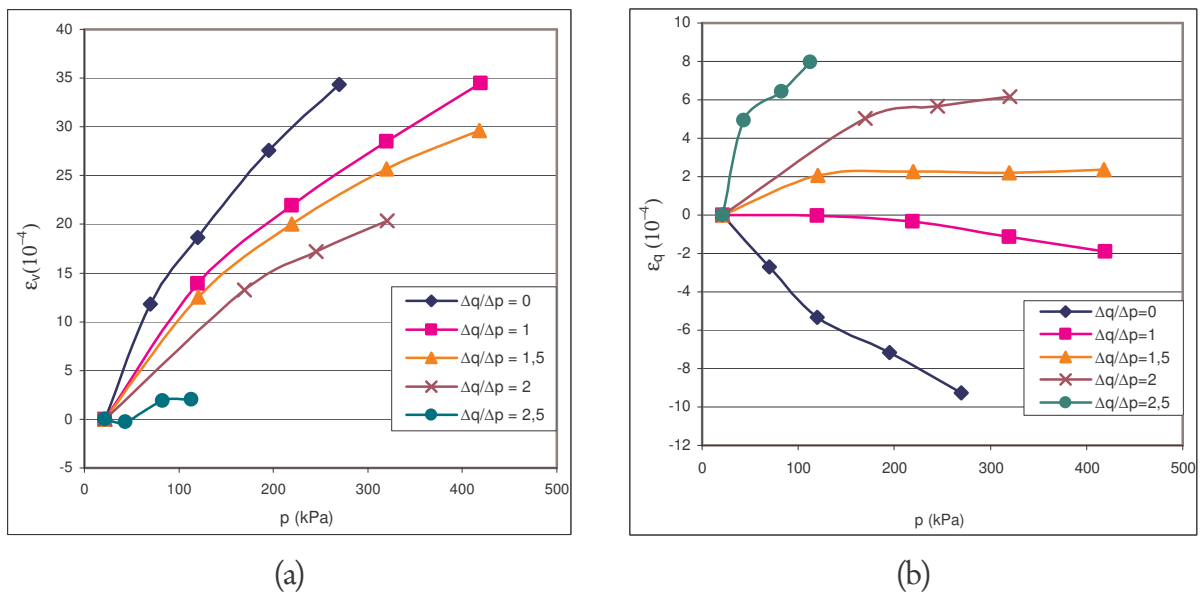


Figure 4 : L'évolution des déformations volumiques et de cisaillements pour $w = 4\%$ (GNT des Maraîchères).

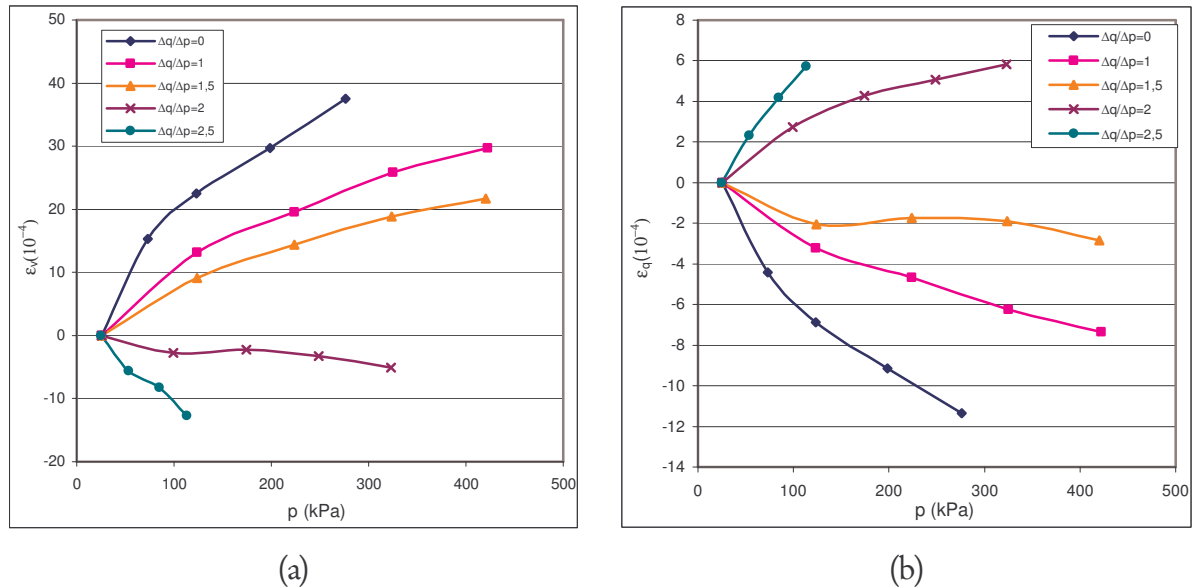


Figure 5 : L'évolution des déformations volumiques et de cisaillements pour $w = 5\%$ (GNT des Maraichères).

Sur les figures 4 et 5, on constate que :

- le comportement dépend fortement de la pression p et du taux de contrainte $\Delta q/\Delta p$.
 - la déformation volumique diminue avec l'augmentation du chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p$.
- Pour $w = 4\%$, les déformations volumiques restent toujours positives qui expliquent que le comportement reste toujours contractant. Pour la teneur en eau de 5% , les déformations volumiques sont positives pour les faibles chemins de contraintes. Elles deviennent négatives pour $\Delta q/\Delta p = 2$ et $\Delta q/\Delta p = 2.5$. Ceci se traduit par un comportement dilatant.
- les déformations de cisaillement sont positives pour les chemins de contrainte à $\Delta q/\Delta p$ élevé, et négatives pour les chemins de contrainte à $\Delta q/\Delta p = 0$ et $\Delta q/\Delta p = 1$ pour les deux teneurs en eau. Pour le chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p = 0$, qui représente un chargement isotrope, les valeurs négatives de la déformation de cisaillement $\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ indiquent que le comportement est anisotrope ($\varepsilon_3 > \varepsilon_1$), sous un chargement isotrope.

b - La grave non traitée de Poulmarch

En fin du conditionnement de 20000 cycles, le matériau est soumis à 200 cycles de chargements répétés selon 6 chemins différents. Les chemins de contraintes appliqués, dans le plan (p,q) , sont présentés sur la figure 6.

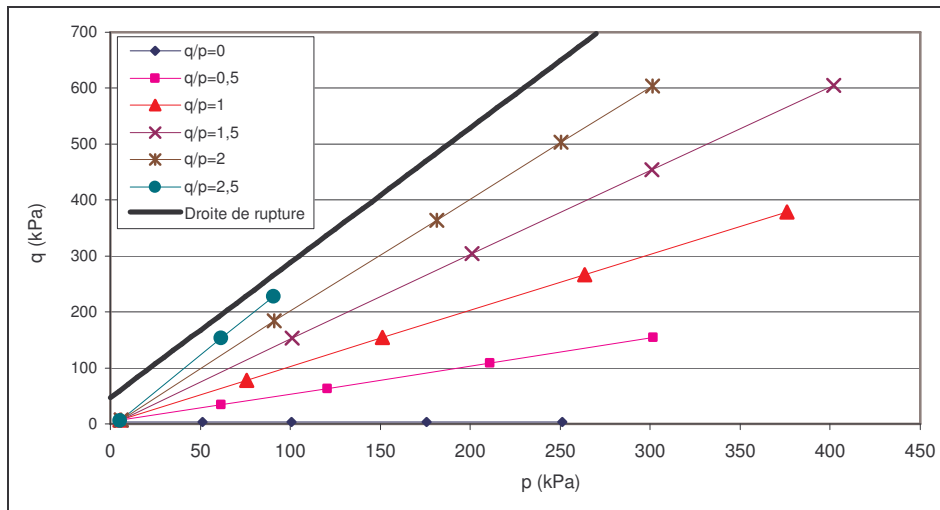


Figure 6 : Les chemins de contraintes appliqués sur la GNT de Poulmarch.

Les figures 7a et 7b présentent les variations des déformations volumiques et de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne.

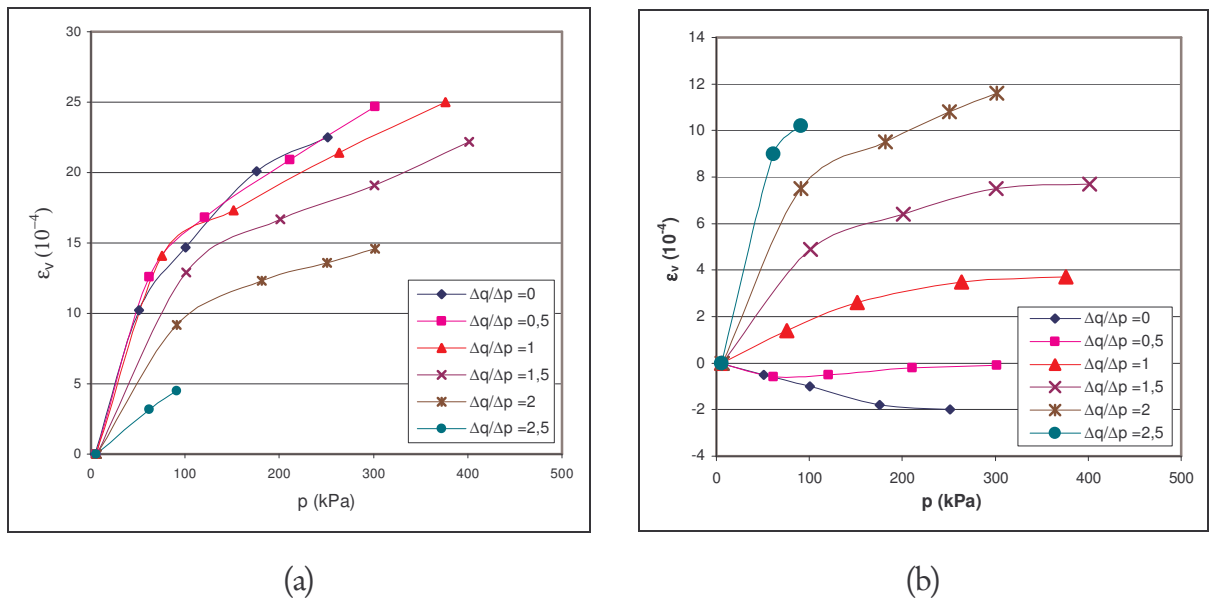


Figure 7 : L'évolution des déformations volumiques et de cisaillements pour $w = 4\%$ (GNT de Poulmarch).

Sur la figure 7, on remarque que les déformations volumiques et de cisaillement dépendent également du chemin de contraintes $\Delta q / \Delta p$. Les mêmes remarques que dans la GNT des Maraîchères sont constatées pour la GNT de Poulmarch.

L'augmentation du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p$ engendre une diminution des déformations volumiques, mais celles ci restent toujours positives (comportement contractant). Sous un chargement isotrope $\Delta q / \Delta p = 0$, les déformations de cisaillement sont négatives, ce qui conduit à l'existence de déformations anisotropes ($q = 0$ et $\varepsilon_q < 0$).

c - Le sable de Missillac

Les essais pour l'étude du comportement réversible du sol débutent avec un conditionnement de 10000 cycles, au lieu de 20000 cycles utilisés habituellement pour la GNT. Le matériau est soumis à 100 cycles de chargement répétés selon 5 chemins différents. Les chemins de contraintes appliqués, dans le plan (p,q), sont présentés sur la figure 8.

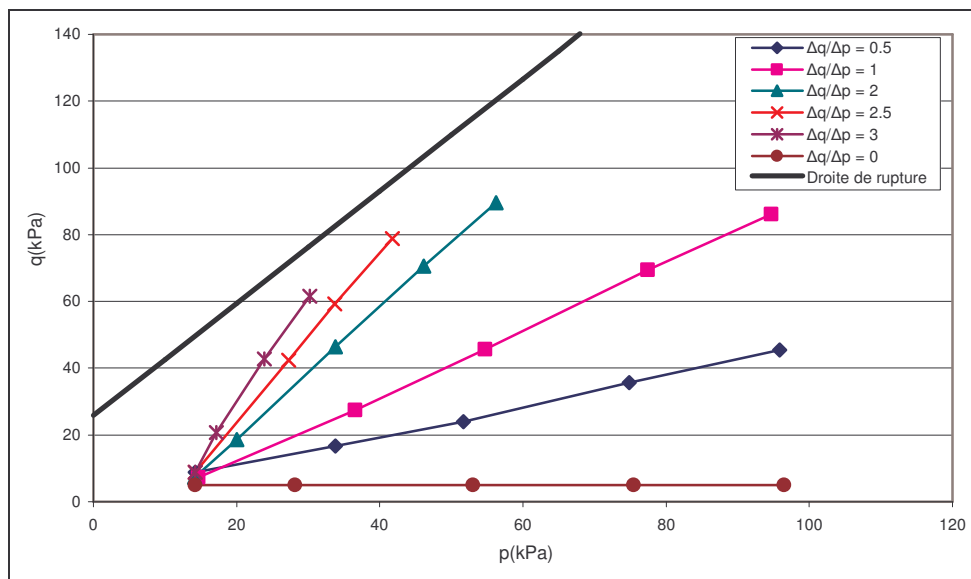


Figure 8 : Les chemins de contraintes appliqués sur le sable de Missillac.

Les figures 9a et 9b présentent les variations des déformations volumiques et de cisaillement en fonction de la contrainte moyenne.

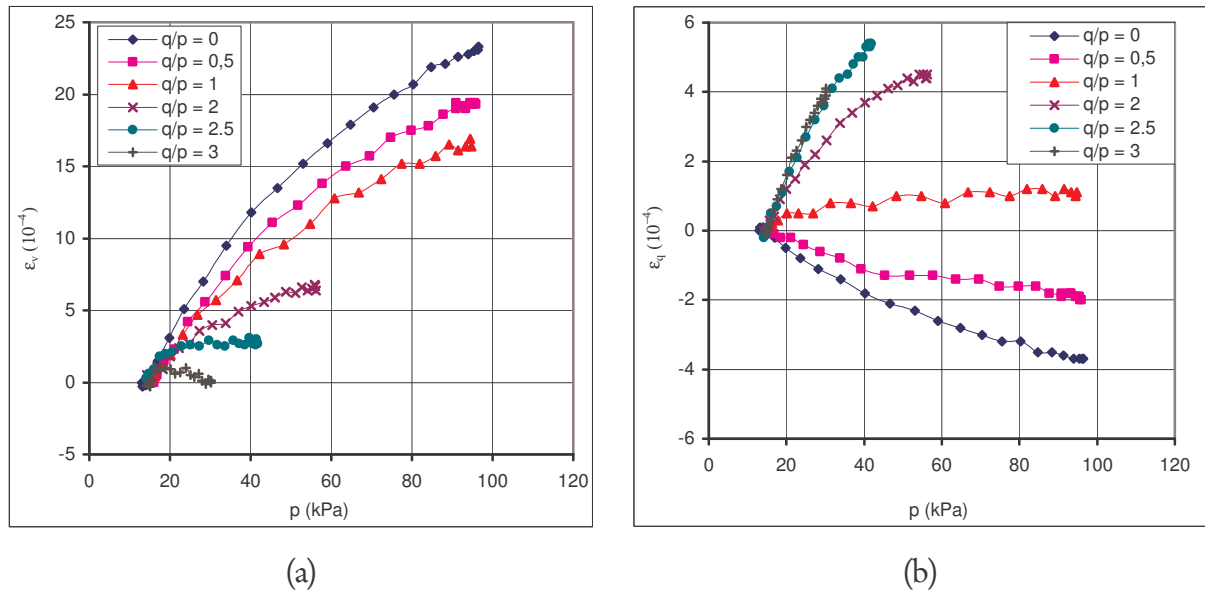


Figure 9 : L'évolution des déformations volumiques et de cisaillements pour $w = 11\%$ (sable de Missillac).

Sur la figure 9, on remarque que les déformations volumiques et de cisaillement dépendent également du chemin de contraintes $\Delta q / \Delta p$. Les déformations volumiques diminuent lorsque le chemin de contrainte augmente, mais restent toujours positives (comportement contractant). Les déformations de cisaillement sont négatives pour le cas d'un chargement isotrope ($\Delta q / \Delta p = 0$). Ceci conduit à l'existence de déformations anisotropes ($q = 0$ et $\varepsilon_q < 0$) sous un chargement isotrope.

2.2.3 Essais de déformations permanentes

2.2.3.1 Procédure d'essai

L'objectif des essais de déformations permanentes est de déterminer le taux de cumul des déformations permanentes d'un matériau soumis à un grand nombre de cycles de chargement. La procédure d'essai, selon la norme **NF P 98-235-1**, utilisée pour caractériser les déformations permanentes des graves non traitées au triaxial à chargements répétés, consiste à réaliser un grand nombre de cycles de chargement (10^5 et plus), avec un seul niveau de contraintes.

Dans les chaussées, le matériau est soumis à une histoire de chargements complexes et variés dus à la phase initiale de construction, au trafic, aux variations des conditions climatiques. Une telle démarche d'essais nécessite la réalisation d'un nombre important d'essais triaxiaux à différents niveaux de contraintes. En plus de la lourdeur des essais, cette

procédure consomme énormément de temps et de matériaux. La dispersion des résultats expérimentaux est alors plus importante, ce qui complique leurs exploitations.

Une procédure d'essais triaxiaux à chargements répétés à paliers, utilisée pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées, a été mise au point au LRPC de Bordeaux [Gidel (2001)]. Cette procédure consiste à soumettre l'éprouvette à différents niveaux de contraintes cycliques successifs à amplitude croissante, avec un chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p$ constant. Ceci permet de réduire largement le nombre d'essais à réaliser et de diminuer la dispersion expérimentale, puisque les résultats expérimentaux sont obtenus sur la même éprouvette.

Gidel [Gidel (2001)] fait l'approximation suivante : pour chaque palier de chargement, le matériau ne garde en mémoire que le niveau de déformation atteint. Ceci n'est vrai qu'avec des paliers réalisés suivant le même chemin de contraintes $\Delta q / \Delta p$.

2.2.3.2 Programme d'essais

a - La grave non traitée des Maraîchères

Pour chaque teneur en eau, trois essais triaxiaux à chargements répétés à paliers selon les chemins de contraintes $\Delta q / \Delta p$ de 1, 2 et 2.5 sont réalisés. Chaque essai est réalisé avec 4 paliers de chargement d'une durée de 50000 cycles. Les chemins de contraintes étudiés ainsi que tous les niveaux de contraintes appliqués sont regroupés et représentés ci après.

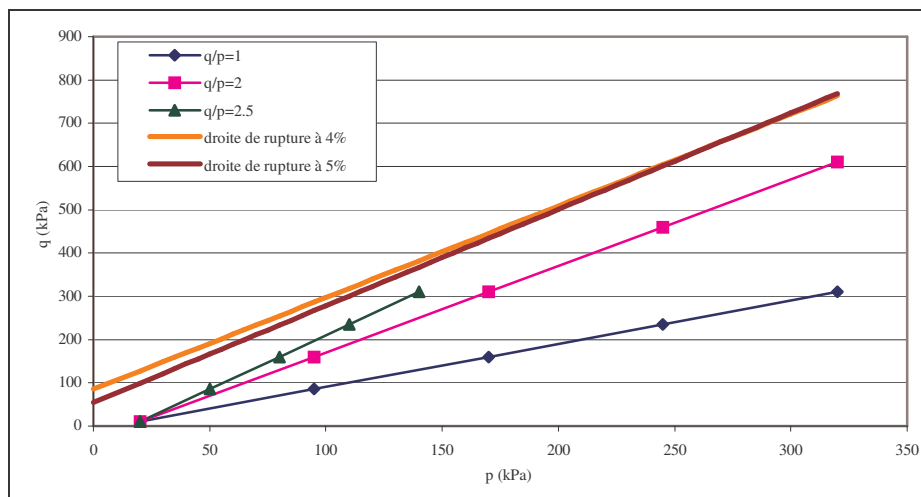


Figure 10 : Chemins de contraintes appliqués dans l'essai de déformations permanentes (GNT des Maraîchères).

b - La grave non traitée de Poulmarch

Pour la GNT de Poulmarch, 5 essais triaxiaux selon le rapport de contrainte $\Delta q / \Delta p$ de 1, 1.5, 2, 2.5, 3 sont réalisés. Chaque essai comporte 4 paliers de chargement d'une durée de 20000 cycles. Les essais à $\Delta q / \Delta p = 1$ et $\Delta q / \Delta p = 3$ comportent 3 paliers de chargement de 20000 cycles. Les niveaux de contraintes appliqués sont récapitulés sur la figure 11.

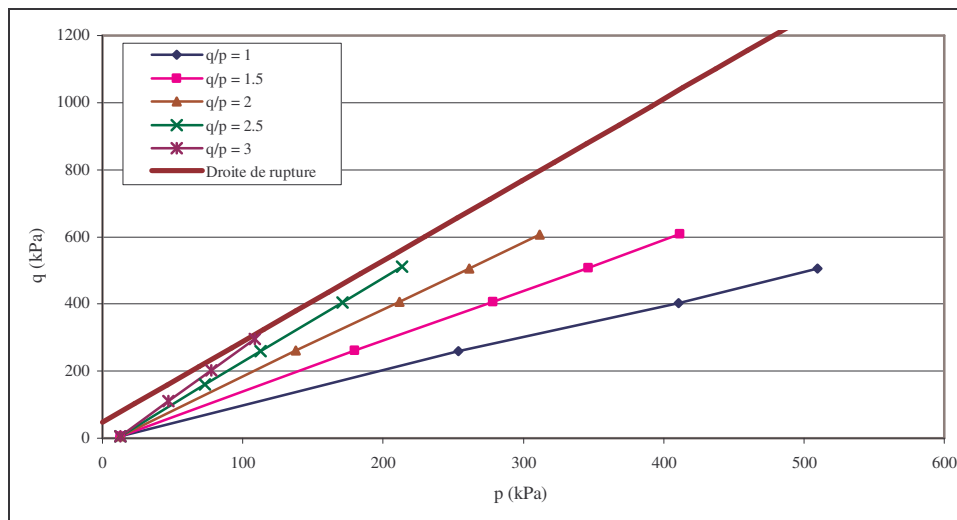


Figure 11 : Chemins de contraintes appliqués dans l'essai de déformations permanentes (GNT de Poulmarch).

c - Le sable de Missillac

Quatre essais triaxiaux à chargements répétés à paliers sont réalisés, avec des rapports de contraintes $\Delta q / \Delta p$ de 1, 1.5, 2, 3. Chaque essai comporte 5 paliers de chargements à l'exception de l'essai à $\Delta q / \Delta p = 1$ et à $\Delta q / \Delta p = 3$, qui comporte 4 paliers de chargement. Tous les essais ont une durée de 10000 cycles. Les niveaux de contraintes appliqués sont donnés sur la figure 12.

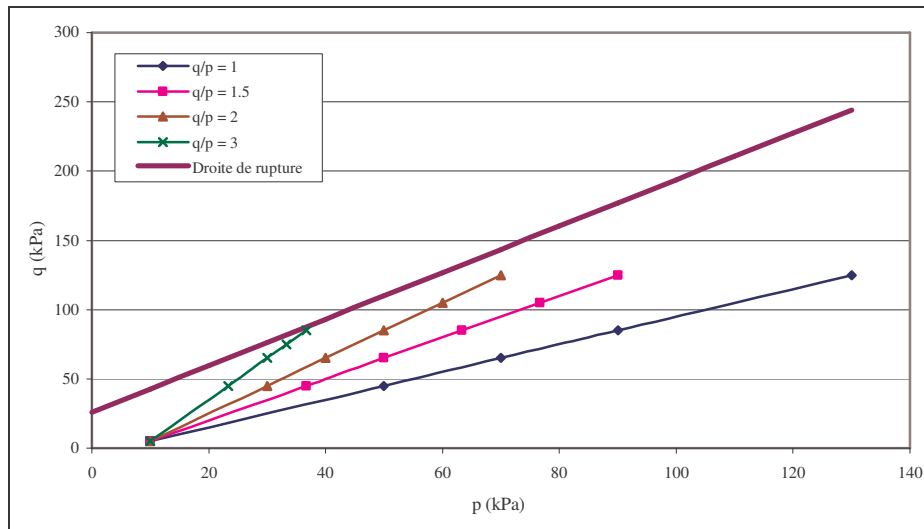


Figure 12 : Chemins de contraintes appliqués dans l'essai de déformations permanentes (sable de Missillac).

3 Résultats expérimentaux

3.1 La grave non traitée des Maraînières

Les figures 13 et 14 montrent les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés réalisés sur la grave non traitée des Maraînières à $w=4\%$ et $w=5\%$. L'évolution des déformations permanentes axiales, pour chaque palier, est caractérisée par une augmentation rapide lors des premiers cycles de chargement, suivie par une stabilisation progressive. La stabilisation est atteinte pour des faibles niveaux de contraintes (pendant les deux premiers paliers de chargements). Cette stabilisation est plus importante à la teneur en eau de 4% qu'à 5%.

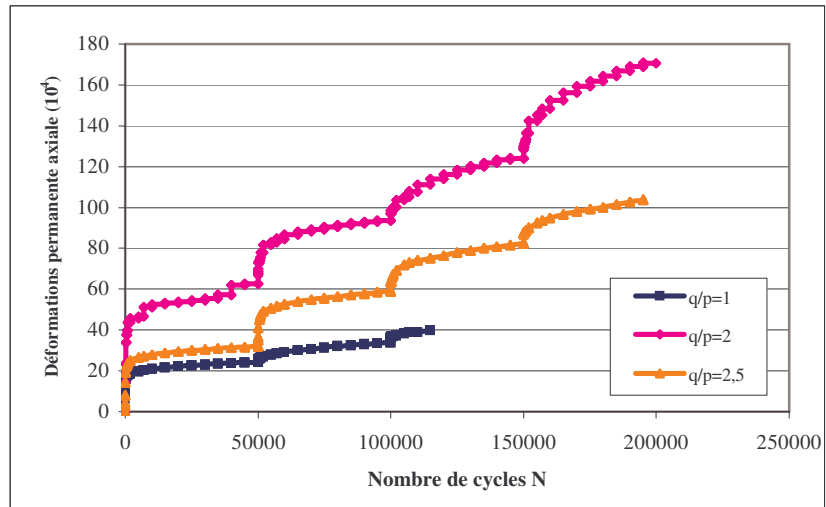


Figure 13 : Evolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de chargements, $w = 4\%$.

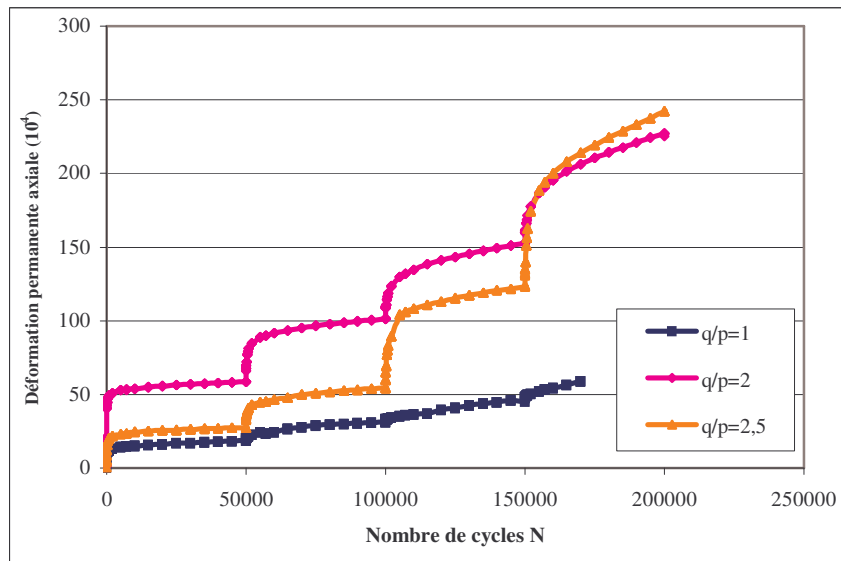


Figure 14 : Evolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de chargements, $w = 5\%$.

3.1.1 Influence de la teneur en eau

L'influence de la teneur en eau dépend fortement du niveau de contraintes appliquées. Pour des faibles niveaux de contraintes, en général les deux premiers paliers de chargement, les déformations permanentes sont identiques pour les deux teneurs en eau. Pour des niveaux plus élevés et particulièrement pour $\Delta q / \Delta p$ de 2 et 2.5, les déformations permanentes augmentent plus rapidement lorsque la teneur en eau est plus importante.

3.1.2 Evolution des déformations permanentes en utilisant le concept de l'état limite

Dans le dimensionnement des chaussées, une structure en service est soumise à un nombre de cycle de chargements de l'ordre de $10^{+5} - 10^{+6}$. Pendant les essais de déformations permanentes, le nombre de cycles de chargements est limité à 50000, pour chaque palier de chargement.

A partir de ces remarques et selon Dawson [Dawson et al (2003)], trois domaines d'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles sont identifiés (Chapitre II):

- domaine A : le taux de déformation permanente $\Delta \varepsilon_I^P / \Delta N$ diminue rapidement jusqu'à ce qu'il atteigne l'état stabilisé après un certain nombre de cycles de chargement (adaptation ou accommodation). Le comportement stabilisé devient purement élastique.
- domaine B ou intermédiaire : dans ce domaine, le taux de déformation permanente par cycle diminue progressivement, et devient constant. Bien que la réponse du comportement ne soit pas entièrement élastique, les déformations permanentes sont acceptables. Pour un grand nombre de cycles de chargements, le matériau peut atteindre la rupture.
- domaine C : quand le taux de déformations permanentes augmente rapidement, les déformations permanentes ne se stabilisent pas, et conduisent à une rupture du matériau.

Les figures 15 et 16 montrent l'évolution des taux de déformations permanentes $\Delta \varepsilon_I^P / \Delta N$ par cycle de chargement, en fonction de la déformation permanente axiale totale ε_I^P , pour les deux teneurs en eau ($w=4\%$ et $w=5\%$) et pour le chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 2.5$. On remarque alors :

a - Pour la teneur en eau $w=5\%$:

- $\Delta\varepsilon_1^P / \Delta N$ diminue progressivement, pour atteindre une valeur finale de 10^{-8} par cycle ou 1% pour un million de cycles. Pour ces niveaux de contraintes, le comportement devient stable après un certain nombre de cycles de chargement. Le comportement stabilisé est décrit par une adaptation ou une accommodation. Dans ces conditions, ce comportement est toléré dans le dimensionnement des chaussées souples avec des déformations permanentes totales suffisamment petites.

- pour les niveaux de contraintes élevés (dernier palier), $\Delta\varepsilon_1^P / \Delta N$ diminue lentement pendant les premiers cycles de chargements par comparaison au premier cas. Ensuite, on remarque une légère augmentation du taux de déformation à la fin de l'essai. La valeur finale du taux de déformation est de 10^{-7} par cycle ou 10% pour un million de cycles, ce qui est important en terme d'orniérage. Pour ces niveaux de contraintes, les déformations permanentes ne se stabilisent pas, et conduisent à une rupture du matériau quand le nombre de cycles devient grand. Dans les chaussées souples, ce comportement conduit à la formation d'ornières.

- pour le troisième palier, on remarque un comportement intermédiaire où pendant les premiers cycles de chargements, $\Delta\varepsilon_1^P / \Delta N$ diminue progressivement pour devenir constant. La valeur du taux de déformation est significative en terme d'orniérage, et atteint une valeur de $5 \cdot 10^{-8}$ ou 5% pour un million de cycles. Pour ces niveaux de contraintes, 50000 cycles sont insuffisants pour obtenir un comportement stabilisé.

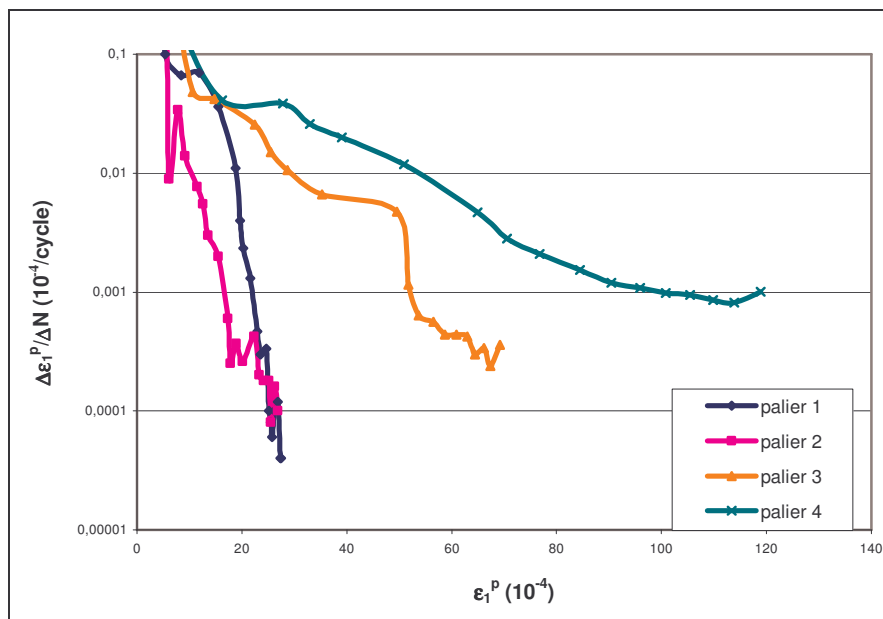


Figure 15 : Taux de déformation permanente axiale en fonction de la déformation permanente cumulée, $w = 5\%$ et $\Delta q / \Delta p = 2.5$ (GNT des Maraîchères).

b - Pour la teneur en eau $w=4\%$:

On remarque une diminution progressive du taux de déformation permanente par cycle de chargement $\Delta\varepsilon_1^P / \Delta N$, pour atteindre une valeur finale de 10^{-8} ou 1% pour un million de cycles de chargements, pour les différents paliers. Dans ce cas, le comportement devient stable après un certain nombre de cycles de chargement.

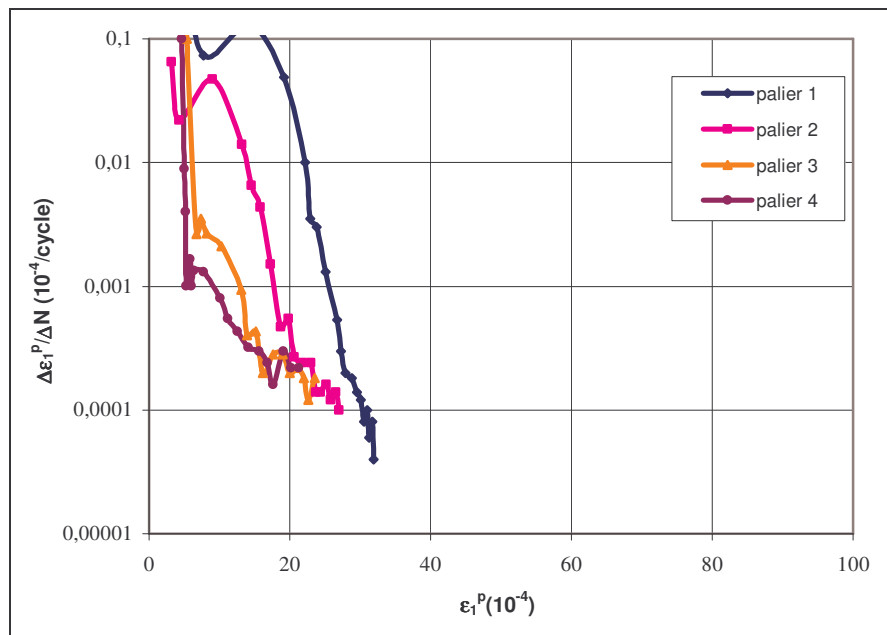


Figure 16 : Taux de déformation permanente axiale en fonction de la déformation permanente cumulée, $w = 4\%$ et $\Delta q / \Delta p = 2.5$ (GNT des Maraîchères).

3.2 La grave non traitée de Poulmarch

Les figures 17 et 18 présentent l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargement. On remarque une augmentation rapide des déformations permanentes au début des paliers, suivis d'une stabilisation progressive. L'évolution des déformations dépend fortement du chemin de contraintes $\Delta q / \Delta p$ suivi. Les courbes des déformations permanentes axiales montrent que les déformations augmentent rapidement lorsque $\Delta q / \Delta p$ augmente. Pour des valeurs faibles de $\Delta q / \Delta p$ (1, 1.5 et 2), on remarque une stabilisation quasi-complète des déformations permanentes. En revanche, pour des valeurs plus élevées de $\Delta q / \Delta p$ (2.5 et 3), il n'y a plus de stabilisation pour les deux derniers paliers.

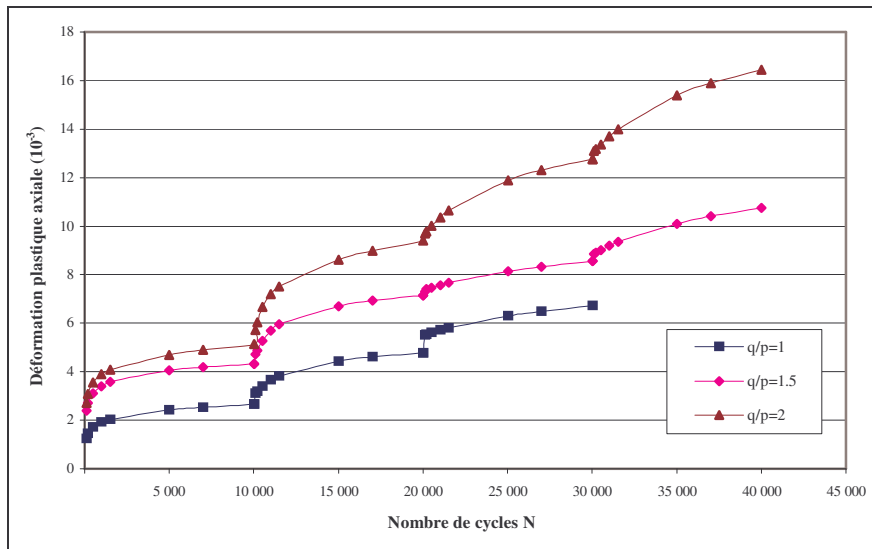


Figure 17 : Evolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de chargements (GNT de Poulmarch).

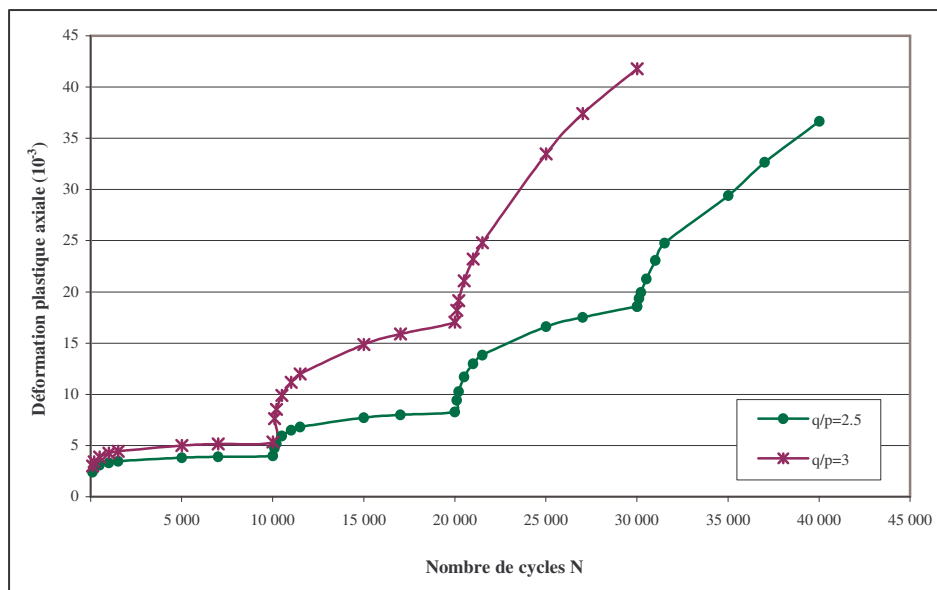


Figure 18 : Evolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de chargements (GNT de Poulmarch).

3.2.1 Evolution des déformations permanentes en utilisant le concept de l'état limite

La figure 19 montre l'évolution du taux de déformation permanente axiale $\Delta\varepsilon_1^P / \Delta N$, en fonction de la déformation permanente axiale totale ε_1^P , pour le chemin de contraintes $\Delta q / \Delta p = 2.5$. On remarque trois domaines de comportements :

- domaine A (les deux premiers paliers de chargements) : $\Delta\varepsilon_1^P / \Delta N$ diminue progressivement, pour atteindre une valeur finale entre 10^{-7} et 10^{-8} par cycle. Dans ce cas, les déformations permanentes se stabilisent après un certain nombre de cycles de chargements. Ce comportement stable est décrit soit par une adaptation ou une accommodation.
- domaine C (le dernier palier) : le taux de déformations par cycle diminue lentement, puis commence à augmenter légèrement. Dans ce cas, les déformations permanentes ne se stabilisent pas et conduisent à une rupture du matériau.
- domaine B ou intermédiaire (le troisième palier) : $\Delta\varepsilon_1^P / \Delta N$ diminue progressivement puis devient constant. Les déformations permanentes continuent à augmenter, avec un taux très faible sans atteindre une stabilisation complète.

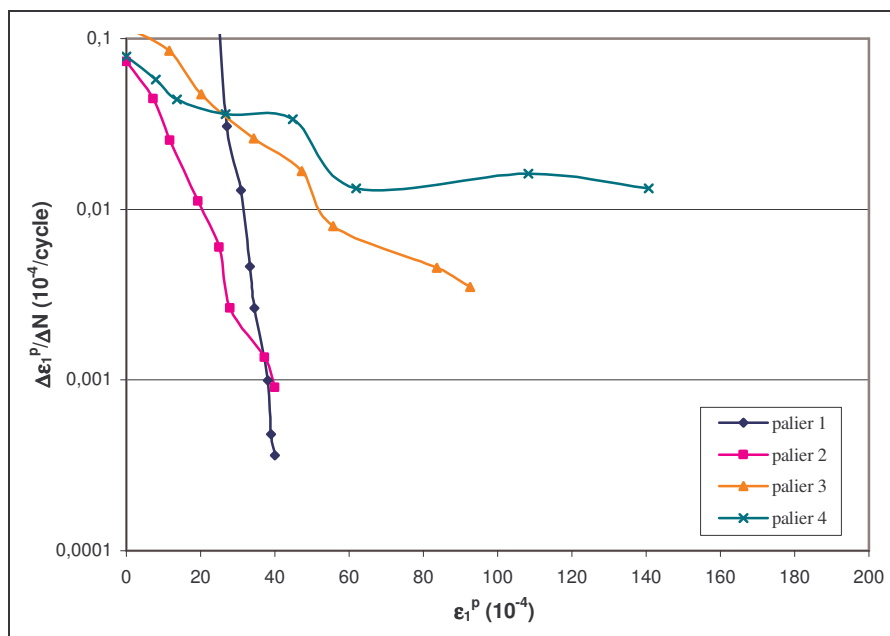


Figure 19 : Taux de déformation permanente axiale en fonction de la déformation permanente cumulée, $\Delta q / \Delta p = 2.5$ (GNT de Poulmarch).

3.3 Le sable de Missillac

Sur la figure 20, on montre l'évolution des déformations permanentes axiales issue des essais triaxiaux à chargements répétés sur le sable de Missillac. On remarque une stabilisation quasi totale pour tous les chemins de contraintes et tous les paliers de chargements. Pour l'essai à $\Delta q / \Delta p = 3$, le dernier chargement a été interrompu pour ne pas endommager les différents capteurs équipant l'éprouvette. Pour le dernier palier, le niveau de contrainte était très proche de la droite de rupture du matériau. Cela montre que la rupture est atteinte au cours des premiers milliers de cycles.

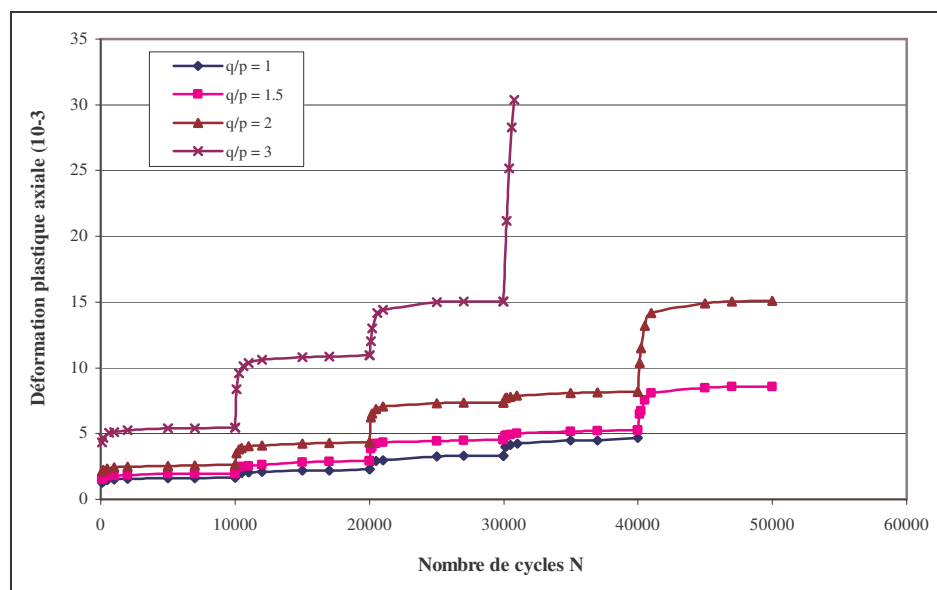


Figure 20 : Evolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles de chargements (sable de Missillac).

3.3.1 Evolution des déformations permanentes en utilisant le concept de l'état limite

La figure 21 montre l'évolution du taux de déformation permanente axiale $\Delta \varepsilon_1^p / \Delta N$, en fonction de la déformation permanente axiale totale ε_1^p , pour le chemin de contraintes $\Delta q / \Delta p = 3$. Comme pour les deux graves non traitées, on constate qu'il existe deux domaines de comportement :

- domaine A (les trois premiers paliers de chargements), on remarque une diminution progressive de $\Delta \varepsilon_1^p / \Delta N$, pour atteindre une valeur finale entre 10^{-7} et 10^{-8} par cycle. Dans ce cas, les déformations permanentes se stabilisent après un certain nombre de cycles de

chargements. Ce comportement stable est décrit soit par une adaptation ou une accommodation.

- domaine C (le dernier palier), on remarque une très légère diminution ou presque quasi stable du tau de déformation par cycle. Dans ce cas, les déformations permanentes ne se stabilisent pas, et conduisent à une rupture du matériau au cours des premiers milliers de cycles.

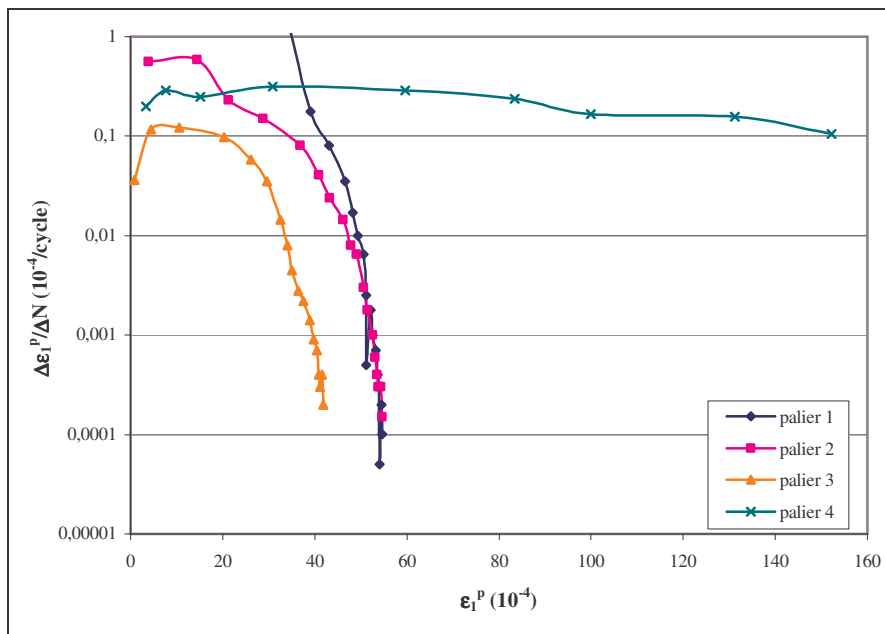


Figure 21 : Taux de déformation permanente axiale en fonction de la déformation permanente cumulée, $\Delta q / \Delta p = 3$ (sable de Missillac).

4 Prédiction du comportement réversible avec le modèle de Boyce anisotrope

Afin de mieux apprécier l'effet de l'anisotropie, le modèle d'élasticité non linéaire de Boyce anisotrope (voir chapitre II) est utilisé. Ce modèle a été calé sur les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés pour l'étude du comportement résilient [Hornych (2003), 2005)].

4.1 Grave non traitée des Maraînières

Les valeurs des paramètres du modèle de Boyce anisotrope obtenues pour la GNT des Maraînières, pour l'ensemble des essais, sont données dans la tableau 4 [Hornych (2005)]. On remarque que ce modèle conduit à des résultats très satisfaisants pour les deux teneurs en eau, avec des coefficients de corrélation entre 0,76 et 0,85. On observe également que le comportement élastique est fortement anisotrope, avec des valeurs du coefficient d'anisotropie γ entre 0,26 et 0,58.

	Paramètres du modèle de Boyce anisotrope				Coefficient de corrélation
	K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	
$w = 4\%$	22,2	39,5	0,369	0,525	0,85
$w = 5\%$	28,4	16,7	0,397	0,249	0,76

Tableau 4 : Valeurs des paramètres du modèle de Boyce anisotrope [Hornych (2005)].

Sur les figures 22 et 23, sont représentées les ajustements obtenus avec le modèle de Boyce anisotrope pour la teneur en eau $w = 4\%$. Les ajustements obtenus sont assez satisfaisants. L'évolution des déformations volumiques est bien décrite par le modèle pour les chemins de contrainte à $\Delta q / \Delta p$ faible. Cependant, pour les chemins de contraintes à $\Delta q / \Delta p$ élevé, les ajustements sont moins proches du comportement obtenu lors des essais. Pour les déformations de cisaillements, le modèle de Boyce anisotrope conduit à un ajustement assez proche de l'évolution obtenue expérimentalement.

Le modèle décrit assez bien l'effet de la contrainte moyenne p , du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p$ ainsi que l'effet des valeurs négatives des déformations de cisaillements dues à l'anisotropie.

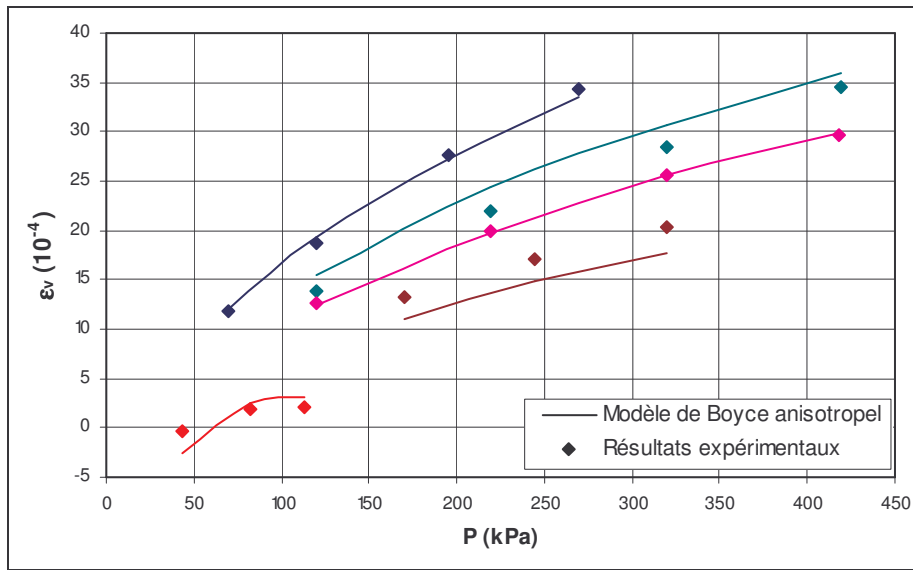


Figure 22 : Ajustement des déformations volumiques avec le modèle de Boyce anisotrope, $w = 4\%$ (GNT des Maraîchères).

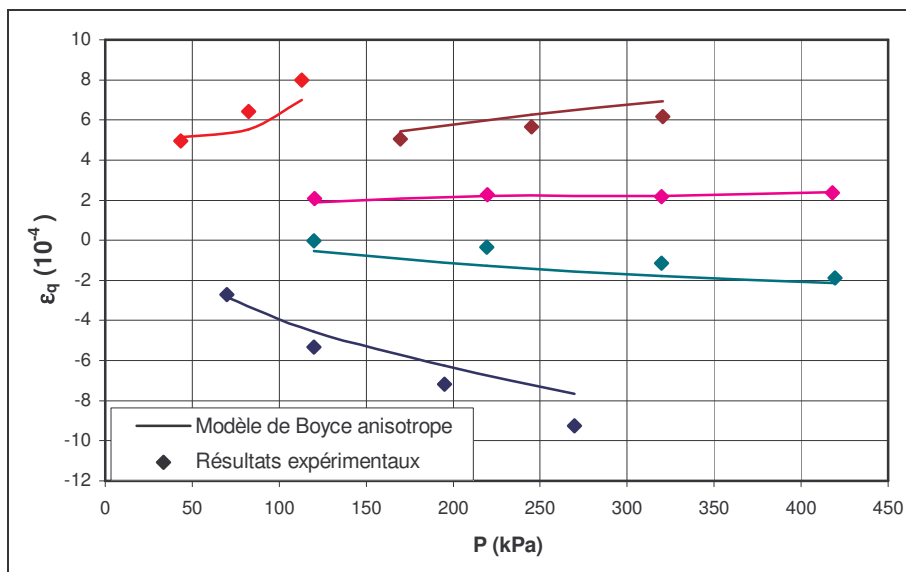


Figure 23 : Ajustement des déformations de cisaillements avec le modèle de Boyce anisotrope, $w = 4\%$ (GNT des Maraîchères).

4.2 Grave non traitée de Poulmarch

Les valeurs des paramètres du modèle de Boyce anisotrope obtenues pour la GNT de Poulmarch, sont données dans le tableau 5 [Hornych (2003)]. On remarque que ce modèle conduit à des résultats satisfaisants avec un coefficient de corrélation de 0,859.

	Paramètres du modèle de Boyce anisotrope				Coefficient de corrélation
	K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	
$w = 4\%$	35,714	69,159	0,252	1,037	0,859

Tableau 5. Valeurs des paramètres du modèle de Boyce anisotrope [Hornych (2003)].

Sur les figures 24 et 25, sont représentées les ajustements obtenus avec le modèle de Boyce anisotrope. Les ajustements obtenus sont très satisfaisants.

L'évolution des déformations volumiques et de cisaillements est bien décrite avec le modèle de Boyce anisotrope, et pour tous les chemins de contrainte. Comme pour la grave des Maraîchères, le modèle décrit assez bien l'effet de la contrainte moyenne p , du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p$ ainsi que l'effet des valeurs négatives des déformations de cisaillements dues à l'anisotropie.

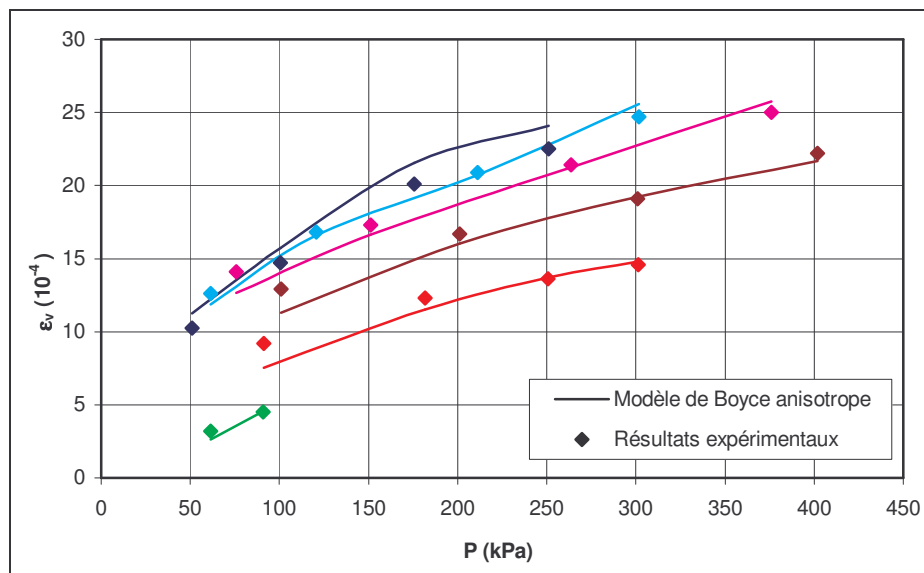


Figure 24 : Ajustement des déformations volumiques avec le modèle de Boyce anisotrope, $w = 4\%$ (GNT de Poulmarch).

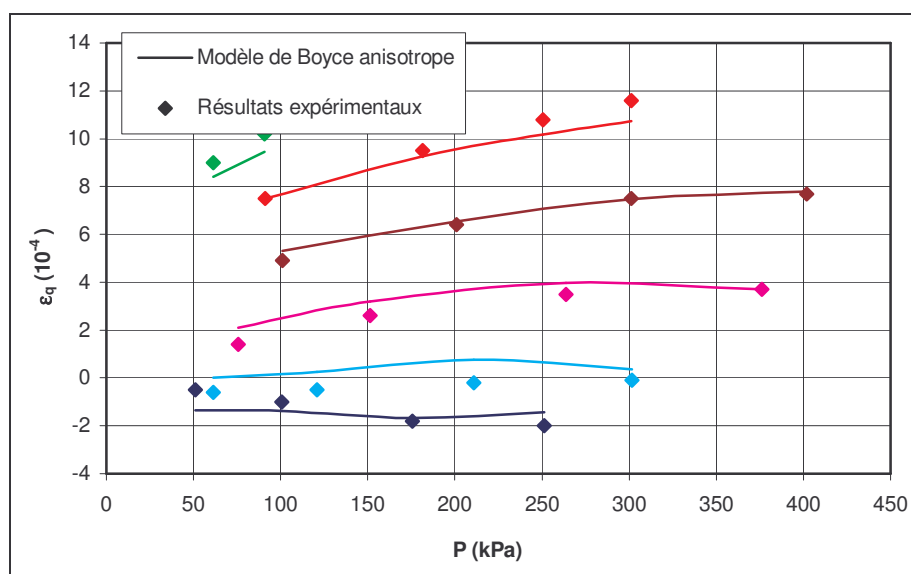


Figure 25 : Ajustement des déformations de cisaillements avec le modèle de Boyce anisotrope, $w = 4\%$ (GNT de Poulmarch).

4.3 Sable de Missillac

Dans le tableau 6 [Hornych (2003)], sont représentées les valeurs des paramètres du modèle de Boyce anisotrope. Ce modèle, qui permet de simuler la réponse anisotrope du matériau, donne des résultats très satisfaisants avec un coefficient de corrélation de 0,9.

	Paramètres du modèle de Boyce anisotrope				Coefficient de corrélation
	K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	
$w = 11\%$	24,2	29,9	0,514	0,638	0,903

Tableau 6. Valeurs des paramètres du modèle de Boyce anisotrope [Hornych (2003)].

Les ajustements obtenus avec le modèle de Boyce anisotrope sont représentés sur les figures 26 et 27. On remarque que ce modèle conduit à des résultats très proches du comportement obtenu lors des essais triaxiaux pour tous les chemins de contraintes. Comme pour les résultats obtenus pour la GNT, l'effet de la contrainte moyenne p , du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p$. Les valeurs négatives des déformations de cisaillements dues à l'anisotropie sont bien décrites par le modèle de Boyce anisotrope.

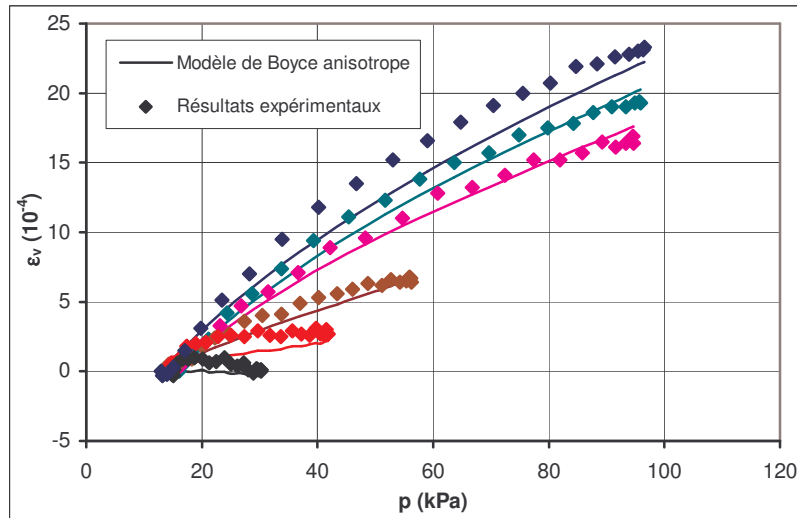


Figure 26 : Ajustement des déformations volumiques avec le modèle de Boyce anisotrope (sable de Missillac).

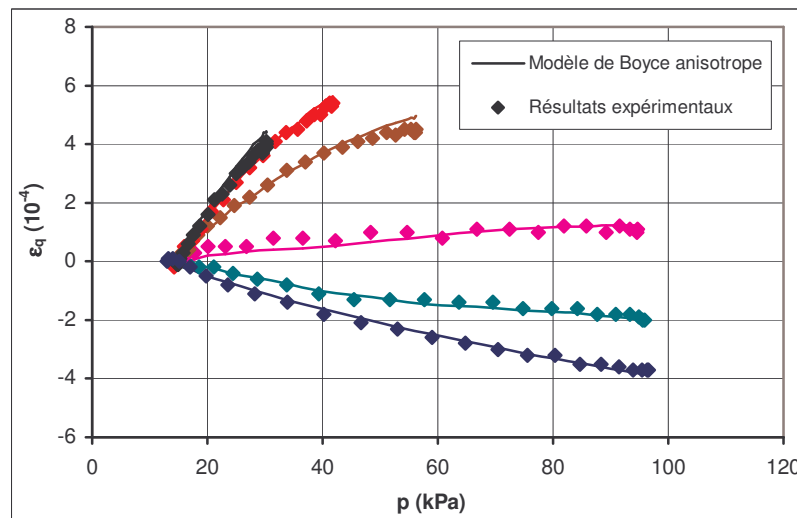


Figure 27 : Ajustement des déformations de cisaillements avec le modèle de Boyce anisotrope (sable de Missillac).

5 Détermination des paramètres de Drucker Prager

A partir des essais triaxiaux monotones de rupture, les paramètres de Drucker Prager (la position du sommet du cône d'élasticité sur l'axe isotrope p^* et l'angle d'ouverture du cône d'élasticité ψ dans le plan (p, q)), sont ainsi déterminés.

Le paramètre p^* est égal à la pression correspondant à l'intersection de la droite de rupture avec l'axe des contraintes isotropes. L'angle d'ouverture du cône d'élasticité de Drucker Prager est pris de manière à avoir un domaine d'élasticité initial réduit (10^{-5} pour $\Delta q/\Delta p = 2$). Les valeurs de ces paramètres, pour l'ensemble des matériaux, sont récapitulées dans le tableau 7.

Matériau	Teneur en eau	p^* (kPa)	ψ (°)
La GNT des Maraîchères	w = 4%	40,09	15
	w = 5%	24,6	15
La GNT de Poulmarch	w = 4%	15	15
Le sable de Missillac	w = 11%	12,8	15

Tableau 7 : Paramètres de Drucker Prager.

6 Détermination des paramètres plastiques

6.1 Détermination des paramètres du modèle empirique de Hornych

Pour décrire l'évolution des déformations permanentes axiales en fonction du nombre de cycles N , la norme de l'essai triaxial à chargements répétés (NF P 98-235-1), propose la relation suivante [Hornych (1993)] :

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

Cette relation suppose que la déformation permanente ε_1^p tend vers une limite finie A pour un nombre de cycle N infini. B représente la vitesse pour laquelle la déformation permanente tend à se stabiliser.

Etant donné que l'approche utilisée décrit les déformations permanentes à l'état limite dans le cas de l'adaptation ou de l'accommodation, l'identification des paramètres plastiques se fait en utilisant les déformations permanentes à l'état stabilisé et le paramètre B des essais triaxiaux à chargements répétés. Ces paramètres correspondent aux paramètres A et B du modèle de Hornych.

La démarche suivie pour la détermination des paramètres du modèle de Hornych consiste à déterminer les paramètres A et B pour chaque palier de chargement, et pour lequel la corrélation avec les points expérimentaux est la plus grande.

On a représenté, sur les figures 28, 29 et 30, un exemple de l'ajustement obtenu avec la loi précédente, pour chaque palier de chargement, et pour les rapports de contraintes $\Delta q / \Delta p$ de 2.5 pour la grave des Maraîchères à la teneur en eau de 4% et de 2 pour la grave de Poulmarch et le sable de Missillac.

On remarque que cette loi décrit assez bien les résultats expérimentaux des différents essais. On précise que les paliers dont la stabilisation n'est pas atteinte, à cause d'un nombre de cycles insuffisant, ne seront pas pris en compte. Rappelons que seule une stabilisation par adaptation ou accommodation est considérée dans l'approche adoptée, ce qui explique que le phénomène du rochet ne peut pas apparaître. On verra par la suite que le nombre des paliers de chargement a un rôle important dans la détermination des paramètres.

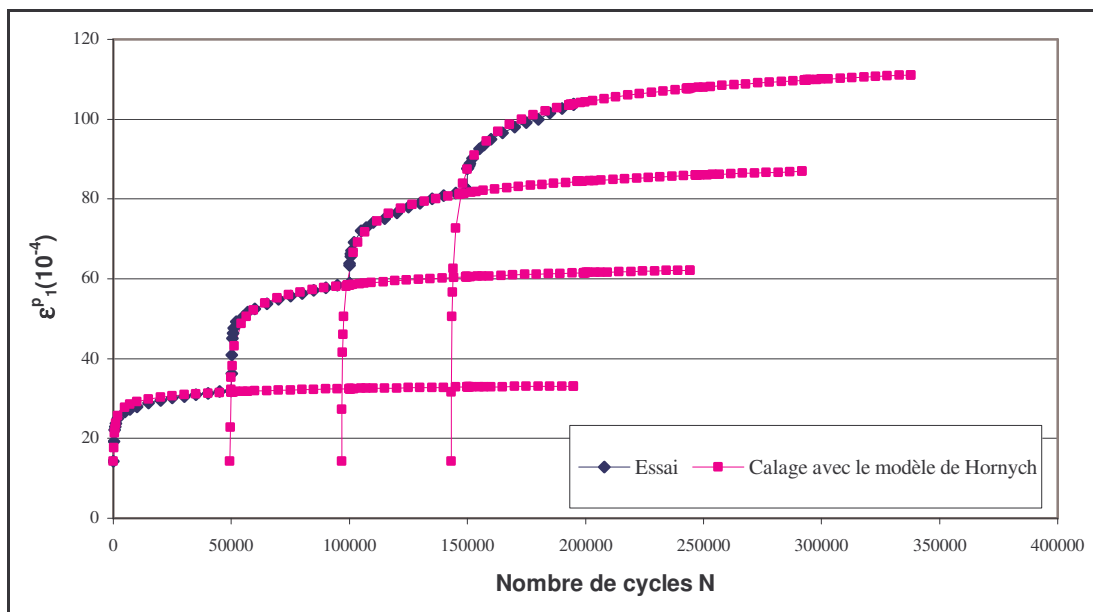


Figure 28. Calage du modèle de Hornych sur les déformations permanentes axiales : $\Delta q / \Delta p = 2.5$, $w = 4\%$ (GNT des Maraîchères).

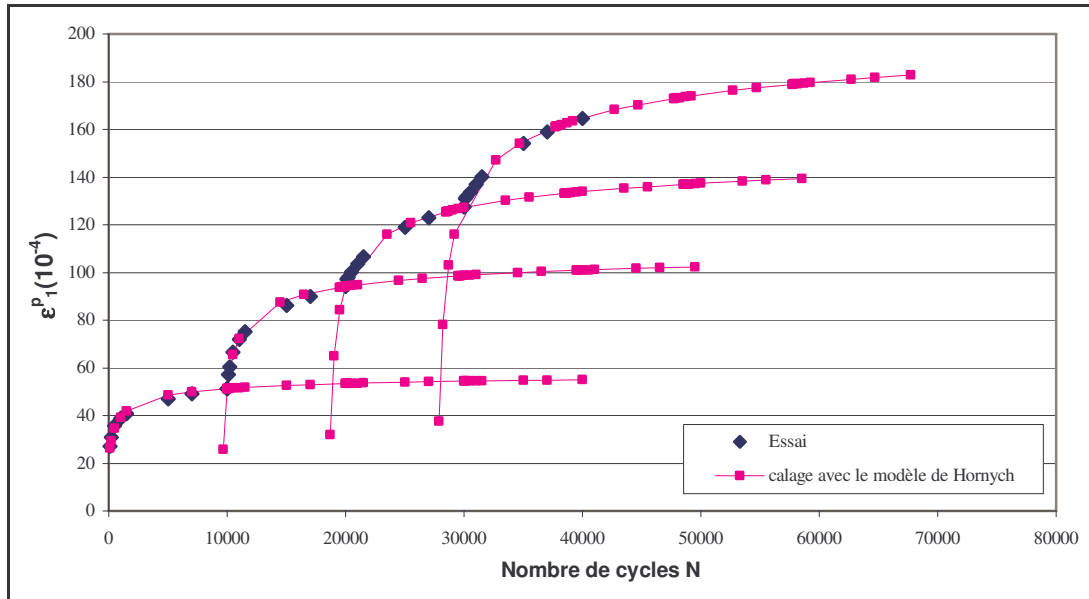


Figure 29. Calage du modèle de Hornych sur les déformations permanentes axiales : $\Delta q / \Delta p = 2$ (GNT de Poulmarch).

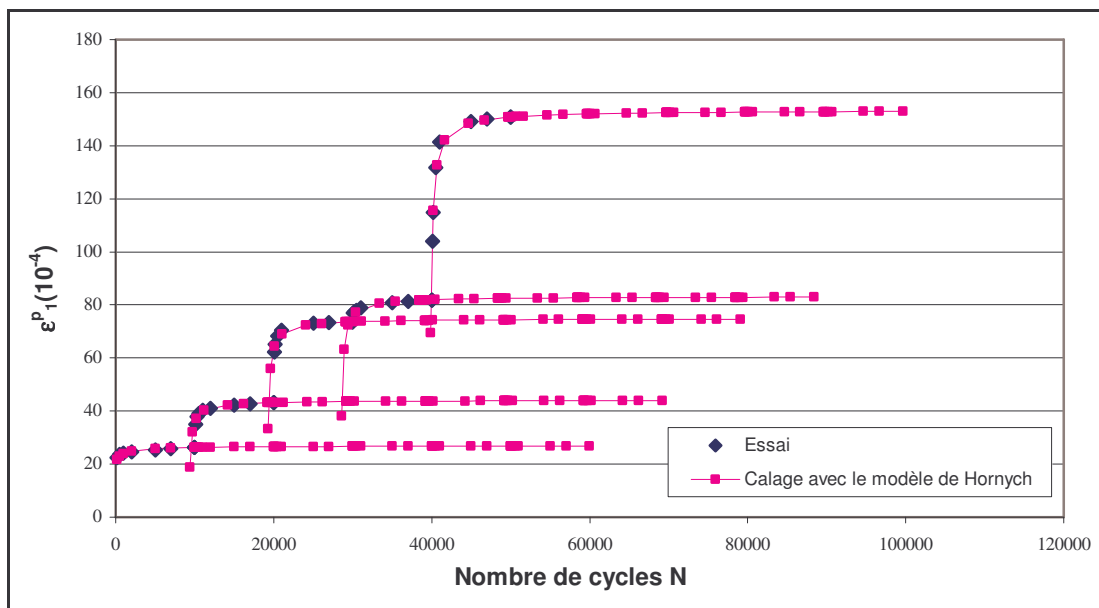


Figure 30. Calage du modèle de Hornych sur les déformations permanentes axiales : $\Delta q / \Delta p = 2$ (sable de Missillac).

6.2 Détermination du module d'écroissage

Le module d'écroissage est déterminé à partir du calage du modèle sur les résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés. Une procédure pour la détermination de ce paramètre est développée. Elle comprend deux étapes :

- les paramètres A et B du modèle de Hornych sont déterminés, pour chaque palier de chargement ;
- ensuite, le module H est calculé pour chaque valeur de A en utilisant l'approche adoptée.

A partir des valeurs calculées de H, une régression linéaire du module d'écroissage est obtenue, en fonction du chargement et de l'état de contrainte initial (figure 31).

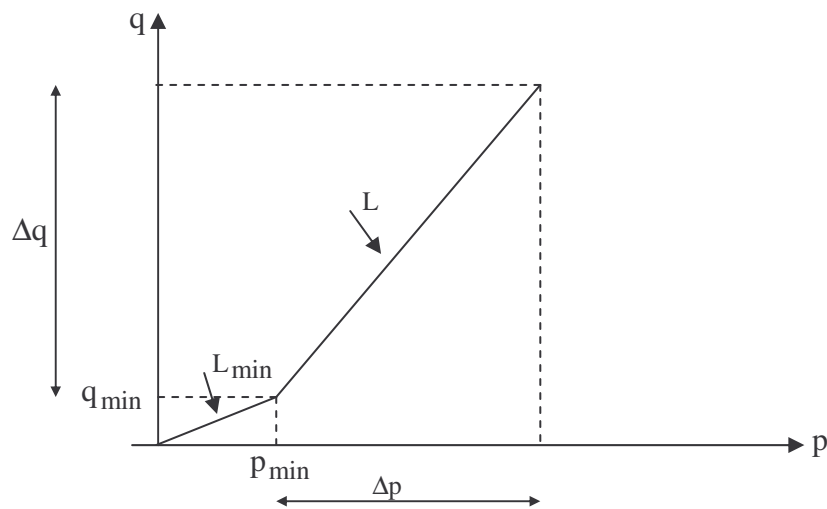


Figure 31 : Définition de L_{\min} et L .

Sur les figures 32, 33, 34 et 35 sont représentées les lois d'évolution du module d'écroissage H dans le plan $\left(\text{Log} \left[\frac{H}{p_a} \cdot \frac{L_{\min}}{L} \right], \text{Log} \left[\frac{p_{\min}}{\Delta p} \right] \right)$. La variation linéaire de $\text{Log} \left[\frac{H}{p_a} \cdot \frac{L_{\min}}{L} \right]$ avec $\text{Log} \left[\frac{p_{\min}}{\Delta p} \right]$ donne une relation de la forme suivante :

$$\text{Log} \left[\frac{H}{p_a} \cdot \frac{L_{\min}}{L} \right] = b + a \cdot \text{Log} \left[\frac{p_{\min}}{\Delta p} \right] \quad (\text{III. 2})$$

avec : p_a est la pression de référence égale à 100kPa.

La loi d'évolution du module d'écroissage s'écrit de la manière suivante :

$$H = 10^b \cdot \frac{L}{L_{\min}} \cdot \left(\frac{p_{\min}}{\Delta p} \right)^a \cdot p_a \quad (\text{III. 3})$$

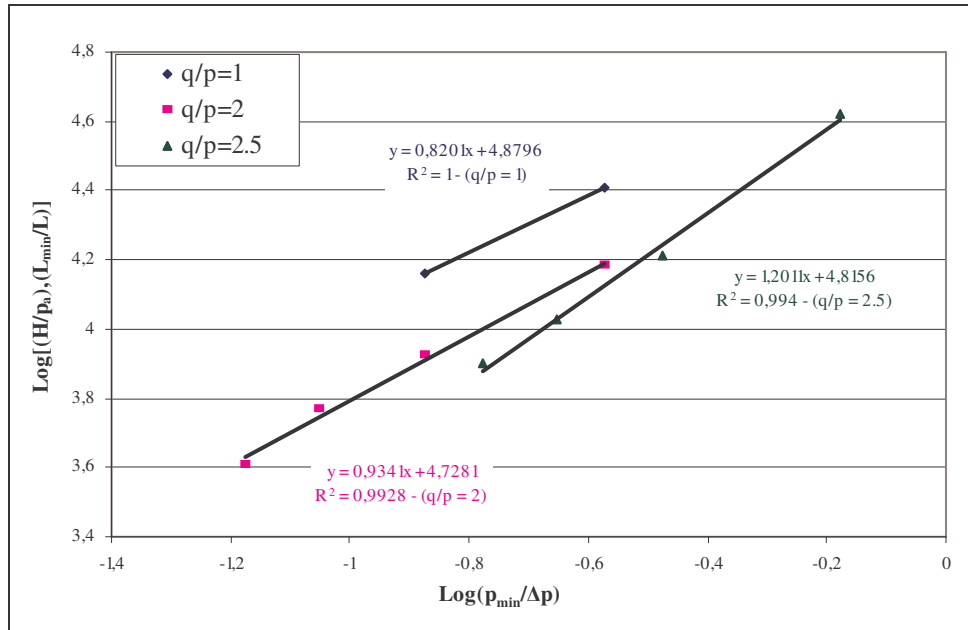


Figure 32 : L'évolution du module d'écroissage H, w = 4% (GNT des Maraichères).

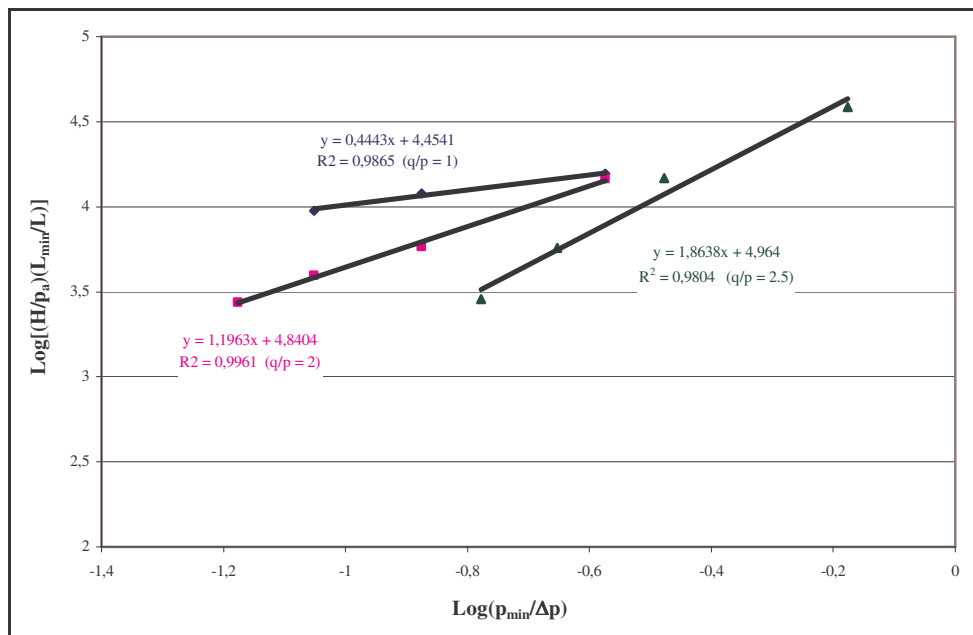


Figure 33 : L'évolution du module d'écroissage H, w = 5% (GNT des Maraichères).

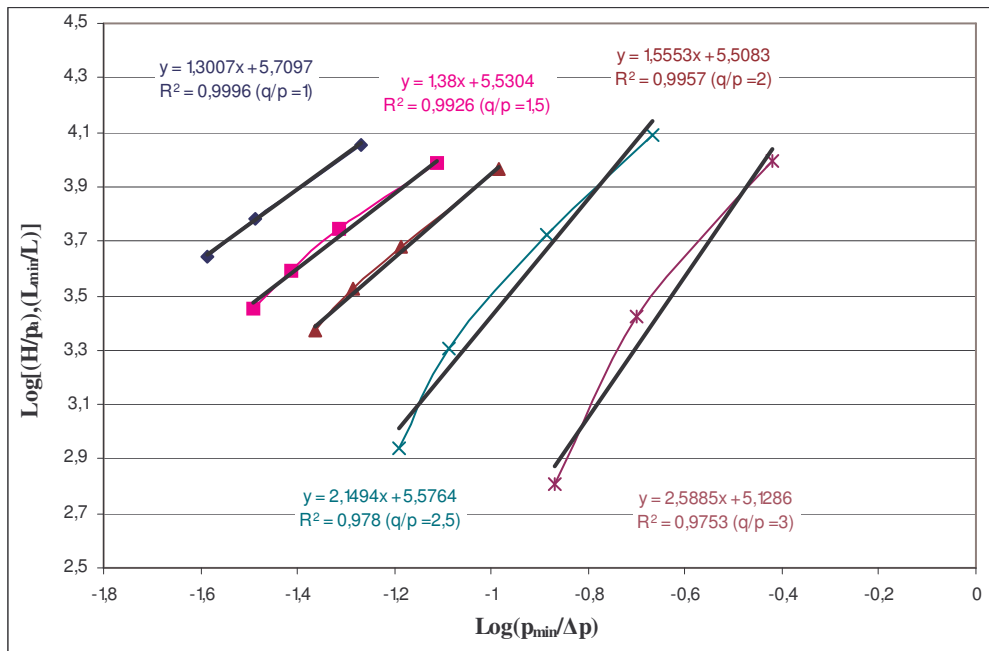


Figure 34 : L'évolution du module d'écroutissage H (GNT de Poulmarch).

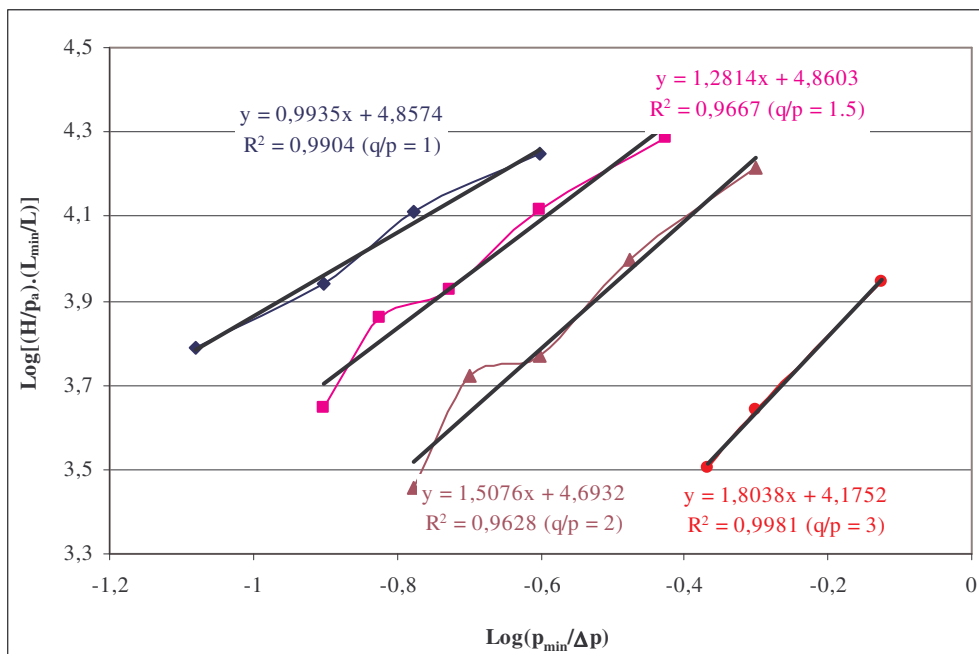


Figure 35 : L'évolution du module d'écroutissage H (sable de Missillac).

6.2.1 Détermination des paramètres a et b de la loi d'évolution de H

La figure 36 représente l'évolution du paramètre a et b en fonction du rapport de contrainte $\Delta q/\Delta p$, pour la grave des Maraîchères à 4%. On constate une évolution bilinéaire des paramètres a et b. Le changement de pente de ces évolutions correspond au rapport de contrainte $\Delta q/\Delta p = 2$ pour la grave des Maraîchères. Cette valeur est égale à 2.24 pour la grave de Poulmarch et à 1.7 pour le sable de Missillac (voir annexe I pour la GNT des Maraîchères à 5%, GNT de Poulmarch et le sable de Missillac).

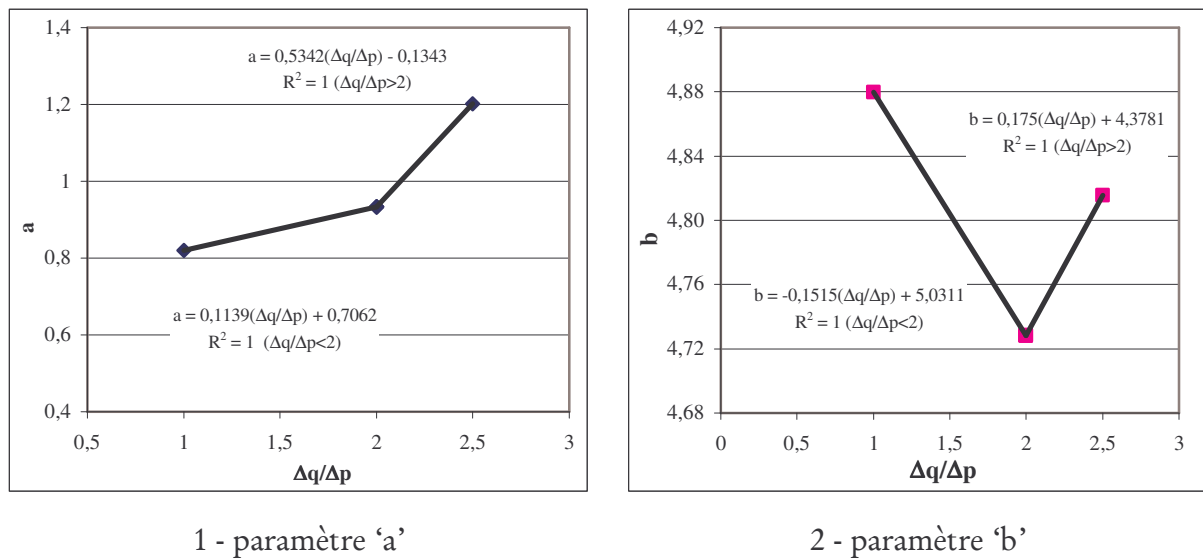


Figure 36 : Variation des paramètres de la loi de H en fonction de $\Delta q/\Delta p$, $w=4\%$ (GNT des Maraîchères).

6.3 Détermination du paramètre B

Comme pour le module d'écrouissage, une procédure est développée pour la détermination du paramètre B. Le calage du modèle empirique de Hornyhch sur les résultats d'essais triaxiaux permet de déterminer le paramètre B pour chaque palier de chargement. On a supposé une évolution linéaire du paramètre B en fonction du chargement appliqué et de l'état de contrainte initiale (figure 31). Les figures 37, 38, 39 et 40 montrent l'évolution du paramètre B dans le plan $\left[B \cdot \frac{L_{\min}}{L}, \frac{P_{\min}}{\Delta p} \right]$, pour les trois matériaux. On constate que le coefficient de corrélation pour tous les chemins de contraintes est supérieur à 98%.

La loi d'évolution du paramètre B est alors donnée par la relation suivante :

$$B = \frac{L}{L_{\min}} \cdot \left(d + c \cdot \frac{P_{\min}}{\Delta p} \right) \quad (\text{III. 4})$$

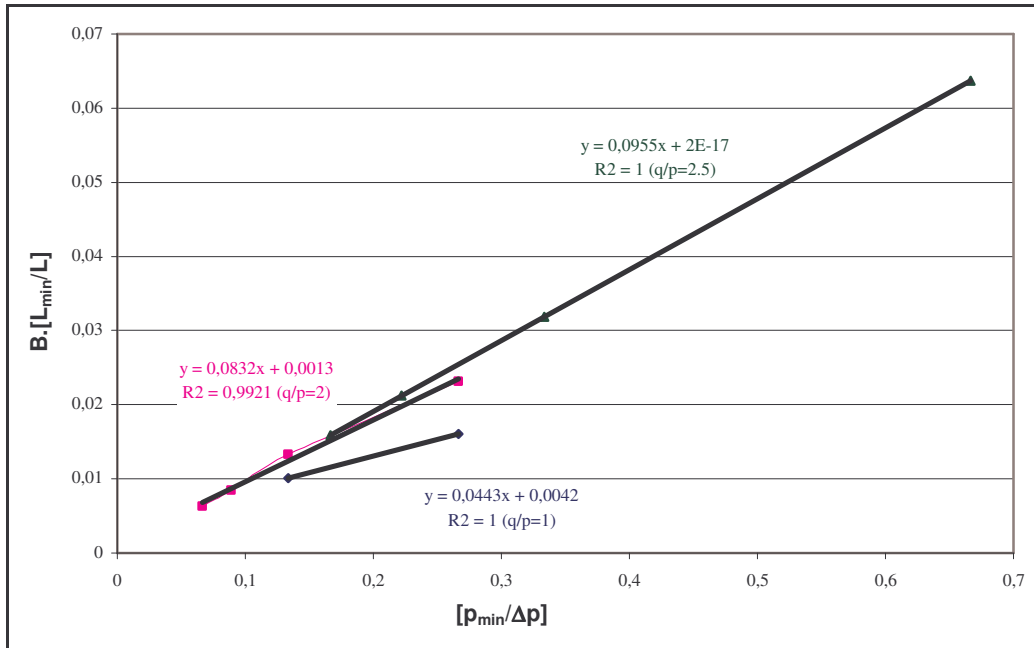


Figure 37 : L'évolution du paramètre B, $w = 4\%$ (GNT des Maraîchères).

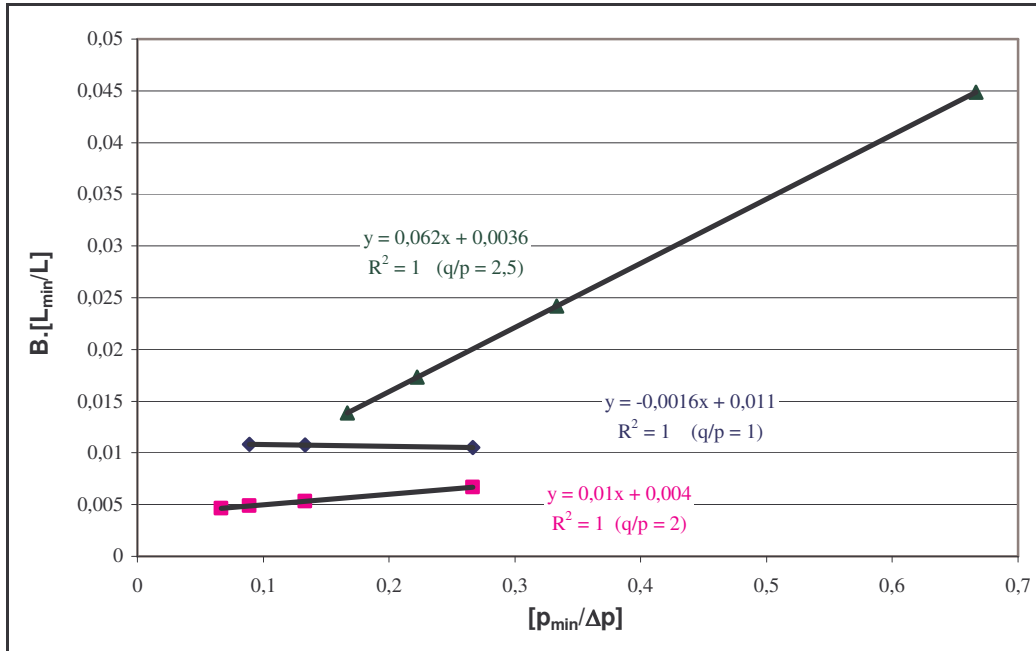


Figure 38 : L'évolution du paramètre B, $w = 5\%$ (GNT des Maraîchères).

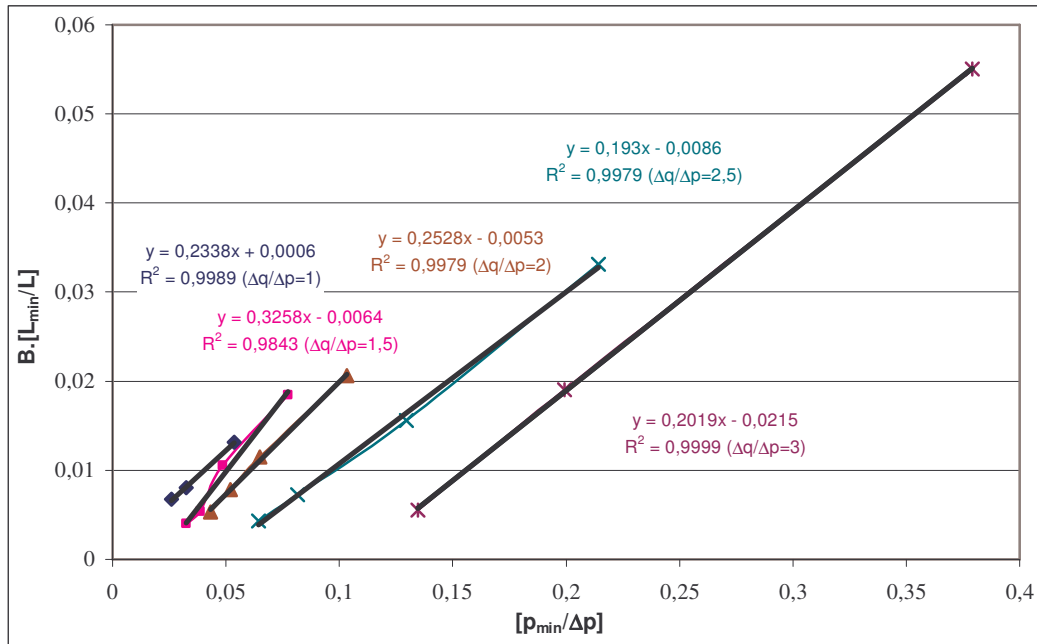


Figure 39. L'évolution du paramètre B (GNT de Poulmarch).

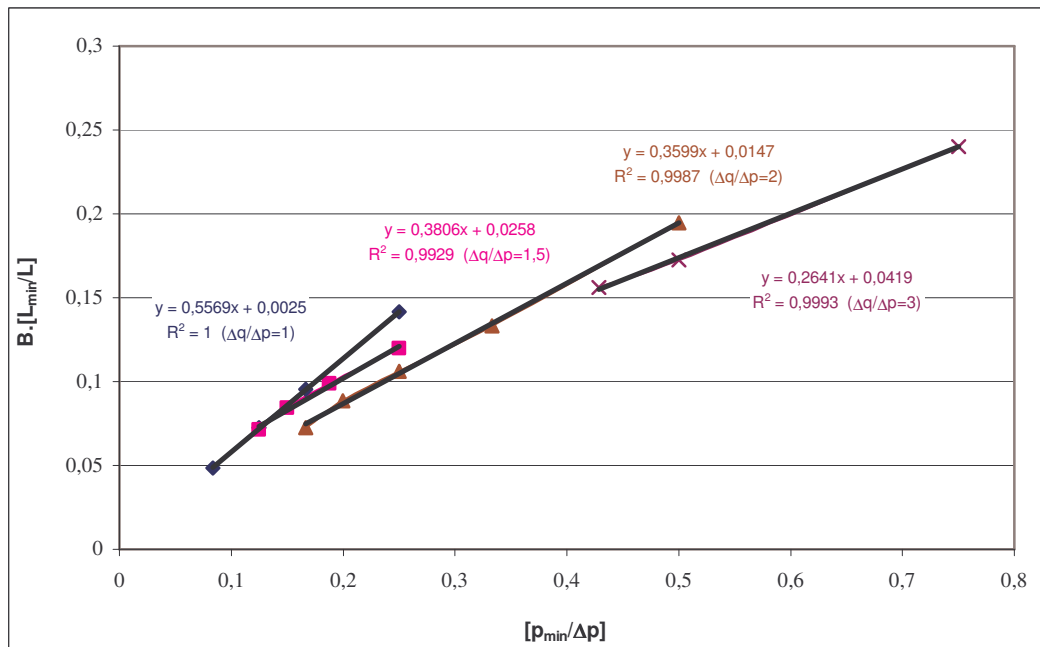


Figure 40. L'évolution du paramètre B (sable de Missillac).

6.3.1 Détermination des paramètres c et d de la loi d'évolution de B

La même démarche suivie pour la détermination des paramètres a et b de la loi d'évolution du module d'écrouissage est appliquée pour obtenir les paramètres c et d de la loi d'évolution du paramètre B.

En absence de lois concernant la détermination du paramètre B, les lois d'évolutions des paramètres c et d sont choisis linéaires par morceaux en fonction du rapport de contraintes $\Delta q/\Delta p$. Sur la figure 41, on montre la variation des paramètres c et d en fonction de $\Delta q/\Delta p$ pour la grave des Maraîchères à $w=4\%$ (voir annexe II pour la GNT des Maraîchères à 5%, GNT de Poulmarch et le sable de Missillac).

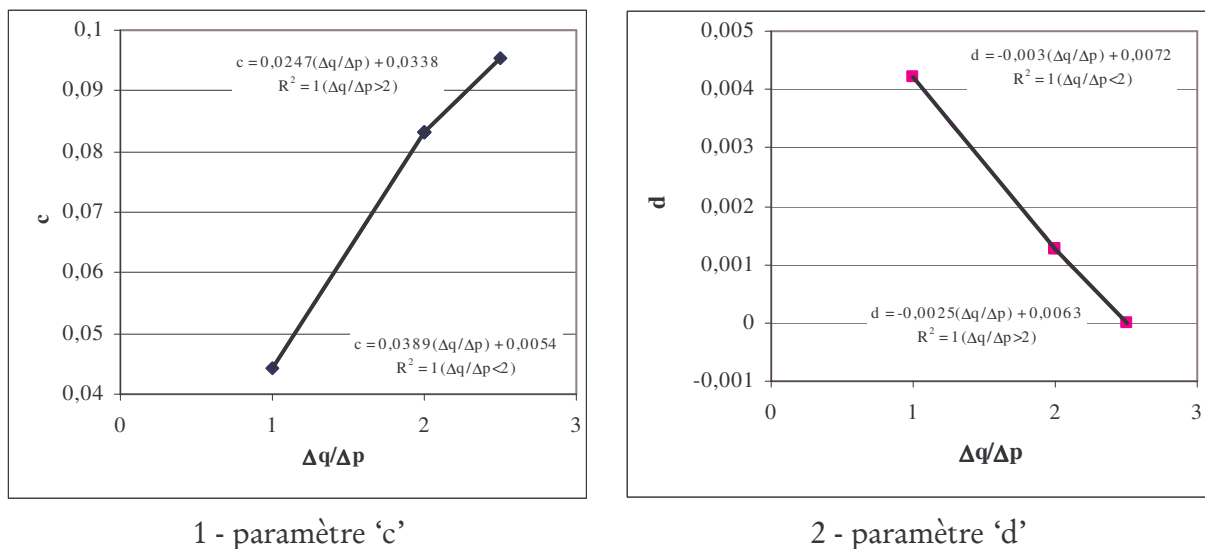


Figure 41 : Variation des paramètres de la loi de B en fonction de $\Delta q/\Delta p$, $w=4\%$ (GNT des Maraîchères).

7 Simulation numérique des essais triaxiaux à chargements répétés

Nous nous proposons de simuler l'essai TCR en nous appuyant sur les lois d'évolutions décrites précédemment. Les figures 42, 43, 44, 45 et 46 permettent de comparer le modèle avec les résultats expérimentaux :

- on constate que, pour la grave des Maraîchères ($w = 4\%$ et $w = 5\%$), les résultats sont en très bon accord. Les courbes sont pratiquement superposées pour le chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p = 1$ et pour les deux teneurs en eau. Pour les chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p = 2$ et 2.5 , les déformations permanentes issues du modèle sont très proches de celles des essais [Hornych et al. (2006)].

- pour la grave de Poulmarch, le modèle donne des déformations permanentes assez proches de celles des essais pour les chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p = 1, 1.5$ et 2 . En ce qui le chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p = 2.5$, les déformations permanentes issues du modèle sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux à l'exception du quatrième palier où elles sont sous-estimées. Cela peut être expliqué par le fait qu'on a pas atteint la déformation permanente stabilisée, qui entraînera une sous estimation des paramètres A et B du modèle de Hornych. Le modèle donne des résultats satisfaisants pour le chemin de contrainte $\Delta q/\Delta p = 3$, à l'exception du dernier palier, où le modèle sous estime les déformations permanentes.

- pour le sable de Missillac, les courbes issues du modèle et celles de l'essai sont assez confondues pour tous les chemins de contraintes à l'exception des deux derniers paliers des chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p = 1.5$ et 2 . Le modèle donne des résultats légèrement supérieurs pour le quatrième palier des chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p = 1.5$ et 2 . En revanche, il a tendance à sous-estimer les déformations pour le dernier palier.

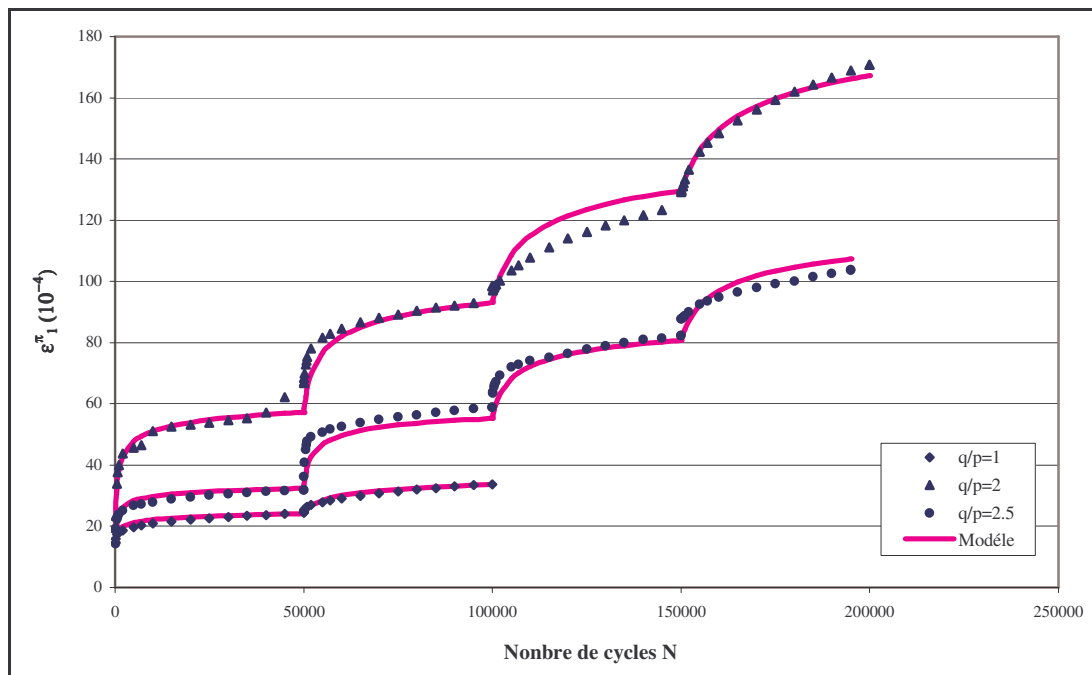


Figure 42 : Comparaison entre la réponse du modèle et les résultats d'essais TCR, $w = 4\%$ (grave des Maraîchères) [Hornych et al. (2006)].

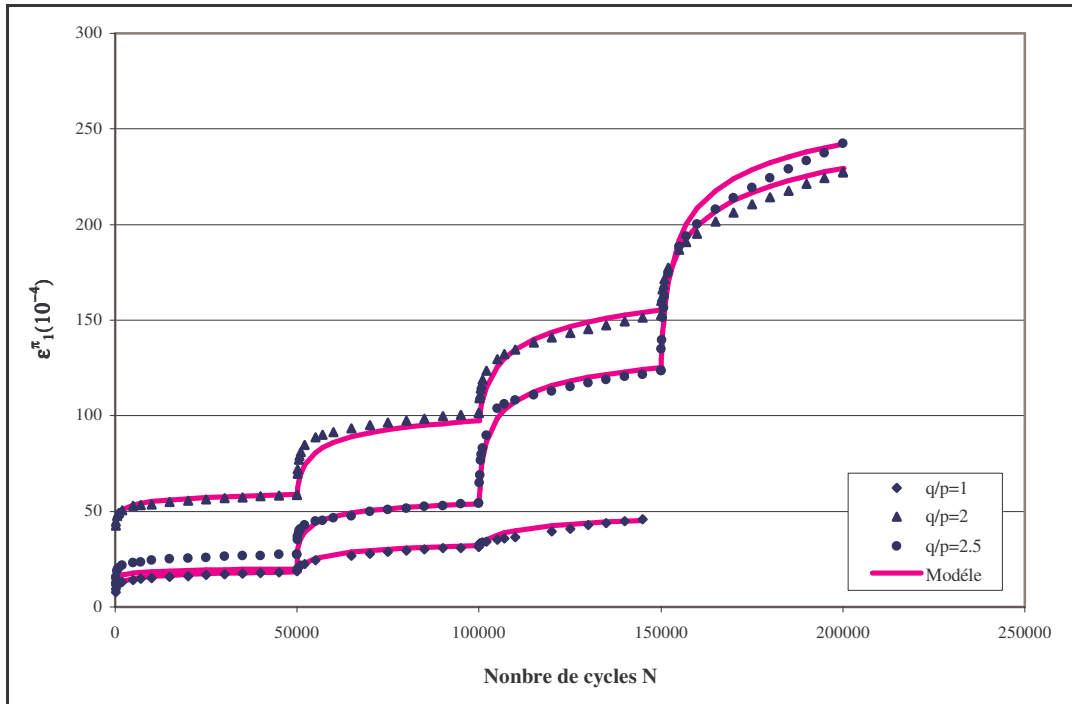


Figure 43 : Comparaison entre la réponse du modèle et les résultats d'essais TCR, $w = 5\%$, (grave des Maraichères) [Hornych et al. (2006)].

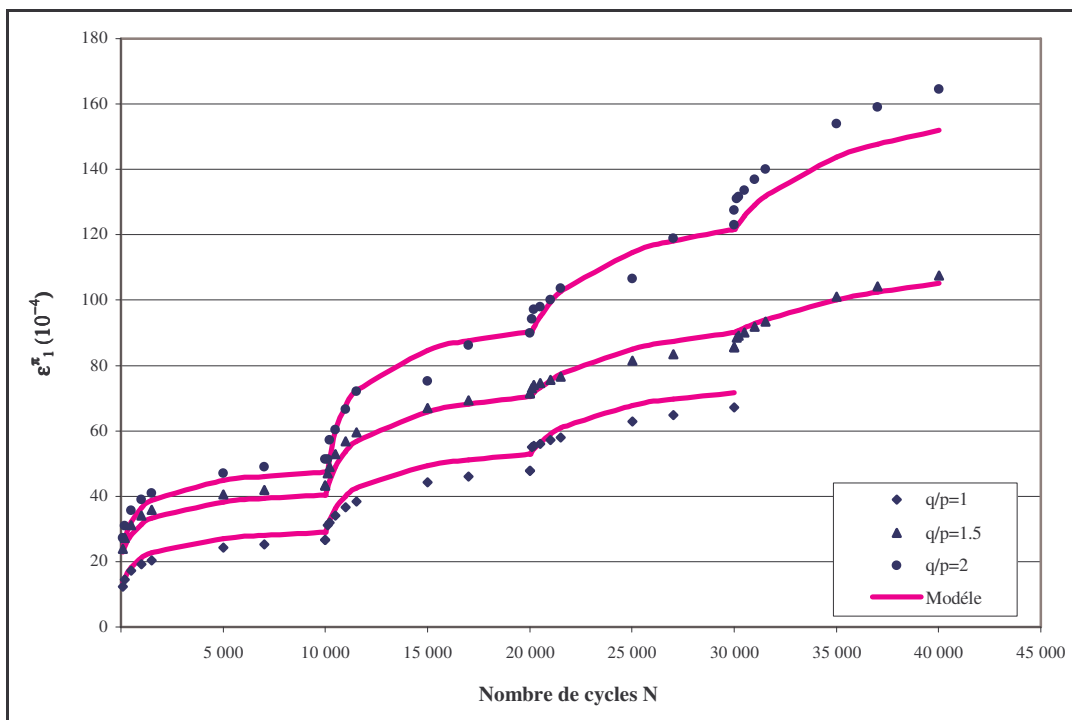


Figure 44 : Comparaison entre la réponse du modèle et les résultats d'essais TCR (grave de Poulmarch) [Allou et al. (2007)].

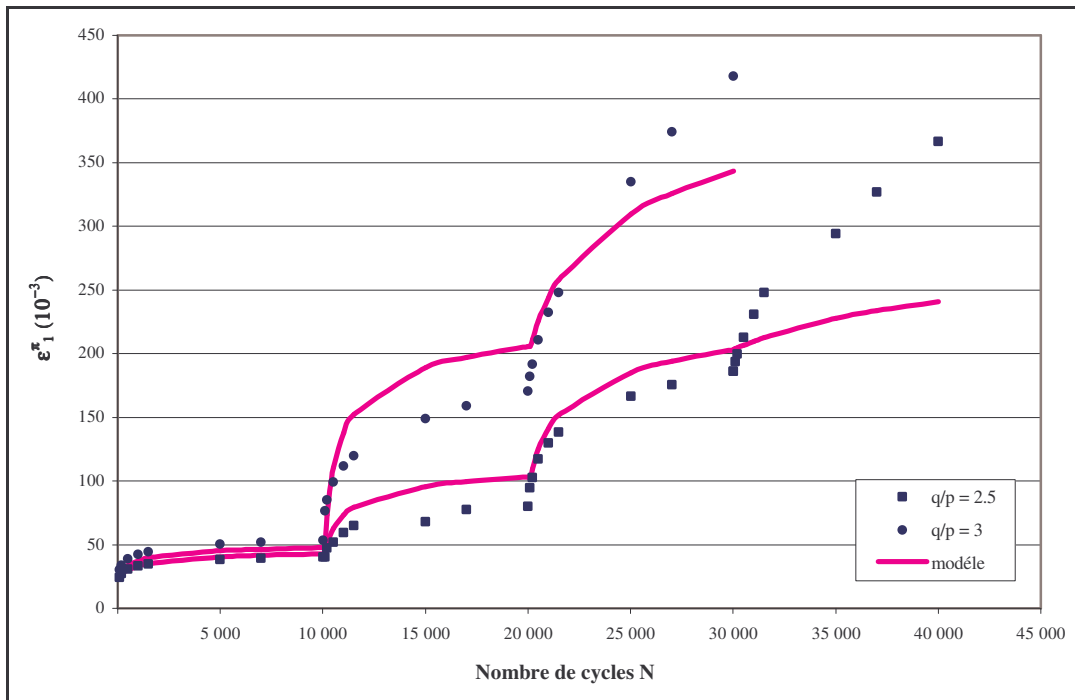


Figure 45 : Comparaison entre la réponse du modèle et les résultats d'essais TCR (grave de Poulmarch) [Allou et al. (2007)].

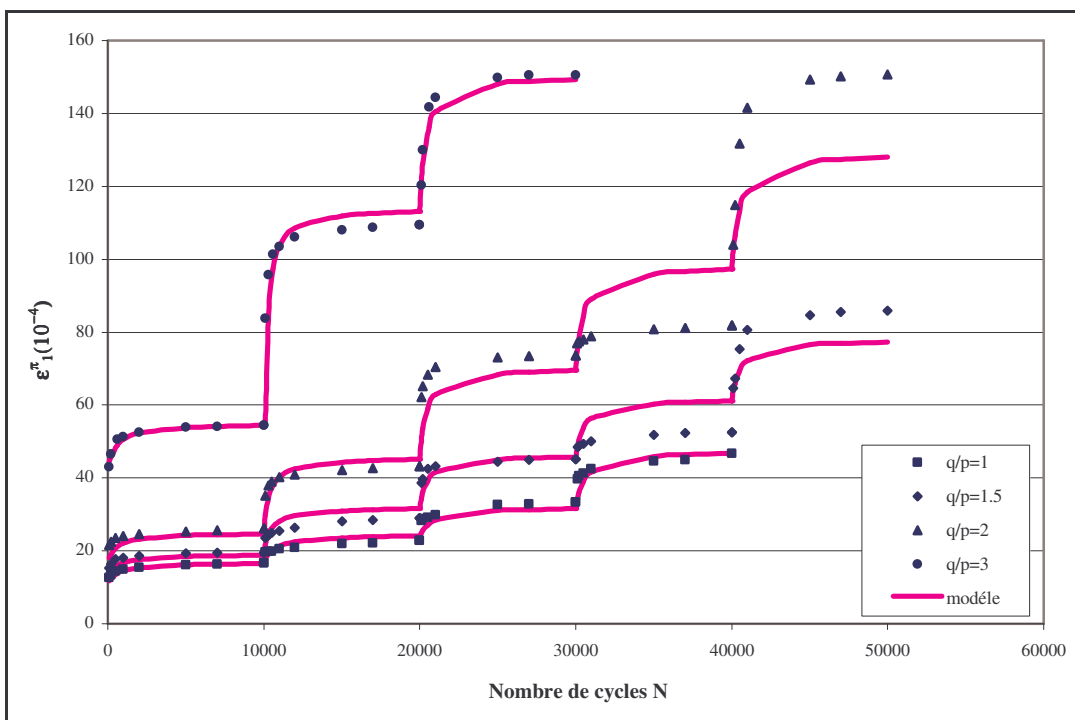


Figure 46 : Comparaison entre la réponse du modèle et les résultats d'essais TCR (sable de Missillac) [Allou et al. (2007)].

8 Influence du nombre de paliers de chargements et les chemins de contraintes sur la réponse du modèle

Afin d'apprécier la sensibilité du modèle à la variabilité du nombre de paliers de chargements et des chemins de contraintes, des simulations d'essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisées, en faisant varier ces deux paramètres.

Une première étude est réalisée sur le sable de Missillac en faisant varier le nombre de paliers de chargements des chemins de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1.5$ et $\Delta q / \Delta p = 2$. Les prédictions obtenues avec le modèle pour les chemins de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1, 1.5, 2$ et 3 sont présentées en annexe III. Le tableau 8 montre les erreurs moyennes obtenues en (%), pour chaque palier de chargement.

On remarque que les simulations réalisées avec quatre paliers ou cinq paliers des chemins de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1.5$ et $\Delta q / \Delta p = 2$, montrent très peu de différence. On constate aussi que l'effet de nombre de paliers des chemins de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1.5$ et $\Delta q / \Delta p = 2$ n'a aucune influence sur les chemins restants ($\Delta q / \Delta p = 1$ et $\Delta q / \Delta p = 3$).

	5 paliers du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1,5$				
	5 paliers du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 2$				
	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5
$\Delta q / \Delta p = 1$	3,35	5,27	6,82	5,50	-
$\Delta q / \Delta p = 1.5$	7,96	7,67	5,49	9,38	8,41
$\Delta q / \Delta p = 2$	9,23	5,85	10,49	10,92	12,88
$\Delta q / \Delta p = 3$	1,31	7,07	2,07	-	-
	5 paliers du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1,5$				
	4 paliers du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 2$				
	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5
$\Delta q / \Delta p = 1$	3,16	5,47	6,42	5,38	-
$\Delta q / \Delta p = 1.5$	8,86	6,80	5,81	7,90	9,78
$\Delta q / \Delta p = 2$	4,59	7,14	8,30	11,55	-
$\Delta q / \Delta p = 3$	1,33	6,97	3,16	-	-

	4 paliers du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1,5$				
	5 paliers du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 2$				
	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5
$\Delta q / \Delta p = 1$	3,16	5,47	6,42	5,38	-
$\Delta q / \Delta p = 1.5$	4,30	6,14	10,00	5,15	-
$\Delta q / \Delta p = 2$	5,21	8,36	7,11	12,64	12,33
$\Delta q / \Delta p = 3$	5,73	8,11	4,39	-	-

Tableau 8 : Erreurs moyennes calculées (%) en fonction du nombre de paliers de chargements :
Sable de Missillac.

Une deuxième étude s'est portée sur les chemins de contraintes à considérer dans les lois d'évolution du module d'érouissage H et du paramètre B. Pour cela, des simulations d'essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisées, en considérant trois chemins de contraintes sur quatre, pour ensuite, simuler le chemin restant (voir annexe IV).

Le tableau 9 présente les simulations réalisées pour le sable de Missillac. Pour le chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1$, on constate que l'erreur moyenne atteinte est de 27%. Ce qui n'est pas négligeable en terme d'erreur de simulation. Cette erreur n'est pas sensible à l'absence des autres chemins de contraintes.

On remarque que les simulations réalisées pour les chemins de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1.5$ et $\Delta q / \Delta p = 2$, montrent très peu de différence, sauf pour le quatrième palier. Celui ci présente une erreur de l'ordre de 20%. Une erreur de 30% est obtenue pour le chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 3$.

En conclusion de ces deux études, on constate que l'ensemble des simulations montre qu'il faut utiliser au moins trois chemins de contraintes à trois paliers de chargements croissants. On précise aussi que l'erreur est moindre dans le cas où en prend en compte les chemins de contraintes suivants : $\Delta q / \Delta p = 1, 2$ et 3 .

Chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p = 1 - 1.5 - 2 - 3$					
	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5
$\Delta q/\Delta p = 1$	3,35	5,27	6,82	5,50	-
$\Delta q/\Delta p = 1.5$	7,96	7,67	5,49	9,38	8,41
$\Delta q/\Delta p = 2$	9,23	5,85	10,49	10,92	12,88
$\Delta q/\Delta p = 3$	1,31	7,07	2,07	-	-
Chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p = 1 - 1.5 - 2$					
	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5
$\Delta q/\Delta p = 1$	1,68	5,47	6,42	5,38	-
$\Delta q/\Delta p = 1.5$	5,11	6,73	5,80	7,87	9,77
$\Delta q/\Delta p = 2$	3,58	5,98	9,60	11,76	12,24
$\Delta q/\Delta p = 3$	31,89	30,43	28,39	-	-
Chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p = 1 - 1.5 - 3$					
	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5
$\Delta q/\Delta p = 1$	1,68	5,47	6,42	5,38	-
$\Delta q/\Delta p = 1.5$	5,11	6,73	5,80	7,87	9,77
$\Delta q/\Delta p = 2$	4,48	10,98	5,73	19,39	9,88
$\Delta q/\Delta p = 3$	1,52	3,40	2,21	-	-
Chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p = 1.5 - 2 - 3$					
	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5
$\Delta q/\Delta p = 1$	27,96	22,03	25,38	20,00	-
$\Delta q/\Delta p = 1.5$	5,11	6,73	5,80	7,87	9,77
$\Delta q/\Delta p = 2$	3,99	9,78	6,55	17,13	10,37
$\Delta q/\Delta p = 3$	1,52	3,40	2,21	-	-
Chemins de contraintes $\Delta q/\Delta p = 1 - 2 - 3$					
	Palier 1	Palier 2	Palier 3	Palier 4	Palier 5
$\Delta q/\Delta p = 1$	3,16	5,47	6,42	5,38	-
$\Delta q/\Delta p = 1.5$	9,44	21,72	10,80	22,33	6,40
$\Delta q/\Delta p = 2$	3,58	6,03	9,60	11,76	12,24
$\Delta q/\Delta p = 3$	1,48	7,06	2,21	-	-

Tableau 9 : Erreurs moyennes % calculées en fonction des chemins de contraintes : sable de Missillac.

9 Conclusion

Nous avons mis au point, dans le chapitre précédent, un outil de calcul numérique visant à la prédiction des déformations permanentes des matériaux granulaires de chaussées souples soumis à des chargements répétés. Dans ce chapitre, nous avons mis au point une procédure pour l'identification des paramètres. Ensuite, le modèle a été validé sur des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés à paliers de chargements. Pour cela, nous avons simulé les essais triaxiaux à chargements répétés, et les résultats obtenus ont été comparés à ceux obtenus expérimentalement. Nous en déduisons que les simulations obtenues sont très satisfaisantes.

On a vu dans la première partie les trois essais nécessaires pour l'identification des paramètres du modèle :

- un essai triaxial à chargements répétés pour l'étude du comportement réversible. Le modèle de Boyce anisotrope a été calé sur les résultats d'essais pour déterminer ses quatre paramètres.
- trois essais triaxiaux monotones de rupture sont nécessaires pour déterminer les paramètres de Drucker Prager. Ils sont identifiés à partir de la droite de rupture du matériau.
- au moins trois essais triaxiaux à chargements répétés pour l'étude des déformations permanentes réalisés avec au moins trois paliers croissants de chargement et trois chemins de contraintes sont nécessaires pour identifier les paramètres plastiques $\Delta q / \Delta p = 1, 2 \text{ et } 3$.

Une procédure a été mise au point pour déterminer le module d'écrouissage H et le paramètre d'évolution de la profondeur d'ornièrre en fonction du nombre de cycle B . On abouti à deux formulations du module d'écrouissage et du paramètre B en fonction du chargement appliqué et de l'état de contrainte initial. A partir de ces lois d'évolution, des paramètres d'élasticité et de Drucker Prager, les simulations des essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisées. Nous avons comparé nos résultats à ceux obtenus expérimentalement, qui sont très satisfaisants pour les trois matériaux testés et pour chaque teneur en eau. Ces matériaux sont utilisés en couche d'assise et sol support de chaussées souples dans le manège de fatigue du LCPC, et pour la modélisation par éléments finis dans le chapitre suivant.

Modélisation structurelle de l'orniérage des chaussées souples

1 Introduction

Le présent chapitre se propose de mettre en évidence numériquement la méthode de calcul exposée au chapitre 2, en s'appuyant sur le code de calcul par éléments finis CAST3M [CAST3M (2005)], et de déterminer l'évolution de l'ornière en fonction du nombre de cycles de chargements et à l'état limite, pour une structure de chaussée étudiée sur le manège de fatigue du LCPC [Hornych (2005)].

Le manège de fatigue a été développé au LCPC de Nantes (figure 1), pour l'étude expérimentale et en vraie grandeur des chaussées sous trafic lourd accéléré. Le manège est une installation de 750 kW, formée d'une tourelle centrale et de quatre bras à l'extrémité, auxquels peuvent être fixées des charges roulantes (roues de poids lourds), de configurations variables : roues simples ou jumelées sur essieu simple ou tandem, et roues simples sur essieux tridem. Grâce à la longueur des bras (20m), la vitesse de déplacement des charges peut atteindre 100 km/h. Pour un essai d'orniérage, la vitesse des charges est de 6,5 rotations/min (47km/h) et autour de 15 000 charges sont appliquées chaque jour sur une chaussée circulaire (10 heures de fonctionnement/jour, à la température extérieure). Un système original de suspension à faible raideur permet de contrôler les charges appliquées aux chaussées expérimentales pendant toute la durée des expériences. Elles peuvent être réglées entre 45 kN sur une roue simple, et 135kN sur essieu tridem à roues simples ou un essieu tandem à roues jumelées. Le site dispose de trois anneaux de longueur 110 mètres, d'un rayon moyen de 17,5 m, et de largeur 6m.



Figure 1 : Manège de fatigue du LCPC de Nantes.

Afin d'analyser un tel essai, deux calculs aux éléments finis de la structure 4 ont été réalisés :

- un calcul en 2D axisymétrique. Ce calcul, beaucoup plus rapide, est réalisé afin d'étudier l'influence de plusieurs paramètres, tels que : la teneur en eau, la température (le module d'élasticité de la couche de béton bitumineux), les déformations permanentes du sol support.
- un calcul en 3D. Les résultats issus de ce calcul sont comparés à ceux issus de l'expérience du manège.

Le calcul de l'ornière est réalisé en trois étapes :

- la première étape consiste à modéliser le comportement réversible de la structure pour le calcul des champs de contraintes réversibles correspondants aux niveaux de chargement minimal et maximal. Pour cela, le comportement réversible est décrit avec :
 - un modèle élastique linéaire pour la couche de béton bitumineux.
 - le modèle élastique non linéaire de Boyce anisotrope pour l'assise en grave non traitée des Maraîchères. D'autres simulations ont été réalisées avec le modèle élastique non linéaire ($k - \theta$) pour l'assise en grave non traitée de Poulmarch [Allou et al. (2007), Chazallon et Habiballah (2005)], et sont données en annexe VI.
 - un modèle élastique linéaire ou le modèle élastique non linéaire de Boyce anisotrope pour le sol support.

Ensuite, la nature de l'état limite est déterminée en fonction des champs de contraintes réversibles et des paramètres de Drucker Prager.

- La seconde étape consiste à calculer les déformations permanentes dans la structure en fonction du nombre de cycles de chargements et à l'état limite, en utilisant les paramètres d'élasticités déterminés selon la démarche décrite dans le chapitre II, le module d'écroutissage et le paramètre B déterminés selon les lois d'évolutions données dans le chapitre III.
- La dernière étape consiste à déterminer la profondeur de l'ornière en fonction du nombre de cycles de chargement et à l'état limite. Le déplacement vertical à la surface de la chaussée (profondeur d'ornière) correspond au déplacement inélastique obtenu directement avec le modèle élastoplastique.

Enfin, on conclue l'étude menée en comparant les résultats de l'expérience du manège et ceux issus du calcul éléments finis en 3D.

2 Description des structures de chaussée étudiées dans l'expérience du manège de fatigue

Deux structures de chaussées, étudiées dans l'expérience du manège de fatigue, ont été sélectionnées pour l'évaluation de la méthode de prédiction de l'orniérage [Hornych (2005)] : structure 1 et structure 4 (figure 2).

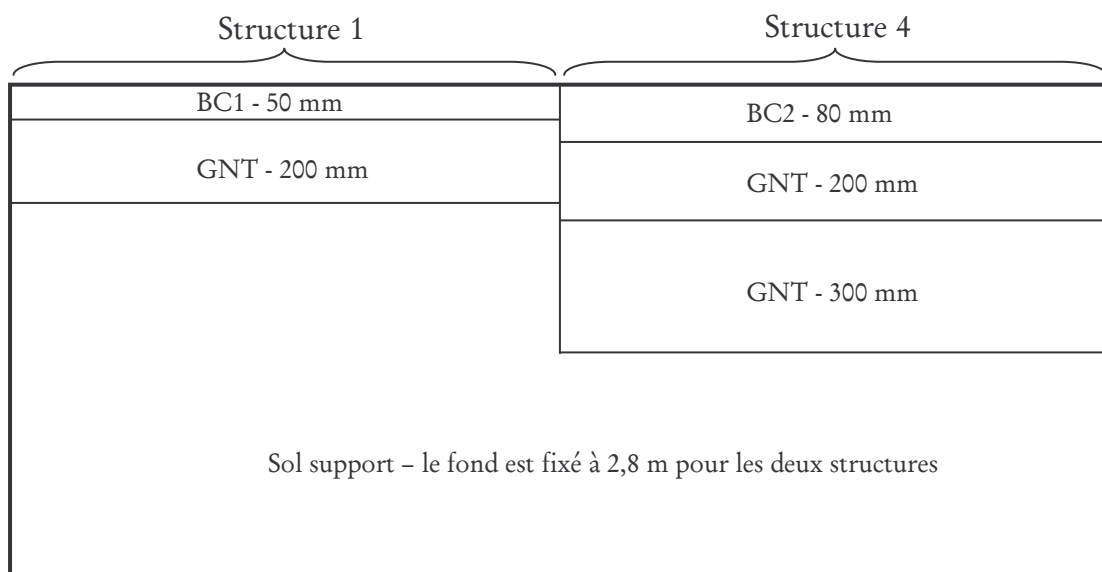


Figure 2 : Structures de chaussées étudiées au manège de fatigue du LCPC [Hornych (2005)].

2.1 Matériaux utilisés

2.1.1 Matériaux Bitumineux

Différents matériaux bitumineux ont été utilisés dans l'expérience du manège [Hornych (2005)] :

- structure 1 : 5 cm de béton bitumineux (BC1) utilisé en couche de roulement (BBS2 selon la norme française NFP 98 130), avec une teneur en bitume assez élevé (6.2%).
- structure 4 : 8 cm de béton bitumineux BC2 est utilisé en couche de roulement (BBS3 selon la norme française NFP 98 130, utilisée pour les chaussées à faible trafic), avec une teneur en bitume de 5.8%.

Les caractéristiques de ces matériaux sont données dans le tableau 1.

	BC1 (BBS2)	BC2 (BBS3)
Type de liant	50/70	50/70
Proportion du liant (%)	6.21	5.86
Proportion des vides du mélange (% vol)	6.9%	6.3%
Densité de référence (kg/m ³)	-	2221
Densité in situ (kg/m ³)	2262	2288

Tableau 1 : Les caractéristiques des matériaux bitumineux.

2.1.2 Matériaux granulaires non liés

La grave non traitée, utilisée en couche d'assise pour les deux structures, correspond à un agrégat de Gneiss (0/20mm), prélevé de la carrière des Maraîchères, conformément à la norme française NFP 98 129 (GNT B2C2). Les principales caractéristiques de ce matériau sont présentées sur la figure 3, et sont données dans le tableau 2. La GNT des maraîchères contient 9.9% de fines, proche du pourcentage maximal des spécifications françaises.

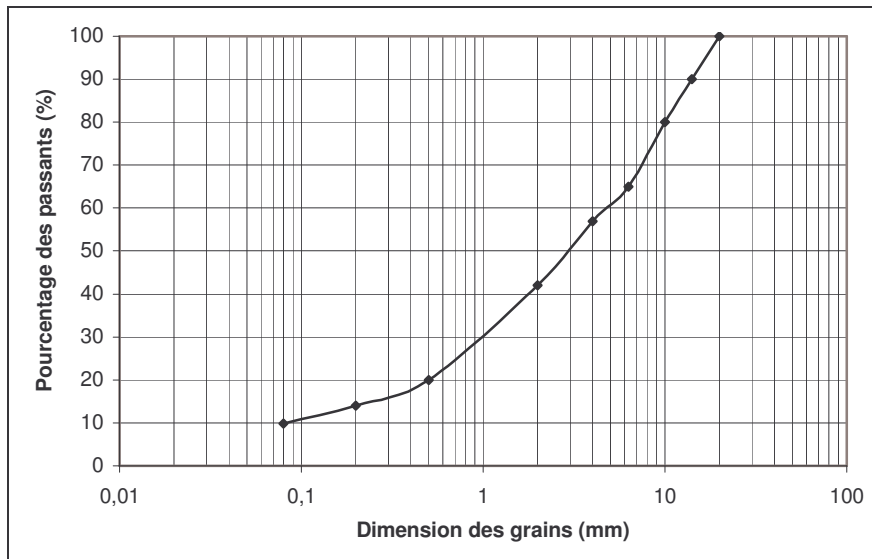


Figure 3 : Analyse granulométrique de la grave non traitée des Maraîchères.

Valeur de bleu de méthylène sur la fraction du sable	0,79
Teneur en eau de référence (Proctor modifié)	6,35%
Densité de référence	2170 kg/m ³
Los Angeles	16
Micro Deval	10
Module réversible	400 MPa
Teneur en eau in situ (après construction)	6,5%

Tableau 2 : Les principales caractéristiques de la grave non traitée des Maraîchères.

2.1.3 Sol support

Le sable de Missillac est utilisé en couche de forme et sol support pour toute les structures. Les principales caractéristiques de ce matériau sont illustrées sur la figure 4 et dans le tableau 3. Ce matériau est très sensible à la teneur en eau.

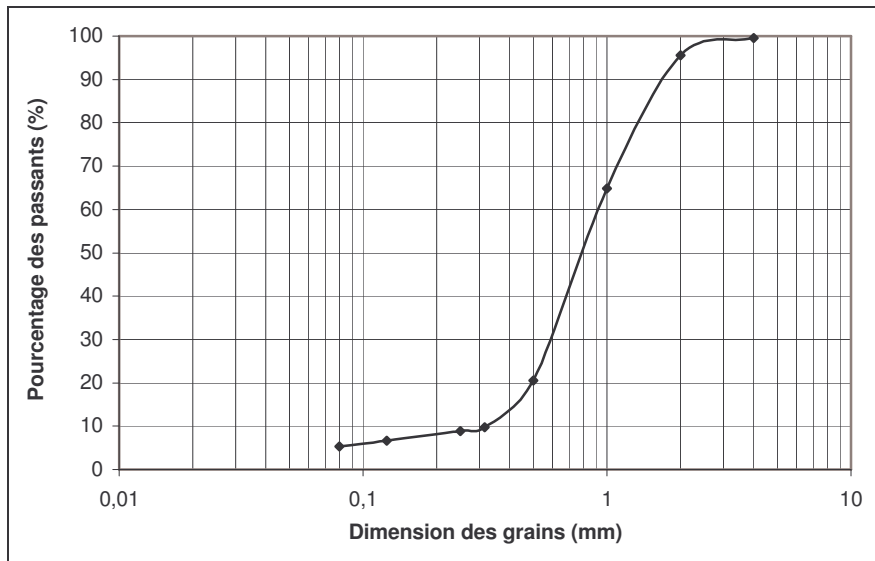


Figure 4 : Analyse granulométrique du sable de Missillac.

Valeur de bleu de méthylène	
Teneur en eau de référence (Proctor modifié)	11%
Densité de référence	1875 kg/m ³
Module de rigidité in situ (au début de l'expérience)	100 à 110 MPa
Teneur en eau in situ (après construction)	8%

Tableau 3 : Les principales caractéristiques du sable de Missillac.

2.2 Chargements appliqués

La chaussée a été soumise à 1,5 million de cycles de chargement, entre le mois de Mai et Septembre 2003, selon les conditions suivantes :

- une charge de 65 kN, qui correspond à un demi essieu standard à roue jumelée. La géométrie de la charge appliquée est illustrée sur la figure 5.
- une distribution normale de la charge avec différentes positions latérales de la roue.
- une vitesse de la charge de 70km/h.

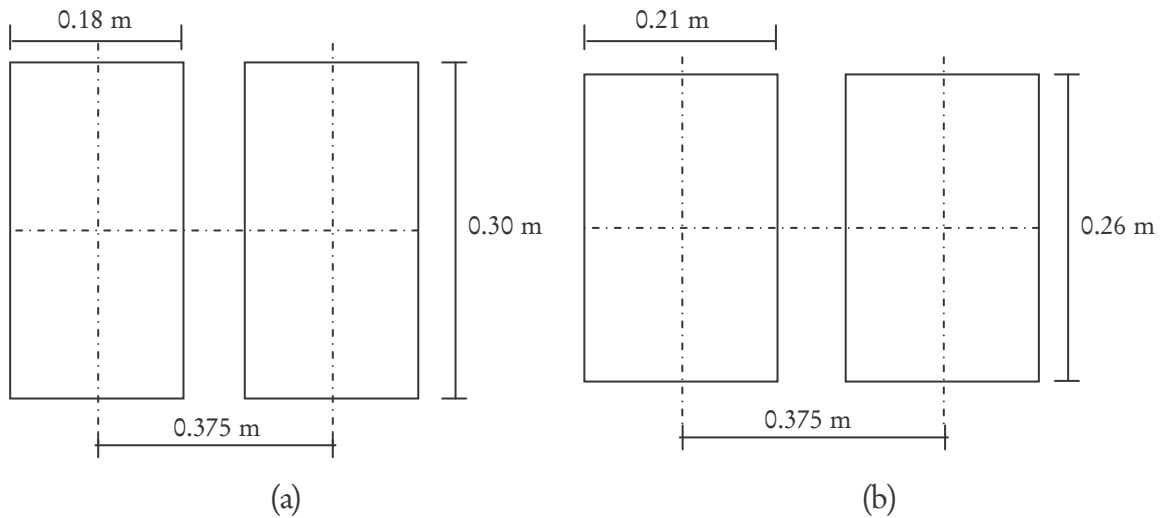


Figure 5 : Géométrie des charges utilisée pour la modélisation aux éléments finis.

La géométrie du chargement a une influence considérable sur la profondeur d'ornière. Il a été montré que l'augmentation de la pression dans un pneu pour une même charge conduit à une ornière plus importante [Allou et al. (2007)].

2.3 Conditions climatiques et distributions de la teneur en eau pendant l'expérience

Le chargement du trafic a été appliqué aux structures de chaussées, entre le mois de Mai et Septembre 2003. Cette période a été marquée par une forte température, où elle a dépassée 30°C . Afin d'étudier seulement l'orniérage de la couche granulaire et non pas celui de la couche de bitume, le chargement a été interrompu quand la température de la couche de bitume dépasse 30°C . De plus, la surface de la chaussée a été humidifiée afin de maintenir la température de la couche de bitume à moins de 30°C .

La distribution de la température enregistrée à la fin de l'expérience est assez grande, avec des valeurs allant de 7°C (valeur enregistrée pendant la nuit) à 40°C . Cependant, environ 65% de la charge a été appliquée à une température comprise entre 15 et 25°C , et seulement 5% a été appliquée à une température dépassant les 30°C .

Pour la même profondeur, les mesures de la teneur en eau dans le sol support montrent une légère variation (1% environ). Par ailleurs, elles indiquent une augmentation de la teneur en eau avec la profondeur : de 3,5% à 4% au sommet du sol support et de 7% à 8% à la base de la couche.

Dans la couche granulaire, la teneur en eau, mesurée dans la structure 1, indique une variation significative. Au sommet de la couche granulaire, la teneur en eau est de 4% au début de l'expérience. Elle atteint une valeur maximale de 8,5% à 9% en Juillet, pour ensuite diminuer à une valeur entre 5,5% à 6,2%, à la fin de l'expérience. A la base de la couche granulaire, le teneur en eau varie seulement entre 3,2% et 4,4%.

3 Hypothèses de modélisation par éléments finis

3.1 Géométrie de la structure

La figure 6 présente la géométrie des deux structures de chaussées testées sur le manège de fatigue. Les épaisseurs de la couche de bitume, après la construction, sont inférieures aux épaisseurs réelles (4cm au lieu de 5cm pour la structure 1 et 6.6 cm au lieu de 8cm pour la structure 4).

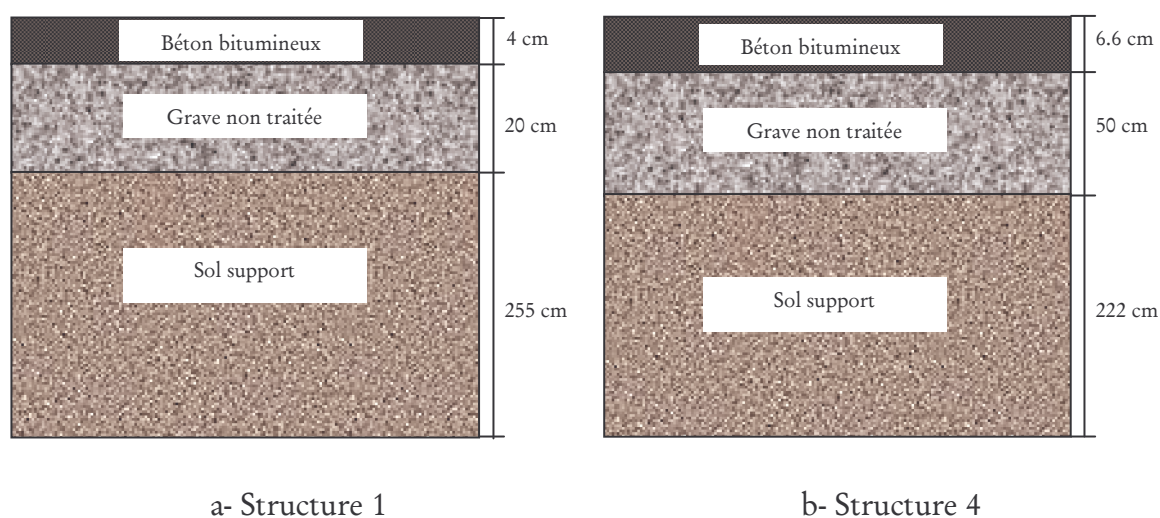
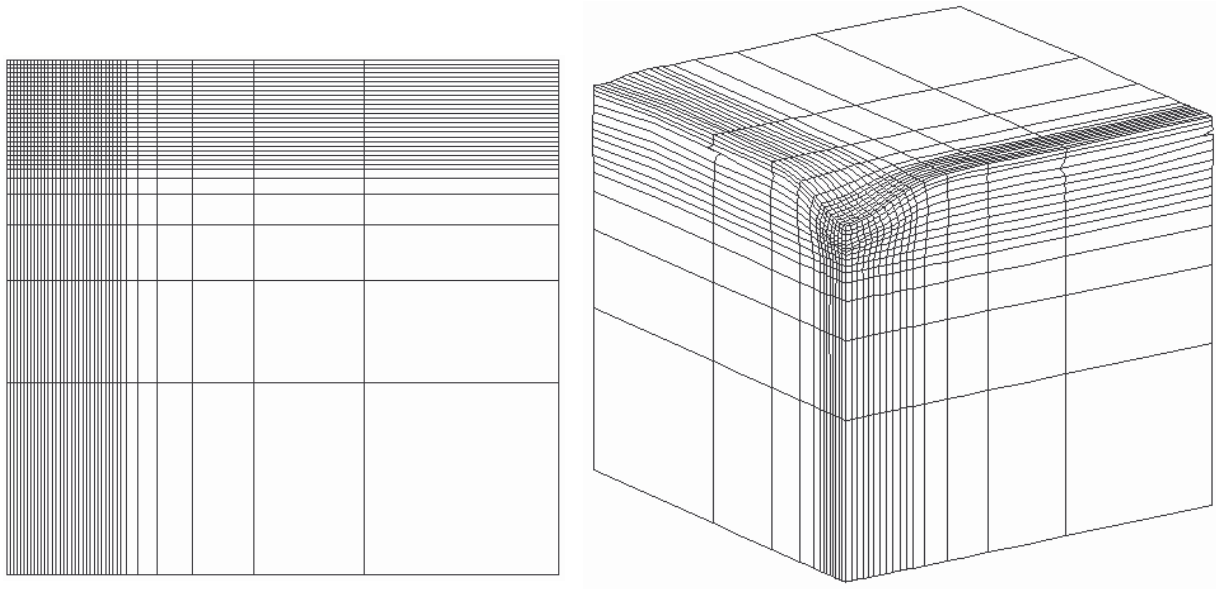


Figure 6 : Géométrie des structures de chaussées.

Le calcul éléments finis des deux structures est réalisé en 2D axisymétrique et en 3D. La modélisation en 2D est effectuée avec des éléments finis quadralatéraux QUA8 à 8 nœuds, et des éléments finis hexaédriques CUB20 à 20 nœuds en 3D. Par symétrie, seulement $\frac{1}{4}$ de la chaussée est modélisé. Le maillage de la structure en 2D et en 3D est représenté sur la figure 7. La structure de $3 \times 3 \times 2,8 \text{ m}^3$ de dimension comprend 1200 éléments en 2D et 2200 éléments en 3D.



a- Maillage en 2D.

b- Maillage en 3D.

Figure 7 : Schématisation du maillage éléments finis de la structure.

3.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques élastiques des matériaux ont été déterminées de la manière suivante [Hornych (2005)] :

- le module d'élasticité du béton bitumineux est déterminé à partir des essais en laboratoire et correspond à la température moyenne et à la fréquence du chargement enregistrée sur la structure pendant l'expérience. Les valeurs des modules des deux structures sont données dans le tableau 4. Le coefficient de Poisson est égal à 0,35.

Structure	Conditions d'essai		Module d'élasticité (MPa)
	T (°C)	F (Hz)	
1	27,5	20	4027
4	23	12,5	6110

Tableau 4 : Les caractéristiques élastiques de la couche de bitume des deux structures.

- le comportement réversible de la couche non liée (GNT des Marâchères) est décrit avec le modèle de Boyce anisotrope en utilisant le jeu de paramètre déterminé à partir de l'essai triaxial cyclique (chapitre III) ou le modèle de $(k - \theta)$ pour une assise en grave de Poulmarch (annexe VI).

- le comportement réversible du sol support (sable de Missillac) est décrit avec le modèle de Boyce anisotrope en utilisant le jeu de paramètre déterminé à partir de l'essai triaxial cyclique (chapitre III) ou le modèle de $(k - \theta)$ (annexe VI).

Les valeurs des paramètres du modèle de Boyce anisotrope et de Drucker Prager sont représentées dans le tableau 5, pour la grave non traitée des Maraichères et le sable de Missillac.

		Paramètres élastiques non linéaire				Paramètres de Drucker Prager	
		K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ	p^* (kPa)	Ψ (°)
GNT des Maraichères	w = 4%	20,1	39	0,351	0,521	40,1	15
	w = 5%	28,4	16,7	0,397	0,249	24,6	15
Sable de Missillac	w = 11%	24,9	30,6	0,514	0,638	12,8	15

Tableau 5 : Les paramètres du modèle de Boyce anisotrope et de Drucker Prager.

3.3 Modélisation du chargement

La prise en compte des contraintes initiales non nulles, dans la chaussée, permet de générer un état de contraintes proche de celui issu de l'essai TCR et des conditions in situ. Pour cela, le chargement initial de la structure est représenté par une charge verticale générée par le poids propre des matériaux constituant la chaussée et une répartition triangulaire latérale générée par la poussée des terres au repos.

Le chargement cyclique, dû au trafic, correspond à un demi essieu standard de 65kN (deux roues jumelées). La pression de contact est prise égale à 600 kPa :

- en 2D, le chargement est modélisé par une charge uniformément répartie sur un disque de rayon égal à 18.6 cm.
- en 3D, la géométrie de la charge rectangulaire est de 18X30 cm² (voir figure 5-a).

3.4 Restriction du calcul

Les considérations suivantes ont été prises en compte dans le calcul de la structure :

- afin d'assurer une bonne convergence du modèle, nous avons borné les valeurs du paramètre B entre 0 et 1.

- les cartographies des déformations plastiques et les courbes de variation de la profondeur d'ornière présentées dans les paragraphes suivants représentent respectivement les déformations et profondeurs d'ornière maximales issues du calcul.

4 Résultats du calcul 2D

A partir des simulations en 2D, faites avec le code de calcul par éléments finis CAST3M, nous avons étudié l'influence des paramètres suivants :

- les déformations permanentes du sol support.
- la température initiale de la couche de béton bitumineux.
- la teneur en eau initiale de la couche granulaire non traitée.

Nous présentons seulement les résultats de la structure 4. Le maillage éléments finis 2D, dont les dimensions sont : 3m de longueur et 2.8m de profondeur, est donné sur la figure (7-a). Le comportement réversible de la couche de béton bitumineux est considéré élastique linéaire où le module d'élasticité correspond à une température de 23°C. Concernant la couche granulaire et le sol support, on considère un comportement élastique non linéaire, utilisant le modèle de Boyce anisotrope. Les paramètres élastiques sont donnés dans le tableau 5.

Le comportement à long terme de la couche granulaire et du sol support est considéré élastoplastique, utilisant le modèle développé dans le chapitre II. Les paramètres plastiques, correspondants à une teneur en eau de 4% et de 5% pour la couche granulaire et à une teneur en eau de 11% pour le sol support, sont déterminés selon les lois d'évolutions données dans le chapitre III.

Le calcul des ornières est réalisé jusqu'à un million de cycles et à l'état limite. Sur la figure 8, on montre la cartographie des déformations plastiques calculées à l'état limite, pour une teneur en eau de 5%.

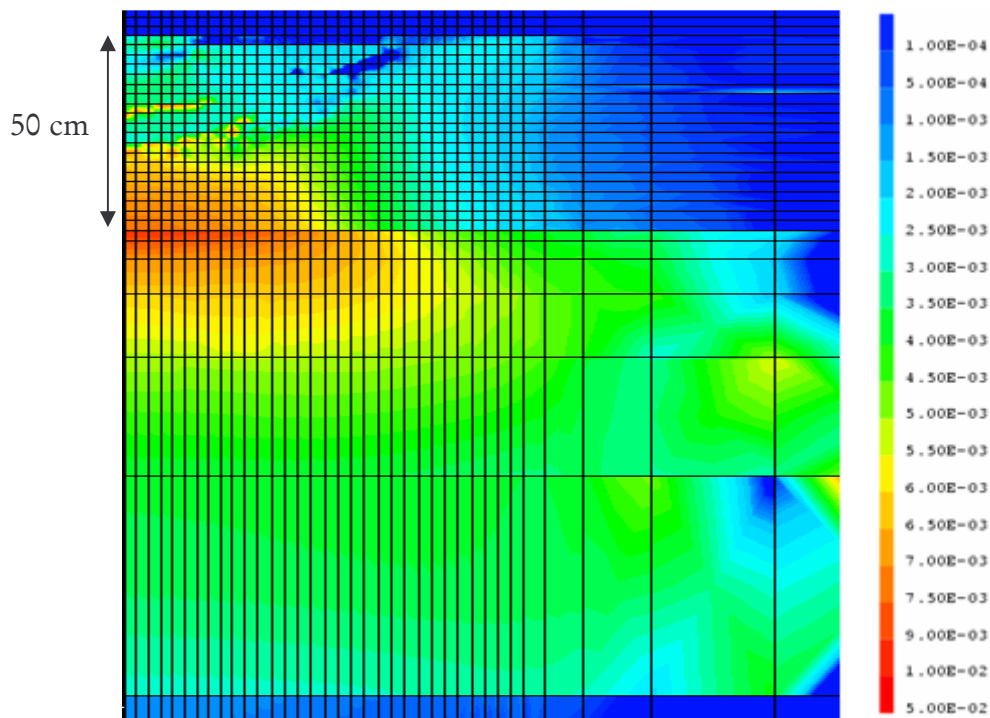


Figure 8 : Cartographie des déformations plastiques calculées à l'état limite, $w = 5\%$.

4.1 Influence des déformations permanentes du sol support

Pour estimer la contribution des déformations permanentes du sol support (sable de Missillac), une première simulation a été effectuée en considérant les hypothèses données dans le paragraphe précédent (un comportement élastoplastique du sol support). Ensuite, nous avons supposé un comportement élastique linéaire, avec un module d'élasticité $E=85\text{MPa}$ et un coefficient de Poisson de 0,35.

Les résultats des simulations, en prenant en compte les déformations permanentes du sol support sont illustrés sur la figure 9. On constate que la contribution du sol en terme de déformations permanentes est très importante. En effet, prendre en compte les déformations permanentes du sol support entraîne une augmentation d'environ 72% de la profondeur d'ornière.

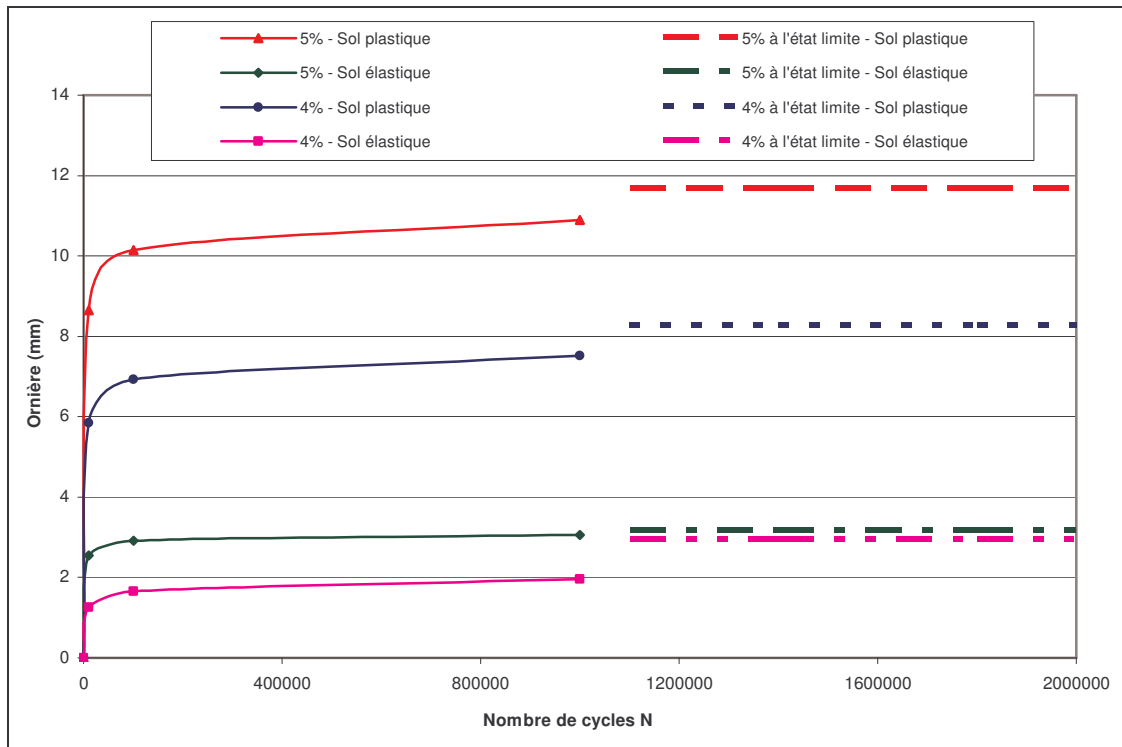


Figure 9 : Influence des déformations plastiques du sol support sur la profondeur de l'ornière.

4.2 Influence de la température sur la profondeur de l'ornière

La température joue un rôle très important sur la rigidité de la couche de béton bitumineux ainsi que sur les contraintes transmises à la couche granulaire non traitée. Une augmentation de la température engendre une diminution de la rigidité de la couche bitumineuse. En effet, quand celle-ci est faible, la diffusion des contraintes au niveau de la grave est moindre. Les déformations permanentes sont donc plus importantes.

Afin d'évaluer l'effet de la température de la couche de béton bitumineux sur l'orniérage de la couche granulaire non traitée et du sol support, des simulations ont été réalisées avec trois températures ($T = 20, 23$ et 26°C). Ces valeurs correspondent aux températures enregistrées in situ pendant l'expérience du manège. Les valeurs du module d'élasticité de la couche de béton bitumineux pour chaque température sont données dans le tableau 6.

Température ($^{\circ}\text{C}$)	20	23	26
Module (MPa)	7875	6110	4567

Tableau 6 : Valeurs du module d'élasticité du béton bitumineux.

Les figures 10 et 11 illustrent l'évolution de la profondeur de l'ornière en fonction du nombre de cycle de chargement, pour chaque température et à $w = 4\%$ et $w = 5\%$. Les résultats montrent que la température a une influence considérable sur la profondeur de l'ornière de la couche granulaire non liée. Une augmentation de la température de 20°C à 26°C , fait croître la profondeur de l'ornière de 15% pour la teneur en eau de 4%, et de 19% pour la teneur en eau de 5%.

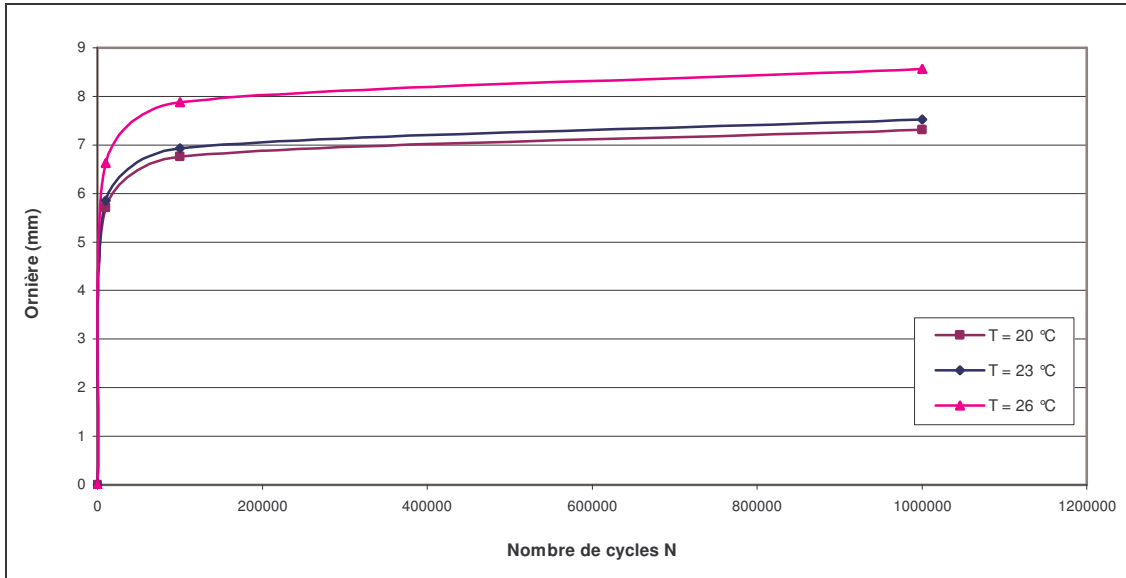


Figure 10 : Influence de la température sur la profondeur de l'ornière, $w = 4\%$.

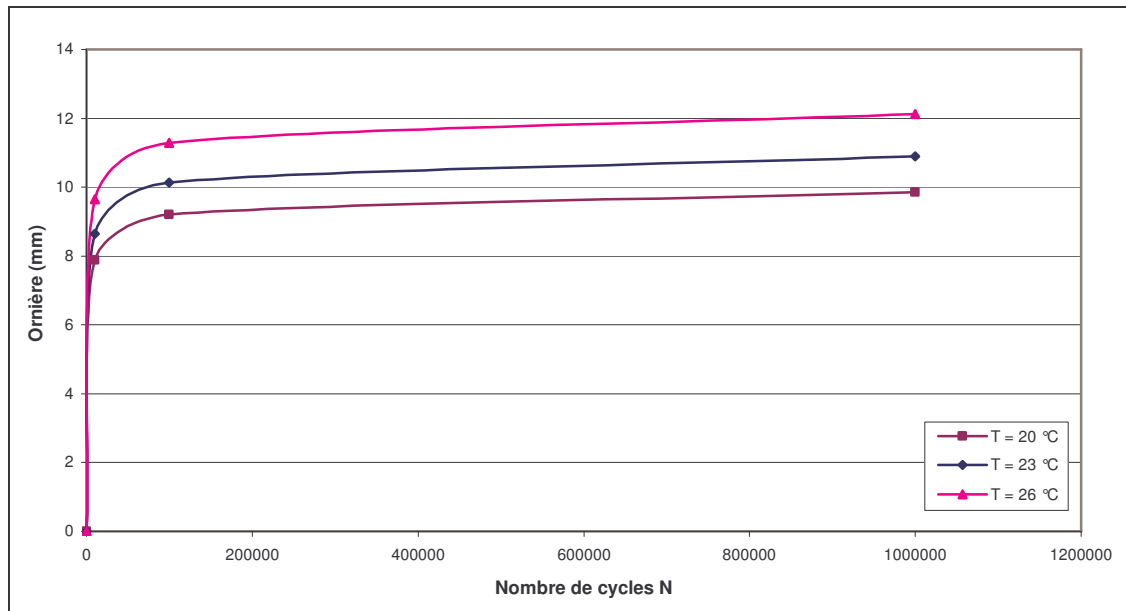


Figure 11 : Influence de la température sur la profondeur de l'ornière, $w = 5\%$.

4.3 Influence de la teneur en eau et comparaison avec l'expérience du manège de fatigue

Les mesures de la teneur en eau réalisées sur la chaussée expérimentale, pendant l'expérience du manège de fatigue, montrent des variations de la teneur en eau dans la partie supérieure de la couche granulaire. Au début de l'expérience, la teneur en eau mesurée dans la couche granulaire était de 4%, elle augmente à 9%, puis diminue à 6% à la fin de l'expérience [Hornych (2005)]. Les mesures prises dans le sol support présentent une légère variation de la teneur en eau dans le temps. La teneur en eau mesurée varie entre 3,5 et 4% à la surface du sol, et entre 7 et 8% à la base du sol support [Hornych (2005)]. La teneur en eau du sol support reste constante pendant l'expérience, et inférieure à la teneur en eau en condition optimale, qui est égale à 11%.

Afin d'évaluer l'influence de la teneur en eau sur le comportement de la structure de chaussée considérée, des simulations ont été effectuées en considérant les paramètres du modèle obtenus à partir des résultats d'essais triaxiaux à deux teneurs en eau ($w=4\%$ et $w=5\%$) pour la grave non traitée, à une teneur en eau de 11% pour le sol support et une température constante de 23°C pour la couche de béton bitumineux. Les hypothèses de calcul sont celles considérées au paragraphe 3.

Les profondeurs d'ornières obtenues pour les deux teneurs en eau sont illustrées sur la figure 12. On remarque que la profondeur de l'ornière augmente de 30% à un million de cycles, quand la teneur en eau augmente de 4% à 5%.

Les profondeurs d'ornières (minimale, moyenne et maximale) de la structure 4, obtenues lors de l'expérience du manège de fatigue, qui s'est déroulée durant l'été 2003, sont illustrées sur la figure 12.

En conclusion du calcul éléments finis 2D, on constate que les résultats de la figure 12 représentent les meilleures prédictions obtenues pour la structure 4, par comparaison des résultats expérimentaux. Nous avons obtenus une valeur finale de l'ornière de 8.2 mm pour la teneur en eau de 4% et de 11.7 mm pour la teneur en eau de 5% comparée à la valeur minimale de l'expérience de 8.1 mm et à la valeur maximale de 11.2mm. Les résultats obtenus sont très encourageants, mais à nuancer car la modélisation 2D ne représente pas de manière précise le chargement de la structure. En effet, on surestime la déformation du sol et les résultats du calcul sont plus favorables à l'obtention d'une profondeur d'ornière importante.

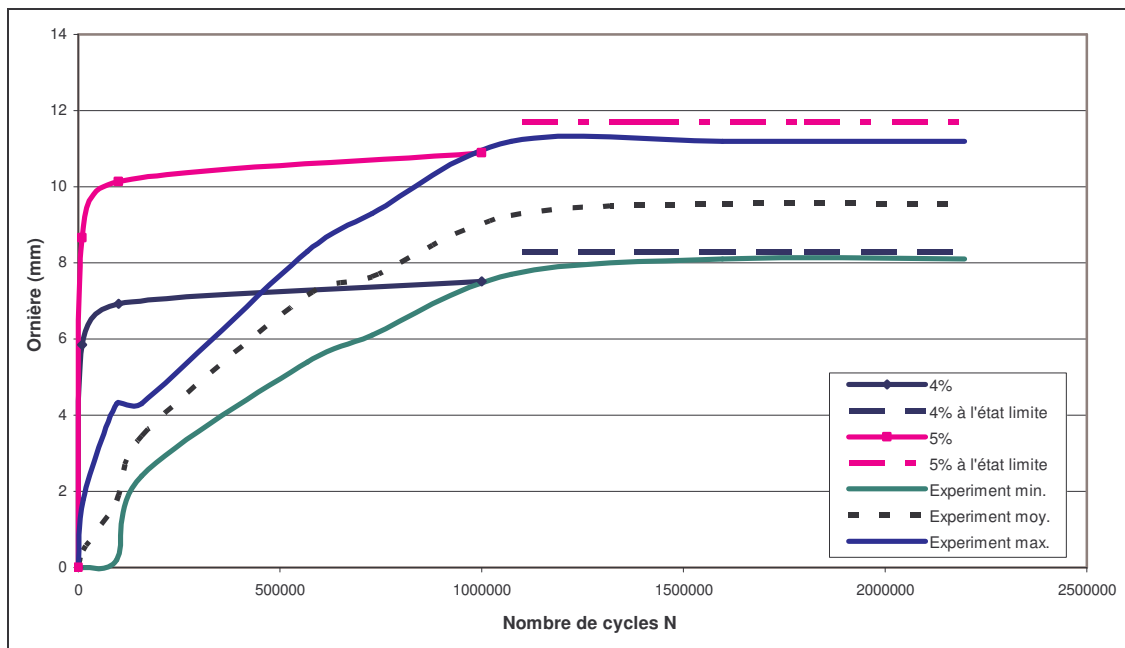


Figure 12 : Comparaison entre la profondeur de l'ornière mesurée sur le manège et calculée.

5 Résultats de calcul 3D

Afin de représenter correctement la surface de chargement représentée sur la figure 5-a, des simulations ont été réalisées en 3D. A partir du calcul en 2D, nous considérons ici les hypothèses suivantes :

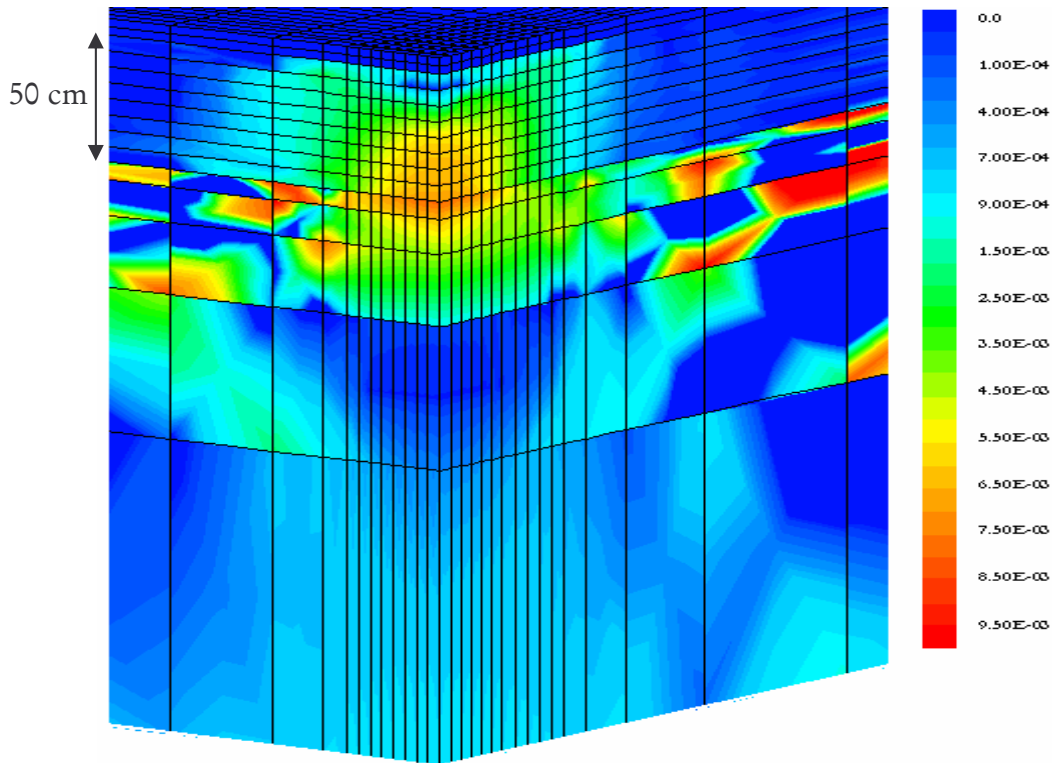
- pour le comportement réversible :

La couche de béton bitumineux suit une loi élastique linéaire dont les paramètres correspondent à une température de 23°C (tableau 4). On a utilisé le modèle de Boyce anisotrope pour la grave non traitée et le sol support dont les paramètres sont donnés dans le tableau 5.

- pour le comportement élastoplastique :

Comme décrit précédemment, la contribution du sol en terme de déformations permanentes est très importante. Pour ce faire, on a utilisé le modèle proposé dans le chapitre II, pour le calcul des déformations permanentes de l'assise en grave non traitée et du sol support. Les paramètres d'élasticités sont déterminés selon la démarche décrite dans le chapitre II. Le module d'écroutissement et le paramètre B sont déterminés selon les lois d'évolutions données dans le chapitre III.

Sur la figure 13, est illustré la distribution des déformations plastiques issue du calcul à l'état limite et pour la teneur en eau $w=5\%$. Les cartographies des déformations et des déplacements inélastiques sont données en annexe V.



La profondeur de l'ornière a été calculée pour plusieurs positions transversales, afin de déterminer les profils du puits transversal d'ornière. Les figures 14 et 15 montrent les profils de l'ornière obtenus à $w = 4\%$ et $w = 5\%$, en fonction du nombre de cycles de chargements et à l'état limite. A l'état limite, le maximum de l'ornière, obtenu sous le centre de chaque essieu, est de 6.1mm à $w = 4\%$ et de 8.3mm à $w = 5\%$.

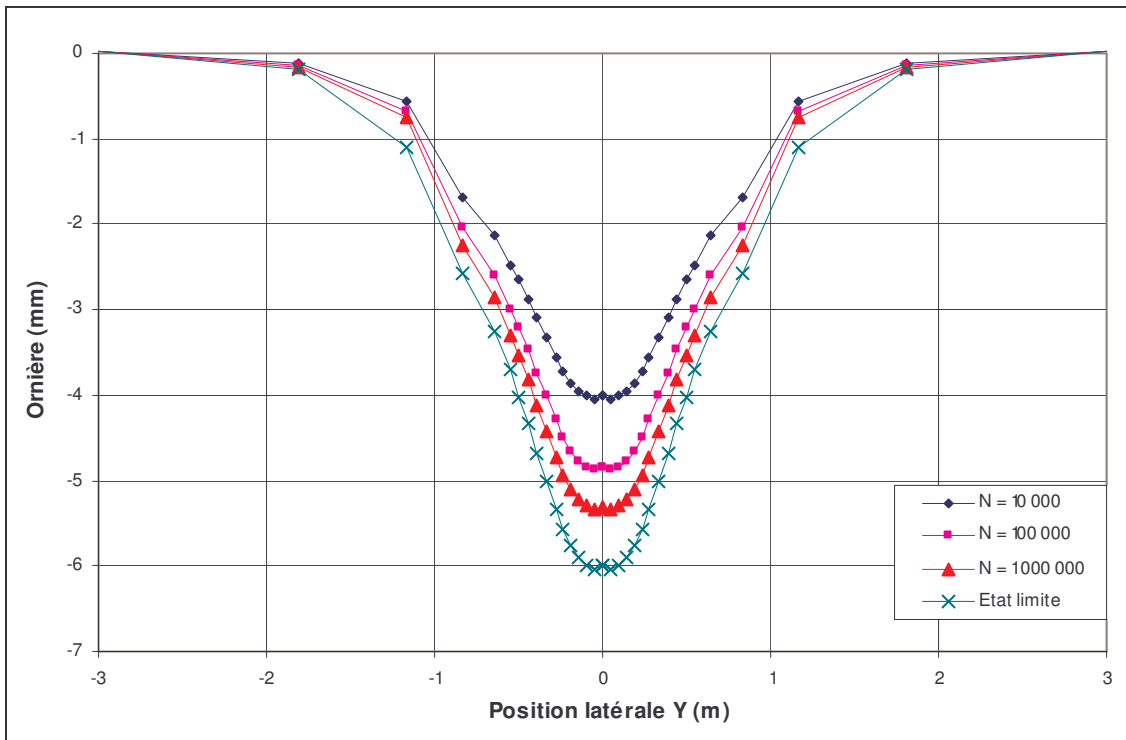


Figure 14 : Profil de l'ornière selon la position transversale, $w = 4\%$.

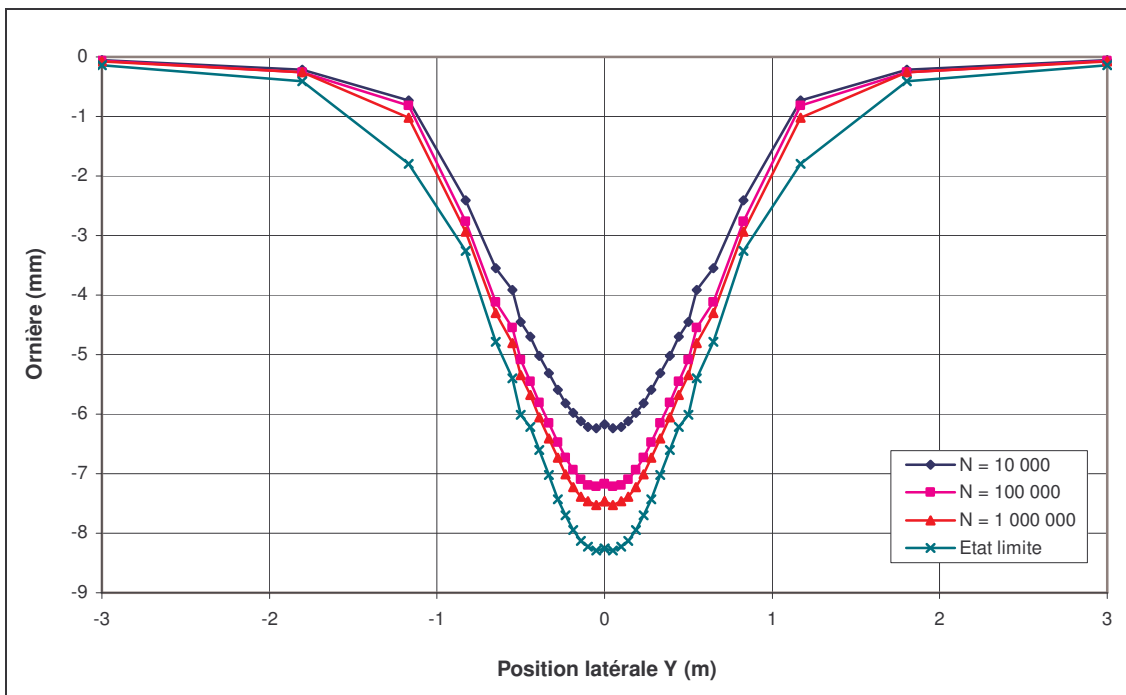


Figure 15 : Profil de l'ornière selon la position transversale, $w = 5\%$.

6 Comparaisons entre la profondeur d'ornière mesurée sur l'expérience du manège de fatigue et calculée

Les résultats du calcul par éléments finis en 3D ont été comparés aux résultats expérimentaux, en considérant les conditions suivantes :

- la température de la couche de béton bitumineux est constante.
- la teneur en eau de la couche granulaire non liée est prise égale à 4% ou à 5%.
- les déformations permanentes du sol support sont prises en compte dans le calcul.

Les résultats du calcul et ceux issus de l'expérience sont illustrés sur la figure 16. On constate que la valeur finale de l'ornière calculée est de 6.1 mm pour une teneur en eau de 4% et de 8.3 mm pour la teneur en eau de 5% comparée à la valeur minimale de l'expérience, qui est de 8.1 mm. Les résultats obtenus sont très encourageants, car les paramètres climatiques ne sont pas pris en compte : température extérieure et humidité du sol, ce qui permettrait une plus grande précision du calcul.

On remarque aussi que le modèle conduit à une stabilisation rapide des déformations permanentes par rapport à l'expérience : avec le modèle on atteint une stabilisation à partir de 100 000 cycles. Dans l'expérience, cette stabilisation est autour du million de cycles.

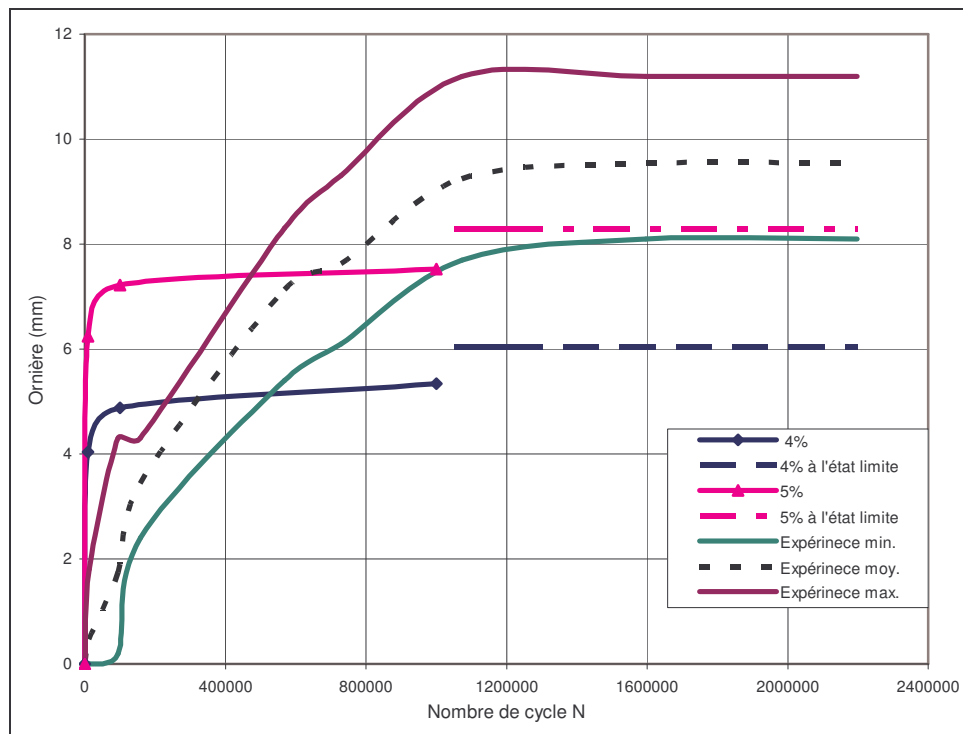


Figure 16 : Comparaison entre la profondeur de l'ornière mesurée sur le manège et calculée.

7 Conclusion

Une démarche de modélisation de l'orniérage des couches granulaires et du sol support des chaussées souples est proposée. Cette démarche distingue trois étapes qui permettent de découpler l'évolution des contraintes réversibles, l'évolution des déformations permanentes et le calcul des déplacements correspondants au profil des ornières.

Dans cette étude, nous avons réussi à modéliser le comportement de la structure 4, qui a été testée pendant l'expérience du manège du LCPC [Hornych (2005)]. Afin de considérer les conditions in situ, nous avons étudié l'influence de plusieurs paramètres :

- les déformations permanentes du sol support : nous avons vu que la contribution du sol en terme de déformations permanentes est très importantes (environ 70%) pour les cas considérés.
- la distribution de la température : nous avons vu que la valeur de la température a une influence considérable sur l'ornière.
- la teneur en eau des matériaux granulaires non liés : les résultats obtenus indiquent que la teneur en eau a une influence considérable sur l'orniérage des couches granulaires.

A partir de ces simulations, nous sommes convaincus que l'orniérage des chaussées à faible trafic est dû principalement aux déformations permanentes des couches granulaires non liés et du sol support. En effet, le fait de prendre en compte l'orniérage de ces deux couches, nous a permis d'obtenir des niveaux d'ornières assez proches des résultats expérimentaux et qui sont très encourageants :

- en 2D : une ornière finale de 8.3 mm pour la teneur en eau $w = 4\%$ et 11.7 mm pour la teneur en eau $w = 5\%$, comparée à la valeur minimale de l'expérience de 8.1mm et à la valeur maximale de 11.2mm.
- en 3D : une ornière finale de 6 mm pour la teneur en eau $w = 4\%$ et 8.3 mm pour la teneur en eau $w = 5\%$, comparée à la valeur minimale de l'expérience de 8.1mm et à la valeur maximale de 11.2mm.

L'effet d'une diminution de l'épaisseur de la couche de béton bitumineux et de la couche de GNT reste une perspective à nos travaux et nous espérons réaliser une comparaison des résultats de ce calcul avec ceux obtenus expérimentalement. L'effet des variations de températures et de teneurs en eau sur la profondeur d'ornière durant l'expérience, doivent être mieux pris en compte. Il apparaît dès lors nécessaire de pouvoir réaliser une expérience à l'échelle 1 à température et humidité contrôlée.

Chapitre V

Conclusion générale

Nous avons présenté dans ce mémoire une formulation simplifiée pour la prédiction de l'orniérage des chaussées souples. Cette méthode s'appuie essentiellement sur la théorie de l'état limite, qui a été adaptée par plusieurs chercheurs au domaine des chaussées.

L'un des principaux aspects du dimensionnement des chaussées souples est de limiter le développement des déformations permanentes dans les couches granulaires non liées. L'accumulation de ces déformations engendre la rupture par affaissement de la surface de la chaussée : l'orniérage. Nous avons montré que la méthode de dimensionnement est empirique, et ne prend pas en compte le comportement à long terme des graves non traitées.

Au terme de l'analyse des différentes approches développées dans la littérature, nous avons proposé une approche basée sur un calcul de structure, permettant l'évaluation de l'orniérage des couches granulaires non liées de chaussées souples soumises à un chargement cyclique dans la suite des travaux de Habiballah [Habiballah (2003)]. Cette approche du comportement cyclique est basée sur la théorie de l'état limite, qui décrit l'accumulation des déformations permanentes des graves non traitées soumises à des cycles de contraintes induits par un chargement cyclique.

L'origine de cette méthode est inspirée des travaux de Zarka [Zarka et al. (1979)], adaptée au comportement à long terme des matériaux granulaires par Habiballah [Habiballah (2005), Chazallon (2005)]. Des modifications ont été apportées aux cours de ce travail afin d'améliorer les limitations de cette méthode. En effet, le développement d'une telle méthode a permis de prendre en compte l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargements, de l'état de contrainte et de la teneur en eau initiale, et en considérant l'anisotropie initiale du matériau.

Le modèle développé est caractérisé par 4 paramètres pour le comportement réversible des graves non traitées, deux paramètres définissant le domaine d'élasticité initial et deux

paramètres permettant de décrire l'évolution des déformations permanentes en fonction du nombre de cycles de chargements.

Nous avons mis au point une procédure pour l'identification des paramètres du modèle. Ensuite, le modèle a été validé sur des résultats d'essais triaxiaux à chargements répétés à paliers de chargements.

Trois matériaux ont été testés, dont deux sont utilisés en couche d'assise et sol support des chaussées souples du manège de fatigue du LCPC [Hornych (2005)]. Trois essais sont nécessaires pour l'identification des paramètres du modèle :

- un essai triaxial à chargements répétés pour l'étude du comportement réversible. Le modèle de Boyce anisotrope a été calé sur les résultats d'essais pour déterminer ses quatre paramètres.
- trois essais triaxiaux monotones de rupture sont nécessaires pour déterminer les paramètres de Drucker Prager. Ils sont identifiés à partir de la droite de rupture du matériau.
- au moins trois essais triaxiaux à chargements répétés pour l'étude des déformations permanentes réalisés avec au moins trois paliers croissants de chargement et trois chemins de contraintes $\Delta q / \Delta p = 1, 2 \text{ et } 3$, sont nécessaires pour identifier les paramètres plastiques.

Nous avons abouti à deux formulations du module d'écrouissage H et du paramètre B en fonction du chargement appliqué et de l'état de contrainte initial. A partir de ces lois d'évolution, des paramètres d'élasticité et de Drucker Prager, les simulations des essais triaxiaux à chargements répétés ont été réalisées. Nous avons comparé nos résultats à ceux obtenus expérimentalement, qui sont très satisfaisants pour les trois matériaux testés et pour chaque teneur en eau.

La modélisation de l'orniérage a été effectuée sur la chaussée 4 de l'expérience du manège. Plusieurs simulations ont été réalisées afin de reproduire correctement les conditions in situ, on constate que :

- pour *les déformations permanentes du sol support*: les résultats obtenus montrent que la contribution du sol en terme d'ornière est très importante.
- pour les variations de *la température*: nous avons constaté que la température de la couche de béton bitumineux a une influence considérable sur l'orniérage de la couche granulaire non liée et du sol support.

- pour les variations de *la teneur en eau* : les résultats obtenus concernant la profondeur d'ornièrè indiquent qu'il existe une différence d'environ 30% entre la teneur en eau $w = 4\%$ et $w = 5\%$.

Les prédictions obtenues, en tenant compte des déformations permanentes du sol support, ont données des résultats très encourageants par comparaison à ceux obtenus expérimentalement, malgré les difficultés à modéliser le comportement réel de la chaussée soumise aux variations des conditions climatiques (température variable, teneur en eau variable), qui ont une influence considérable sur les déformations permanentes.

L'effet d'une diminution de l'épaisseur de la couche de béton bitumineux et de la couche de GNT reste une perspective à nos travaux et nous espérons réaliser une comparaison des résultats des modélisations avec ceux obtenus expérimentalement, en considérant l'effet des variations des conditions climatiques (température et teneurs en eau variables).

Bibliographie générale

AASHTO "Guide for Design of Pavement Structures", (1972)
American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO "Guide for Design of Pavement Structures", (1993)
American Association of State Highway and Transportation Officials.

ABDELKRIM M. (2004)
"Analyse par le calcul des structures du comportement cyclique à long terme des infrastructures de transport", Thèse de Doctorat, Ecole national des Ponts et Chaussées.

ALLEN J. (1973)
"The effect of non-constant lateral pressures of the resilient response of granular materials", PhD thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill.

ALLEN J. J. AND THOMPSON M. R. (1974)
"Resilient response of granular materials subjected to time dependent lateral stresses", Transp. Res. Rec. 510, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1-13.

ALLOU F., CHAZALLON C., HORNYCH P. (2007)
"A numerical model for flexible pavements rut depth evolution with time", International Journal for Numerical and Analytical Methods for Geomaterials, DOI 10. 1002-NAG. 521.

ARNOLD G. K., DAWSON A. R., HUGHES D. A. B., WERKMEISTER S. AND ROBINSON D. (2002a)
"Serviceability design of granular pavement materials", Proc. 6th Int. Conf. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, Lisbon, Vol. 2, pp 957-966.

ARNOLD G. K., DAWSON A. R., HUGHES D. A. B. AND ROBINSON D. (2002b)
"The application of shakedown approach to granular pavement layers", Proc. 9th Int. Conf. Asphalt Pavements, Copenhagen, Vol. 1, pp 6-5.

- ARNOLD G. K., DAWSON A. R., HUGHES D. A. B. AND ROBINSON D. (2004)
"Deformation Behaviour of Granular Pavements", ed. Dawson, A R, Balkema, Rotterdam, pp 169-177.
- ARTHUR J. R. F., CHUA K. S. AND DUNSTAN T. (1977)
"Induced anisotropy in sand", Geotechnical, Vol. 27, N° 1, pp 13-30.
- ARTHUR J. R. K. AND MENZIES B. K. (1972)
"Inherent anisotropy in a sand", Geotechnical, Vol. 22, N° 1, pp 115-128.
- AUTRET P., BAUCHERON J.P., KOBISCH R., PAUTE J.L (1988)
"Le manège de fatigue du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées", Premiers résultats, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 155, 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", Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 216, pp 3-18, Juillet - Août 1998.
- BARNSDALE R. D. (1991)
"The aggregate handbook", National Stone Association, Washington, D.C.
- BARNSDALE R. D. AND ITANI S. Y. (1989)
"Influence of aggregate shape on base behaviour", Transp. Res. Rec. 1227, Transportation Research Board, Washington, D. C., 173-182.
- BARNSDALE 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 8th Australian Road Research Board conference, Vol. 8, pp. 30-39.

BIAREZ J. AND HICHER P. Y. (1987)

"Simplified hypotheses on mechanical properties equally applicable to sands and clays", Int. Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, Cleveland, pp 19-31.

BONAQUIST R. F., WITCZAK M. W. (1997)

"A comprehensive constitutive model for granular materials in flexible pavements structures", Proc. of the 4th Int. conf. on Asphalt Pavement, Seattle, USA, 783-803.

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. AND HYDE A. F. L. (1975)

"Significance of cyclic confining stress in repeated load triaxial testing of granular material", Transp. Res. Rec. 537, Transportation Research Board, Washington, D.C., 49-58.

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., 2nd Int. Conf. Struct. Des. Of Asphalt Pavements, pp. 487-504.

BURMINSTER D.M (1943)

"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.

CAMBOU B. AND JAFARI K. (1988)

"A constitutive model for granular materials based on two plasticity mechanisms", Proceedings of the Int. Symposium on Constitutive Equations for Granular Cohesive Soils. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, 149-167.

CASAGRANDE A., CARILLO N. (1944)

"Shear failure of anisotropic materials", Proc. of Boston Society of Civil Engineers, Vol. 31, pp 74-87.

CHAI J. AND MIURA N. (2002)

"Traffic load induced permanent deformation of road on soft subsoil", Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, pp 907-916.

CHAZALLON C., HABIBBALLAH T. (2005)

"Finite elements modelling of flexible pavements with the shakedown concept", International Journal of Road Materials and Pavements Design, Hermès editor, n° 6, p 97 - 117.

CHAZALLON C., HORNYCH P., MOUHOUBI S. (2006).

"An elasto-plastic model for the long term behaviour modelling of unbound granular materials in flexible pavements", International Journal of Geomechanics, ASCE, 6(4), pp 279-289.

COLLINS I. F. AND BOULBIBANE M. (1998)

"The application of shakedown theory to pavement design", Metals and Materials (Korea), Vol. 4, N° 4, pp 832-837.

COLLINS I. F. AND CLIFFE P. F. (1987)

"Shakedown in frictional materials under moving surface loads", Int. J. for Num. and Analytical Methods in Geomechanics 11, pp 409-420.

COLLINS I. F., WANG A. P. AND SAUNDERS L. R. (1993)

"Shakedown theory and the design of unbound pavements", Rd. and Transp. Res., 2(4), 28-37.

CORREIA A. G., HORNYCH P. AND AKOU Y. (1999)

"Review of models and modelling of unbound granular materials", Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials.

COST 337 Final Report (2000)

"Unbound granular materials for road pavement", European Commission, pp 350.

COULLIBALY L. (1998)

"Etude du comportement réversible des graves non traitées : Application aux chaussées souples", Thèse de Doctorat, Ecole centrale de Nantes.

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., ARNOLD G. AND WERKMEISTER S. (2002)

"Using a shakedown approach as a simple means of predicting rutting in unsealed and chip-sealed pavements", Proc. 21st ARRB, 11th REAAA Conf. Cairns, Australia.

DAWSON A. R., LEKARP F. (1998)

"Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials", Const and Building Mat; 12(1), pp. 9-18.

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., AND WELLNER F., (1999)

"Plastic behaviour of granular materials", Final report ARC Project 933, University of Nottingham Reference PRG99014.

DAWSON A. R., WERKMEISTER S., WELLNER F. (2001)

"Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and Shakedown Concept", Transp. Res. Board, 80th Annual Meeting, January 7-11, Washington D.C.

DEHLEN G. L. (1969)

"The effect of non linear material response on the behaviour of pavements subjected to traffic loads», PhD thesis, University of California, Berkeley.

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.

Desai C. S., SOMASUNDARAM S. AND FRANTZISKONIS G. (1986)

"A hierarchical approach for constitutive modelling of geologic materials», Int. J. Numer. and Analytical Methods in Geomechanics, 10, 225-257.

DUNCAN J. M., AND CHANG C. Y. (1970)

"Nonlinear analysis of stress and strain in soils", Journal Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 96(5), 1629-1653.

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.

DUNLAP W. A. (1963)

"A report on a mathematical model describing the deformation characteristics of granular materials", Tech. Rep. N° 1, Proj. 2-8-62-27, Texas Transp. Inst., Texas A & M University, College Station, Tex.

EL ABD A., HORNYCH P., BREYSSE D. AND DENIS, A. (2005)

"Prediction of permanent deformations of unbound pavement layers", Proc. 7th Int. Conf. on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway.

EL 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.

GARG N. AND THOMPSON M. R. (1997)

"Triaxial characterization of Minnesota road research project granular materials", Transp. Res. Rec. 1577, Transportation Research Board, Washington, D. C., 27-36.

GATT J.M. (1993)

"Etude théorique et expérimentale de la déformation progressive", Thèse de Doctorat, l'Ecole Centrale de Nantes.

GERRARD C. M. AND MULHOLAND P. (1966)

"Stress strain and displacement distributions in cross-anisotropic and two layer isotropic elastic systems", Proc., ARRB, Vol. 3, Part. 3, 1123-1158.

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^{ème} 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", 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.
- GRAY J. E. (1962)
"Characteristics of graded base course aggregates determined by triaxial tests", Engrg. Res. Bull., N° 12, National Crushed Stone Association.
- Guide technique SETRA-LCPC (1994)
"Conception et dimensionnement des structures de chaussée", édition LCPC.
- HABIBALLAH T. (2003)
"Modélisation des déformations permanentes des graves non traitées : application au calcul de l'orniérage des chaussées souples", Thèse de Doctorat, Université de Limoges.
- HABIBALLAH T., CHAZALLON C. (2005)
"An elastoplastic model based on the shakedown concept for flexible pavements unbound granular materials", Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 29: 577-596.
- 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.

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 3th International Conference on Asphalt Pavements, Vol. 1, pp. 410-429.

HOLUBEC I. (1969)

"Cyclic creep of granular materials", Rep. N°RR147, Department of highways, Ontario, Canada.

HOQUE E. (1996)

"Elastic deformation of sands in triaxial tests", Thèse de Mécanique des sols. Université de Tokyo.

HORNYCH P. (2003)

Rapport interne confidentiel L.C.P.C. de Nantes,

HORNYCH P. (2005)

Rapport interne confidentiel L.C.P.C. de Nantes,

HORNYCH P., CHAZALLON C., ALLOU F., EL ABD A. (2006)

"Prediction of permanent deformations of unbound granular materials in relation with the moisture content", Submitted to the International Journal of Road Materials and Pavement Design.

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., QUIBEL J.L. (2000)

"Modeling a full scale experiment of two flexible pavement structures", Unbound Aggregates in Road Construction, Rotterdam, pp. 359-367.

HORNYCH, P., KAZAI A., PIAU J.M. (1998)

"Study of the resilient behaviour materials", Proc. 5th Int. Conf. On the Bearing Capacity of Road and Airfield, Nordal R.S. and Rafsdal G., eds., Vol. 3, pp. 1277-1287.

HUJEUX 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", 2nd 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.

KARASAHIM M. (1993)

"Resilient behaviour of granular materials for analysis of highway pavements", PhD thesis, Dept. of Civ. Engrg. , University of Nottingham, England.

KARASAHIN M. AND DAWSON, A. R., (2000)

"Anisotropic characteristics of granular materials", In Unbound Aggregates in Road Construction, ed. Dawson A. R., Balkema, Rotterdam, pp 139-144.

KHEDR S. (1985)

"Deformation Characteristic of granular base course in flexible pavement", Transportation Research Record; 104 3. pp. 131-138.

KOHATA Y., TATSUOKA F., WANG L., JIANG G. J., HOQUE E., KODAKA T. (1997)

"Modelling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials", Geotechnical, Vol. 47, N° 3, pp 563-580.

KOITER W.T. (1952)

"Some remarks on plastic shakedown theorems", Proc. 8th Int. Congr. Appl. Mech., n°1, Istanbul, pp. 220-230.

KOITER W. T. (1960)

"General theorems for elastic-plastic solids", In Progress in solid mechanics, North Holland, Amsterdam, 167-220.

KOLISOJA P. (1997)

"Resilient deformation characteristics of granular materials", PhD thesis, Tampere University of Technology, Publ. No. 223. Tampere, Finland.

KOLISOJA P. (1998)

"Large scale dynamic triaxial tests, III, Delprosjektrapport KPG 20", Tampere University of Technology.

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", 8th International Conference on Asphalt Pavement, Seattle, Washington, Proceedings vol. I, august 10-14, pp. 843-857.

LASOUDIÈRE F. (1984)

"Modélisation du comportement des sols sous sollicitations cycliques", Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris.

LEBEAU M., LAFLEUR J. (2002)

"Modélisations de l'état hydrique dans les structures de chaussées en période de dégel", Rapport CDT-P2278 présenté au MTQ, 178 pages.

LEKARP F. AND DAWSON A. (1997)

"Analysis of permanent deformation behaviour of unbound granular materials", Proc. Symposium on thinly surfaced pavements, University of New Brunswick, Fredericton, Canada, pp 91-99.

LEKARP F. AND DAWSON A. (1998)

"Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials", Constr. And Build. Mat., 12(1), 9-18.

LEKARP F., ISACSSON U. AND DAWSON A. R. (2000)

"State of the Art. I: Resilient response of unbound aggregates", ASCE J. Transp. Eng., Vol. 126, No.1, pp 66-75.

LEKARP F., ISACSSON U. AND DAWSON A. R. (2000)

"State of the Art. II: Permanent strain response of unbound aggregates", ASCE J. Transp. Eng., Vol. 126, No.1, pp 76-84.

LEKARP F., RICHARDSON I. M. AND DAWSON A. R. (1996)

"Some influences on permanent deformation behaviour of unbound granular materials", Jnl. Transportation Research Board, No. 1547, pp. 68-75.

LENTZ R. W. AND BALADI G. Y. (1981)

"Constitutive equation for permanent strain of sand subjected to cyclic loading", Transp. Res. Rec. 810, Transportation Research Board, Washington, D. C., 50-54.

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.

LI D. AND SELIG E. T. (1996)

"Cumulative plastic deformations for fine-grained subgrade soils", Journal of geotechnical engineering, pp 1006-1013.

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 écouissable", *Mech. Res. Comm*, 3, pp. 483-488.

MANDEL J., ZARKA J., HALPHEN B. (1977)

"Adaptation d'une structure élastoplastique à écouissage cinématique", *Mech. Res. Comm*. 4, pp. 309-314.

Chaussées neuves à faible trafic - Manuel de conception (1981)- SETRA-LCPC.

MAREE J. H. (1982)

"Aspects of the design and behaviour of road pavements with granular material base layers", PhD thesis, Dept. of Civ. Engrg., University of Pretoria, Pretoria, South Africa.

MARTINEZ J. (1980)

"Contribution au dimensionnement des chaussées souples", *Comportement des matériaux et méthode de calcul*, Thèse de Doctorat, INSA de Rennes.

MAY R. W., AND WITCZAK M. W. (1981)

"Effective granular modulus to model pavement responses", *Transp. Res. Rec.* 810, Transportation Research Board, Washington, D. C., 1-9.

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.

MITRY F. G. (1964)

"Determination of the modulus of resilient deformation of untreated base course materials", PhD thesis, University of California, Berkeley.

MOHKAM M. (1983)

"Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargement cycliques", Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris.

MONISMITH C. L., OGAWA N. AND FREEME C. R. (1975)

"Permanent deformation characteristics of subsoil due to repeated loading", Transp. Res. Rec., 537, pp 1-17.

MONISMITH C. L., SEED H. B., MITRY F. G. AND CHAN C. K. (1967)

"Prediction of pavement deflections from laboratory tests", Proc. 2nd Int. Conf. Struct. Des. Of Asphalt Pavements, 109-140.

MOREAU J.J. (1971)

"Rafle par un convexe variable", Séminaire unilatérale, Montpellier.

MORGAN J. R. AND GERRARD C. M. (1973)

"Anisotropy and non-linearity in sand properties", Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng. Moskow, Vol. 1, pp 287-292.

MORGAN J.R. (1966)

"The response of granular materials to repeated loading", Proc., 3rd conf., ARRB, pp. 1178-1192.

MROZ Z., NORRIS V. A. AND ZIENKIEWICZ O. C. (1978)

"An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading", Int. J. Numer. and Analytical Methods in Geomechanics, 2, 203-221.

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

OCHAI H. AND LADE P. V. (1983)

"Three dimensional behaviour of sand with anisotropic fabric", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, N° 10, pp 1313-1328.

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, 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.

PEZO R. F. (1993)

"A general method of reporting resilient modulus tests of soils", A pavement engineer's point of view. 72nd Annu. Meeting of the TRB.

PIAU J.M., HORNYCH P. (2002)

"Towards computation tools for the assessment of rutting of flexible pavements", BCRA, Lisbon, 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.

PONTER A. R. S. (1972)

"An upper bound on the small displacements of elastic plastic, perfectly structures", J. of Appl. Mech. 39 pp 959-963.

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, 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

SAUZEAT C. (2003)

"Comportement du sable dans le domaine des petites et moyennes déformations : rotations "d'axes" et effets visqueux", Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1968)

"Critical state soils mechanics", McGraw-Hill.

SEED H. B., MITRY F. G., MONISMITH C. L., AND CHAN C. K. (1967)

"Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated load tests", NCHRP Rep. N° 35, National Cooperative Highway Research Program.

SHARP R. W. (1983)

"Shakedown analysis and the design of pavements", PhD thesis, University of Sydney, Sydney, Australia.

SHARP R. W., AND BOOKER J. R. (1984)

"Shakedown of pavements under moving surface loads", J. Transp. Engrg. ASCE, 110 (1), 1-14.

SHARP R., BOOKER J. (1984)

"Shakedown of pavements under moving surface load", ASCE J. of Transp. 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. (2002)

"The mechanical behaviour of ballasted railway tracks", PhD thesis, Delft University, The Netherlands.

SWERE G.T.H. (1990)

"Unbound granular bases for road", PhD Thesis, University of delft.

SYMES M. J. P. R., GENS A. AND HIGHT D. W. (1984)

"Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand", Geotechnical, Vol. 34, N° 1, pp 11-27.

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., AND BROWN S. F. (1988)

"The effect of grading and density on the mechanical properties of a crushed dolomitic limestone", Proc., 14th ARRB conf., Part 7, 94-100.

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. (1989)

"The permanent deformation of a granular material modelled using hollow cylinder apparatus", Paper Proceedings European Symposium on Flexible pavements, Lisbon, Portugal, 97-128.submitted to TRB meeting in Washington D. C.

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, 97-128.

- TROLLOPE E. H., LEE I. K. AND MORRIS J. (1962)
"Stresses and deformation in two layer pavements structures under slow repeated loading", Proc., ARRB, Vol. 1, Part 2, 693-718.
- TUTUMLUER E. AND SEYHAN U. (1999)
"Laboratory determination of anisotropic aggregate resilient moduli using a new innovative test device", Accepted for presentation and publication at the 78th Ann. Meeting of Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D. C.
- UZAN J. (1985)
"Characterization of granular material", Transp. Res. Rec. 1022, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 52-59.
- VEVERKA V. (1979)
"Raming van de spoordiepte bij wegen met een bitumineuze verharding", De Wegentechniek, 24(3), 25-45 (in Dutch).
- WERKMEISTER S., DAWSON A. R. AND WELLNER F. (2001)
"Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown theory", Jnl. Transportation Research Board No. 1757, pp 75-81.
- WERKMEISTER S., DAWSON A. R. AND WELNER F. (2004)
"Pavement design model for unbound granular materials", American Soc. Civil Eng'rs., J. Transp. Eng., Vol. 130, No. 3, pp. 665-674.
- WERKMEISTER S., DAWSON A. R. AND WELLNER F. (2005)
"Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown-Concept", Int. J. Road Materials and Pavement Design, Vol. 6., pp. 31-51.
- 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. (1992)
"The elasto-plastic behaviour of granular pavement layers in South Africa", PhD thesis, Dept. of Civ. Engrg., University of Pretoria, Pretoria, South Africa.
- 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.

WONG R. K. S. AND ARTHUR J. R. F., (1985)

"Induced and inherent anisotropy in sand", Geotechnical, Vol. 35, N° 4, pp 471-481.

WORTH C. P., HOULSBY G.T. (1985)

"Soils mechanics – Property characterization and analyses procedures", Proc. O the 11th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundations Engineering, San Francisco, vol. 1, pp. 1-55.

YU H. S. AND HOSSAIN M. Z. (1998)

"Lower bound shakedown analysis of layered pavements using discontinuous fields", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 167, pp. 209-222.

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 modelling the unloading-reloading behavior of soils", Int. J. For Num. and Anal. Methods in Geomech., vol. 2, pp. 255-278.

Code de calcul

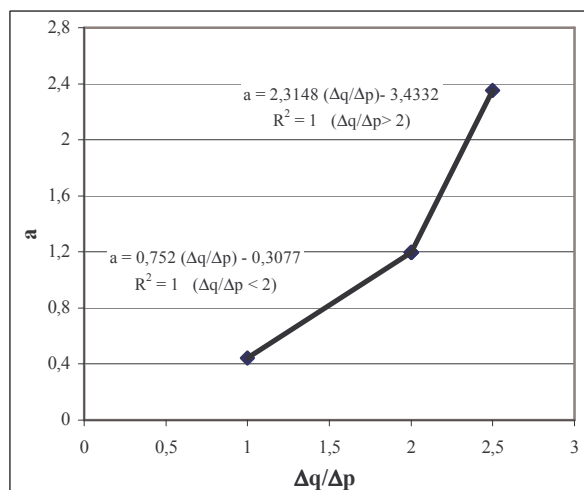
CAST3M (2005)

Web site <http://www-cast3m.cea.fr/cast3m>. CAST3M is a research FEM environment; its development is sponsored by the French Atomic Energy Commission.

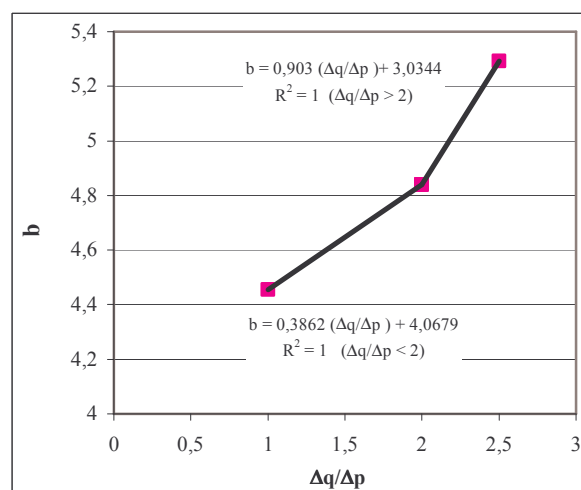
Normes françaises

- Norme française P18 101 Granulats. Définitions et classifications 1990.
- Norme française NF P98 129 Graves non traitées. Définitions, spécifications.
- Norme française NF P98 230 1 Préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités. Confection des éprouvettes par vibrocompression 1992.
- Norme française NF P98 235 1 Matériaux de chaussées non traités. Essai triaxial à chargements répétés 1995.
- Norme française NF P98 235 7 Matériaux de chaussées non traités. Essai triaxial à chargements répétés 1995.
- Norme française NF P98 130 Enrobés hydrocarbonés. Couche de liaison et de roulement. Bétons bitumineux semi-grenus. Définitions, classifications, caractéristiques, mise en œuvre 1991.

Détermination des paramètres de la loi d'évolution du module d'érouissage H

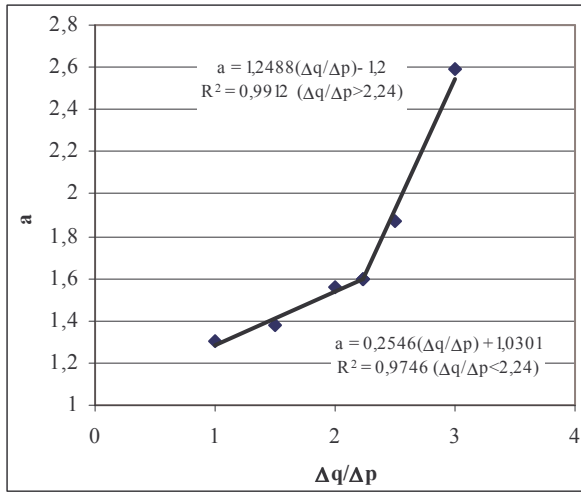


1- paramètre a

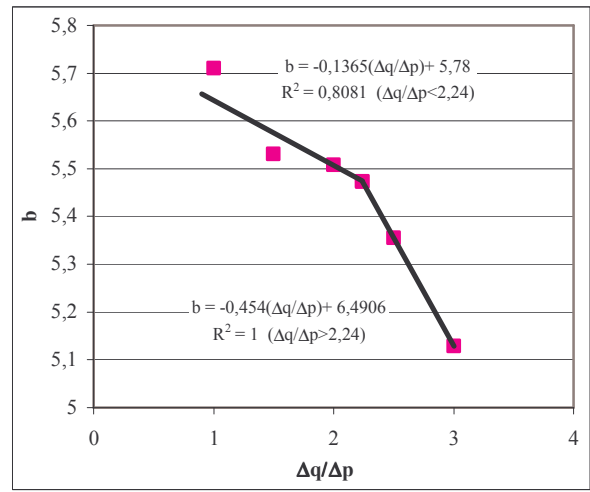


2- paramètre b

Figure 1 : Variation des paramètres de la loi de H en fonction de $\Delta q / \Delta p$: GNT des Maraîchères, $w = 5\%$.

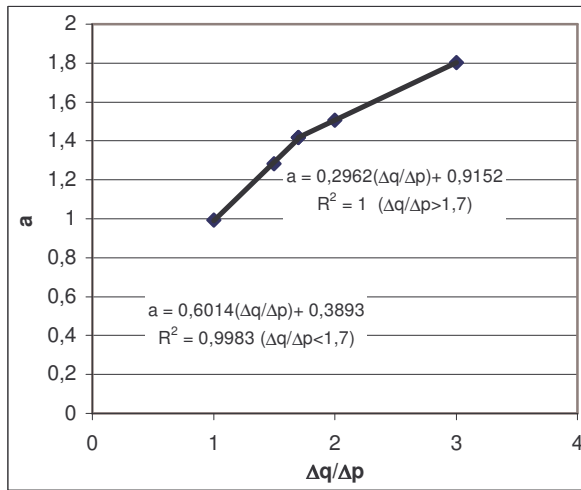


1- paramètre a

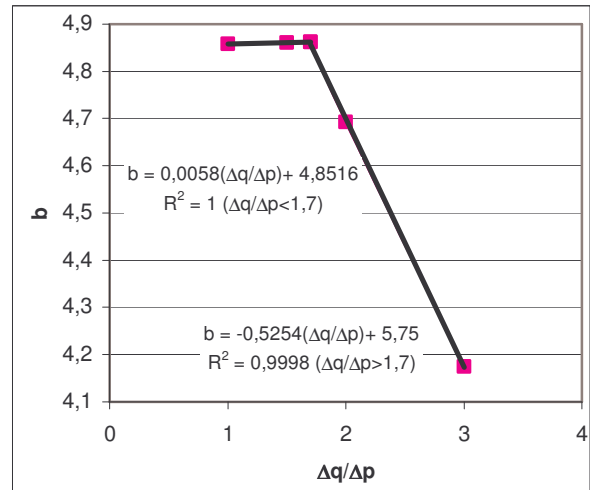


2- paramètre b

Figure 2 : Variation des paramètres de la loi de H en fonction de $\Delta q / \Delta p$: GNT de Poulmarch.



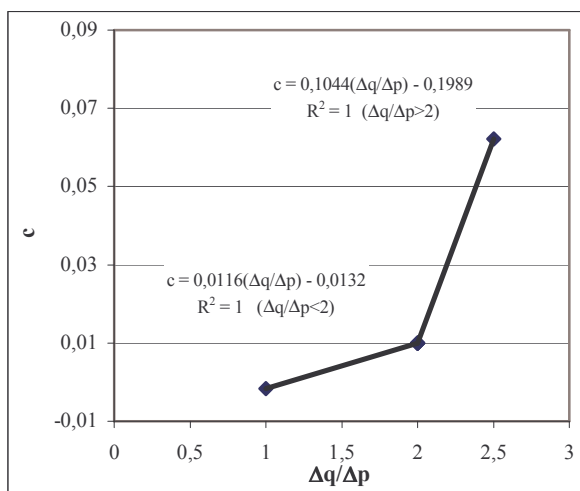
1- paramètre a



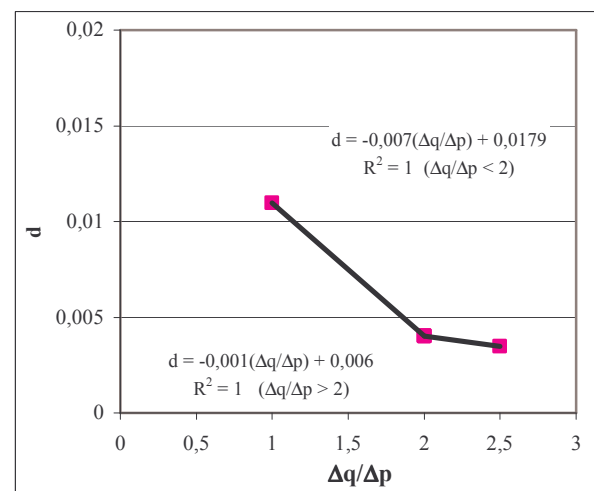
2- paramètre b

Figure 3 : Variation des paramètres de la loi de H en fonction de $\Delta q / \Delta p$: sable de Missillac.

Détermination des paramètres de la loi d'évolution du paramètre B

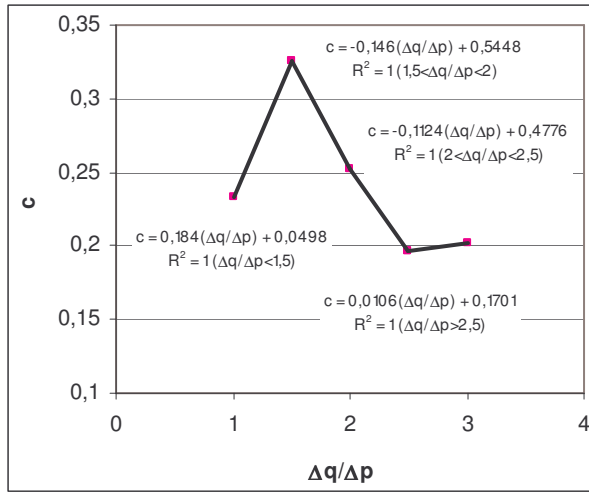


1- paramètre c

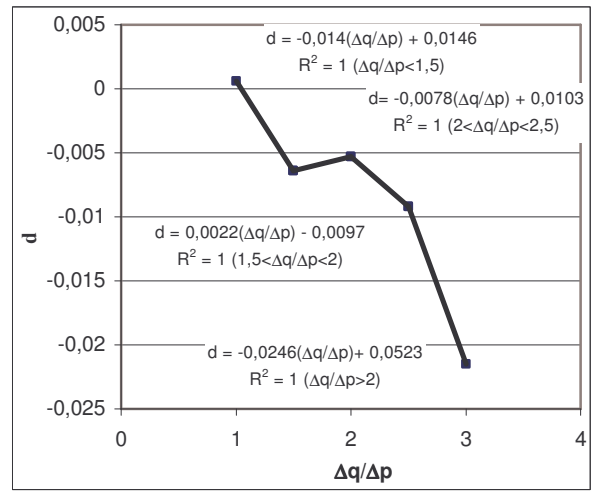


2- paramètre d

Figure1 : Variation des paramètres de la loi de B en fonction de $\Delta q / \Delta p$: GNT des Maraîchères, $w = 5\%$.

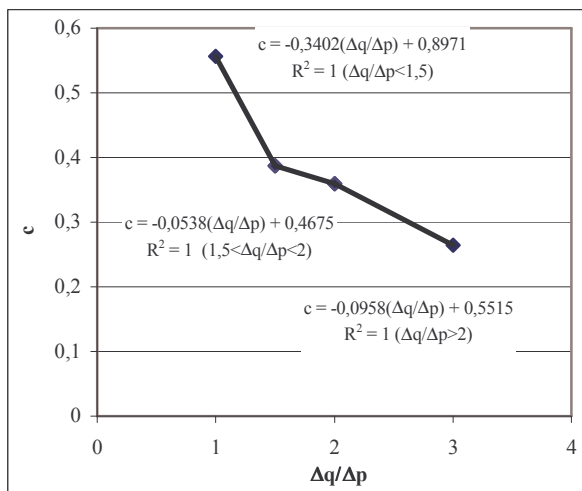


1- paramètre c

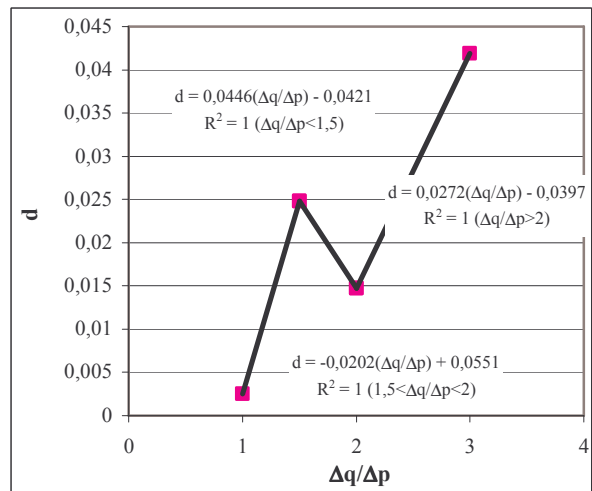


2- paramètre d

Figure 2 : Variation des paramètres de la loi de B en fonction de $\Delta q / \Delta p$: GNT de Poulmarch.



1- paramètre c



2- paramètre d

Figure 3 : Variation des paramètres de la loi de B en fonction de $\Delta q / \Delta p$: sable de Missillac.

Influence du nombre de paliers de chargements

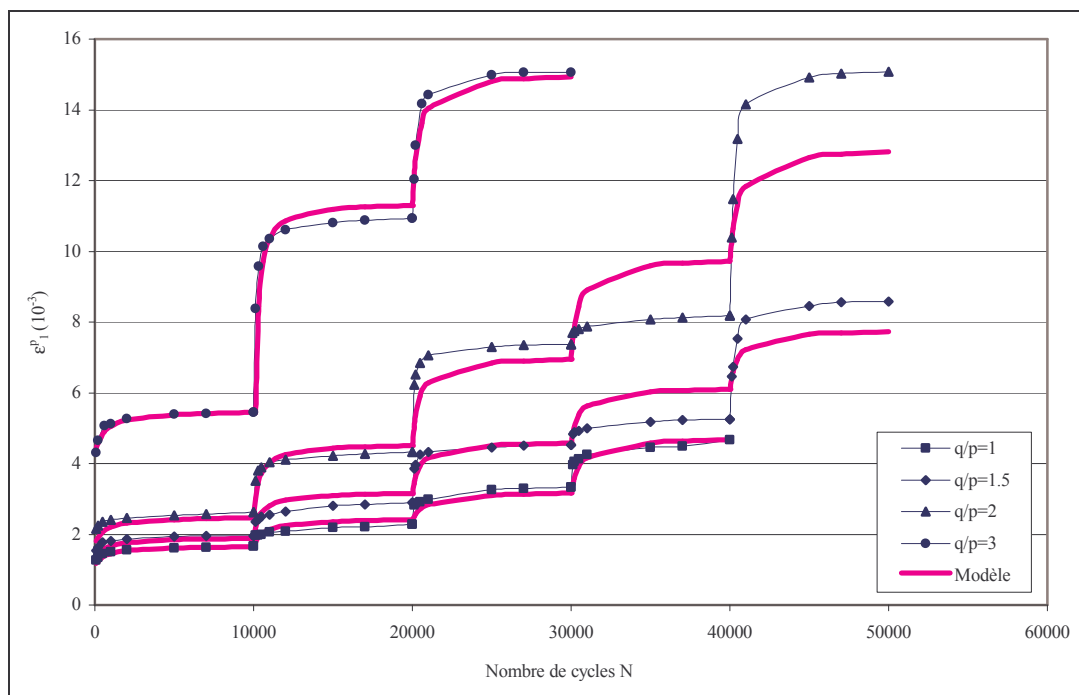


Figure 1 : Influence du nombre de paliers de chargements, sable de Missillac :
- 5 paliers du chemin $\Delta q / \Delta p = 1.5$
- 5 paliers du chemin $\Delta q / \Delta p = 2$.

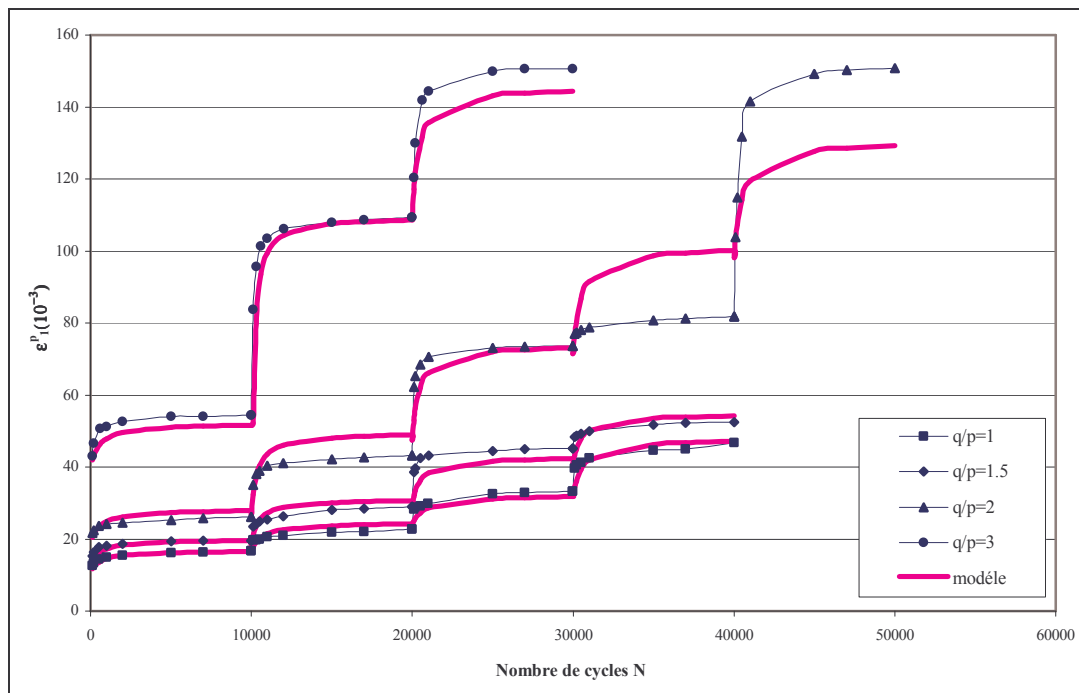


Figure 2 : Influence du nombre de paliers de chargements, sable de Missillac :
 - 4 paliers du chemin $\Delta q / \Delta p = 1.5$
 - 5 paliers du chemin $\Delta q / \Delta p = 2$.

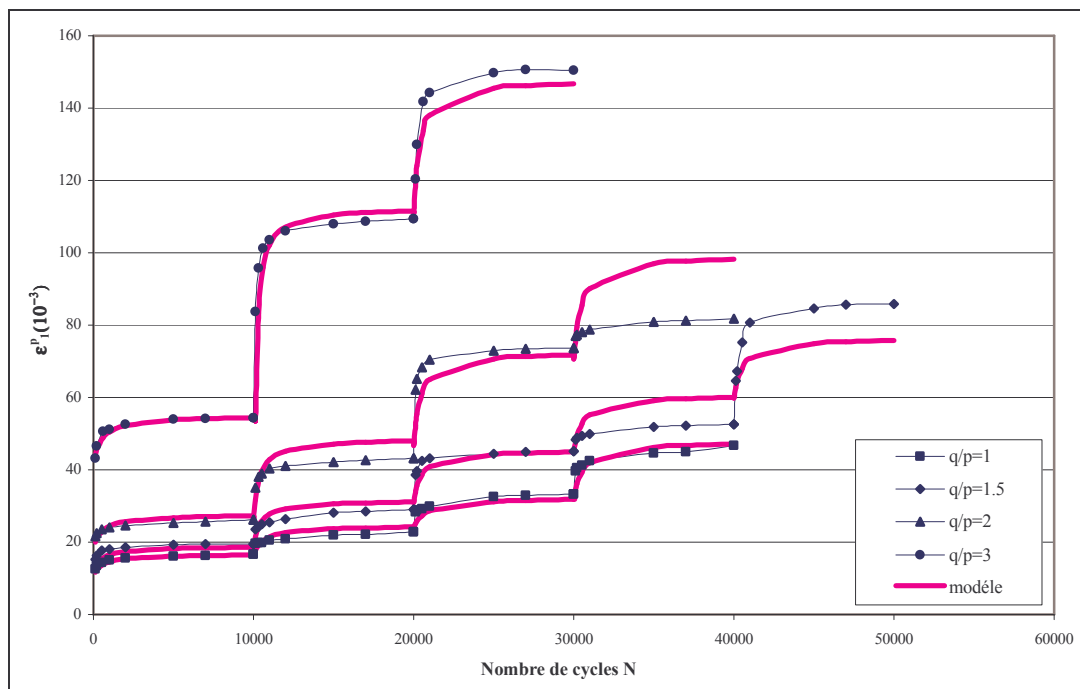
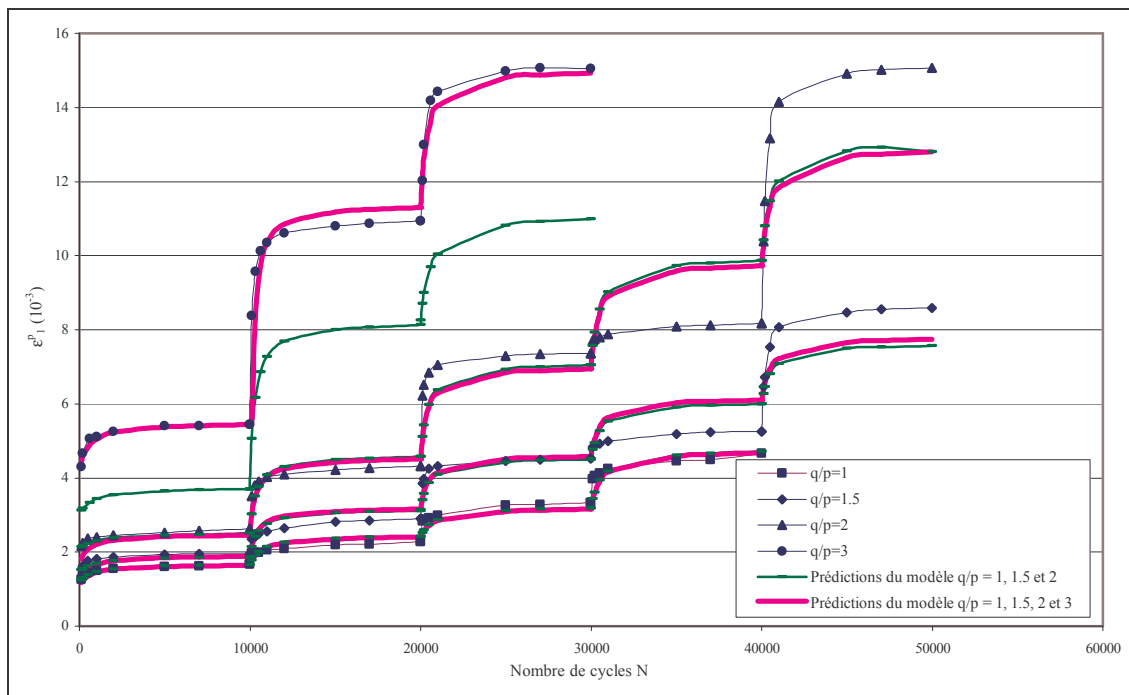
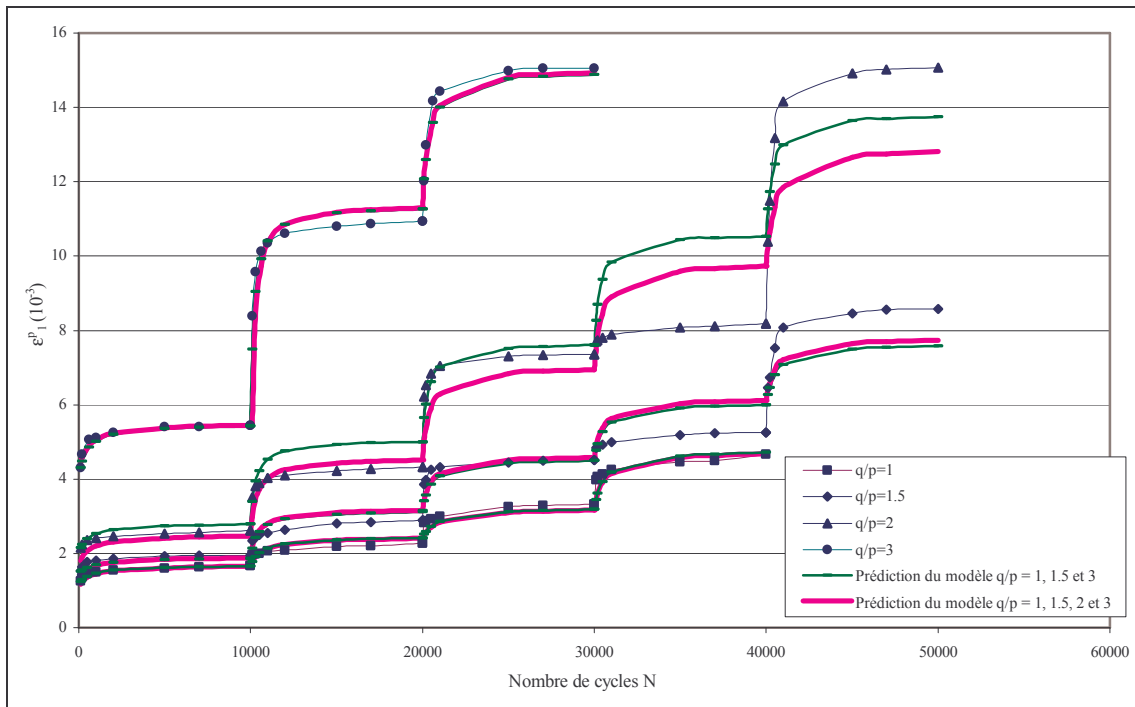
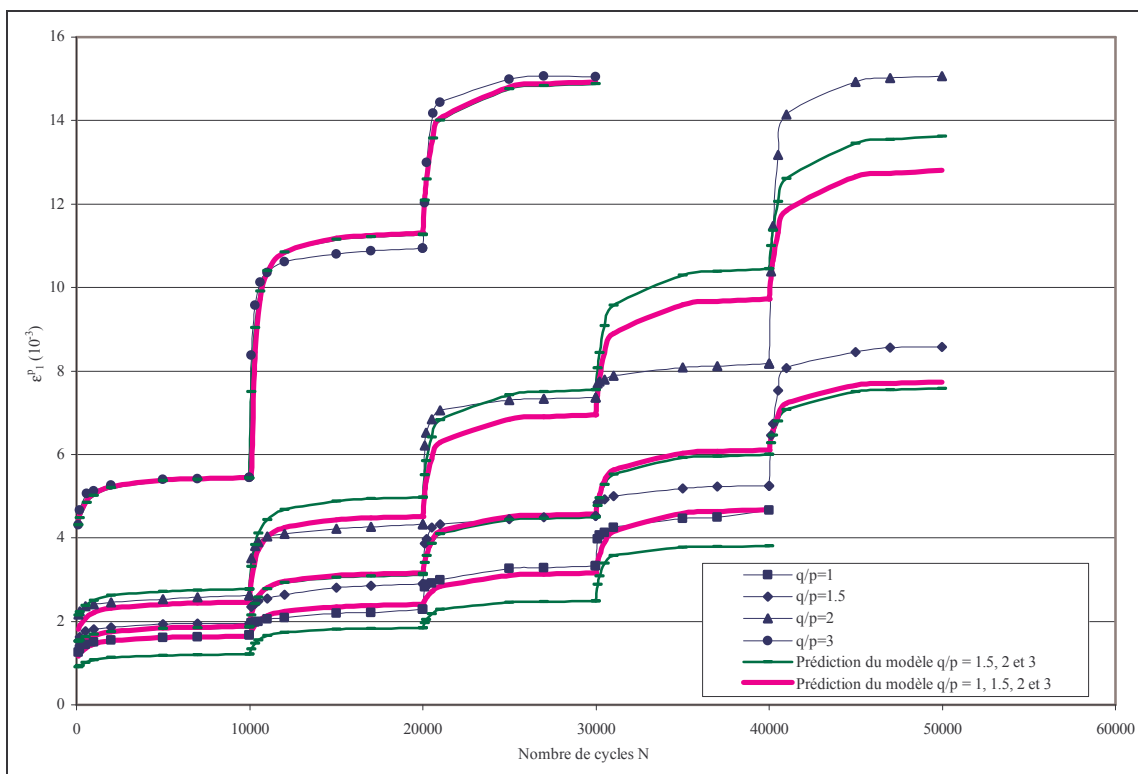
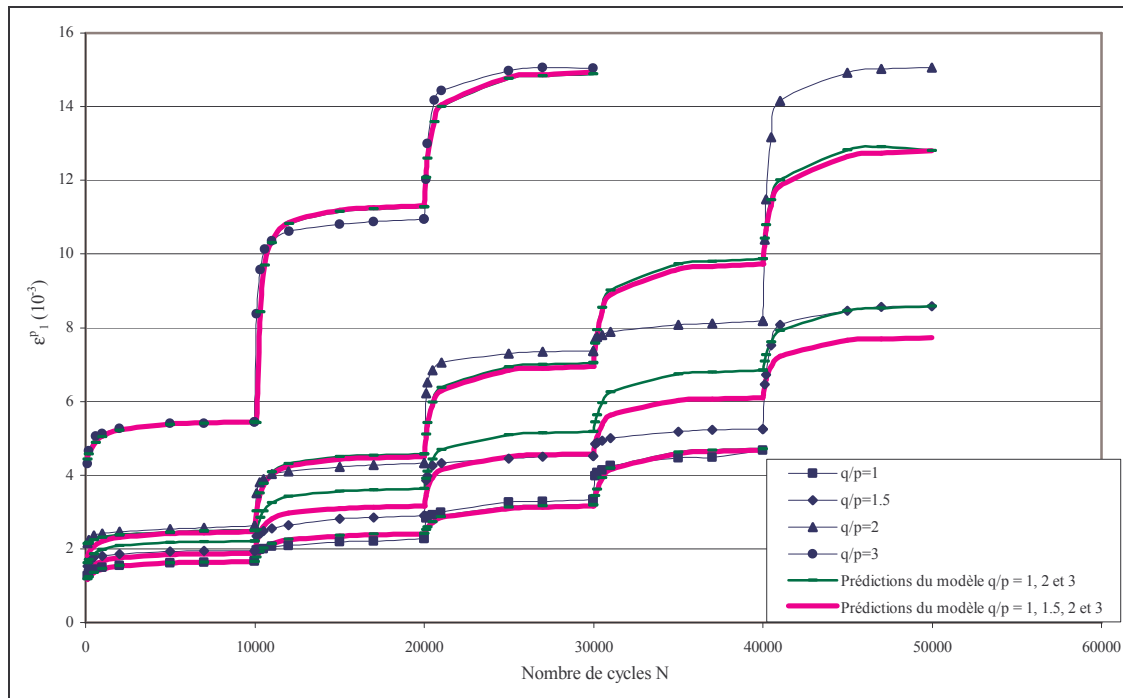


Figure 3 : Influence du nombre de paliers de chargements, sable de Missillac :
 - 5 paliers du chemin $\Delta q / \Delta p = 1.5$
 - 4 paliers du chemin $\Delta q / \Delta p = 2$.

Influence des chemins de contraintes

Figure 1 : Influence du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 3$, sable de Missillac.

Figure 2 : Influence du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 2$, sable de Missillac.Figure 3 : Influence du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1$, sable de Missillac.

Figure 4 : Influence du chemin de contrainte $\Delta q / \Delta p = 1.5$, sable de Missillac.

Cartographies des déformations et des déplacements inélastiques

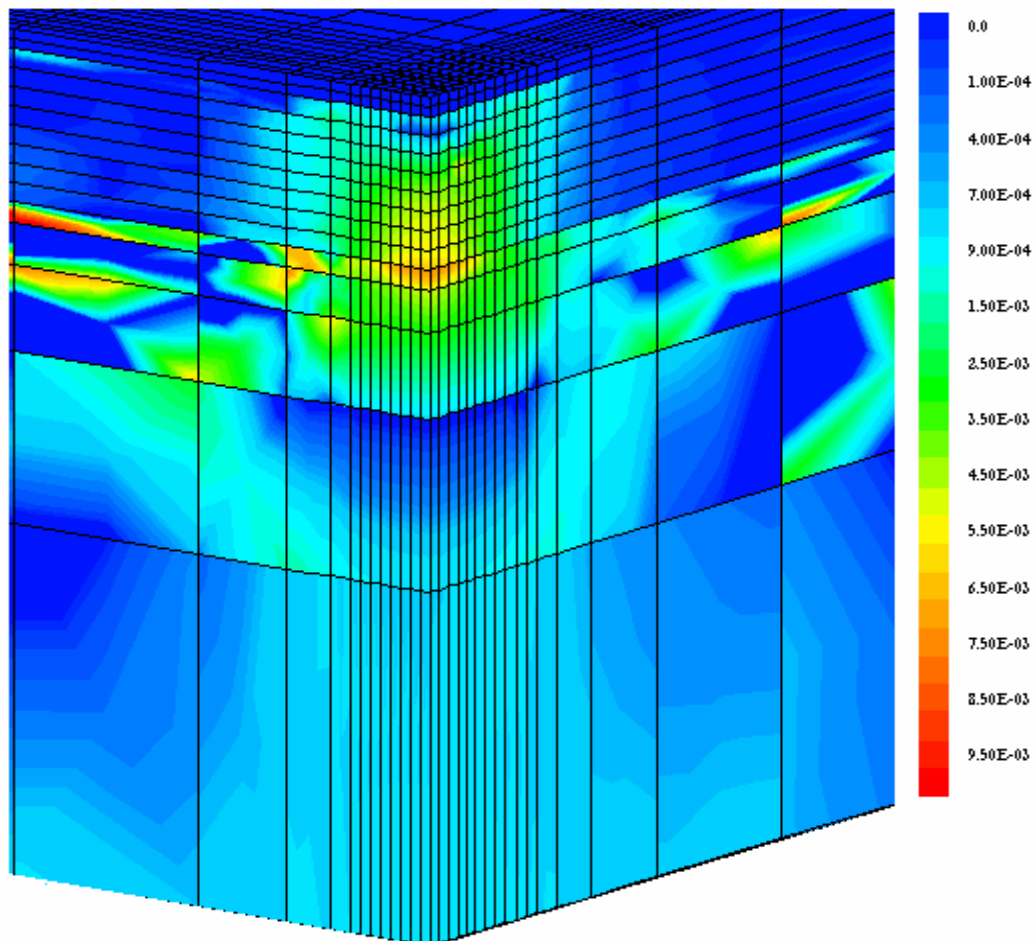


Figure 1 : Cartographie des déformations plastiques calculées à un million de cycles, $w = 5\%$ (calcul 3D).

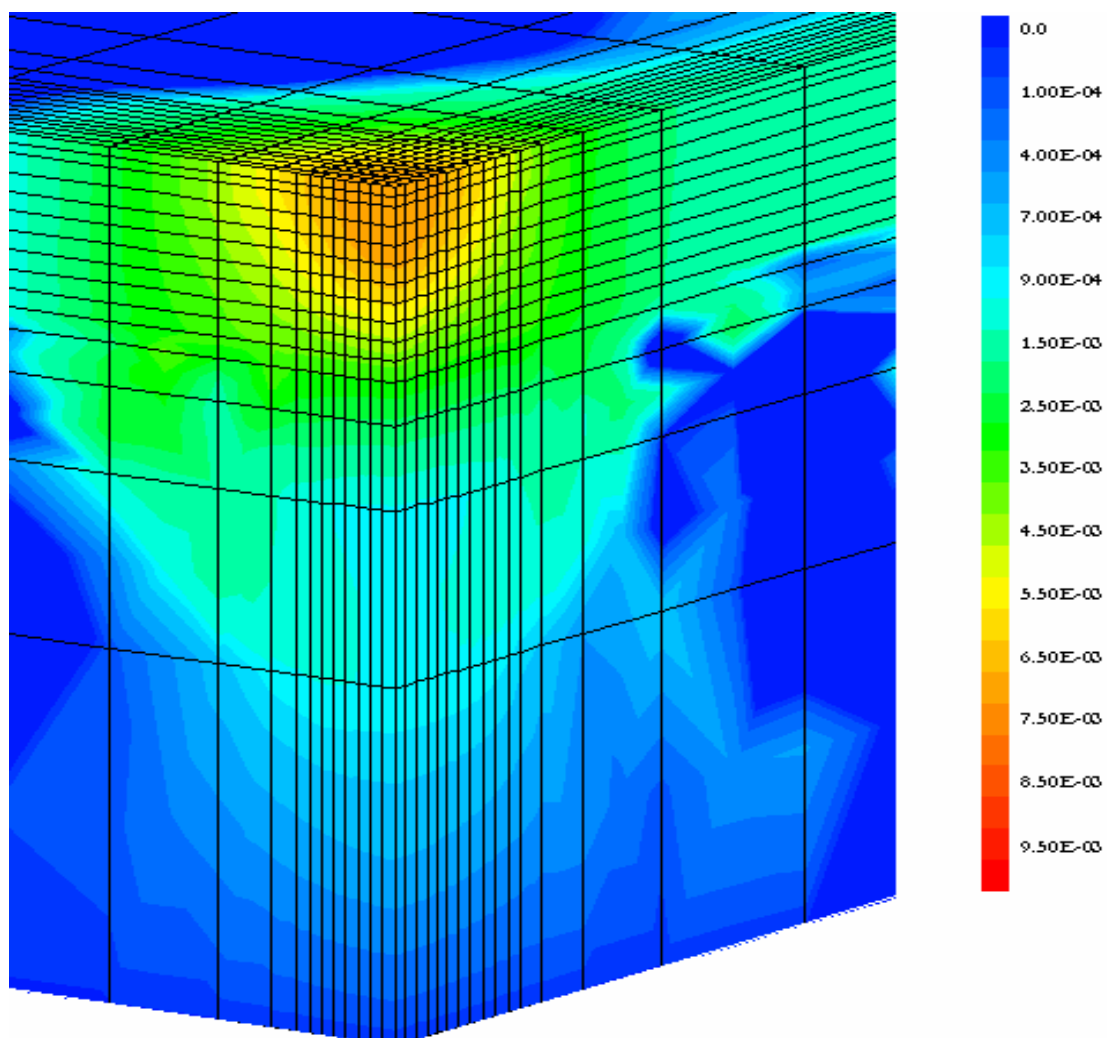


Figure 2 : Cartographie des déplacements inélastiques calculés à l'état limite, $w = 5\%$ (calcul 3D).

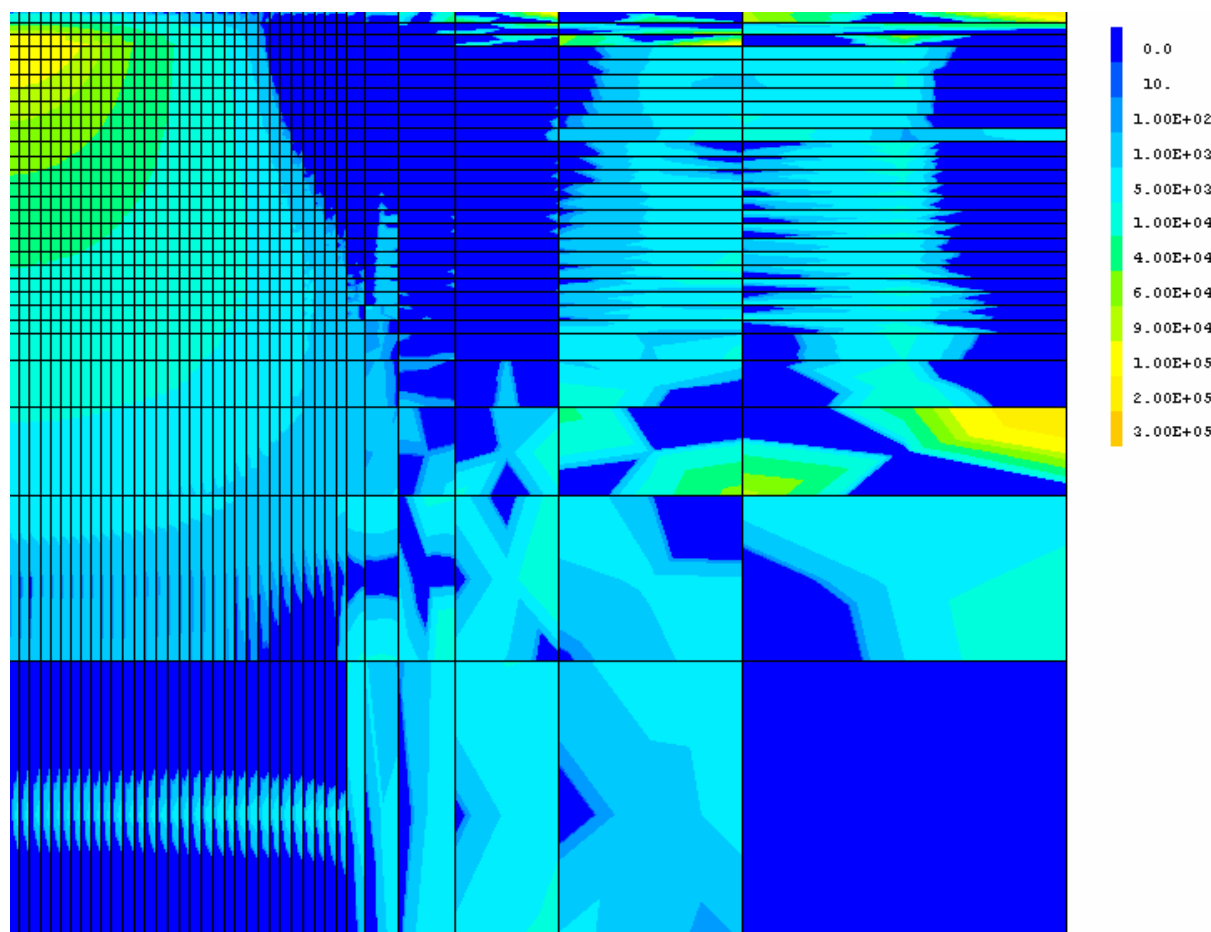


Figure 3 : Cartographie des contraintes résiduelles verticales calculées à l'état limite, $w = 4\%$ (calcul 2D).

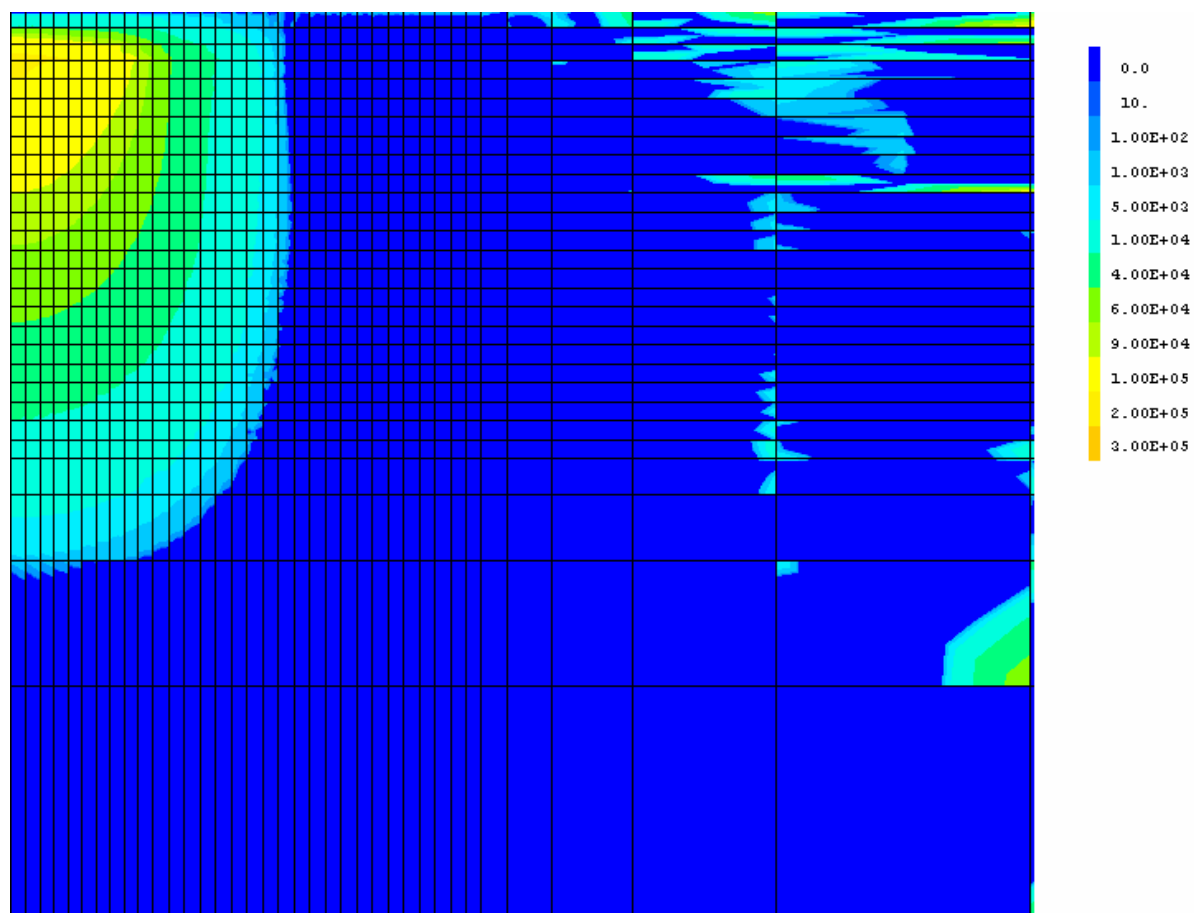


Figure 4 : Cartographie des contraintes résiduelles verticales calculées à l'état limite, $w = 5\%$ (calcul 2D).

Annexe VI

Résultats de calcul 2D réalisé avec le modèle $(k-\theta)$

[Allou et al. (2007)]

Nous avons modélisé une structure de chaussée composée de :

- 4cm de couche de béton bitumineux
- 45 cm de couche granulaire non traitée de Poulmarch.
- 3,51m de sol support (sable de Missillac).

Le calcul éléments finis est réalisé en 2D en condition axisymétrique et en 3D. La structure est soumise à un chargement initial représenté par une charge verticale générée par le poids propre des matériaux constituant la chaussée et une répartition triangulaire latérale générée par la poussée des terres au repos.

Le chargement cyclique, dû au trafic, correspond à un demi essieu standard de 65kN. La pression de contact est prise égale à 676 kPa, 696 kPa et 716 kPa.

Le comportement réversible de la couche de béton bitumineux est considéré élastique linéaire avec un module de Young $E = 5400\text{MPa}$ et un coefficient de Poisson de 0.35. Les valeurs des paramètres élastiques sont données dans le tableau 1. La modélisation du comportement réversible de la couche granulaire non traitée et du sol support a été menée avec le modèle de $(k-\theta)$.

	k_1 (MPa)	k_2	ν	γ (kN/m ³)
Poulmarch	58	0.623	0.25	22
Missillac	102.8	0.0	0.25	20.4

Tableau 1 : Paramètres du modèle de $(k-\theta)$.

Le comportement à long terme de la couche granulaire et du sol support est considéré élastoplastique. Le calcul des ornières est réalisé jusqu'à un million de cycles et à l'état limite.

Sur la figure 1, nous avons présenté les résultats de calcul obtenus en 2D et en 3D, pour chaque pression, en fonction du nombre de cycles et à l'état limite.

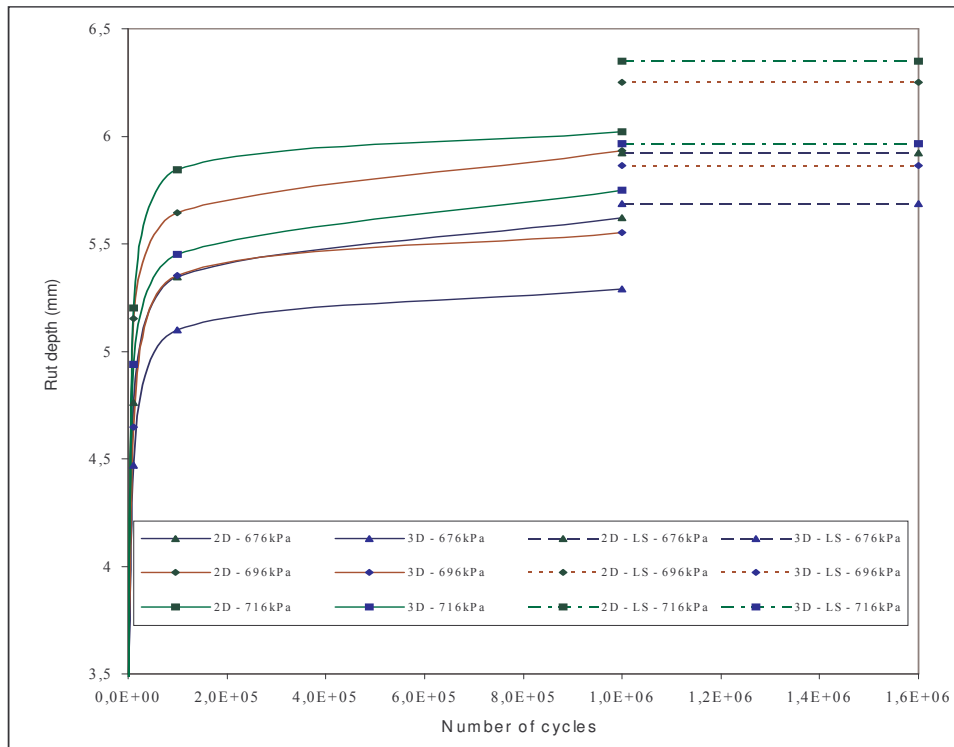


Figure 1 : Evolution de la profondeur d'ornièrè en fonction du nombre de cycles et à l'état limite.