

LCPC



Laboratoire
Central
des Ponts
et Chaussées



ISSN 1157-3910

Géotechnique GT 67

Philippe Mestat

De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques

ÉTUDES ET RECHERCHES
DES LABORATOIRES
DES PONTS ET CHAUSSÉES

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Les collections du LCPC

Le libre accès à l'information scientifique est essentiel pour favoriser la circulation du savoir et pour contribuer à l'innovation et au développement socio-économique. Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés, l'Université Gustave Eiffel a fait le choix de numériser et de mettre à disposition en téléchargement gratuit, l'intégralité des ouvrages publiés dans les collections du LCPC de 1969 à 2014, du fait de son caractère patrimonial.

La collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées »

Issus de l'expertise du réseau scientifique et technique (RST), les ouvrages publiés dans la collection « techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées » ont été conçus et rédigés en vue des applications sur le terrain par les professionnels du BTP. La collection se décline en deux séries : guide technique et méthode d'essai.

- La série « guide technique » réunit des synthèses de connaissances, fruits de groupes de travail nationaux associant partenaires publics et privés. Ces guides n'ont pas de valeur normative mais servent de support au développement des techniques.
- La série « méthode d'essai » réunit des méthodes à caractère normatif ou de recommandations. Les méthodes font l'objet d'une qualification par le service qualité du LCPC.

La collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées »

La collection ERLPC « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées » se décline en 8 séries thématiques : construction routière, environnement et génie urbain, géotechnique et science de la terre, mécanique et mathématiques appliquées, ouvrage d'art, physique chimie, sécurité et exploitation routières, sciences de l'ingénieur. Des mémoires de thèses ou d'habilitation à la direction de recherche, des résultats d'études générales et d'expérimentations en laboratoire et *in situ* ont été notamment publiés dans cette collection.

La collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées »


De 1969 à 1990, les travaux de recherche les plus significatifs du LCPC ont été publiés dans la collection « rapport de recherche du laboratoire central des ponts et chaussées ». Cette collection historique a ensuite laissé la place à la collection « études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées ».


La collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées »


Les ouvrages de la collection « actes des journées scientifiques du laboratoire central des ponts et chaussées » regroupent les communications présentées par les intervenants à l'occasion de manifestations scientifiques organisées ou co-organisées par le LCPC.

Les ouvrages des collections du LCPC sont diffusés sous la licence Creative Commons CC BY-NC-ND. Cette licence ne permet que la redistribution non commerciale de copies identiques à l'original. Dans ce cadre, les documents peuvent être copiés, distribués et communiqués par tous moyens et sous tous formats.



 Attribution — Vous devez créditer l'œuvre et intégrer un lien vers la licence. Vous devez indiquer ces informations par tous les moyens possibles mais vous ne pouvez pas suggérer que l'Université Gustave Eiffel vous soutient ou soutient la façon dont vous avez utilisé son œuvre.

 Pas d'utilisation commerciale — Vous n'êtes pas autorisé à faire un usage commercial de cette œuvre, tout ou partie du matériel la composant.

 Pas de modifications — Dans le cas où vous effectuez une adaptation, que vous transformez, ou créez à partir du matériel composant l'œuvre originale (par exemple, une traduction, etc.), vous n'êtes pas autorisé à distribuer ou mettre à disposition l'œuvre modifiée.

De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques

Philippe Mestat

avec le concours de Jean-François Serratrice,
Jean-Claude Blivet, Pierre Humbert et Jean Canou

Juin 2000



**Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
58, bd Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15**

Liste des participants aux recherches du thème

LCPC	Philippe Mestat Henri Josseaume Eric Degny Philippe Reiffsteck Marcel Daurade Jean-Paul Stempfelet Pierre Humbert Jean-Jacques Brioist Patrick Dangla Jean-François Semblat Alain Dubouchet Jacques Oczkowski
LRPC d'Aix-en-Provence	Jean-François Serratrice Hélène Vallanchon
LRPC de Lyon	Jean-Pierre Rajot
LRPC de Rouen	Jean-Claude Blivet Olivier Combarieu Françoise Gestin
CECP d'Angers	M. Penet Gilles Lebrun Frank Pilnière
CERMES	Jean Canou Jean-Claude Dupla

Doctorants

LCPC	Nasser Arafati
CERMES	Fathia Bahda Nadia Benahmed

Stagiaires

LRPC de Rouen	Thierry Rey
CERMES	Stéphane André Vincenze de Gennaro

Pour commander cet ouvrage :
Laboratoire central des Ponts et Chaussées
IST - Diffusion des Editions
58, boulevard Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15
Téléphone 01 40 43 52 26 - Télécopie 01 40 43 54 95
ou Serveur Internet LCPC : <http://www.lcpc.fr>

Prix : 120 F HT

Ce document est propriété de l'Administration et ne peut être reproduit, même partiellement,
sans l'autorisation du Directeur général du Laboratoire central des Ponts et Chaussées
(ou de ses représentants autorisés)

© 2000 - LCPC

SOMMAIRE

	Page
Résumé	5
Introduction générale	10
1. Caractérisation du comportement des sols fins	13
1.1. Introduction	13
1.2. Bref historique des recherches sur les sols fins naturels dans les LPC	13
1.3. Recherches au Laboratoire Régional d'Aix-en-Provence	15
1.4. Caractérisation du comportement de quelques sols fins	18
1.4.1. Marne du plaisancien	18
1.4.2. Marne altérée du toarcien	32
1.4.3. Sols compactés	43
1.4.4. Argiles litées	48
1.4.5. Argile des Flandres	63
1.5. Réalisation d'un appareil d'essai sur éprouvette cylindrique creuse	65
1.6. Conclusions et perspectives	66
1.7. Références bibliographiques et productions liées au sujet	68
2. Caractérisation du comportement des sables	71
2.1. Introduction	71
2.2. Bref historique des recherches sur les sables dans les LPC et au CERMES	72
2.3. Développements théoriques en sollicitations monotones	75
2.4. Caractérisation du comportement de quelques sables	87
2.4.1. Sable de Karlsruhe	87
2.4.2. Sable de Fontainebleau	94
2.4.3. Sable d'Hostun en condition non drainée	102
2.5. Comparaison des modules de déformation (essais cyclique et dynamique)	116
2.6. Caractérisation du comportement des sables au pressiomètre	116
2.7. Conclusions et perspectives	117
2.8. Références bibliographiques et productions liées au sujet	118
3. Développement et valorisation de CESAR-LCPC en géotechnique	121
3.1. Introduction	121
3.2. Bref historique concernant les éléments finis au LCPC	123
3.3. Recherches des LPC et éléments finis	126
3.4. Procédures pour les développements dans CESAR-LCPC	127
3.5. Développements réalisés dans CESAR-LCPC	132
3.6. Conseils pour l'élaboration des modèles (groupe AFPC)	141
3.7. Conclusions et perspectives	143
3.8. Références bibliographiques et productions liées au sujet	143

4. Validation de CESAR-LCPC en géotechnique	147
4.1. Introduction	147
4.2. Vérification, validation, qualification, justification	148
4.3. Vérifications du bon fonctionnement de l'outil de calcul	150
4.4. Bases de données bibliographiques pour la validation	157
4.5. Modélisation du rideau de palplanches expérimental de Hochstetteñ	159
4.6. Modélisation des essais sur fondations superficielles à Labenne	180
4.7. Vérification de la programmation d'un développement dans CESAR	205
4.8. De l'intérêt des expérimentations pour la justification des modèles	208
4.9. Conseils pour le contrôle des résultats en conditions de projet	209
4.10. Conclusions et perspectives	213
4.11. Références bibliographiques et productions liées au sujet	213
5. Réflexion sur le prélèvement des sols et les essais en place	217
5.1. Introduction	217
5.2. Prélèvement et remaniement	218
5.3. Modélisation du fonçage d'un carottier	220
5.4. Mise à jour des carottiers CPS	220
5.5. Remise en service du carottier Laval Ø 200	221
5.6. Essais en place	221
5.7. Conclusions et perspectives	221
5.8. Références bibliographiques et productions liées au sujet	222
Conclusions générales	223
Références bibliographiques	228

RÉSUMÉ

De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques

Bilan scientifique du thème de recherche des LPC : « Rhéologie et modélisation des sols sous sollicitations monotones et cycliques ».

sous la direction de Philippe Mestat

Collection « Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées », GT 67

De 1995 à 1997, le thème de recherche des LPC « Rhéologie et modélisation des sols sous sollicitations monotones et cycliques » a couvert un ensemble d'actions qui intéressent la caractérisation du comportement des sols naturels ou compactés et la modélisation numérique des massifs de sol en interaction avec des ouvrages. L'objectif final est la prise en compte des modèles de comportement dans les calculs de Mécanique des Sols effectués dans le cadre des études de projets.

Les recherches du thème ont été subdivisées en cinq sujets :

- deux d'entre eux se rapportent à l'étude du comportement des sols fins (argiles, marnes naturelles et compactées) et des sables à partir d'essais de laboratoire, et à l'interprétation des données expérimentales en termes de lois de comportement, capables de décrire les principaux phénomènes observés ;
- deux autres sujets intéressent la modélisation numérique des ouvrages de géotechnique (développement du progiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC en géotechnique, justification et validation des modèles, comparaison des résultats calculés avec des mesures sur ouvrages, conseils et recommandations pour la modélisation) ;
- un cinquième sujet a trait aux techniques de prélèvement intact des sols. Cette recherche est entreprise dans le but de définir les caractéristiques des équipements (outils de prélèvement, appareils d'essais) et les méthodes de prélèvement et d'essai les mieux adaptés à l'obtention de résultats expérimentaux représentatifs.

Les productions du thème sont constituées par des ensembles de résultats expérimentaux, des logiciels de conduite d'essais en laboratoire, des développements dans CESAR-LCPC, des articles et des livres, des recommandations pour l'utilisation des modèles numériques (principes de modélisation, détermination des paramètres, validation, analyse des résultats).

ABSTRACT

From soil rheology to the modelling of geotechnical structures

Scientific review of the LPC research topic: "Rheology and the modelling of soils subjected to monotonic and cyclic stresses".

Under the direction of Philippe Mestat

In the series "Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées", GT 67

Between 1995 and 1997, the LPC research topic "Rheology and the modelling of soils subjected to monotonic and cyclic stresses" has dealt with a number of areas which relate to the characterization of the behaviour of natural and compacted soils and the numerical modelling of soil masses in interaction with structures. The ultimate objective is to include performance models in the soil mechanics calculations performed in project design.

Research into this topic has been subdivided into five headings:

- two relate to the study of fine soils (clays, natural and compacted marls) and sands using laboratory tests, and interpreting experimental results by developing behaviour laws which describe the main observed phenomena;
- two others relate to the numerical modelling of geotechnical structures (extension of the CESAR-LCPC finite element code to geotechnical applications, justification and validation of models, comparison between computed results and measurements on structures, advice and recommendations for modelling);
- a fifth concerns techniques for taking undisturbed soil samples. The purpose of this research is to identify the characteristics of the equipment (sampling tools, test apparatus) and the sampling and test methods which are best able to provide representative experimental results.

Output from this topic consists of sets of experimental results, laboratory test software, extensions of CESAR-LCPC, papers and books and recommendations for the utilisation of numerical models (modelling principles, determination of parameters, validation, analysis of results).

RESUMEN

De la reología del suelo a la modelización de las obras geotécnicas

Balance científico del tema de investigación de los LPC: "Reología y modelización de los suelos bajo solicitaciones monótonas y cíclicas"

Bajo la dirección de Philippe Mestat

Colección "Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées ", GT 67

De 1995 a 1997 el tema de investigación de los LPC "Reología y modelización de los suelos bajo solicitaciones monótonas y cíclicas" abarcó un conjunto de acciones relativas a la caracterización del comportamiento de suelos naturales o compactados y a la modelización numérica de macizos de suelo en interacción con obras. El objetivo final era la consideración de los modelos de comportamiento en los cálculos de mecánica del suelo realizados en el marco de los estudios de proyectos.

Las investigaciones sobre el tema estuvieron divididos en cinco puntos:

- Dos se referían al estudio del comportamiento de suelos finos (arcillas, margas naturales y compactadas) y de arenas a partir de ensayos de laboratorio, y a la interpretación de datos experimentales en términos de leyes de comportamiento, capaces de describir los principales fenómenos observados.
- Otros dos se relacionaban con la modelización numérica de obras de geotecnia (desarrollo del paquete de programas de cálculo por elementos finitos CESAR-LCPC en geotecnia, justificación y validación de modelos, comparación de resultados calculados con mediciones de obras, asesoramiento y recomendaciones para la modelización).
- El quinto punto trataba de las técnicas de toma intacta de suelos. Se ha emprendió esta investigación con objeto de definir las características de los equipos (herramientas de toma, aparatos de ensayo), así como los métodos de toma y ensayo más adaptados a la consecución de resultados experimentales representativos.

Las investigaciones permitieron producir varios conjuntos de resultados experimentales, paquetes de programas de conducción de ensayos en laboratorio, desarrollos del CESAR-LCPC, artículos y libros, así como recomendaciones para el uso de modelos numéricos (principios de modelización, determinación de parámetros, validación y análisis de resultados).

ZUSAMMENFASSUNG

Von der rheologischen Bodenuntersuchung zur Entwicklung von Modellen für Erdbauwerke

Wissenschaftliche Bestandsaufnahme zum LPC-Forschungsthema: „R h ologie et modélisation des sols sous sollicitations monotones et cycliques“ (Von der Rheologie zum Modell monotoner und zyklischer Bodenbelastung)

Wissenschaftliche Leitung: Philippe Mestat
Reihe « Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées », GT 67

Von 1995 bis 1997 wurden dem Thema „Von der Rheologie zum Modell monotoner und zyklischer Bodenbelastung“ zahlreiche Untersuchungen gewidmet, insbesondere über das Verhalten natürlicher und verdichteter Böden und über numerische Modelle von Erdkörpern und ihrer Wechselwirkung mit Bauwerken. Endziel ist dabei die Berücksichtigung solcher Modelle bei geomechanischen Berechnungen im Rahmen konkreter Projektplanung.

Es wurden insgesamt fünf Untersuchungen zum Thema durchgeführt:

- zwei Studien zum Verhalten von Feinb den (Lehm, natürlicher und verdichteter Mergel) und von Sandschichten mit dem Ziel, ausgehend von Laborversuchen Gesetze für das Verhalten solcher Böden abzuleiten;
- zwei weitere Studien hatten die Entwicklung numerischer Modelle für Erdkörper zum Gegenstand (Weiterentwicklung des Software-Paketes CESAR-LCPC für Finite-Elemente-Berechnungen im Bereich der Geotechnik, Begründung und Validierung von Modellen, Vergleich der rechnerischen Ergebnisse mit Messungen an den Erdkörpern, Ratschläge und Empfehlungen für die Formulierung der Modelle);
- ein fünftes Projekt galt den Verfahren zur Entnahme intakter Bodenproben. Ziel war die Definition technischer Anforderungen an die Ausrüstungen (Entnahme- und Versuchsvorrichtungen) sowie die Bewertung der Entnahme- und Prüfverfahren im Hinblick auf die Signifikanz der Ergebnisse.

Die Forschungsprojekte erbrachten neue Versuchsdaten, Steuersoftware für Labore, zusätzliche Module für CESAR-LCPC, Artikeln und Bücher sowie Empfehlungen für die Verwendung numerischer Modelle (Prinzipien ihrer Formulierung, Ermittlung der Parameter, Validierung und Ergebnisanalyse).

От реологии грунтов к моделированию инженерных сооружений

Научные итоги работы по исследовательской теме Лабораторий автомобильных дорог и мостов "Реология и моделирование грунтов под монотонным и циклическим нагружением"

Под руководством Philippe MESTAT

(Серия "Исследования и обзоры Лабораторий автомобильных дорог и мостов" GT 67)

В 1995-1997 годы в рамках исследовательской темы Лабораторий автомобильных дорог и мостов "Реология и моделирование грунтов под монотонным и циклическим нагружением" проведено целый ряд мероприятий по определению поведения естественных и уплотненных грунтов и по числовому моделированию взаимодействия массивов грунта с инженерными сооружениями. Конечная цель работ – обеспечить учет моделей поведения в инженерно-геологических расчетах при проектировании объектов.

В целях исследования тема разбита на пять подтем :

- две из них охватывают изучение на базе лабораторных испытаний поведения тонкодисперсных грунтов (глины, естественные и уплотненные мергели) и песков и выведение из опытных данных поведенческих закономерностей, отражающих основные наблюдающиеся процессы ;
- две другие подтемы затрагивают числовое моделирование инженерных сооружений (доработка программного средства вычисления методом конечных элементов CESAR-LCPC применительно к инженерной геологии, сопоставление результатов расчета с натурными замерами на сооружениях, советы и рекомендации по моделированию) ;
- пятая же подтема рассматривает методы отбора проб цельного грунта. Данное исследование предпринято с целью определить характеристики оборудования (инструменты, испытательная аппаратура) и методики отбора и испытания, обеспечивающих получение наиболее показательных опытных результатов.

Результатом работ по теме являются комплекс опытных данных, программные средства ведения лабораторных испытаний, доработка программного средства CESAR-LCPC, статьи и книги рекомендации по использованию числовых моделей (принципы моделирования, определение параметров, подтверждение, анализ результатов).

INTRODUCTION

Les recherches sur le comportement mécanique des sols naturels saturés, leur modélisation et le développement des outils numériques nécessaires à l'étude théorique des ouvrages constituent des activités de base pour les chercheurs en Mécanique des Sols des LPC. Ces recherches ont été menées de manière continue au sein :

- des Groupes Spécialisés de Coordination 05, 06 et 17 (1971-1989) ;
- de la Commission Technique 24 (depuis 1990) ;
- du Thème de recherche GEO 27 (1990-1993) « Caractérisation du comportement des sols à l'aide de modèles élastoplastiques et visqueux », animé par H. Josseume ;
- du Thème de recherche GEO 34 (1995-1997) « Rhéologie et modélisation des sols sous sollicitations monotones et cycliques », animé par Ph. Mestat ;
- du Thème de recherche GEO 37 (1997-2002) « Sols gonflants », animé par J.F. Serratrice.

Les sols fins naturels étudiés proviennent le plus souvent de sites sur lesquels des ouvrages ont été construits et instrumentés (sites expérimentaux des LPC ou mesures sur chantiers). En revanche, l'étude des matériaux granulaires est effectuée sur des éprouvettes reconstituées en laboratoire ; ces essais sont fréquemment liés à des expérimentations sur modèles réduits centrifugés ou en chambre d'étalonnage, et plus rarement à des ouvrages en vraie grandeur. L'originalité des recherches du thème « Modélisation et rhéologie des sols sous sollicitations monotones et cycliques » est donc de pouvoir combiner des études de caractérisation des sols, l'interprétation du comportement observé d'ouvrages et la validation de modèles numériques par confrontation des résultats calculés avec les mesures réalisées en place.

Dans la démarche scientifique qui va de la rhéologie à la modélisation d'un ouvrage, la qualité des prélèvements et des essais réalisés en laboratoire de Mécanique des Sols occupe une place essentielle, car sans elle il ne serait pas possible de caractériser le comportement des sols naturels, de déterminer la valeur des paramètres mécaniques (en liaison avec des essais *in situ*) et donc d'alimenter les modèles d'éléments finis. La validation d'une loi de comportement pour un sol naturel est ainsi liée autant aux performances intrinsèques du modèle (élasticité, plasticité, viscosité) qu'à la représentativité des résultats expérimentaux (prélèvement, type d'appareillage et d'essai, procédures).

L'accroissement de nos connaissances en matière de rhéologie des sols naturels passe donc par :

- le développement de nouveaux appareillages de laboratoire, capables de solliciter les éprouvettes de sols de manière plus complexes et sur des chemins de sollicitations proches de ceux qui peuvent se produire autour des ouvrages ;
- l'amélioration des procédures d'essais et des techniques de prélèvement des échantillons pour assurer une bonne représentativité des essais de laboratoire.

Réciproquement, le développement de la modélisation numérique, tournée vers les applications pratiques, doit être accompagné d'une forte activité expérimentale, à la fois en laboratoire pour formuler des lois rhéologiques et déterminer leurs paramètres, et in situ pour vérifier que les calculs théoriques permettent d'approcher et d'expliquer le fonctionnement réel des ouvrages dans leur environnement. La vérification des concepts théoriques et la qualité d'une modélisation dépendent ainsi, par l'intermédiaire des paramètres utilisés, de la qualité du prélèvement et de celle des essais.

Pour répondre à ces objectifs, le thème de recherche « Rhéologie et modélisation des sols sous sollicitations monotones et cycliques » a été organisé autour des points suivants :

- définir et produire des matériels d'essais adaptés à l'étude du comportement des sols (procédures et techniques de pilotage des essais, développement d'un appareil pour éprouvette cylindrique creuse) ;
- obtenir à partir d'essais de sols classiques ou originaux les données nécessaires à une meilleure connaissance des lois de comportement des sols, à leur formalisation et à la détermination de leurs paramètres ;
- développer le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC dans le domaine de la géotechnique ;
- maintenir la compétence des LPC dans le domaine de la modélisation des ouvrages de géotechnique par la validation et l'amélioration des modèles numériques.

Pour cela, les recherches ont été subdivisées en cinq sujets :

- *Caractérisation du comportement des sols fins* par des essais de laboratoire sous sollicitations monotones ou cycliques (argiles et marnes) ;
- *Caractérisation du comportement des sables* par des essais sous sollicitations monotones, cycliques et dynamiques effectués sur des éprouvettes de sable reconstituées en laboratoire dans un état proche de l'état naturel ou de celui existant dans un massif de sol centrifugé ou dans une chambre d'étalonnage ;
- *Développement et valorisation de CESAR-LCPC en géotechnique*. Il s'agit essentiellement d'améliorations et de développements dans certains modules de résolution de CESAR-LCPC (algorithmes et nouvelles lois de comportement). Par rapport au cahier des charges initial, l'intitulé du sujet de recherche a été modifié pour mieux tenir compte des travaux réellement réalisés. On a ainsi ajouté le terme valorisation dans le titre pour évoquer l'importante activité de synthèse effectuée dans un sous-groupe de travail de l'AFPC (conseils pour l'élaboration de modélisations d'ouvrages de génie civil) ;
- *Validation de CESAR-LCPC en géotechnique* par comparaison des résultats calculés avec des mesures sur ouvrages. L'expérience acquise par le LCPC dans ce domaine a permis d'établir des recommandations pour la modélisation ;
- *Réflexion sur le prélèvement des sols et les essais en place*. Cette recherche est entreprise dans le but de définir les caractéristiques des équipements et les méthodes de prélèvement et d'essai les mieux adaptées à l'obtention de résultats expérimentaux représentatifs.

Ces recherches ont été menées en partenariat par le LCPC (division de Mécanique des Sols et de Géologie de l'Ingénieur, section des Modèles Numériques, service Informatique, CERMES) et les LRPC de Rouen et d'Aix-en-Provence.

Ce bilan scientifique et technique comprend autant de chapitres qu'il y a eu de sujets dans ce thème de recherche. Chacun décrit les principaux travaux effectués, les résultats obtenus et les productions achevées. Enfin, les conclusions générales tirent les enseignements de ces travaux et les perspectives de recherches que l'on peut envisager.

CHAPITRE 1

CARACTÉRISATION DU COMPORTEMENT DES SOLS FINS

RÉSUMÉ. Les recherches menées dans ce premier sujet avaient trois objectifs principaux :

- poursuivre l'étude des propriétés des sols fins naturels et, en particulier, de leurs propriétés dans le domaine des déformations réversibles (essais avec des cycles de chargement-déchargement, anisotropie des sols fins) ;*
- simuler de manière théorique le comportement expérimental observé ;*
- achever le développement d'un nouvel appareil d'essais sur cylindre creux, qui permettra d'améliorer nos connaissances des propriétés des sols en réalisant des essais sur des chemins de contraintes « non classiques ».*

1.1. Introduction

Les études expérimentales sur le comportement mécanique des sols fins naturels ou compactés constituent une constante de l'activité des laboratoires de mécanique des sols du LCPC et du LRPC d'Aix-en-Provence. Ces recherches visent à apporter des informations utiles pour les applications pratiques de la mécanique des sols dans les projets de géotechnique.

Suivant l'ordre de grandeur des sollicitations qui leur sont appliquées, par rapport à la résistance de leur structure, les argiles molles, les argiles raides et les marnes naturelles ou les sols compactés ont des réponses qui peuvent avoir une allure différente, mais les lois de comportement de ces différents sols paraissent suffisamment semblables pour que l'on puisse extrapoler d'un sol à l'autre certains de leurs aspects. L'exploitation des résultats expérimentaux (essais triaxiaux et oedométriques) est ainsi menée avec l'idée que la modélisation du comportement des sols fins peut être réalisée dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité ou de la viscoplasticité en petites déformations avec une partie élastique linéaire. Conformément à ces théories, la caractérisation de la compressibilité et la détermination du domaine d'élasticité du matériau (courbe d'état limite) sont les étapes primordiales de l'étude expérimentale des lois de comportement. À cette fin, de 1995 à 1998, des études en chargement monotone et cyclique ont été poursuivies ou initiées au LRPC d'Aix-en-Provence.

1.2. Bref historique des recherches sur les sols fins naturels dans les LPC

Les recherches regroupées dans ce premier sujet sont le prolongement de recherches antérieures commencées vers la fin des années 1960. Les plus anciennes ont concerné les travaux sur les argiles molles naturelles, entrepris dans le cadre de l'étude des remblais sur sols compressibles, et avaient pour objectif la mise au point de méthodes

de calcul permettant la prévision des déformations des massifs d'argile au cours du temps. Ces recherches comportaient trois parties :

- étude en laboratoire du comportement des argiles molles en vue de la détermination de leurs paramètres de résistance, de compressibilité, de consolidation et de fluage ;
- formulation de lois de comportement pour simuler les principaux phénomènes observés en laboratoire et détermination des valeurs de leurs paramètres à partir des résultats d'essais ;
- modélisation par éléments finis de remblais expérimentaux et comparaison des résultats des calculs aux mesures effectuées.

À partir de 1980, les études expérimentales ont essentiellement porté sur la caractérisation du comportement de l'argile molle de Cubzac-les-Ponts. L'interprétation des résultats d'essais fondée sur la théorie de l'élastoplasticité a permis successivement de

- déterminer la courbe d'état limite de l'argile et la loi d'écoulement plastique (Shahanguian, 1980 ; Magnan et al., 1982) ;
- mettre en évidence une anisotropie de révolution et estimer les paramètres d'élasticité orthotrope (Piyal et Magnan, 1984) ;
- étudier l'effet du temps (Kenana, 1984 ; Félix et Kenana, 1983).

Les données expérimentales ainsi recueillies ont corroboré les résultats obtenus pour une argile molle du Québec (Tavenas et Leroueil, 1977). Leur interprétation a conduit à la formulation d'une loi de comportement élastoplastique anisotrope avec écrouissage dérivée du modèle Cam-Clay modifié, baptisée loi Mélanie (Mouratidis et Magnan, 1983). Le modèle original est caractérisé par

- une courbe d'état limite (CEL) de forme sensiblement elliptique, centrée sur la droite représentant le chemin de contraintes K_0 dans le système de coordonnées de Lambe ($s' = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$, $t = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$) ;
- une loi d'écoulement non associée dans le même système de coordonnées ;
- une anisotropie de déformabilité dans le domaine élastique ;
- un écrouissage dont le paramètre d'évolution est la pression de préconsolidation ;
- une loi de fluage exprimée par une relation entre la pression de préconsolidation et la durée d'application de la charge.

Cette loi de comportement sera présentée en détails dans le chapitre 3 de ce rapport.

La même démarche dans l'interprétation des résultats expérimentaux a été progressivement étendue à d'autres sols naturels :

- argile molle de Guiche (Khemissa, 1991) ;
- argile verte du Sannoisien (Azizi et Josseume, 1988 ; 1991) ;
- argile des Flandres (Hieng, 1991 ; Josseume, 1998) ;
- marne du Pliocène (site de Las Planas près de Nice) (Serratrice, 1986) ;
- marne du Plaisancien (Serratrice, 1995, 1996, 1997).

Ces études expérimentales ont permis d'établir l'existence, pour chacun de ces matériaux, d'une courbe d'état limite, de montrer que les concepts d'état limite et d'état critique étaient applicables et d'évaluer les paramètres mécaniques associés (pression de préconsolidation, coefficients de compressibilité et de gonflement, paramètres de résistance au cisaillement, modules de déformation). La figure 1.1 regroupe certaines courbes d'état limite établies ces dernières années. La recherche de la courbe d'état limite d'un sol naturel constitue un long travail expérimental, qu'il n'est pas toujours sûr de pouvoir mener à bien. Par exemple, la courbe d'état limite de l'argile des Flandres n'a pu être déterminée en raison de sa pression de préconsolidation élevée. Pour ce faire, il aurait fallu disposer d'un appareil triaxial à haute pression dont le laboratoire de Mécanique des Sols du LCPC n'est pas équipé.

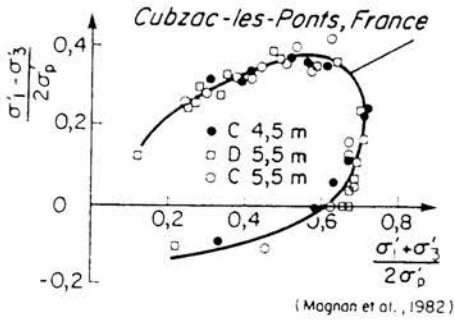
1.3. Recherches au Laboratoire Régional d'Aix-en-Provence

Le comportement des sols fins naturels fait l'objet de recherches au LRPC d'Aix-en-Provence depuis la fin des années 1970. À l'origine, ces recherches ont intéressé la résistance au cisaillement de ces matériaux et ont été conduites au moyen d'appareils triaxiaux traditionnels. Par la suite, elles ont été étendues à l'étude du fluage afin d'interpréter les déformations différées constatées autour des ouvrages souterrains. Ce n'est qu'à partir de l'année 1985, que les recherches ont été orientées vers l'étude du comportement élastoplastique des sols fins. Celles-ci ont fait apparaître la nécessité de réaliser des essais dans une gamme de contraintes excédant largement les possibilités des équipements traditionnels. Le LRPC a alors entrepris la construction d'un oedomètre à haute pression avec mesure de contraintes latérales (appareil dit « oedomètre K_0 ») et a acquis un appareil triaxial asservi à haute pression permettant la réalisation d'essais à chemins de contraintes contrôlés.

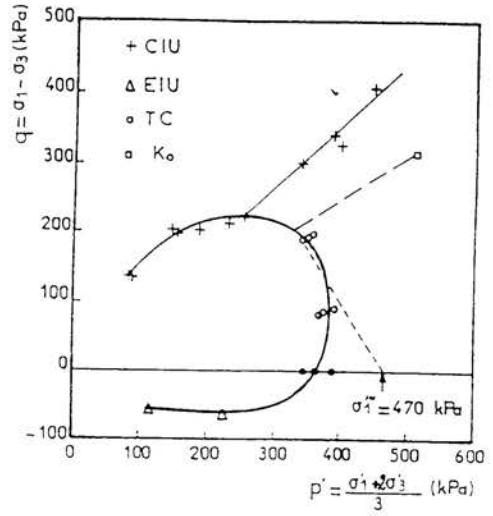
Les études de rhéologie des sols menées au LRPC d'Aix-en-Provence sont exécutées au moyen des appareils suivants :

- oedomètres classiques (essais réalisés suivant le mode opératoire avec chargement par paliers) et oedomètre de type K_0 ;
- presses triaxiales classiques (essais consolidés drainés ou non drainés avec mesure de la pression interstitielle, consolidation isotrope ou anisotrope, cisaillement en compression ou en extension, essais non consolidés non drainés) ;
- appareil triaxial asservi à haute pression permettant la réalisation d'essais à chemins de contraintes contrôlés. Un nouveau bâti de chargement y a été installé en 1995 (en partie grâce aux financements du Thème « Rhéologie et modélisation des sols sous sollicitations monotones et cycliques ») ;
- presses triaxiales pour essais cycliques.

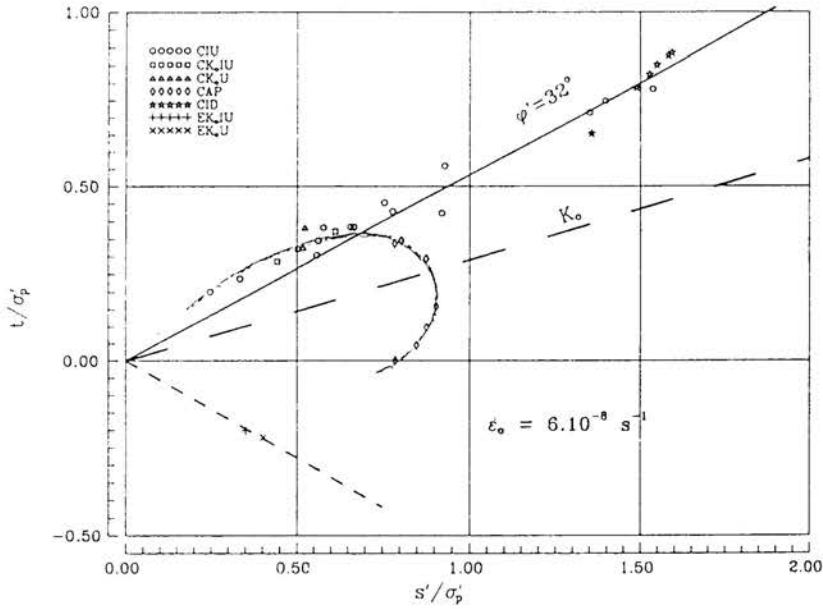
De nombreuses études, menées dans le cadre de projets ou d'actions de recherche, ont ainsi permis d'accumuler d'importantes données expérimentales sur divers types de sols naturels ou de roches tendres. L'interprétation de ces données a montré que les concepts d'état limite et d'état critique sont applicables à ces matériaux naturels (tableau 1.1).



(a)



(b)



(c)

Fig. 1.1 - Exemples de courbes d'état limite mises en évidence expérimentalement :
 a) argile de Cubzac-les-Ponts ; b) argile verte ; c) argile de Guiche.

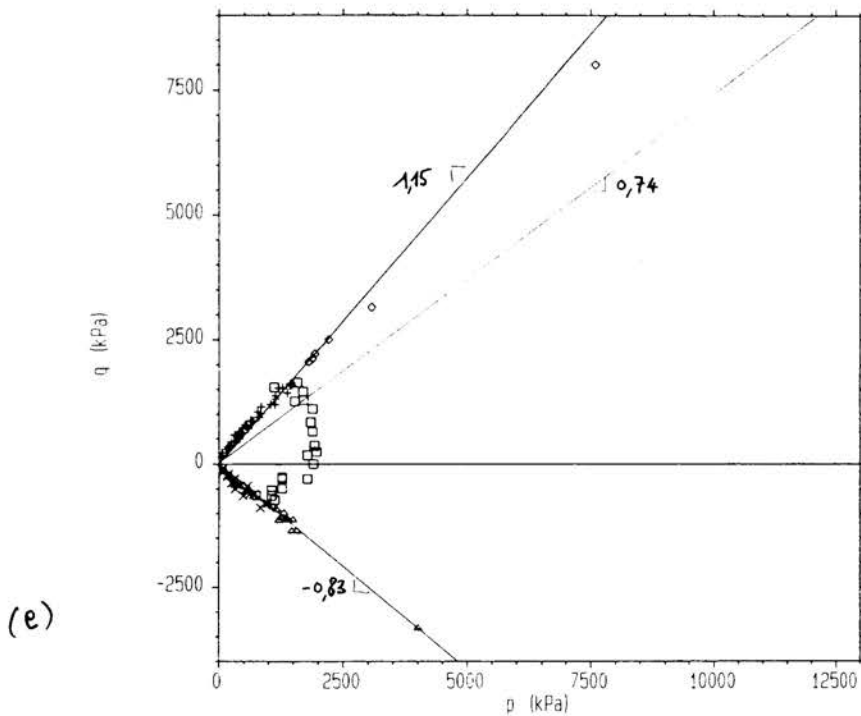
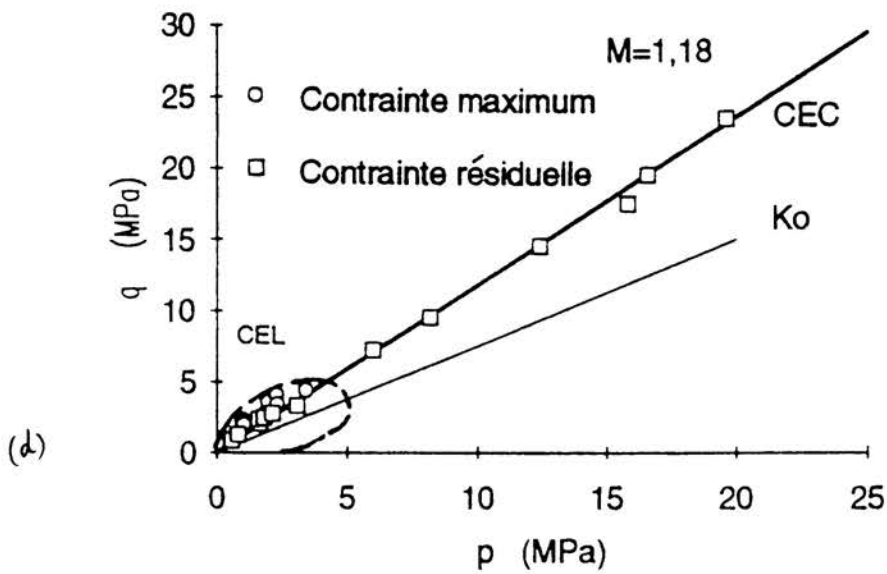


Fig. 1.1 - Exemples de courbes d'état limite mises en évidence expérimentalement :
 d) marne de Las Planas ; e) marne du Plaisancien.

Tableau 1.1 - Quelques sols naturels étudiés au LRPC d'Aix-en-Provence.

Type de sol	Références
Marne de Las Planas	Gaudin et Serratrice (1986)
Marne des Costières (marne du Plaisancien)	Serratrice (1995)
Marne du Pujaut (marne du Plaisancien)	Serratrice (1994, 1995)
Marne verte de Thiais	Serratrice (1992)
Marne altérée du Toarcien	Serratrice (1995)
Marno-calcaire du Toarcien	Serratrice (1995)
Argiles litées	Serratrice (1995)

1.4. Caractérisation du comportement de quelques sols fins

1.4.1. Marnes du Plaisancien

a) Propriétés physiques et programme d'essais

Une première synthèse des essais oedométriques et triaxiaux réalisés sur un grand nombre d'éprouvettes de marne du Plaisancien a montré que, comme les argiles de diverses consistances, le comportement de cette marne pouvait être décrit à partir des notions d'état limite et d'état critique et que sa courbe d'état limite pouvait être déterminée avec une bonne précision. Sur la base des résultats obtenus, J.F. Serratrice a proposé une expression analytique permettant de représenter tout ou partie de la courbe d'état limite et a établi une méthode de détermination des paramètres de cette fonction. L'ensemble des travaux sur la marne du Plaisancien a fait l'objet de cinq rapports publiés en 1994 (Thème de recherche des LPC « Caractérisation du comportement des sols à l'aide de modèles élastoplastiques et visqueux »).

Depuis cette date, de nouveaux programmes expérimentaux ont concerné la marne du Plaisancien dans la région de Pujaut, sur le tracé du TGV Méditerranée, où le projet comporte la construction de remblais de grande hauteur. La déformabilité de la marne (déposée sur une grande épaisseur) pouvant constituer une source de tassements trop importants, ce matériau a fait l'objet de deux études complémentaires (prélèvements et essais de laboratoire) : la première s'est déroulée en 1995 le long du tracé et la seconde avant la construction de remblais d'essais en 1996 (Serratrice, 1997).

Ces programmes expérimentaux en laboratoire ont compris des essais d'identification et des essais mécaniques (oedométriques et triaxiaux). Leurs résultats ont été associés à l'étude géotechnique du projet. Pour profiter des prélèvements par carottage de la marne, des essais supplémentaires ont été effectués en laboratoire dans le cadre du Thème afin de caractériser plus finement le comportement mécanique. En particulier, des essais triaxiaux à haute pression et à chargement contrôlé, des essais oedométriques de type K_0 et des essais de fluage ont été entrepris. Au total, 90 éprouvettes ont été testées en 1995 et 1996.

Le matériau est décrit comme argileux, silteux, d'aspect lité et montre souvent la présence de lits silteux ou sableux d'épaisseur millimétrique à centimétrique. Localement, la marne est altérée et présente une couleur gris-jaune. Les propriétés physiques moyennes obtenues sont reportées dans le tableau 1.2. Dans la classification des LPC, la marne du Plaisancien de Pujaut correspond à une argile peu plastique.

Tableau 1.2. - Valeurs moyennes des caractéristiques de la marne du Plaisancien.

Site	% < 80 μ m	% < 2 μ m	w	w _L	I _p	S _r (%)	γ_d (kN / m ³)	c ₀
Site TGV	95 à 100		25	36 à 48	16 à 22	100	16	0,66
Remblai expérimental	99	20	23	36	16	100	16,5	0,61
Marne des Costières	82 à 100	24 à 31	25	40	18	99	15,80	0,68

À titre de comparaison, sont également indiquées dans ce tableau les valeurs obtenues sur la marne du Plaisancien du plateau des Costières lors de l'étude géotechnique de l'autoroute A54 (entre Nîmes et Arles) et sur un prélèvement dans une carrière à Bellegarde (Serratrice, 1987 ; 1994). Les données du plateau des Costières et celles issues de la reconnaissance du tracé du TGV sont comparables. En revanche, la marne située sous le remblai expérimental est en moyenne plus sèche et plus dense.

Le programme d'essais mécaniques a comporté :

- 11 essais oedométriques (compressibilité, consolidation, perméabilité) ;
- 2 essais oedométriques de type K₀ (à haute pression) ;
- 26 essais triaxiaux avec des consolidations isotropes ou par chargement continu anisotrope (chemin de contraintes proportionnel) ;
- 50 essais triaxiaux de cisaillement en compression et en extension, en condition drainée ou non drainée ;
- 6 essais de fluage en compression uniaxiale.

b) Essais oedométriques

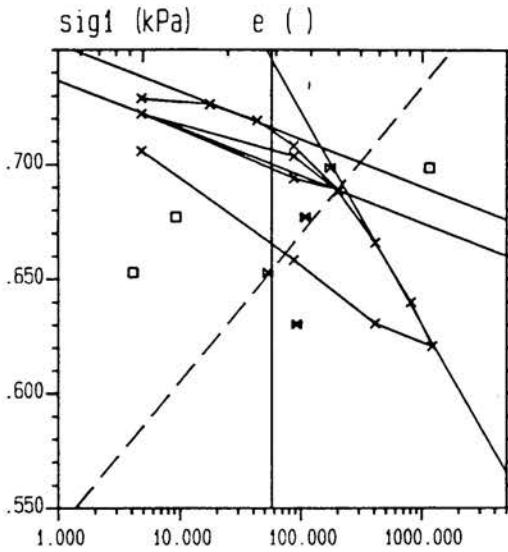
L'analyse des résultats des essais oedométriques fait apparaître les points suivants :

- à basse pression ($\sigma < 1,4$ MPa), le coefficient de compressibilité est plutôt faible (C_c de 0,08 à 0,1) et les valeurs du coefficient de gonflement, pour chacun des essais, augmente avec la charge. À titre d'exemple, la figure 1.2 présente les résultats de deux essais oedométriques ;
- la perméabilité verticale de la marne est de l'ordre de 10⁻⁹ à 10⁻¹⁰ m/s. Les coefficients de consolidation verticaux c_v sont compris entre 10⁻⁶ et 10⁻⁷ m²/s. Les coefficients de consolidation radiaux c_r prennent des valeurs plus grandes, supérieures à 10⁻⁵ ;

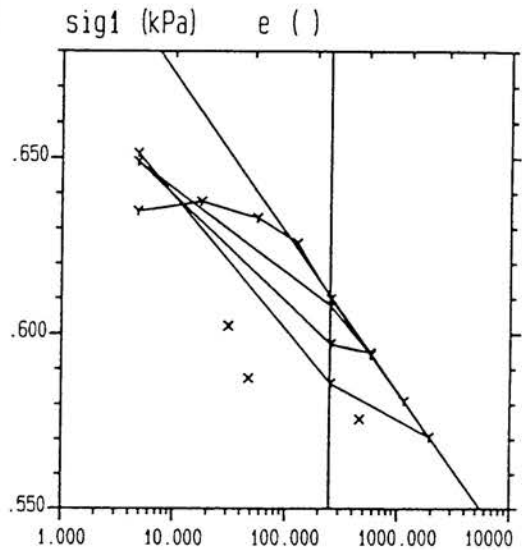
- à haute pression ($1,4 < \sigma < 4,2 \text{ MPa}$), le coefficient de compressibilité est plus élevé ($C_c = 0,16$) ;
- le coefficient K_0^{nc} de la marne dans son état normalement consolidé vaut 0,52 en moyenne et, dans le domaine surconsolidé, le coefficient K_0^{oc} est exprimé par

$$K_0^{oc} = K_0^{nc} (R_{oc})^{0,47}$$

où le rapport de surconsolidation vaut $R_{oc} = \frac{\sigma'_{v,max}}{\sigma'_v}$.



(a)



(b)

Fig. 1.2 - Résultats des essais oedométriques : a) essai sur une éprouvette taillée dans un échantillon prélevé entre 5,20 m et 6,20 m ; b) essai sur une éprouvette taillée dans un échantillon prélevé entre 24,15 m et 24,25 m.

La synthèse des résultats à basse pression met en évidence la grande disparité de comportement des différentes éprouvettes, en liaison avec la diversité des indices des vides initiaux (figure 1.3).

c) Essais à chemins contrôlés

Les essais triaxiaux à chemins contrôlés ont été effectués à l'aide de l'unité triaxiale asservie à haute pression (HPTTS). Les essais consistent à appliquer aux éprouvettes (diamètre 50 mm et élancement 2) des chemins de contrainte proportionnels avec des cycles de déchargement-rechargement. Les chemins sont définis dans le plan des contraintes (p', q) par un segment issu de l'origine et de pente $\eta = q / p'$ donnée. Cette pente varie entre les valeurs -0,2 et 0,8 environ. La pression effective moyenne maximale atteinte en fin de chargement est comprise entre 1,5 et 5 MPa.

Indépendamment de la dispersion et des réponses anormales de certaines éprouvettes, les cycles de chargement-déchargement proportionnels présentent l'allure des courbes oedométriques, avec un raidissement (de forme exponentielle) dû à l'augmentation de la pression effective moyenne p . Pendant le déchargement, la marne est plus raide que pendant le premier chargement. Pendant le rechargement, les courbes (ϵ_v, p') présentent une allure typique, montrant le raccordement de deux courbes de type exponentiel (figure 1.4). Celles-ci expriment respectivement le comportement de la marne dans son état surconsolidé (par rapport au chargement maximal antérieur) et dans son état normalement consolidé.

Les courbes $(\lg p', \epsilon_v)$ ou $(\lg p', e)$ des essais triaxiaux à chemin contrôlé présentent une courbure continue, comme les courbes oedométriques, sauf à haute pression ($p > 2$ MPa). Il est donc difficile de mettre en évidence un coude qui puisse traduire le franchissement de la courbe d'état limite (CEL) et donc une entrée en plasticité. D'autre part, la dispersion des courbes est grande, à l'image de la distribution de l'indice des vides initial de la marne.

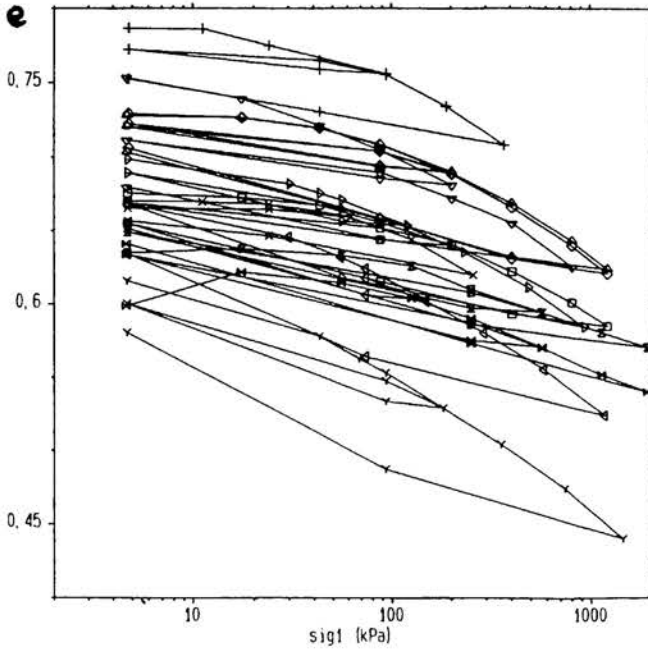


Fig. 1.3. Essais oedométriques dans le plan ($\lg \sigma, e$).

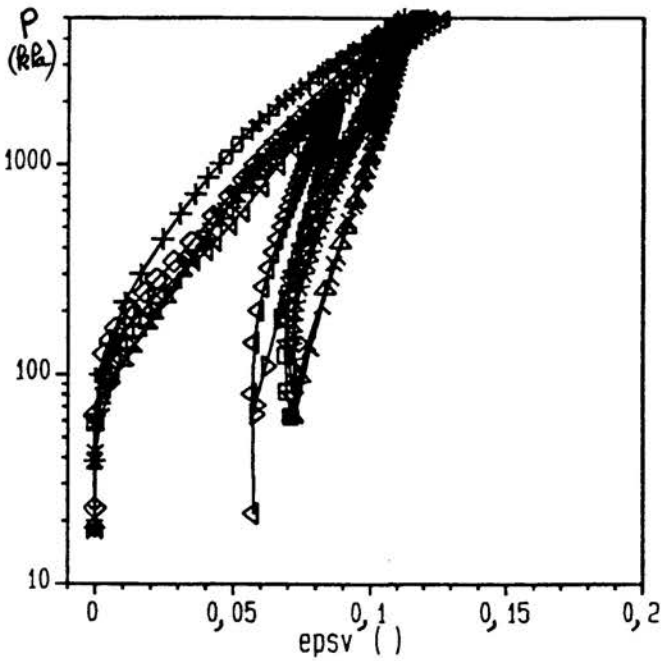


Fig. 1.4. Essais triaxiaux à chemins de contraintes contrôlés.

d) Essais triaxiaux de cisaillement

Allure des courbes contraintes-déformation

Le cisaillement des éprouvettes est effectué après les phases de consolidation par paliers (consolidation isotrope (I)) ou après des chargements proportionnels (consolidation anisotrope (A)), en condition drainée (D) ou non drainée (U), en compression (C) ou en extension (E). Au total, 49 éprouvettes ont été testées : 12 essais CIUC, 10 essais CIDC, 14 essais CAUC, 3 essais CADE et 10 essais CAUE. Trois types de machines triaxiales ont été mis en oeuvre : les appareils à basse pression, les appareils à haute pression et l'appareil cyclique asservi.

À basse pression, les résultats des essais font apparaître un comportement de type argile surconsolidé ou sable dense avec :

- des chemins de déformation (ϵ_a, ϵ_v) présentant de la dilatance à grande déformation pour les essais CD (figure 1.5);
- des chemins de contraintes tournés vers les pressions moyennes et les déviateurs croissants (qui remontent l'enveloppe de rupture) dans le cas des essais non drainés CU (figure 1.6).

À haute pression ($p > 2\text{MPa}$), le comportement de la marne change pour s'apparenter à celui d'une argile molle ou d'un sable lâche avec :

- des chemins de déformation (ϵ_a, ϵ_v) présentant de la contractance à grande déformation pour les essais drainés CD (figure 1.7) ;
- des chemins de contraintes tournés vers les pressions moyennes décroissantes dans le cas des essais non drainés CU (figure 1.8). Toutefois, à l'approche de la rupture, les chemins CU s'incurvent vers les pressions moyennes croissantes le long de l'enveloppe de rupture. Ceci témoigne encore d'un comportement typique d'un sable.

Étude de la déformabilité à l'essai triaxial

La déformabilité de la marne peut être caractérisée par le module de déformation sécant à 1% de déformation axiale et le coefficient de Poisson tangent, déterminés sur les courbes contrainte-déformation des essais drainés de compression et d'extension. Malgré la dispersion (figure 1.9), la dépendance du module drainé sécant en fonction de la pression moyenne effective peut s'exprimer par les relations :

$$E(\epsilon \leq 0,01) = 85p' \text{ (en kPa) ou } E(\epsilon \leq 0,01) = 1700\sqrt{p'} \text{ (en kPa).}$$

Au début du cisaillement drainé et avant l'état caractéristique (seuil de contractance-dilatance), les chemins de déformations (ϵ_a, ϵ_v) possèdent une pente qu'on peut considérer comme indépendante de la pression moyenne. On en déduit le coefficient de Poisson de la marne, qui se situe entre 0,15 et 0,25.

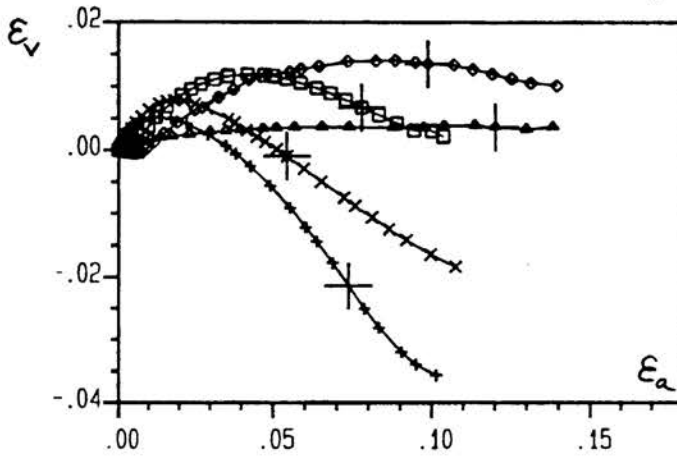


Fig. 1.5. Essais triaxiaux de cisaillement (essais non drainés à basse pression)

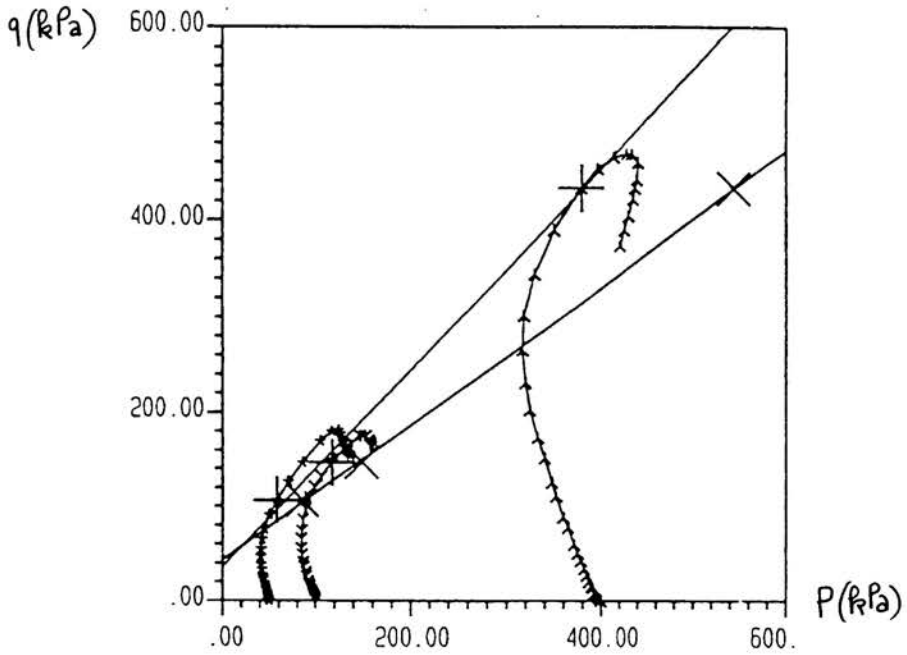


Fig. 1.6. Chemins de contraintes (essais non drainés à basse pression)

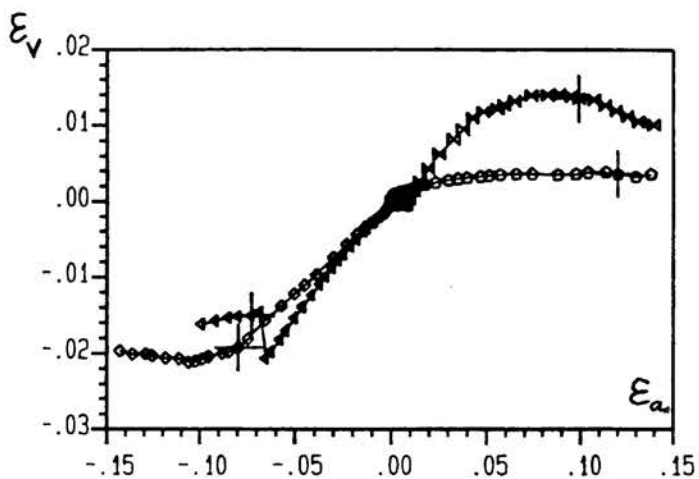


Fig. 1.7. Essais triaxiaux de cisaillement (essais non drainés à haute pression)

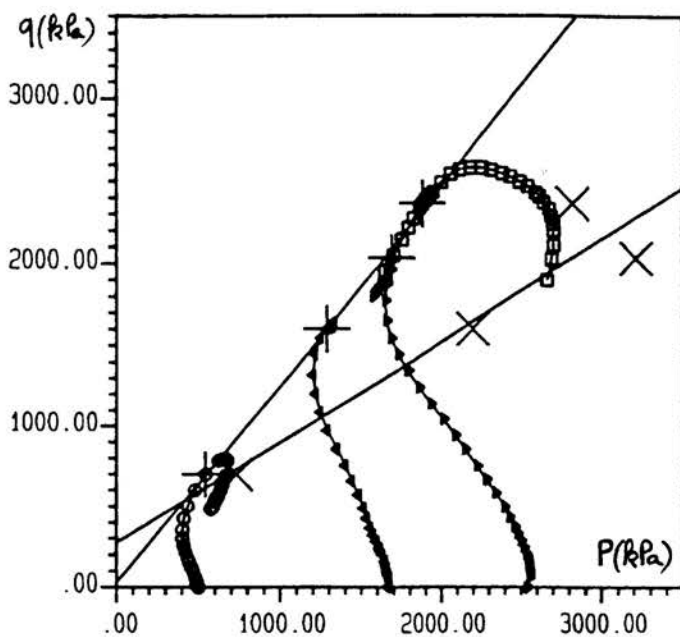


Fig. 1.8. Chemins de contraintes (essais non drainés à haute pression)

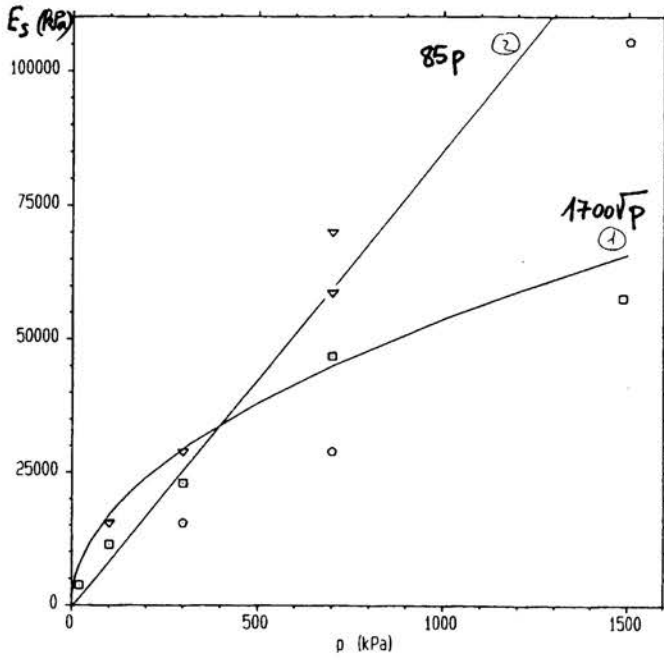


Fig. 1.9. Module drainé sécant en fonction de la pression moyenne.

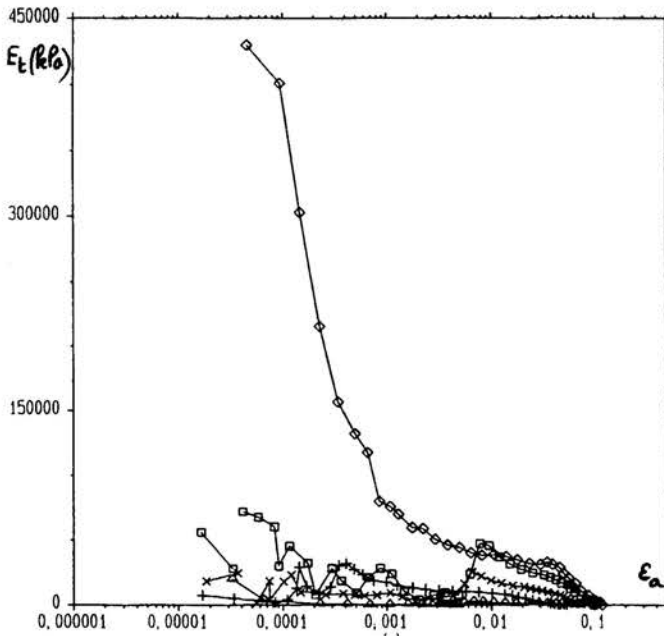


Fig. 1.10. Module tangent en fonction de la déformation axiale.

Par ailleurs, les courbes contrainte-déformation des essais drainés en compression et en extension ont été dérivées pour évaluer les modules tangents E_t . Les valeurs obtenues sont très dispersées et ne peuvent fournir que des tendances. Les courbes ($\lg \varepsilon_a, E_t$) ont l'allure des courbes de type « G_{\max} » et font apparaître la décroissance du module de déformation avec l'accumulation des déformations plastiques. Les courbes se terminent brutalement à zéro lorsque le pic de résistance est atteint, pour une déformation finie (figure 1.10). Cette analyse reste relativement sommaire, car les mesures réalisées n'étaient pas suffisamment précises et ne permettaient pas d'étudier rigoureusement la variation des modules tangents aux très faibles déformations ($\varepsilon_a < 10^{-5}$). L'essai comportant un cycle de déchargement-rechargement a montré que le module au déchargement est environ deux fois plus fort que le module de déformation moyen au chargement (figure 1.11).

Étude de la résistance au cisaillement

Comme pour les essais étudiés précédemment, les résultats concernant la résistance au cisaillement sont assez dispersés, notamment en extension (figure 1.12). Pour les fortes pressions, la cohésion de la marne peut être considérée comme nulle. En compression, la résistance est décrite dans le plan (p', q) par la droite d'équation

$$q = 1,14p' ;$$

ce qui correspond à un angle de frottement en compression égal à 28,6 degrés.

Pour les faibles pressions ($p < 2\text{MPa}$), une droite parallèle à la précédente peut être tracée dans le plan (p', q) pour borner les résistances par valeur supérieure :

$$q = 1,14p' + 160 \text{ (exprimée en kPa) ;}$$

soit un angle de frottement de 28,6 degrés et une cohésion de 77 kPa. Il est à noter que, pour les basses pressions, l'enveloppe de rupture est courbe (de type parabolique).

À titre de comparaison, la marne des Costières est dotée des caractéristiques à la rupture suivantes (valeurs moyennes d'après Serratrice, 1994) :

- à haute pression : $q = 1,15p'$ (soit un angle de frottement de 28,9 degrés et une cohésion nulle) ;
- à basse pression ($p < 2\text{MPa}$) : $q = 1,15p' + 160$ (exprimée en kPa) (soit un angle de frottement de 28,9 degrés et une cohésion de 86 kPa).

Les caractéristiques de la marne de la plaine de Pujaut sont donc proches de celles de la marne des Costières. Mais les deux marnes présentent des comportements différents. En particulier, la marne de Pujaut a une compacité en moyenne plus forte et présente un comportement marqué de type sable (matériau frottant et cohérent).

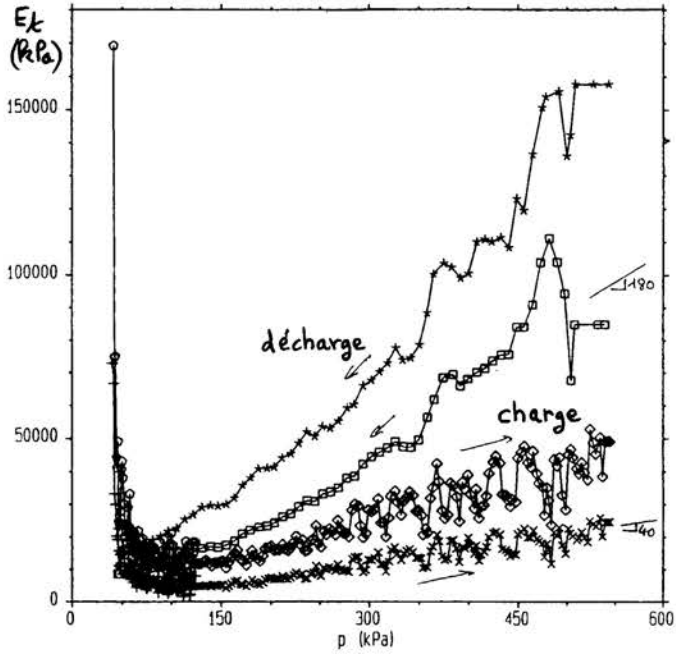


Fig. 1.11. Comparaison des modules en chargement et en déchargement.

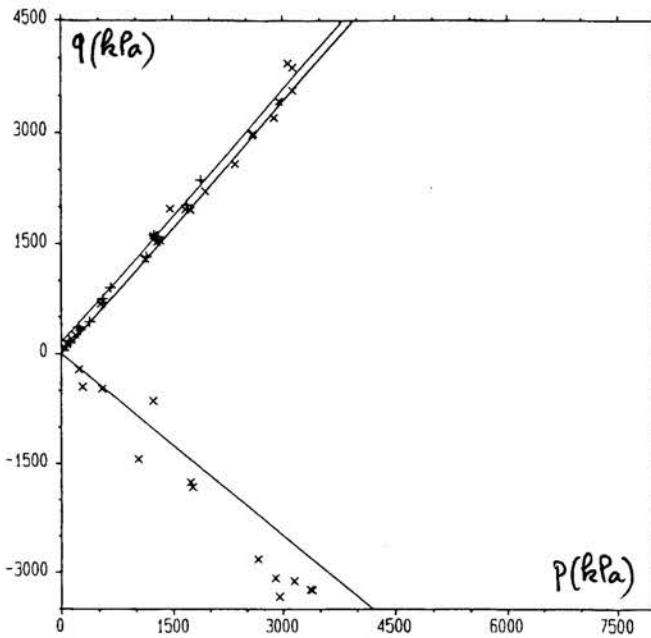


Fig. 1.12. Enveloppe de rupture de la marne.

Courbe d'état limite de la marne de Pujaut

La caractérisation de la courbe d'état limite de la marne n'a pas abouti en raison, d'une part, de la variété des indices des vides et des compressibilités mesurés et, d'autre part, de l'hétérogénéité du matériau à l'échelle de l'éprouvette. En particulier, les courbures insuffisamment marquées dans la réponse des essais à chemins contrôlés n'ont pas permis de localiser la courbe d'état limite dans le plan des contraintes (p' , q). Néanmoins, l'expression analytique de la courbe d'état limite de la marne des Costières (Serratrice, 1994) recouvre assez bien les résultats disponibles pour la marne de Pujaut en compression et en extension (figure 1.13), avec les paramètres suivants :

$$p' = p_0 \frac{1}{a^2 + b^2} \left\{ a^2 \exp \left[- \left(\frac{\eta - \eta_1}{a} \right)^2 \right] + b^2 \exp \left[- \left(\frac{\eta - \eta_2}{b} \right)^2 \right] \right\}$$

et $p_0 = 2375 \text{ kPa}$; $a = 1,050$; $b = 0,525$; $\eta_1 = 0,175$; $\eta_2 = 1,000$. On rappelle que $\eta = q / p'$.

e) Comparaison des modules obtenus en laboratoire et in situ

À l'occasion de l'étude des remblais expérimentaux du TGV, quatre méthodes différentes ont été mises en oeuvre pour déterminer les modules de déformation de la marne de Pujaut :

- des essais de laboratoire (différents types d'essais triaxiaux et oedométriques, voir les sections précédentes) ;
- des essais pressiométriques ;
- un procédé d'onde de surface (méthode CSWS) pour estimer le profil du module de cisaillement maximal ;
- des mesures en place pendant la construction des remblais à l'aide d'extensomètres. Des modules oedométriques sont ensuite évalués à partir des mesures de tassements en profondeur.

La comparaison entre ces approches est résumée dans le tableau 1.3 (Magnan et al., 1998). G_{\max} est le module de cisaillement tiré de la méthode CSWS et G , le module obtenu par l'une des autres méthodes. Dans certains calculs, le coefficient de Poisson a été supposé égal à 0,2.

Tableau 1.3 - Modules de cisaillement obtenus par différentes méthodes

Méthode de mesure	Rapport des modules G_{\max} / G
Essais de laboratoire (oedomètres et triaxiaux)	25 à 50
Essais pressiométriques Ménard	15 à 30
Mesure des tassements en profondeur (extensomètres)	2 à 20

La figure 1.14 compare les modules mesurés en laboratoire ou in situ aux modules calculés à partir de l'essai triaxial. La pression effective moyenne a été évaluée en fonction de la profondeur en adoptant un poids volumique moyen, un niveau de nappe à 1 m de profondeur et un coefficient de pression des terres au repos égal à 0,5. Il est alors possible d'estimer le module d'Young en fonction de la profondeur à partir de l'expression analytique calée sur les résultats de laboratoire :

$$E = 10(p')^{0,8} (\epsilon_s)^{-0,37}.$$

Les courbes de la figure 1.14 ont été calculées pour des déformations de $10^{-5}, 10^{-4}, 10^{-3}, 10^{-2}$.

Tous les modules mesurés augmentent avec la profondeur, en relation avec l'augmentation de la pression moyenne et, dans une moindre mesure, avec la compacité de la marne. Les modules obtenus par la méthode CSWS se rapportent à de petites déformations et représentent les bornes maximales des modules élastiques. À l'opposé, les essais courants de laboratoire et le pressiomètre, avec des déformations de l'ordre du pour-cent, fournissent les valeurs les plus faibles des modules. Les mesures des tassements en profondeur pendant la construction des remblais et à l'aide d'extensomètres révèlent des modules intermédiaires.

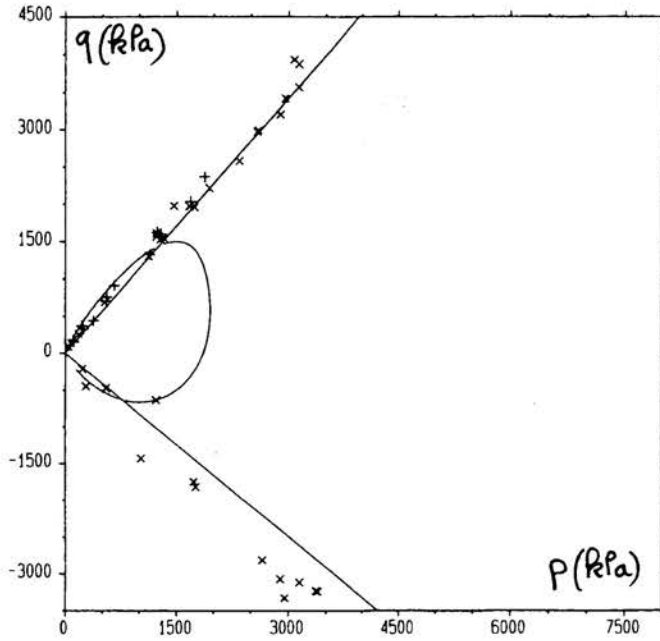


Fig. 1.13. Courbe d'état limite superposée aux points de rupture expérimentaux de la marne de Pujaut.

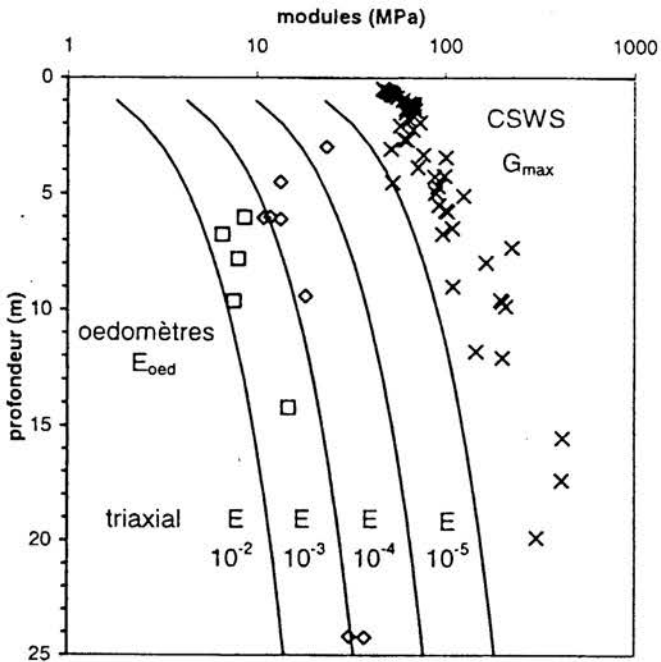


Fig. 1.14. Comparaison des modules mesurés aux modules calculés à partir de l'essai triaxial en petites déformations.

f) Synthèse sur le comportement de la marne de la plaine de Pujaut

Deux grands traits caractérisent le comportement de la marne du plaisancien (plaine de Pujaut) d'après ce programme expérimental :

- la marne est hétérogène à l'échelle des éprouvettes, car elle est constituée par des passages argileux et des passages limoneux, voire sableux. La combinaison de ces différents constituants lui donne souvent un aspect lité. La dispersion des caractéristiques physiques et des résultats des essais mécaniques découle de cette hétérogénéité ;
- la proportion variable de limons et de sable confère à la marne un comportement de sable ou un comportement d'argile. Plusieurs indices attestent de ce double comportement. Les courbes de compressibilité oedométriques ou triaxiales (chemins proportionnels) présentent souvent l'allure de la réponse d'un sable, dépendant de l'indice des vides initial. De ce fait, il n'est pas aisé de déterminer la courbe d'état limite de la marne. Les chemins de contraintes de cisaillement non drainé présentent fréquemment une allure typique de la réponse des sables, dépendant de la pression moyenne ;
- les sables et les limons confèrent à la marne une perméabilité et des coefficients de consolidation relativement forts. En contre-partie, la marne présente une cohésion, faible à long terme d'après les essais de fluage, mais non nulle.

Finalement, en moyenne, le comportement de la marne de Pujaut est proche de celui observé pour la marne du plateau des Costières, avec toutefois une tendance plus marquée vers un comportement de type sable et une déformabilité plus grande. En matière de déformabilité, ce programme d'essais montre une nouvelle fois la difficulté d'estimer le module de déformation des matériaux naturels. Les outils (in situ et en laboratoire) et les méthodes disponibles doivent être encore perfectionnés.

1.4.2. Marne altérée du Toarcien

a) Propriétés physiques et programme d'essais

Les expérimentations sur la marne du Toarcien ont été effectuées pour une part dans le cadre des études géotechniques de l'autoroute A75 et de l'aménagement de la RN88 et, pour une autre part, dans le cadre des recherches du Thème. Le matériau a été prélevé sur trois sites relativement éloignés les uns des autres :

- Banassac (La Canourgue) (1989, 1991, 1992) ;
- Millau (Viaduc de Millau) (1995) ;
- Col de Vielbougue (Marjevols) (1977, 1990, 1995).

La marne du Toarcien se présente en profondeur sous une forme rocheuse (marno-calcaire), très compacte. L'altération et les mouvements de versant, qui naissent en surface, réduisent cette roche en une argile dotée d'une très faible résistance mécanique. L'épaisseur de la couche altérée est variable, de 1 à 10 mètres environ. Le

matériau altéré est décrit comme une marne argileuse beige, jaunâtre ou grise et le matériau sain comme un marno-calcaire gris noir, compact.

Les échantillons de la marne altérée présentent en général une bonne homogénéité à l'échelle de l'éprouvette, mais on peut noter certaines variations de consistance d'un échantillon à un autre. À l'exception de quelques cas, le matériau ne présente pas de discontinuité. Le tableau 1.4 regroupe les propriétés physiques moyennes des marnes altérées. Dans la classification des LPC, le matériau est qualifié d'argile plastique. Pour les trois sites, la composition minéralogique est relativement homogène avec une proportion importante de quartz et de calcite. La fraction argileuse est principalement représentée par de l'illite et de la kaolinite. On note également la présence de chlorite, de smectite et de vermiculite.

Tableau 1.4. - Valeurs moyennes des paramètres de la marne altérée du Toarcien.

Site	% < 80µm	% < 2µm	w (%)	w _L	I _p	S _r	γ _d (kN / m ³)	e ₀
Millau	97	24 à 56	14 à	38 à	15 à	80 à	14 à 18,5	0,35 à
Banassac			32	66	34	100		0,85

Le programme d'essais mécaniques sur les marnes altérées a comporté :

- des essais triaxiaux à basse pression CU+u (essais de cisaillement en compression non drainés avec mesure de la pression interstitielle). La consolidation isotrope est réalisée sous des pressions effectives comprises entre 100 et 700 kPa ;
- 3 essais de cisaillement en condition non drainée, en compression ou en extension. L'étape de consolidation peut être isotrope ou anisotrope (essai à chemin de contrainte contrôlé proportionnel). Les pressions appliquées sont comprises entre 0,1 et 10 MPa ;
- 2 essais de cisaillement alterné (machine de cisaillement direct) réalisés à une vitesse de 4µm/mn et une amplitude de cisaillement comprise entre 5 et 7 mm pendant 5 à 6 cycles. L'étape de consolidation est réalisée sous des contraintes normales comprises entre 50 et 400 kPa (7 éprouvettes) ;
- 1 essai oedométrique de gonflement exécuté en suivant la procédure de Huder et Amberg (1970).

Pour la marne saine, des essais de résistance en compression simple, en traction et de mesure du module d'Young ont été réalisés. Au total, 64 éprouvettes ont été cisailées.

b) Essais triaxiaux de cisaillement

Étude de la déformabilité à l'essai triaxial

L'analyse des chemins de consolidation, enregistrés pendant les essais triaxiaux, permet d'estimer les paramètres de compressibilité de la marne altérée. Malgré une large dispersion des résultats, l'indice de compression isotrope semble être de l'ordre de 0,14 et l'indice de gonflement d'environ 0,05. Les pressions de préconsolidation isotropes sont peu élevées, de l'ordre de 200 à 400 kPa (figure 1.15).

Étude de la résistance au cisaillement

La rupture des 64 éprouvettes testées s'est produite sans exception par le jeu d'une ou de plusieurs discontinuités, quelle que soit la pression de consolidation appliquée. Cette tendance est à tel point généralisée qu'elle révèle en fait un trait structural caractéristique de cette formation liée à sa fissuration. L'interprétation classique des essais, qui ignore cette fissuration, consiste à définir le point de rupture par la valeur maximale du rapport de cisaillement q / p' . L'analyse des points de rupture dans le plan de contraintes (p' , q) montre une certaine dispersion des résultats due à l'hétérogénéité de la marne à l'échelle du massif et à la tendance qu'a la marne de se rompre par localisation des déformations (figures 1.16a et 1.16b). Les points de rupture peuvent être encadrés par deux droites de type Drucker-Prager et d'équation :

$$q = 0,55p' \text{ et } q = 1,59p' + 50 \text{ (q et p' exprimés en kPa) ;}$$

soit des valeurs d'angle de frottement de 14,5 et 39 degrés et de cohésion de 0 et 25 kPa.

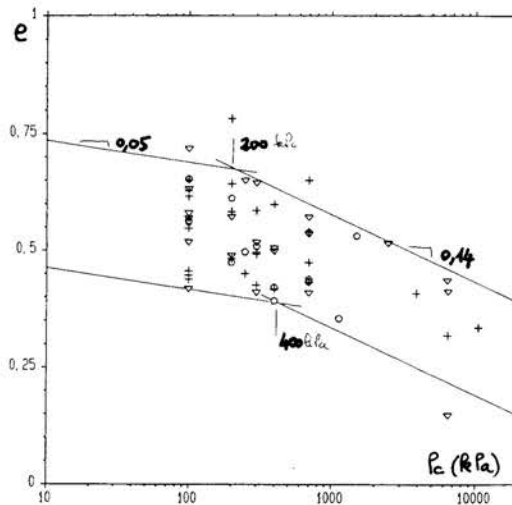


Fig. 1.15. Résultats des essais triaxiaux - Compressibilité isotrope.

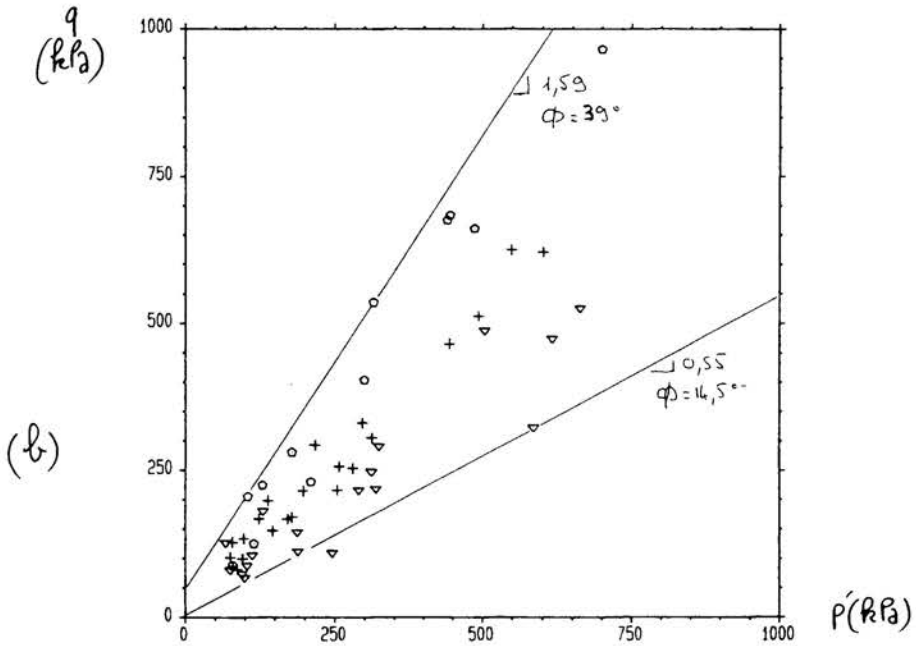
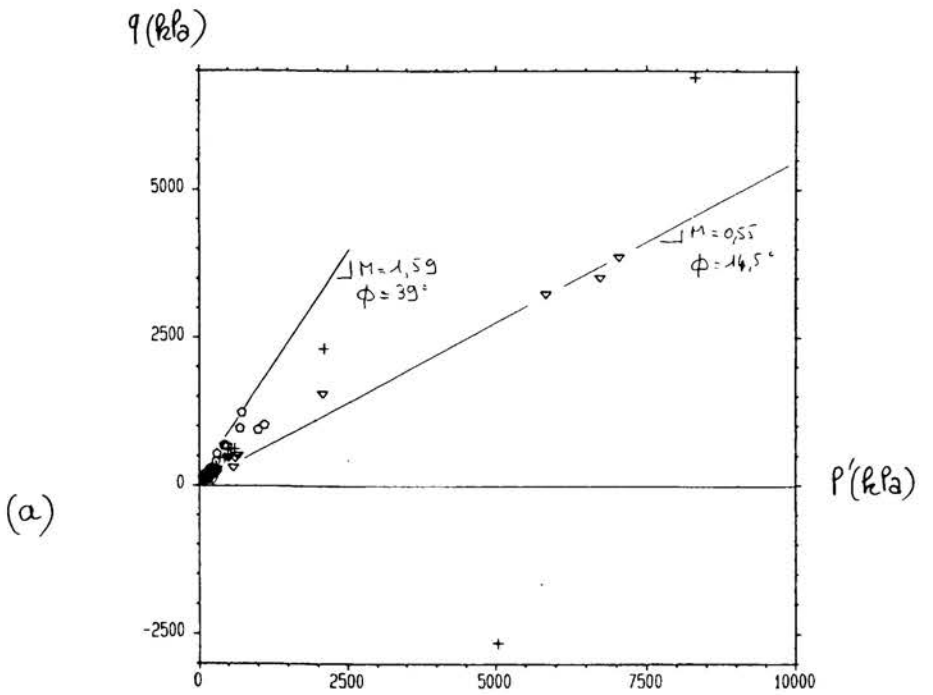


Fig. 1.16. Résultats des essais triaxiaux - Points de rupture dans le plan (p', q) :
 a) pour p' variant de 0 à 10 MPa ; b) pour p' variant de 0 à 1 MPa.

Cette interprétation classique des résultats d'essais de cisaillement n'est valable que dans le cas d'un milieu homogène avant toute localisation des déformations. La rupture d'un sol homogène s'effectue dans un plan qui traverse l'éprouvette et dont l'inclinaison est définie par les caractéristiques c' et φ' du matériau testé. Dans le cas de la marne altérée du toarcien, ce n'est pas la sollicitation appliquée qui détermine la direction du plan de rupture, mais le matériau et les fissures qu'il contient. L'interprétation classique cesse alors d'être valide.

Classification des matériaux en fonction du mode rupture

Un examen détaillé des éprouvettes en fin d'essai montre que la rupture se produit en général sur une ou plusieurs surfaces non planes. Il est alors possible de classer les différentes surfaces de rupture observées en trois familles :

- *famille 1* : marnes pour lesquelles les surfaces de rupture ne montrent pas de surface lustrée, sauf très localement, à l'échelle millimétrique. La rupture semble être guidée en partie par la sollicitation triaxiale, pour former une surface globalement plane (en fait, une succession de plan millimétriques). Le cisaillement a d'autre part entraîné une quantité importante de paquets de grains détachés des épontes des surfaces de rupture. Ces matériaux possèdent en moyenne les valeurs les plus basses des limites de liquidité ($w_L \leq 45$) et du pourcentage de particules de dimension inférieure à $2\mu\text{m}$;
- *famille 2* : marnes pour lesquelles les surfaces de rupture sont partiellement couvertes par des surfaces lustrées et quelques particules de marne ont été arrachées et entraînées par le cisaillement entre les épontes des fissures. Ces matériaux possèdent des valeurs intermédiaires pour les limites de liquidité ($45 \leq w_L \leq 60$) et du pourcentage de particules de dimension inférieure à $2\mu\text{m}$;
- *famille 3* : marnes pour lesquelles la rupture se produit sur des surfaces lustrées continues, dont les limites dépassent la section inclinée de l'éprouvette, lisses et irrégulières. Même si elle est initialisée sur plusieurs discontinuités, la rupture à grandes déformations se produit sur une discontinuité dominante. Ces matériaux possèdent en moyenne les plus fortes valeurs des limites de liquidité ($50 \leq w_L \leq 70$) et du pourcentage de particules de dimension inférieure à $2\mu\text{m}$.

Cette classification qualitative des marnes coïncide approximativement avec les mesures de résistance déduites des essais triaxiaux. Cette analyse inverse a été prolongée par un calcul à rebours : il s'est agi de déterminer la résistance au cisaillement, mobilisée lors de la rupture des éprouvettes, à partir de la direction des surfaces cisailées (celles-ci étant assimilées à des plans). Les angles, entre l'axe vertical de l'éprouvette et la plus grande pente du plan de cisaillement moyen, varient ainsi entre 33 et 70 degrés. Leur valeur moyenne est de 47,5 degrés. À partir de l'état des contraintes effectives à la rupture (p', q') et de l'inclinaison du plan correspondant,

on déduit les expressions de la contrainte effective normale σ' et de la contrainte de cisaillement τ mobilisée sur le plan de rupture :

$$\sigma' = p_r + \left(\sin^2 \alpha - \frac{1}{3} \right) q_r \text{ et } \tau = (\sin \alpha \cos \alpha) q_r.$$

L'analyse de ces états de contraintes dans le plan (σ', τ) conduit à encadrer les points de rupture par deux droites passant par l'origine et dont les pentes varient de 0,225 à 0,75 (soit un angle de frottement compris entre 12,7 et 36,9 degrés). La cohésion étant supposée nulle, cette interprétation fournit un intervalle de variation légèrement plus faible que l'interprétation classique. En revanche, si l'on suit la classification par famille de surfaces de rupture établie précédemment, il est possible de mettre en évidence des paramètres de résistance dont la variation est plus faible. La dispersion est de l'ordre de 4 degrés (figure 1.17) et on obtient :

- $\varphi' = 33$ degrés pour la famille 1 ;
- $\varphi' = 25,4$ degrés pour la famille 2 ;
- $\varphi' = 16,7$ degrés pour la famille 3.

Cette approche a permis d'affiner l'interprétation et de tenir compte de la forme approximative des surfaces de rupture observées. Néanmoins, plusieurs incertitudes demeurent et des critiques peuvent être faites. D'une part, le passage du plan (p, q) au plan (σ', τ) a été effectué en supposant uniforme et connu le champ de contraintes à l'intérieur de l'éprouvette. Or, le cisaillement d'une éprouvette « discontinue » à l'appareil triaxial génère des efforts de frottement parasites, non contrôlés et inconnus, qui s'opposent au développement des mécanismes de rupture. Ajoutés à d'autres efforts dus à la membrane et à la rotation de la tête triaxiale, ils entraînent un supplément de confinement. D'autre part, se pose le problème de la validité de la mesure de la pression interstitielle au moment de la mise en mouvement des différentes parties de l'éprouvette. En effet, la pression est mesurée en pied à proximité d'une région fortement sollicitée en cisaillement par des frottements parasites et relativement distante de la surface de rupture. La mesure (externe) est donc entachée d'erreurs difficiles à estimer et peut être considérée comme une valeur par excès de la valeur de la pression interstitielle qui règne au niveau de la discontinuité.

La conjonction de ces phénomènes se traduit sur l'éprouvette par un confinement supplémentaire qui n'est pas pris en compte dans l'interprétation et par une surévaluation de la pression interstitielle. La pression moyenne effective à la rupture semble donc sous-évaluée et, par conséquent, les paramètres c' et φ' de la résistance au cisaillement de la marne altérée, mesurés dans cette étude, seraient surévalués.

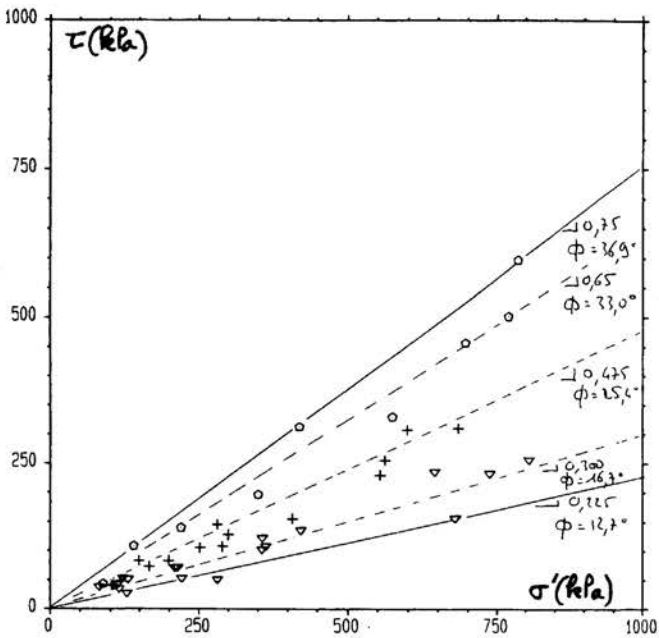
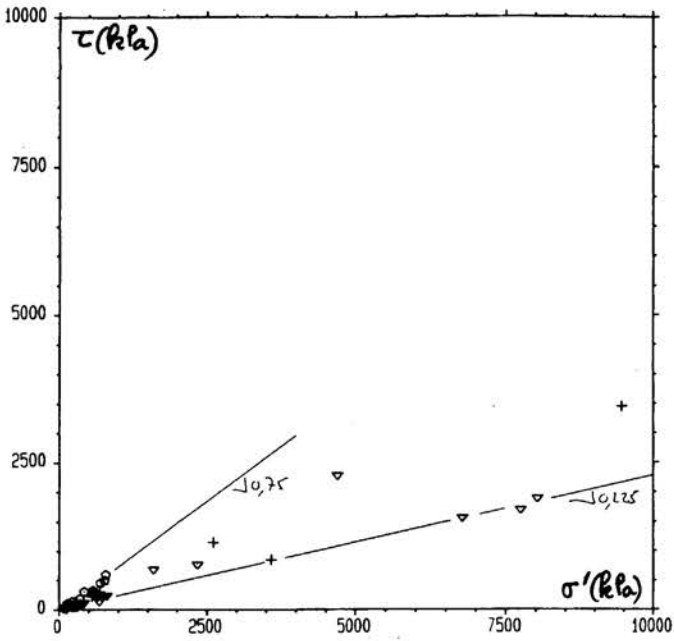


Fig. 1.17. Résultats des essais triaxiaux - Points de rupture dans le plan (σ', τ) .

Interprétation par une approche de type milieu discontinu

La grande dispersion des résultats et l'influence des discontinuités (fissuration) conduisent à penser que l'interprétation des résultats pourrait être menée avec une approche de type milieu discontinu. La marne altérée est alors considérée comme un milieu fissuré et il convient de tenir compte des effets d'échelle (dimensions, contraintes et déformations). La matière est supposée formée de blocs et de discontinuités, dont la description géométrique est fournie par la densité de fracturation, l'orientation, la persistance, la forme et les irrégularités des épontes, etc. La caractérisation de la résistance et de la déformabilité repose également sur la description des discontinuités avec leur remplissage ou l'altération par exemple. D'autre part, les effets d'échelle peuvent jouer de multiples façons dans la réponse d'une éprouvette aux sollicitations appliquées : influencer sur le mécanisme de cisaillement des discontinuités, sur le phénomène de dilatance, sur la concentration des charges et sur l'usure des aspérités.

D'une manière plus générale, le comportement mécanique d'un massif rocheux est encore mal connu, tant sur le plan expérimental que théorique (Hoek, 1994). L'interprétation des résultats d'essais repose alors sur une démarche statistique dont la validité dépend de la représentativité de la population observée. Un échantillonnage minimal d'une centaine d'individus, obtenu sur un affleurement limité (quelques dizaines de mètres carrés) est raisonnablement nécessaire. Dans le cas de la marne altérée du toarcien, ce critère est loin d'être respecté, puisqu'on ne disposait que de 51 éprouvettes taillées dans des échantillons prélevés dans des sondages éloignés les uns des autres et provenant de trois sites différents. De ce fait, l'analogie des distributions de l'orientation des surfaces de rupture dans la marne avec les milieux rocheux discontinus ne peut être considérée que d'un point de vue qualitatif.

c) Étude expérimentale de la marne saine du Toarcien

À titre de comparaison, la marne saine ou marno-calcaire du Toarcien est décrite comme un matériau compact et feuilleté, parfois micro-fissuré. Son poids volumique moyen est compris entre 23 et 25 kN/m³, sa teneur en eau entre 1 et 3%, et son poids volumique sec entre 23,2 et 24,1 kN/m³ ($e = 0,12$ à $0,16$). Elle possède une résistance en compression simple $R_c = 23,2$ MPa et une résistance en traction $R_t = 2,8$ MPa (essai brésilien). Le module d'Young déduit des courbes contrainte-déformation varie entre 6 et 11 MPa.

d) Synthèse sur le comportement de la marne altérée du Toarcien

À l'évidence, la marne altérée du toarcien est fissurée et possède un comportement de matériau fracturé. Cette fissuration apparaît peu ou pas à l'observation des échantillons prélevés. En revanche, elle est systématique d'après la forme de la rupture des éprouvettes triaxiales. L'analyse de la morphologie des surfaces de rupture a permis de classer les marnes en trois familles. Dans le cas où les surfaces sont continues à

l'échelle de l'éprouvette (échelle pluri-centimétrique), la résistance de la marne est très faible avec des angles de frottement moyens de l'ordre de 16 degrés et des valeurs minimales d'environ 11 degrés. Ces valeurs semblent d'ailleurs surestimées compte tenu, d'une part, des efforts parasites qui naissent pendant le déroulement des essais et, d'autre part, de l'irrégularité des surfaces lustrées qui entraîne de la dilataance.

La marne altérée du Toarcien possède une cohésion apparente du fait de la forme irrégulière des surfaces de rupture. Cependant, l'existence des irrégularités et les efforts parasites impliqués dans les essais nuisent à la détermination de cette cohésion.

Comme en mécanique des roches, la présence des discontinuités pose un problème d'échelle qu'il est très difficile de résoudre avec les données actuelles. Néanmoins, une approche a été tentée par J.-F. Serratrice (1995), voir §c. En toute rigueur, le passage de ces résultats de laboratoire à l'échelle d'un massif de marne altérée ne peut être envisagé. Pour ce faire, il conviendrait de poursuivre la caractérisation des propriétés des marnes altérées du Toarcien, d'accumuler des résultats sur des zones de prélèvement bien précises et d'adopter une démarche statistique.

e) Application des méthodes statistiques à l'étude de la marne altérée du Toarcien

Des méthodes statistiques pour exploiter les résultats des essais de laboratoire ont été appliquées aux mesures de la résistance au cisaillement de la marne du Plaisancien et de la marne altérée du Toarcien (Serratrice, 1995).

En ce qui concerne la marne du toarcien, seuls les matériaux de la famille 3 ont été considérés dans l'étude. Les figures 1.17a et 1.17b représentent les points de rupture dans le plan (σ, τ) à haute et à basse pression. Quatre analyses par régression ont été effectuées successivement :

- régression dans le plan (σ, τ) pour l'ensemble des essais à basse et haute pression ($0 \leq \sigma \leq 8\text{MPa}$) ;
- régression dans le plan $(\lg\sigma, \lg\tau)$ pour l'ensemble des essais à basse et haute pression ($0 \leq \sigma \leq 8\text{MPa}$) ;
- régression dans le plan (σ, τ) pour les essais réalisés à basse pression ($0 \leq \sigma \leq 1\text{MPa}$) ;
- régression dans le plan $(\lg\sigma, \lg\tau)$ pour les essais à basse pression ($0 \leq \sigma \leq 1\text{MPa}$).

La droite de régression représente alternativement une relation affine (critère de Mohr-Coulomb : $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$) et une relation de type puissance ($\tau = \tau_0 (\sigma')^p$).

Les calculs montrent que :

- la loi de type puissance semble la mieux adaptée pour représenter l'enveloppe de rupture courbe des marnes de la famille 3 ;
- les coefficients de corrélation sont plus élevés lorsque les essais à haute pression sont pris en compte (la dispersion prend une importance plus grande pour les essais à basse pression considérés seuls) ;
- la cohésion c' du critère de Mohr-Coulomb calculée à haute pression est significative ;
- à basse pression, la cohésion ($c' = 4,4$ kPa) ne peut pas être considérée comme significativement différente de zéro ;
- la représentation de la loi de type puissance est proche d'une droite pour toute la plage des contraintes normales σ' ($\beta = 0,918$) ;
- la courbure est plus prononcée à basse pression ($\beta = 0,874$). De même, l'angle de frottement est plus fort à basse pression.

Finalement, la meilleure représentation de l'enveloppe de rupture des marnes de la famille 3 est donnée par une loi de type puissance pour toute la plage de variation des contraintes (de 1 à 8 MPa). Les figures 1.18a et 1.18b montrent cette courbe pour les essais à haute et basse pression.

Cependant, malgré la quantité de résultats expérimentaux obtenus, la dispersion qui les caractérise et qui est à attribuer a priori à leur hétérogénéité, entraîne des difficultés pour comparer entre eux différents « modèles » de comportement. La description du comportement mesuré par des méthodes statistiques se heurte donc à la fois au problème de la dispersion et à celui d'un nombre trop limité d'observations.

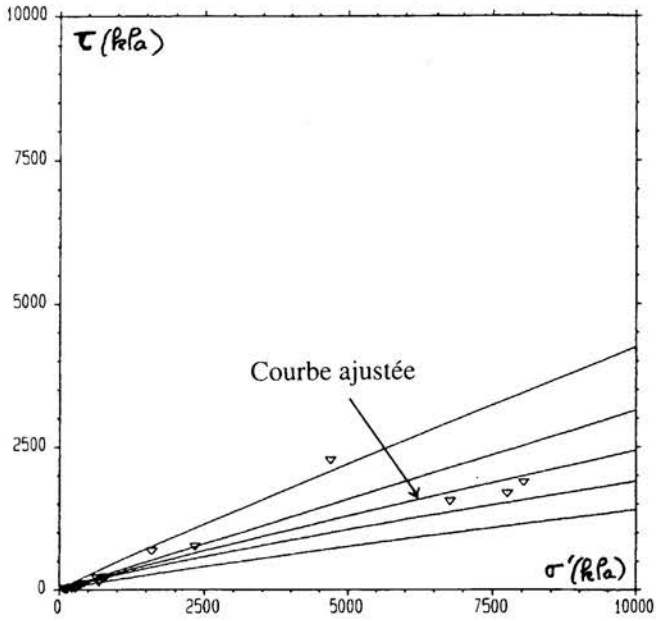


Fig. 1.18a. Ajustement d'une fonction dans le plan de rupture (σ', τ) pour les hautes et basses pressions

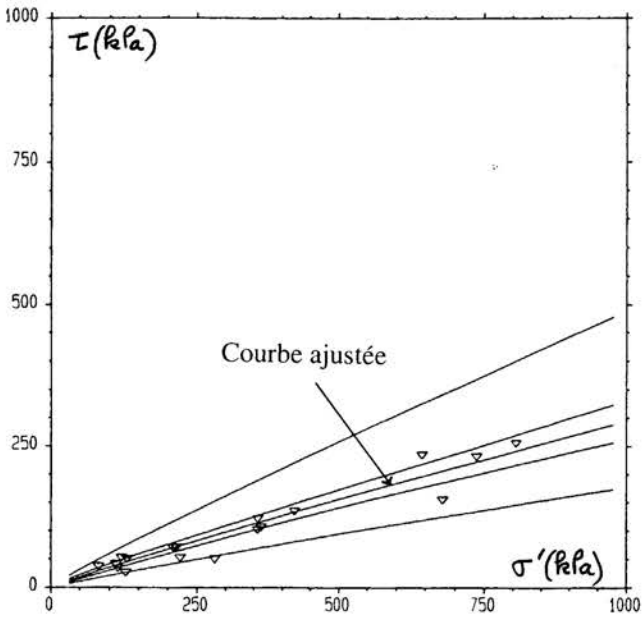


Fig. 1.18b. Ajustement d'une fonction dans le plan de rupture (σ', τ) pour les basses pressions uniquement.

1.4.3. Comportement des sols compactés

a) Enjeux des recherches et programme d'essais

Les déformations des matériaux qui constituent les remblais peuvent, dans certains cas, entraîner des désordres en surface des chaussées (principalement des fissures longitudinales). Ces déformations différées dans le temps s'expliquent par le comportement mécanique des sols compactés et par les variations des conditions hydriques aux limites des remblais. Le chargement en termes de contraintes totales aux limites du remblai étant fixe, ces déformations sont à attribuer :

- au fluage, lié à la viscosité du matériau compacté ;
- au retrait-gonflement lié à la présence de minéraux argileux gonflants ;
- à l'effet des variations hydriques qui induisent des déformations de retrait-gonflement des matériaux de remblai, compactés et non saturés.

Ces divers problèmes ont initié des programmes de recherche aux LRPC de Toulouse et d'Aix-en-Provence, en vue de caractériser les propriétés de déformabilité et de résistance des sols compactés. L'étude du comportement mécanique de ces matériaux non saturés ne peut être envisagée, en toute rigueur, qu'avec la prise en compte des effets de succion qui résultent de l'équilibre de leurs trois phases constitutives et l'utilisation de matériels appropriés (oedométrique ou triaxial). Aussi, pour limiter l'ampleur des programmes d'essais et aboutir plus rapidement à la caractérisation des sols compactés, il a été décidé de réaliser des essais triaxiaux en mode « pseudo-drainé », contrôlés et interprétés en contraintes totales, les seuls paramètres considérés étant l'état initial physique (teneur en eau, densité) et l'état initial des contraintes totales. Enfin, comme les désordres observés sur les remblais restent limités à de petits déplacements, les essais triaxiaux avaient pour objet de déterminer les caractéristiques de déformabilité pour des déformations axiales de l'ordre de 0,1%.

b) Premières études sur la craie et l'argile

Les premiers essais triaxiaux réalisés sur l'argile et la craie ont montré la dépendance des propriétés mécaniques (déformabilité et résistance) vis-à-vis des caractéristiques d'état du sol compacté, ces caractéristiques étant représentées par la teneur en eau et l'indice des vides. Mais les modules de déformation dépendent aussi de la contrainte totale moyenne, du sens de la sollicitation (les sols compactés sont plus rigides en extension qu'en compression) et surtout du niveau de déformation (la non-linéarité des courbes contrainte-déformation se traduit par une diminution du module avec l'accroissement de la déformation).

Pour mener à bien ces essais, les éprouvettes compactées étaient préparées au moyen d'une procédure d'humidification sans malaxage et de compactage semi-statique (Camapum de Carvalho et al., 1987 ; Mieussens, 1993). La réalisation de chacun des programmes d'essais sur l'argile et la craie a nécessité plus de cinquante éprouvettes triaxiales. Les caractéristiques mesurées montrent qu'il est possible d'établir un lien

entre le compactage et les propriétés mécaniques du sol compacté (Serratrice, 1993b). Par ailleurs, des essais (triaxiaux et oedométriques) visant à mettre en évidence l'effet de l'imbibition de l'argile et de la craie compactés ont été réalisés (Serratrice, 1993a). Suivant l'état du matériau compacté (teneur en eau, densité) et le niveau de chargement, l'imbibition provoque un effondrement ou un gonflement, qui résultent entre autre de la modification de l'état de succion. L'imbibition a aussi pour effet d'augmenter la déformabilité du sol compacté et de diminuer sa résistance, du fait encore de l'annulation de la succion. Des essais oedométriques de type K_0 ont été effectués pour compléter ce programme et démontrer l'importance du rôle de la contrainte totale horizontale pendant le compactage, ainsi que son évolution après l'imbibition.

c) Description d'une procédure d'essais de sensibilité

Un programme expérimental sur les sols compactés représente un travail très substantiel. Aussi, pour évaluer plus simplement l'effet de l'imbibition et caractériser la sensibilité des sols compactés aux variations de la teneur en eau, une procédure d'essai a été mise au point au LRPC de Toulouse (Mieussens, 1993). Cette méthode doit fournir des informations sur :

- l'amplitude du gonflement ou de l'effondrement lors de l'imbibition, sous une charge verticale ;
- les variations du module de déformation avant et après imbibition ;
- le tassement à long terme du sol compacté.

L'essai de sensibilité des sols aux variations de la teneur en eau (ou essai de gonflement-effondrement) a pour objectif d'étudier la déformabilité d'un sol non saturé en fonction de la charge et du temps sous l'effet d'une imbibition. Il se pratique à l'aide d'oedomètres et s'inspire des méthodes d'essais de gonflement en parallèle, dans lesquelles plusieurs éprouvettes identiques chargées sous différents niveaux de contraintes, sont soumises simultanément à une imbibition (Serratrice et Soyez, 1996). Ce type d'essai a été pratiqué sur l'argile et la craie puis, à partir de 1994, sur plusieurs autres sols, en particulier des marnes. Depuis le début des années 1990, 23 séries d'essais de sensibilité ont été réalisées. Récemment, J.-F. Serratrice en a proposé une synthèse et a tiré des conclusions quant à cette approche (Serratrice, 1997).

Le principe de l'essai peut être résumé comme suit. L'état de compacité du matériau est préalablement choisi, en rapport avec le résultat d'un essai de compactage préliminaire (à l'optimum Proctor normal par exemple) ou de mesures réalisées dans le remblai lui-même. Six éprouvettes sont compactées à ce point d'état dans des moules oedométriques, puis sont chargées sous différentes contraintes axiales (de 30 à 800 kPa par exemple). Après stabilisation des déformations, les éprouvettes sont mises en présence d'eau par le pied et les déformations sont enregistrées en fonction du temps. La comparaison des déformations avant et après imbibition sous les différentes charges permet de juger de la sensibilité du sol à l'imbibition. Il s'agit donc d'une procédure d'essais en parallèle. Les éprouvettes les moins chargées ont tendance à gonfler, les

éprouvettes les plus chargées à s'effondrer, du fait du jeu de la succion dans le milieu non saturé soumis à l'imbibition. Plus les déformations de gonflement ou d'effondrement sont grandes, plus le sol est sensible à l'imbibition. Les différentes charges appliquées permettent de rendre compte des déformations des différentes couches d'un remblai qui serait soumis à une imbibition complète. Les couches les plus profondes auraient tendance à tasser sous le poids propre du remblai et les couches superficielles à gonfler.

Cet essai peut être utilisé pour comparer :

- des matériaux différents, compactés dans des conditions comparables ;
- un même matériau compacté dans des conditions d'état différentes.

Les phénomènes de gonflement présentent souvent une cinétique très lente, nécessitant parfois plusieurs mois d'essai. Pour conserver un caractère opérationnel, la procédure limite la durée de l'essai de sensibilité à une semaine.

d) Comportement du matériau pendant les essais de sensibilité

L'analyse des résultats de 23 séries d'essais de sensibilité a mis en évidence trois types de déformations qui, pendant le chargement dans l'état compacté du sol et pour les fortes charges (400 et 800 kPa principalement), se résument comme suit :

- un tassement qui prend, en fonction du logarithme du temps, l'allure d'une courbe de consolidation (cas des argiles ou assimilées) ;
- une déformation continue, quasi-linéaire en fonction du logarithme du temps (cas des limons ou assimilés) ;
- une déformation quasi-linéaire en fonction du temps (cas des marnes et de la craie).

D'autres tendances apparaissent aussi de manière systématique pendant l'imbibition :

- la poursuite du régime de la déformation verticale, sans influence de l'imbibition pour toutes les charges (cas de la craie) ou seulement pour les charges les plus fortes (cas des argiles, des limons ou des marnes) ;
- le blocage de la déformation verticale par imbibition, en général pour les charges intermédiaires ;
- le gonflement aux faibles charges (sauf pour la craie). Celui-ci prend une allure amortie dans le temps, mais ne se stabilise pas pendant la durée des essais.

D'une manière plus générale, les déformations pendant les phases de rechargement ou les phases d'imbibition trouvent leur origine dans plusieurs phénomènes superposés :

- le retrait dû à la migration de l'eau vers les plaques poreuses pendant la phase de rechargement ;
- les effets de la succion et de sa distribution hétérogène ;
- la consolidation ;
- le fluage ;
- le gonflement.

Les résultats obtenus pendant les différents programmes d'essais sur les sols compactés fournissent des observations sur le compactage et sur l'effet de l'imbibition des sols compactés. La structure des sols compactés et leur anisotropie induite dépendent de la nature du sol et du procédé de densification mis en oeuvre (compactage semi-statique, vibrocompactage ou autre).

Les essais avec déchargement font apparaître une forte hystérésis pendant le déchargement. En fin de compactage oedométrique, le sol se trouve dans un état d'extension avec une contrainte radiale plus grande que la contrainte axiale. Cet effet de surconsolidation par le compactage se complique par l'action de la pression des fluides (air et eau) dont la dissipation dépend à la fois de la nature du sol (perméabilité) et de la vitesse de chargement et de déchargement. Le rechargement montre également une hystérésis des courbes ($\lg \sigma_v, e$) : à contrainte axiale égale, le rechargement s'effectue à un indice des vides plus grand que le déchargement.

L'imbibition d'un matériau compacté initialement non saturé provoque une diminution de la succion, voire son annulation. Suivant le niveau des contraintes totales appliquées aux limites et maintenues constantes, cette action mécanique se traduit par des déformations d'effondrement ou d'augmentation de volume. Les caractéristiques mécaniques du sol changent. Sa déformabilité et sa résistance diminuent en général, et la préconsolidation apportée par le compactage initial disparaît en partie.

Par ailleurs, l'apport d'eau peut aussi entraîner un gonflement du sol, suivant la nature des particules argileuses qui le constituent. Ce phénomène, qui prend naissance à une échelle microscopique, interfère avec les mécanismes de variation de la succion, si bien qu'à l'échelle macroscopique les déformations observées prennent des allures diverses selon la nature du sol et son état après compactage. Ces observations laissent entrevoir des mécanismes de redistribution des particules solides dans l'espace vide du sol compacté. Ajouté à l'effet de l'anisotropie du sol engendrée par le compactage et à quelques problèmes strictement matériels (maîtrise des conditions d'état initial du sol compacté, frottements dans les bagues oedométriques, appel d'une partie de l'eau par les plaques poreuses des cellules de mesure, saturation imparfaite par simple imbibition, etc.), ces phénomènes rendent difficile l'approche expérimentale.

La superposition du gonflement physico-chimique (réaction de l'eau et des sels dissous avec les particules argileuses) au gonflement mécanique (déchargement mécanique, variation de la succion) prend aussi effet dans le temps. La cinétique de ces mécanismes est en général très lente, particulièrement celle du gonflement. À l'échelle macroscopique, l'évolution des déformations dans le temps prend aussi différentes allures, traduisant ainsi la superposition de mécanismes de gonflement, de fluage, de transfert d'eau et de redistribution de la succion.

Une représentation empirique dans l'espace ($w, e, \lg \sigma_v$) a été proposée pour décrire la réponse en condition oedométrique des sols compactés (gonflants ou non gonflants). Elle prend en compte l'effet du compactage (chargement et déchargement) et celui de

l'imbibition. Malgré sa simplicité (les effets de la succion sont ignorés), cette modélisation permet de reproduire assez fidèlement le gonflement ou l'effondrement des sols compactés soumis à une imbibition pour la première fois (Serratrice, 1995).

En outre, il semble que cet essai de sensibilité soit suffisamment discriminant pour permettre de discerner clairement les différents sols testés et les classer par familles distinctes (des moins sensibles à l'imbibition aux plus sensibles), tout en montrant l'importance de l'état initial de compactage. Les essais déjà réalisés ont conduit au classement suivant :

- famille 1 (très peu sensible) : craie, limons, matériaux silteux ou sableux (argiles et marnes) ;
- famille 2 (peu sensible) : argiles limoneuses ou phyllades (matériau à faible argilosité $I_p < 15$) ;
- famille 3 (sensible) : matériaux argileux et marnes ;
- famille 4 (très sensible) : argile faiblement compactée à sec, argile gonflante compactée à faible teneur en eau.

e) Limitations de la procédure pour les sols compactés

Les moyens expérimentaux mis en oeuvre sont des moyens relativement traditionnels qui ne permettent pas d'investiguer en détail tous les aspects du comportement des sols compactés. L'approche expérimentale a consisté à étudier les sols compactés d'un point de vue global, en réalisant des essais mécaniques contrôlés et interprétés en contraintes totales, ou à observer les effets de l'imbibition à une échelle macroscopique. Ce parti pris constitue une limitation de l'approche, car le jeu de la succion initiale après compactage et ses variations ne sont pas pris en compte.

Les essais de laboratoire ne procurent qu'une vue macroscopique des phénomènes de gonflement et d'effondrement. Certaines observations à cette échelle laissent entrevoir néanmoins des processus de gonflement ou d'effondrement des sols compactés sur eux-mêmes dans les vides existant après compactage. Cela constitue une limitation de l'approche macroscopique du comportement des sols compactés sous l'effet de l'imbibition, qui ignore les effets de structure et l'évolution de celle-ci au cours de l'imbibition.

Enfin, une dernière limitation importante est constituée par la destruction des matériaux tels que les marnes lors de la confection des éprouvettes. Ce phénomène pose le problème de la représentativité du matériau préparé en laboratoire par rapport à son utilisation réelle sur le chantier.

Les essais avec mesure ou contrôle de la succion restent également un objectif à atteindre pour améliorer l'étude du comportement des sols compactés : mesure de l'homogénéité de la succion après compactage, mesure ou contrôle de la succion pendant l'imbibition et, à plus long terme, contrôle du cycle d'humidification-séchage.

L'observation de la structure des sols compactés (notamment pendant l'imbibition) constitue aussi un objectif important.

À l'issue de ce travail, diverses perspectives se dégagent : confrontation des résultats obtenus avec d'autres données expérimentales, poursuite des études en vue d'affiner tel ou tel point caractéristique du comportement des sols compactés et surtout mise en rapport de ces résultats avec les méthodes d'étude courantes des sols compactés.

1.4.4. Argiles litées

a) Propriétés physiques et programme d'essais

Les expérimentations sur les argiles litées ont été effectuées dans le cadre du projet de l'autoroute A51, entre Grenoble et Gap, et dans le cadre des actions de recherche du Thème. Les argiles ont été prélevées, de 1988 à 1995, le long du tracé de cette autoroute dans des sites de l'Ebron et de la vallée du Drac.

La structure des argiles litées est caractérisée par une alternance de lits sableux, silteux et argileux, d'épaisseurs variables (millimétrique à décimétrique), généralement horizontaux lorsqu'ils ne sont pas déformés par des glissements de terrain anciens ou récents, voire par des séismes. D'une épaisseur pouvant dépasser 100 m, ces formations sont a priori normalement consolidées. Au total, 25 sondages ont été implantés dans les argiles litées. Il s'agit en majorité de sondages carottés dont les plus profonds atteignent une quarantaine de mètres. Tous les échantillons prélevés, 137 au total, ont fait l'objet d'essais de laboratoire, d'essais d'identification ou d'essais mécaniques.

L'ensemble des résultats accumulés, pendant les différentes étapes de reconnaissance, a fini par constituer une base de données importante. Il s'est donc avéré intéressant d'en tirer partie, de proposer une synthèse et de vérifier la cohérence des résultats entre eux, en admettant que les argiles prélevées dans différents sites, distants de plusieurs dizaines de kilomètres, sont comparables.

Les essais d'identification montrent une dispersion assez large des propriétés de ces argiles (tableau 1.5). Celle-ci peut être attribuée à l'hétérogénéité des argiles litées. Les essais au bleu donnent : $1,5 < V_B < 3$. Dans la classification des LPC, les argiles litées sont qualifiées d'argiles peu plastiques (Ap). D'autre part, les analyses minéralogiques montrent que ces matériaux sont formés d'une quantité importante de quartz (20 à 30%) et de calcite (20 à 30%), mais aussi de feldspath et de dolomie (5 à 10%). Les argiles sont représentées par des illites (40 à 60%), des chlorites (10 à 25%) et des interstratifiés d'illites et de smectites (25 à 35%). Ces dernières ne paraissent pas conférer aux argiles litées des propriétés de gonflement.

Les mesures de teneur en eau (421 mesures) et de densité (302 mesures) montrent que la teneur en eau diminue avec la profondeur et que le poids volumique augmente. Ces variations sont non linéaires. En supposant le coefficient de compressibilité connu

(valeur mesurée) et l'argile normalement consolidée, un calcul simple de type oedométrique permet de décrire globalement les variations des paramètres d'état des argiles litées (w , γ , γ_d , e) en fonction de la profondeur (figure 1.19). Cette relative cohérence semble indiquer l'état normalement consolidé des argiles litées entre 2 et 40 m de profondeur. La largeur des bandes (13% pour w et 2 kN/m^3 pour γ) est à attribuer aux variations de faciès des argiles litées. Cette démonstration est sommaire et repose sur un ajustement de l'indice des vides de référence dans le plan ($\lg \sigma'_v, e$). De plus, comme les couches d'argile ne sont pas homogènes et que les mesures sont effectuées en laboratoire après prélèvement des matériaux à une profondeur importante, le caractère normalement consolidé n'est pas véritablement démontré.

Tableau 1.5. - Valeurs moyennes des paramètres physiques des argiles litées.

	% < 80 μm	% < 2 μm	w (%)	w _L	I _p	γ_d (kN / m ³)	e ₀
Intervalle de variation	95 à 100	5 à 55	10 à 35	24 à 46	8 à 23	14 à 20	0,26 à 0,86

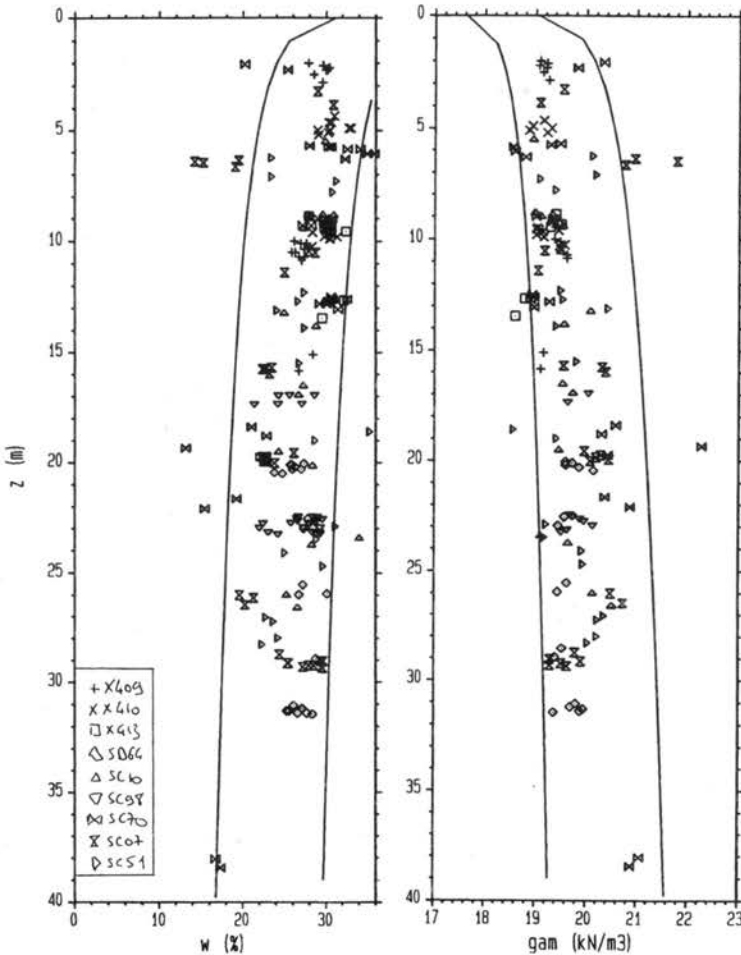


Fig. 1.19 Variations avec la profondeur de la teneur en eau et du poids volumique.

Le programme d'essais mécaniques sur les argiles litées a comporté :

- 11 essais oedométriques réalisés suivant le mode opératoire classique et, pour quelques essais, mesure de la perméabilité au perméamètre à charge variable ;
- 20 essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle (71 éprouvettes). Consolidation isotrope sous des pressions effectives comprises entre 50 et 800 kPa, cisaillement en compression et en extension. Pour certains essais, mesure du coefficient de perméabilité sous charge constante ;
- 1 essai triaxial non consolidé non drainé (3 éprouvettes) ;
- 4 essais de cisaillement alterné (12 éprouvettes) ;
- 2 essais de liquéfaction, afin d'évaluer ce risque sous sollicitations sismiques (4 éprouvettes) ;
- 2 essais cycliques, ayant pour objet de déterminer la dégradation du module non drainé et de mesurer l'amortissement en fonction du niveau de déformation ;
- essais à chemin de contraintes contrôlé, ayant pour but de déterminer la compressibilité des argiles sur un chemin de contraintes anisotropes (6 éprouvettes) ;
- 5 essais à pression interstitielle croissante, ayant pour objet d'étudier l'évolution vers la rupture d'une couche d'argile qui repose sur un horizon plus perméable et susceptible de supporter brutalement une mise en charge hydraulique.

Par ailleurs, 3 essais triaxiaux (CU+u) ont été réalisés sur des argiles litées reconstituées en laboratoire (12 éprouvettes).

b) Essais oedométriques

L'analyse des résultats des essais oedométriques fait apparaître les points suivants :

- les valeurs de C_c sont comprises entre 0,06 et 0,15 ; celles de C_s entre 0,012 et 0,053. Le rapport C_c / C_s varie de 2 à 7. Ces valeurs basses peuvent indiquer un remaniement de l'argile, surtout dans le cas de prélèvements à grande profondeur. Mais la présence d'illite et de smectite peut aussi expliquer cette souplesse des argiles au déchargement. Il semble d'ailleurs, d'après les courbes de compressibilité ($\lg \sigma_v, e$), que le coefficient C_s augmente avec la charge. Ce cas a été observé pour des argiles surconsolidées et des marnes (Bescond et Serratrice, 1984) ;
- la pression de préconsolidation mesurée est proche de la contrainte verticale en place. Cependant, les courbes de premier chargement présentent une allure qui semble indiquer un remaniement des matériaux testés et la pression de préconsolidation n'est déterminée qu'avec une incertitude assez large (figure 1.20).

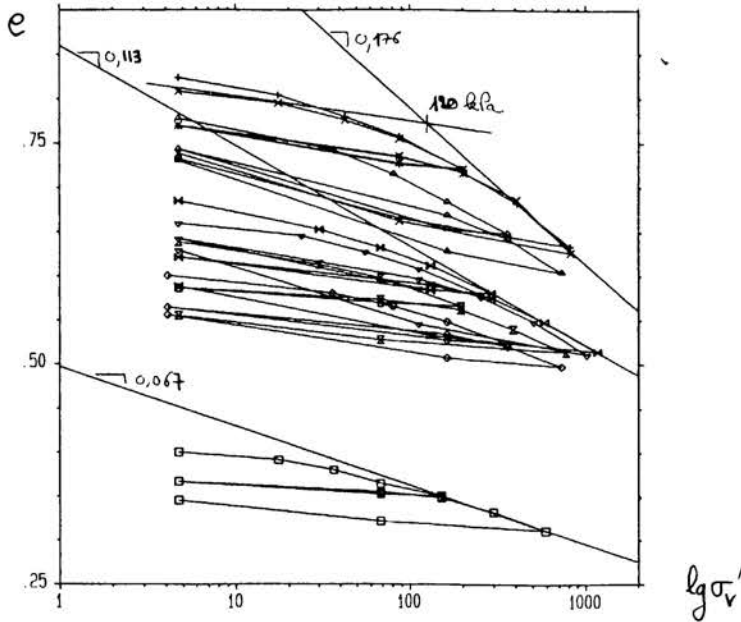


Fig. 1.20. Caractérisation de la compressibilité au moyen d'essais oedométriques.

Le découpage d'une éprouvette dans l'axe (vertical) du prélèvement et d'une autre dans une direction orthogonale (axe horizontal) a permis d'étudier l'anisotropie des argiles litées. Les conclusions de l'analyse sont les suivantes :

- le rapport d'anisotropie des pressions de préconsolidation est d'environ 0,82. Toutefois, cette valeur semble trop forte pour être attribuée au seul effet du coefficient K_0 des argiles litées, si ces dernières sont considérées comme étant normalement consolidées ;
- les valeurs respectives de C_c et de C_s montrent que l'argile est plus déformable dans la direction verticale, ce qui traduit aussi une anisotropie du matériau ;
- le coefficient de consolidation c_v et le coefficient de perméabilité k sont plus forts dans le sens horizontal, en liaison avec la structure litée de l'argile. L'anisotropie de perméabilité, avec un rapport de 20 environ, est plus marquée que l'anisotropie de déformabilité ;
- les coefficients de fluage C_α sont voisins dans les deux cas.

Les données expérimentales sont trop limitées pour pousser plus loin l'analyse.

c) Essais triaxiaux de cisaillement

Étude de la déformabilité à l'essai triaxial

L'analyse des chemins de consolidation enregistrés pendant les essais triaxiaux permet d'évaluer les paramètres de compressibilité des argiles litées. Malgré une large dispersion des résultats, qui peut être attribuée à des erreurs de mesure et à l'hétérogénéité des argiles litées, il semble que le coefficient de compressibilité λ (ou C_c) augmente avec la teneur en eau w et avec l'indice des vides e . Les valeurs de λ peuvent être inscrites dans la plage limitée par les deux droites (figures 1.21) :

$$\lambda = 0,224e - 0,056 \text{ et } \lambda = 0,224e + 0,006 .$$

Sauf pour quelques valeurs extrêmes, λ est compris entre 0,05 et 0,15. Les valeurs moyennes de 0,05, 0,10 et 0,15 ont été retenues pour caractériser la compressibilité des différentes argiles litées étudiées. Cette variation dans un rapport de 1 à 3 serait liée à l'hétérogénéité du matériau, qui contient à la fois des argiles et des limons.

Le coefficient λ augmente avec la limite de liquidité w_L . Deux droites délimitent une plage moyenne de variation de la compressibilité :

$$\lambda = 0,006w_L - 0,120 \text{ et } \lambda = 0,006w_L - 0,045$$

La figure 1.22 montre les courbes de compressibilité mesurées pendant la consolidation des échantillons d'argile litée reconstituée. Les coefficients de compressibilité mesurés sont très largement supérieurs aux coefficients mesurés à l'oedomètre ou au triaxial.

Par ailleurs, les pentes $d\varepsilon_a / d\varepsilon_v$ des chemins de déformation enregistrés pendant les consolidations anisotropes sont estimées pour différentes valeurs du rapport des contraintes q / p' . Dans le cas d'un matériau élastique linéaire et isotrope, un essai triaxial sur une éprouvette d'axe Oz conduit à la relation :

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_v} = \frac{1 - 2K\nu}{(1 - 2\nu)(1 + 2K)}$$

où $K = \sigma'_v / \sigma'_h$. Dans le cas d'un matériau élastique linéaire et orthotrope de révolution (d'axe z), on obtient :

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_v} = n \frac{1 - 2K\nu_{vh}}{n + 2K(1 - \nu_{hh}) - 2n(1 + K)\nu_{vh}}$$

avec $E_h, E_v, \nu_{vh}, \nu_{hh}, G$ les paramètres d'élasticité et n le rapport des modules ($n = \frac{E_h}{E_v}$).

Une régression linéaire par la méthode des moindres carrés sur les six essais à haute pression conduit aux valeurs : $n = 1,29$ et $v_{vh} = v_{hb} = 0,29$. La valeur de n calculée de cette manière semble un peu grande pour une argile normalement consolidée (Meftah et Magnan, 1988). En fait, il faut tenir compte du niveau élevé des contraintes appliquées aux éprouvettes dans ces essais de chargements proportionnels. L'argile est alors continûment plastifiée dans son domaine normalement consolidé et les paramètres élastiques ci-dessus ne représentent pas l'anisotropie des argiles aux petites déformations.

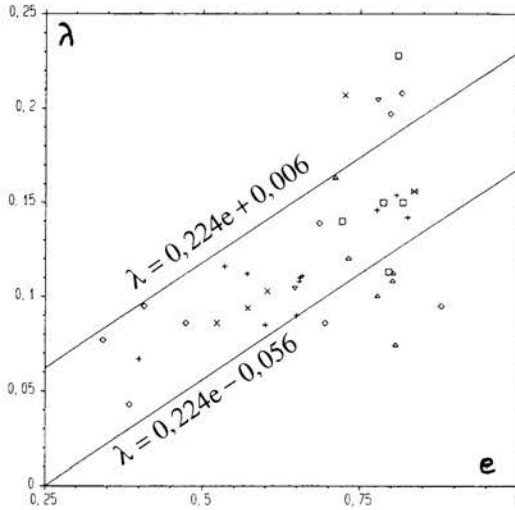


Fig. 1.21. Essais oedométriques et triaxiaux : relations entre λ et e

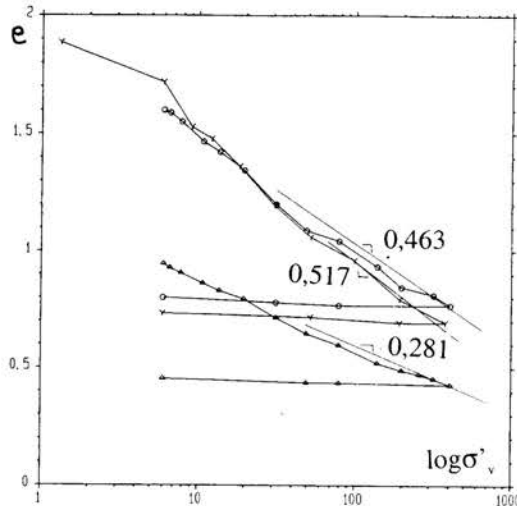


Fig. 1.22. Courbes de consolidation de l'argile reconstituée.

Le module d'Young non drainé E_u est déterminé à partir des courbes déformation axiale-déviateur (ϵ_a, q) à 0,1% de déformation axiale. Il s'agit d'un module sécant. Sa valeur est assortie d'une assez grande imprécision du fait de la connaissance approximative de l'origine réelle du chargement au début du cisaillement, en raison de problèmes de jeu et de contact de piston, après la consolidation isotrope. Néanmoins, le module non drainé semble augmenter linéairement avec la pression effective de consolidation isotrope (figure 1.23). Pour $p_c = 100\text{kPa}$, E_u est compris entre 15 et 50 MPa. En admettant, pour le coefficient de Poisson en condition drainée, la valeur 0,25 et la valeur 0,5 pour celui en condition non drainée, on aboutit aux intervalles suivants:

$$5 \leq G \leq 17\text{MPa} \text{ et } 12 \leq E' \leq 42\text{MPa}.$$

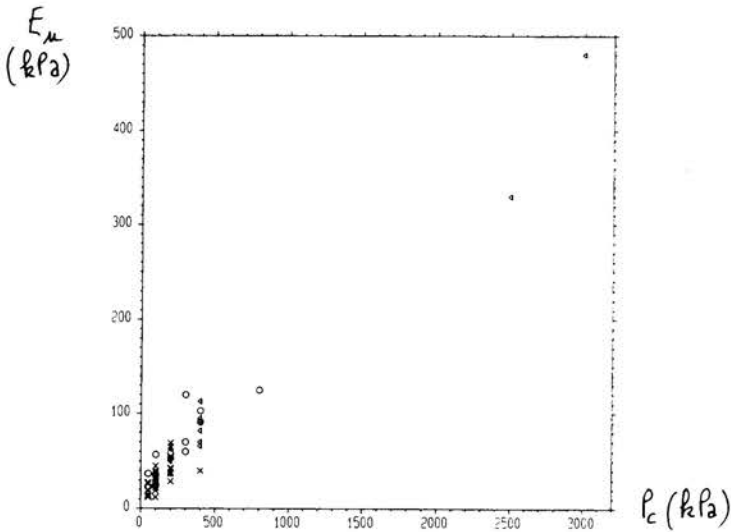


Fig. 1.23. Evolution du module non drainé avec la pression effective de consolidation.

Etude de la résistance au cisaillement

Compte tenu de l'hétérogénéité des matériaux et de l'absence d'essais spécifiques (les essais à chemin proportionnel ont été réalisés à haute pression, dans le domaine normalement consolidé des argiles), il n'a pas été possible d'établir la forme complète de la courbe d'état limite des argiles litées.

Les figures 1.24a et 1.24b rassemblent l'ensemble des données à la rupture en compression et en extension pour tous les essais CU+u réalisés sur les argiles litées. Les états à la rupture des éprouvettes sont définis dans le plan (p', q) des contraintes effectives au point du chemin des contraintes où le rapport q / p' est maximal. Les droites de Mohr-Coulomb de pente minimale ($\varphi' = 21,5$ degrés) et maximale ($\varphi' = 37$ degrés) y sont également reportées. D'autre part, une analyse par régression linéaire dans le plan (p', q) fournit l'intervalle de variation :

$$0 \leq c' \leq 19 \text{ kPa et } 20 \leq \varphi' \leq 33 \text{ degrés.}$$

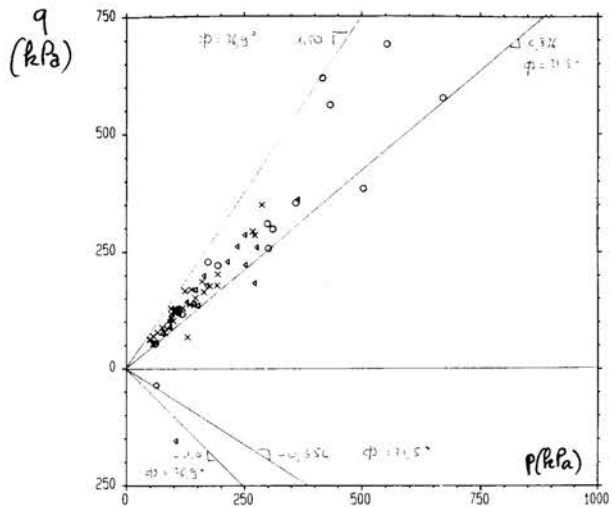
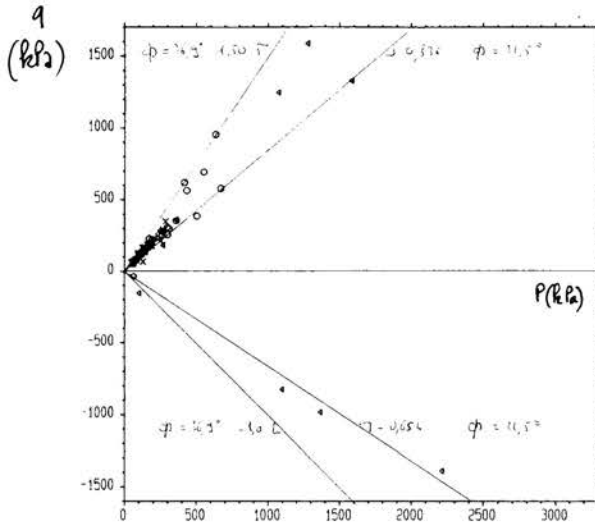


Fig. 1.24. Enveloppe de rupture en compression et en extension.

Cet intervalle de variation reflète le caractère très hétérogène des argiles litées. Malgré cette dispersion, il semble possible de dégager une certaine tendance à la diminution de l'angle de frottement lorsque l'indice de plasticité des argiles augmente.

Par ailleurs, l'essai triaxial non consolidé non drainé réalisé sur un seul échantillon (3 éprouvettes) conduit à une cohésion non drainée estimée : $c_u = 13$ kPa. Cette valeur faible pour une profondeur de prélèvement de 22,5m laisse présager une qualité médiocre du carottage des échantillons. Une valeur triple de la valeur mesurée pourrait être attendue.

d) Essais triaxiaux de liquéfaction

Les essais triaxiaux de liquéfaction ont été réalisés à l'aide d'une machine triaxiale cyclique asservie DYNNTS, fabriquée par la société GDS. L'éprouvette, de diamètre 76 mm et d'élancement 2, est préalablement consolidée sous une pression isotrope effective de 100 kPa (contre-pression de 300 kPa). Puis elle est soumise à un chargement déviatorique sinusoïdal d'amplitude q_v en condition non drainée. Le nombre de cycles N_l pour atteindre la liquéfaction est défini conventionnellement comme le numéro du premier cycle pour lequel la déformation axiale atteint une amplitude de 0,025. L'essai triaxial de liquéfaction est effectué sur plusieurs éprouvettes avec différentes amplitudes q_v . Le nombre de cycles N_l pour atteindre la liquéfaction et le rapport de contrainte r ($r = q_v / (2p')$) constituent le résultat de l'essai. Il est également possible de déterminer pour chaque éprouvette l'amortissement et la dégradation du module non drainé en fonction de la déformation axiale.

L'accroissement de la pression interstitielle avec les cycles s'accompagne d'une augmentation progressive de la déformation axiale. L'amplitude de la déformation croît continûment à chaque cycle, depuis le début de l'essai, avec une vitesse qui dépend du rapport r . L'accumulation de la pression interstitielle finit par amener l'argile dans un état de contraintes effectives nulles. Toutefois, un problème expérimental se pose. Les essais cycliques ont été réalisés à une fréquence de 0,005Hz ($T=200s$), ce qui constitue un chargement beaucoup plus rapide que celui des essais triaxiaux CU+u classiques, mais tout de même assez lent pour des essais cycliques. La vitesse de cisaillement cyclique est donc près de 200 fois plus grande que celle des essais triaxiaux monotones, malgré la basse fréquence utilisée. De ce fait, l'homogénéisation de la pression interstitielle dans l'éprouvette n'est pas assurée. Elle l'est d'autant moins que les argiles litées sont hétérogènes à l'échelle des éprouvettes (700 cm³ de volume). D'autre part, la configuration de la machine cyclique, avec son capteur de pression interstitielle installé sur le drainage de pied, ne permet pas une mesure très fiable.

Il n'en reste pas moins que, globalement, la pression interstitielle s'accumule au cours des cycles et que l'argile est progressivement amenée à la rupture avec une amplification continue de la déformation axiale. Ce comportement n'est cependant pas

comparable à celui d'un sable, qui entre brutalement en liquéfaction au bout d'un certain nombre de cycles, suivant l'amplitude de la sollicitation.

L'interprétation des essais peut être prolongée avec la détermination du module d'Young sécant non drainé E_u et de l'amortissement linéaire équivalent D . Ces grandeurs sont évaluées à partir des boucles contrainte-déformation (figure 1.25). E_u et D sont représentés en fonction de la déformation axiale crête-crête à chaque cycle. Dans la gamme de déformations étudiées (0,002 à 0,20), l'argile entre dans la phase finale de dégradation du module sécant E_u (qui chute de 35000 kPa à 100 kPa environ) avec une relative stabilisation de l'amortissement. Celui-ci est compris entre 0,2 et 0,25 pour une déformation axiale inférieure à 0,01. Au-delà, la détermination de D est approximative en raison de la non-fermeture des boucles contrainte-déformation.

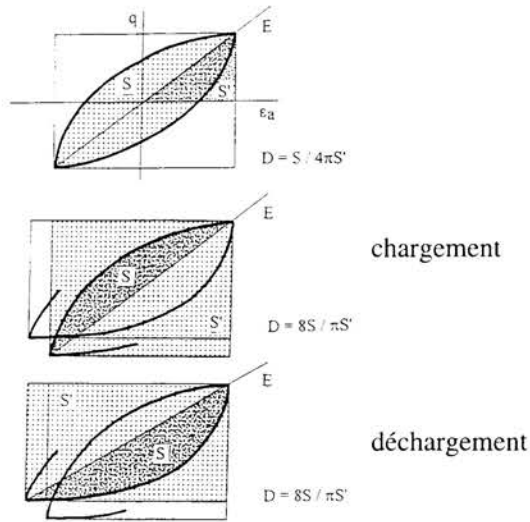


Fig. 1.25. Définition et principe de calcul du module sécant et de l'amortissement.

e) Essais triaxiaux cycliques

Contrairement aux essais de liquéfaction, les essais cycliques sont conduits en imposant l'amplitude de la déformation axiale. Ces essais ont également pour objet de déterminer la dégradation du module non drainé E_u et d'estimer l'évolution de l'amortissement D . Pour cela, plusieurs séries de cycles sont imposées successivement à une même éprouvette, en ménageant une période de reconsolidation entre chaque série de cycles et en augmentant l'amplitude de la déformation axiale à chaque étape.

L'application de la sollicitation cyclique entraîne une augmentation progressive de la pression interstitielle, qui se dissipe pendant les phases de reconsolidation. Pour les premières séquences, à très faible amplitude de la déformation axiale ($\epsilon_a \leq 0,0002$), la pression interstitielle ne s'accumule pas au cours des cycles. En revanche, à partir d'une certaine séquence, une pression rémanente de 3 kPa est obtenue après 12 cycles. Cette pression finale augmente fortement pour les séquences suivantes et avec l'augmentation de la déformation axiale.

Pendant les premières séquences de cycles à déformation imposée, le déviateur q diminue du fait de l'augmentation de la section de l'éprouvette, dont le volume est constant. Mais, avec l'augmentation de la pression interstitielle, l'état des contraintes effectives s'approche progressivement et alternativement des enveloppes de rupture en compression et en extension. De ce fait, la résistance apparente de l'argile diminue et le déviateur diminue. Dans ce cas, il semble que le chemin des contraintes effectives dépasse les enveloppes de Mohr-Coulomb de l'argile. Ce point s'explique en partie par

- la difficulté de mesurer la pression interstitielle en pied de l'éprouvette, avec des effets de piston de l'éprouvette sur ses embases pendant les cycles ;
- la vitesse de la sollicitation, qui ne permet pas une homogénéisation complète de la pression interstitielle dans le volume de l'éprouvette, ce qui peut entraîner un déphasage entre la mesure en pied et la pression réelle au centre de l'éprouvette, là où la sollicitation a le plus d'effet sur l'argile testée ;
- la surconsolidation qui résulte de la diminution de la contrainte effective moyenne pendant les cycles, du fait de l'accroissement de la pression interstitielle.

Ainsi les mêmes difficultés se rencontrent pour les essais cycliques sur les argiles, que pour les essais de liquéfaction, avec des incursions apparentes du chemin des contraintes effectives au-delà des droites de Mohr-Coulomb, suite entre autres aux problèmes de mesure de la pression interstitielle en pied. Néanmoins, les courbes contrainte-déformation sont acceptables, en tolérant le manque d'homogénéité de la pression interstitielle dans l'éprouvette. Ceci permet d'exploiter les essais en termes de module et d'amortissement.

Les figures 1.26a et 1.26b résument le comportement de l'argile sous ce type de sollicitation cyclique :

- pour les premières séquences, à faible amplitude de la déformation axiale, la pente de ces courbes est forte et les boucles, fermées après quelques cycles, montrent peu d'hystérésis ;
- au fur et à mesure de l'augmentation de l'amplitude de déformation axiale, la pente se dégrade, la résistance de l'argile diminue, les boucles montrent une plus grande hystérésis et elles ne sont pas fermées ;
- pour les grandes déformations et au bout de quelques cycles, la rigidité de l'argile devient quasi-nulle, comme pendant la liquéfaction. À ce stade, la pression interstitielle rémanente est forte.

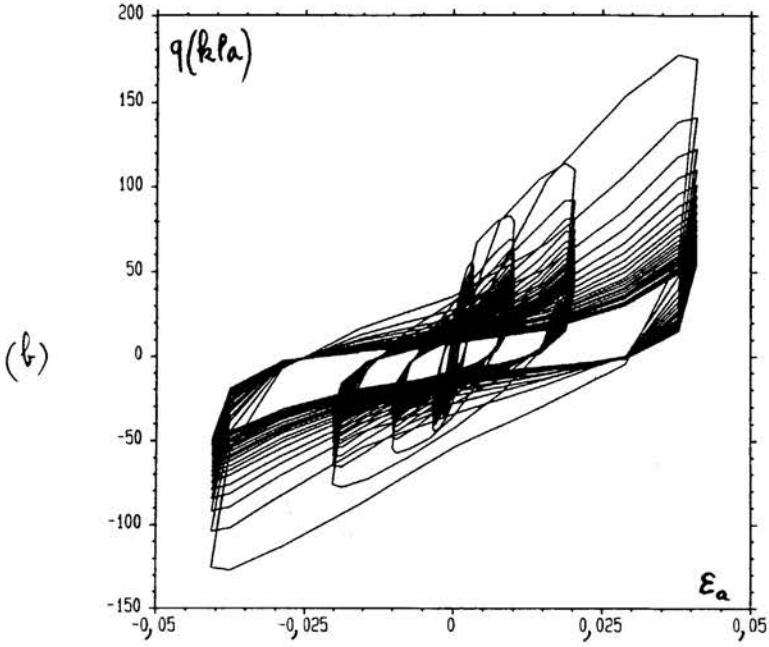
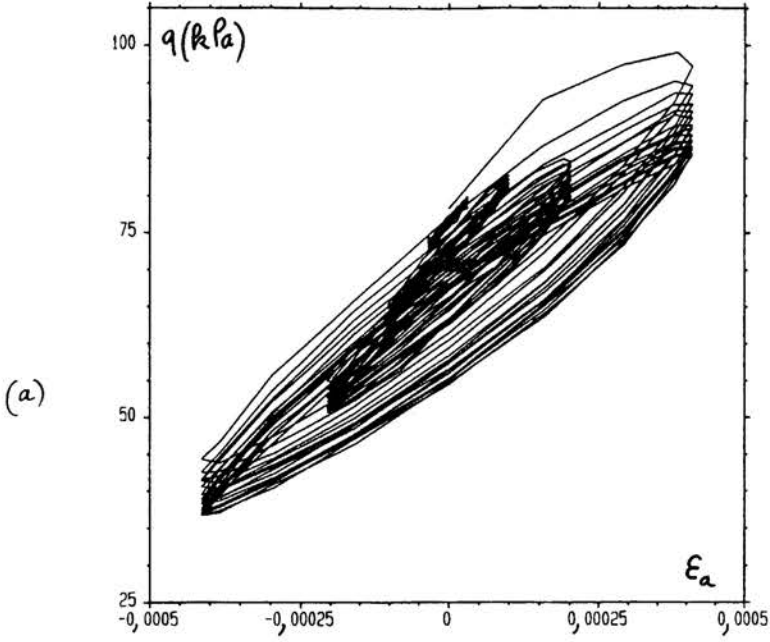


Fig. 1.26. Courbes déviateur-déformation axiale dans un essai cyclique :
a) pour de faibles amplitudes de déformation axiale ;
b) pour de fortes amplitudes de déformation axiale.

Cette évolution peut être caractérisée par la dégradation du module non drainé E_u , qui représente la rigidité de l'argile, et par l'amortissement linéaire équivalent D , qui décrit la dissipation d'énergie au cours des cycles. Globalement, le module diminue et l'amortissement augmente avec la déformation cyclique imposée. Les modules mesurés sont compris entre 100 MPa et 4 MPa et l'amortissement se situe entre 0 et 0,3. Là encore, la principale difficulté réside dans la non-fermeture des boucles contrainte-déformation.

Néanmoins, si l'on compare les figures 1.27a et 1.27b, il est intéressant de constater la bonne concordance entre les mesures du module non drainé déduites d'une part des essais triaxiaux classiques (à $\varepsilon_s = 0,1\%$) et, d'autre part, des essais cycliques sous une pression de consolidation de 100 kPa ($15 < E_u < 50\text{MPa}$).

f) Essais triaxiaux à pression interstitielle croissante

Pour ce type d'essai, l'éprouvette est saturée sous une contre-pression de 300 kPa, puis chargée par paliers. La pression de confinement et la charge axiale sont choisies pour suivre un chemin de contraintes de type K_0 . Après consolidation, la charge axiale et la pression de confinement sont maintenues constantes. La contre-pression est alors augmentée progressivement, au-delà de 300 kPa, jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

L'interprétation des essais conduit aux caractéristiques à la rupture suivantes :

$$c' = 20 \text{ kPa} \quad \text{et} \quad \varphi' = 30 \text{ degrés},$$

qui sont très largement supérieures aux valeurs moyennes obtenues pour les essais triaxiaux classiques. On propose l'interprétation suivante de ce supplément de résistance des argiles litées, testées dans ces conditions d'essais particulières. L'argile est hétérogène à l'échelle des éprouvettes triaxiales. Dans un état dense, les limons sont dilatants par comparaison aux lits argileux normalement consolidés. Il y a donc un conflit entre la dilatance qui a tendance à provoquer une remontée de la droite de rupture de Mohr-Coulomb et le chemin de contraintes imposé, quasi-horizontale dans le plan (p' , q), à p' décroissant et qui, du fait de l'augmentation de la pression interstitielle, impose au matériau de suivre la droite de rupture en descendant.

Cette première remarque se généralise avec l'introduction du comportement des argiles en termes de courbe d'état limite. Les consolidations anisotropes ont été réalisées sous des états de contraintes bien supérieurs à l'état de contraintes naturel de l'argile en place, vers 5 m de profondeur. Cette consolidation de type K_0 a pour principale conséquence d'écrouir le matériau et d'entraîner sa courbe d'état limite (CEL) dans le plan des contraintes effectives (p' , q). Aussi, les chemins de contraintes imposés à pression interstitielle croissante (et q légèrement décroissant) restent en permanence inscrits à l'intérieur de la CEL. Les caractéristiques c' et φ' , déterminées plus haut, ne représentent donc pas le comportement à la rupture des argiles litées dans un état

normalement consolidé (comme pour les essais triaxiaux classiques au-delà de la CEL), mais correspondent à l'enveloppe supérieure de toutes les CEL des argiles litées testées dans le cas présent.

Il semble donc possible d'affirmer que l'augmentation progressive et homogène de la pression interstitielle dans la masse des argiles litées, sans changement des contraintes totales, constitue une sollicitation de déchargement et n'aboutit pas à une situation plus défavorable que les chargements dans le domaine normalement consolidé, du fait de la dilatance et des effets de la surconsolidation.

g) Perméabilité des argiles litées

Les valeurs du coefficient de perméabilité ont été mesurées soit à l'appareil triaxial, soit à l'oedomètre. Les valeurs obtenues sont comprises dans l'intervalle :

$$10^{-11} \leq k \leq 10^{-8} \text{ m / s.}$$

La variation du coefficient de perméabilité avec l'indice des vides a également été étudiée. Dans le plan (e,lgk), les résultats semblent se répartir en deux familles distinctes suivant les droites :

$$e = 1,95 + 0,143 \lg k \quad \text{et} \quad e = 1,14 + 0,073 \lg k.$$

Par ailleurs, deux essais de perméabilité à l'oedomètre ont été réalisés dans deux directions perpendiculaires. Les résultats montrent une forte anisotropie de la perméabilité. Le coefficient de perméabilité horizontale, dans le sens des lits silteux, est vingt fois plus grand que dans le sens vertical, au travers des lits silteux.

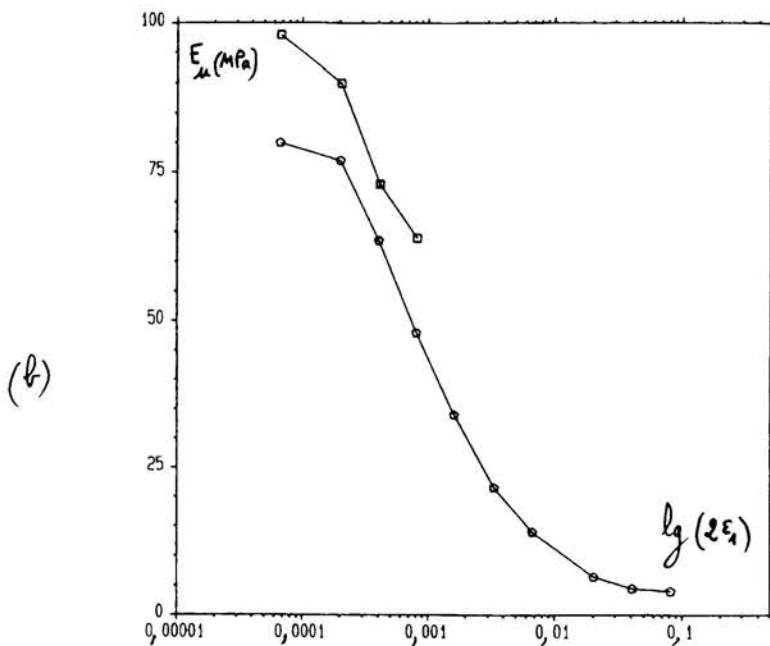
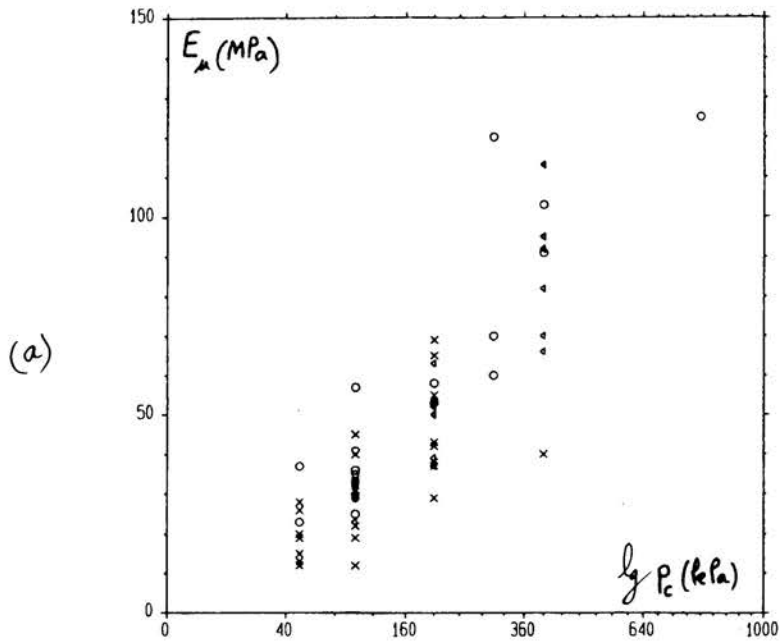


Fig. 1.27. Comparaison entre les mesures du module non drainé : a) essais triaxiaux classiques (hautes et basses pressions) ; b) essais triaxiaux cycliques.

1.4.5. Argile des Flandres

Une synthèse importante sur le comportement de l'argile des Flandres a été rédigée par H. Josseaume en 1997 (Josseaume, 1998). Elle rend compte de l'étude des propriétés de ce matériau rencontré à Dunkerque et à Calais sous une couche de sable d'une trentaine de mètres d'épaisseur. Les travaux expérimentaux in situ et en laboratoire ont été réalisés avant l'ouverture du thème ; seule la synthèse est une production du thème.

L'argile des Flandres se présente sous la forme d'un matériau gris foncé d'apparence homogène mais qui est traversé de microfissures qui le découpent en polyèdres irrégulièrement distribués. Les valeurs des paramètres d'état et d'identification, mesurées sur ces échantillons, sont présentées dans le tableau 1.6.

Tableau 1.6. - Valeurs moyennes des paramètres physiques de l'argile des Flandres.

Site	w (%)	w _L (%)	I _p (%)	γ _d (kN / m ³)
Dunkerque	26 à 35	62 à 96	32 à 57	13,8 à 16,1
Calais	24 à 34	69 à 83	34 à 46	14,5 à 16,3

La quasi-identité des valeurs obtenues à Dunkerque et à Calais met en évidence la similitude des propriétés de l'argile sur ces deux sites. Les caractéristiques d'état et d'identification indiquent que l'argile des Flandres est une argile très consistante et très plastique représentée par les symboles A_t et L_t dans la classification des LPC. Par ailleurs, les essais de gonflement et les essais oedométriques à haute pression réalisés sur ce matériau (Josseaume et al., 1991) mettent en évidence son caractère gonflant (le gonflement relatif mesuré au cours d'essais de gonflement libre est d'environ 8 %) et sa forte surconsolidation, la pression de préconsolidation au niveau du toit de la couche étant supérieure à 3 MPa. Le caractère gonflant de l'argile est lié à la forte teneur en montmorillonite de sa fraction argileuse, son état de surconsolidation étant une conséquence de son histoire géologique.

Les caractéristiques mécaniques de cette argile raide ont été déterminées à partir :

- d'essais de laboratoire (essais triaxiaux, oedométriques et essais au pénétromètre de laboratoire) ;
- d'essais en place (pressiomètre Ménard, pressiomètre autoforeur, scissomètre de chantier, pénétromètre statique, dilatomètre Marchetti).

Ces essais, qui couvrent presque toute la gamme des essais de sol couramment réalisés, ont permis d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement de l'argile, certains paramètres de déformabilité ainsi que le coefficient de pression des terres au repos (tableau 1.7). Des relations empiriques exprimant la cohésion non drainée et les modules de déformation en fonction de la pression de consolidation ont également été établies.

Tableau 1.7 - Synthèse des caractéristiques de l'argile des Flandres

Paramètres de comportement	Valeurs et intervalles de variation
Paramètres de compressibilité	
pression de préconsolidation	$2,8\text{MPa} \leq \sigma_p \leq 3,4\text{MPa}$
indice de compression	$0,29 \leq C_c \leq 0,34$
indice de gonflement	$0,10 \leq C_s \leq 0,12$
Paramètres d'élasticité orthotrope	
rapport d'anisotropie	$n = \frac{E_v}{E_h} = 0,55$
coefficients de Poisson	$\nu_{hh} = 0,03 ; \nu_{vh} = 0,17$
module de cisaillement horizontal*	$G_{hh} = G_0 = 88\text{MPa}$
module de déformation horizontale drainé*	$E_{h0} = 180\text{MPa}$
module de déformation verticale drainé*	$E_{v0} \geq 100\text{MPa}$
module de déformation verticale non drainé	$E_{u0,25} = 70\text{MPa}$
Coefficient de pression des terres au repos	$0,9 \leq K_0 \leq 1,1$
Résistance au cisaillement drainé	$c' \leq 30\text{kPa}, \quad \varphi' = 23^\circ$
Cohésion non drainée	$200\text{kPa} \leq c_u \leq 300\text{kPa}$

* à une profondeur de 6 mètres dans l'argile.

À partir d'essais triaxiaux UU et des essais en place, la fiabilité de la détermination de la cohésion non drainée a été testée. Il apparaît notamment que :

- les essais au dilatomètre Marchetti exploités à partir des corrélations proposées par son concepteur conduisent à des valeurs assez réalistes de c_u et de K_0 ;
- les corrélations associées à l'essai au piézocône et à l'essai pressiométrique Ménard, qui donnent les valeurs de c_u les plus voisines de celles déterminées au scissomètre, sont respectivement :

$$c_u = \frac{p_i - \sigma_{v0}}{N_k} \text{ avec } N_k = 10 \text{ à } 12 \quad \text{et} \quad c_u = \frac{p_i - p_0}{5,5} .$$

où p_i est la résistance de pointe corrigée ; p_i , la pression limite et p_0 , la contrainte horizontale totale au niveau de l'essai. La seconde formule conduit à des valeurs manifestement trop faibles. Ceci conduit à considérer avec circonspection les différentes corrélations habituellement proposées pour les argiles raides ;

- la majorité des essais triaxiaux de type UU, réalisés suivant la procédure classique, sous-estiment considérablement la cohésion non drainée de l'argile (figure 1.28).

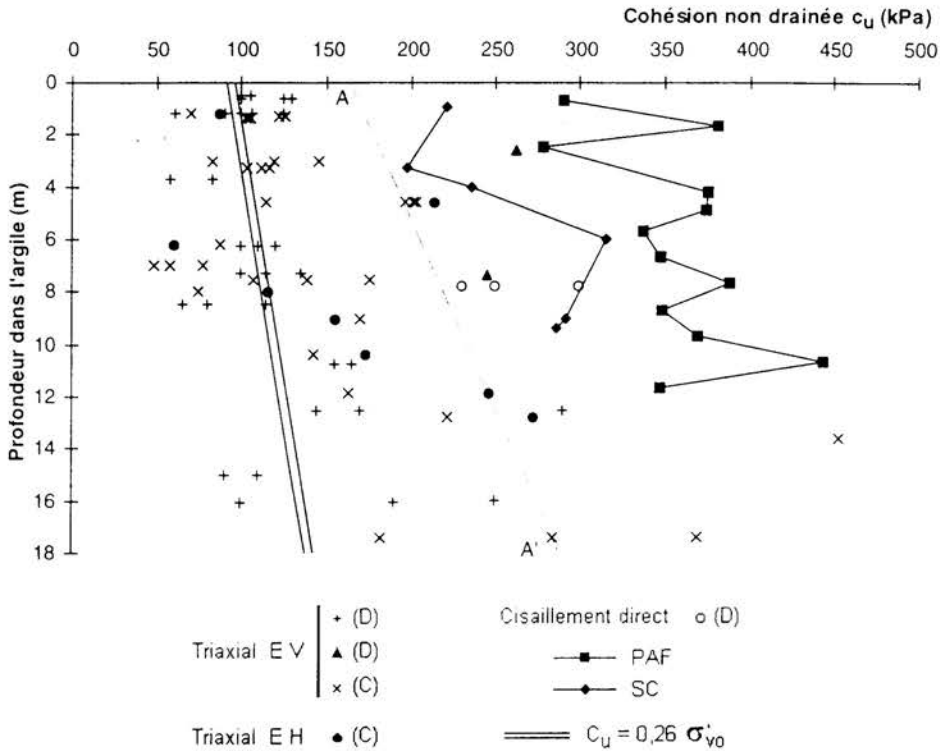


Fig. 1.28. Comparaison entre les résultats obtenus par diverses méthodes de détermination de la cohésion non drainée (Josseaume, 1998).

1.5. Réalisation d'un appareil d'essai pour étudier la rotation des contraintes

Les études du comportement des sols en laboratoire sont effectuées, pour l'essentiel, au moyen d'appareils triaxiaux classiques et d'oedomètres, plus ou moins sophistiqués. Ceux-ci exercent sur les éprouvettes des contraintes dont l'orientation ne varie pas au cours des essais et, de ce fait, ils ne reproduisent pas les rotations des contraintes qui interviennent dans un massif sollicité par un ouvrage. Aussi, dans le but de disposer d'un équipement permettant d'étudier les effets de la rotation des contraintes, le LCPC a envisagé en 1986 la construction d'un appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses. Lors de premiers essais, il est apparu que la presse initialement associée était insuffisante et qu'une presse asservie de hautes performances était indispensable. La décision de construire une telle presse a été prise en 1990 et sa fabrication confiée au CECP d'Angers.

L'étude et la construction de la presse asservie ont été commencées en 1992 sur la base du cahier des charges établi par H. Josseume et E. Degny (1991). Après quelques ultimes modifications, la construction de la partie mécanique a été achevée en 1997 et l'appareil a été livré au LCPC à la fin de 1998, après la mise au point du système d'asservissement. Toutefois, les logiciels d'acquisition de mesures et de pilotage des essais nécessitent encore quelques mises au point et développements par le Service Informatique du LCPC et par le CECP d'Angers. Compte tenu de ces retards, de la remise en cause de certaines options initiales et du temps nécessaire à la mise en route de l'équipement en condition d'essai (recette), la première étude de sol devrait pouvoir commencer au second semestre de 1999.

Dans cette phase finale du projet, des concertations et des réunions régulières ont permis d'aplanir les dernières difficultés. Par ailleurs, un cahier de recette de l'appareil a été rédigé par Ph. Reiffsteck avec la collaboration de H. Josseume et E. Degny (Reiffsteck, 1998). Plusieurs tests ont été prévus pour évaluer le bon fonctionnement de la machine en conditions d'essai. La figure 1.29 illustre le principe de l'appareil.

Les expérimentations menées avec ce nouvel outil de recherche devraient permettre d'améliorer nos connaissances sur les sols naturels, déjà étudiés avec des essais classiques et, par là-même, préciser la formulation des lois de comportement des sols et leur représentativité pour la modélisation numérique des ouvrages. En particulier, cet appareil fournira le moyen de déterminer les caractéristiques d'orthotropie des sols naturels sans avoir recours à la préparation d'éprouvettes verticale, horizontale et inclinée indispensables pour l'étude avec des appareils classiques. L'interprétation d'un même type d'essai sur des éprouvettes verticales avec rotation des contraintes (4 degrés de liberté pour les contraintes appliquées) donnera directement 4 paramètres de déformabilité au lieu de 2 pour les essais classiques.

À plus long terme, les actions de recherche liées à cet appareil pourront inclure des confrontations entre les résultats obtenus en laboratoire et ceux provenant d'essais in situ, l'objectif étant d'accéder au module de déformation des sols en place.

1.6. Conclusions et perspectives

L'important travail réalisé sur la rhéologie des sols naturels a permis de collecter un grand nombre de données expérimentales, utiles pour les calculs d'ouvrage, et de caractériser le comportement de plusieurs sols fins naturels. Ces études en laboratoire et in situ mettent en lumière la grande variabilité des propriétés géomécaniques des sols naturels et la difficulté de leur expérimentation. Même si les essais réalisés forment une base de données très conséquente, elle s'avère encore insuffisante pour obtenir une caractérisation détaillée de toutes les nuances de sols rencontrées sur un site. Ainsi, il n'a pas été possible de tirer parti du nombre d'éprouvettes testées en laboratoire pour analyser, discuter et critiquer les procédures d'essais mises en oeuvre, prélèvement compris. Des progrès significatifs devront être faits pour améliorer ces procédures.

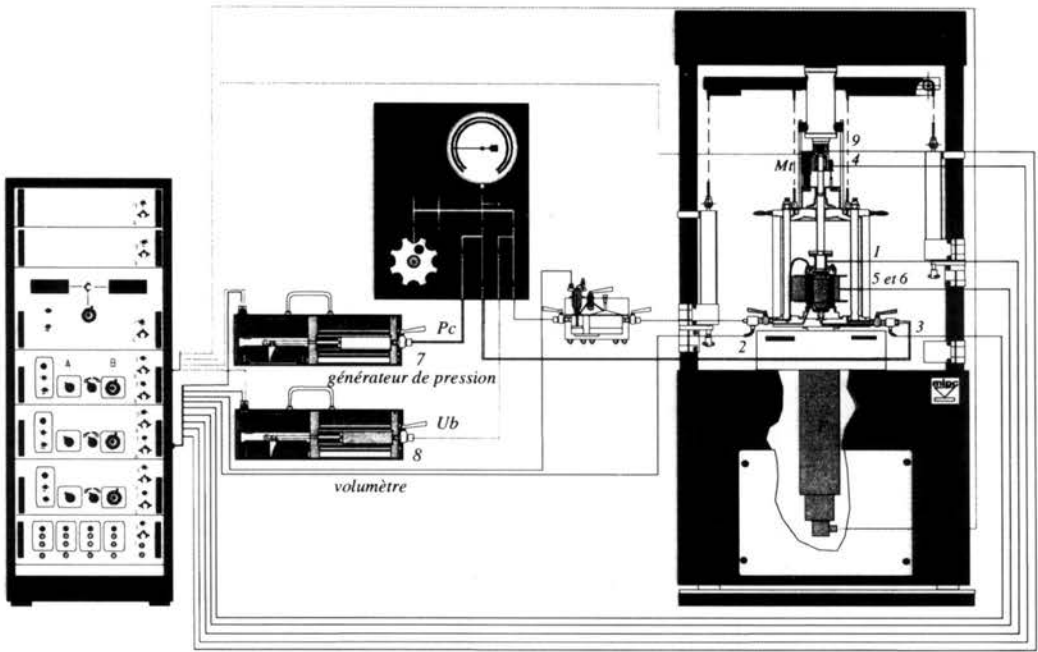


Fig. 1.29 Principe de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses.

1.7. Liste des productions et références bibliographiques

Les productions liées au sujet concernent donc essentiellement :

- des ensembles de résultats expérimentaux (comptes rendus d'essais de laboratoire, base de données, fichiers de résultats) ;
- des caractérisations du comportement de sols naturels. Trois catégories de sols fins ont été étudiées : des argiles et des marnes naturelles, des marnes compactées ;
- des valeurs de paramètres et une estimation de leur plage d'incertitude ;
- un logiciel de présentation, de dépouillement et de stockage des résultats d'essai de laboratoire (logiciel GES, développé au LRPC d'Aix-en-Provence).

Le tableau 1.8. confronte les productions attendues (c'est-à-dire citées dans le cahier des charges) et les productions réalisées. La dernière colonne regroupe les productions attendues mais non réalisées. Une liste détaillée des publications est fournie ci-après.

Tableau 1.8 - Bilan des productions du premier sujet de recherche du Thème

Productions attendues	Productions réalisées à la fin du thème en 1997	Productions prévues mais non réalisées en 1997
Caractérisation du comportement des sols fins à partir d'essais de laboratoire	Séries d'essais en conditions monotones et cycliques (LR d'Aix-en-Provence, 8 comptes-rendus). Base de données d'essais sur des sols fins.	
Interprétation des résultats d'essais à partir de modèles de type élastoplastique	Synthèses sur le comportement des sols fins naturels (LCPC et LR d'Aix-en-Provence, 6 comptes-rendus). 5 articles ; 3 communications à des congrès ; 1 logiciel.	À cause des données trop variables, aucune simulation théorique des résultats d'essais n'a été tentée.
Presse triaxiale pour éprouvette cylindrique creuse	Comptes-rendus de réunion. Cahier de recette de l'appareil. Différents manuels liés au prototype.	Logiciels d'asservissement. Presse triaxiale pour éprouvette cylindrique creuse.

Références bibliographiques des productions liées au sujet

- Gaudin B., Serratrice J.F. (1998) Etude en laboratoire du comportement mécanique d'une molasse. *The Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks*, Evangelista et Picarelli (eds), Balkema, pp. 173-182.
- Josseume H. (1998) Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais, *Revue Française de Géotechnique*, n° 84, pp. 3-26.
- Magnan J.-P., Bescond B., Serratrice J.F. (1998) Déformabilité d'une marne chargée par des remblais. *The Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks*, Evangelista et Picarelli (eds), Balkema, pp. 659-667.
- Magnan J.-P., Mestat Ph. (1997) Lois de comportement et modélisation des sols. Article C218, *Techniques de l'Ingénieur*, novembre 1997, 24 pages.

- Reiffsteck Ph. (1998) Cahier de recette pour la presse triaxiale pour éprouvette cylindrique creuse. Rapport interne LCPC, division MSGI.
- Serratrice J.-F. (1995a) Comportement d'une argile compactée, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 200, pp. 13-23.
- Serratrice J.-F. (1995b) *Marnes altérées du toarcien. 1- Récapitulation des essais de laboratoire*, rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 108 pages.
- Serratrice J.-F. (1995c) *Marnes altérées du toarcien. 2 - Essais de laboratoire. Courbes d'essais*, rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 154 pages.
- Serratrice J.-F. (1996a) *Détermination des paramètres de résistance à partir d'essais de laboratoire (roche calcaire, marne homogène et marne fissurée)*, rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 70 pages.
- Serratrice J.-F. (1996b) *Comportement mécanique des argiles litées. Tome 1 : rapport*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 90 pages.
- Serratrice J.-F. (1996c) *Comportement mécanique des argiles litées. Tome 2 : essais de laboratoire (1988-1994) - Courbes expérimentales*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 240 pages.
- Serratrice J.-F. (1996d) *Comportement mécanique des argiles litées. Tome 3 : essais de laboratoire (1995) - Courbes expérimentales*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 160 pages.
- Serratrice J.-F. (1996e) *Comportement mécanique des argiles litées. Tome 4 : essais de laboratoire - Synthèse des données expérimentales*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 76 pages.
- Serratrice J.-F. (1996f) *Méthodes de mesure de perméabilité en laboratoire. Procédures, synthèse de résultats. Projet de norme X30P*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 72 pages.
- Serratrice J.-F., Soyez B. (1996g) Les essais de gonflement, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 204, pp. 65-85.
- Serratrice J.-F. (1997a) *Essais mécaniques et essais de sensibilité sur les sols compactés. Tome 1 : rapport*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 124 pages.
- Serratrice J.-F. (1997b) *Essais mécaniques et essais de sensibilité sur les sols compactés. Tome 2 : essais mécaniques*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 220 pages.
- Serratrice J.-F. (1997c) *Essais mécaniques et essais de sensibilité sur les sols compactés. Tome 3 : essais de sensibilité*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 206 pages.
- Serratrice J.-F. (1997d) *Essais mécaniques et essais de sensibilité sur les sols compactés. Tome 4 : récapitulation*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 118 pages.
- Serratrice J.-F. (1997e) *Essais triaxiaux cycliques sur des argiles naturelles. Tome 1 : rapport*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 92 pages.
- Serratrice J.-F. (1997f) *Essais triaxiaux cycliques sur des argiles naturelles. Tome 2 : courbes expérimentales*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 178 pages.
- Serratrice J.-F., Durville J.L. (1997g) Description des roches et des massifs rocheux, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 211, pp. 73-87.
- Serratrice J.F. (1998) Caractéristiques mécaniques des marnes de l'Oligocène du bassin de Marseille. *The Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks*, Evangelista et Picarelli (eds), Balkema, pp. 301-310.

CHAPITRE 2

CARACTÉRISATION DU COMPORTEMENT DES SABLES

RÉSUMÉ. Les recherches conduites dans ce sujet ont pour objet principal l'étude du comportement des sables sous des sollicitations composées d'un petit nombre ou d'un grand nombre de cycles. Comme dans le cas des sols fins, le sujet regroupait des études expérimentales (sur des presses triaxiales classiques et non classiques) et des études théoriques de modélisation (formulation et validation de lois de comportement). Les sables étudiés sont des sables naturels, du sable en provenance de Labenne (site expérimental des LPC) et du sable de Fontainebleau (fréquemment utilisé pour les études en centrifugeuse et dans la chambre d'étalonnage du CERMES). En particulier, le LRPC d'Aix-en-Provence et le CERMES ont réalisé des essais cycliques en comportement non drainé afin de mettre en évidence le comportement des sables au voisinage de la liquéfaction.

2.1. Introduction

Les études expérimentales sur le comportement mécanique des sables constituent une activité importante des laboratoires de Mécanique des Sols des LRPC d'Aix-en-Provence et de Rouen et du CERMES (centre de recherche commun ENPC/LCPC). Ces recherches visent à caractériser le comportement des sables sous des sollicitations monotones ou cycliques. L'étude sous sollicitations monotones (ou comportant peu de cycles) est menée à partir d'essais triaxiaux drainés ou non drainés, réalisés avec des appareils traditionnels. En revanche, les recherches dans le domaine des sollicitations cycliques nécessitent un matériel adapté, comme la presse cyclique asservie DYNNTS acquise en 1991 par le LRPC d'Aix-en-Provence et utilisée notamment pour étudier les conditions de liquéfaction des sables (essais triaxiaux cycliques non drainés sur éprouvettes consolidées de manière isotrope ou anisotrope). Le CERMES est également équipé de dispositifs d'essai asservis pour mener à bien ce type d'expérimentations.

Comme il est quasiment impossible de prélever des échantillons intacts dans un massif de sable naturel, les éprouvettes testées sont reconstituées par pluviation dans des moules, en laboratoire, à des densités données.

La caractérisation des sables a pour objet d'acquérir des informations utiles soit pour les applications pratiques, soit pour les études de simulation théorique des résultats d'essais ou de modélisation du fonctionnement d'ouvrages expérimentaux en vraie grandeur ou de modèles réduits centrifugés.

2.2. Bref historique des recherches sur les sables dans les LPC et au CERMES

Les recherches menées depuis une vingtaine d'années sur le comportement des sables dans le réseau des LPC ont une histoire différente de celle des sols fins. Si, historiquement, la caractérisation des sols fins en laboratoire est liée à l'étude des remblais sur sols compressibles, les recherches sur les sables menées au LCPC ont pendant longtemps privilégié les analyses théoriques (utilisation de lois de comportement élastoplastiques et de la méthode des éléments finis, modélisation d'ouvrage et de sol types) au détriment des aspects expérimentaux. Des études ont ainsi été consacrées à la simulation théorique du fonctionnement des fondations profondes (effet de la dilatance sur le fonctionnement d'un pieu isolé). Des lois élastoplastiques parfaites (critère de Mohr-Coulomb ou de Drucker-Prager) et des lois élastoplastiques avec écrouissage (Nova, 1982 ; Vermeer, 1982) ont été employées pour décrire le comportement des massifs de sable (Tadjbakhsh et Frank, 1985).

Par rapport aux autres lois proposées dans la littérature, les lois de Nova et de Vermeer présentent certains d'avantages :

- leur formulation théorique est correcte (notamment, l'élasticité non linéaire dérive d'un potentiel) et elles décrivent de manière satisfaisante les principaux phénomènes mécaniques observés au cours des essais de laboratoire ;
- le nombre de paramètres est faible (hormis l'état initial et le poids volumique du matériau : il est de 7 pour la loi de Nova et de 5 pour celle de Vermeer) ;
- la détermination des paramètres est assez aisée à partir des essais courants. Néanmoins, il a été nécessaire de définir une méthodologie appropriée pour y arriver plus facilement (Mestat, 1990 ; Arafati, 1996 ; Mestat et Arafati, 1998) ;
- leur introduction dans un code d'éléments finis ne pose pas de problème particulier. Ces lois ont été implantées d'abord dans le système ROSALIE (Tadjbakhsh et Frank, 1985), puis dans le progiciel CESAR-LCPC et leur programmation validée (Mestat, 1989a ; 1989b ; 1990).

Parallèlement, au cours de cette période, des expérimentations ont été réalisées sur des massifs de sable : fondations superficielles et essais de tirants notamment. Mais elles n'ont pas donné lieu à des modélisations. Les objectifs principaux étaient d'analyser le comportement à la rupture et l'influence de paramètres géométriques en vue de justifier les valeurs ou formules proposées dans les règlements.

Ce n'est que vers le milieu des années 1980, avec la mise en service de la centrifugeuse et la participation au GRECO-Géomatériaux, projet « Validation des codes de calcul » que des recherches importantes ont débuté sur la rhéologie des sables avec l'interprétation et la simulation de résultats d'essais triaxiaux à l'aide de modèles élastoplastiques (Mestat, 1989). Les problèmes de simulation théorique, de validation des lois de comportement et de détermination des paramètres ont alors été au coeur des recherches. Plusieurs développements ont été réalisés, concernant notamment :

- l'élaboration du logiciel LOIS-LCPC pour la simulation théorique des résultats d'essais de laboratoire (Mestat, 1991). Ce logiciel intègre pas à pas les équations

différentielles de l'élastoplasticité pour différentes lois de comportement, dont celles de Nova et de Vermeer ;

- la détermination des paramètres des lois de Nova et de Vermeer, pour les sables d'Hostun, de Reid Bedford (Mestat et Youssef, 1991), de Fontainebleau (Mestat et al., 1992) et de Labenne (Mestat, 1992). La simulation des résultats expérimentaux avec LOIS-LCPC s'est avérée très satisfaisante, comme le montrent par exemple les figures 2.1 et 2.2.

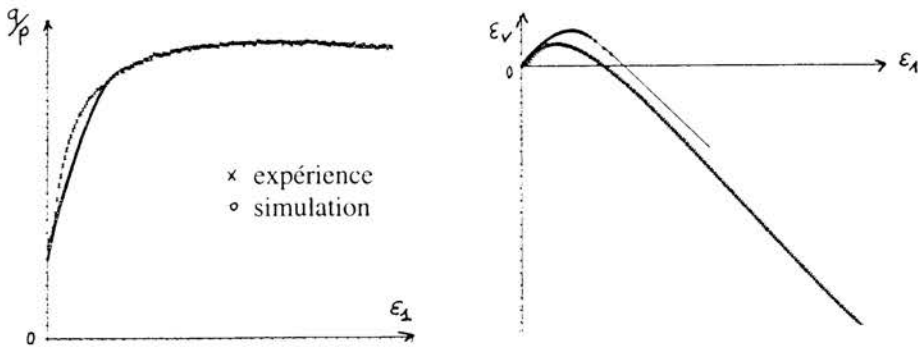


Fig. 2.1 Simulation d'un essai triaxial de compression avec la loi de Nova

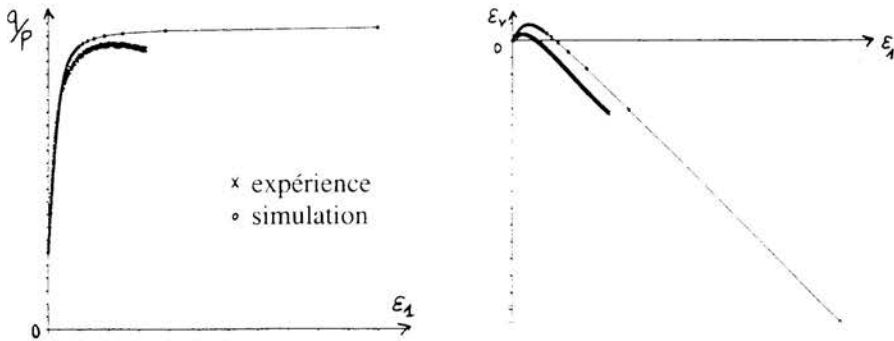


Fig. 2.2 Simulation d'un essai triaxial de compression avec la loi de Vermeer

Toutes ces études ont permis de vérifier à nouveau les capacités des lois de Nova et de Vermeer à décrire le comportement des sables en laboratoire sous des sollicitations monotones ou comportant peu de cycles.

L'ouverture du Thème « Caractérisation du comportement des sols à l'aide de modèles élastoplastiques et visqueux » (1990-1993) a permis de rassembler dans un même sujet (les sables) les recherches du LCPC et des LRPC d'Aix-en-Provence et de Rouen. En effet, les études expérimentales menées par les LRPC sont complémentaires : à Rouen, le laboratoire permet d'effectuer des essais en condition monotone ou comportant quelques cycles de charge-décharge et, à Aix-en-Provence, il est équipé pour réaliser des essais à haute pression, monotones ou cycliques, dynamiques ou de liquéfaction. Outre une coordination des recherches, le grand intérêt a été de ne plus dépendre de centres de recherches extérieur au réseau des LPC pour mener les études de rhéologie théorique et de disposer d'un outil expérimental de grande qualité. Celui-ci a été utilisé notamment dans le cadre des recherches sur le comportement des fondations superficielles de Labenne où des essais triaxiaux ont été réalisés au LRPC de Rouen et leur interprétation avec les lois de Nova et de Vermeer effectuée au LCPC.

De son côté, le CERMES a également acquis depuis 1985 une grande expertise dans l'étude expérimentale et dans la modélisation du comportement mécanique des sables sous sollicitations monotones et cycliques. On peut citer notamment les travaux de recherche suivants, réalisés dans le cadre de thèses de doctorat :

- étude de la liquéfaction statique des sables lâches (Canou, 1989) ;
- évaluation de modèles adaptés à la modélisation du comportement cyclique des sols et développement d'un nouveau modèle basé sur la notion de surface de charge d'état, adapté en particulier à la modélisation des phénomènes de liquéfaction sous chargement monotone et cyclique (Saïtta, 1994) ;
- développement d'une méthode d'évaluation du risque de liquéfaction des sables à partir du pressiomètre cyclique et étude du comportement cyclique des sables à l'appareil triaxial (Dupla, 1995).

Le programme de recherches sur les sables du Thème « Rhéologie et modélisation des sols sous sollicitations monotones et cycliques » s'est donc inscrit dans la continuité de ces travaux et a rassemblé les différentes activités des LRPC d'Aix-en-Provence, de Rouen et celles du CERMES, afin de multiplier les échanges et de réaliser des recherches en commun. De 1995 à 1997, les actions suivantes ont été programmées :

- étude du comportement cyclique des sols pulvérulents et des aspects liés à la liquéfaction sous chargement monotone et cyclique (CERMES, LRPC d'Aix) ;
- caractérisation du sable utilisé dans les essais sur modèles réduits centrifugés ou en chambre d'étalonnage (CERMES, LRPC de Rouen) ;
- élaboration, amélioration et/ou validation de lois de comportement élastoplastiques pour les sols pulvérulents sur des chemins de contraintes monotones ou cycliques (CERMES, LCPC) ;
- modélisation par éléments finis d'ouvrages expérimentaux en vraie grandeur ou de modèles réduits centrifugés (LCPC, cf. chapitre 4).

2.3. Développements théoriques en sollicitations monotones

2.3.1. Utilisation de la loi de Nova (version 1982)

Cette loi de comportement, proposée par R. Nova en 1982, a été très utilisée au LCPC pour l'étude des pieux sous charge axiale (Tadjbakhsh et Frank, 1985), pour la simulation d'essais triaxiaux (Mestat et al., 1990 ; Youssef et Mestat, 1992), pour le calcul d'ouvrages souterrains (Chambon et Corté, 1991), pour le calcul de fondations superficielles (Mestat, 1990b) et pour la modélisation d'un rideau de palplanches (Arafati, 1996 ; Mestat et Arafati, 1998).

La loi de Nova est composée d'une élasticité non linéaire isotrope et d'une plasticité à un mécanisme définie selon le niveau de contraintes atteint (tableau 2.1). Les différentes fonctions mathématiques sont exprimées à l'aide des invariants p' (pression moyenne) et q (déviateur des contraintes) :

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{et} \quad q = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}{2}}$$

La convention de signe adoptée est la convention de la mécanique des sols : les contraintes de compression sont positives.

La partie élastique des déformations est liée à l'état de contraintes par une relation incrémentale et non linéaire :

$$d\epsilon_{ij}^e = L_0 d\eta_{ij} + B_0 \frac{dp'}{3p'} \delta_{ij}$$

où L_0 et B_0 sont deux paramètres de la loi et $\eta_{ij} = \frac{\sigma_{ij} - p' \delta_{ij}}{p'}$ (δ_{ij} est le tenseur de Kronecker).

Les expressions de la surface de charge et du potentiel plastique sont données dans le tableau 2.1. Les variables p_{cg} et p_c correspondent respectivement à l'intersection du potentiel plastique avec l'axe des compressions isotropes pour $\frac{q}{p'} \geq \frac{M}{2}$ et à la variable caractérisant l'érouissage. p_c est une fonction des invariants de déformations plastiques ϵ_v^p et ϵ_d^p :

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\epsilon_v^p + D\epsilon_d^p}{f - B_0}\right)$$

$$\text{où } \epsilon_v^p = \epsilon_1^p + \epsilon_2^p + \epsilon_3^p \quad \text{et} \quad \epsilon_d^p = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{(\epsilon_1^p - \epsilon_2^p)^2 + (\epsilon_1^p - \epsilon_3^p)^2 + (\epsilon_2^p - \epsilon_3^p)^2}{2}}$$

Ce modèle comporte huit paramètres, dont sept sont adimensionnels (B_0 , L_0 , M , μ , D , ℓ , m). Leur valeur est généralement déterminée à partir de résultats d'essais triaxiaux drainés (Nova, 1982 ; Mestat et al., 1990 ; Mestat et Youssef, 1991 ; Arafati, 1996) :

- B_0 est lié à la déformation volumique élastique ;
- L_0 est associé à la déformation déviatorique élastique ;
- M contribue à définir à la fois l'état caractéristique et la rupture ;
- μ intervient dans la définition de la rupture ;
- D gouverne le phénomène de dilatance (c'est la pente de $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$ à la rupture) ;
- ℓ est relié à la déformation volumique totale ;
- m est un paramètre de calage, lié à l'état caractéristique et à la courbure de la courbe déviateur-déformation axiale dans un essai de compression triaxiale.

Tableau 2.1. Expressions de la surface de charge et du potentiel plastique en fonction de l'état de contraintes (loi de Nova, 1982).

État de contraintes	Relation contrainte-dilatance	Surface de charge $F(p', q, p_c)$ et potentiel plastique $G(p', q, p_c)$
$\frac{q}{p'} \leq \frac{M}{2}$	$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 p'}{4\mu q}$	$F(p', q, p_c) = \frac{4\mu q^2}{M^2 p'^2} + 1 - \frac{p_c^2}{p'^2} = 0$ $G(p', q, p_c) = F(p', q, p_c)$
$\frac{q}{p'} \geq \frac{M}{2}$	$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M}{\mu} - \frac{q}{\mu p'}$	$F(p', q, p_c) = \frac{q}{p'} - \frac{M}{2} + m \ln \left(\sqrt{1 + \mu} \frac{p'}{p_c} \right) = 0$ $G(p', q, p_c) = \frac{q}{p'} - \frac{M}{1-\mu} \left[1 - \mu \left(\frac{p'}{p_{cg}} \right)^{\frac{1-\mu}{\mu}} \right] = 0$

Le huitième paramètre p_{c0} est en fait une pression de référence qui peut être calculée de deux manières :

- à partir de l'état de contraintes en place dans le massif : le paramètre p_{c0} est calculé, pour chaque point du massif, en écrivant que l'état initial est situé sur la surface de charge initiale $F(p'_0, q_0, p_{c0}) = 0$; d'où l'expression,

$$p_{c0} = \sqrt{\frac{4\mu}{M^2} q_0^2 + p_0'^2}$$

où q_0 et p'_0 sont le déviateur et la pression moyenne à l'état initial au point considéré. Cette procédure semble conforme aux observations expérimentales, qui montrent que les sables présentent un comportement fortement non linéaire

et irréversible dès qu'on leur applique un chargement. Pour un essai triaxial avec consolidation isotrope, p_{c0} est égal à la pression de confinement σ'_3 de l'essai ;

- à partir de l'étude des résultats d'essais en laboratoire et notamment de ceux d'essais de compression isotrope. Une valeur indépendante de l'état de contraintes peut être obtenue ; elle définit un domaine d'élasticité initiale pour une certaine gamme de contraintes. Cette méthode est toutefois à déconseiller, car elle risque de faire jouer un *rôle mécanique* trop important au paramètre p_{c0} , qui n'est plus alors directement rattaché à l'état initial du matériau.

La stratégie de détermination des paramètres, proposée par R. Nova dans ses publications, fait appel à plusieurs types d'essais dont des essais spéciaux (extension, à pression moyenne constante, etc.), qui ne sont généralement pas disponibles en conditions de projets (sauf cas exceptionnels). Il fallait donc développer une méthodologie de détermination des paramètres, fondée sur les essais traditionnels de mécanique des sols (essais triaxiaux de compression, essais œdométriques et essais in situ). La démarche suivie devait être simple et pratique, peu onéreuse et relativement rapide, mais aussi rigoureuse que possible.

2.3.2. Description des méthodes de détermination des paramètres

En pratique, on peut classer les méthodes de détermination des paramètres à partir d'essais triaxiaux en quatre catégories :

- les méthodes basées sur une analyse de régression linéaire, qui évaluent les paramètres au cas par cas en appliquant la technique des moindres carrés dans des diagrammes judicieusement choisis pour que certaines variations théoriques se transforment en relations simples (par exemple linéaires). L'exemple le plus astucieux est fourni par la méthode de Duncan. Toutefois, la difficulté augmente avec la complexité des équations du modèle et ces méthodes ne peuvent pas être adaptées à toute loi de comportement ;
- les méthodes par *corrélation*, qui déduisent les paramètres de corrélations établies entre ceux-ci et certaines propriétés physiques des sols (granulométrie, indice de plasticité, coefficient de consolidation, pression de préconsolidation, indice des vides, etc.). Ces méthodes ne peuvent fournir qu'une première estimation et la réalisation d'essais de laboratoire ou in situ reste indispensable pour confirmer ou modifier les valeurs des paramètres ;
- les méthodes *analytiques*, qui déterminent les paramètres en comparant directement les tangentes et asymptotes théoriques aux valeurs correspondantes estimées sur les courbes expérimentales (figure 2.3). On aboutit alors à un système d'équations linéaires dont les inconnues sont les paramètres recherchés. La qualité de ces méthodes repose sur l'évaluation des tangentes aux courbes d'essais et sur le contrôle du domaine de variation des paramètres. Cette approche est fréquemment utilisée car elle est relativement simple d'emploi et a le mérite de rester proche du fonctionnement de la loi. Toutefois, elle a le défaut de ne pas décrire un comportement « moyen ». Pour cette raison, cette approche

est généralement combinée avec une procédure d'optimisation. La méthode analytique fournit alors une estimation du jeu de paramètres initial ;
 - les méthodes d'optimisation, qui permettent de calculer tous les paramètres simultanément en résolvant un problème inverse à l'aide de techniques mathématiques appropriées, couplées ou non avec une approche statistique tenant compte d'un certain degré d'incertitude sur les mesures expérimentales.

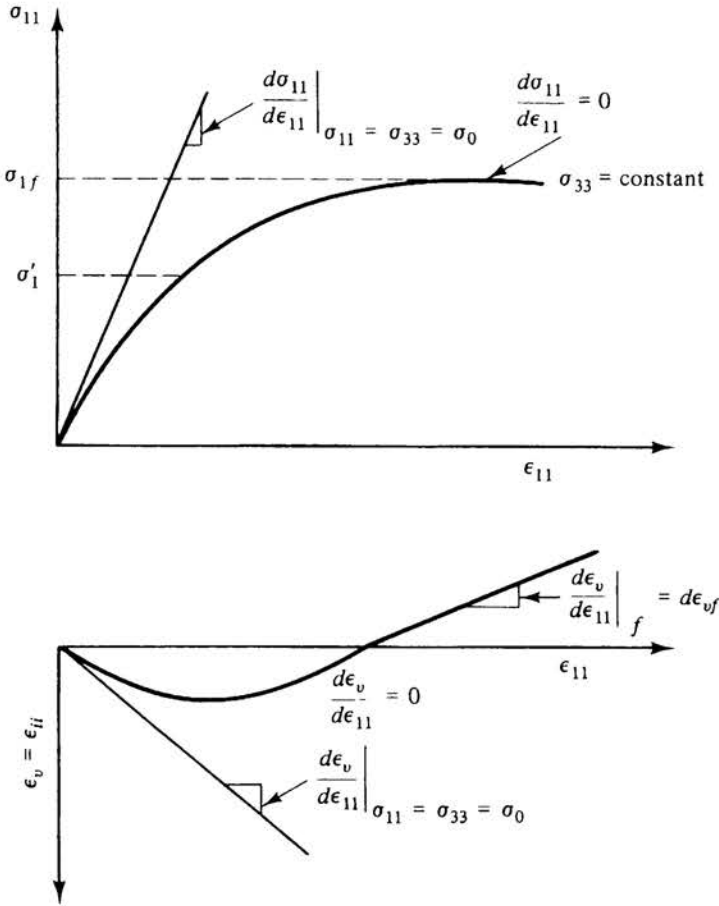


Fig. 2.3. Détermination des tangentes et asymptotes sur les courbes triaxiales.

En pratique, la détermination des paramètres est souvent délicate et toute procédure automatisée ne peut être appliquée sans précautions particulières. Il serait imprudent de les utiliser comme des « boîtes noires » sans le concours d'un utilisateur confirmé ou d'un mécanicien des sols averti. Les procédures automatisées, à elles seules, ne sont pas suffisantes. En effet, il est nécessaire d'estimer des valeurs initiales pour les paramètres recherchés. Cela ne peut se faire qu'avec une bonne connaissance de la loi de comportement utilisée et le recours à une stratégie de détermination simple pour obtenir un jeu de paramètres initial satisfaisant. La conclusion à laquelle sont arrivés plusieurs auteurs, c'est qu'il vaut mieux déterminer les paramètres *physiques* (liés à l'élasticité et à la rupture) à l'aide d'une méthode analytique et les paramètres *cachés* (liés à l'écroutissage et autres phénomènes d'évolution) à l'aide d'un processus d'optimisation. C'est une méthode de ce type qui a été développée pour les lois de Nova et de Vermeer introduites dans le progiciel CESAR-LCPC (Youssef et Mestat, 1992 ; Mestat, 1998). Comme ces lois possèdent un seul paramètre qu'on peut qualifier de caché, l'optimisation est réalisée par des calages successifs auxquels on peut donner un sens simple dans le cas de l'essai triaxial de compression. Au cours du Thème, cette procédure pas à pas a été améliorée en ajustant le paramètre m par rapport à la position de l'état caractéristique sur la courbe expérimentale $(\varepsilon_c, \varepsilon_c)$.

Après avoir déterminé les paramètres, il convient de valider les valeurs obtenues en comparant les simulations théoriques aux résultats expérimentaux. Le logiciel de simulation LOIS-LCPC est alors utilisé.

2.3.3. Principes de détermination des paramètres de la loi de Nova

Des développements relativement simples permettent d'établir les expressions des tangentes théoriques en tout point des courbes contraintes-déformations (tableau 2.2). Les tangentes et asymptotes estimées sur les courbes expérimentales sont notées respectivement A_0, A_1, A_2, A_3 et A_4 . Elles caractérisent les variations du déviateur et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (figure 2.4) :

- déchargement complet ($dq \leq 0$, jusqu'à $q = 0$). Dans ce cas, la courbe théorique est souvent raide et proche d'une droite comme la courbe expérimentale. Ceci autorise le calcul des pentes A_0 et A_1 sur l'intervalle de déformation correspondant au déchargement complet ;
- chargement initial ($q = 0$ et $dq > 0$). Deux cas se présentent : soit l'état de contraintes initial est à l'intérieur du domaine élastique, soit il est sur la surface de charge dans le domaine plastique (pentés A_2 et A_3) ;
- état caractéristique ($\eta = \eta_m$ et $d\varepsilon_c = 0$). La pente A_4 représente la valeur de la tangente au point $\eta = \eta_m$ sur la courbe expérimentale $(\varepsilon_c, \sigma_1 - \sigma_3)$;
- cisaillement maximal (rupture pour $\eta = M + \mu D$) ;
- dilatance à la rupture pour $\eta = M + \mu D$.

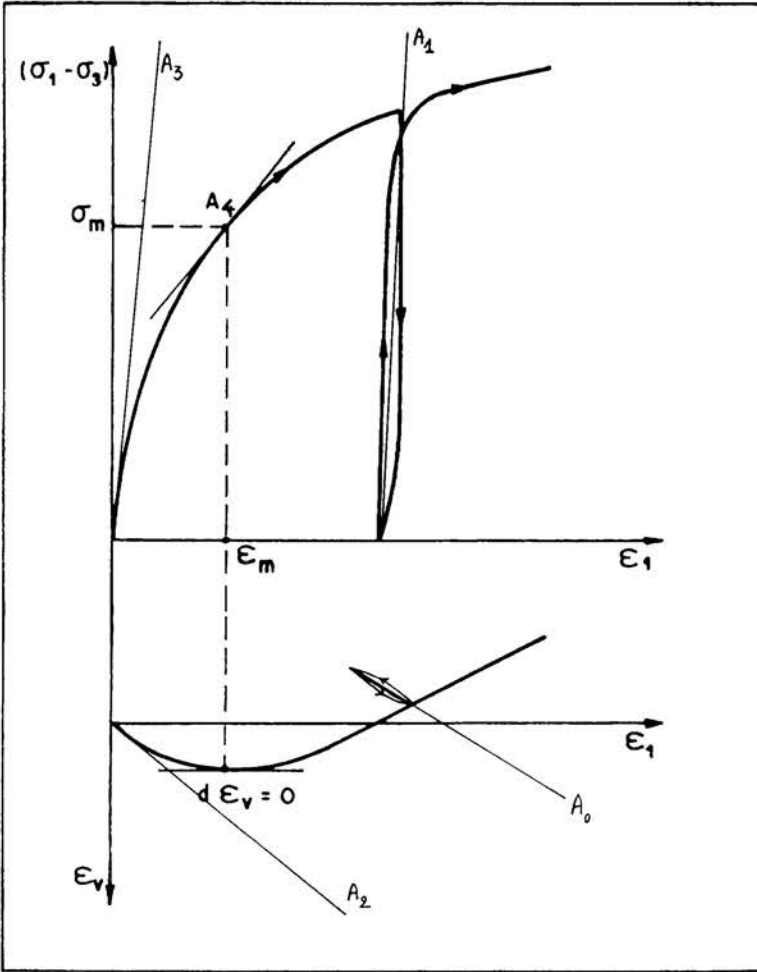


Fig. 2.4. Tangentes et asymptotes sur les courbes triaxiales de compression.

Tableau 2.2. Simulation d'un essai triaxial de compression avec la loi de Nova (1982).

Élasticité	$d\epsilon_1^e = \frac{1}{3} \left(2L_0 + \frac{B_0}{3-\eta} \right) d\eta$ $d\epsilon_2^e = d\epsilon_3^e = \frac{1}{3} \left(-L_0 + \frac{B_0}{3-\eta} \right) d\eta$
Plasticité $\eta \leq \frac{M}{2}$	$d\epsilon_1^p = \frac{\ell - B_0}{3} \frac{\left(1 + \frac{12\mu}{M^2} \eta \right)^2 d\eta}{\left(1 + \frac{4\mu}{M^2} \eta^2 \right) \left(1 + \frac{4\mu D}{M^2} \eta \right) (3-\eta)}$ $d\epsilon_2^p = d\epsilon_3^p = \frac{\ell - B_0}{3} \frac{\left(1 + \frac{12\mu}{M^2} \eta \right) \left(1 - \frac{6\mu}{M^2} \eta \right) d\eta}{\left(1 + \frac{4\mu}{M^2} \eta^2 \right) \left(1 + \frac{4\mu D}{M^2} \eta \right) (3-\eta)}$
Plasticité $\eta \geq \frac{M}{2}$	$d\epsilon_1^p = \frac{\ell - B_0}{m} \frac{\left(\mu + \frac{M-\eta}{3} \right) (m+3-\eta) d\eta}{(M+\mu D - \eta)(3-\eta)}$ $d\epsilon_2^p = d\epsilon_3^p = \frac{\ell - B_0}{m} \frac{\left(-\frac{\mu}{2} + \frac{M-\eta}{3} \right) (m+3-\eta) d\eta}{(M+\mu D - \eta)(3-\eta)}$

Ces équations permettent de calculer les tangentes *théoriques*, en tout point des courbes triaxiales, en considérant les expressions suivantes :

$$\frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\epsilon_1} = \frac{d\sigma_1}{d\eta} \frac{d\eta}{d\epsilon_1^e + d\epsilon_1^p} \quad \text{et} \quad \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1} = \frac{d\epsilon_v^e + d\epsilon_v^p}{d\eta} \frac{d\eta}{d\epsilon_1^e + d\epsilon_1^p}$$

Par ailleurs, la loi de Nova représente l'essai de compression isotrope par les relations :

$$\epsilon_v^e = B_0 \ln \frac{P}{p_0} + \epsilon_{v_0} \quad \text{et} \quad \epsilon_v^p = (\ell - B_0) \ln \frac{P}{p_0}$$

où (p_0, ϵ_{v_0}) est un état élastique initial, qui sert de référence pour l'intégration.

Le calcul des tangentes théoriques est donc relativement simple. On aboutit alors à un système d'équations dont les inconnues sont les paramètres recherchés. La résolution est récapitulée dans le tableau 2.3 pour les deux cas les plus courants : soit on dispose

d'un essai de compression isotrope et d'un essai triaxial de compression, soit au moins un des essais triaxiaux présente une phase de déchargement. Cette distinction conduit à deux manières de déterminer les paramètres B_0 , L_0 et ℓ (Mestat et Arafati, 1998).

Le point délicat de cette méthodologie concerne l'estimation de la pente A_4 . En effet, une faible erreur dans l'estimation de la déformation axiale correspondant à l'état caractéristique ($d\varepsilon_v = 0$), peut entraîner une erreur importante sur la valeur de A_4 , car les tangentes $dq / d\varepsilon_1$ varient fortement dans cette zone intermédiaire entre l'état initial et la rupture.

Tableau 2.3. Détermination des paramètres de la loi de Nova (essai triaxial drainé)

Essai	Exploitation des courbes	Expression des paramètres
Compression isotrope	Courbes en chargement et en déchargement	$B_0 = \frac{\Delta\varepsilon_v^c}{\ln\left(1 + \frac{\Delta p}{p}\right)}$; $\ell = \frac{\Delta\varepsilon_v}{\ln\left(1 + \frac{\Delta p}{p}\right)}$
Essai triaxial compression drainée	Parties finales des courbes en déchargement	$B_0 = 3\sigma_3 \frac{A_1}{A_0}$; $L_0 = \sigma_3 \frac{3 - A_1}{2A_0}$
	Parties initiales des courbes en chargement (domaine plastique)	$\ell = 3\sigma_3 \frac{A_3}{A_2}$; $L_0 = \sigma_3 \frac{3 - A_3}{2A_2}$
	Asymptote à la courbe de dilatance	$D = \frac{3A_5}{-3 + A_5}$
	Rupture et état caractéristique sur les courbes triaxiales. Avec $\beta = \frac{2}{3}(3 - \eta_m)D L_0 - \frac{9\sigma_3 D}{A_4(3 - \eta_m)}$ où η_m et η_r sont les rapports des contraintes à l'état caractéristique et à la rupture.	$M = \frac{B_0 \eta_r + \beta \eta_m}{B_0 + \beta}$ $\mu = \frac{\beta(\eta_r - \eta_m)}{D(B_0 + \beta)}$ $m = \frac{(-3 + \eta_m)(\ell - B_0)}{\ell + \beta}$

En pratique, plusieurs essais de compression à différentes pressions de confinement sont à exploiter. Le problème consiste donc à rechercher un jeu de paramètres cohérent avec l'ensemble des résultats expérimentaux. Trois stratégies peuvent être envisagées :

- déterminer un jeu de paramètres pour chaque essai, puis effectuer une moyenne arithmétique des valeurs obtenues pour chaque paramètre ;
- faire une moyenne des quantités calculées à partir des courbes expérimentales (tangentes initiales, asymptotes, état caractéristique, pente de dilatance). Cette technique évite de faire la moyenne des valeurs des paramètres cachés, en ne considérant que des quantités physiques ;
- réaliser des moyennes sur les résultats expérimentaux afin de réduire le nombre d'essais à exploiter, puis appliquer la méthode de détermination sur ces essais moyens.

Les deux premières stratégies semblent les plus réalistes. Toutefois, on a privilégié la première stratégie, car elle permet également d'analyser l'évolution des paramètres en fonction de la pression de confinement et donc de prévoir, si cela est nécessaire lors d'une modélisation numérique, une subdivision du massif de sol en plusieurs couches caractérisées par des valeurs de paramètre différentes.

Le choix final des paramètres est réalisé en considérant la confrontation de l'ensemble des résultats expérimentaux avec les essais simulés. Si la simulation n'est pas satisfaisante, il conviendra d'ajuster les valeurs des paramètres pour améliorer les résultats théoriques.

2.3.4. Principe d'ajustement des paramètres pour la loi de Nova

La méthode analytique proposée a été appliquée à plusieurs types de sable. Toutes ces études ont montré que, quel que soit le nombre d'essais de compression pris en compte, le jeu de paramètres moyens obtenu conduit à des simulations des courbes $(\epsilon_1, \sigma_1 - \sigma_3)$ généralement proches, voire très proches, des courbes expérimentales. En revanche, la position de l'état caractéristique sur la courbe (ϵ_1, ϵ_v) n'est souvent pas bien décrite par cette première simulation. La différence observée s'explique par l'utilisation, dans la méthodologie, d'expressions incrémentales et non totales. La figure 2.5 pose clairement le problème : la méthode proposée impose aux points, A(expérimental) et B(simulé), d'avoir une tangente de même valeur sur la courbe $(\epsilon_1, \sigma_1 - \sigma_3)$ et de présenter un extremum au point correspondant sur la courbe (ϵ_1, ϵ_v) . Les points A et B n'ont aucune raison d'être confondus, puisqu'aucune relation n'est imposée entre leurs abscisses respectives (déformation axiale). Il faut s'en remettre à la capacité prévisionnelle de la loi de comportement pour obtenir un décalage plus ou moins important par rapport à l'expérience.

La figure 2.5 montre également qu'il suffit d'augmenter (ou de diminuer) la valeur de la tangente A_3 pour rapprocher les points A et B, et améliorer la simulation. La nouvelle valeur de A_3 ne sera, certes, plus égale à la valeur expérimentale mais permettra de mieux représenter l'extremum de déformation volumique. Quelques simulations successives permettent rapidement d'obtenir une simulation acceptable. Dans le cas de la loi de Nova, cet ajustement se traduit directement sur un des paramètres. En effet, toute modification de A_3 conduit à de nouvelles valeurs pour M , μ et m (tableau 2.3). Ce changement affecte néanmoins assez peu les paramètres M et μ , comme l'a démontré une étude de sensibilité. En revanche, le paramètre m peut être multiplié par deux, trois, voire quatre, jouant ainsi le rôle essentiel dans l'amélioration de la simulation globale. Son influence mérite donc d'être étudiée de plus près.

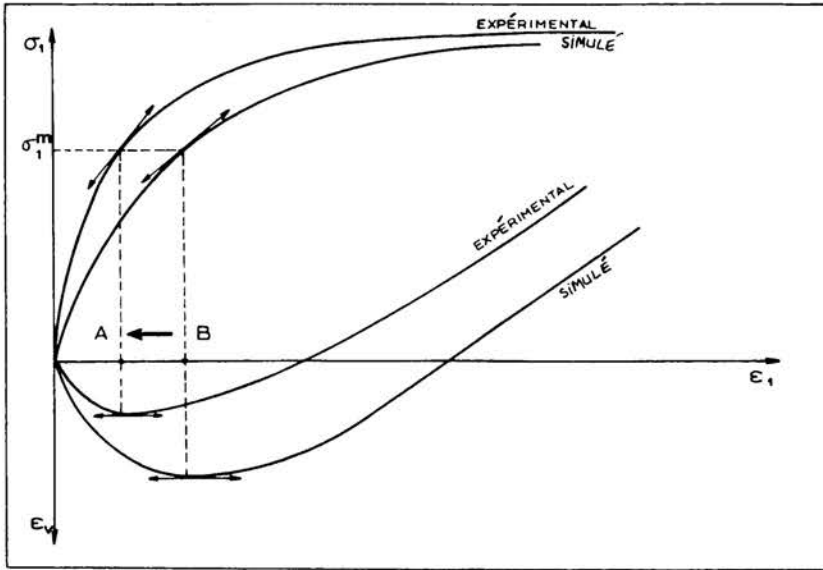


Figure 2.5. Principe d'ajustement des paramètres pour une méthode analytique

Soient deux jeux de paramètres, notés (jeu 1) et (jeu 2), différents uniquement par la valeur du paramètre m : m_1 et m_2 . Comme le domaine de variation du rapport de contraintes η demeure inchangé, les quantités $d\epsilon_1(\text{jeu 1}) - d\epsilon_1(\text{jeu 2})$ et $d\epsilon_v(\text{jeu 1}) - d\epsilon_v(\text{jeu 2})$ sont non nulles seulement pour $\eta \geq M/2$:

$$d\epsilon_1(\text{jeu 1}) - d\epsilon_1(\text{jeu 2}) = \frac{(m_2 - m_1)(\ell - B_0)(3\mu + M - \eta)}{3 m_1 m_2 (M + \mu D - \eta)} d\eta$$

$$d\epsilon_v(\text{jeu 1}) - d\epsilon_v(\text{jeu 2}) = \frac{(m_2 - m_1)(\ell - B_0)(M - \eta)}{m_1 m_2 (M + \mu D - \eta)} d\eta$$

En intégrant ces expressions entre le point $\eta = M/2$ [pour lequel $\varepsilon_1(\text{jeu } 1) = \varepsilon_1(\text{jeu } 2)$] et un point courant, on obtient :

$$\varepsilon_1(\text{jeu } 1) - \varepsilon_1(\text{jeu } 2) = \frac{(m_2 - m_1)(\ell - B_0)}{3 m_1 m_2} \left[\eta - \frac{M}{2} + \mu(D - 3) \ln \left(\frac{M + \mu D - \eta}{\frac{M}{2} + \mu D} \right) \right]$$

$$\varepsilon_v(\text{jeu } 1) - \varepsilon_v(\text{jeu } 2) = \frac{(m_2 - m_1)(\ell - B_0)}{m_1 m_2} \left[\eta - \frac{M}{2} + \mu D \ln \left(\frac{M + \mu D - \eta}{\frac{M}{2} + \mu D} \right) \right]$$

Comme $\eta \geq M/2$ et $D - 3 \leq 0$, la relation précédente montre que la quantité $\varepsilon_1(\text{jeu } 1) - \varepsilon_1(\text{jeu } 2)$ est du même signe que la différence $(m_2 - m_1)$ pour tout trajet de chargement monotone croissant. En revanche, le signe de la quantité $\varepsilon_v(\text{jeu } 1) - \varepsilon_v(\text{jeu } 2)$ est moins évident. L'étude de ses variations sur l'intervalle $[M/2, M + \mu D]$ montre qu'il existe un point η_0 (supérieur à M) tel que :

- pour $\eta \in \left[\frac{M}{2}, \eta_0 \right]$, $\varepsilon_v(\text{jeu } 1) - \varepsilon_v(\text{jeu } 2)$ est du même signe que $(m_2 - m_1)$;
- pour $\eta \in [\eta_0, M + \mu D]$, $\varepsilon_v(\text{jeu } 1) - \varepsilon_v(\text{jeu } 2)$ est du signe opposé à $(m_2 - m_1)$.

Cette analyse permet d'établir une stratégie pour minimiser les différences $\varepsilon_1^{\text{exp}} - \varepsilon_1(\text{jeu } 2)$ et $\varepsilon_v^{\text{exp}} - \varepsilon_v(\text{jeu } 2)$. Si une première simulation entraîne une représentation de l'état caractéristique trop à droite par rapport à la courbe expérimentale, une augmentation de m ramène vers la gauche l'extremum théorique ($d\varepsilon_v(\text{jeu } 2) = 0$) et on se rapproche de l'extremum expérimental avec une faible perturbation sur la simulation de l'ensemble des courbes. A contrario, un mouvement vers la droite est obtenu par une diminution de m . Cette façon de procéder est simple et ne nécessite généralement que quelques calculs pour atteindre une simulation satisfaisante. Cette technique d'ajustement pourrait facilement être formalisée et informatisée comme un processus d'optimisation.

Une autre approche a été proposée par Arafati (1996). Elle consiste à utiliser les expressions précédentes pour imposer à la simulation théorique de passer par le point expérimental définissant l'état caractéristique : $\varepsilon_1(\text{jeu } 2) = \varepsilon_1^{\text{exp}}$ et $\varepsilon_v(\text{jeu } 2) = \varepsilon_v^{\text{exp}}$. Cependant, pour être complètement cohérent, il faut corriger les équations précédentes en introduisant les valeurs expérimentales correspondant au point $\eta = M/2$, qui n'ont aucune raison d'être égales à celles de la simulation.

On emploie alors les relations :

$$\varepsilon_1^{\text{th}} - \varepsilon_1^{\text{exp}} = \varepsilon_1^{\text{th}} \left(\frac{M}{2} \right) - \varepsilon_1^{\text{exp}} \left(\frac{M}{2} \right) + \frac{(m_2 - m_1)(\ell - B_0)}{3 m_1 m_2} \left[\eta - \frac{M}{2} + \mu(D - 3) \ln \left(\frac{M + \mu D - \eta}{\frac{M}{2} + \mu D} \right) \right]$$

$$\varepsilon_v^{\text{th}} - \varepsilon_v^{\text{exp}} = \varepsilon_v^{\text{th}} \left(\frac{M}{2} \right) - \varepsilon_v^{\text{exp}} \left(\frac{M}{2} \right) + \frac{(m_2 - m_1)(\ell - B_0)}{m_1 m_2} \left[\eta - \frac{M}{2} + \mu D \ln \left(\frac{M + \mu D - \eta}{\frac{M}{2} + \mu D} \right) \right]$$

L'écriture de ces relations à l'état caractéristique conduit au calcul de deux valeurs pour le paramètre m_2 . Par simplicité, la moyenne arithmétique est considérée.

En résumé, l'amélioration d'une simulation avec la loi de Nova s'obtient en faisant varier la valeur du paramètre m . Ce qui entraîne :

- sur la courbe $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$, un déplacement de la position de l'asymptote et une augmentation ou une diminution de l'ordonnée ε_v à l'état caractéristique, selon la position de η_m par rapport à η_0 ;
- sur la courbe $(\varepsilon_1, \sigma_1 - \sigma_3)$, un raidissement ou un assouplissement de la courbure dû au décalage des déformations sur l'axe ε_1 et aux valeurs inchangées des contraintes.

2.3.5. Synthèse des résultats obtenus sur des sables d'origine diverse

L'application de cette méthodologie a permis d'obtenir les valeurs des paramètres de la loi de Nova pour plusieurs types de sable (tableau 2.4). L'analyse de ces valeurs fournit quelques indications sur les ordres de grandeur de ces paramètres pour les sables :

- M semble varier de 1 à 1,4 et μ autour de 1. La quantité $M + \mu D$ est liée à l'angle de frottement interne par l'équation :

$$M + \mu D = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

et donc $M + \mu D$ est inférieur à 2,435 (ce qui correspond à $\varphi < 60$ degrés) ;

- D est compris entre 0 et 0,77. Ces limites se déduisent de la relation existant entre ce paramètre et l'angle de dilatance à la rupture :

$$D = \frac{6 \sin \psi}{3 - \sin \psi},$$

D varie donc généralement entre 0 ($\psi = 0$ degré) et 0,77 ($\psi = 20$ degrés) ;

- ℓ se situe dans l'intervalle de 0,001 à 0,01, tandis que B_0 évolue entre 0,0005 et 0,005 ;

- L_0 est typiquement voisin de 0,001, avec des valeurs parfois supérieures atteignant 0,004 ;

- m est inférieur à 1.

Avec une autre méthodologie de détermination et en considérant d'autres types d'essais complémentaires (essais non courants), R. Nova a abouti à des ordres de grandeur relativement plus importants pour les paramètres définissant la déformabilité : ℓ (de l'ordre de 0,004 à 0,15), L_0 (de 0,002 à 0,01) et B_0 (de 0,025 à 0,001). En revanche, les ordres de grandeur des paramètres liés à la rupture (M, μ , D) sont globalement identiques. Quant au paramètre caché m, il semble être généralement plus élevé dans les résultats de R. Nova, tout en restant inférieur à l'unité. Ces différences, somme toute relatives, proviennent certes du type d'essais interprétés, mais surtout de la nature des sables étudiés par R. Nova et par le LCPC (densité, granulométrie, angularité, rugosité, etc.).

Tableau 2.4. Valeurs des paramètres de Nova pour divers sables (études LCPC).

Type de sable	M	ℓ	B_0	L_0	μ	D	m
Fontainebleau ($\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$)	1,093	0,0022	0,0017	0,0009	1,190	0,520	0,113
Reid Bedford ($\gamma = 15,8 \text{ kN/m}^3$)	1,116	0,0025	0,0004	0,0008	1,373	0,191	0,806
Hostun ($\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$)	1,250	0,0022	0,0018	0,0012	1,002	0,323	0,055
Karlsruhe ($\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$)	1,285	0,0089	0,0013	0,0042	0,973	0,432	0,745
Labenne ($\gamma = 16,6 \text{ kN/m}^3$)	1,130	0,0008	0,0005	0,0010	1,040	0,480	0,072
Labenne ($\gamma = 17,3 \text{ kN/m}^3$)	1,063	0,0018	0,0014	0,0022	1,313	0,320	0,204

2.4. Caractérisation du comportement de quelques sables

2.4.1. Sable de Karlsruhe

a) Rideau expérimental de Hochstetten

En 1993, sur le site de Hochstetten, l'université de Karlsruhe en Allemagne a réalisé une expérimentation en vraie grandeur, qui consistait à creuser une fouille devant un rideau de palplanches butonné dans un milieu sableux et à solliciter le rideau jusqu'à l'équilibre limite. La qualité de cette expérimentation en fait un bon exemple pour la validation d'une modélisation par éléments finis à l'aide de la loi de Nova (cf. chapitre

4). Mais, auparavant, il faut déterminer les paramètres mécaniques pour le sable rencontré sur ce site.

b) Propriétés physiques et types d'essais réalisés

Les caractéristiques du sol ont été déterminées à partir d'essais en place et d'essais de laboratoire (von Wolffersdorff, 1994). Les sondages et l'analyse des échantillons prélevés ont montré que le sol de Hochstetten est un sable mal gradué, fin à moyen, de compacité moyenne, traversé localement de passées graveleuses. Au-dessus de la nappe, le sol a un poids volumique moyen de $16,5 \text{ kN/m}^3$ et sous la nappe d'environ $19,8 \text{ kN/m}^3$.

Deux séries de trois essais triaxiaux de compression drainés (pression de confinement égale à 100, 200 et 300 kPa), un essai de compression isotrope et deux essais de cisaillement direct ont été effectués sur des éprouvettes de sol séché, homogénéisé et reconstitué à la densité sèche moyenne en place. La non-saturation du sable sur près de cinq mètres de profondeur entraîne l'existence d'une cohésion capillaire, que des mesures en place ont permis d'estimer à quelques kilopascals. Deux séries de trois mesures locales indiquent respectivement $c' = 2,7 \text{ kPa}$ et $c' = 4 \text{ kPa}$. Les essais in situ ont compris deux essais de plaque avec un cycle de chargement-déchargement et quatre essais pressiométriques. L'interprétation des essais de plaque a donné des modules de déformation en chargement de 32,5 et 23 MPa, et des modules en déchargement de 50 MPa et 35,5 MPa. Pour leur part, les essais pressiométriques ont fourni des valeurs de module pressiométrique Ménard comprises entre 5 et 20 MPa.

Deux lois élastoplastiques, implantées dans le progiciel d'éléments finis CESAR-LCPC, ont été considérées pour décrire le comportement du sable : un modèle simple (élasticité linéaire isotrope avec un critère de Mohr-Coulomb) et une loi élastoplastique avec écrouissage (loi de Nova, 1982).

c) Paramètres pour la loi de Mohr-Coulomb

La détermination de ces paramètres a été menée à partir des résultats des essais triaxiaux en compression drainée et des résultats des essais de plaque (Arafati, 1996). L'interprétation des essais triaxiaux montre que :

- l'angle de frottement est compris entre 40,5 et 42,5 degrés. Une valeur moyenne égale à 41,6 degrés a été retenue ;
- l'angle de dilatance varie entre 10,9 et 14 degrés, soit une valeur moyenne de 11,6 degrés ;
- la cohésion effective de la couche de sable située au-dessus de la nappe est essentiellement d'origine capillaire. Une valeur moyenne de 3 kPa a été adoptée à la vue des mesures en place. Pour la couche de sable saturée, la cohésion effective est nulle ;
- le coefficient de Poisson, égal à 0,25, a été déduit d'une moyenne faite sur les six essais triaxiaux :

- les modules de déformation ont été déterminés essentiellement à partir des essais en place. Le module d'Young de la couche de sable non saturé est fourni par la moyenne des modules en chargement donnés par les essais de plaque, soit $E' = 30$ MPa. En revanche, pour la couche de sable saturé proche du fond de fouille, soumise à des sollicitations majoritairement de décompression, on a privilégié la réponse en déchargement du sol. Le module d'Young retenu vaut alors $E' = 45$ MPa. Ces valeurs sont par ailleurs en bon accord avec les modules estimés sur les courbes triaxiales et sur l'essai de compression isotrope qui comporte une phase de déchargement (selon les essais, on trouve que le module varie entre 15 et 45 MPa).

Les valeurs finalement retenues sont indiquées dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5. - Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb.

Profondeur z	E (MPa)	ν	c (kPa)	φ (degrés)	ψ (degrés)
$0 < z < 5,5\text{m}$	30	0,25	3	41,6	11,6
$5,5\text{m} < z$	45	0,25	0	41,6	11,6

d) Paramètres pour la loi de Nova (version 1982)

Les paramètres de la loi de Nova sont déterminés à l'aide de la méthode analytique exposée plus haut. Les valeurs des paramètres ont été obtenues par Arafati (1996) et sont regroupées dans le tableau 2.6. La pression de référence p_{e0} est calculée à partir de l'état de contraintes en place. Par ailleurs, le souci de réduire les temps de calcul avec le logiciel CESAR-LCPC a conduit à remplacer l'élasticité non linéaire par une élasticité linéarisée (loi de Hooke). Le module d'Young retenu est égal à 45 MPa (module de déchargement déduit des essais de plaque) et le coefficient de Poisson vaut 0,25.

Tableau 2.6. - Paramètres de la loi de Nova pour le sable de Karlsruhe.

M	ℓ	B_o	L_o	μ	D	m
1,285	0,00889	0,00126	0,00416	0,973	0,432	0,745

Le logiciel LOIS-LCPC a été utilisé pour effectuer les simulations théoriques (Mestat, 1991 ; Arafati, 1996). Les figures 2.6 à 2.9 présentent la confrontation entre les simulations initiale et ajustée et les courbes expérimentales. Une excellente concordance peut être constatée ; la loi de Nova décrit de manière très satisfaisante les résultats des essais triaxiaux. Le principe d'ajustement du paramètre m se révèle très efficace et permet d'améliorer la représentation théorique de l'état caractéristique. Par ailleurs, les résultats de l'essai de compression isotrope sont également bien simulés.

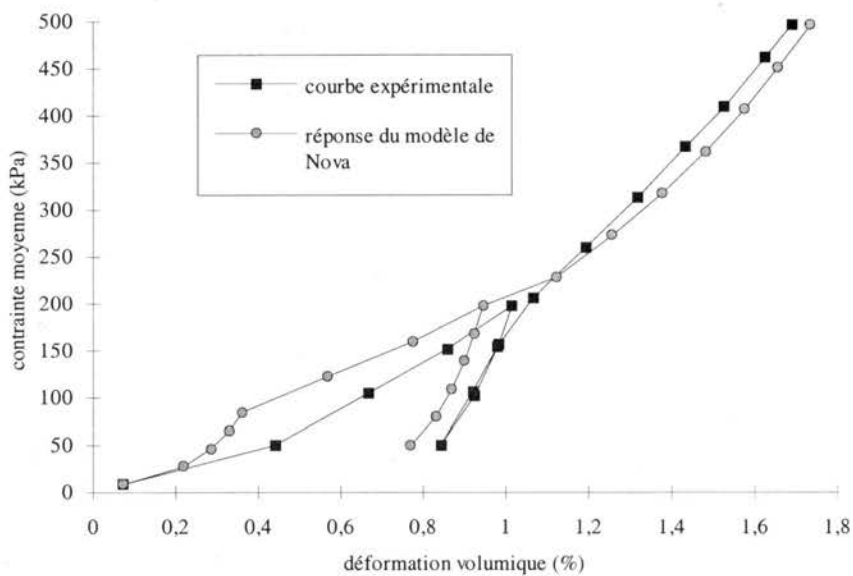


Fig. 2.6. Comparaison de la simulation théorique avec les résultats expérimentaux pour l'essai de compression isotrope (loi de Nova, 1982).

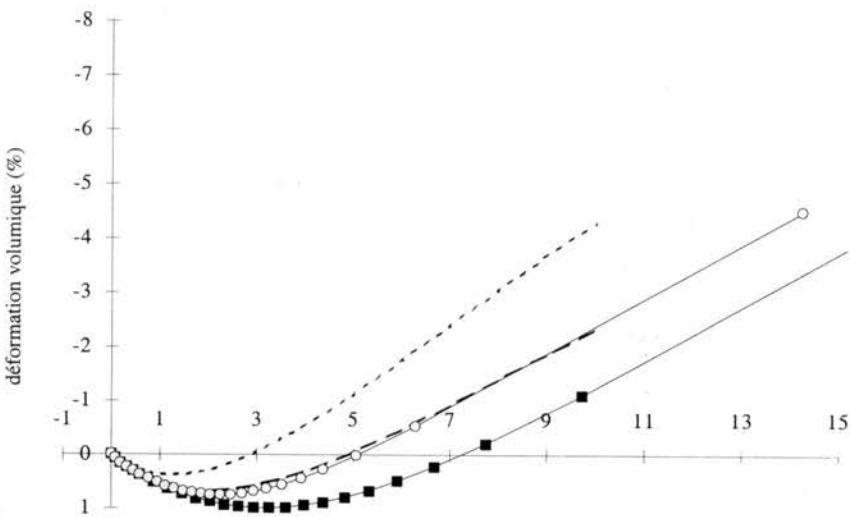
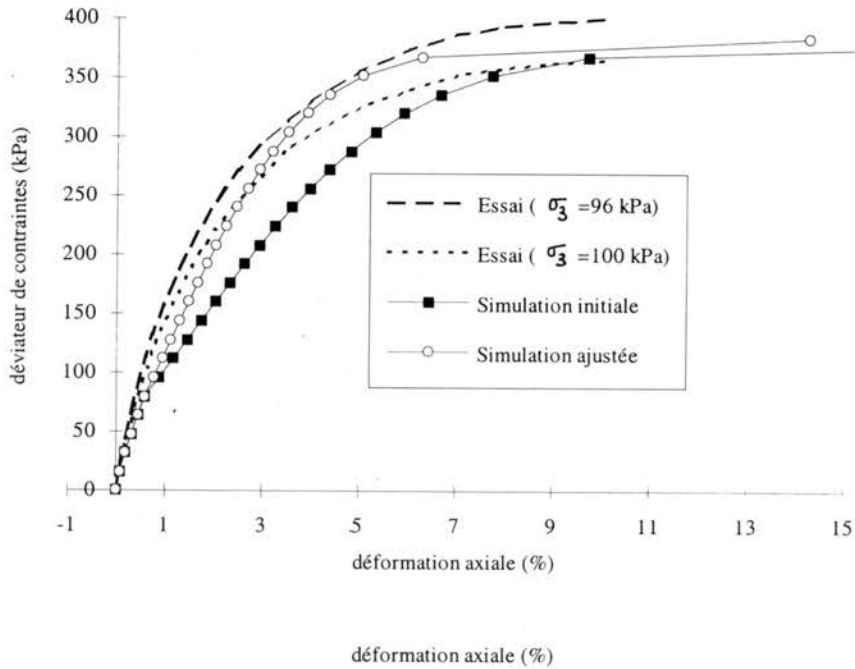


Fig. 2.7. Comparaison des simulations théoriques (initiale et ajustée) avec les résultats expérimentaux pour les essais à $\sigma_3 = 100$ kPa (loi de Nova, 1982).

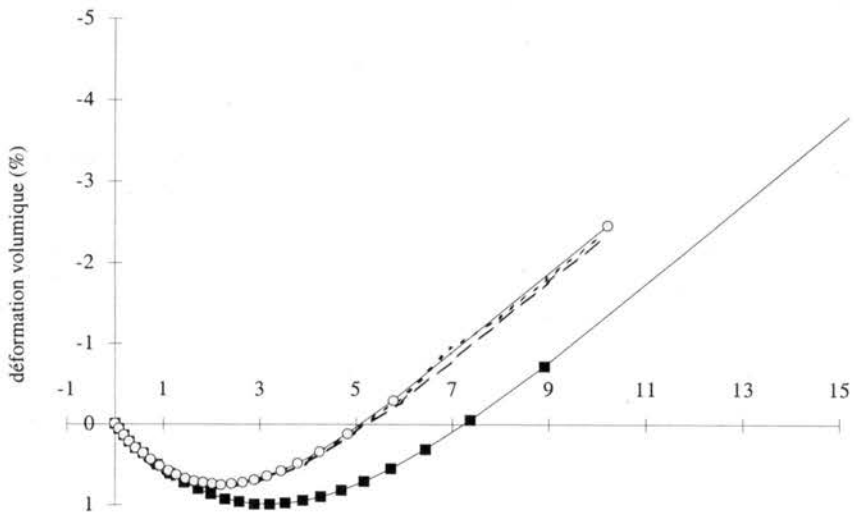
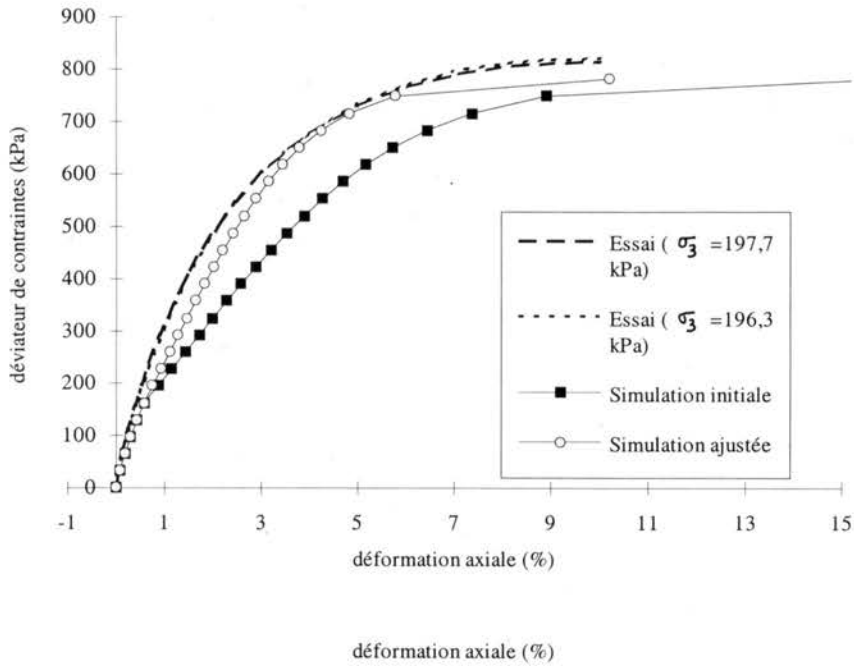


Fig. 2.8. Comparaison des simulations théoriques (initiale et ajustée) avec les résultats expérimentaux pour les essais à $\sigma_3 = 200$ kPa (loi de Nova, 1982).

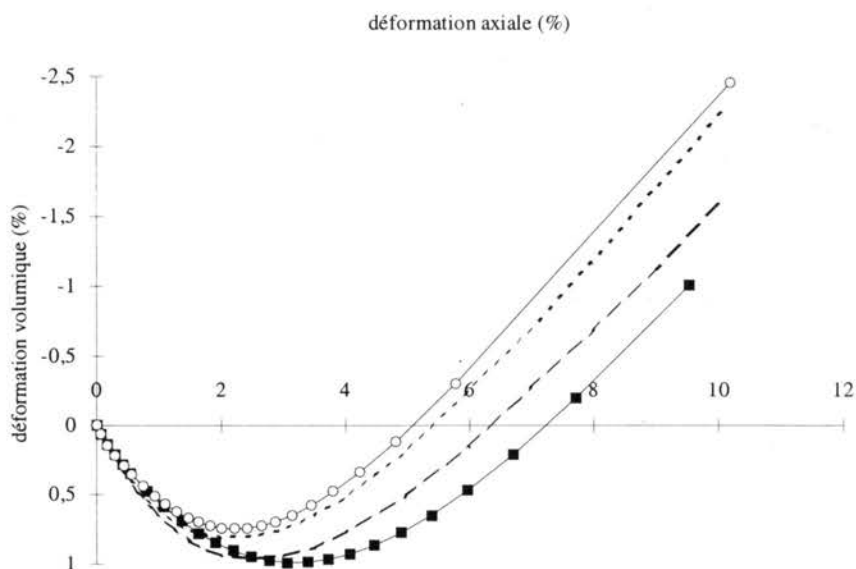
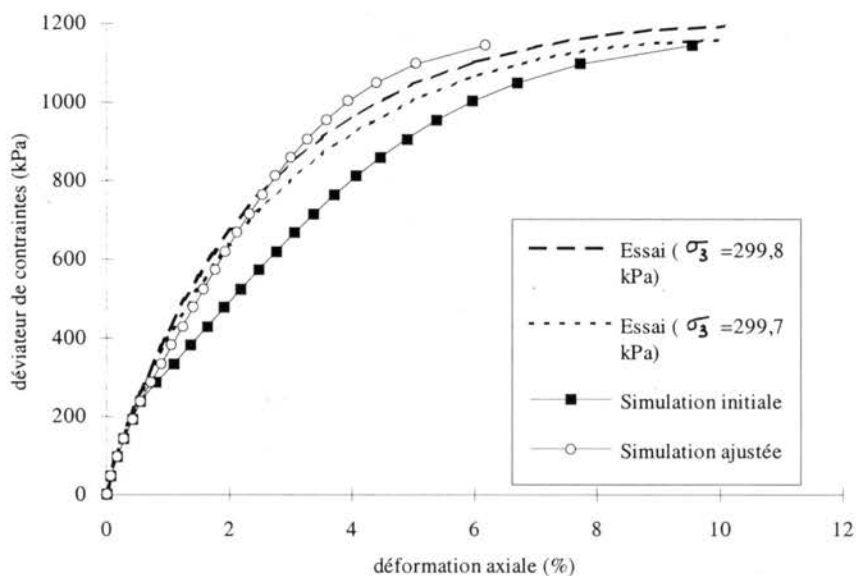


Fig. 2.9. Comparaison des simulations théoriques (initiale et ajustée) avec les résultats expérimentaux pour les essais à $\sigma_3 = 300$ kPa (loi de Nova, 1982).

2.4.2. Sable de Fontainebleau

a) Essais monotones avec quelques cycles drainés à l'appareil triaxial

Des essais triaxiaux monotones avec des cycles de charge-décharge ont été effectués sur le sable de Fontainebleau par le LRPC de Rouen. Ce type d'essai permet de suivre l'évolution des modules de déformation au cours de quelques cycles. Les éprouvettes ont été reconstituées en laboratoire par pluviation pour une densité donnée.

Les essais cycliques considérés sont définis en deux étapes :

- contrainte axiale monotone croissante jusqu'à ce que le déviateur soit égal à 75% de la valeur du déviateur à la rupture (valeur obtenue lors d'essais précédents) ;
- réalisation de 10 cycles de charge-décharge en faisant varier le déviateur entre 15% et 75% du déviateur à la rupture.

Les modules tangents sont calculés au premier, quatrième et neuvième cycles dans la partie linéaire du chargement (figure 2.10). On observe que ces modules ont tendance à se stabiliser à partir du quatrième cycle avec une boucle d'hystérésis de faible ouverture. De ces valeurs stabilisées, on peut déduire la loi de variation du module au déchargement en fonction de la pression de confinement :

$$E_t = 30(\sigma_3)^{0,46}.$$

La valeur 0,46 pour l'exposant est de l'ordre de grandeur des valeurs habituelles pour les sables. L'exposant est généralement voisin de 0,5. Les modules tangents estimés pour chaque essai sont récapitulés dans le tableau 2.7.

Tableau 2.7. Modules tangents aux courbes triaxiales en fonction des cycles.

Essai	Contrainte radiale effective (kPa)	Numéro du cycle choisi pour le calcul	Module tangent (MPa)
1	50	1	49
		4	160
		9	175
2	100	1	59
		4	214
		9	224
3	200	1	106
		4	319
		9	329

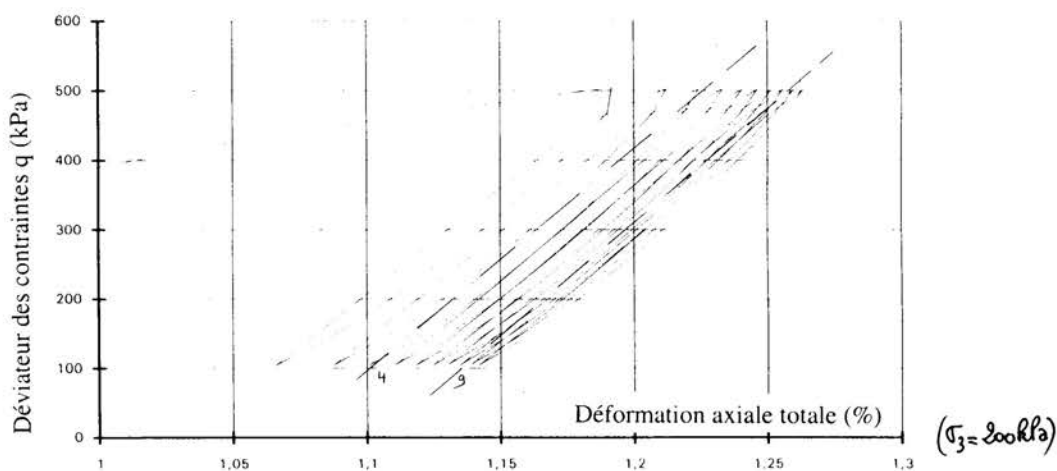
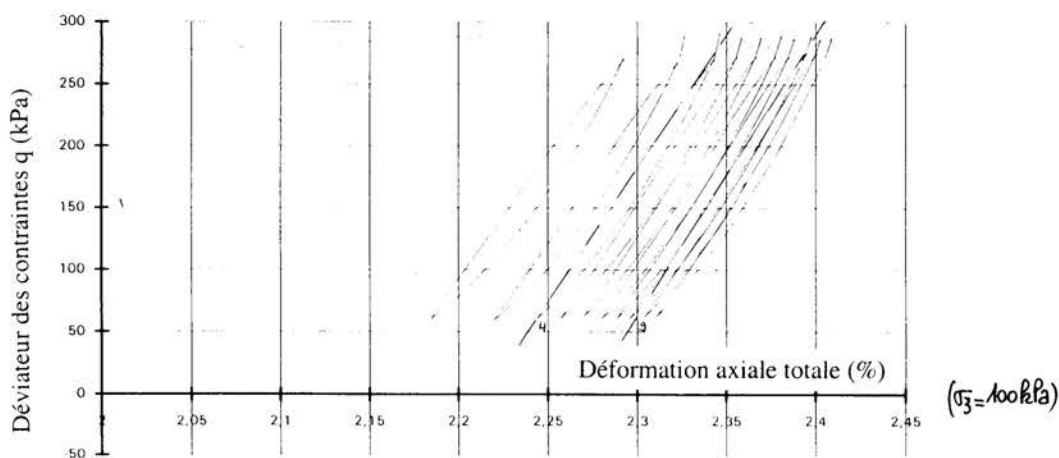
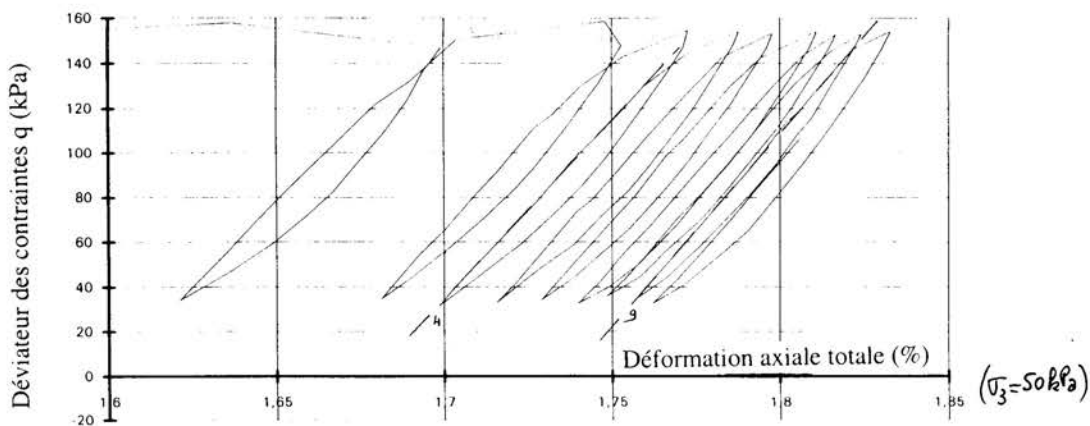


Fig. 2.10. Essais triaxiaux monotones avec quelques cycles (sable de Fontainebleau).

b) Essais triaxiaux de type K_0

Les trois laboratoires de Mécanique des sols (LRPC de Rouen, d'Aix-en-Provence et CERMES) ont collaboré pour estimer la valeur du coefficient K_0 du sable de Fontainebleau. Cette étude a eu pour objectif de préparer la réalisation de chemins de sollicitations de type K_0 sur des massifs de sable reconstitués en chambre d'étalonnage. Les LRPC de Rouen et d'Aix-en-Provence ont ainsi réalisés une série d'essais triaxiaux de type K_0 sur ce sable. Les éprouvettes ont été confectionnées par pluviation dans un moule métallique spécialement conçu.

Le poids volumique moyen γ_d vaut $15,2 \text{ kN/m}^3$. Les indices des vides maximum et minimum sont respectivement 0,54 et 0,94.

L'essai triaxial de type K_0 est un essai de compression d'une éprouvette à déformation radiale nulle (ou en imposant que la variation de son diamètre n'excède pas plus ou moins un micromètre). Pour cela, la conduite de l'essai nécessite un asservissement ou une réalisation en deux étapes :

- application de la contrainte axiale et mesure de la variation de volume de l'éprouvette ;
- ajustement de la contrainte radiale de sorte que les variations de volume de l'éprouvette permettent de lui conserver un diamètre constant.

Le tableau 2.8 récapitule les phases de déroulement de chaque essai et les valeurs du coefficient de pression des terres K_0 .

Tableau 2.8. Valeurs du coefficient K_0 estimées au cours des essais.

Essai	1	2	3	4
Consolidation	Isotrope $\sigma'_a = \sigma'_r = 50 \text{ kPa}$	Isotrope $\sigma'_a = \sigma'_r = 50 \text{ kPa}$	Anisotrope $\sigma'_a = 100 \text{ kPa}$ $\sigma'_r = 50 \text{ kPa}$	Anisotrope $\sigma'_a = 100 \text{ kPa}$ $\sigma'_r = 50 \text{ kPa}$
Contraintes axiales effectives	de 50 à 850 kPa puis décharge	de 50 à 1400 kPa puis décharge	de 100 à 850 kPa puis décharge	de 100 à 850 kPa puis décharge et trois cycles
Valeurs de K_0 en chargement	0,52	0,4 (de 200 à 600kPa) 0,54 (de 600 à 1300kPa)	0,49	0,46
Valeurs de K_0 à la décharge	0,42	0,42	0,39	0,37 (de 850 à 350 kPa) 0,47 (de 300 à 100 kPa)

Le coefficient de pression des terres au repos est traditionnellement défini par le rapport des contraintes effectives radiale et axiale :

$$K_0 = \frac{\sigma_r}{\sigma_a}$$

Ce rapport n'est sensiblement constant que lors du chargement. Le coefficient K_0 peut donc être défini dans un large domaine de contraintes, et ceci notamment pour les éprouvettes où la consolidation initiale est anisotrope. En revanche, au cours du déchargement, le rapport des contraintes $\frac{\sigma_r}{\sigma_a}$ varie constamment et sa valeur est systématiquement supérieure à celle obtenue lors du chargement. Les valeurs de K_0 données dans le tableau 2.8 correspondent à la définition modifiée (figure 2.11) :

$$K_0 = \frac{\Delta\sigma_r}{\Delta\sigma_a}$$

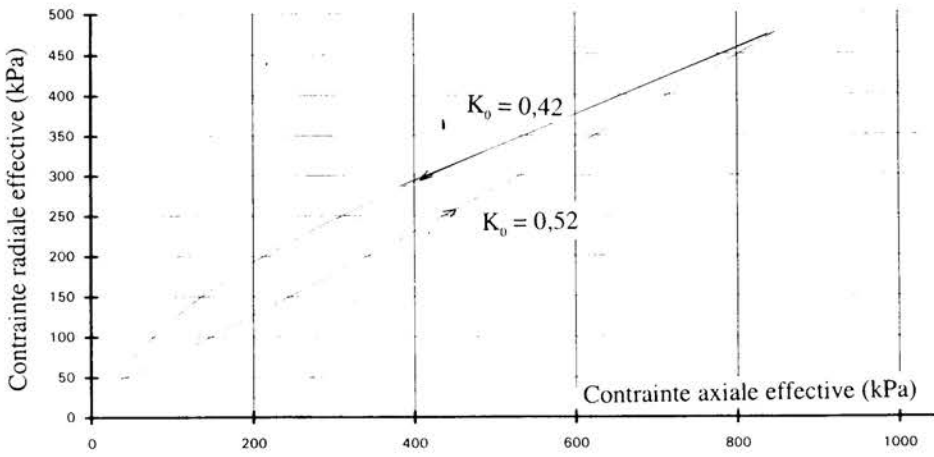
La reproductibilité des essais n'est pas parfaite. Cependant, les valeurs moyennes suivantes ont été obtenues :

- au chargement : $K_0 = 0,48$;
- au déchargement : $K_0 = 0,41$ ($K_0 = \frac{\Delta\sigma_r}{\Delta\sigma_a}$).

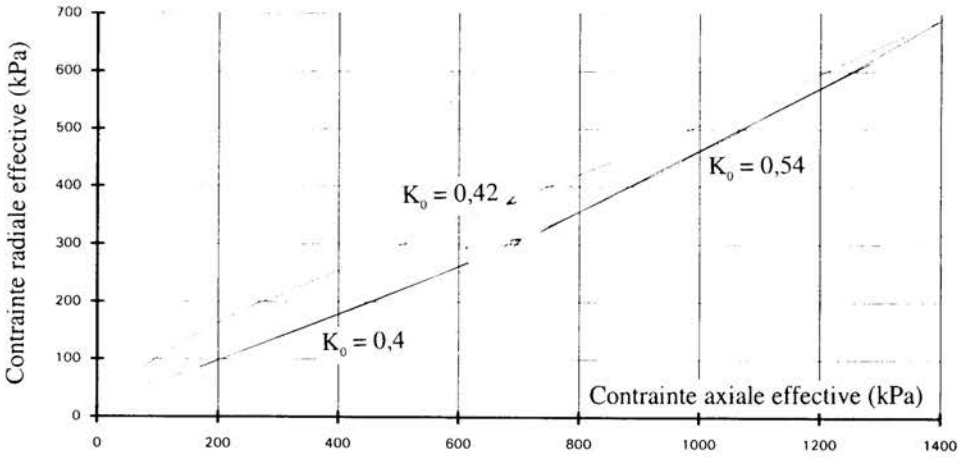
L'essai numéro 4 a été complété par trois cycles de chargement et de déchargement dans le but de suivre l'évolution du rapport de contraintes. L'analyse des résultats conduit aux conclusions suivantes :

- le rapport $\frac{\sigma_r}{\sigma_a}$, qui est sensiblement constant lors du premier chargement, ne l'est plus au fur et à mesure que le nombre de cycles augmente ;
- l'hystérésis entre l'étape de chargement et l'étape de déchargement diminue avec le nombre de cycles. La courbe de déchargement se rapproche de plus en plus de la courbe de chargement ;
- le rapport $K_0 = \frac{\Delta\sigma_r}{\Delta\sigma_a}$ diminue avec le nombre de cycles.

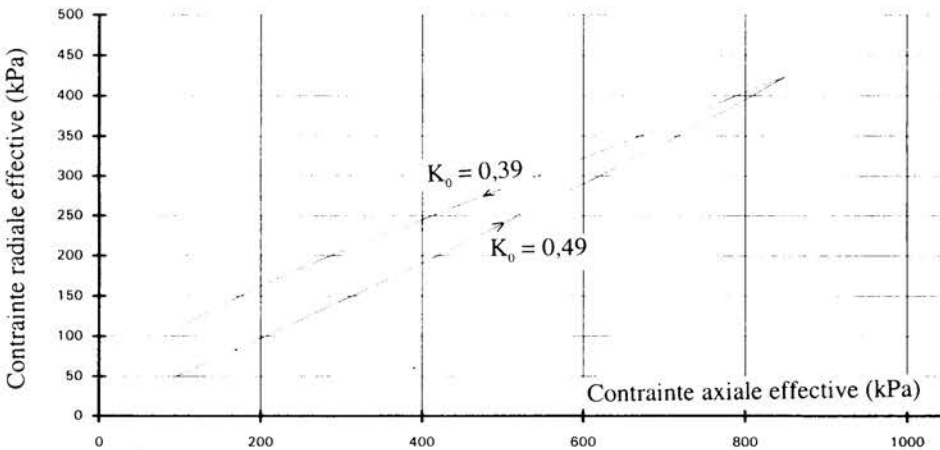
La figure 2.12 et le tableau 2.9 illustrent ces observations.



(Essai 1)



(Essai 2)



(Essai 3)

Fig. 2.11. Résultats des essais de type K_0 et estimation de la valeur de ce coefficient suivant le chemin de sollicitations parcouru.

Tableau 2.9 - Evolution du coefficient K_0 avec les cycles de charge-décharge

Etape	Chargement		Déchargement	
	Domaine de σ_a (kPa)	K_0	Domaine de σ_a (kPa)	K_0
1	195 à 645	0,46	640 à 400	0,37
			250 à 130	0,47
2	205 à 390	0,26	630 à 200	0,32
	550 à 730	0,42		
3	210 à 350	0,25	600 à 230	0,29
	550 à 750	0,41		
4	120 à 250	0,17	800 à 590	0,39
	340 à 470	0,31		
	600 à 820	0,46		

Par ailleurs, le LRPC d'Aix-en-Provence a réalisé des essais oedométriques à haute pression sur ce même sable de Fontainebleau, fourni par le CERMES.

c) Essais de poussée et de butée à l'appareil triaxial

Quatre éprouvettes de sable de Fontainebleau, en provenance du LCPC Nantes (sable utilisé dans les essais centrifugés), ont été soumises à des sollicitations triaxiales contrôlées simulant les phénomènes de butée et de poussée dans un massif de sable (LRPC de Rouen). Ce type d'essais fait partie des recherches qui visent à caractériser l'évolution du comportement du sable de Fontainebleau au fur et à mesure qu'il est réutilisé dans la centrifugeuse. Cette évolution est marquée par une variation de l'angle de frottement et une attrition des grains.

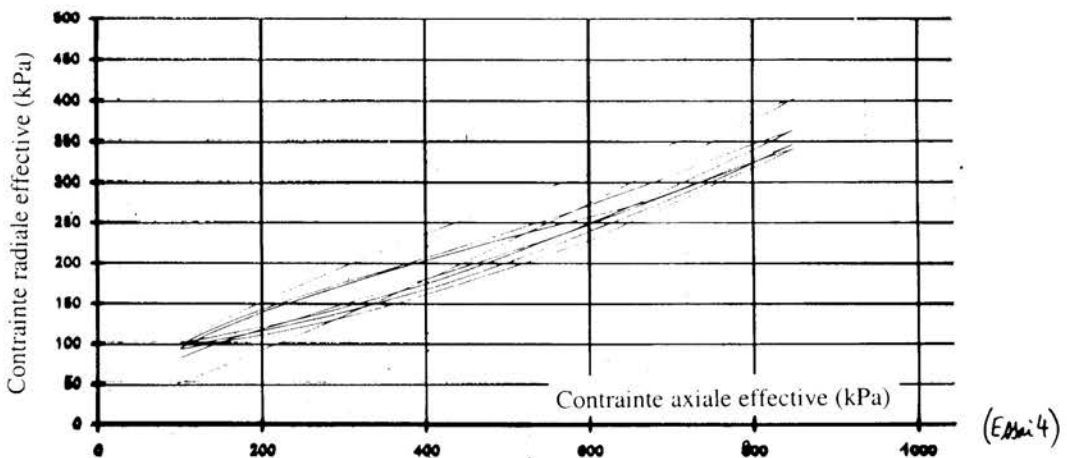


Fig. 2.12. Evolution du coefficient de pression K_0 au cours des cycles.

L'essai est réalisé à chemin de contraintes contrôlé. L'étape de consolidation est anisotrope. Les contraintes radiales effectives appliquées au cours des essais sont respectivement de 50 et 200 kPa. À partir d'un état initial K_0 égal à 0,38 (estimé à partir de la relation de Jaky pour un angle de frottement de 38 degrés), la contrainte axiale est maintenue constante et la pression de confinement est augmentée (pour la butée) ou diminuée (pour la poussée). Les tableaux 2.10 et 2.11 décrivent les chemins de contraintes appliqués.

Tableau 2.10. Chemins de contraintes pour les essais de poussée.

Eprouvette	σ_a (kPa)	σ_r (kPa)	σ_a (kPa)	σ_r (kPa)	Vitesse d'essai
1	300	270 à 250	50	20 à 0	0,1 (mm/min)
2	400	277 à 200	200	77 à 0	0,08 (mm/min)

Tableau 2.11. Chemins de contraintes pour les essais de butée.

Eprouvette	σ_a (kPa)	σ_r (kPa)	σ_a (kPa)	σ_r (kPa)	Vitesse d'essai
1	300	270 à 550	50	20 à 200	0,76 (mm/min)
2	400 à 450	327 à 1400	200	77 à 1150	0,014 (mm/min)

La rupture pour l'état de poussée est obtenue rapidement pour des déformations axiales faibles, inférieures à 1% (figures 2.13a et 2.13b). En revanche, la rupture pour l'état de butée n'a pu être obtenue avec le matériel utilisé ; la déformation axiale ne se stabilise pas et continue de croître au-delà de la valeur 10%.

2.4.3. Sable d'Hostun en conditions non drainées

a) Enjeux et programme de recherches

De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude du comportement non drainé des milieux granulaires saturés, à l'appareil triaxial sous sollicitations monotones ou cycliques. L'enjeu est alors de prévoir les seuils d'initiation de l'instabilité par écoulement, ainsi que la résistance non drainée de ces milieux pendant leur écoulement (grandes déformations), c'est-à-dire la valeur minimale du déviateur après le pic de résistance. Le comportement non drainé d'un sable et l'évolution de sa résistance dépendent de sa compacité ou, plus généralement, du rapport entre la compacité initiale et l'état des contraintes de départ.

Dans le cas des sables lâches, la perte de résistance non drainée est importante et rapide. Cette perte est liée à une augmentation brusque de la pression interstitielle. L'intérêt des recherches réside dans le fait que le comportement des sables lâches sous chargement monotone fournit une enveloppe du comportement cyclique.

Dans le cadre du Thème et de deux actions de recherche européennes, le CERMES et le LRPC d'Aix-en-Provence ont ainsi mené plusieurs programmes expérimentaux sur le sable d'Hostun RF. Réalisés à l'appareil triaxial, ils correspondent aux études suivantes :

- importance de la densité sur le comportement du sable ;
- influence du trajet de chargement (compression et/ou extension) lors de sollicitations monotones et cycliques sur l'apparition des phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique ;
- liquéfaction des sables lâches sous chargement monotone (appelée, par abus de langage, « liquéfaction statique ») et, en particulier, détermination de droites d'effondrement (ou seuils d'effondrement) ;
- étude approfondie des conditions d'apparition et de développement des phénomènes de liquéfaction cyclique et de mobilité cyclique à l'appareil triaxial (influence des conditions initiales, des caractéristiques des chargements, des consolidations anisotropes, des chargements alternés ou non, des chargements de faible amplitude, influence de la structure sableuse sur le comportement observé, etc.) ;
- participation à des essais croisés entre laboratoires dans le cadre du groupement européen ALERT-Geomaterials. Cette action a été coordonnée par le CERMES et a consisté à réaliser deux essais triaxiaux CU+u sur le sable d'Hostun RF (une éprouvette reconstituée à une densité forte, et une seconde à une densité lâche) ;
- participation à un projet européen d'essais cycliques et dynamiques sur un sable naturel, prélevé sur le site de Rimmio (Grèce) où une liquéfaction a été observée (LRPC d'Aix-en-Provence) ;
- développement d'une représentation théorique et d'un modèle élastoplastique basés sur la notion de surface d'effondrement, lieu des points dans l'espace (q,

p' , e) qui sépare les états stables du matériau des états instables. Dans le plan (p' , q), la trace de cette surface est une droite, dite droite d'effondrement.

Le sable d'Hostun RF utilisé est un matériau dont les principales propriétés physiques sont données dans le tableau 2.12. Il s'agit d'un sable de carrière, quartzeux, de taille moyenne, à granulométrie relativement uniforme et à grains sub-angulaires (Flavigny et al., 1990).

Tableau 2.12. Propriétés physiques du sable d'Hostun RF.

D_{50}	C_r	e_{max}	e_{min}	$\gamma_s (kN / m^3)$	$\gamma_{dmin} (kN / m^3)$	$\gamma_{dmax} (kN / m^3)$
0,38	1,9	1	0,656	26,5	13,24	15,99

Les recherches du CERMES ont été effectuées dans le cadre de la thèse de F. Bahda (1997) et sont actuellement poursuivies avec la thèse de N. Benahmed (qui devrait se terminer en 1999). Plusieurs stagiaires (DEA et stage scientifique) ont également participé à ces recherches (de Gennaro, 1995 ; André, 1996 ; Litzer et Marchal, 1995 ; Borrot, 1998). Ces travaux ont permis d'améliorer la compréhension physique de ces phénomènes ainsi que leur modélisation théorique. Par ailleurs, ces recherches ont nécessité des développements expérimentaux destinés à affiner les procédures et mieux contrôler certains paramètres (développement, en particulier, d'un pluviateur à sable, sur le principe de celui utilisé en chambre d'étalonnage, et d'une cellule de mesure des variations de volume parasites).

À terme, l'ensemble de ces travaux devrait déboucher sur un cadre général permettant de prendre en compte de manière unifiée les phénomènes de liquéfaction cyclique et de mobilité cyclique et de généraliser la notion de courbe de « résistance à la liquéfaction » utilisée dans la pratique pour les analyses du risque de liquéfaction des massifs sableux.

b) Essais non drainés en sollicitations monotones

Dans un essai triaxial non drainé, les études expérimentales montrent qu'une éprouvette de sable saturé peut se déformer de deux façons différentes en fonction de sa densité initiale (Bahda, 1997 ; Serratrice, 1997) :

- si l'indice de densité est très faible, la sollicitation entraîne un comportement contractant et une génération de surpressions interstitielles positives qui se traduit par une brusque réduction de la résistance au cisaillement du sol. Les sables lâches montrent ainsi une certaine instabilité et le chemin de contraintes (p' , q) a tendance à s'infléchir vers l'origine du plan des contraintes (tendance à la liquéfaction statique). Ce processus s'accompagne de grandes déformations. En fait, l'origine du plan des contraintes n'est atteinte que dans le cas des sables très lâches. Dans les autres cas, le chemin de contraintes s'infléchit à nouveau

après un maximum de la pression interstitielle et remonte la droite de Mohr-Coulomb. Ce phénomène est appelé « liquéfaction vraie » ;

- si l'indice de densité est élevé, le comportement de l'éprouvette est fortement influencé par sa tendance à se dilater. Ce phénomène génère une surpression interstitielle négative. Après une première phase de contractance, une phase de dilatance se manifeste et devient prépondérante. La plasticité parfaite (déviateur constant, volume constant) n'est atteinte qu'après une large remontée de cette droite et pour de grandes déformations.

Les comportements observés confirment l'influence de la densité, du niveau de consolidation isotrope, du trajet de chargement et du déviateur de contraintes initial.

Par exemple, les comportements observés en compression et en extension non drainées sur un sable d'Hostun lâche sont assez différents (de Gennaro et al., 1996) :

- en *compression*, le comportement mécanique est contrôlé par l'état caractéristique. Lorsqu'elle existe, la dilatance a un effet stabilisateur sur les déformations. Dans le diagramme (ϵ_a, q) , la courbe de résistance au cisaillement croît continuellement et le matériau montre un comportement stable dû à la génération de surpression interstitielle négative correspondant à la phase dilatante (figure 2.14a). Dans le plan (p', q) , le chemin de contraintes effectives suivi se tourne d'abord vers les contraintes moyennes décroissantes, puis, après le passage de la droite caractéristique, il remonte en suivant la droite de rupture de Mohr-Coulomb sans jamais l'atteindre (figure 2.14b) ;

- en *extension*, pour les mêmes conditions initiales, un comportement plus instable est observé, qui correspond au phénomène de liquéfaction statique. Dans le diagramme (ϵ_a, q) , le déviateur présente un pic marqué, suivi d'une chute brutale (effondrement du matériau) à un état résiduel qui reste constant pour les grandes déformations axiales (figure 2.14a). Dans le plan (p', q) , le chemin de contraintes effectives est dirigé vers les contraintes moyennes effectives décroissantes et atteint la droite d'effondrement, qui caractérise l'amorce de la rupture (figure 2.14.b). Dans ce cas, le comportement est uniquement contractant, la surpression interstitielle augmente de façon continue jusqu'à se rapprocher de la pression de consolidation et l'état de contraintes tend vers un état résiduel (état stable ou critique). Lors de la rupture par effondrement, l'angle de frottement mobilisé au pic est très faible (de l'ordre de 15 à 20 degrés) et largement inférieur à l'angle de frottement interne de Mohr-Coulomb.

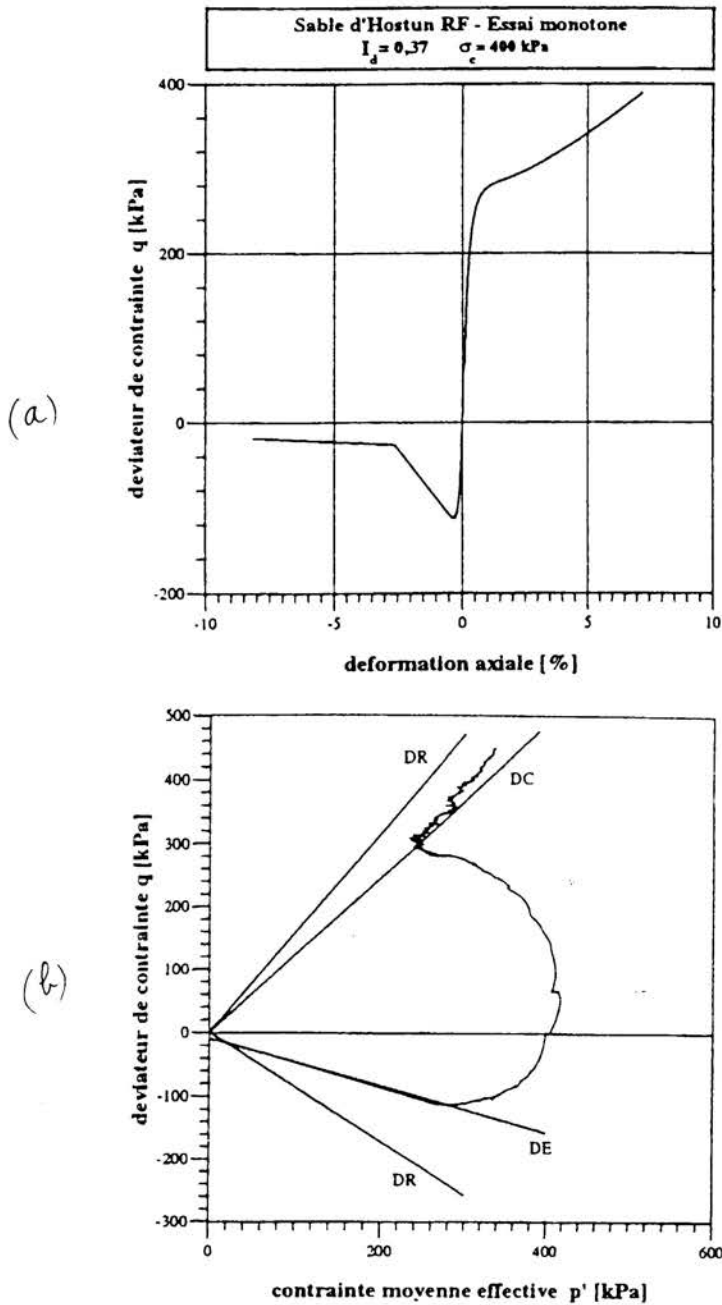


Fig. 2.14. Essais triaxiaux en compression et en extension sous des sollicitations monotones non drainées sur le sable d'Hostun : a) courbes contraintes-déformations ; b) évolutions des chemins de contraintes dans le plan (p' , q).

c) Essais non drainés en sollicitations cycliques

Dans le cas des essais cycliques, des chemins de contraintes alternés et non alternés en extension et en compression ont été réalisés pour les mêmes conditions initiales que celles des essais monotones (de Gennaro et al., 1996).

Les comportements observés pour les essais non alternés sont alors les suivants :

- pour l'essai de *compression*, la contrainte moyenne effective diminue de façon importante à cause de la génération de surpression interstitielle et la valeur du déviateur reste constante (figure 2.15). C'est l'initiation du phénomène de « mobilité cyclique ». À partir de ce point, les phases successives de charge et de décharge se stabilisent sur la même boucle d'accommodation, centrée sur la droite d'état caractéristique. La pente de la droite caractéristique est en bonne correspondance avec la valeur estimée sur les essais monotones non drainés ;

- pour l'essai en *extension*, le chemin de contraintes est caractérisé par une migration vers la droite de rupture (figure 2.15). Puis on observe une chute de résistance due à l'initiation de la liquéfaction pour atteindre l'état résiduel. Lors de cette rupture par effondrement, l'angle de frottement correspondant est très faible et largement inférieur à l'angle de rupture de Mohr-Coulomb. Le seuil de stabilité (droite d'effondrement) est le même que celui obtenu dans le cas monotone en extension.

Ces observations montrent que, de la même manière qu'en sollicitations monotones, le comportement mécanique du sable en sollicitations cycliques est toujours contrôlé par les trois mêmes seuils : droite caractéristique, droite d'effondrement et droite de rupture de Mohr-Coulomb.

Dans le cas d'une sollicitation alternée, définie par un déviateur qui varie entre deux valeurs imposées, les résultats en termes de chemin de contraintes sont présentés sur la figure 2.16. Lorsque l'état de contraintes se rapproche du seuil d'effondrement en extension, le sable présente une liquéfaction initiale. Après avoir atteint un état de contrainte effective proche de zéro, l'amplitude du déviateur est beaucoup plus faible en extension tandis qu'en compression, elle remonte toujours jusqu'à la valeur imposée dans l'essai. Ce comportement est analogue à celui observé dans le cas d'une sollicitation non alternée en compression (mobilité cyclique).

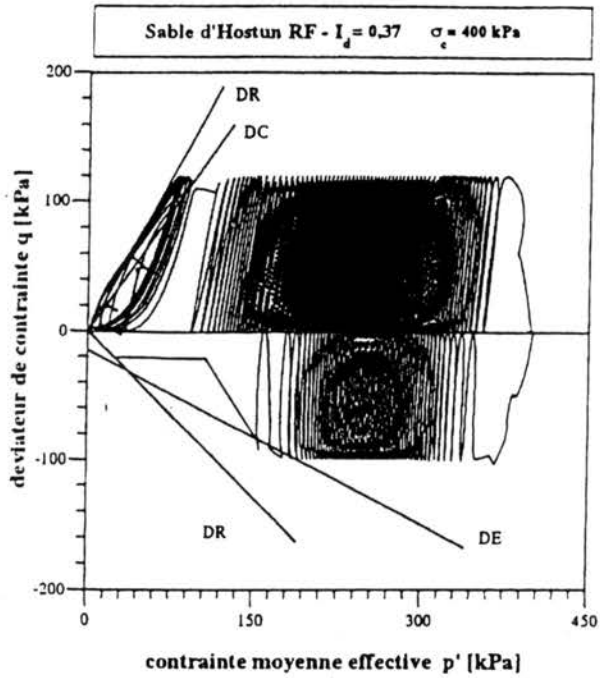


Fig. 2.15. Résultats d'essais cycliques non alternés sur le sable d'Hostun RF.

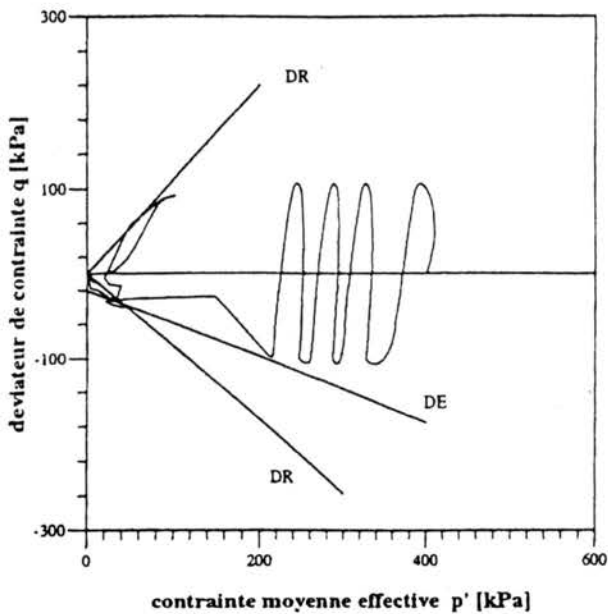


Fig. 2.16. Résultats d'un essai cyclique alterné sur le sable d'Hostun RF.

d) Comparaison entre les essais monotones et les essais cycliques

Pour le sable d'Hostun RF étudié, la comparaison des chemins de contraintes obtenus pour les divers essais réalisés semble confirmer l'hypothèse selon laquelle les deux trajets monotones (en extension et en compression) constituent l'enveloppe de tous les trajets cycliques qui ont été réalisés à différents niveaux d'amplitude du déviateur de contrainte (figure 2.17).

Ainsi, l'initiation de la liquéfaction en extension est atteinte dès que les chemins de contraintes cycliques franchissent la courbe enveloppe monotone et que le point d'état résiduel coïncide avec celui identifié lors de l'essai monotone en extension. En revanche, pour la compression, la droite d'état caractéristique, obtenue sous des sollicitations monotones, définit la même frontière pour les chemins cycliques.

Ces résultats montrent la grande influence du trajet de chargement sur l'initiation de la liquéfaction d'un matériau granulaire, avec un comportement beaucoup plus stable en compression qu'en extension. En pratique, il convient de retenir que la connaissance du type de sollicitation appliqué est un élément important pour prévoir le développement ou non d'instabilités dans des massifs de sable saturé, susceptibles d'être soumis à des chargements cycliques (houle, séismes).

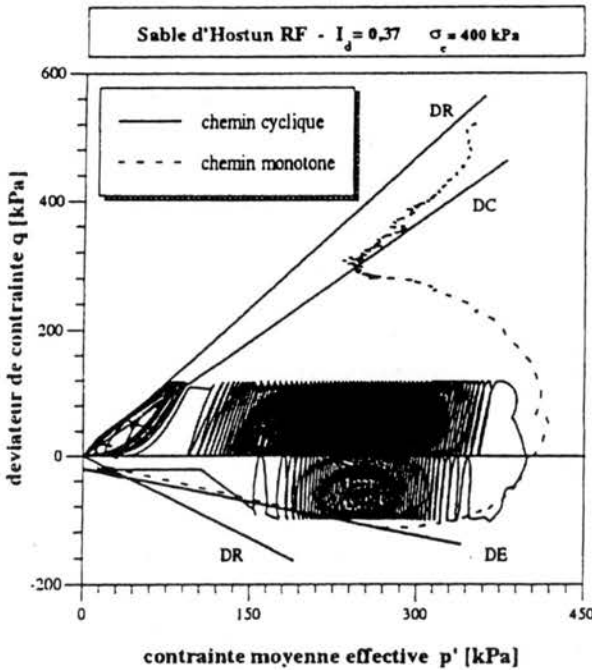


Fig. 2.17a. Comparaison des chemins de contraintes monotones et cycliques pour les essais non alternés.

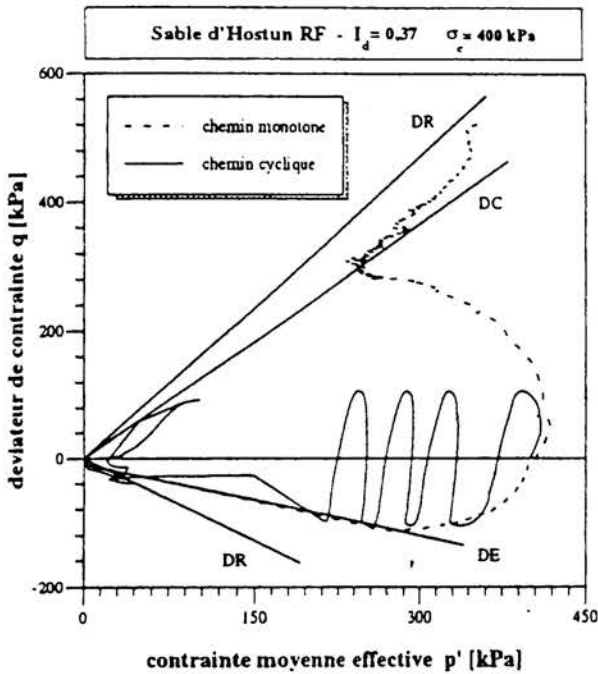


Fig. 2.17b. Comparaison des chemins de contraintes monotones et cycliques pour l'essai alterné.

e) Amélioration de la fabrication des éprouvettes par pluviation

Un problème important lié à la reconstitution d'éprouvettes de sable en laboratoire est celui de l'homogénéité du matériau, de la répétabilité de la procédure et du bon contrôle de l'indice de densité des éprouvettes. Pour essayer d'améliorer ces différents aspects, le CERMES a développé, dans le cadre de la thèse de N. Benahmed, un pluviateur à sable adapté à la reconstitution d'éprouvettes triaxiales en se basant sur le dispositif actuellement en fonctionnement sur la chambre d'étalonnage, dans des dimensions beaucoup plus importantes. La pluviation est un processus qui permet de reconstituer des structures granulaires homogènes, à densité ou indice de densité donné, que l'on peut cibler a priori, en fonction des deux paramètres principaux du processus que sont l'intensité de déposition (ou débit massique) et la hauteur de pluviation. Le pluviateur se compose d'un réservoir à sable en partie haute, équipé d'un dispositif d'ouverture pour libérer le sable qui tombe alors sous forme de jets, et d'un diffuseur (composé d'un double tamis) permettant de « casser » les jets de sable arrivant du réservoir, produisant ainsi une pluie de sable uniforme au-dessous du diffuseur. Le rôle du diffuseur est déterminant en vue d'obtenir une bonne homogénéité du matériau. La figure 2.18a montre un schéma de principe du processus

de pluviation sur lequel sont définis différents paramètres du processus (hauteur de chute H_C , hauteur de pluviation H_P , etc.). L'homogénéité du dépôt obtenu est garantie par la stationnarité du processus résultant du maintien d'un débit massique et d'une hauteur de pluviation constants ; l'indice de densité est fonction de la combinaison de ces deux paramètres (débit et hauteur de pluviation) et est obtenu avec une très bonne répétabilité. Le diffuseur est donc équipé d'un dispositif de relevage (filin, système de poulies et moteur électrique à vitesse réglable) assurant la remontée de celui-ci au cours du processus, de sorte que la hauteur de pluviation reste constante.

Pour un sable donné, on doit donc procéder à un étalonnage du dispositif permettant de régler les combinaisons de débit et de hauteur de pluviation permettant d'atteindre la plage d'indices de densité souhaitée. La figure 2.18b montre une vue du dispositif du CERMES, la figure 2.18c présentant les résultats de l'étalonnage du dispositif obtenu pour le sable d'Hostun RF. Il est intéressant de remarquer que l'on atteint une plage de variation très large de l'indice de densité, allant des structures très denses (indice de densité égal ou même supérieur à 1) pour les très faibles débits, vers des structures très lâches (indice de densité proche de zéro) pour des débits très élevés.

f) Modélisation du comportement sous sollicitations non drainées

Une des difficultés de la modélisation des phénomènes de liquéfaction des sables (initiation et développement) est que les comportements mécaniques correspondant peuvent être très sensibles à des paramètres difficiles à quantifier tels que, par exemple, la structure sableuse ou le degré de cimentation existant in situ : un degré de cimentation, même très faible, du sable sur site, peut être suffisant pour prévenir un phénomène d'écoulement du matériau par liquéfaction, degré de cimentation dont il sera très difficile de mettre en évidence l'influence à partir d'essais de laboratoire (problème de l'altération de structure des matériaux sableux au prélèvement).

Dans l'optique de la mise au point de modèles de comportement adaptés à la simulation du comportement cyclique des sols, le CERMES a travaillé sur les modèles du type élastoplasticité généralisée ou modèles du type " bounding surface " (Mroz et al. (1978), Dafalias et Herrmann (1982), Pastor et al. (1985), Zienkiewicz et al. (1985)). L'intérêt de ce type de modèles est qu'il permet de rendre compte, de manière relativement simple, de l'accumulation progressive d'irréversibilités au cours des cycles (densification progressive en condition drainée, accumulation progressive de surpressions interstitielles en non drainé), à partir de règles d'interpolation nécessitant l'introduction, dans les cas les plus simples, d'un seul paramètre, ce paramètre gardant une signification physique assez claire. Ces modèles constituent donc, par leur simplicité relative, une alternative intéressante à des modèles plus complexes développés pour ce type d'applications (modèles avec écrouissage cinématique, modèles incrémentaux, etc.).

Dans ce cadre, les travaux de Saïtta (1994) ont permis de développer un modèle basé sur le concept original de surface de charge d'état, construit pour rendre compte de manière la plus satisfaisante possible des phénomènes de liquéfaction sous chargement monotone et cyclique des sables lâches (surface de charge initiale du matériau définie à partir de l'état initial et des caractéristiques d'état critique, prise en compte des seuils d'effondrement, etc.). Les prévisions de ce modèle restent naturellement correctes pour les autres types de comportement observables (comportement drainé des sables lâches et denses, comportement non drainé des sables denses).

Ces travaux ont été poursuivis dans la thèse de Bahda (1997), en essayant de mieux rendre compte de l'état initial du matériau par l'introduction d'un « couple d'état », nécessaire pour décrire un état initial anisotrope (en termes d'état de contrainte initial $(q/p')_0$). Les recherches ont également porté sur l'amélioration des règles d'interpolation pour mieux décrire les phénomènes de mobilité cyclique (en particulier lors de chargements alternés) et l'apparition et le développement des boucles de dilatance avec accumulation rapide de grandes déformations (phénomène de rochet). Le modèle développé par Bahda (1997) est un modèle à double surface de charge (surface volumique et surface déviatorique) et permet d'introduire une élasticité anisotrope, de même que dans le modèle développé par Saïtta (1994).

Ces modèles ont fait l'objet d'évaluations qualitatives et d'études paramétriques à partir de simulations d'essais triaxiaux classiques (essai homogène) mettant clairement en évidence l'influence des paramètres de base des modèles. Des évaluations quantitatives ont également été réalisées à l'aide de bases de données triaxiales internes au laboratoire ou trouvées dans la littérature ; la confrontation a démontré le caractère prédictif satisfaisant de ces modèles. La figure 2.19 présente, par exemple, des simulations qualitatives d'essais triaxiaux cycliques non drainés pour différentes conditions de chargement (amplitudes, sollicitations de compression, d'extension ou alternée).

Il est clair que ces modèles sont construits, dans un premier temps, pour être représentatifs du comportement de sables remaniés, reconstitués en laboratoire et qu'il n'est pas encore question de rendre compte de l'influence de phénomènes comme la cimentation initiale, ou les structures initiales particulières, sur les réponses observées.

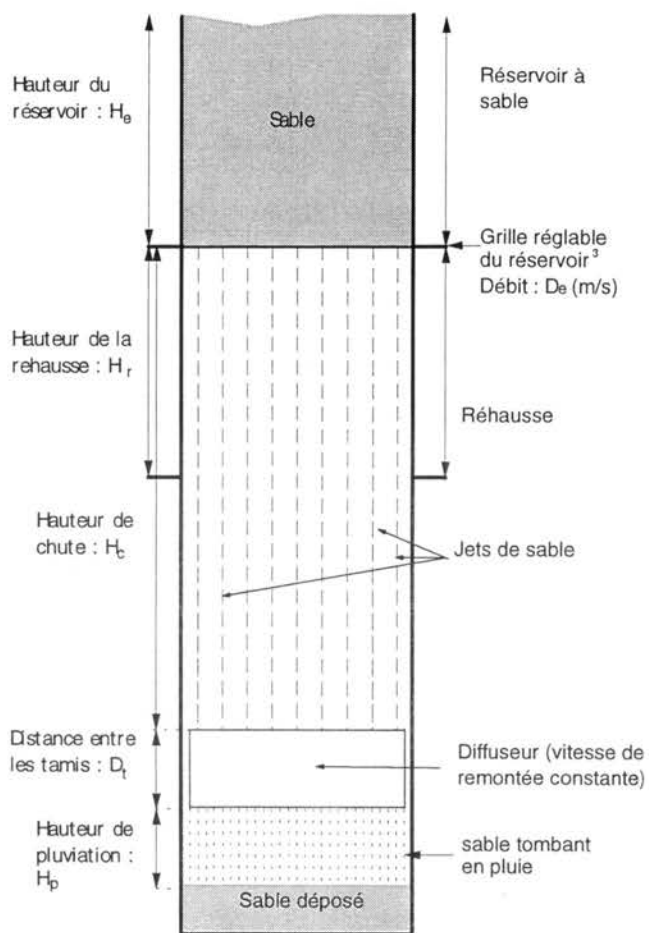


Fig. 2.18a. Reconstitution d'éprouvettes de sable par pluviation (thèse de N. Benhamed) : schéma de principe du processus de pluviation avec diffuseur.

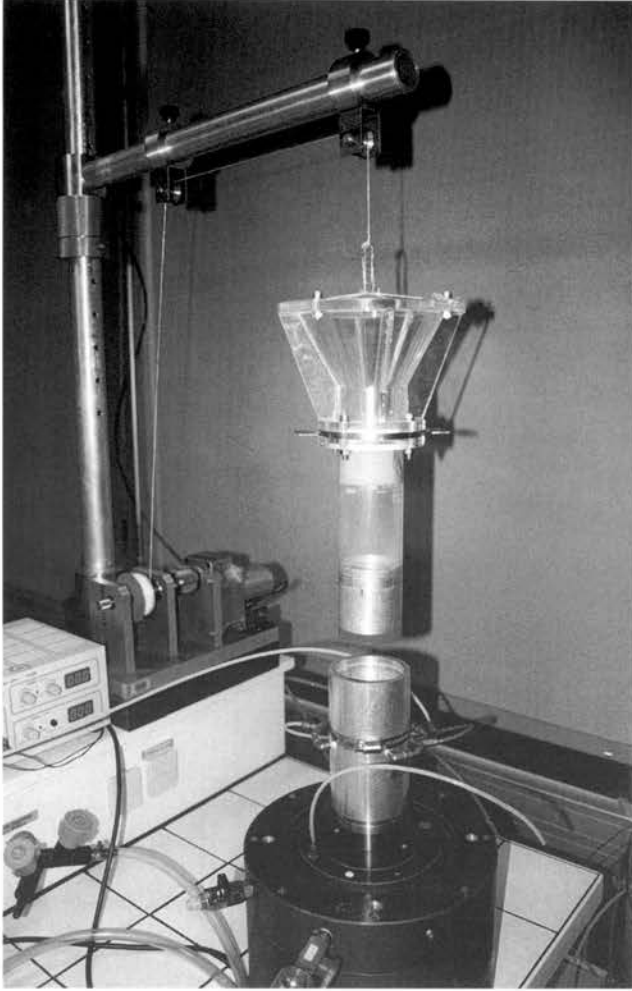


Fig. 2.18b. Reconstitution d'éprouvettes de sable par pluviation (thèse de N. Benhamed) : vue d'ensemble du pluviateur développé pour la reconstitution d'éprouvettes triaxiales, placé au-dessus du moule de formage.

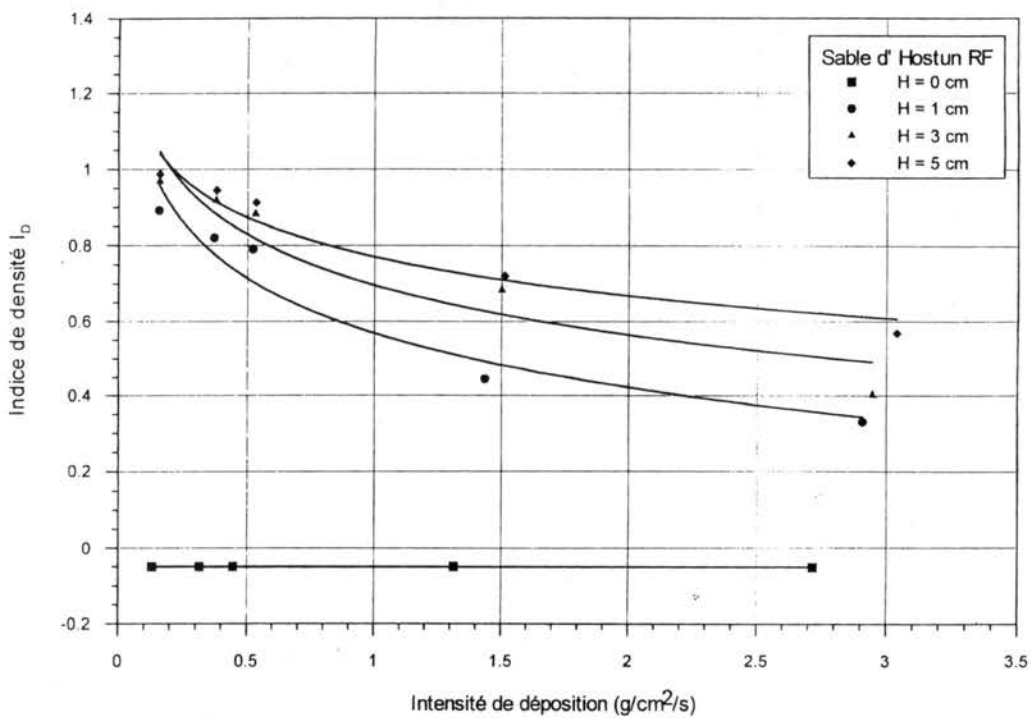
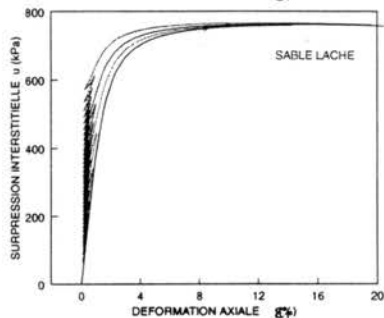
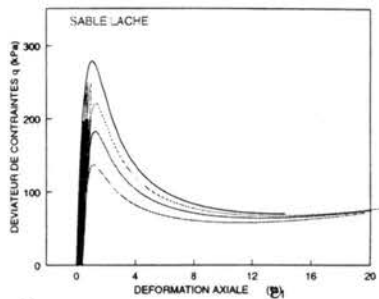
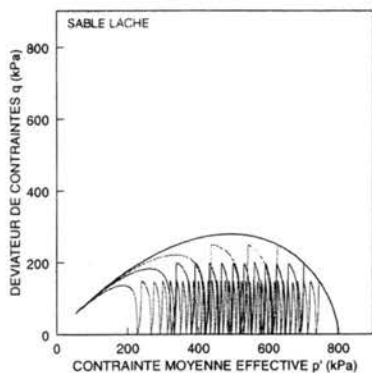
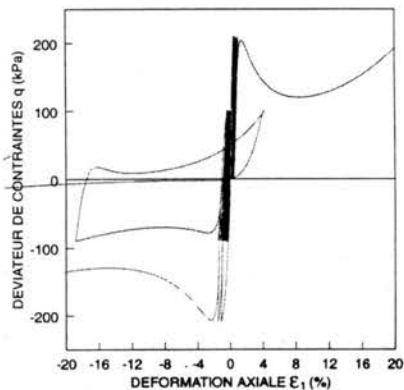
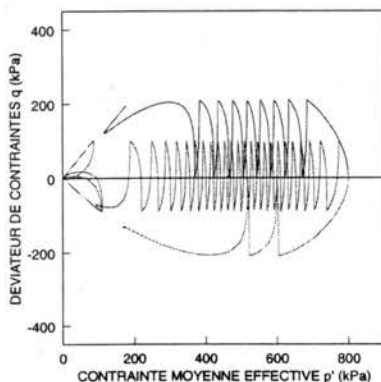


Fig. 2.18c. Reconstitution d'éprouvettes de sable par pluviation (thèse de N. Benhamed) : résultats d'étalonnage du dispositif pour le sable d'Hostun RF.



(a)

Fig. 2.19a. Résultats de simulations qualitatives d'essais triaxiaux non drainés sur sable « typique » - Liquéfaction cyclique d'un sable lâche (influence de l'amplitude du chargement en sollicitation de compression non alternée).



(b)

Fig. 2.19b. Résultats de simulations qualitatives d'essais triaxiaux non drainés sur sable « typique » - Influence du caractère alterné ou non de la sollicitation (compression et extension) sur le développement de la liquéfaction ou de la mobilité cyclique.

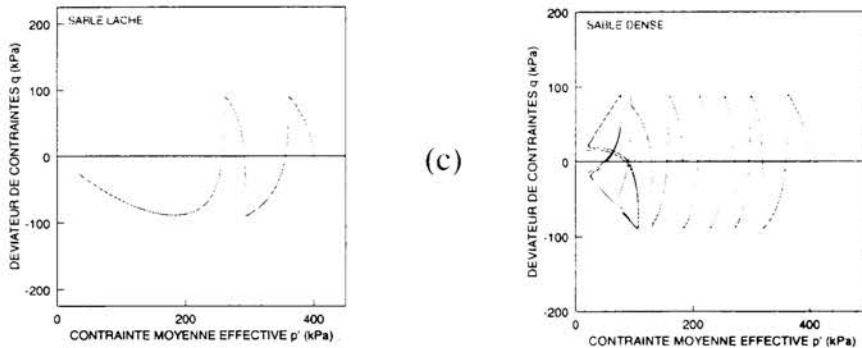


Fig. 2.19c. Résultats de simulations qualitatives d'essais triaxiaux non drainés sur sable « typique » - Influence de l'état de densité sur l'initiation de la liquéfaction ou de la mobilité cyclique (lors de la phase d'extension).

2.5. Comparaison des modules de déformation (essais cycliques et dynamiques)

Le LRPC d'Aix-en-Provence a également participé à un projet européen d'essais cycliques et dynamiques sur du sable prélevé sur le site de Rinnio (Grèce) où une liquéfaction a été observée (Serratrice, 1997).

Une des conclusions de cette étude est qu'un bon raccordement a été constaté entre les modules de cisaillement déduits des essais cycliques (déformation supérieure à 10^{-4} , essais réalisés au LRPC) et des essais dynamiques (déformation inférieure à 10^{-4} , essais réalisés au Laboratoire de Salonique en Grèce).

2.6. Caractérisation du comportement des sables au pressiomètre

Des essais au pressiomètre avec réalisation de cycles ont été effectués sur un site expérimental à Honfleur (LRPC de Rouen). Cette étude a été complétée par des essais triaxiaux en laboratoire sur le sable prélevé. L'objet de cette recherche est de déterminer à la fois le module élastique (réversible) et l'angle de frottement in situ des sables. Il apparaît que, comme le module pressiométrique Ménard, le module de rechargement élastique est sensible au mode de forage et qu'il est illusoire de penser éliminer totalement le remaniement en réalisant un essai cyclique. La valeur de ce module est néanmoins très intéressante pour réaliser des calculs en déformation (par exemple au moyen de modèles d'éléments finis).

Des calculs par éléments finis d'interactions entre des remblais et une plateforme ferroviaire ont montré que l'on obtient des résultats conformes à la réalité en utilisant de tels modules (Gestin et al., 1999). Par ailleurs, connaissant le module élastique et l'angle de dilatance (ce dernier estimé empiriquement ou mesuré sur des résultats d'essais triaxiaux), on peut envisager de déterminer l'angle de frottement du sol à partir de l'essai pressiométrique. Les vérifications qui ont été faites sur différents sites se sont révélées satisfaisantes. L'utilisation du pressiomètre s'avère donc un outil intéressant pour la détermination de paramètres (déformabilité et résistance) lorsque les sols ne peuvent être prélevés (Combarieu, 1996).

2.7. Conclusions et perspectives

Un travail conséquent a été réalisé sur la rhéologie des sables ces dernières années. Un grand nombre de données expérimentales, en sollicitations monotones et cycliques, a été accumulé et analysé. Le comportement de plusieurs types de sables (naturels ou de référence) a été caractérisé. Cependant, malgré le fait de travailler sur un matériau fabriqué (donc contrôlé) ou reconstitué en laboratoire (après prélèvement) et a priori plus facile à manipuler qu'un sol fin naturel, beaucoup de problèmes pratiques subsistent encore. Le développement du pluviateur avec diffuseur décrit plus haut et son utilisation devraient fortement améliorer la qualité des essais en termes d'homogénéité des éprouvettes et de contrôle a priori de la densité souhaitée (et donc en terme de répétabilité des essais).

La liste des difficultés rencontrées dans la réalisation d'essais sur des sables reste cependant relativement longue :

- effet de structure ;
- saturation de l'échantillon ;
- mise en contact du piston au début de l'essai (procédures et matériel) ;
- antifretage (réalisation et interprétation) ;
- mesure locale des déformations ;
- localisation des déformations (bande de cisaillement) ;
- corrections de membrane dues à la pénétration des grains (rigidité de la membrane) ;
- etc.

Du point de vue de la modélisation, les études théoriques en sollicitations monotones ont permis de valider, à nouveau, la loi de Nova et de perfectionner la méthodologie de détermination de ses paramètres. Cependant, cette étude ne constitue pas en soi une véritable validation. En effet, on compare les résultats de la simulation aux courbes expérimentales sur lesquelles les paramètres ont été calés. Il s'agit plutôt d'une sorte de vérification de la capacité de la loi de comportement à reproduire les résultats des essais triaxiaux. Il n'y a rien de prévisionnel. Une véritable validation consisterait à prévoir les résultats d'une autre série d'essais, que ceux qui ont servi à la détermination des paramètres. Une autre étape dans la validation sera de confronter les résultats d'une

modélisation par les éléments finis (utilisant la loi de Nova) aux mesures sur un ouvrage en vraie grandeur (cf. chapitre 4). Seule cette ultime étape, avec toutes les variabilités qu'elle comporte, pourra assurer à cette loi une quelconque utilité dans le calcul des ouvrages de géotechnique.

En ce qui concerne les sollicitations cycliques, l'utilisation de modèles du type élastoplasticité généralisée ou « bounding surface » est intéressante car elle permet de rendre compte de manière relativement simple de l'accumulation des irréversibilités lors des sollicitations appliquées à partir d'un nombre limité de paramètres additionnels (par rapport à ceux nécessaires pour simuler un comportement monotone), qui conservent une signification physique claire. Ces modèles constituent une alternative intéressante à d'autres modèles plus complexes utilisés pour le même type d'applications. La poursuite de ces travaux consistera en particulier à confronter ces différents modèles entre eux. L'enjeu est d'importance car le domaine des chargements cycliques (quasi-statiques ou dynamiques) recouvre une large gamme d'applications essentielles comme, par exemple, les problèmes liés au risque sismique.

Même si l'ensemble des données récoltées est important, il reste encore de nombreuses recherches à mener sur la caractérisation du comportement des sables, à la fois au niveau expérimental et au niveau des concepts et de la modélisation théorique. Les études devront être poursuivies avec comme objectifs principaux :

- l'amélioration des procédures d'essais (notamment au début de l'essai) et de contrôle de l'état initial des éprouvettes ;
- le perfectionnement et la validation des lois de comportement ;
- l'étude du domaine de validité de ces lois (par exemple, par rapport aux sollicitations monotones, cycliques ou dynamiques) ;
- la caractérisation de l'interaction sable-structure ;
- la détermination des paramètres en fonction des données expérimentales disponibles (essais en place et in situ) ;
- la recherche des facteurs influant sur la valeur des paramètres.

2.8. Liste des productions et références bibliographiques

Comme pour les sols fins, les productions liées au sujet sur les sables concernent essentiellement :

- des ensembles de résultats expérimentaux (comptes rendus d'essais de laboratoire, base de données, fichiers de résultats) ;
- des caractérisations du comportement de sables fabriqués (sable de référence pour la centrifugeuse, sable d'Hostun RF) ou de sables *naturels* reconstitués en laboratoire ;
- des valeurs de paramètres utiles pour la modélisation numérique ;
- une nouvelle version du logiciel LOIS-LCPC (Arafati, 1996).

Le tableau 2.13 confronte les productions attendues (c'est-à-dire citées dans le cahier des charges) et les productions réalisées. Une liste détaillée des publications est fournie ci-après.

Tableau 2.13 - Bilan des productions du deuxième sujet de recherche du Thème

Productions attendues	Productions réalisées à la fin du thème en 1997
Caractérisation du comportement des sables à partir d'essais de laboratoire	Séries d'essais en conditions monotones et cycliques (LRPC d'Aix-en-Provence et de Rouen, CERMES). Base de données d'essais sur des sables. Dispositif de pluviation (CERMES).
Interprétation et simulation de résultats d'essais à partir de modèles de type élastoplastique	Interprétation et simulations théoriques d'essais en conditions monotones et cycliques (CERMES, LCPC, LRPC d'Aix-en-Provence et de Rouen). 1 thèse (CERMES) ; 3 rapports de stage ; 7 comptes-rendus de recherche (synthèses) ; 5 articles dans des revues (y compris notes) ; 9 communications à des congrès ; nouvelle version du logiciel LOIS-LCPC.

Références bibliographiques des productions liées au sujet

- André S. (1996) *Étude du comportement cyclique d'un sable à l'appareil triaxial*. Mémoire de DEA, CERMES/ENPC, 50 pages.
- Bahda F. (1997) *Étude du comportement mécanique d'un sable à l'appareil triaxial : expérimentation et modélisation*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 246 pages.
- Bahda F., Saïtta A., Canou J., Dupla J.C. (1995) Modelling of initial and induced anisotropy in sand, *Numerical Models in Geomechanics - NUMOG V*, Pande et Pietruszczak éditeurs, Balkema, Rotterdam, pp. 125-131.
- Bahda F., Canou J., Saïtta A. (1996) Critical shear amplitude and liquefaction in cyclic loading. *11th World Conf. on Earthquake Engineering*, Acapulco.
- Benahmed N., Canou J., Dupla J.C. (1999) Influence de l'état initial et des caractéristiques de chargement sur la stabilité du comportement non drainé d'un sable sous sollicitation cyclique. *12ème Conférence Européenne de Mécanique des sols et des Travaux de Fondation*, Amsterdam, pp. 687-690.
- Blivet J.-C., Gestin F. (1997) *Sable de Fontainebleau - Essais Ko*, rapport n° 9, LR de Rouen, 100 pages.
- Blivet J.-C., Gestin F. (1997) *Sable de Fontainebleau - Essais de poussée et de butée*, rapport n° 10, LR de Rouen, 18 pages.
- Combarieu O. (1996) Estimation rapide de l'angle de frottement d'un sol granulaire au pressiomètre. Note d'information technique. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 203, pp. 121-123.
- Combarieu O. (1996) A propos de la détermination de l'angle de frottement des sols pulvérulents au pressiomètre. *Revue Française de Géotechnique*, n° 77, pp. 121-123.
- Combarieu O. (1996) *Caractérisation du comportement des sables - Essais en place*, LR de Rouen.

- Dupla J.C., Canou J. (1996) Analysis of cavity expansion test with application to liquefaction potential assessment. *11th World Conf. on Earthquake Engineering*, Acapulco.
- Dupla J.C., Canou J. (1997) Sollicitation pressiométrique cyclique et propriétés de liquéfaction d'un sable. *14ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation*, Hambourg, Balkema, pp. 473-476.
- Dupla J.C., Canou J., Normand P., Piffer L. (1995) Influence du trajet de chargement sur les caractéristiques de liquéfaction d'un sable. *11ème Conférence Européenne de Mécanique des sols et des Travaux de Fondation*, Copenhague, vol. 1, pp. 37-42.
- de Gennaro V. (1995) *Conditions d'initiation de la liquéfaction des sables sous chargement cyclique*. Mémoire de DEA, CERMES/ENPC, 44 pages.
- de Gennaro V., Canou J., Dupla J.C. (1996) Conditions of initiation of liquefaction of a loose sand under cyclic loading. *7th Australia-New-Zealand Conf. on Geomechanics*, Adelaïde, pp. 299-303.
- de Gennaro V., Canou J., Dupla J.C., Bahda F. (1996) Instabilité de structure d'un sable lâche - Influence du trajet de chargement. *Génie parasismique et aspects vibratoires dans le génie civil, 4ème Colloque National de l'AFPS*, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 10-12 avril 1996, pp. 123-130.
- Gestin F., Blivet J.C. (1995) *Sable de Fontainebleau - Essais cycliques drainés à l'appareil triaxial*. Rapport n°8, LR de Rouen, 120 pages.
- Litzer F., Marchal A. (1996) *Etude du comportement mécanique du sable de Fontainebleau sous cisaillement monotone*. Rapport de stage scientifique, CERMES/ENPC, 40 pages.
- Mestat Ph. (1997a) Note technique - Loi de Mohr-Coulomb. *Revue Française de Génie Civil*, vol. 1, n° 1, pp. 189-192.
- Mestat Ph. (1997b) Note technique - Loi de Drucker-Prager. *Revue Française de Génie Civil*, vol. 1, n°2, pp. 367-371.
- Mestat Ph., Arafati N. (1998) *Modélisation des sables avec la loi de Nova : détermination des paramètres et influence sur les simulations*. Rapport interne, LCPC, division MSRGI.
- Saitta A., Canou J., Dormieux L. (1995) Generalized plasticity and cyclic pressuremeter test modelling. *3rd Conf. on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St-Louis, USA.
- Serratrice J.-F. (1997a) *GES - un logiciel pour la Gestion des résultats d'Essais géotechniques sur échantillons prélevés en Sondage*, rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 122 pages.
- Serratrice J.-F. (1997b) *Essais triaxiaux cycliques sur le sable de Rimmio*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 130 pages.
- Serratrice J.-F. (1997c) *Essais triaxiaux cycliques sur un sable naturel*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 180 pages.

CHAPITRE 3

DÉVELOPPEMENT ET VALORISATION

DE CESAR-LCPC EN GÉOTECHNIQUE

RÉSUMÉ. Ce sujet concerne une partie des développements de CESAR-LCPC spécifiques à la géotechnique :

- pour le pré-processeur MAX : mise en œuvre de maillages paramétrés pour certains types d'ouvrages de géotechnique, conseils et recommandations pour la modélisation ;*
- pour le code de calcul CESAR : programmation de nouvelles lois de comportement adaptées à la représentation des sols naturels (lois anisotropes, élastoplasticité avec écrouissage, lois tenant compte du comportement cyclique, etc.) et sécurisation des algorithmes de calcul ;*
- pour le post-processeur PEGGY : contrôle de l'erreur de calcul commise a posteriori, conseils pour la vérification des résultats.*

Sont également abordées d'une part les procédures de rapatriement de la programmation dans la version standard lorsque les développements ont vocation à être largement diffusés et, d'autre part, la plate-forme de tests qu'il a été nécessaire de mettre en place pour contrôler la qualité du produit. L'enjeu est d'importance pour la valorisation d'un produit qui doit évoluer tout en restant le plus fiable possible.

3.1. Introduction

Le succès de la méthode des éléments finis en géotechnique s'explique par les possibilités qu'elle offre pour l'analyse du fonctionnement des ouvrages, des structures et des terrains, et pour l'évaluation des champs de déformations et de contraintes sous diverses sollicitations. Plus précisément, la modélisation par éléments finis permet de représenter les aspects essentiels suivants :

- le comportement non linéaire des sols et des roches à l'aide de lois théoriques calées sur des essais de laboratoire ou in situ ;
- l'hétérogénéité de comportement des matériaux ;
- la géométrie des ouvrages et de leur environnement ;
- l'interaction entre les terrains et les structures (mise en place d'un revêtement de tunnel, influence d'ouvrages anciens sur une nouvelle construction, intersection de galeries souterraines, etc.) ;
- le couplage entre les comportements mécanique et hydraulique ;
- l'analyse d'une technique de construction dans toutes ses étapes (construction d'un remblai par couches, simulation d'étapes d'excavation, etc.) ;
- la prise en compte des discontinuités, notamment dans les massifs rocheux.

Les ingénieurs peuvent employer les éléments finis aux différentes phases d'un projet et utiliser les résultats pour des études diverses telles que :

- la faisabilité du projet ;
- l'évaluation d'une technique d'exécution ;
- l'optimisation de la géométrie des ouvrages ;
- la prévision des déformations en cours de travaux ;
- le recalage du modèle pour affiner les prévisions à long terme au fur et à mesure de l'avancement du chantier et de l'acquisition de mesures ;
- l'expertise pour appréhender les phénomènes ayant pu provoquer des désordres dans les ouvrages et, éventuellement, simuler des solutions de confortement ;
- l'étude paramétrique d'ouvrages types, permettant d'envisager des procédures simplifiées de dimensionnement.

Malgré ces multiples potentialités, l'utilisation pratique des calculs en éléments finis reste très variable, suivant le type de problème traité, sa complexité géométrique et aussi l'importance de l'ouvrage. En effet, dans la plupart des études de géotechnique, l'utilisation des méthodes classiques de la mécanique des sols et des roches est amplement suffisante et il n'y a que les situations complexes qui requièrent des méthodes d'analyse complémentaires.

Par ailleurs, les responsables de bureaux d'études et de contrôle sont souvent méfiants devant les résultats des calculs par éléments finis et la précision des chiffres qui leur sont présentés. Les principales raisons de cette méfiance semblent être les suivantes :

- la difficulté de comparer avec les résultats des méthodes traditionnelles, qui est due notamment à des fondements théoriques différents ;
- le fait que « n'importe qui » est aujourd'hui capable de faire un tel calcul grâce aux progrès réalisés en matière de convivialité des logiciels et de visualisation des résultats ;
- la masse d'informations importante fournie par le moindre calcul par éléments finis (déplacements, contraintes, rotations, pressions interstitielles, moments et efforts, mécanisme de déformation et de rupture, etc.) et le risque d'une mauvaise interprétation ;
- le manque de validation des modèles par rapport aux ouvrages réels, de publications de synthèse et d'exemples de référence qui puissent inspirer les utilisateurs relativement inexpérimentés ;
- l'absence d'une démarche d'Assurance-Qualité formalisée qui pourrait garantir la fiabilité des logiciels et leur bonne utilisation dans le domaine de la géotechnique. Une telle démarche a été initiée dans d'autres domaines, comme celui du calcul des structures ou des barrages. On peut citer les travaux de la Commission de Validation des Progiciels de Calcul de Structures (créée en 1987 au sein de la Société Française des Mécaniciens), de la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB, 1994) et ceux menés par la NAFEMS (National Agency for Finite Element Methods and Standards en Grande-Bretagne).

Pour vaincre ces réticences, le moyen le plus efficace consiste à pratiquer des *tests* avec trois objectifs principaux :

- *vérifier* régulièrement les différentes versions du logiciel, notamment celles qui sont en développement. La « vérification » consiste à vérifier que le programme fait bien ce que l'on attend qu'il fasse. Les résultats fournis doivent être en accord avec des solutions connues ;
- *valider* le logiciel en condition normale d'emploi (la validation doit être globale et concerner autant que possible l'ensemble des potentialités du logiciel). La « validation » doit procurer l'assurance que le logiciel fournit une réponse correcte au problème posé et cohérente avec les hypothèses de calcul. En particulier, la validation doit démontrer que le logiciel donne de bons résultats sur des cas réels. La confrontation des résultats avec des mesures réalisées sur des ouvrages sera abordée dans le chapitre 4 ;
- *former* les utilisateurs par l'exemple, puis les qualifier par des tests d'aptitude. Les tests considérés ne font pas forcément référence à des expérimentations ou à des cas complexes, mais ils doivent s'en inspirer pour que la formation soit profitable.

La satisfaction des tests n'est pas tout. La qualité d'un outil de calcul est aussi étroitement liée à la manière dont celui-ci est développé et donc à l'organisation de l'équipe de développement. La vérification et la validation d'un outil de calcul commencent dès l'élaboration de ses algorithmes et de sa structure. Les précautions à prendre deviennent de plus en plus importantes au fur et à mesure que l'outil se développe et est valorisé. Tous ces points ont été examinés pour ce qui concerne les développements en géotechnique et ont abouti à des procédures, des recueils de tests et des documents qui prodiguent des conseils et des recommandations pour une bonne utilisation de CESAR-LCPC.

3.2. Bref historique concernant les éléments finis au LCPC

3.2.1. Développement des systèmes de calcul

Historiquement, c'est sous l'impulsion des géotechniciens, confrontés à des problèmes insolubles par les méthodes de calcul alors en vigueur, que la méthode des éléments finis a été introduite au LCPC au cours de l'année 1966. Peu après, une petite équipe était constituée pour développer un programme de calcul qui allait prendre le nom de ROSALIE (1976-1989).

Après analyse et critique du système ROSALIE et la transformation du paysage informatique, un certain nombre de spécifications ont été retenues dont, notamment, la séparation des étapes de préparation des données, de calcul et d'exploitation des résultats, la modularité qui facilite les nouveaux développements, le graphisme interactif et la portabilité sur une large gamme de matériels. Ces spécifications furent le point de départ de l'élaboration du progiciel CESAR-LCPC au début des années 1980 (Dubouchet, 1992). Progressivement, les algorithmes de calcul introduits dans le

Le système ROSALIE ont été transférés au système CESAR-LCPC. Ce transfert a été l'occasion de reprogrammer et d'améliorer la plupart de ces algorithmes.

Le progiciel CESAR-LCPC désigne l'ensemble formé par le pré-processeur MAX, le programme de calcul CESAR et le post-processeur PEGGY. Le pré-processeur MAX est un outil interactif graphique qui permet la discrétisation de l'ouvrage étudié en éléments finis et la mise en données (conditions aux limites, chargements et données spécifiques au module de calcul mis en oeuvre). Le programme de calcul CESAR effectue la résolution numérique du problème posé. Le post-processeur PEGGY est un outil graphique interactif qui permet de visualiser les résultats du calcul effectué par CESAR sous forme de tracés de déformées, de contraintes principales, d'isovaleurs diverses, de courbes de variation de paramètres, de zones plastiques, de champs de vitesse d'écoulement et de surface libre en hydraulique des sol (Humbert, 1989).

Aujourd'hui, le pôle de calcul en éléments finis du LCPC regroupe environ six permanents (ingénieurs et techniciens) et une dizaine de doctorants.

3.2.2. Développements dans le domaine de la géotechnique

Bien que les développements de CESAR-LCPC aient été principalement le fait de la section des Modèles Numériques, la division de Mécanique des Sols et des Fondations, puis la division de Mécanique des Sols et de la Géologie de l'Ingénieur, et notamment la section Rhéologie et Modélisation des Sols, ont eu une participation active aux développements dans le domaine de la géotechnique. Ceux-ci ont été réalisés (et sont encore réalisés) dans le cadre des actions de recherche de la Commission Technique n°24 (Mécanique des Sols et des Roches) et de deux Thèmes de recherche des LPC (GEO27 et GEO34). Les principales contributions ont concerné les modules de résolution décrits dans le tableau 3.1.

Au total, dans le domaine de la géotechnique, 23 thèses ont été préparées au LCPC sur des sujets comportant soit des applications de CESAR-LCPC, soit de la programmation. Le tableau 3.1. indique la répartition de ces travaux en fonction du module de résolution concernée. Le tableau 3.2 récapitule les quatorze thèses qui ont comporté des développements importants pour la géotechnique. Le tableau 3.3 fait la même chose pour les sept thèses préparées en dehors du réseau des LPC et qui ont conduit à des développements en comportement non linéaire (module MCNL).

Tableau 3.1 - Modules de CESAR-LCPC développés pour la géotechnique.

Module	Description du module de résolution	Thèses
MCNL	Mécanique en comportement non linéaire	8
TCNL	Problèmes de contact entre solides à comportement non linéaire	2
CSNL	Consolidation des sols à comportement non linéaire	6
CSEL/CSPL	Consolidation des sols élastiques ou élastoplastiques avec surface libre	1
CSNS	Consolidation des sols non saturés	2
LIMI	Analyse limite par une méthode de régularisation viscoplastique	4

Tableau 3.2 - Thèses LCPC et développements de CESAR-LCPC en géotechnique.

Références	Titre des thèses	Module
Richer (1985)	Résolution des problèmes de contact entre solides élastiques par la méthode des éléments finis	TACT
Kattan (1990)	Consolidation et fluage des sols saturés et non saturés. Analyse numérique	CSNL
Mahfoud Ould Amy (1991)	Modélisation numérique des écoulements et des déformations dans les barrages de terre construits sur des sols mous	CSEL CSPL
Jiang (1992)	Application de l'analyse limite à l'étude de la stabilité des massifs de sol	LIMI
Abida (1992)	Consolidation des sols non saturés	CSNS
Lee (1994)	Prise en compte des non linéarités de comportement des sols et roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel	MCNL
Wone (1994)	Contribution à la modélisation du comportement hydrique et mécanique des remblais routiers en matériaux fins	CSNS
Akou (1994)	Étude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles	CSNL
Arafati (1996)	Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : application aux ouvrages de soutènement	MCNL
Atwa (1996)	Analyse numérique des écoulements d'eau et de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile	CSNL
Nasri (1996)	Analyse de l'interaction sol-structure en tenant compte de la consolidation du sol	CSNL
Antao (1997)	Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée	LIMI
Sellali (1999)	Modélisation des contacts dans le calcul tridimensionnel des ouvrages géotechniques	MCNL
Droniuc (en cours)	Contribution au développement du module de calcul de charge limite par régularisation viscoplastique	LIMI

Tableau 3.3 - Thèses extérieures aux LPC et développements de CESAR-LCPC

Références	Titre ou sujet des thèses (module MCNL)
Rezgui (1993) EC Lyon	Validation d'un code de calcul et d'un modèle de comportement sur ouvrages types
Bernat (1996) EC Lyon	Modélisation du creusement d'un tunnel en terrain meuble, qualification sur chantier expérimental
Abdallah (1997) EC Nantes	Contribution à la modélisation numérique d'une section courante de tunnel à faible couverture
Bournarel (1999) EC Lyon	Modélisation numérique des fondations en bord de talus
de Gennaro (en cours) ENPC/CERMES	Modélisation de l'interaction sol-structure. Application aux comportements des fondations profondes
Geoffroy (1996) LMS/Polytechnique	Etude de l'interaction roche-outil de forage : influence de l'usure sur les paramètres de coupe
Bay-Gresse (en cours) ENSAIS	Interaction sols-structure et comportement des fondations superficielles

3.3. Recherches des LPC et éléments finis

Pour les LPC, le développement de la modélisation numérique en géotechnique a accompagné une importante activité expérimentale, à la fois en laboratoire pour caractériser le comportement des sols, formuler des lois rhéologiques et déterminer leurs paramètres, et in situ pour analyser le fonctionnement réel des ouvrages dans leur environnement (mesures des déformations de l'ouvrage et des sols environnants, mesures de pressions sur les structures, essais de caractérisation en place, etc.) et permettre une validation des modèles de calcul. L'objectif pratique de ces recherches est de proposer à terme des procédures de dimensionnement simplifiées, mais tenant compte de tous les aspects essentiels du comportement des sols. On retrouve ainsi dès l'origine les préoccupations centrales qui ont motivé les recherches de ce Thème et la poursuite de certaines d'entre elles au-delà de sa clôture.

La méthode des éléments finis est ainsi utilisée en permanence dans les recherches menées par les LPC. Celles-ci sont conduites avec une démarche scientifique essentiellement fondée sur l'analyse d'un site expérimental sur lequel est construit un ouvrage-type bien instrumenté et où sont réalisés des essais en place et des prélèvements d'échantillons pour effectuer des essais en laboratoire. Une fois le site expérimental retenu, l'élaboration du modèle de fonctionnement de l'ouvrage comporte plusieurs phases (tableau 3.4) et repose essentiellement sur les résultats des études géotechnique, géologique et hydrogéologique, effectuées sur le site, et sur les résultats des diverses expérimentations nécessaires.

Tableau 3.4. - Élaboration des modèles et étude géotechnique.

Modélisation	Données et reconnaissances in situ	Essais de laboratoire
Modèle géométrique	Topographie et coupe géologique, sondages. Plan des constructions voisines.	
Modèles de charge	Ordre de grandeur des efforts transmis par des constructions voisines, surcharges de service, séismicité.	
Modèle hydraulique	Étude hydrogéologique, fluctuation de la nappe, essai de perméabilité.	Essais de perméabilité.
Modèles pour les matériaux	Prélèvement, identification des matériaux, état de fissuration. Essais in situ, variabilité des propriétés mécaniques, état initial des contraintes.	Essais de résistance et de déformabilité (compression et traction, essais triaxiaux et oedométriques).
Modèles pour les structures	Analyse des structures prévues dans le projet. Hypothèse sur les structures à construire.	Essais sur modèles réduits ou centrifugés.
Modèles d'interaction sol-structures	Essais de chargement en vraie grandeur (cas des fondations profondes).	Essais à la boîte de cisaillement. Essais d'arrachement.

Le modèle d'éléments finis requiert la connaissance d'un certain nombre d'informations concernant la structure du site (sondages et reconnaissance des différentes couches de sol, état initial mécanique et hydraulique, présence de discontinuités), le comportement des matériaux (essais in situ, prélèvement d'échantillons et essais de laboratoire), la nature des sollicitations appliquées, la géométrie de l'ouvrage considéré ou des travaux envisagés. Ces informations permettent de réaliser la modélisation du problème posé et de faire certaines hypothèses simplificatrices sur le comportement des matériaux, les lois de chargement et la géométrie du problème physique. Les calculs ne sont réalisables qu'au prix d'hypothèses plus ou moins fortes selon les circonstances. Les hypothèses peuvent concerner la continuité du milieu, l'état des contraintes initiales, les conditions d'interactions sol-structures, les effets d'échelle, l'hétérogénéité des sols sur le site, etc.

En fait, c'est derrière chaque détermination d'un paramètre de calcul (géométrie, liaisons entre les structures, représentation des actions, déformabilité et résistance des matériaux, perméabilité, état initial, discontinuités, etc.) que se cache un ensemble d'hypothèses plus ou moins fortes liées à l'interprétation des reconnaissances, aux conditions expérimentales des essais de caractérisation, aux schémas théoriques adoptés pour exploiter leurs résultats et représenter le comportement des sols et au choix des phénomènes mécanique et hydraulique dont l'effet sur le fonctionnement de l'ouvrage dans son environnement est prépondérant.

3.4. Procédures pour les développements dans CESAR-LCPC

Le progiciel CESAR-LCPC a été spécialement conçu pour accueillir facilement de nouveaux algorithmes ou de nouvelles lois de comportement.

Dès l'origine, il a été établi que les développements seraient assurés par une équipe de « permanents » (appelés aujourd'hui développeurs principaux), répartis entre les différentes implantations géographiques du LCPC, à laquelle viendraient s'ajouter des doctorants et des stagiaires pour la durée de leur recherche. Naturellement, cela n'empêche pas la collaboration avec d'autres centres de recherche ni la mise à disposition d'une plate-forme de développement chez un utilisateur extérieur au réseau des LPC.

Par ailleurs, compte tenu de la complexité croissante des algorithmes introduits dans les programmes, aucun développeur principal ne peut être un spécialiste de l'ensemble des domaines traités. Cela a conduit à mettre l'accent sur trois aspects :

- l'architecture des programmes qui permet de greffer, puis de rapatrier, les développements de manière simple, sans que chacun ait à connaître parfaitement l'ensemble du programme sur lequel il travaille ;
- la documentation des développements, qui doit être complète et claire et intégrer une description de la programmation afin que plusieurs personnes puissent collaborer au développement sans risque de conflit ou de redondance.

En particulier, tout ce qu'on sait ne pas fonctionner doit être consigné et des tests d'arrêt prévus soigneusement dans le code :

- la plate-forme de tests qui, à défaut d'être exhaustive, doit couvrir les principales utilisations possibles.

3.4.1. Étapes de la vie d'un développement dans le code CESAR

Actuellement, dans la version standard de CESAR-LCPC diffusée par la société ITECH, seuls les modules de résolution MCNL et TCNL sont accessibles pour les utilisateurs extérieurs au LCPC. Les autres modules, cités dans le tableau 3.1, sont encore dans une phase de validation et de développement, et ils demeurent dans la version recherche (dite version Expert dont sont extraites les versions standard successives). Le tableau 3.5 présente les trois principales étapes qui caractérisent la vie d'un développement dans le code de calcul CESAR (nouvel algorithme, nouvelle option ou nouveau module) : le développement, sa validation et son rapatriement.

Tableau 3.5. - *Étapes caractérisant la vie d'un développement dans CESAR-LCPC*

	Développement	Validation	Rapatriement	Valorisation
Moyens et procédures	Station de travail. Manuels de développement et de documentation. Charte du développeur. Sources de la version Expert.	Solutions théoriques ou de référence. Essais de laboratoire, modèles réduits ou centrifugés. Ouvrages instrumentés.	Station de travail hébergeant le source de référence. Jeux de données-tests.	Diffusion par ITECH.
Actions liées à la recherche	Bibliographie. Algorithmes. Programmation.	Bibliographie. Simulation d'un ouvrage. Critères de validation.	Rapatriement sous la direction du chef de projet. Tests de non-régression.	Transfert dans la version standard. Formation continue pour les utilisateurs.
Productions Valorisation	Version personnelle du progiciel.	Progiciel validé. Cas-tests.	Version Expert validée. Cas-tests. Documentation du développement réalisé et validé.	Version standard. Documentation du progiciel. Articles.
Moyens en personnel	Doctorants. Permanents du LCPC.	Doctorants. Permanents du LCPC et des LPC.	Doctorants. Permanents du LCPC et des LPC.	Permanents du LCPC. Société ITECH.

Ce tableau appelle les commentaires suivants :

- les développements numériques importants sont généralement réalisés au cours de thèses, avec un double encadrement d'une part de la section des Modèles Numériques et, d'autre part, de spécialistes du domaine concerné (rhéologie, mécanique des sols, structures, chaussées, etc.) ;

- à la fin de l'étape de programmation, les développements se trouvent dans une version du code CESAR qui est propre au doctorant. Cette version personnelle coexiste avec la version standard (version officielle diffusée par la société ITECH) et la version Expert (plate-forme commune qui contient les développements rapatriés les plus récents) ;
- la vérification de la programmation et la validation du modèle numérique sont effectuées sous la responsabilité du développeur principal ou du directeur de thèse (voire du conseiller d'études) lorsque le développement est effectué par un doctorant ;
- les calculs de validation sont souvent l'occasion de découvrir des erreurs dans la programmation des développements mais aussi, parfois, dans certains sous-programmes de la version Expert qui les accueille ;
- la confrontation avec des mesures expérimentales vient en général confirmer l'intérêt des développements réalisés pour une meilleure compréhension du comportement d'un ouvrage ou d'un massif de sol dans une situation donnée ;
- la valorisation finale du développement se concrétise par son introduction dans la version Standard de CESAR-LCPC.

3.4.2. Procédures de rapatriement

L'étape de rapatriement consiste à inclure les développements (module, algorithmes, lois de comportement, etc.) dans la version Expert, commune à tous les développeurs. Cette opération délicate, qui peut être source de bogues, doit être menée avec rigueur sous la direction du chef du projet CESAR-LCPC (P. Humbert). Pour cela, une procédure de rapatriement a été mise en place : elle est schématisée par la figure 3.1.

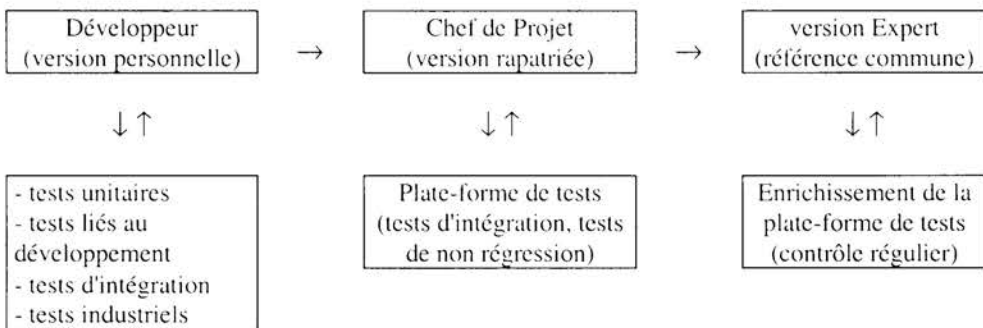


Fig. 3.1. Schématisation de la procédure de rapatriement d'un développement.

Après le rapatriement, il convient de vérifier que les développements intégrés donnent de bons résultats, mais aussi que les autres options n'ont pas été altérées. C'est indispensable, car des modifications en apparence anodines peuvent avoir de graves conséquences. C'est le rôle de la plate-forme de tests et, plus particulièrement, des tests

de non-régression d'assurer que le rapatriement (et donc parfois le remplacement d'anciens sous-programmes par de nouveaux) n'altère en rien le progiciel et les résultats qu'il fournit. Naturellement, la plate-forme de tests croît avec les développements rapatriés et elle peut atteindre des proportions conséquentes. Certains logiciels industriels annoncent des plates-formes contenant plus de 5 000 tests. La construction d'une telle plate-forme mérite donc toute notre attention.

3.4.3. Plate-forme de tests pour un logiciel d'éléments finis

Pour un logiciel général de calcul, comme CESAR-LCPC, il est quasiment impossible de contrôler toutes les combinaisons d'emploi disponibles. Face au nombre de tests théoriquement nécessaire, le problème est donc de sélectionner une plate-forme de « bons » tests, les plus pertinents et les plus efficaces. Pour cela, il est nécessaire d'élaborer une stratégie fondée sur un ensemble de tests des plus simples aux plus complexes :

- les tests *unitaires* pour vérifier les résultats au niveau des sous-programmes ;
- les tests d'*intégration* pour tester un ensemble de sous-programmes qui viennent d'être réunis dans le logiciel ;
- les tests de *non-régression* pour s'assurer que la programmation n'est pas altérée par des modifications du code (corrections, rapatriement de source dans une version diffusée) ou de l'environnement informatique ;
- les tests de *robustesse* pour estimer la réponse du logiciel à des données erronées (par exemple : des valeurs non physiques pour les paramètres) ou tester de « gros » calculs (taille de problème exceptionnelle) ;
- les tests *élémentaires* pour contrôler les résultats d'applications simples avec des solutions théoriques connues (elles sont relativement rares dans le domaine de la géotechnique). Ces tests doivent aussi permettre de tester des combinaisons de types d'analyse (élastique, élastoplastique, thermique, dynamique, etc.), de géométries, d'éléments finis (triangles, quadrilatères, poutres, plaques, coques), de chargements (poids volumique, pressions, efforts concentrés, contraintes initiales), de conditions aux limites, etc. La figure 3.2 décrit cette combinatoire qu'il faut prévoir ;
- les tests *semi-industriels* destinés à vérifier la validité des domaines d'emploi du logiciel. Il peut s'agir de comparer les résultats avec des solutions de référence (calculées par d'autres logiciels) ou avec des mesures sur des modèles physiques (centrifugés ou non). Ces tests sont réalisés avec une certaine maîtrise de la nature des matériaux considérés (homogénéité notamment) qui rendent plus facile la modélisation des essais, mais qui s'éloignent quelque peu de la réalité des projets ;
- les tests *industriels* voués à démontrer l'aptitude du logiciel à calculer des ouvrages dans des conditions proches de celles du projet. La validation provient d'un bon accord entre les résultats numériques et les mesures réalisées sur des ouvrages en vraie grandeur. Ces tests constituent les véritables et seuls tests de validation au sens strict. Ce point est traité dans le chapitre 4.

Les tests unitaires et élémentaires servent à démontrer l'absence d'erreurs dans le code (autant que faire se peut) par un *contrôle* de l'exactitude des résultats et à fabriquer une bibliothèque de tests automatiques afin de vérifier régulièrement que la programmation n'a pas été altérée. Ce travail est indispensable en phase de développement, de changement de version, lorsque l'utilisateur acquiert un nouvel ordinateur ou encore lorsqu'une nouvelle version du compilateur est mise sur le marché. Les tests d'intégration et de non-régression sont à effectuer au cours du développement, de la maintenance et des opérations de rapatriement.

L'ensemble des tests semi-industriels et industriels servent à prouver la validité du logiciel, c'est-à-dire son aptitude à résoudre de manière satisfaisante un problème de géotechnique. Ils sont élaborés à partir de scénarios aussi représentatifs que possible des besoins les plus fréquents des utilisateurs en matière de modélisation. L'emploi d'une méthode de type « cause - effet » peut faciliter l'analyse et déterminer la couverture de tests : les sorties du diagramme seront autant de tests à effectuer.

La constitution d'une plate-forme de tests est donc un travail fondamental, long et coûteux, notamment pour sa maintenance et sa documentation, chaque test devant être décrit avec soin. La régularité des passages (pour un logiciel en évolution) augmente également les coûts. Certains experts ont estimé que, si l'activité de programmation compte pour environ 15 à 20 % dans l'effort de développement d'un logiciel, la vérification et la validation peuvent en représenter de l'ordre de 40% (Gaudel et al., 1998). La maîtrise du processus de test est le garant de la qualité d'un logiciel.

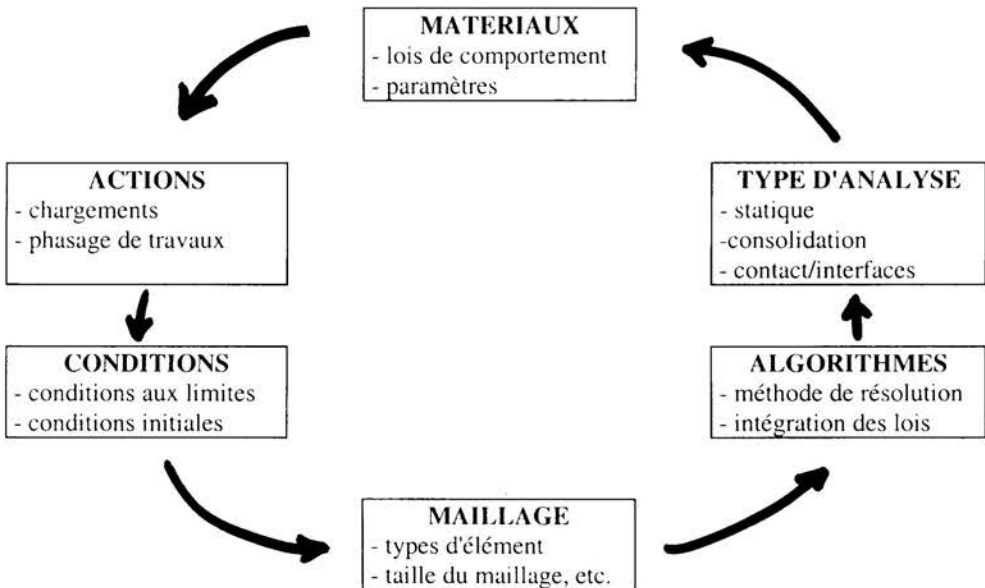


Fig. 3.2. Combinatoire des tests élémentaires.

3.5. Développements réalisés dans CESAR-LCPC au cours du Thème

Le travail de développement effectué dans le progiciel CESAR-LCPC constitue la suite d'actions engagées dans le Thème « Caractérisation du comportement des sols à l'aide de modèles élastoplastiques et visqueux » (1990-1993) et dans la Commission Technique « Mécanique des sols, des roches et des fondations ». Elles ont concerné les modules de résolution MCNL (Mécanique en Comportement Non Linéaire), TCNL (problèmes d'interfaces entre matériaux) et CSNL (Consolidation des Sols à comportement Non Linéaire).

Comme l'architecture générale existe pour résoudre les problèmes en comportement non linéaire (couplé ou non avec l'hydraulique), les développements ont impliqué essentiellement des améliorations d'algorithmes ou des compléments localisés (nouvelles options ou lois de comportement, extension du bidimensionnel au tridimensionnel, etc.). Ces développements sont motivés par :

- la sécurisation de la programmation, de manière préventive ou suite à la découverte de bogues ;
- l'analyse du fonctionnement réel des ouvrages qui ne correspond pas aux modélisations réalisées jusque là ;
- l'interprétation des résultats d'essais de laboratoire ou in situ qui conduit à perfectionner les lois de comportement des sols (cf. chapitres 1 et 2).

Dans tous les cas, cela se traduit par un travail de programmation. Celui-ci peut être très localisé (par exemple : modification du sous-programme définissant une loi de comportement) ou d'une plus grande ampleur (par exemple : introduction d'une interaction supplémentaire entre les phases constituant le sol ou d'une variation de paramètres en fonction du champ de déplacements ou de contraintes). Les développements réalisés ont donc obéi à une logique interne au Thème, mais on a aussi répondu aux demandes extérieures qui ont été formulées durant cette même période. Ces demandes particulières provenaient soit d'un autre Thème (notamment du thème consacré aux Tunnels en terrains meubles), soit d'organismes extérieurs. La section suivante décrit succinctement ces principales demandes.

3.5.1. Développements dans le module de calcul MCNL

Au cours du Thème, le module de résolution MCNL a été modifié et enrichi de plusieurs façons :

- introduction d'un schéma d'intégration totalement implicite pour le calcul des contraintes et des déformations plastiques ;
- les lois élastoplastiques avec écrouissage Mélanie (modèles bidimensionnel et tridimensionnel) ont été perfectionnées. En particulier, la pression de préconsolidation et les modules de déformabilité anisotrope peuvent maintenant dépendre de la profondeur ;
- programmation d'une loi de comportement simple décrivant les réponses en chargement et en déchargement des massifs de sol (modèle élastoplastique

parfait avec critère de Mohr-Coulomb et deux modules de déformations, l'un en chargement et l'autre en déchargement) ;

- traitement des tractions non licites pour la loi de Nova (version 1982) ;
- introduction d'une version de la loi de comportement de Lade pour le LMS (Ecole Polytechnique, thèse d'Hélène Geoffroy) ;
- amélioration de la programmation de la loi E.C.L. (thèse de Bruno Bornarel). Cette loi de comportement est une extension du modèle C.J.S. développé par l'équipe de Bernard Cambou à l'Ecole Centrale de Lyon ;
- mise à disposition du modèle de Mohr-Coulomb en charge-décharge à l'ENSAIS (thèse de Christelle Bay-Gress) ;
- utilisation et validation de la loi de Vermeer pour l'Ecole Centrale de Nantes (thèse de Nassurdine Abdallah). Des modifications de la programmation de la loi de Vermeer ont été réalisées suite à ces travaux ;
- introduction d'une loi de comportement d'interface homogénéisée d'après les travaux théoriques de Pande (CERMES, thèse de Vincenzo de Gennaro). Le développement est du même type que pour une loi de comportement de massif élastoplastique.

La plupart des développements particuliers (c'est-à-dire pour des organismes extérieurs) n'ont pas fait l'objet d'un rapatriement dans la version Expert de CESAR-LCPC. En effet, si les sections du LCPC (Modèles Numériques et Rhéologie des Sols et Modélisation) ont contribué largement à ces développements, elles n'ont pas la charge de l'étape de validation. Celle-ci n'est pas une mince affaire et le travail peut être long. Par ailleurs, ces développements ont été réalisés dans le cadre de recherches, généralement à long terme, menées par ces organismes et ces derniers n'ont jamais souhaité jusqu'à présent une diffusion de ces nouvelles possibilités de calcul.

Les paragraphes suivants détaillent uniquement certains développements réalisés pour les besoins du LCPC.

a) Schéma d'intégration implicite pour l'élastoplasticité

Parmi les modifications algorithmiques en vue de la sécurisation des processus de calcul, le traitement de l'élastoplasticité a été modifié : on est passé d'un schéma d'intégration explicite à un schéma implicite. Il s'agit d'une étape importante qui devrait minimiser la génération de déformations irréversibles indues au cours des itérations. C'était un préalable incontournable à la programmation de lois de comportement cyclique, comme il était prévu dans le cahier des charges du Thème.

Dans un schéma d'intégration explicite, le nouvel état de contraintes provoqué au cours d'une itération par la variation du champ de déplacements est calculé sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma = \sigma_{n+1}^i - \sigma_{n+1}^{i-1} = F(\sigma_{n+1}^{i-1}, \varepsilon_{n+1}^i, \varepsilon_{n+1}^{i-1}, \chi_{n+1}^{i-1}).$$

où l'indice i désigne le numéro de l'itération et n , le numéro de l'incrément. La variable χ symbolise l'ensemble des quantités non linéaires (par exemple les déformations plastiques ou des variables d'écroutissage). L'intégration des lois de comportement est alors faite entre deux itérations, qui n'ont ni l'une ni l'autre de sens physique. En effet, les résultats obtenus à une itération ne satisfont pas simultanément les équations de l'équilibre global du milieu et les équations de la loi de comportement en chaque point matériel (point d'intégration).

En revanche, dans un schéma implicite, l'état de contraintes recherché est solution de l'équation :

$$\Delta\sigma = \sigma_{n+1}^i - \sigma_n = F(\sigma_{n+1}^i, \varepsilon_{n+1}^i, \varepsilon_n, \chi_n).$$

où cette fois l'intégration est effectuée entre l'état de contraintes actuel (à déterminer) et l'état de contrainte obtenu à la convergence de l'incrément précédent. L'intervalle d'intégration est certes plus grand, mais on a l'assurance de partir d'un état convergé qui a un sens mécanique puisqu'il vérifie, à une certaine tolérance près, simultanément les équations de l'équilibre et les équations de la loi de comportement.

Cette modification du traitement de l'élastoplasticité permet d'éviter l'apparition de déformations irréversibles indues au cours du processus de résolution et notamment lorsque les zones plastiques deviennent importantes. Les tests numériques effectués montrent qu'il y a de très faibles différences entre les résultats obtenus avec ces schémas dans le cas de l'élastoplasticité parfaite. Autrement dit, il ne devrait pas y avoir de changements appréciables dans les résultats pour la très grande majorité des calculs réalisés par les utilisateurs du module MCNL. En revanche, le schéma implicite fournit des résultats plus précis pour les lois élastoplastiques avec écroutissage : notamment le modèle Cam-Clay modifié et le modèle Mélanie.

b) Améliorations du modèle Mélanie

Le modèle de comportement Mélanie a été introduit d'abord dans ROSALIE-Groupe 9 puis dans CESAR-LCPC (modules MCNL, TCNL et CSNL) afin de décrire le comportement des massifs de sols mous naturels. Plusieurs études expérimentales en vraie grandeur ont montré que le modèle Mélanie permet de prévoir de manière réaliste le comportement des sols naturels compressibles autour des ouvrages.

Cependant, au fil des comparaisons effectuées avec les mesures, il est apparu nécessaire de perfectionner le modèle pour décrire simultanément les variations des champs de déplacements et de pressions interstitielles dans l'espace et leur évolution dans le temps. Les améliorations envisagées ont concerné à la fois les aspects mécaniques du comportement (modèle Mélanie), mais aussi les interactions entre la mécanique et l'hydraulique (variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides, prise en compte des phénomènes de succion, description des sols non saturés). Dans le cadre du Thème, seuls les aspects mécaniques ont été considérés.

Les modifications suivantes ont été effectuées lors des thèses d'Akou (1995) et d'Atwa (1996) et rapatriées dans la version Expert des modules MCNL et CSNL :

- dépendance de la pression de préconsolidation σ_p avec la profondeur (thèse d'Akou, 1995) :

$$\sigma_p = \sigma_{p,ref} - \beta_{ref} (z - z_{ref})$$

où z désigne la cote du point considéré ; z_{ref} , le niveau de référence correspondant à la contrainte de préconsolidation $\sigma_{p,ref}$ et β_{ref} , le taux de variation avec la profondeur (de valeur positive si σ_p augmente avec la profondeur) ;

- variation des modules d'élasticité orthotrope avec la profondeur (thèse d'Atwa, 1996). Cette amélioration est notamment justifiée par les travaux du LRPC d'Aix-en-Provence qui a caractérisé la variation du module de déformation (isotrope) avec la profondeur pour des marnes naturelles. Pour des matériaux orthotropes, les relations suivantes ont été postulées :

$$\frac{E_h}{E_{h,ref}} = 1 + A_{Ih} \ln[1 + B_{Ih} (z - z_{ref})]$$

$$\frac{E_v}{E_{v,ref}} = 1 + A_{Ev} \ln[1 + B_{Ev} (z - z_{ref})]$$

$$\frac{G_{vh}}{G_{vh,ref}} = 1 + A_{Gv} \ln[1 + B_{Gv} (z - z_{ref})]$$

où $A_{Ev}, B_{Ev}, A_{Ih}, B_{Ih}, A_{Gv}, B_{Gv}$ sont des paramètres scalaires.

Ces modifications ajoutent 8 paramètres aux 15 paramètres que nécessitait le modèle Mélanie dans sa version antérieure. L'utilisation de cette option de calcul est naturellement conditionnée par la possibilité de déterminer ce nouvel ensemble de paramètres à partir d'essais en laboratoire et/ou in situ.

Malgré ces perfectionnements, plusieurs questions se posent encore concernant la caractérisation et la forme des équations du modèle Mélanie pour les sols naturels :

- quelle loi d'écoulement faut-il considérer ? Quelle doit être la direction des déformations plastiques à partir de la courbe d'état limite ? Que dire de son évolution dans le plan (p',q) ?
- quelle est la dépendance des modules de déformation orthotrope avec l'état de contraintes ?
- sous quelle forme faut-il tenir compte du fluage ?

- quelle est l'influence de la rotation des contraintes et d'un état véritablement tridimensionnel ? Comment prendre en compte l'effet du troisième invariant des contraintes dans l'expression de la courbe d'état limite ?

Les réponses à ces interrogations devront être fournies par des études en laboratoire et leur interprétation. A ce propos, les recherches initiées dans le chapitre 1 sur les sols naturels devront être poursuivies et, notamment, l'emploi de l'appareil triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses devrait s'avérer fort utile.

c) Développement d'un modèle simple pour les massifs de sol en déchargement

Le comportement des massifs soumis à un déchargement constitue un problème important en géotechnique, car il intervient dans de nombreux domaines (ouvrages souterrains, excavations à ciel ouvert, cycles de chargement-déchargement sur les structures, séisme, houle, surconsolidation des sols au cours de l'histoire géologique). La modélisation du déchargement est donc un enjeu appréciable.

Les essais de laboratoire montrent généralement que le comportement au déchargement est différent du comportement au chargement et qu'un cycle de déchargement-rechargement peut faire apparaître une boucle d'hystérésis plus ou moins prononcée selon le matériau considéré. Les modules au déchargement, déduits des courbes contraintes-déformations obtenues à l'appareil triaxial classique sur des sables ou des argiles, sont ainsi plus élevés, de l'ordre de 1 à 3 fois d'après Wong et Duncan (1974), que les modules au chargement ou au rechargement, lorsqu'ils sont déterminés dans une gamme de déformation radiale maximale comprise entre 0,01 et 0,5%. Les modules au déchargement et au rechargement peuvent être en général confondus. Toutefois, pour des déformations très faibles, les essais de recherche avec une mesure fine des déformations (jusqu'à 10^{-5} ou 10^{-6}) semblent montrer que les pentes au chargement initial et au déchargement sont du même ordre de grandeur. Ces essais restent rares et, dans les études courantes, on ne dispose pas de mesures aussi fines ; les modules sont donc déterminés à partir des résultats d'essais disponibles pour des déformations plus importantes, qui prennent déjà en compte des irréversibilités ou à tout le moins un comportement non linéaire. C'est ce qui explique les différences observées précédemment.

Du point de vue de la modélisation, plusieurs options sont possibles, du plus simple au plus compliqué (Arafati, 1996 ; Mestat et Arafati, 1997) : autrement dit, des lois hypoélastiques avec tests de charge-décharge aux lois élastoplastiques avec écrouissage cinématique, capables de créer des déformations irréversibles et anisotropes dans le domaine de déchargement. Face à ces extrêmes, on a choisi de développer un modèle simple qui combine une élasticité linéaire isotrope à module variable (déterminé par le signe du travail incrémental $dW = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}$ et la valeur du travail maximal W_{max} ; ces informations suffisent à définir la charge ou la décharge dans le domaine élastique) et un critère de plasticité de Mohr-Coulomb. Le tableau 3.6 résume les hypothèses et le fonctionnement de ce modèle.

Tableau 3.6. Etats de chargement et de déchargement pour une loi élastoplastique de Mohr-Coulomb avec test de charge-décharge dans le domaine élastique.

Chargement élastique	Chargement/rechargement plastique
$W = W_{\max}$ et $dW = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij} > 0$	$F(\sigma_{ij}) = 0$ et $\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$
$K = K_{\text{charge}}; G = G_{\text{charge}}$	$K = K_{\text{charge}}; G = G_{\text{charge}}$
Déchargement élastique	Rechargement élastique
$F(\sigma_{ij}) = 0$ et $\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$ ou $F(\sigma_{ij}) < 0$	$F(\sigma_{ij}) < 0$
$W \leq W_{\max}$ et $dW = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij} < 0$	$W < W_{\max}$ et $dW = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij} > 0$
$K = K_{\text{décharge}}; G = G_{\text{décharge}}$	$K = K_{\text{recharge}}; G = G_{\text{recharge}}$
État neutre (élastique ou plastique)	
$F(\sigma_{ij}) = 0$ et $\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0$ ou $dW = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij} = 0$	
(postulat) $K = K_{\text{charge}}; G = G_{\text{charge}}$	

où σ_{ij} représente le tenseur de contraintes ; F, la fonction qui définit le critère de rupture utilisé ; K, le module de compressibilité et G, le module de cisaillement de la loi de Hooke ; W_{\max} , le travail antérieur maximal du travail total W.

On distingue ainsi cinq états possibles pour un point matériel : le chargement-rechargement plastique, le chargement élastique, le déchargement élastique, le rechargement élastique et un état neutre (peu probable, mais qui théoriquement existe). La figure 3.3, illustre le fonctionnement du modèle de Mohr-Coulomb modifié dans un cas unidimensionnel.

Afin d'apprécier l'apport de ce nouveau modèle, on a étudié l'excavation d'une fouille non soutenue et comparé les résultats obtenus avec différentes lois de comportement : élasticité linéaire isotrope, loi de Mohr-Coulomb originale, loi de Mohr-Coulomb modifiée, modèle hyperbolique de Duncan-Chang et loi de Nova (version 1982). Les paramètres sont tirés des essais de laboratoire réalisés pour l'expérimentation de Hochstetten (sable de Karlsruhe). La hauteur de l'excavation est de 25 cm, le sable de Karlsruhe possédant une certaine cohésion capillaire (Arafati, 1996).

Pour l'élasticité linéaire, la zone de sol en déchargement s'étend, sous la fouille, sur une distance importante dans le massif de sol et la zone en chargement est située derrière la face verticale de la fouille. Ces zones dépendent peu du coefficient de Poisson et du coefficient de pression des terres au repos. La réponse des modèles non linéaires montre également que la zone en déchargement se développe en profondeur et relativement loin de l'excavation. Mais, quoi qu'il se passe loin de la fouille, c'est le comportement des éléments situés autour de l'excavation qui influe sur les mouvements du sol.

La réponse en chargement (plastique ou élastique) des modèles gouverne les mouvements derrière la face verticale de la fouille tandis que la réponse en déchargement (ou rechargement) contrôle les soulèvements au fond de fouille. Les soulèvements en fond de fouille obtenus avec les divers modèles sont très proches les uns des autres même si, pour l'élasticité linéaire et le modèle de Wong et Duncan, il s'agit d'un déchargement élastique et, pour les modèles élasto-plastiques, d'un rechargement.

La figure 3.4 présente une comparaison entre les déplacements horizontaux vers la fouille obtenus avec les différentes lois de comportement étudiées. Afin de mieux comparer les mouvements, les déplacements sont normalisés par le déplacement maximal correspondant à chaque modèle. En l'absence de soutènement, les cinématiques sont naturellement très différentes, à cause des étendues respectives des zones en charge et en décharge d'une loi à une autre. La définition du déchargement apparaît donc comme un facteur primordial pour la modélisation.

Les calculs avec la loi de Mohr-Coulomb modifiée peuvent donc seulement jusqu'à un certain point améliorer la représentation des mouvements du sol autour de la fouille et présenter une cinématique réaliste. En effet, les tassements en surface derrière la fouille restent mal décrits. Pour cet aspect précis, l'amélioration passe par des modèles avec élasticité non linéaire, pour tenir compte de l'influence des faibles contraintes près de la surface. Néanmoins, ce modèle simple mérite d'être confronté à des mesures expérimentales pour des excavations soutenues, ce qui n'a pu être fait dans le cadre du Thème, puisqu'on ne disposait pas de mesure au fond de fouille pour le rideau expérimental de Hochstetten (cf. chapitre 4).

Ce modèle pourrait être aussi utilisé pour modéliser le creusement des ouvrages souterrains et mettre en évidence les zones en charge et en décharge. En 1999, il est prévu de l'employer pour décrire le comportement de fondations superficielles soumises à quelques cycles de charge-décharge (fondations en vraie grandeur et modèles réduits centrifugés, thèse de Christelle Bay-Gress).

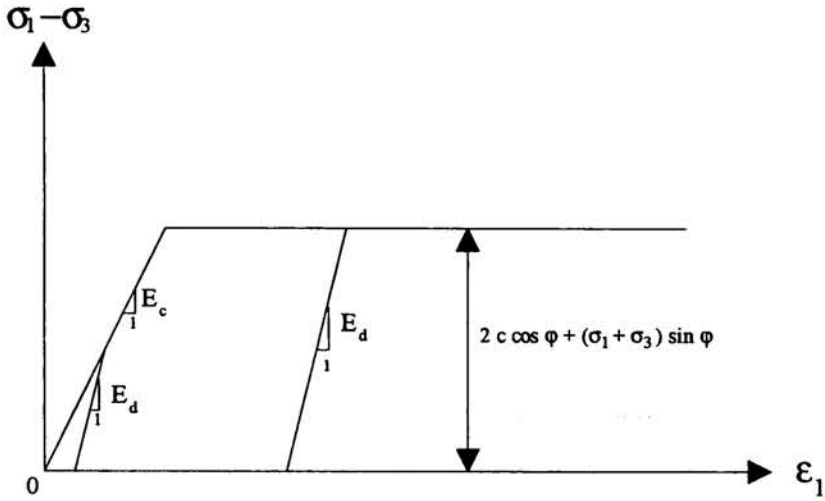


Fig. 3.3. Loi de Mohr-Coulomb modifiée avec test de charge-décharge.

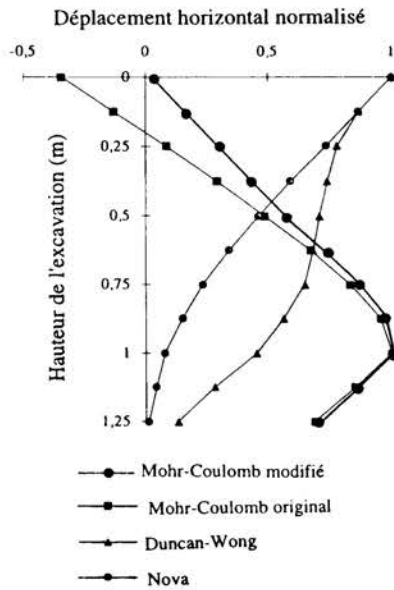


Fig. 3.4. Déplacements horizontaux autour d'une fouille non soutenue.

3.5.2. Développements dans le module de calcul TCNL

Le module de résolution TCNL (problèmes d'interfaces entre solides à comportement non linéaire) a été amélioré et les algorithmes utilisés sécurisés. Des tests complémentaires ont permis de vérifier son bon fonctionnement dans plusieurs cas de figures délicats. Néanmoins, certains problèmes spécifiques semblent subsister dans les modèles tridimensionnels lors du recollement.

Comme pour le module MCNL, il est prévu, dans un avenir proche, de passer à un schéma de calcul implicite pour la résolution des problèmes de contact. L'avantage serait de faire disparaître les irréversibilités incorrectes qui peuvent perturber la solution du problème mécanique. Faute de temps, ces aspects de programmation n'ont pu être traités comme il le faudrait dans le Thème.

3.5.3. Développements dans le module de calcul CSNL

Dans le cadre des procédures de rapatriement des développements, le module de résolution CSNL, développé au cours des thèses de Kattan (1990) et d'Akou (1995), a été mis à niveau dans la version Expert de CESAR-LCPC.

Un perfectionnement a notamment consisté à actualiser le coefficient de perméabilité du sol en fonction de la variation de l'indice des vides :

$$\lg k = \lg k_{ref} + \frac{e - e_{ref}}{C_k}$$

où k_{ref} et e_{ref} sont des paramètres de référence et C_k , un coefficient de variation déterminés expérimentalement.

3.5.4. Développements dans les pré- et post-processeurs

Les développements prévus dans le préprocesseur MAX et le post-processeur PEGGY ont été relativement limités. En fait, il a paru plus raisonnable de reporter les améliorations envisagées dans le cadre du projet CLEO, qui doit aboutir à une nouvelle organisation et présentation de type Windows des pré- et post-processeurs.

De même, la programmation d'estimateurs d'erreurs a posteriori a débuté, mais là encore il est souhaitable d'attendre les nouvelles interfaces et les développements que va réaliser le prestataire retenu pour le projet CLEO.

3.6. Conseils et recommandations pour l'élaboration des modèles (groupe AFPC)

Le LCPC a acquis une longue expérience dans le domaine de la modélisation numérique, à la fois en tant que développeur de code mais aussi en tant qu'utilisateur pour ses propres études et recherches. Cette expérience est mise en partie à la disposition des clients du progiciel CESAR-LCPC au travers des nombreux manuels de documentation et de quelques articles publiés. Une opportunité pour diffuser plus largement cette expérience et nos travaux s'est présentée en 1992 lorsque fut créé, à l'initiative de l'AFPC (Association Française Pour la Construction), un groupe de travail sur *l'Emploi des éléments finis en génie civil*. Chargé de produire un document de synthèse (état de l'art), ce groupe a d'abord réuni une vingtaine de spécialistes, couvrant ainsi tous les grands domaines d'applications de la méthode des éléments finis en génie civil. Il est apparu très vite qu'un rapport de synthèse serait insuffisant pour aborder tous les matériaux (sols, bétons, roches, métaux, matériaux fibreux, etc.), tous les types d'ouvrages et de sollicitations. Face à une matière abondante et peu couverte par la littérature de langue française (et même anglaise), la décision était alors prise de rédiger une série de livres ; chaque chapitre étant confié à un ou plusieurs spécialistes. La collection *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil* était née aux Editions Hermès-Sciences. Aujourd'hui, sept ans après la création du groupe de travail, trois livres ont été publiés (1995, 1997, 1999), représentant près de 2500 pages et plus de 2000 dessins et illustrations. Au final, près de soixante personnes ont collaboré à cette aventure animée par Michel Prat (SETRA) et Philippe Mestat (LCPC). L'aventure n'est pas pour autant terminée puisque, conformément aux demandes initiales de l'AFPC, il reste à produire des livres d'exemples pratiques, commentés et directement orientés vers les projeteurs.

Les travaux de synthèses des connaissances, envisagés dans le Thème, ont trouvé une audience et un débouché naturels au sein du groupe *Emploi des éléments finis en génie civil*. Ces activités ont entraîné beaucoup plus de travail qu'il n'était prévu, mais le résultat est, nous l'espérons tous, à la hauteur de l'énergie dépensée. Les premiers échos (et les ventes) montrent que ces livres sont très appréciés et qu'ils seront utiles dans la pratique des éléments finis en bureaux d'études et dans l'enseignement.

Les trois livres de la collection *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil* peuvent être brièvement décrits comme suit :

- premier livre : *La modélisation des ouvrages* (776 pages). Il s'agit d'un livre général qui traite de l'ensemble des aspects liés à la modélisation par éléments finis (types d'éléments, types de modèles, types d'analyse, échelles de modélisation, lois de comportement des matériaux, modèles de charge, conditions aux limites, etc.) ;

- deuxième livre : *Calcul des ouvrages généraux de construction* (768 pages). Ce livre concerne la modélisation des ouvrages en métal, en béton, en bois et en maçonnerie. Il comporte également des rappels théoriques sur les fondements de

la méthode des éléments finis et quelques applications particulières (ouvrages en béton soumis à des effets thermiques et hydriques, à des effets de fluage, ouvrage en bétons de fibres métalliques, calcul des assemblages) ;

- troisième livre : *Calcul des ouvrages en interactions* (944 pages). Ce livre est consacré aux ouvrages en interactions avec le sol ou soumis à des actions diverses (vent, séismes). On trouvera notamment dans ce volume les chapitres consacrés à la géotechnique avec la modélisation des fondations superficielles et profondes, des ouvrages de soutènement, des ouvrages souterrains, des ouvrages en terre, des écoulements dans les massifs.

En ce qui concerne le troisième livre, tous les chapitres consacrés aux ouvrages de géotechnique ont été rédigés selon un plan identique. Après des rappels succincts sur le fonctionnement de chaque type d'ouvrage (techniques de construction, mécanismes de déformation et de rupture observés, ordre de grandeur des mouvements, etc.) et sur les méthodes de dimensionnement usuelles (approche empirique ou théorique), on décrit successivement :

- la mise en oeuvre de la modélisation avec les particularités propres à chaque ouvrage (type d'éléments finis, forme et densité des maillages, dimensions et conditions aux limites, interfaces, techniques numériques particulières, etc.) ;
- les références pour la validation des logiciels liées à chaque ouvrage et à chaque sollicitation (solutions théoriques, solutions de référence, etc.) ;
- les aspects liés à la justification des modèles ;
- l'influence des paramètres de calcul sur les résultats (effets du module de déformation, du coefficient de Poisson, de la cohésion, des angles de frottement et de dilatance, etc.) ;
- des exemples de calcul simples mais significatifs des problèmes évoqués et facilement reproductibles par le lecteur ;
- enfin une bibliographie importante accompagne chaque chapitre.

Parallèlement à ces travaux, plusieurs journées d'études et de formation continue ont été organisées en collaboration avec l'ENPC (Ponts-Formation-Edition). Ces sessions ont rencontré un succès certain et, dorénavant, de telles sessions seront organisées régulièrement. Par ailleurs, en complément des chapitres du troisième livre, plusieurs articles de conseils concernant des aspects particuliers de la modélisation par éléments finis en géotechnique ont été publiés dans le Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées.

La liste des publications (cf. 3.9) indique les noms des participants du Thème qui ont collaboré à la rédaction des chapitres de ces différents livres. Outre une oeuvre espérée utile pour la communauté du génie civil, cet exercice a permis d'exprimer notre point de vue sur la modélisation du comportement des sols et des ouvrages de géotechnique en général. Par ailleurs, de nombreux exemples de calcul réalisés avec le progiciel CESAR-LCPC ont illustré ces propos. En tout, c'est près de dix auteurs du LCPC qui seront intervenus dans cette collection.

3.7. Conclusions et perspectives

La valorisation de CESAR-LCPC dans les milieux universitaires et industriels a été rendue possible par l'expertise et les compétences acquises par les équipes du LCPC au fil des années, par l'utilisation du logiciel dans les recherches de pointe en mécanique des sols (travaux des LPC), mais aussi par la volonté de faire de CESAR-LCPC un code ouvert aux développements algorithmiques.

Outre des développements et des améliorations dans les modules de calcul, liés au programme du Thème et à d'autres recherches des LPC ou d'organismes extérieurs, ce troisième sujet a été essentiellement marqué par la contribution aux travaux du groupe de travail *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil* : animation et rédaction de chapitres. Ce travail a abouti à une série de livres, à notre connaissance sans équivalent en langue française ou même en langue anglaise. Les réactions et les ventes¹ nous confirment dans l'idée que nous avons fait oeuvre utile pour la communauté du génie civil. Le travail n'est pas pour autant terminé, puisque des livres d'exemples pratiques (voire des exercices de modélisation commentés) sont également prévus et qu'un autre grand chantier, celui de la *qualité* des calculs par éléments finis, a été ouvert au sein de l'AFGC (Association Française pour le Génie Civil).

3.8. Liste des productions et références bibliographiques

Les productions liées au sujet concernent essentiellement :

- des synthèses et des états de connaissance sur la modélisation par éléments finis ;
- trois livres et plusieurs articles (conseils et recommandations pour l'élaboration des modèles d'ouvrages en géotechnique) ;
- des développements algorithmiques, de la programmation dans plusieurs modules de calcul, une nouvelle version Expert de CESAR-LCPC ;
- des compléments et des mises à jour de la documentation générale du progiciel.

Le tableau 3.7. confronte les productions attendues (c'est-à-dire citées dans le cahier des charges) et les productions réalisées. La dernière colonne regroupe les productions attendues mais non réalisées. Une liste détaillée des publications est fournie ci-après.

¹Signalons au lecteur qu'il n'y a pas de droits d'auteur sur cette série de livres.

Tableau 3.7 - Bilan des productions du troisième sujet de recherche du Thème

Productions attendues	Productions réalisées à la fin du thème en 1997	Productions prévues mais non réalisées en 1997
Développement de CESAR-LCPC	Méthode d'intégration implicite pour le module MCNL. Sécurisation des algorithmes. Nouvelles lois de comportement. Nouvelle version Expert de CESAR-LCPC. Documentation générale du progiciel.	Les développements dans MAX et PEGGY ont été très limités. Il a paru raisonnable de reporter ces améliorations dans le cadre du projet CLEO. Aucune loi de comportement cyclique n'a été programmée.
Conseils et recommandations (Groupe de travail AFPC)	3 livres publiés aux éditions Hermès. 4 articles pour le BLPC (1997, 1998). Journées d'étude et de formation ENPC.	

Références bibliographiques des productions liées au sujet

- Antao A., Magnan J.-P., Leca E., Mestat Ph., Humbert P. (1997) Finite element method and limit analysis for geotechnical design, *Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VI*, 2-4 juillet 1997, Montréal, éditions Balkema, pp. 433-438.
- Bissh Ph., Mestat Ph., Prat M. (1995) Les échelles de modélisation. Chapitre 4 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 85-121, Éditions Hermès, 776 p.
- Briost J.J., Mestat Ph. (1995) Les compositions de structures. Chapitre 14 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 497-537, Éditions Hermès, 776 p.
- Davenne L., Godart B., Mestat Ph., Prat M., Wamba Rosso S. (1997) Modélisation des ouvrages en maçonnerie. Chapitre 12 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Calcul des ouvrages généraux de construction*, pp. 495-571, Éditions Hermès, 768 p.
- Godart B., Mestat Ph., Ursat P. (1996) Etude des fondations de la cathédrale de Strasbourg : apport d'une modélisation numérique par éléments finis. *Colloque UNESCO - Innovation et technologie au service du patrimoine de l'humanité*, 24 juin 1996, 8 p.
- Humbert P., Mestat Ph. (1995) Modélisation tridimensionnelle de la fondation d'une centrale nucléaire, *XIème Congrès Européen de Mécanique des Sols et Travaux de Fondation*, Copenhague, mai 1995, vol. 6, pp. 63-68.
- Leca E., Mestat Ph. (1999) Modélisation des ouvrages souterrains. Chapitre 5 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 305-389, Éditions Hermès-Sciences, 944 p.
- Magnan J.-P., Mestat Ph. (1995) Caractérisation des sols. Chapitre 19 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 691-734, Éditions Hermès, 776 p.
- Magnan J.-P., Mestat Ph. (1997) Méthodes de calcul des déformations dans les ouvrages de géotechnique, *Journées d'études ENPC - Maîtrise des déformations des ouvrages de géotechnique*, 11-12 juin 1997, 30 p.
- Magnan J.-P., Mestat Ph., Leca E., Humbert P. (1997) Expérimentations et modélisations au LCPC : 30 ans de comparaison entre comportements observés et calculés. *Colloque EC'97*:

- comparaison entre résultats expérimentaux et résultats de calcul*, Strasbourg, 22-23 mai 1997, vol. 1, pp. 55-62.
- Magnan J.P., Mestat Ph. (1999) Modélisation des ouvrages en terre. Chapitre 3 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 127-225, Éditions Hermès-Sciences, 944 p.
- Mestat Ph. (1995) Les structures de massif. Chapitre 12 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 435-462, Éditions Hermès, 776 p.
- Mestat Ph. (1995) Caractérisation des massifs rocheux. Chapitre 18 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 661-689, Éditions Hermès, 776 p.
- Mestat Ph. (1996) Apports de la méthode des éléments finis à la pathologie des ouvrages de fondations, *1ère rencontre géotechnique des pays francophones africains*, 17-18 septembre, Marrakech, Maroc, 26 p.
- Mestat Ph. (1997) Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique - Conseils et recommandations, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 212, pp. 39-64.
- Mestat Ph. (1997) Note technique - Lois élastoplastiques avec critère de type parabolique, *Revue Française de Génie Civil*, vol. 1, n° 3, pp. 585-589.
- Mestat Ph. (1998) Modèles d'éléments finis et problèmes de convergence en comportement non linéaire. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 214, pp. 45-60.
- Mestat Ph. (1998) Etat de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 215, pp. 15-32.
- Mestat Ph. (1999) Modélisation des fondations superficielles. Chapitre 1 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 27-67, Éditions Hermès-Sciences, 944 p.
- Mestat Ph. (1999) Modélisation des fondations profondes. Chapitre 2 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 69-126, Éditions Hermès-Sciences, 944 p.
- Mestat Ph. (1999) Modélisation des ouvrages de soutènement. Chapitre 4 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 227-304, Éditions Hermès-Sciences, 944 p.
- Mestat Ph., Arafati N. (1997) Modélisation simplifiée du comportement des sols au déchargement, *XIVème ICSMFE*, Hambourg, éditions Balkema, vol. 1, pp. 707-710.
- Mestat Ph., Delattre Luc (1996) Modélisation des rempiètements de mur de quai, *Journée d'études Belgo-Française*, 20 septembre 1996, Bruxelles, 25 p.
- Mestat Ph., Humbert P. (1999) Modélisation des écoulements dans les sols. Chapitre 6 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 391-464, Éditions Hermès-Sciences, 944 p.
- Mestat Ph., Prat M. (1997) Construction du problème discret. Chapitre 2 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Calcul des ouvrages généraux de construction*, pp. 73-106, Éditions Hermès, 768 p.
- Prat M., Langeoire M., Mestat Ph. (1995) Conditions de chargement. Chapitre 8 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 277-321, Éditions Hermès, 776 p.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Les phases du projet en génie civil. Chapitre 3 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 61-84, Éditions Hermès, 776 p.

- Prat M., Mestat Ph. (1995) Examen des principaux éléments finis. Chapitre 5 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 163-208, Éditions Hermès, 776 p.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Assemblage d'éléments finis. Chapitre 6 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 209-236, Éditions Hermès, 776 p.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Conditions d'appuis et de liaisons. Chapitre 7 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 237-275, Éditions Hermès, 776 p.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Caractérisation des métaux. Chapitre 15 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 541-586, Éditions Hermès, 776 p.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Caractérisation des bétons et des pierres artificielles. Chapitre 16 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 587-627, Éditions Hermès, 776 p.

Organisation de colloques, de journées d'études ou de formation continue :

- Mestat Ph., Prat M. (1995) Maîtrise de la modélisation des ouvrages. *Journées de formation ENPC*, Paris, 28-29 mars 1995.
- Guilloux A., Magnan J.P., Mestat Ph. (1996) Eléments finis et géotechnique. *Journées d'études ENPC*, Paris, 29-30 mai 1996.
- Mestat Ph., Prat M. (1997) Les éléments finis appliqués au calcul dynamique des ouvrages. *Journées de formation ENPC*, Paris, 25-26 novembre 1997.

Logiciels :

- CESAR-LCPC, version expert (plate-forme de développement commune).
- CESAR-LCPC, version standard.

Divers :

- Documentation de CESAR-LCPC (mise à jour des fascicules).

CHAPITRE 4

VALIDATION DE CESAR-LCPC EN GÉOTECHNIQUE

RÉSUMÉ. Ces recherches ont pour objet essentiel de valider les possibilités de modélisation du progiciel CESAR-LCPC en géotechnique. Les résultats numériques obtenus ont été comparés à des solutions théoriques ou à des mesures sur des ouvrages en vraie grandeur. Le sujet étant très vaste, on s'est limité aux cas des fondations superficielles (site de Labenne) et des soutènements (rideau de palplanches expérimental de Hochstetten, près de Karlsruhe). À la fin de ces études, des recommandations et des conseils pour la modélisation des ouvrages de géotechnique sont prodigués.

*"To validate a model, i.e. to check it against known situations"
G.W. Lambe (1973).*

4.1. Introduction

Longtemps réservée aux chercheurs, l'analyse des milieux à comportement non linéaire par la méthode des éléments finis est aujourd'hui à la portée des ingénieurs au travers de nombreux logiciels de calcul disponibles sur le marché. Pour être vraiment utiles, les résultats produits par ces outils (déplacements, contraintes, moments, efforts, débits, charges hydrauliques, températures, etc.) doivent être raisonnablement satisfaisants par rapport aux problèmes traités. Aussi l'ingénieur (l'utilisateur) est-il en droit de se poser la question suivante : comment s'assurer que le logiciel que j'utilise me permet de construire un *bon* modèle et me fournit de *bons* résultats représentatifs du fonctionnement de l'ouvrage étudié ?

La réponse à cette double interrogation n'est pas évidente, car la justesse d'un modèle et la valeur des résultats dépendent de facteurs aussi variés que :

- les hypothèses simplificatrices retenues par l'ingénieur après une évaluation du mode de fonctionnement probable de l'ouvrage et de son environnement, des conditions de son utilisation, voire des techniques de construction ;
- le type d'analyse choisi en liaison avec les hypothèses retenues et les possibilités du code (élasticité, élastoplasticité, consolidation, viscoplasticité) ;
- la représentativité du modèle et des lois de comportement ;
- la qualité des essais de laboratoire et des essais en place ;
- le maillage et les types d'éléments finis utilisés ;
- les valeurs adoptées pour les paramètres de comportement des matériaux ;
- la validation du code dans la configuration de calcul.

Une part importante de l'assurance recherchée par l'ingénieur est fournie par la propre qualité de son travail de modélisation, la minutie qu'il a mise à élaborer son modèle d'éléments finis et à déterminer l'ensemble des paramètres, la manière dont il peut justifier ses choix et les simplifications opérées. L'autre part, tout aussi importante, provient de la confiance qu'il peut avoir dans le logiciel employé et des vérifications et validations qu'il a lui-même pu effectuer. Les stratégies de validation des développeurs et des utilisateurs ne sont toutefois pas identiques. Les développeurs ont le souci de la généralité et la volonté d'une certaine exhaustivité, comme on l'a vu dans le chapitre précédent. En revanche, les utilisateurs ont souvent des exigences particulières liées à l'étude en cours : types d'ouvrage et d'analyse, domaine d'emploi. Des exigences qui peuvent varier au gré des affaires des bureaux d'études. Cette spécificité ponctuelle peut rarement être prise en compte au niveau des développeurs et nécessite donc l'implication des utilisateurs dans le processus de validation. Pour le développeur comme pour l'utilisateur, seul un effort de validation et de bonnes pratiques de modélisation pourront donner de la confiance et de la crédibilité aux résultats. Ce souci a guidé nombre de travaux entrepris dans ce Thème de recherche et déjà évoqués en partie dans le chapitre 3 (travaux du groupe de travail de l'AFPC sur l'Emploi des éléments finis en Génie Civil). L'objectif affiché, repris aujourd'hui par le Pôle d'expertise de l'AFGC¹, est de proposer une démarche d'Assurance Qualité dans le domaine des calculs par éléments finis. Ces aspects ne seront pas abordés dans ce bilan, on montrera simplement que les recherches et réflexions effectuées au cours des années 1995 à 1997 ont constitué des préalables à ces travaux. Avant d'aller plus loin, il est nécessaire de clarifier certains termes qui seront employés.

4.2. Vérification, validation, qualification, justification

La citation de Lambe (1973), mise en exergue de ce chapitre et qui peut être traduite de la façon suivante « Valider un modèle consiste à vérifier ses résultats dans des situations connues », pose de manière claire le problème. Néanmoins, afin d'éviter des confusions, les premières réflexions ont conduit à distinguer les termes suivants :

- la « vérification » qui consiste à vérifier que le programme fait bien ce que l'on attend qu'il fasse. Les résultats fournis doivent être en accord avec des solutions connues ;
- la « validation » qui procure l'assurance que le logiciel fournit une réponse correcte au problème posé. Les résultats sont corrects et cohérents avec les hypothèses de calcul. En particulier, la validation doit montrer que le logiciel donne de bons résultats sur des cas réels ;
- la « qualification » des utilisateurs, qui assure que l'ingénieur chargé du calcul est apte à réaliser le modèle demandé. Cela doit déboucher sur une « qualification » du logiciel ;

¹Structure de l'AFGC, qui a succédé en 1998 au groupe AFPC chargé de rédiger les conseils et recommandations sur l'Emploi des éléments finis en Génie Civil (voir chapitre 3).

- la « justification », qui permet de démontrer que le modèle réalisé est capable de décrire la réalité du fonctionnement de l'ouvrage étudié. Un utilisateur qualifié doit savoir justifier son modèle avec pertinence.

Ces quatre termes apparaissent comme essentiels dans une démarche d'Assurance Qualité. On ne s'intéressera ici qu'aux deux premiers : la vérification et la validation.

Dans une modélisation de type géotechnique, l'aspect le plus important est évidemment le comportement du sol. Une bonne représentation mathématique de celui-ci est donc fondamentale. L'élaboration des lois de comportement, leur introduction dans les logiciels d'éléments finis et leur validation sont ainsi au coeur des recherches actuelles, comme l'a montré le chapitre 3. La figure 4.1 illustre ces différentes étapes qui vont de la rhéologie expérimentale en laboratoire à la modélisation numérique des ouvrages.

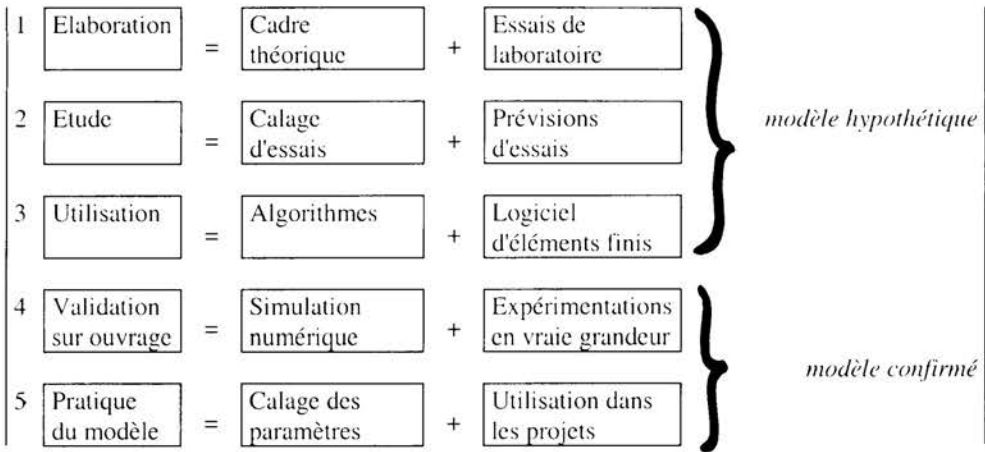


Fig. 4.1. Principe de développement et de validation d'un modèle pour les ouvrages.

Dans ces étapes, les expérimentations ont un rôle essentiel et interviennent à plusieurs niveaux. L'interprétation des résultats obtenus en laboratoire est à la base de l'élaboration de la loi de comportement, puisqu'ils permettent de justifier ou de réfuter les propositions théoriques. De même, à l'autre bout de la chaîne de modélisation, l'auscultation des ouvrages autorise la validation ou la réfutation d'un modèle d'éléments finis (figure 4.2).

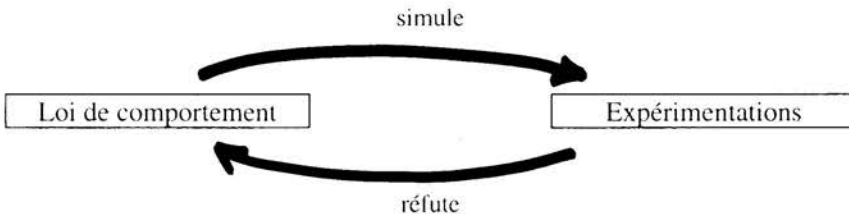


Fig. 4.2. Confrontation théorie - expérimentations.

Aux côtés de la théorie, l'outil de calcul n'est que la traduction informatique de la loi de comportement. Néanmoins, c'est bien un ensemble inséparable (loi de comportement et outil de calcul) qu'on cherche à valider.

4.3. Vérifications du bon fonctionnement de l'outil de calcul

Les procédures introduites dans le logiciel étant vérifiées (cf. chapitre 3), il s'agit ensuite de s'assurer qu'elles fournissent des solutions satisfaisantes aux problèmes mécaniques que l'outil de calcul doit résoudre (modélisations bidimensionnelles et tridimensionnelles). Il convient d'insister sur l'expression « solution satisfaisante », car la méthode des éléments finis n'est qu'une méthode de résolution approchée de certaines équations différentielles.

La vérification d'un logiciel fait intervenir en premier lieu des problèmes dont on connaît la solution exacte (mécanique, hydraulique, hydromécanique). Si les problèmes avec solutions (cas-tests) sont nombreux en comportement mécanique linéaire isotrope, il n'en est plus de même lorsque des non-linéarités sont prises en compte. Les solutions disponibles concernent alors des lois élastiques parfaitement plastiques (couplage entre une élasticité linéaire isotrope et un critère de plasticité) : loi de Tresca, loi de Mohr-Coulomb, voire la loi de Drucker-Prager. Ces validations sont essentielles en géotechnique, car ces lois sont dans la pratique les plus utilisées par les ingénieurs de bureau d'études. Pour les lois plus complexes (élastoplasticité avec écrouissage), les solutions théoriques sont quasiment inexistantes. Il faut alors se contenter des résultats de simulations théoriques d'essais de laboratoire en champ homogène (triaxiaux ou oedométriques) ou de solutions de référence obtenues à l'aide d'autres logiciels (le cas le plus connu est celui du modèle Cam-Clay modifié, qui est implanté dans de nombreux logiciels industriels). Les solutions théoriques concernant des ouvrages-types de Géotechnique sont également très rares (y compris en élasticité linéaire) et souvent elles ne sont connues qu'en certains points du domaine d'étude.

Ces observations préliminaires conduisent à classer les solutions pour la vérification en différentes catégories.

4.3.1. Les solutions théoriques complètes

La solution théorique complète d'un problème mécanique est constituée par la donnée des déplacements, des déformations et des contraintes en tout point du domaine étudié. La formulation peut être explicite, implicite ou aboutir à un système différentiel simple. Des abaques ou des tables numériques ont été regroupés dans certaines publications de référence. Pour certaines applications, un petit logiciel de calcul a été développé (logiciel ANALY ; Mestat, 1988).

La plupart des solutions intéressantes ont été obtenues en élasticité linéaire isotrope dans le cas de massifs semi-infinis chargés en surface ou soumis à leur poids propre, et de problèmes d'expansion de cavité cylindrique ou sphérique. Ces solutions concernent

des modèles tridimensionnels ou bidimensionnels (déformation plane, symétrie de révolution).

Dans le cas d'un comportement élastique non linéaire ou élastoplastique, les solutions complètes connues concernent des études très particulières dans lesquelles la géométrie est simplifiée ainsi que le champ des contraintes et des déformations. C'est le cas des problèmes suivants (voir par exemple Mestat, 1994) :

- simulation d'un essai triaxial (éprouvette cylindrique ou cubique, état homogène des contraintes et des déformations) ;
- simulation d'un essai oedométrique (état homogène des contraintes et des déformations) ;
- modèle de massif « unidimensionnel » (le déplacement vertical est le seul autorisé et il est fonction de la seule ordonnée) ;
- expansion cylindrique ou sphérique dans un massif sous l'effet d'une pression interne uniforme (déplacement unidimensionnel dans la direction radiale).

4.3.2. Les solutions théoriques incomplètes (exactes ou approchées)

Une solution théorique incomplète d'un problème mécanique est constituée par la donnée explicite ou implicite des champs de déplacements, de déformations et de contraintes en quelques régions ou frontières particulières du domaine étudié. Ces solutions ne sont pas très nombreuses et concernent souvent l'élasticité linéaire et des ouvrages-types. On peut citer les problèmes suivants :

- distribution des contraintes et des déplacements au bord d'un trou situé dans un milieu élastique linéaire anisotrope soumis à des pressions s'exerçant à l'infini (Poulos et Davis, 1974) ;
- variation de la contrainte tangentielle autour d'une cavité proche de la surface (simulation du creusement dans un milieu élastique isotrope semi-infini) (Mindlin, 1940) ;
- distribution de la contrainte horizontale derrière un écran de soutènement soumis à un déplacement rigide (Finn, 1963 ; Poulos et Davis, 1974).

Dans cette catégorie, on peut également inclure les solutions fournies par l'étude de la stabilité des ouvrages (calcul à la rupture dans les milieux cohérent et pulvérulent). En effet, un calcul incrémental par la méthode des éléments finis de type déplacements permet d'approcher le mécanisme de rupture et d'obtenir des valeurs limites généralement proches des valeurs théoriques (pourvu que le maillage soit suffisamment fin et les chargements appliqués avec de petits accroissements). Les solutions de l'analyse limite peuvent donc être utilisées pour vérifier un logiciel d'éléments finis classique. Le cas le plus usuel considère les valeurs de charge limite des fondations superficielles. Par ailleurs, le calcul à la rupture fournit également des solutions incomplètes *approchées*, et l'on dispose alors d'un encadrement de la charge limite (par une borne supérieure et une borne inférieure). L'intervalle peut être plus ou moins important selon les problèmes traités : tunnels (en section courante ou au front de taille), fouilles soutenues ou non, fondations en bord de talus, etc. Bien que moins

intéressants que les charges limites exactes, les encadrements fournis peuvent être utilisés pour des vérifications particulières.

Le tableau 4.1 regroupe les solutions théoriques complètes et incomplètes les plus utiles pour vérifier le fonctionnement d'un logiciel de calcul par éléments finis dans le domaine de la géotechnique.

Tableau 4.1. Solutions pour la vérification des logiciels par éléments finis

Type de solution	Ouvrages	Références
Solutions complètes en élasticité linéaire isotrope	Sollicitation sur un massif semi-infini	Poulos et Davis (1974) ; Giroud (1972) ; Selvadurai (1979)
	Fondations superficielles	Burminster (1943) ; Giroud (1972) ; Poulos et Davis (1974) ; Selvadurai (1979)
	Fondations profondes	Buttefield et Banerjee (1971) ; Poulos et Davis (1974) ; Poulos et Davis (1980) ; Fleming et al. (1992)
	Remblais et pentes	Giroud (1972) ; Osterberg (1957) ; Poulos et Davis (1974)
	Ouvrages souterrains	Kirsch (1898) ; Mindlin (1940) ; Bouvard-Lecoanet et al. (1988)
Solutions incomplètes en élasticité linéaire	Ouvrages souterrains	Mindlin (1940) ; Sagaseta (1988) ; Sagaseta et Uriel (1989) ; Einstein et Schwartz (1979) ; Poulos et Davis (1974)
	Soutènements	Finn (1963) ; Baladi (1968) ; Poulos et Davis (1974) ; Winterkorn et Fang (1975)
Solutions en consolidation élastique linéaire	Milieu 1D	Terzaghi (1923)
	Milieu 2D	Mandel (1953) ; Cryer (1963) ; Gibson et McNamee (1963) ; Schiffman et al. (1969) ; Sills (1975) ; Randolph et Wroth (1979) ; Booker et Small (1982, 1985, 1987)
	Drains	Barron (1947) ; Hansbo (1981)
Solutions incomplètes : charges limites exactes	Fondations superficielles	Prandtl (1921) ; Button (1953) ; Cox et al. (1961) ; Davis et Booker (1973) ; Chen (1975) ; Matar et Salençon (1979) ; Meyerhof (1982) ;
Solutions incomplètes approchées : bornes supérieure et inférieure (l'encadrement est plus ou moins important selon les cas traités)	Fondations superficielles	Meyerhof (1982) ; Chen (1975) ; Jiang (1992) ; Garnier (1995)
	Fondations profondes	Meyerhof (1982) ; Griffiths (1982) ; Randolph et Houlsby (1984)
	Ouvrages souterrains	Atkinson et Potts (1977) ; Davis et al. (1980) ; Britto et Kusakabe (1985) ; Leca et Dormieux (1990) ; Leca et Panet (1988) ; Sloan et Assadi (1993) ; Chambon et Corté (1991) ; Antao (1997)
	Soutènement (Excavations)	Salençon (1983) ; Britto et Kusakabe (1983, 1984) ; Bakker et Vermeer (1986) ; Bakker et Bringreave (1991)

Parmi les futurs travaux du Pôle d'expertise de l'AFGC sur l'emploi des éléments finis figurent la poursuite de cette action et la rédaction de fiches de validation. Il est prévu de publier ces fiches de manière à compléter, notamment pour la partie géotechnique, le guide de Validation de l'AFNOR (1991).

4.3.3. Les solutions numériques de référence

Les solutions numériques de référence concernent des ouvrages-types de la Géotechnique. Il s'agit de problèmes simplifiés, mais qui demeurent représentatifs du fonctionnement réel des ouvrages et dont une modélisation (une solution) a été publiée dans la littérature. Les calculs peuvent être réalisés avec la méthode des éléments finis ou toute autre méthode numérique (différences finies, formulation mixte, volumes finis, etc.). Une vérification rigoureuse nécessite de croiser plusieurs références traitant du même exemple. Pour cela, on peut soit faire un travail bibliographique important, soit plus simplement se procurer les manuels de validation de logiciels concurrents. Les deux options ont été pratiquées dans le Thème.

Pour un problème bien décrit dans un livre ou un article, le développeur ou l'utilisateur peut envisager de refaire cette modélisation à l'aide de son propre logiciel et de comparer les résultats numériques obtenus à ceux indiqués dans la référence. Cette confrontation est notamment intéressante pour apprécier des valeurs de déplacements, lorsque la solution théorique n'est pas connue ou est incomplète (par exemple, lorsqu'elle ne fournit qu'une estimation de la charge limite). Dans le même temps, on effectue aussi une comparaison entre deux codes de calcul et, éventuellement, deux méthodes numériques, deux techniques de résolution pour les problèmes non linéaires, deux types d'éléments finis, etc. Cette manière de procéder ne concerne évidemment que les lois élastoplastiques les plus répandues dans les logiciels, comme l'élastoplasticité parfaite ou les modèles Cam-Clay. En revanche, cela devient impossible pour une loi de comportement avancée qui n'a été introduite que dans un seul logiciel d'éléments finis. La vérification est alors très difficile, néanmoins on propose une approche originale dans la section 4.7.

Le tableau 4.2 regroupe quelques solutions de référence numériques pour la vérification et la comparaison des performances des logiciels d'éléments finis. Ces références seront également enrichies au cours des travaux du Pôle d'expertise de l'AFGC.

Tableau 4.2. Quelques solutions de référence pour la vérification des logiciels

Comportement	Ouvrages	Références
Elasticité linéaire isotrope	Fondations superficielles	Bescond et al. (1974)
	Remblais et pentes	Clough et Woodward (1967)
Elastoplasticité parfaite	Fondations superficielles	Zienkiewicz et al. (1969, 1975) ; de Borst (1982) ; Griffiths (1982a ; 1982b) ; Casciaro et Cascini (1982) ; Sloan et Randolph (1982) ; de Borst et Vermeer (1984) ; Mahapatra et Dasgupta (1988, 1990, 1991) ; van Langen et Vermeer (1990) ; Jiang (1992) ; Mestat (1993)
	Fondations profondes	Griffiths (1982c) ; de Borst et Vermeer (1982) ; Randolph et Houlsby (1984) ; Tadjbakhsh et Frank (1985) ; Lane et Griffiths (1988) ; van Langen et Vermeer (1990) ; Chaoui (1992) ;
	Remblais et pentes	Zienkiewicz et al. (1975) ; Smith et Griffiths (1982) ; Lépidas et Magnan (1990) ; Mestat (1993) ; Smith (1994) ; Sassi (1996)
	Ouvrages souterrains	Mestat (1993) ; Atahan (1995)
	Ouvrages de soutènement	Christian et al. (1977) ; Smith et Griffiths (1982) ; Smith (1994) ; Arafati (1996)
Consolidation (élastoplasticité parfaite)	Milieu 1D (expansion cylindrique)	Nahra et Frank (1985)

4.3.4. Les cas-tests d'ouvrages expérimentaux

Si la validation par rapport à des ouvrages en vraie grandeur est la seule véritablement pertinente, elle est aussi la plus complexe car on en vient à tester simultanément le logiciel et la manière dont un utilisateur peut s'en servir. On valide ainsi plusieurs aspects indissociables :

- le logiciel utilisé et les hypothèses retenues par l'ingénieur chargé de l'étude (maillage tridimensionnel ou en déformation plane, conditions aux limites, phasage des travaux, lois de chargement, lois d'interface, effet de l'eau, conditions initiales, etc.) ;
- la représentativité de la loi de comportement ;
- la qualité de la reconnaissance géotechnique et du prélèvement ;
- la pertinence des essais de laboratoire (confection des éprouvettes, type de chemins de contraintes, ordre de grandeur des contraintes à appliquer, interprétation des résultats) ;
- la méthode de détermination des paramètres ;
- etc.

La complexité de la comparaison tient également aux incertitudes liées au modèle qu'il faut mettre en oeuvre et au soin qu'il faut apporter à l'expérimentation in situ. Il y a toujours une certaine variabilité des propriétés physiques et mécaniques des sols sur un

site (ne serait-ce qu'avec la profondeur). L'interprétation et la détermination des paramètres sont donc délicates et la capacité de la loi de comportement à représenter les principaux phénomènes mécaniques n'est pas forcément assurée. Par ailleurs, la connaissance de l'état initial des contraintes (et de l'état hydraulique) est, quand elle est accessible, souvent très partielle et constitue donc une source d'incertitudes importante, notamment pour les calculs en comportement non linéaire. Il en est de même pour les phénomènes d'interaction sols-structures et de l'effet de l'eau dans les sols. Il existe ainsi de nombreux facteurs d'incertitudes susceptibles de perturber la validation sur ouvrages réels (tableau 4.3). À cause de ceux-ci, les expérimentations de référence utilisables à des fins de validation demeurent rares. La complexité de la construction, l'influence du phasage des travaux (battage, fonçage, etc.), les conditions hydrauliques, ou encore le comportement véritablement tridimensionnel (tirants, dimensions finies des ouvrages) sont autant de problèmes qui empêchent de bien maîtriser les conditions d'une expérimentation et rendent délicate l'élaboration du modèle numérique pour décrire le comportement mesuré.

Tableau 4.3 - Facteurs d'incertitude dans les modélisations en géotechnique

Incertitudes relatives au modèle	Incertitudes relatives à une expérience
- Représentativité de la théorie	- Trouver un sol suffisamment homogène
- Hypothèse du milieu continu et de matériaux saturés	pour éviter une trop grande variabilité des propriétés des sols
- Simplification de la géométrie (déformation plane ou axisymétrique)	- Réalisation d'essais in situ (nombre et positions)
- Hypothèses sur les discontinuités	- Variation de la nappe phréatique
- Type d'éléments et finesse du maillage	- Etat de saturation du sol
- Choix des lois de comportement	- Précision des mesures
- Détermination des paramètres (à partir d'essais en place et en laboratoire)	- Positions, densité et fiabilité des appareils de mesure
- Variabilité des paramètres	- Représentativité des échantillons prélevés
- Etat initial mécanique et hydraulique	- Types d'essais à réaliser en laboratoire (chemins de contraintes)
- Comportement d'interfaces	- Déroulement réel des travaux
- Chargement et phasage des travaux	

Une bonne validation passe aussi par de bonnes mesures, nombreuses, fiables et précises. Si le calcul numérique s'est développé très rapidement, il n'en est pas de même des techniques de mesure. Des progrès dans ces domaines seraient les bienvenus de manière à améliorer la comparaison entre les résultats et les mesures (déplacements, pressions interstitielles, contraintes et efforts appliqués par le sol aux structures).

En dépit de ces incertitudes que les expérimentateurs tentent de maîtriser, la comparaison entre les comportements observé et calculé est possible à partir du moment où l'on a bien repéré les aspects caractéristiques du fonctionnement de l'ouvrage étudié et donc la position optimale pour les instruments de mesure : savoir ce qui doit être mesuré et où on le mesure. Un cahier des charges précis et rigoureux doit

accompagner l'expérimentation. L'interprétation des mesures permet ensuite d'obtenir les quantités à comparer. Celles-ci dépendent du type d'ouvrage analysé et des méthodes traditionnelles de calcul de la mécanique des sols. Dans le tableau 4.4, une liste de comparaisons essentielles est proposée pour chaque type d'ouvrage de géotechnique.

Tableau 4.4 - Caractéristiques pour la comparaison des résultats calculés et mesurés

Type d'ouvrage	Quantités à comparer (calculs-mesures)
Fondations superficielles	Courbe charge-tassement au centre de la fondation ; rotation de la fondation ; capacité portante ; fluage pour les sols fins.
Fondations profondes	Courbe charge-tassement au centre de la fondation ; charge en pointe et charge de frottement latéral ; capacité portante.
Ouvrages de soutènement	Déplacements du sol en surface et en fond de fouille ; déformée du soutènement ; efforts et moments dans les structures (butons, tirants, tension d'ancrage) ; pressions des terres autour du soutènement ; variation des pressions interstitielles ; profondeur limite du fond de fouille.
Remblais	Déplacements du sol en surface, sur l'axe et près du pied du remblai ; variations des pressions interstitielles pendant et après la construction ; contraintes dans le remblai (fissuration) et hauteur limite du remblai.
Ouvrages en sols renforcés	Déplacements du mur et du sol en surface ; déformée des structures ; efforts et moments dans les renforcements.
Ouvrages souterrains	Tassements en surface, déplacements horizontaux et verticaux dans le massif encaissant (convergence de la galerie) ; efforts et moments dans le revêtement.
Pentes et versants naturels	Mouvements de la masse du sol ; déplacements suivant une verticale et déplacements en crête ; surface de glissement.

Des écarts du simple au double entre les résultats de calculs utilisant les données de laboratoire et les mesures sur le site doivent être souvent considérés comme satisfaisants lors d'une première étude, à moins de contrôler une partie de la chaîne d'incertitudes comme il est possible pour des essais de centrifugeuse.

Par ailleurs, la comparaison avec les mesures ne fournit jamais qu'une validation ponctuelle. L'analyse des résultats de quelques modélisations montre que, même si un calcul simule de manière globalement satisfaisante le comportement d'un ouvrage, il existe des endroits dans le massif de sol où le comportement est mieux modélisé et d'autres où il l'est moins bien. Une étude plus détaillée de la variabilité des caractéristiques mécaniques du sol, combinée avec un maillage plus fin, permet souvent une amélioration des résultats, mais encore faut-il disposer de données suffisantes.

De telles validations sont délicates mais très démonstratives quant à la capacité des modèles d'être utilisés dans les études de géotechnique. Deux types d'actions ont été menés au cours du thème : l'une a concerné la constitution de bases de données

recensant les comparaisons calculs-expériences (cf. §4.4) et l'autre la confrontation calcul-mesures dans le cas du rideau de palplanches de Hochstetten (près de Karlsruhe, Allemagne) et celui des fondations superficielles de Labenne (cf. respectivement §4.5 et §4.6).

4.4. Bases de données bibliographiques pour la validation

Malgré les difficultés, d'assez nombreux travaux ont été consacrés à la confrontation calculs-expérience et à la validation des modèles. Même si ces derniers sont encore imparfaits pour décrire la complexité de la réalité géotechnique, des résultats très encourageants sont parfois obtenus. Pour un modélisateur (développeur ou utilisateur), il est fondamental d'être informé sur ces confrontations et leurs conclusions. Le grand intérêt est d'en tirer des enseignements et des recommandations pratiques pour l'élaboration et la justification des modèles d'ouvrages (choix d'hypothèses, contrôle des résultats) en conditions de projet.

À notre connaissance, en dehors de quelques rapports généraux relativement anciens ou traitant uniquement des communications soumis à un congrès, la seule référence abordant le sujet dans son ensemble est un article de Duncan (1994). L'auteur et ses collaborateurs ont analysé 1918 articles et communications depuis les années 1970. Ils en ont retenu cent pour illustrer, de manière rapide, les applications de la méthode des éléments finis et des lois de comportement de sols dans la modélisation des ouvrages. L'analyse publiée de chaque référence est très sommaire et on ne peut pas se faire une idée précise sur les modélisations passées en revue dans cet article. Cette première étape n'a, semble-t-il, pas été suivie d'une seconde plus précise dans l'exploitation des publications citées.

Pour répondre à ce manque et aux besoins de synthèse sur ce sujet primordial pour la modélisation numérique, deux bases de données bibliographiques ont été mises en chantier. Le travail est important, mais pas hors de portée. En effet, l'information existe. Elle peut être obtenue assez facilement soit par le dépouillement direct des revues et des congrès, soit par la consultation de banques de données en géotechnique ou le recours à des documentalistes, soit enfin par l'analyse de certaines thèses, qui contiennent par construction des études bibliographiques généralement assez poussées, même si le dépouillement est toujours fait dans une certaine optique. Rassembler les informations et obtenir une copie de chaque document ne constituent donc pas un véritable problème, c'est l'analyse qu'il convient d'en faire qui demande de la rigueur et surtout du temps. Faute d'en avoir suffisamment, seules deux bases de données bibliographiques ont été entamées au cours du Thème :

- l'une concerne les confrontations calculs-expériences sur les ouvrages souterrains. La seconde édition regroupe 58 fiches (Mestat, 1999a);
- l'autre traite des remblais sur sols compressibles (avec ou sans système de drainage) et comprend aujourd'hui 77 fiches (Mestat, 1999b).

Ces bases de données ont été constituées selon certains critères : l'objectif est de décrire à la fois l'ouvrage étudié, les mesures effectuées, la modélisation réalisée et les conclusions de la confrontation. Un autre critère important réside dans le type de calcul présenté : est-ce un calcul prévisionnel ou un calcul a posteriori avec calage de paramètres ? C'est un point essentiel pour juger de la pertinence des modèles.

Lambe (1973) a distingué cinq types de calcul prévisionnel en fonction des données disponibles (tableau 4.5) :

- la prévision de classe A, qui est réalisée avant la construction de l'ouvrage et se fonde sur les données connues à cette période. C'est la situation habituelle de l'ingénieur qui doit étudier un projet d'ouvrage ;
- la prévision de classe B, qui est effectuée pendant la construction et peut bénéficier des premières mesures réalisées sur l'ouvrage. Si aucun calage n'est opéré, la prévision est dite de classe B. En revanche, si un calage est fait sur les premières mesures, la prévision est de classe B1 ;
- la prévision de classe C, qui est calculée après la fin de la construction. Si les mesures ne sont pas utilisées pour un recalage, la prévision est de classe C. Dans le cas contraire, elle est dite de classe C1.

En termes de validation et de démonstration de la capacité d'un logiciel à prévoir le comportement des ouvrages, les prévisions de classe A sont les plus probantes, mais ce sont aussi les plus rares. Cette rareté s'explique par le coût des expérimentations, leur délai (pas souvent conciliable avec les contraintes économiques d'un chantier) et l'effort d'interprétation qu'il faut mettre en oeuvre. Toutefois, la multiplication des grands projets innovants et des travaux en milieu urbain a permis d'instrumenter quelques ouvrages avec succès. Par ailleurs, depuis une quinzaine d'années, quelques ouvrages-types ont été spécialement construits, de par le monde, pour réaliser des expérimentations en vraie grandeur avec le souci de maîtriser les facteurs d'incertitude. Autour de ces expérimentations, des concours internationaux de prévisions de classe A ont été organisés. Un exemple récent est fourni par le rideau de palplanches expérimental de Hochstetten (près de Karlsruhe, en Allemagne), pour lequel Arafati a réalisé une prévision dans les conditions de la classe A. Malheureusement, celle-ci est arrivée en retard pour le colloque de 1994 : autrement dit, stricto sensu, ce serait une prévision de classe C. La section 4.5 présente quelques résultats du travail de thèse d'Arafati réalisé dans le Thème (Arafati, 1996).

Tableau 4.5. Classement des calculs prévisionnels d'après Lambe (1973)

Classe de prévision	Moment de la prévision	Disponibilité des mesures pour les modélisateurs
A	avant l'essai	-
B	pendant l'essai	non connues
B1	pendant l'essai	connues
C	après l'essai	non connues
C1	après l'essai	connues

Les bases de données tiennent compte également de ces distinctions. Ces bases sont encore en cours de constitution, aussi aucune synthèse générale n'a été rédigée jusqu'à présent. Ce travail reste à faire, même si l'on trouve des éléments de synthèse appréciables dans le troisième livre de la collection AFPC-Emploi des éléments finis en Génie Civil (Mestat et Prat, 1999).

Les pages suivantes présentent des extraits de ces deux bases : deux pages pour les ouvrages souterrains et deux pages pour les remblais. Leur développement sera poursuivi dans le cadre des recherches des LPC (Commission Technique 24/25) et des travaux du Pôle d'expertise de l'AFGC. D'autres bases sont prévues pour les ouvrages de soutènement, les ouvrages en sols renforcés et les fondations.

4.5. Modélisation du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten

4.5.1. Présentation de l'expérimentation

En 1993, sur le site de Hochstetten, l'université de Karlsruhe (Allemagne) a réalisé une expérimentation en vraie grandeur, qui consistait à creuser une fouille devant un rideau de palplanches butonné dans un milieu sableux et à solliciter le rideau jusqu'à l'équilibre limite. La figure 4.3 représente une coupe transversale de la fouille expérimentale (von Wolffersdorff, 1994). Ce rideau expérimental assure le soutènement d'une des parois longitudinales d'une fouille rectangulaire (de longueur 7m et de largeur 4m), dont la profondeur atteint 5m à la fin de la construction. Les butons, au nombre de trois, sont espacés de 2,4m sur une longueur totale de 7m. Un second rideau de 8m de profondeur constitue le soutènement de la paroi opposée et l'écran de réaction pour les butons. La fiche et l'inertie de ce rideau ont été choisies de manière à ce qu'il ne subisse aucun déplacement appréciable au cours de l'expérimentation. La nappe phréatique est située à la profondeur de 5,5m.

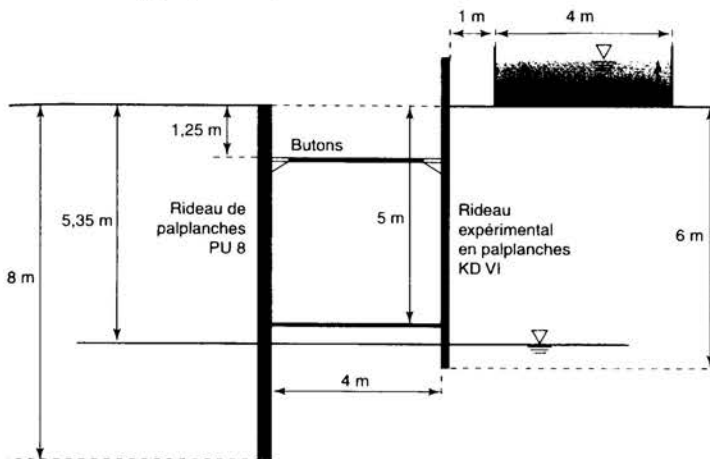


Fig. 4.3. Expérimentation d'un rideau de palplanches en site sableux à Hochstetten près de Karlsruhe (d'après von Wolffersdorff, 1994).

Ouvrages souterrains - Comparaison entre comportement observé et calculé par éléments finis

Référence	Site	Catégorie de terrain	Technique de réalisation	Dimensions de l'ouvrage	Type d'analyse Modèle de calcul	Loi de comportement	Comparaison expérience-calcul
Clough et al. (1985) Finno et Clough (1985)	San Francisco	Argile normalement consolidée	Bouclier à pression de terre	D = 3,7m H = 11m HW = 4,5m	2D (88 Q8) Modèle transversal. Consolidation. 5 étapes de calcul. 3 modèles testés pour le massif de sol.	Elasticité non linéaire (loi hyperbolique de Duncan) Modèle Cam-Clay modifié Elastoplasticité avec écrouissage (modèle de Prévost)	s_{max} sous-estimé et t surestimé s_{min} satisfaisant et t surestimé s_{int} et t satisfaisants
Ohta et al. (1985)		Tourbe, limons organiques, sables limoneux	Bouclier à pression de boue. Deux tunnels l'un au-dessus de l'autre (axes parallèles).	D1=2,28m D2=3,94m H1=9,5m H2=16m	2D (380 nœuds et 370 éléments). Modèle transversal. Consolidation.	Modèle élastoplastique de Sekiguchi et Ohta.	Le mouvement global du sol est bien représenté, mais le modèle ne permet pas de décrire la consolidation secondaire. L'accord est raisonnable pour les déplacements verticaux du sol, mais les déplacements horizontaux sont très surestimés par rapport aux mesures.
Takino et al. (1985)	Eniisan (Japon)	Massif rocheux (granite)		s=92m2 H=700m	Etude de l'intersection de deux galeries profondes. Calcul 3D.		Les comparaisons sont assez satisfaisantes pour les déplacements verticaux en surface.
Ng et al. (1986)	Tunnel de Thunder Bay (Ontario)	Argile limoneuse	Bouclier	D=2,47m H=10,7m HW=1,5m	2D Modèle transversal. Calculs drainé et non drainé	Elastoplasticité parfaite (élasticité linéaire orthotrope, critère de Mohr-Coulomb, loi d'écoulement non associée)	Comparaison des résultats de calculs aux mesures issues de sections instrumentées du tunnel : analogie acceptable pour l'une des deux sections. s_{max} satisfaisant et t surestimé. Mouvements horizontaux surestimés
Adachi et al. (1988)	Tunnel ferroviaire de Narashinodai (Japon)	Argile sableuse	Creusement en sections divisées (comparaison de deux techniques)	Section en fer à cheval (10m de large et 8,5 de haut)	Effet d'un rabatement de la nappe. Consolidation élastique linéaire et éléments de joint autour du revêtement. Cintres et béton projeté représentés par des poutres.	Elasticité linéaire isotrope. Frottement de Coulomb pour les éléments de joint.	Comparaison de deux techniques de construction par simulation numérique et confrontation des résultats aux mesures. Pour la première technique, s_{max} et t un peu surestimés. Pour l'autre, s_{max} est deux fois trop faible.
Baumann (1988)		Sables et marnes	2 tunnels adjacents	H=20m HW=4m	2D. Modèle transversal. Analyse du creusement des deux tunnels et de l'effet d'une diminution de la pression d'air dans les tunnels.	Elastoplasticité parfaite (critère de Mohr-Coulomb associé). 5 étapes de calcul.	La prise en compte d'un module de déformation constant avec la profondeur conduit à des mouvements de sols très éloignés des mesures. Un accord raisonnable est obtenu avec un module variable (notamment en radier).
Botti et al. (1988)	Métro de Milan	Sables et graviers			2D (550 Q8) Modèle transversal. Calcul drainé. 16 étapes de calcul.	Elastoplasticité parfaite Elastoplasticité avec écrouissage (modèle LAMBER)	Concordance satisfaisante entre les résultats de calcul et les mesures de tassement de surface relevées dans le plan médian du tunnel.

Ouvrages souterrains - Comparaison entre comportement observé et calculé par éléments finis

Référence	Site	Catégorie de terrain	Technique de réalisation	Dimensions de l'ouvrage	Type d'analyse Modèle de calcul	Loi de comportement	Comparaison expérience-calcul
Bernat (1996)	Tunnels du métro de Lyon-Vaise (ligne D)	Alluvions limoneuses	Tunnelier à front pressurisé	D=6,28m H<18m e=3,30m	2D. Modèle transversal. Calcul drainé. Simulation du creusement des 2 tunnels. Le taux de déconfinement est calé sur le tassement du point le plus proche de l'excavation au début des travaux.	Elastoplasticité avec écrouissage (2 mécanismes de déformations plastiques)	Le modèle (avec calage du taux de déconfinement) a rendu compte de manière satisfaisante des mouvements de terrain engendrés par le creusement des deux tunnels. La phase d'injection et le comportement du coulis ont été inclus dans la modélisation. s_{max} et i globalement assez satisfaisants.
Boulon et al. (1996)	Tunnel du métro de Lyon-Vaise (ligne D)	Alluvions limoneuses	Tunnelier à front pressurisé	D=6,28m H<18m e=3,30m	2D (732 T6, 16 éléments d'interface et 16 poutres) Modèle transversal. Calcul drainé. Simulation d'un seul tunnel sur les 2 à construire.	Elastoplasticité parfaite (critère de Mohr-Coulomb)	La comparaison des mesures issues de l'auscultation avec les résultats des calculs montre un accord raisonnable. L'allure est bien retrouvée, même si la tendance est à la surestimation des déplacements horizontaux et verticaux.
Canetta et al. (1996)	Métro de Milan (ligne 3)	Sables et graviers	Amélioration du terrain par injections	Hw=-20m	2D. Modèle transversal. Simulation du comportement du terrain injecté autour du tunnel.	Elastoplasticité avec écrouissage (modèle LAMBER, dérivé du modèle de Nova et du modèle Cam-Clay)	Les prévisions sont systématiquement inférieures aux mesures. Le calage du module de déformation élastique du sol (naturel) a permis de les améliorer. Les valeurs calculées sont alors très proches des mesures (tassements de surface et en profondeur).
Colombet et al. (1996)	Tunnel de St-Laurent de Magagnosc (Grasse)	Argiles plastiques et nanches argileuses	Présoutèvement.	D=10m H=10 à 17m	2D. Modèle transversal. Simulation de l'ancien ouvrage (construction et 80 ans de fluage). Taux de déconfinement calé sur la mesure de s_{max} au passage du front de taille.	Pour l'argile, modèle viscoplastique avec écrouissage (dérivé du Cam-Clay)	Élargissement d'un ancien tunnel ferroviaire. Après recalage, la comparaison des tassements calculés et mesurés montre que le modèle est capable de reproduire correctement les phases d'excavation et de fluage. s_{max} (final) satisfaisant et i surestimé.
Akagi et Komiya (1997)	Tunnels à Tokyo	Argile molle	Bouclier à pression de terre	D=3,75m H=32,8m	3D (éléments H8)	Elastoplasticité (modèle de Sekiguchi-Ohta)	Les variations de pression des terres, mesurées dans le premier tunnel au cours du creusement du second tunnel, sont proches des résultats calculés.
Bahar et al. (1997)	Galerie de reconnaissance (métro d'Alger)	Marnes		S=9,0m ²	2D (1079 T6) Modèle transversal	Elastoplasticité parfaite (critère de Mohr-Coulomb)	Les tassements calculés sont inférieurs aux mesures. s_{max} sous-estimé et i surestimé.

Remblais sur sols compressibles - Comparaison entre comportement observé et calculé par éléments finis

Référence	Site	Catégorie de terrain	Description de l'ouvrage	Type d'analyse Modèle de calcul	Loi de comportement	Comparaison expérience-calcul
Simon et al. (1974)	Portsmouth (I-95, New Hampshire, Etats-Unis)	Argile limoneuse molle (7,7 à 9,2m)	Remblai d'essai. L=70m Ls=15,4m H=6,6m Hw=+0,6m	Calcul non drainé 2D. Code FEECON. Maillage d'éléments Q4. Construction par étapes.	Modèle hyperbolique pour le remblai (sols pulvérulents). Modèle hyperbolique en comportement non drainé (sols cohérents).	Les déplacements horizontaux calculés dans l'axe du remblai sont en accord très moyen avec les mesures inélastométriques. Il faut recaler les résultats sur les mesures en surface pour améliorer les prévisions. Conclusion : nécessité de considérer des modèles élastoplastiques pour approcher le comportement d'ouvrages avec des coefficients de sécurité faibles.
Whittle (1974)	Test I-95 (Boston, Etats-Unis)	Argile de Boston (40m)	Remblai d'essai.	Calcul 2D non drainé. Code FEECON.	Modèle hyperbolique en contraintes totales.	Prévision des pressions interstitielles. Analyse inverse et estimation des paramètres mécaniques et de consolidation.
Meimon (1975)	Lanester (France)	Vase molle organique (8m)	Remblai d'essai mené à la rupture.	Calcul 2D non drainé. Code PL-AST-6. 230 noeuds et 99 éléments T6.	Elastoplasticité parfaite (critère de Tresca anisotrope).	Les meilleurs résultats ont été obtenus en tenant compte de l'anisotropie de la résistance au cisaillement et de l'effet du temps (qui diminue à la fois cette résistance et les modules d'Young).
Vogien (1975)	Cubzac A (France)	Terre végétale (0,5m), argile limoneuse (2m), argile molle (6m), puis graves	Remblai d'essai mené à la rupture. H=4,5m L=50m Hw=-1m Tc=8j	Calcul 2D non drainé. Code PL-AST-6. 360 éléments T6 et 799 noeuds.	Elastoplasticité parfaite. Sols : critère de Tresca anisotrope. Remblai : critère de Drucker-Prager.	Les résultats (tassements et déplacements horizontaux) sont en assez bon accord avec les mesures. D'une manière générale, les déplacements horizontaux sont surestimés.
Shibata et al. (1976)	Okayama (Japon)	Sols mous : sable lâche (11m) et limon (9m)	Remblai d'essai. Lb=60m, Ls=46m H=7,5m	Calcul drainé 2D. 60 éléments quadrangulaires. Le remblai est représenté par une pression trapèze/oidale.	Elasticité non linéaire.	Bon accord général entre les déplacements calculés et mesurés, mais les résultats calculés sont supérieurs dans la couche de limon (à la fois pour les tassements et les déplacements horizontaux).
Stille et al. (1976)	Kalix (Suede)	Argile molle organique (18m) (légèrement surconsolidée)	Remblai d'essai. Ls=10,9m L=63,5m H=2,5m	Calcul 2D. La rupture est atteinte 9 jours après le début de la construction. Maillage d'éléments Q8.	Elasticité non linéaire. Modèle de type hyperbolique tenant compte de l'anisotropie.	Les tassements calculés au centre du remblai sont en bon accord avec les mesures. Il en est de même globalement pour les déplacements horizontaux. L'anisotropie est importante pour bien décrire les mouvements (surtout les déplacements horizontaux).
Thomis et al. (1976)	Entre Raceland et Houma (Louisiane, Etats-Unis)	Sols mous	Remblai d'essai L=98,5m Lb=28,75m Ls=19,6m H=1,53m	Calcul 2D. Code SSOIL.	Modèle de type hyperbolique combiné avec une loi de fluage empirique.	Une concordance raisonnable est obtenue entre les valeurs de tassement calculées et mesurées. Les évolutions dans le temps sont tout à fait comparables sur près de 120 jours.
Dang et Magnan (1977)	Cubzac B (France)	Terre végétale (0,3m), argile limoneuse (2m), argile molle (6m), puis graves	Remblai d'essai B. H=2,3m L=62,5m Ls=17,5m Lb=24m pente 2/3 Tc=16j	Calcul 2D drainé. Code ROSALIE-Gruppe 5. 660 noeuds et 226 éléments T3. Construction par étapes. Comparaison sur 688 jours.	Modèle Cam-Clay modifié avec élasticité linéarisée. Matériau du remblai élastique linéaire.	La première simulation surestimait les mouvements du sol. Après augmentation des modules d'Young des couches, une bonne concordance a été obtenue pour les tassements. Les déplacements horizontaux cadrent bien avec les mesures. La comparaison est toutefois difficile car l'expérience montre que la consolidation n'est pas fine.

Remblais sur sols compressibles - Comparaison entre comportement observé et calculé par éléments finis

Référence	Site	Catégorie de terrain	Description de l'ouvrage	Type d'analyse Modèle de calcul	Loi de comportement	Comparaison expérience-calcul
Brugger et al. (1998)	Port de Sergipe (Brésil)	Sable (4m), argile (8m), sables.	Remblai pour supporter un brise-lames. H=15,25m dont 10m sous la mer. Banquette.	Calcul 2D. Consolidation élasto-plastique. Code CRISP. 387 éléments Q8 et 1250 nœuds. Construction en 6 étapes.	Argiles : modèle Cam-Clay modifié. Sables et remblai (renforcements) : élasticité linéaire isotrope.	Les valeurs de tassement calculées et mesurées sont très proches sur toute la période de comparaison (1200j environ). Les déplacements horizontaux simulés tendent à surestimer les valeurs observées pendant les étapes de construction, puis les valeurs se rapprochent à long terme. Malgré des incertitudes sur les mesures, l'allure générale des pressions interstitielles est assez bien rendue.
Hinchberger (1998)	Gloucester (Canada)	Sols compressibles (20m)	Remblai - Etape 1 (1967) H=3,80m Hw=0,4m Ls=9,6m pente 1,5/1	Calcul 2D. Consolidation élasto-viscoplastique. Code AFENA. 800 éléments T6 et 1702 nœuds. Construction par étapes : excavation et remblaiement. Le coefficient de perméabilité décroît en même temps que l'indice des vides.	Sol : modèle élasto-viscoplastique (de type Cap Model pour la plasticité). Remblai : critère de Mohr-Coulomb et module variable avec la contrainte mineure.	Les tassements calculés dans l'axe du remblai sont en excellente concordance avec les mesures sur une période de 5000 jours. Les déplacements horizontaux calculés sont en accord raisonnable avec les mesures à la fin de la construction. Mais après 1400 jours, les déplacements entre 4 et 8m sont largement sous-estimés.
Hinchberger et Rowe (1998)	Gloucester (Canada)	Sols compressibles (20m)	Remblai - Etape 2 (surelévation en 1982) H=3,80m Hw=0,4m Ls=9,6m pente 1,5/1	Calcul 2D. Consolidation élasto-viscoplastique. Code AFENA. 800 éléments T6 et 1702 nœuds. Construction par étapes : remblaiement. Le coefficient de perméabilité décroît en même temps que l'indice des vides.	Sol : modèle élasto-viscoplastique (de type Cap Model pour la plasticité). Remblai : critère de Mohr-Coulomb et module variable avec la contrainte mineure.	Les tassements calculés sur l'axe du remblai et en surface sont très proches des mesures pendant 1 an après la construction en 1982 ; au-delà, les calculs surestiment les mesures. L'allure des pressions interstitielles est bien rendue, avec toutefois une tendance à la surestimation. Les déplacements horizontaux calculés surestiment également les mesures correspondantes.
Niäntänen et al. (1998)	Haarajoki (Finlande) section 1	Argile et limon (20m)	Remblai d'essai Hw=0 H=2,9m L=100m Ls=8m	Concours international de prévision. Calcul 2D. Consolidation élasto-plastique. Code Sage-CRISP. 575 éléments Q8. Construction par étapes : 35 incréments et 120 pas de temps.	Sols mous : modèles Cam-Clay modifié et original. Remblai : élastoplasticité parfaite (critère de Mohr-Coulomb).	Après une comparaison sur 6 mois, les paramètres ont été recalés. La prévision des pressions interstitielles n'est pas aussi satisfaisante que celle des déplacements. Les déplacements horizontaux sont bien supérieurs aux mesures à partir d'une certaine distance du centre du remblai. Sous le remblai, c'est satisfaisant.
Niäntänen et al. (1998)	Haarajoki (Finlande) section 2	Argile et limon (20m). Sol renforcé avec des drains verticaux.	Remblai d'essai Hw=0 H=2,9m L=100m Ls=8m. Ld=1,5m (maille carrée, 1m)	Concours international de prévision. Calcul 2D. Code Sage-CRISP. Les drains sont représentés par des conditions aux limites imposées selon des distances d'équivalence 2D-3D. Construction par étapes : 79 incréments et 130 pas de temps.	Sols mous : modèles Cam-Clay modifié et original. Remblai : élastoplasticité parfaite (critère de Mohr-Coulomb).	La comparaison entre les valeurs calculées et mesurées n'est pas satisfaisante. La vitesse de tassement est surestimée au début du calcul. Les prévisions de pression interstitielle ne sont pas non plus très bonnes. Conclusion : il faut améliorer le modèle en tenant compte de l'anisotropie et mieux estimer les coefficients de perméabilité.

L'instrumentation a consisté à mesurer la déformée du rideau, les efforts dans les butons, les tassements à la surface du sol et la pression des terres appliquée sur les deux côtés du rideau. À l'exception de quelques doutes concernant le fonctionnement des appareils de mesure de la pression des terres au début de l'expérience, les autres mesures ont été jugées satisfaisantes.

L'exécution et l'expérimentation de l'ouvrage ont comporté les étapes suivantes :

- *étape 1*, excavation jusqu'à une profondeur de 1,75m ;
- *étape 2*, installation des trois butons situés à une profondeur de 1,25m. Les butons sont préchargés par une force de 10 kN par bouton, soit une force unitaire d'environ 4,5 kN par mètre de longueur du rideau ;
- *étape 3*, reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 4m ;
- *étape 4*, poursuite de l'excavation jusqu'à une profondeur de 5m. Les excavations sont réalisées en même temps que l'on agit sur le système de butonnage et de vérins à vis de manière à empêcher tout déplacement du niveau de butonnage ;
- *étape 5*, application d'une surcharge de 10 kPa, à la surface, sur une zone située entre 1 et 5m derrière la tête du rideau expérimental. La surcharge est exercée par l'intermédiaire d'un bassin rempli d'eau ;
- *étape 6*, diminution de l'effort de butonnage par raccourcissement des butons jusqu'à l'état limite du massif de sol. Cet état est atteint lorsque les forces dans les butons demeurent approximativement constantes.

4.5.2. Le concours de prévision

Suite à cette expérimentation, le Dutch Center for Civil Engineering Research and Codes (CUR) et l'Université de Karlsruhe ont organisé un concours de prévision. De nombreux organismes européens spécialisés en génie civil et en géotechnique, parmi lesquels le LCPC, y ont été associés. Quarante-trois prévisions ont été réalisées et transmises au comité d'organisation. Les techniques de calcul utilisées peuvent être réparties en trois groupes :

- les modélisations par éléments finis (18 prévisions) ;
- les calculs aux modules de réaction (23 prévisions) ;
- l'utilisation de méthodes semi-empiriques (2 prévisions).

Les résultats des calculs et leur confrontation avec les mesures ont été dévoilés en octobre 1994 au cours d'un colloque organisé à Delft par le CUR.

Auparavant, un dossier géotechnique très complet avait été envoyé aux personnes désireuses de réaliser des prévisions. Il comprenait une description détaillée du site, les conditions d'exécution de l'ouvrage, les caractéristiques des palplanches, les résultats des essais de sol in situ et en laboratoire, une description précise de l'instrumentation et de l'interprétation des mesures, etc.

Pour le LCPC, H. Josseume a participé à ce concours en utilisant la méthode de calcul aux modules de réaction (Josseume et al., 1997). Parallèlement, N. Arafati (1996) a réalisé, au cours de sa thèse consacrée à l'étude du déchargement dans les sols, des calculs par éléments finis qui, faute de temps, n'ont pu être présentés au cours de ce colloque. L'essentiel des résultats obtenus en se plaçant dans les « conditions du concours », c'est-à-dire en déduisant les paramètres de calcul de l'interprétation du dossier géotechnique et en s'interdisant par la suite toute modification des paramètres, a été publié dans la thèse d'Arafati (1996) et dans un article du BLPC (Mestat et Arafati, 1998). On rappellera ici la démarche adoptée et les résultats de la confrontation avec les mesures.

4.5.3. Détermination des paramètres du sable de Karlsruhe

Deux lois élastoplastiques, implantées dans le progiciel d'éléments finis CESAR-LCPC, ont été considérées pour décrire le comportement du sable : un modèle simple (élasticité linéaire isotrope avec un critère de Mohr-Coulomb) et une loi élastoplastique avec écrouissage (loi de Nova, 1982). Les caractéristiques du sol ont été déterminées à partir d'essais en place et d'essais de laboratoire. En particulier, les paramètres de la loi de Nova ont été déterminés comme il a été exposé au chapitre 3. Les tableaux 4.6 et 4.7 regroupent les valeurs finalement retenues pour chaque modèle.

Tableau 4.6 - Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb.

Profondeur z	E (MPa)	ν	c (kPa)	φ (degrés)	ψ (degrés)
$0 < z < 5,5\text{m}$	30	0,25	3	41,6	11,6
$5,5\text{m} < z$	45	0,25	0	41,6	11,6

Tableau 4.7 - Paramètres du modèle de Nova pour le sable de Karlsruhe.

M	ℓ	B_o	L_o	μ	D	m
1,285	0,00889	0,00126	0,00416	0,973	0,432	0,745

L'état de contraintes initial est de type géostatique. Le coefficient de pression des terres au repos K_0 est calculé à l'aide de la formule de Jaky : $K_0 = 1 - \sin \varphi' = 0,34$. Le champ de pression interstitielle initial est de type hydrostatique. Ces deux hypothèses ne tiennent évidemment pas compte des redistributions de contraintes et de pression interstitielle et du remaniement du sol provoqués par la mise en place des rideaux. Faute d'information quantitative sur ces phénomènes et d'un modèle numérique capable de les décrire, l'hypothèse des contraintes géostatiques a été considérée. De même, les mouvements de la nappe au cours des travaux ont été négligés.

Le souci de réduire les temps de calcul avec le logiciel CESAR-LCPC a conduit à remplacer l'élasticité non linéaire par une élasticité linéaire de Hooke. Le module d'Young retenu est égal à 45 MPa (module de déchargement déduit des essais de plaque) et le coefficient de Poisson vaut 0,25.

4.5.4. Description de la modélisation par éléments finis

La modélisation est réalisée en contraintes effectives et les effets réciproques de l'écoulement sur les déformations sont négligés. D'autre part comme, dans cette expérimentation, deux rideaux de palplanches interviennent (le rideau instrumenté et le rideau de soutènement) et qu'ils sont peu éloignés (quatre mètres les séparent), il est nécessaire de modéliser les deux structures. En revanche, compte tenu de la longueur de la fouille et de l'espacement faible entre les butons (figure 4.3), il est raisonnable de réaliser le modèle en déformation plane suivant une coupe transversale.

a) Modélisation du rideau de palplanches

Chaque rideau de palplanches est modélisé par deux colonnes d'éléments quadrangulaires à huit noeuds, qui suffisent pour bien décrire le comportement en flexion du rideau. Cette approche nécessite toutefois le calcul d'une épaisseur équivalente t_{eq} pour la colonne d'éléments. Pour cela, on écrit la conservation de la rigidité en flexion (EI) et de la rigidité axiale (EA) du rideau :

$$E_{\text{rideau}} I_{\text{rideau}} = E_{\text{eq}} \frac{t_{\text{eq}}^3}{12} \quad E_{\text{rideau}} A_{\text{rideau}} = E_{\text{eq}} t_{\text{eq}}$$

où E est le module d'élasticité ; I, le moment d'inertie ; A, la section et t, l'épaisseur. L'indice *rideau* désigne les propriétés réelles du rideau et l'indice *eq.*, les propriétés équivalentes des éléments finis. Le tableau 4.8 regroupe les paramètres obtenus pour les deux rideaux. Le comportement de l'acier est supposé élastique, linéaire et isotrope. Le module d'Young vaut 210 000 MPa et le coefficient de Poisson 0,3.

Tableau 4.8 - Paramètres des rideaux de palplanches.

Type de rideau	E_{rideau} (MPa)	I_{rideau} (cm ⁴)	A_{rideau} (cm ²)	E_{eq} (MPa)	t_{eq} (cm)
KRUPP KD VI	210 000	968	106	24400	10
ARBED PU 8	210 000	11610	116	6824	35

b) Modélisation du buton

Le buton est représenté par un élément de barre, dont les caractéristiques sont une rigidité ($E=2,1.10^8$ kPa) et une section ($A=0,02$ m²). Le préchargement du buton est simulé par une force nodale de 4,5 kN/m, appliquée aux deux extrémités de l'élément de barre. Pour la dernière étape, le déchargement du buton est modélisé par la désactivation de l'élément de barre et l'application de deux forces nodales dont le signe est opposé aux forces calculées dans le buton à l'étape précédente. Le raccourcissement du buton et la recherche de l'équilibre limite sont donc approchés par la décroissance simultanée de ces deux forces.

c) Modélisation du massif de sol

Le massif de sol est modélisé avec des éléments de massif quadrangulaires à huit noeuds, comme les rideaux de palplanches. Deux séries de calcul ont été réalisées : la première en considérant que le comportement du sable est décrit par le modèle de Mohr-Coulomb et une seconde série en adoptant la loi de Nova (1982).

d) Modélisation du comportement d'interface

L'interaction sol-structure constitue un aspect important dont il faut tenir compte pour obtenir une modélisation satisfaisante d'un problème de soutènement. L'interface entre chaque rideau et le sol est modélisée par une bande mince d'éléments de massif (0,5cm d'épaisseur), dont le comportement est représenté par un critère de Coulomb orienté dans la direction de l'interface, avec les caractéristiques suivantes : $\delta = 20$ degrés et $c = 1$ kPa. Cette faible cohésion est considérée uniquement dans le cas de la modélisation avec le critère de Mohr-Coulomb, afin de faciliter la convergence à chaque étape de calcul et de contribuer à l'élimination des tractions près de la surface excavée. En revanche, pour la modélisation avec la loi de Nova, cette cohésion est effectivement nulle car un traitement spécial a été mis en place pour gérer les tractions et n'autoriser le calcul des expressions analytiques que pour des contraintes moyennes positives.

e) Le maillage d'éléments finis

Le maillage d'éléments finis est composé de 820 éléments quadrangulaires à huit noeuds, d'un élément de barre à deux noeuds (pour le buton) et de 2559 noeuds (figure 4.4). Les conditions aux limites et les dimensions du maillage sont également indiquées sur cette figure.

f) Calcul par étapes et incréments de chargement

L'expérimentation est décrite par un enchaînement de calculs, chacun correspondant à une étape des travaux. L'activation, la désactivation automatique des éléments excavés et le calcul des forces d'excavation permettent de simuler pas à pas l'ensemble des travaux. La surcharge en surface est représentée par une pression uniformément répartie de 10 kPa, sur une zone située entre 1 et 5m derrière la tête du rideau expérimental. Pour faciliter la convergence des calculs, chaque étape de chargement a été effectuée en dix incréments successifs d'intensité égale (soit 10% des charges appliquées : forces d'excavation, surcharges, etc.).

La méthode de résolution utilisée est la méthode de Newton-Raphson modifiée ou méthode des contraintes initiales. Pour chaque incrément, la tolérance sur le processus itératif a été fixée à 0,1% sur le rapport de la norme des forces résiduelles à la norme de l'incrément de chargement appliqué. On vérifie également que le rapport de la norme des accroissements de déplacement sur la norme des déplacements cumulés satisfait cette tolérance.

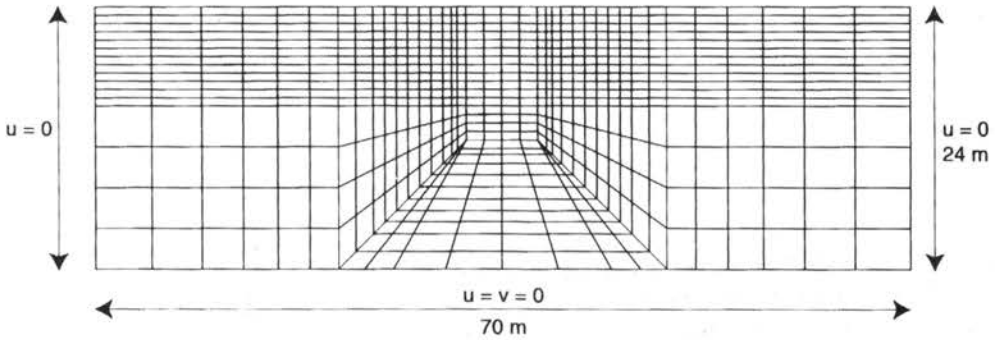


Fig. 4.4 - Maillage utilisé pour la modélisation de l'ouvrage expérimental.

4.5.5. Déroulement des calculs

Pour le modèle de Mohr-Coulomb, les calculs se sont déroulés sans problème particulier. La division en dix incréments de chaque phase du chargement a facilité l'obtention d'une bonne convergence. Pour les premières étapes, les déformations plastiques sont concentrées au fond de fouille et au voisinage immédiat des rideaux. Ensuite, elles s'étendent derrière le rideau expérimental jusqu'à former un coin important mais restent plus limitées derrière le second rideau (figure 4.5).

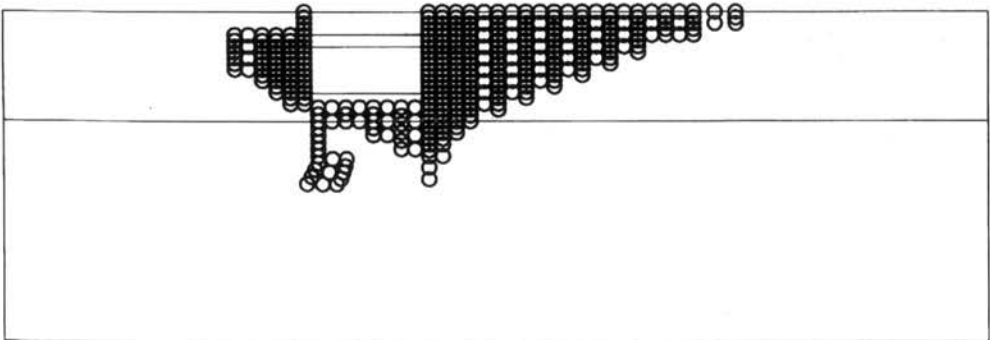


Fig. 4.5. Zone plastique générée par le modèle de Mohr-Coulomb à la fin de la dernière étape de calcul.

Pour la loi de Nova, les calculs se sont bien déroulés pour les cinq premières étapes. Quelques points de Gauss isolés ont eu droit à un traitement spécial à cause de l'apparition de pressions moyennes négatives, qui rendait impossible le calcul des logarithmes intervenant dans les équations du modèle. En revanche, la sixième étape a entraîné pour tous les incréments un nombre d'itérations très important, ce qui nous a conduit à augmenter la tolérance de 0,1% à 1% pour cette dernière étape. L'étendue de la zone plastique obtenue pour le dernier incrément convergé est identique à celle fournie par le modèle de Mohr-Coulomb dans les mêmes conditions (figure 4.5).

4.5.6. Comparaison entre les résultats calculés et expérimentaux

La confrontation des résultats des deux modélisations avec les mesures est effectuée en traçant successivement les déplacements horizontaux du rideau, les mouvements verticaux du sol en surface, les moments fléchissants, les forces dans le buton et les pressions des terres sur le rideau à la fin de chacune des étapes suivantes :

- excavation à 1,75 m (étape 1) ;
- excavation à 4 m (étape 3) ;
- excavation à 5 m (étape 4) ;
- application de la surcharge derrière le rideau expérimental (étape 5) ;
- raccourcissement des butons (étape 6).

a) Déplacements horizontaux du rideau de palplanches

Les déformées du rideau calculées et mesurées sont représentées sur les figures 4.6a à 4.6f. À la fin de l'excavation à 1,75m (étape 1), l'allure des déformées calculées est différente de celle observée expérimentalement. Les déplacements sont très sous-estimés sur les trois premiers mètres et d'un ordre de grandeur correct pour les trois autres mètres (figure 4.6a). Sous l'effet des forces d'excavation, le modèle de Mohr-Coulomb présente une réponse essentiellement élastique, ce qui explique le soulèvement derrière la tête du rideau et donc un déplacement de signe opposée à celui observé. Le développement de la plasticité va peu à peu ramener ce déplacement dans le même sens que celui produit par le modèle de Nova.

Pour les étapes suivantes, une comparaison directe des résultats montre une très forte divergence avec les mesures. Ces différences importantes s'expliquent par l'apparition de fissures d'environ 5mm de large, qui se sont ouvertes entre le sol et le rideau au cours des premières phases de l'expérience avant la mise en place des butons (von Wolffersdorff, 1994). Cette constatation est sans doute aussi à l'origine des différences observées à l'étape 1 (figure 4.6a). La présence de ces fissures a conduit à représenter les déformées expérimentales et théoriques à partir des déplacements relatifs du rideau obtenus en retranchant les déplacements de l'étape 2 aux déplacements absolus (Josseaume et al., 1997). Autrement dit, une nouvelle origine pour les déplacements est prise et comptée à partir de la déformée du rideau après mise en précontrainte des butons.

Pour les étapes 3 à 5 (figures 4.6b à 4.6d), les écarts entre les résultats calculés et mesurés sont relativement faibles et l'allure des courbes expérimentales est bien rendue. Les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova fournissent de très bons résultats pour les étapes 3 et 4 et surestiment les déplacements dans les étapes 5 et 6 (figures 4.6d et 4.6e). Pour cette dernière étape, il est difficile de comparer les résultats car chaque calcul correspond à une force de butonnage différente et le seul critère commun est d'être le dernier incrément à avoir convergé juste avant l'instabilité de l'ouvrage. On peut noter toutefois que les résultats de l'incrément 6 pour le modèle de Nova (avant-dernier incrément ayant convergé) sont proches des mesures (figure 4.6f).

b) Mouvements verticaux du sol en surface

Les tassements calculés en surface, derrière le rideau expérimental, sont confrontés aux mesures sur les figures 4.7a à 4.7f. Au cours des trois étapes d'excavation (étapes 1, 3 et 4), les modèles de Nova et de Mohr-Coulomb prédisent un soulèvement du sol derrière le rideau, alors que les mesures (et le bon sens) indiquent un tassement (figures 4.7a à 4.7c). Ce soulèvement théorique est provoqué par la réponse élastique linéaire du massif aux forces équivalentes qui exercent des tractions sur le contour de la zone non excavée. Pour un contour rectangulaire dans le plan du maillage, les forces verticales s'appliquent uniquement au fond de fouille et provoquent un soulèvement de celui-ci, tandis que les forces horizontales ne s'appliquent que sur les parois latérales et entraînent un déplacement des rideaux vers l'excavation. En dehors du poids volumique, l'intensité de ces forces dépend de la hauteur de la fouille pour les forces verticales et du coefficient de pression des terres au repos pour les forces horizontales. Si ce coefficient n'est pas assez élevé et la hauteur d'excavation trop importante, les forces horizontales ne seront pas suffisantes pour contrebalancer les forces verticales, et donc trop faibles pour faire apparaître un basculement en tête du rideau et un tassement derrière l'ouvrage. Il faudra alors « attendre » que la plasticité se développe pour générer le tassement souhaité.

Cette mauvaise simulation suggère donc que le coefficient de pression des terres au repos n'est pas correct et qu'il devrait être plus élevé. Cette observation rejoint un sujet de discussion, débattu au cours du colloque de Delft (1994), concernant la surconsolidation du massif de sable sur les premiers mètres due à la technique de vibrofonçage et au passage d'engins. Tous les participants ont conclu *a posteriori* à l'existence de cette surconsolidation. Toutefois, faute d'analyses complémentaires, on ne peut véritablement clore cette discussion.

Pour les étapes 5 et 6, sous l'effet de la surcharge en surface, on obtient des tassements derrière le rideau expérimental. Les tassements calculés surestiment alors fortement les mesures. En particulier, l'écrouissage du modèle de Nova rend la réponse théorique trop souple par rapport à la *raideur* réelle du sol en place (figures 4.7d et 4.7f).

c) Moments fléchissants

À cause de la présence des fissures entre le sol et le rideau avant la mise en précontrainte des butons, les moments fléchissants théoriques et mesurés sont très différents pour l'étape 1 (figure 4.8a). En revanche, pour les étapes ultérieures 3, 4 et 5, on note un accord satisfaisant entre les valeurs calculées et expérimentales, les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova conduisant à des résultats très voisins (figures 4.8b à 4.8d).

Pour la dernière étape (étape 6), le modèle de Mohr-Coulomb surestime fortement les moments expérimentaux et le modèle de Nova donne des résultats très mauvais, qui n'ont même pas l'allure de ce que l'on doit obtenir (figure 4.8e). Cette mauvaise représentation est liée aux faibles contraintes normales données par le modèle de Nova derrière le rideau, ce qui montre que l'on est très proche de la rupture. Encore une fois, si l'on considère l'avant-dernier incrément convergé, on observe des résultats tout à fait comparables aux mesures (figure 4.8f).

d) Forces dans le bouton

Les forces calculées dans le bouton sont comparées aux valeurs expérimentales dans le tableau 4.9. Pour l'étape 3, les forces données par les modèles sont inférieures aux mesures. En revanche, c'est l'inverse pour les étapes suivantes : les calculs surestiment fortement les forces de butonnage, en particulier au dernier incrément qui simule l'état juste avant la rupture.

Tableau 4.9 - Comparaison des forces dans le bouton (kN/m).

	Étape 3	Étape 4	Étape 5	Étape 6
Expérience	21,31	28,64	33,72	4,22
Nova	16,03	41,70	51,92	15,88
Mohr-Coulomb	15,22	37,27	41,56	24,94

Pour l'étape 6 correspondant au raccourcissement du bouton, la figure 4.9 représente la décroissance de la force de butonnage calculée respectivement avec les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova en fonction du déplacement relatif du point d'application (côté rideau expérimental). La courbe correspondant au modèle de Nova indique nettement une asymptote pour une valeur d'environ 10 kN/m, soit une surestimation de 135% de la valeur mesurée.

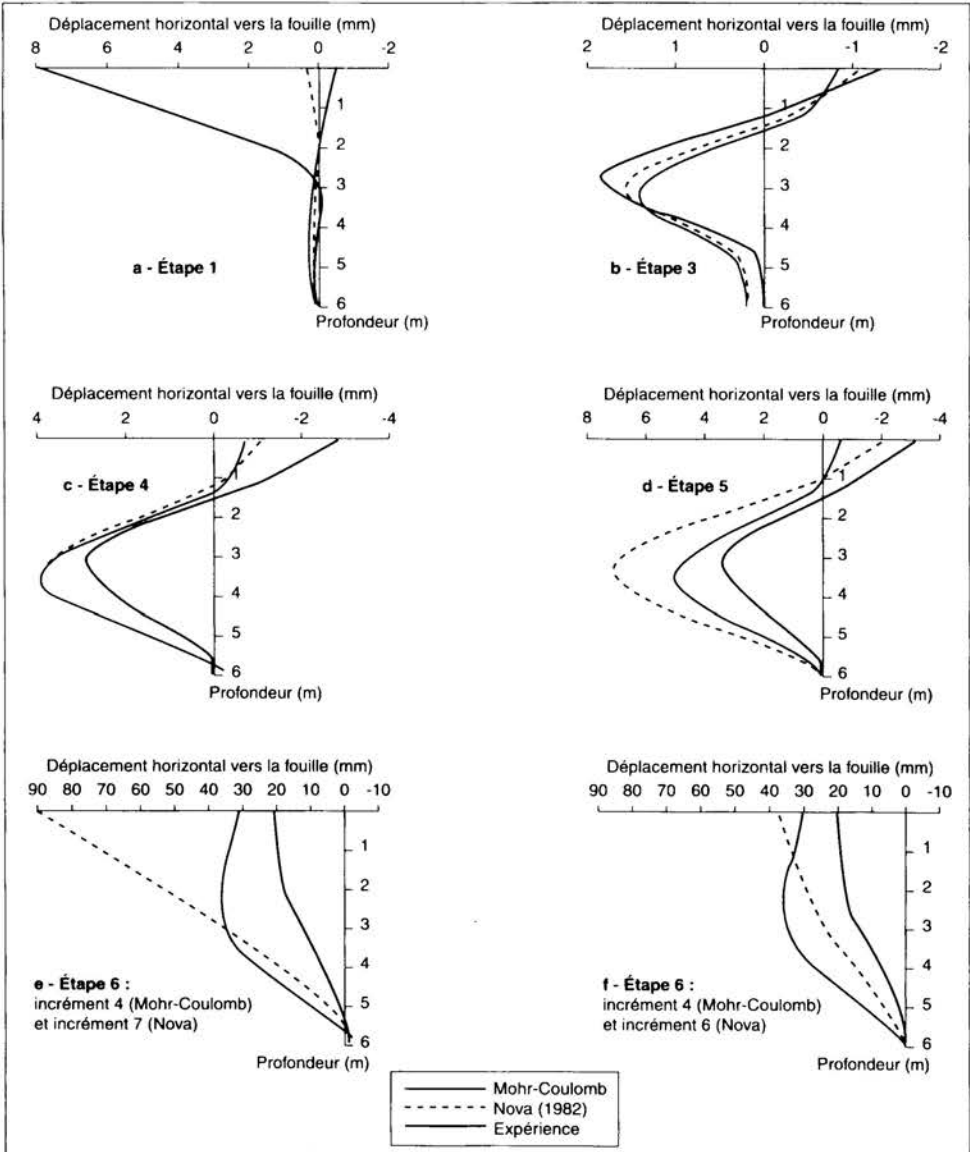


Fig. 4.6 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : déplacements horizontaux du rideau pour chaque étape de calcul.

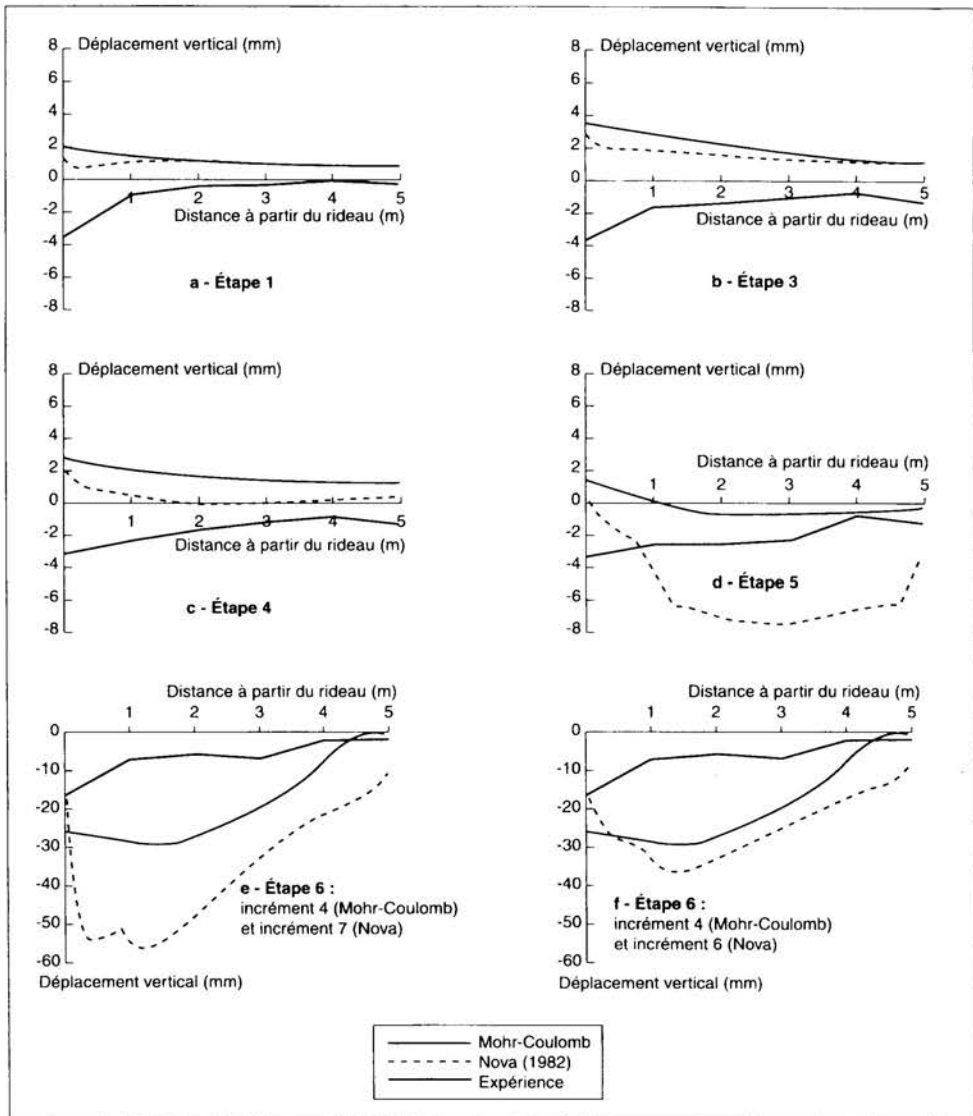


Fig. 4.7 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : déplacements verticaux du sol en surface pour chaque étape de calcul.

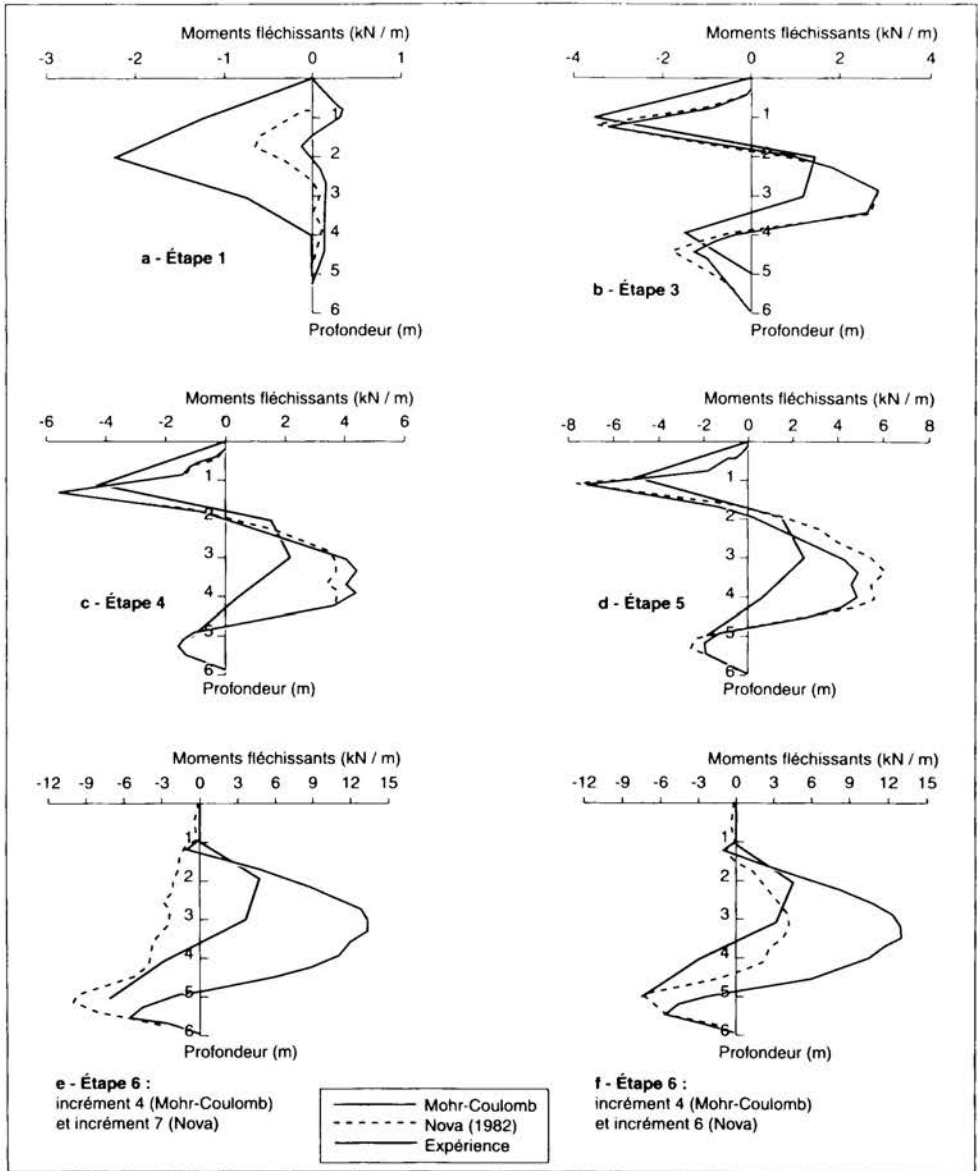


Fig. 4.8 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : moments fléchissants pour chaque étape de calcul.

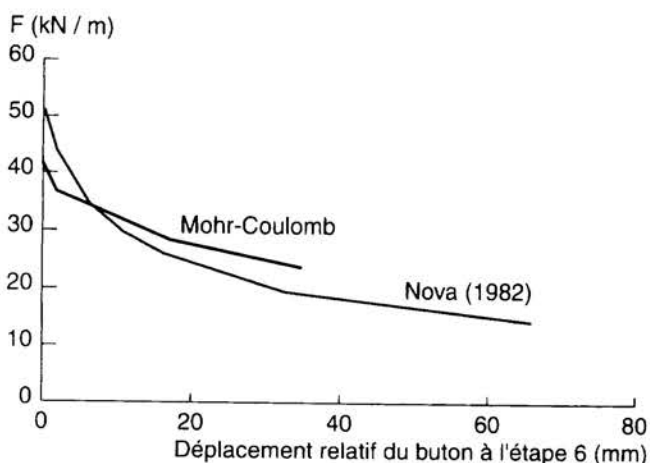


Fig. 4.9 - Évolution de la force dans le buton pour les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova (étape 6 : raccourcissement du buton).

e) Pressions des terres

Les pressions effectives calculées (contraintes normales appliquées par le sol sur le rideau) sont tracées et comparées aux valeurs mesurées sur les figures 4.10a à 4.10f (pressions côté amont) et 4.11a à 4.11e (pressions côté aval).

À l'exception notable de l'étape 1, l'allure des pressions exercées par le sol (côté amont) est en bon accord avec les mesures, même si les pressions au voisinage du buton sont systématiquement sous-estimées. Globalement, les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova donnent des résultats très proches.

Pour l'étape 1, les pressions théoriques restent voisines des contraintes initiales géostatiques, déduites du poids des terrains et du coefficient de pression des terres au repos choisi. Les différences importantes constatées et notamment la valeur élevée à la profondeur $z = 2\text{m}$ peuvent s'expliquer par le mode de mise en place du rideau (vibrofonçage) et par la méconnaissance de la véritable valeur du coefficient K_0 . Toutefois, il convient de noter que ce type de variation (figure 4.11a) ne peut être décrit de manière théorique par une modélisation dans laquelle les contraintes normales initiales sont déterminées avec un coefficient K_0 , et ceci quelle que soit la valeur qui lui est affectée.

Les pressions effectives calculées à l'aval sont, à l'exception de l'étape 1 (et pour les mêmes raisons que précédemment), systématiquement plus importantes que les pressions mesurées. Les modèles prédisent donc une plus forte mobilisation de la butée que ne le montre l'expérimentation.

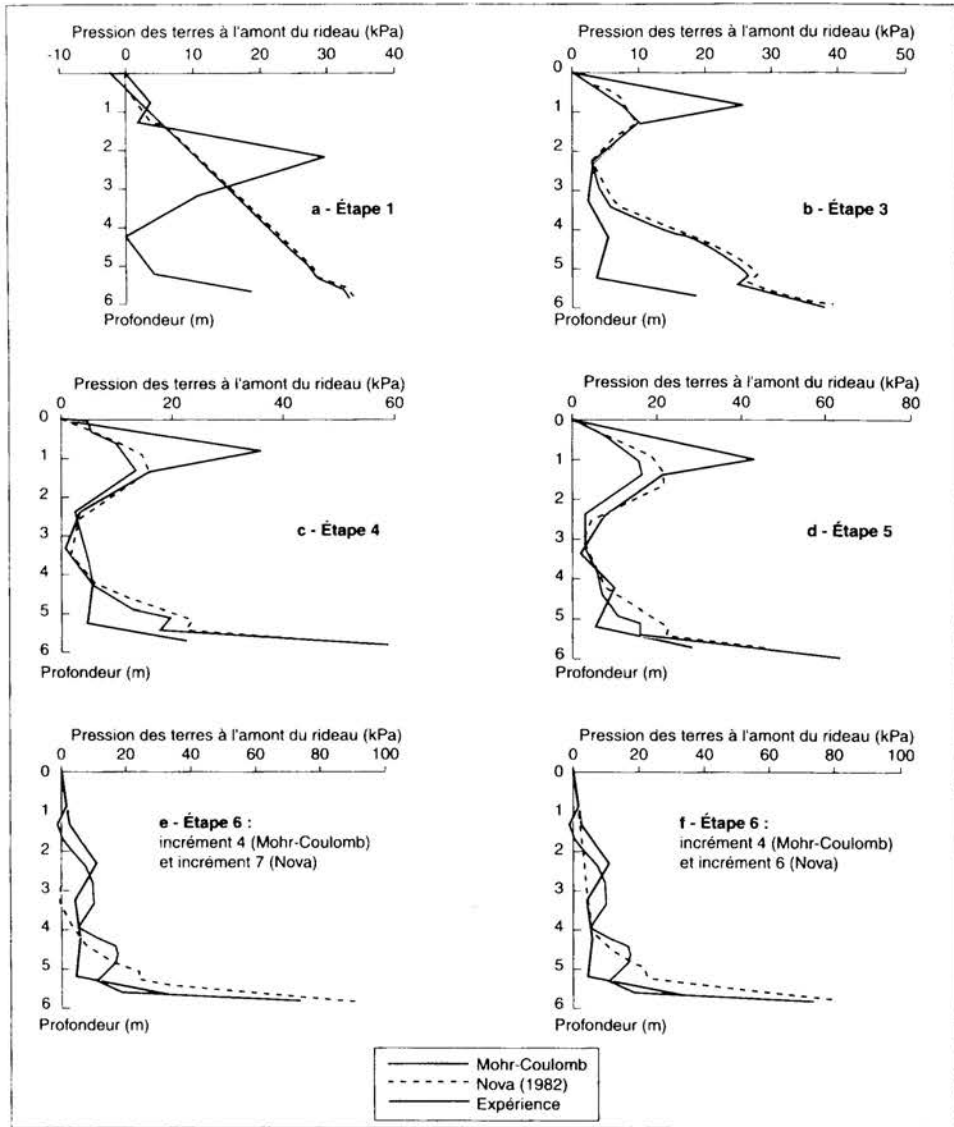


Fig. 4.10 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : pressions des terres à l'amont pour chaque étape de calcul.

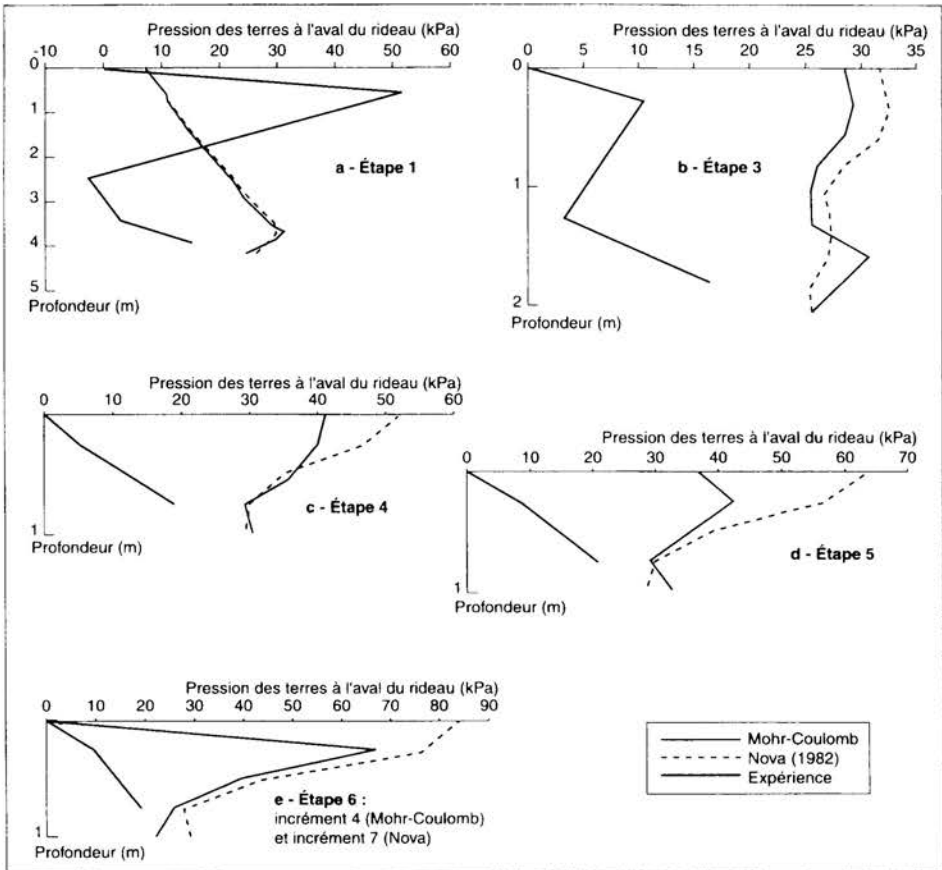


Fig. 4.11 - Résultats des calculs et comparaison avec les mesures : pressions des terres à l'aval pour chaque étape de calcul.

4.5.7. Remarques sur l'expérimentation et la comparaison avec les calculs

En octobre 1994, au cours d'un colloque spécialement organisé à Delft, les résultats des mesures et la confrontation avec l'ensemble des résultats théoriques ont été fournis aux participants et largement commentés (von Wolffersdorff, 1994 ; Jonker, 1995). On a ainsi pu constater une très grande dispersion entre les prévisions, non seulement d'une méthode de calcul à une autre mais aussi, pour une méthode donnée, d'une utilisation à une autre (figure 4.12). Les déplacements, moments fléchissants et pressions des terres que nous avons obtenus avec le modèle de Mohr-Coulomb se situent dans la moyenne de l'ensemble des prévisions réalisées avec ce modèle.

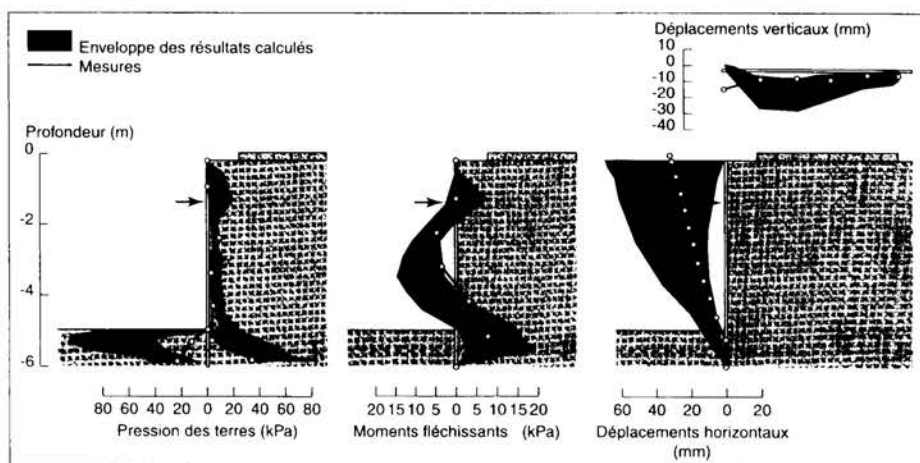


Fig. 4.12 - Enveloppes des prévisions de déplacements, de moments fléchissants et de pressions des terres comparées aux mesures réalisées à l'étape 6 (d'après Jonker, 1995).

Les dispersions dans les résultats des calculs par éléments finis proviennent pour une large part de la manière dont chaque participant a déterminé les paramètres de calcul (module d'Young, angle de frottement, angle de dilatace, cohésion, état initial du sol, etc.). Il est ainsi apparu que, dans leur très grande majorité, les modélisations ont été réalisées avec le modèle de Mohr-Coulomb, et des paramètres qui variaient de la façon suivante :

- module d'Young entre 20 et 600 MPa ;
- coefficient de Poisson entre 0,25 et 0,30 ;
- cohésion entre 0 et 10 kPa ;
- angle de frottement entre 30 et 45 degrés ;
- angle de dilatace entre 0 et 15 degrés.

Quant au coefficient de pression des terres au repos, il a souvent été calculé à partir de la formule de Jaky ($K_0 = 1 - \sin \varphi'$).

Ces variations importantes sur les valeurs des paramètres expliquent les différences observées par rapport aux mesures, comme l'a fort bien montré l'étude de sensibilité réalisée par Shahrou et al. (1995) sur les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb. Mais ce qui reste inexplicable et même inquiétant, c'est que ces valeurs ont été déterminées par des professionnels compétents à partir du même dossier géotechnique. La part d'*interprétation du modélisateur* a donc eu une influence considérable sur les prévisions.

Néanmoins, il existe des circonstances atténuantes pour les modélisateurs. En effet, d'autres causes probables de la dispersion des résultats ont été évoquées, à savoir :

- *l'influence des conditions de réalisation de l'expérimentation*. La mise en place des palplanches par vibrofonçage et le passage d'engins ont certainement entraîné un remaniement du sol au voisinage de celles-ci et ont pu générer une surconsolidation des couches de sol à faible profondeur. Ces deux points semblent indiquer que le sol est surconsolidé, alors que tous les calculs ont supposé le sol normalement consolidé avant les excavations ;

- l'importance de la *cohésion capillaire* et de la *succion* dans le sol ;

- la *modélisation du sol est insuffisante*, car il est difficile de tenir compte des phénomènes évoqués ci-dessus avec les lois de comportement retenues pour cette étude. En particulier, les mauvais résultats concernant les tassements en surface s'expliquent en partie par l'absence d'un modèle d'élasticité non linéaire qui permettrait de décrire de manière plus satisfaisante les zones peu confinées (à faibles contraintes). Cette simplification, adoptée pour réduire la durée des calculs, est donc pénalisante et la programmation du modèle de Nova original (avec élasticité non linéaire) s'impose pour l'avenir ;

- la *sous-estimation de la rigidité du buton*, qui peut entraîner une certaine erreur relative dans les différentes étapes.

Les modèles de Mohr-Coulomb et de Nova (version de 1982) utilisés pour décrire le comportement du sol ont permis d'obtenir un accord raisonnable entre les résultats théoriques et les mesures pour les étapes intermédiaires (comprises entre la première excavation et l'étape finale du raccourcissement des butons). La confrontation des résultats est relativement satisfaisante pour ce qui concerne les déplacements relatifs du rideau, les moments fléchissants et les pressions effectives du sol derrière le rideau. En revanche, les modèles se sont révélés incapables de représenter convenablement les tassements en surface derrière le rideau et ont largement surestimé les forces de butonnage et les contraintes de butée.

4.6. Modélisation des essais sur fondations superficielles à Labenne

4.6.1. Description du site expérimental et des essais

Dans le cadre des recherches des LPC sur le comportement des fondations, une station expérimentale a été installée de 1982 à 1989 sur le site de Labenne, près de Bayonne. Une quarantaine d'essais de chargement sur des fondations superficielles y a été réalisée dans le but d'analyser l'influence des conditions d'exécution sur les valeurs de portance et de tassement. Le sol de Labenne est constitué par une couche de sable de dune d'une dizaine de mètres d'épaisseur reposant sur des marnes (Canépa et Depresles, 1990). Ces formations sont baignées par une nappe dont le toit se situe en période des hautes eaux vers 3 m de profondeur et vers 4,3 m pour les basses eaux.

Les fondations superficielles sont préfabriquées, en acier ou en béton. Deux types de géométrie ont été considérés : des semelles carrées de côté égal à 0,7 m ou 1 m. Les fondations ont simplement été posées en surface ou au fond d'une fouille avant d'être chargée. Des fouilles de différentes profondeurs ont été exécutées en maintenant les parois au moyen d'un coffrage métallique descendu au fur et à mesure de l'avancement des terrassements.

Différents types d'essais ont été effectués : des essais de courte durée menés jusqu'à la rupture, des essais sous charge cyclique, des essais de fluage sous charge constante de courte durée et de longue durée. Au cours de ces expérimentations, plusieurs paramètres ont été étudiés : durée d'application d'une charge, encastrement et géométrie de la fondation, géométrie du terrain d'assise, excentrement et inclinaison des charges, type de sollicitation, condition d'exécution, etc. Le résultat de chaque essai est une courbe donnant l'évolution d'une mesure de référence (tassement, rotation) en fonction de la charge appliquée à la fondation ou de la pression moyenne transmise au sol (Canépa, 1990). D'une manière générale, il s'agit d'essais relativement courts, dont la durée maximale de chargement n'a pas dépassé cinq heures.

Pour la modélisation, on s'est essentiellement intéressé aux essais de chargement menés jusqu'à la rupture sur des fondations carrées, posées sur un plan horizontal à différentes profondeurs d'encastrement (figure 4.13). Dans ce cas, un chargement progressif par paliers est appliqué à la fondation au moyen d'un dispositif du type « bâti-oedométrique ». La force est transmise à la semelle par l'intermédiaire d'une bielle fixée à une poutre métallique dont une extrémité est chargée et l'autre retenue par des ancrages scellés dans le sol. Tous les essais de chargement ont été menés d'une manière identique. Le chargement est appliqué progressivement sur la fondation, par paliers, jusqu'à des enfoncements de la semelle de 5 à 10 cm environ. Chaque palier est maintenu constant jusqu'à la stabilisation des mesures, où par défaut pendant au moins trente minutes. La figure 4.13 décrit également la procédure de mise en oeuvre retenue pour l'application de la charge.

Le tableau 4.10 présente les dix essais qui ont été modélisés par éléments finis.

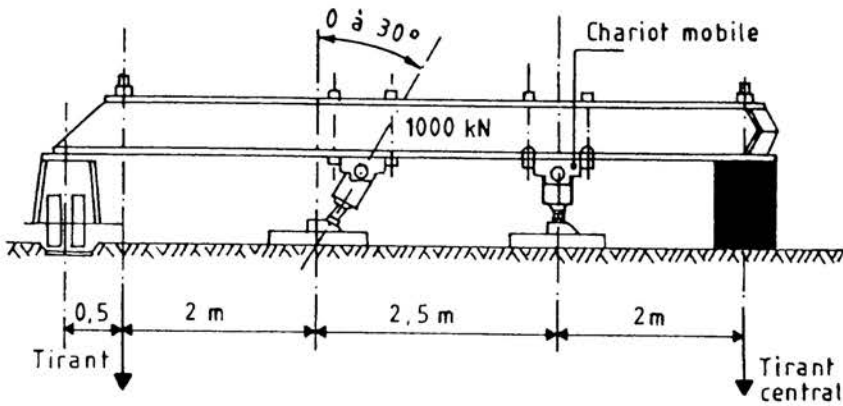
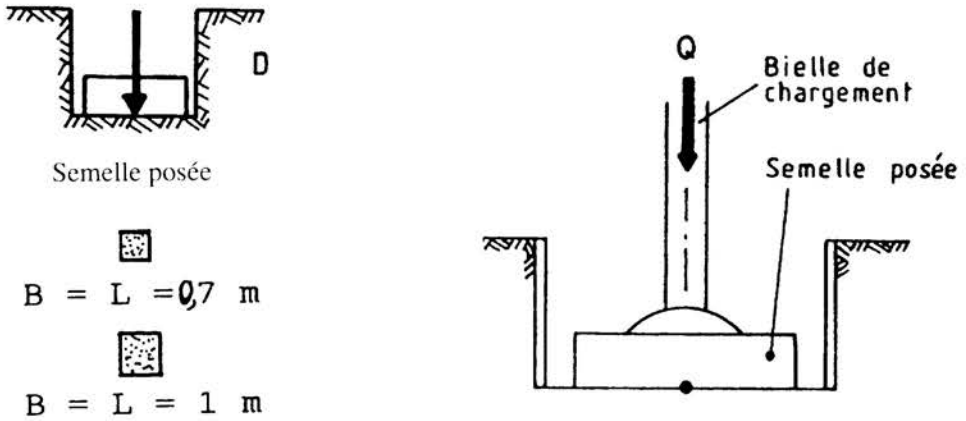


Fig. 4.13. Types de fondations modélisés par éléments finis et dispositif de chargement des fondations

Tableau 4.10. Description des essais de fondations modélisés.

Référence (Canépa, 1990)	Dates des essais	B (m)	L (m)	D (m)	bf (m)
Essai n° 1 (béton)	04/11/82	0,71	0,71	0,2	1
Essais n° 2 et 3 (béton)	23-24/02/83	0,71	0,71	0,1	1
Essai n° 4 (acier)	22/05/85	0,71	0,71	0,2	0,9
Essai n° 5 (acier)	23/05/85	0,71	0,71	0,8	0,9
Essai n° 6 (acier)	29/05/85	0,71	0,71	1,1	0,9
Essai n° 7 (acier)	30/05/85	0,71	0,71	1,6	0,9
Essais n° 8 et 13 (acier)	04-18/06/85	1	1	0,2	1,2
Essai n° 27 (acier)	24-24/11/87	1	1	1	1,2
Essais n° 33 et 44 (béton)	13/03/89-25/04/89	0,7	0,7	1	1
Essais n° 34 et 43 (béton)	14/03/89-26/04/89	0,7	0,7	0,2	1

où B est la largeur de la fondation et L sa longueur ; D, la profondeur de la fouille et bf, sa largeur.

4.6.2. Étude du sable de Labenne

Des échantillons ont été prélevés sur le site et envoyés au LRPC de Rouen afin de caractériser le comportement du sable de Labenne. Une série de onze essais triaxiaux de compression a été réalisée de fin 1988 à mars 1989 (Gestin, 1989). Les résultats ont été interprétés à l'aide de la méthodologie décrite au chapitre 2 et les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb et de la loi de Nova ont été déterminés (Youssef, 1991).

Un ensemble de données important sur le sable de Labenne est donc disponible pour une validation de logiciels et de lois de comportement. Par ailleurs, des essais sur modèles réduits en centrifugeuse ont également été effectués.

4.6.3. Description de la modélisation par éléments finis

a) Modélisation des fondations

Les fondations superficielles sont des fondations carrées posées en surface ou à une certaine profondeur, dans une fouille aux parois maintenues. Cette géométrie particulière suggère une modélisation tridimensionnelle. Malheureusement, même en tenant compte des symétries dues à l'homogénéité du sol et au chargement vertical et centré, on aboutit rapidement à un maillage important et des temps de calculs déraisonnables. Pour cette raison, le calcul a été effectué en symétrie de révolution ; les semelles carrées ont été assimilées à des semelles circulaires de surface équivalente (le diamètre vaut alors $D_{eq} = \frac{2B}{\sqrt{\pi}}$, où B est la largeur de la fondation).

b) Modélisation du massif de sol et des fondations

Les fondations et le massif de sol sont modélisés par des éléments quadrangulaires et triangulaires. Le comportement du sable est décrit par le modèle de Mohr-Coulomb avec une loi d'écoulement non associée et le comportement de la fondation est supposé élastique linéaire isotrope. Le tableau 4.11 présente les caractéristiques mécaniques utilisées dans les calculs. La nappe phréatique est supposée située à 4 m de profondeur.

Tableau 4.11. Caractéristiques mécaniques du sol (Canépa, 1990).

	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	φ (degrés)	ψ (degrés)
Sable : 0 < z < 4 m	16	96	0,28	1	36,5	11,4
Sable : 4 m < z	11	96	0,28	1	36,5	11,4
Fondation	(négligé)	210 000	0,2	-	-	-

Même si l'on connaissait les résultats des essais réalisés à la fin des années 1980, on a tenu à faire ces calculs dans les conditions d'une prévision de classe A. Les paramètres adoptés sont issus directement des essais de laboratoire.

c) Modélisation du comportement d'interface

L'interface entre les fondations et le sol est supposée de type rugueux. Dans les modèles, les noeuds à la frontière semelle-sol sont communs aux deux matériaux.

d) Les maillages

Pour chaque profondeur et chaque géométrie de fouille et de semelle, un maillage différent a été réalisé. Chacun a été raffiné autour de la semelle et des coffrages qui maintiennent les parois de la fouille, de manière à obtenir une bonne estimation du champ des contraintes. Les limites latérales ont été fixées à 10 m de part et d'autre du centre des semelles. De même, la limite inférieure est située à 10 m de profondeur.

Dans quelques cas, les premiers maillages réalisés ont été jugés trop grossiers, avec des éléments quadrangulaires trop allongés. De nouveaux maillages plus resserrés ont été élaborés. Si ces derniers garantissent une meilleure représentation du champ de contraintes autour de la fondation, ils donnent, en termes de déplacements au centre, des résultats très proches de ceux obtenus avec les premiers maillages, plus lâches et avec des éléments allongés dans des zones peu concernées par la plasticité. Le tableau 4.12 décrit les caractéristiques des douze maillages employés et les figures 4.14 à 4.19 les représentent.

Tableau 4.12. Nombre de noeuds et d'éléments pour chaque maillage

Essai modélisé	D (m)	Noeuds	Eléments
Essai n° 1	0,2	1210	375 Q8*
Essais n° 2 et 3	0,1	1839	578 Q8
<i>Essais n° 2 et 3 (maillage resserré)</i>	<i>0,1</i>	<i>1974</i>	<i>860 T6 et 59 Q8</i>
Essai n° 4	0,2	1627	510 Q8
Essai n° 5	0,8	1442	449 Q8
Essai n° 6	1,1	1565	488 Q8
Essai n° 7	1,6	1434	445 Q8
Essais n° 8 et 13	0,2	1848	581 Q8
Essais n° 27	1	1931	606 Q8
Essais n° 33 et 44	1	2067	650 Q8

* Q8 = quadrilatère à huit noeuds ; T6 = triangle à six noeuds.

Pour tous les modèles, les conditions aux limites en déplacement sont semblables : déplacements verticaux nuls à la base du massif et déplacements horizontaux nuls sur les frontières verticales du domaine maillé (frontière latérale et axe de symétrie). Le coffrage métallique qui retient les parois des fouilles est pris en compte par une condition de déplacement horizontal nul.

e) Calcul par étapes et incréments de chargement

Chaque expérimentation est décrite par l'enchaînement de deux calculs : le premier correspond à la création de l'état initial et à la simulation du creusement de la fouille et de la pose du coffrage et le second au chargement de la fondation.

Etat initial du massif de sol

L'état initial correspond à un état de contrainte tel que la contrainte verticale équilibre le poids des terres et la contrainte horizontale effective est une fraction de la contrainte verticale effective. Ne possédant pas d'informations sur la valeur du coefficient de pression des terres au repos, celui-ci a été calculé à partir de la formule de Jaky ($K_0 = 1 - \sin \varphi$). La valeur 0,405 a donc été adoptée.

Le creusement est simulé par l'application de forces de traction sur la frontière entre la zone excavée et le massif restant. Ces forces sont déterminées à partir de l'écriture de l'équilibre initial du massif non excavé ; elles sont égales au signe près aux forces nécessaires pour assurer cet équilibre global. Ces forces de traction sont donc appliquées au fond (forces verticales) et sur les bords de la fouille (forces horizontales). Il en résulte un soulèvement du fond de fouille. Les forces horizontales sont inopérantes car bloquées par la condition limite qui représente le coffrage. Ce premier calcul conduit à un état de contraintes, qui servira d'état initial pour le second calcul de chargement de la fondation. Les déplacements associés seront annulés.

Chargement de la fondation

Pour chaque modèle de fondation, le chargement est une pression uniforme, appliquée sur la partie supérieure de la semelle et augmentée de façon monotone par des accroissements successifs de 50 kPa jusqu'à ce que se produisent des difficultés numériques (mise en évidence de grands déplacements, convergence de plus en plus difficile, déformations plastiques importantes, formation d'une zone plastique étendue). Les lois de chargement sont indiquées dans les tableaux de résultats.

4.6.4. Déroulement des calculs

La méthode de résolution employée est la méthode des contraintes initiales (ou méthode de Newton-Raphson modifiée). La tolérance demandée sur les tests de convergence est de 0,001. À cause de la non-associativité du potentiel plastique, on ne peut mettre en oeuvre les méthodes d'accélération de la convergence. Les calculs sont donc relativement longs : plusieurs dizaines d'heures en moyenne sur des stations de travail de type SPARCstation 5. Pour cette raison, on ne présente ici que les résultats des calculs avec le modèle de Mohr-Coulomb. Les calculs prévus avec la loi de Nova (version 1982) n'ont pas été abordés au cours du thème. Ils le seront par la suite. Mise à part leur durée, les calculs se sont déroulés sans problème particulier. Une convergence satisfaisante a été obtenue pour la gamme des pressions appliquées.

(a)



(b)

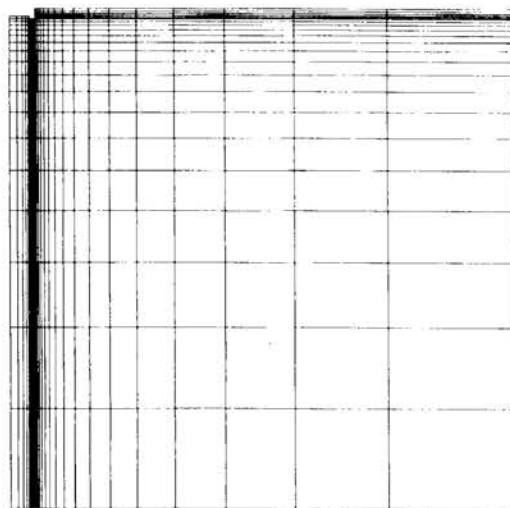
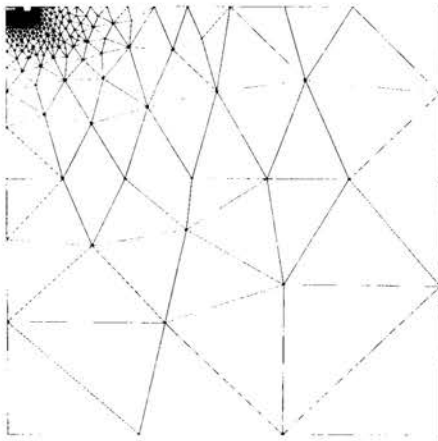
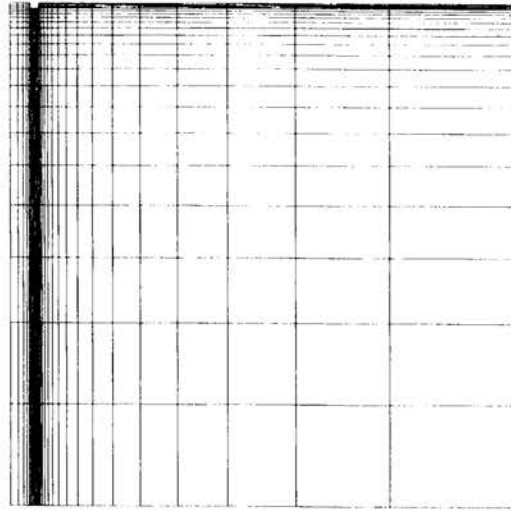
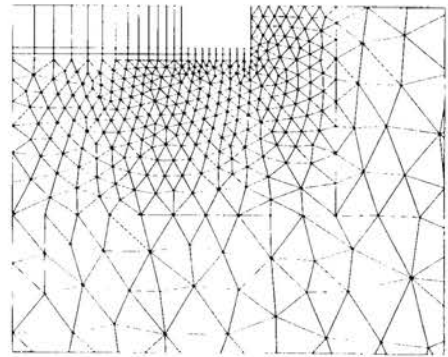


Fig. 4.14 Maillages pour les essais n° 1 (a) et n° 4 (b).

(a)



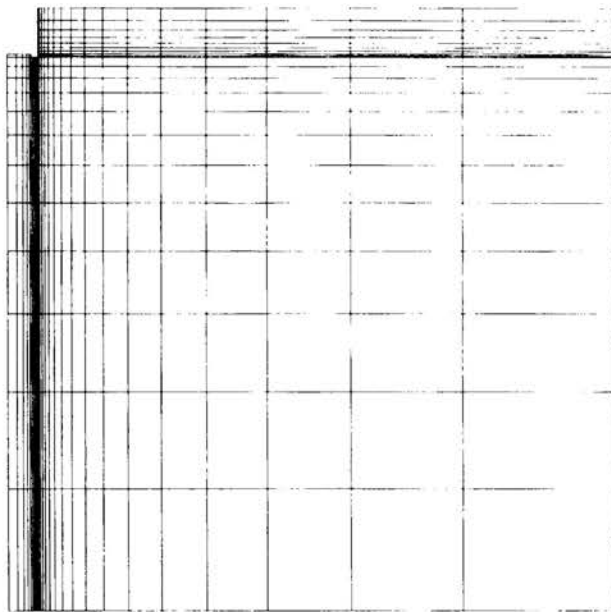
(b)



(c)

Fig. 4.15. Maillages pour les essais n° 2 et 3 :
a) maillage avec des éléments allongés ; b) maillage resserré autour de la fondation ;
c) vue agrandie au voisinage de la fondation (maillage resserré)

(a)



(b)

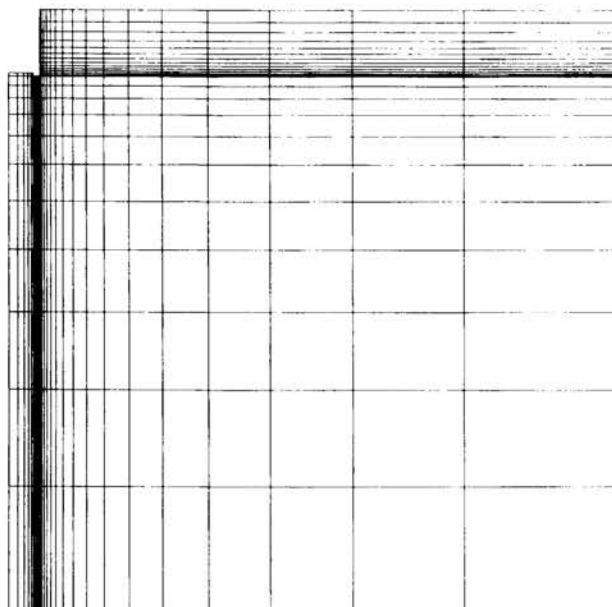
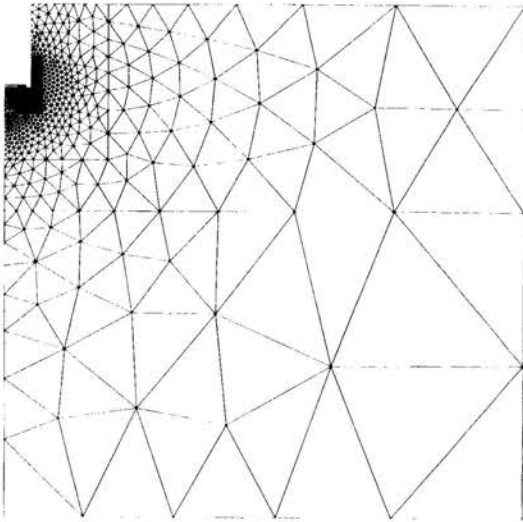
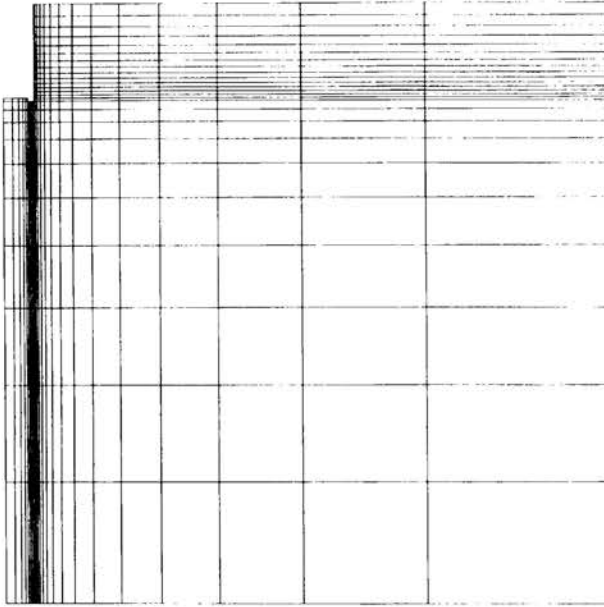
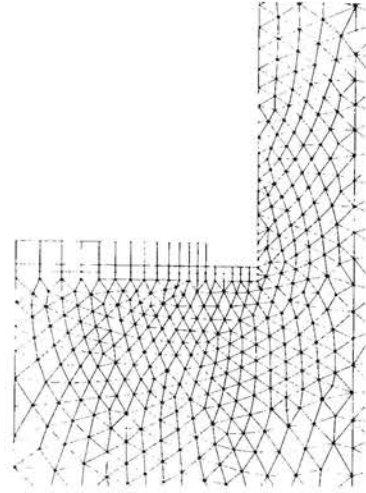


Fig. 4.16. Maillages pour les essais n° 5 (a) et n° 6 (b)

(a)



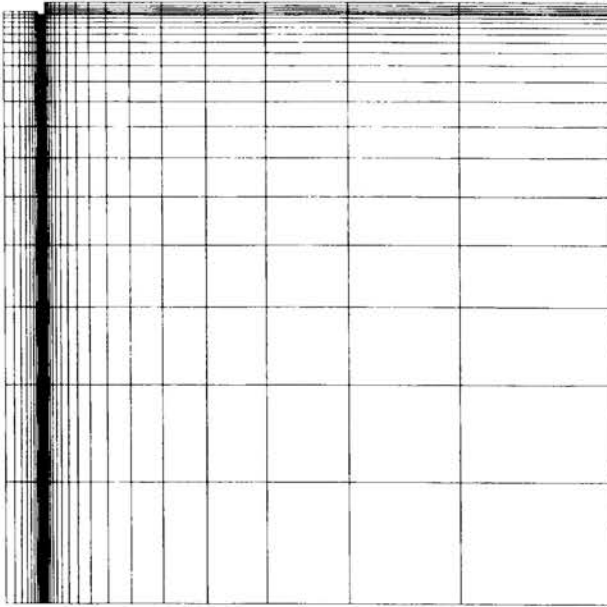
(b)



(c)

Fig. 4.17. Maillages pour l'essai n° 7 :
a) maillage avec des éléments allongés ; b) maillage resserré autour de la fondation ;
c) vue agrandie au voisinage de la fondation (maillage resserré)

(a)



(b)

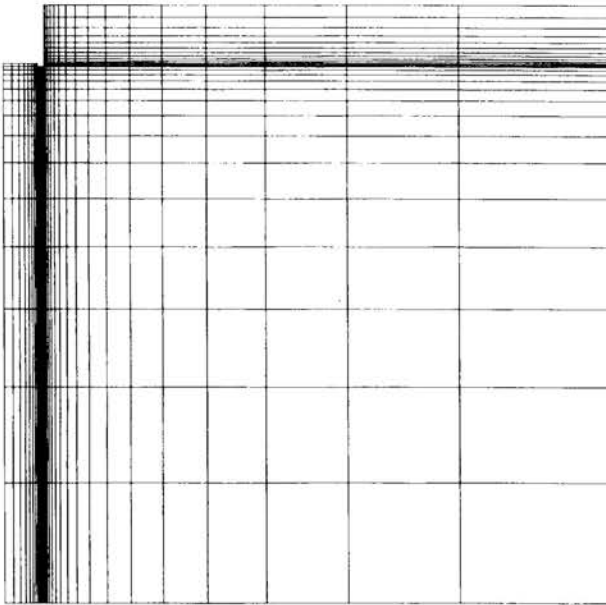


Fig. 4.18. Maillages pour les essais n° 8, 13 (a) et n° 27 (b)

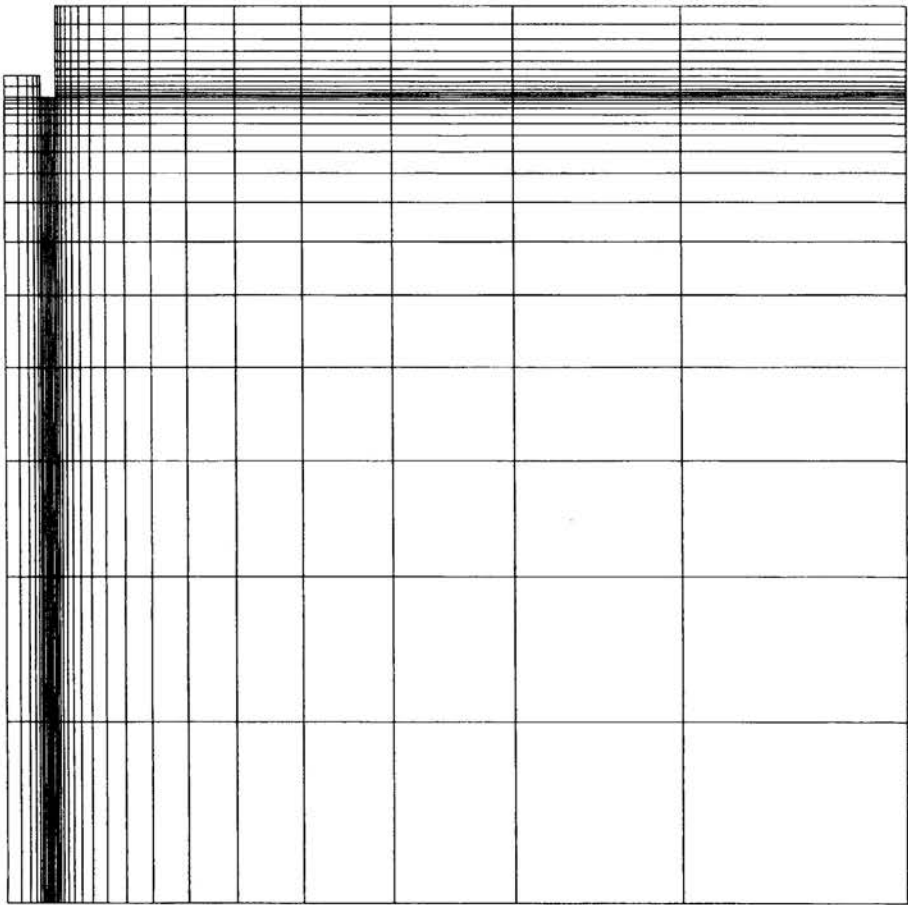


Fig. 4.19 Maillage pour les essais n° 33 et 44.

4.6.5. Comparaison entre les résultats calculés et expérimentaux

La confrontation des résultats numériques avec les mesures est effectuée à partir des courbes donnant le tassement en fonction de la pression appliquée. Les tableaux 4.13 à 4.21 regroupent les valeurs des tassements calculés et mesurés. Les résultats théoriques sont placés dans les colonnes nommées « calcul 1 ».

D'une manière générale, pour un tassement relatif s/B supérieur à 0,5% (soit 3,5 mm), les déplacements verticaux mesurés sont très largement sous-estimés par les calculs. En fait, les valeurs calculées ne sont de l'ordre de grandeur des mesures que pour des pressions inférieures à 150 kPa, à l'exception notable des essais 2 et 3, pour lesquels une bonne concordance est observée jusqu'à des pressions de 700 kPa et des tassements relatifs de 3,5 %. On peut remarquer que ces « bons » résultats avec le modèle de Mohr-Coulomb sont obtenus dans le cas de la plus faible profondeur de fouille. En revanche, plus cette profondeur augmente, plus les résultats sont mauvais et plus les problèmes numériques apparaissent.

Les résultats calculés sont donc globalement très mauvais. Ces mauvaises simulations peuvent s'expliquer par plusieurs facteurs :

- la fluctuation du niveau de la nappe ;
- l'existence d'une cohésion capillaire, comme dans le cas du rideau de Hochstetten ;
- la non représentativité des essais de laboratoire ;
- le modèle de Mohr-Coulomb trop simpliste pour décrire les variations des paramètres avec l'état de contraintes, fortement perturbé par rapport à l'état au repos autour des fondations en fond de fouille ;
- etc.

Mais il semble que l'explication majeure réside dans la mauvaise estimation du module d'Young du sable. En effet, Canépa (1990) indique que les reconnaissances géotechniques sur le site ont mis en évidence un module pressiométrique moyen de l'ordre de 8,4 MPa. Si l'on accepte les rapports habituels entre module de déformation et module pressiométrique E_M pour les sables, il convient de multiplier le module E_M par un facteur compris entre 2 et 4. Même en considérant l'hypothèse haute (un facteur quatre), cela conduit à un module de 33,6 MPa, environ trois fois inférieur à la valeur déduite des essais triaxiaux. Des calculs complémentaires ont donc été réalisés avec cette nouvelle valeur pour le module d'Young du sable de Labenne. Les résultats numériques obtenus sont indiqués dans les colonnes nommées « calcul 2 » des tableaux 4.13 à 4.21.

Essai 1. Caractéristiques : $D = 0,2 \text{ m}$; $bf = 1 \text{ m}$; $B = 0,71 \text{ m}$; $L = 0,71 \text{ m}$.

Tableau 4.13. Comparaison entre les mesures et les résultats des calculs.

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)	
		Calcul 1	Calcul 2
100	0,74	0,76	2,26
200	2,65	1,91	5,53
300	5,39	3,33	9,59
400	8,85	5,02	14,43

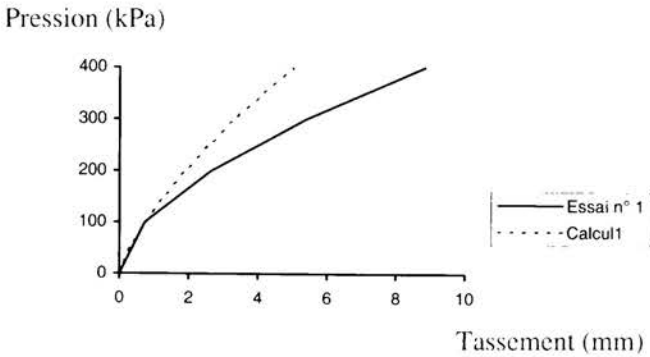


Fig. 4.20a. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 1.

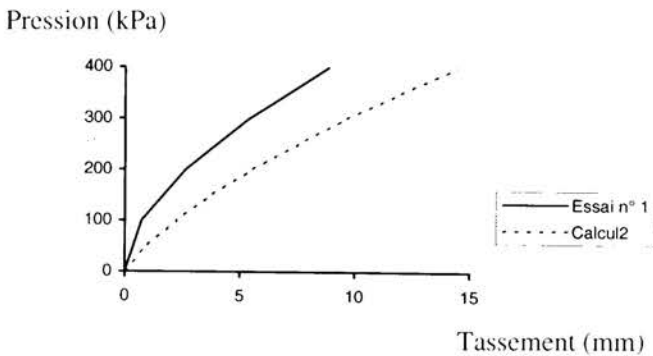


Fig. 4.20b. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 2.

Essais 2 et 3. Caractéristiques : $D = 0,1 \text{ m}$; $bf = 1 \text{ m}$; $B = 0,71 \text{ m}$; $L = 0,71 \text{ m}$.

Tableau 4.14. Comparaison entre les mesures et les résultats des calculs.

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)		Tassement calculé (mm)	
	Essai 2	Essai 3	Calcul 1	Calcul 2
100	2,13	2,20	0,81	2,33
200	5,01	4,20	2,03	5,80
300	6,97	5,88	3,60	10,28
400	9,72	7,73	5,47	15,64
500	12,81	9,54	7,97	22,77
600	18,90	11,57	11,03	31,52
700	25,32	14,37	16,63	47,41
800	36,86	17,61	non convergé*	non convergé*
900	56,94	21,68		
1000	89,74	27,25		

* Non convergence après 10 000 itérations en méthode des contraintes initiales. La convergence devient très lente et on est proche de la rupture, vu les ordres de grandeur des déformations plastiques.

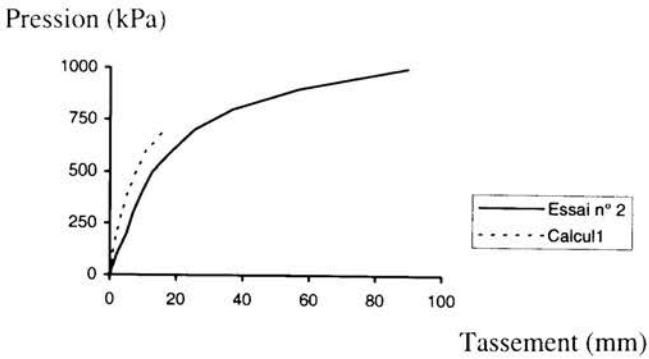


Fig. 4.21a Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 1.

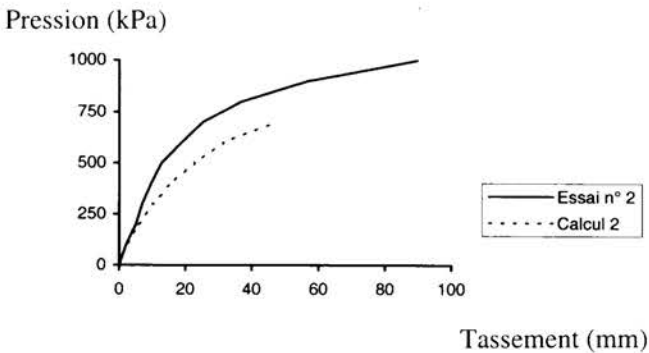


Fig. 4.21b Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 2.

Essai 4. Caractéristiques : $D = 0,2 \text{ m}$; $bf = 0,9 \text{ m}$; $B = 0,71 \text{ m}$; $L = 0,71 \text{ m}$.

Tableau 4.15. Comparaison entre les mesures et les résultats des calculs.

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)	
		Calcul 1	Calcul 2
150	1,36	1,34	3,82
200	2,72	1,95	5,55
300	7,45	3,32	9,49
400	14,33	5,00	14,27
500	24,68	6,87	19,63
600	38,01	9,08	25,97
700	56,03	11,74	33,57
800	78,30	15,08	43,12
900	111,09	19,73	56,62

Pression (kPa)

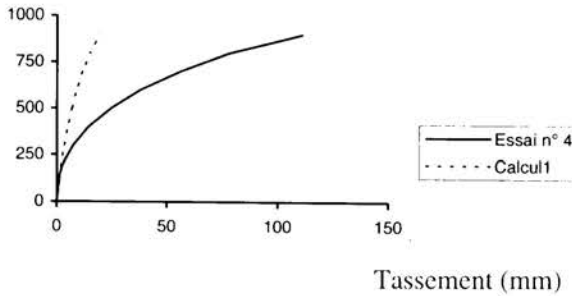


Fig. 4.22a Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 1.

Pression (kPa)

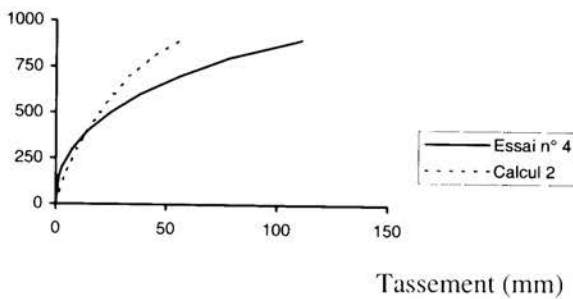


Fig. 4.22b Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 2.

Essai 5. Caractéristiques : $D = 0,8 \text{ m}$; $bf = 0,9 \text{ m}$; $B = 0,71 \text{ m}$; $L = 0,71 \text{ m}$.

Tableau 4.16. Comparaison entre les mesures et les résultats des calculs.

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)	
		Calcul 1	Calcul 2
100	1,08	0,68	1,92
200	2,77	1,72	4,89
300	6,26	2,94	8,39
400	10,74	4,32	12,31
500	16,46	5,81	16,59
600	23,85	7,49	21,41
700	29,77	non convergé	non convergé
800	37,62		
900	46,48		

Pression (kPa)

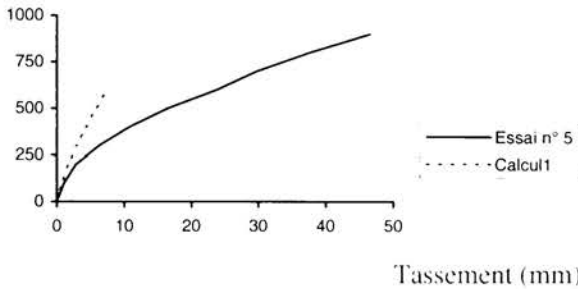


Fig. 4.23a. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 1.

Pression (kPa)

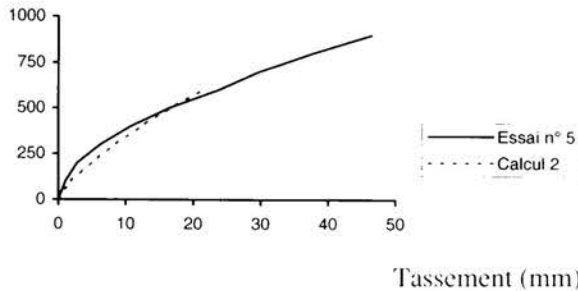


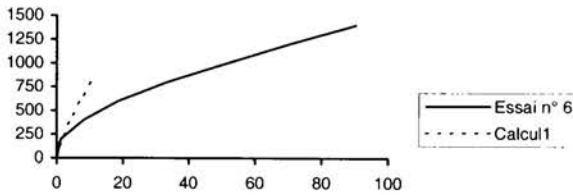
Fig. 4.23b. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 2.

Essai 6. Caractéristiques : $D = 1,1 \text{ m}$; $bf = 0,9 \text{ m}$; $B = 0,71 \text{ m}$; $L = 0,71 \text{ m}$.

Tableau 4.17. Comparaison entre les mesures et les résultats des calculs.

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)	
		Calcul 1	Calcul 2
200	1,25	1,61	4,57
400	8,11	4,09	11,68
600	18,51	7,11	20,29
800	33,50	10,46	29,89
1000	51,59	non convergé	non convergé
1200	70,42		
1400	90,35		

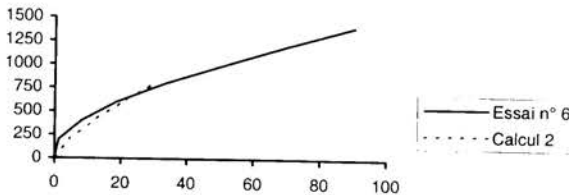
Pression (kPa)



Tassement (mm)

Fig. 4.24a. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 1.

Pression (kPa)



Tassement (mm)

Fig. 4.24a. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 2.

Essai 7. Caractéristiques : $D = 1,6 \text{ m}$; $bf = 0,9 \text{ m}$; $B = 0,71 \text{ m}$; $L = 0,71 \text{ m}$.

Tableau 4.18. Comparaison entre les mesures et les résultats des calculs.

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)	
		Calcul 1	Calcul 2
200	1,43	1,47	4,18
400	5,28	3,81	10,87
600	14,70	non convergé	21,46
800	29,08		non convergé
1000	48,74		
1100	55,78		
1200	65,60		
1300	76,38		
1400	88,55		

Pression (kPa)

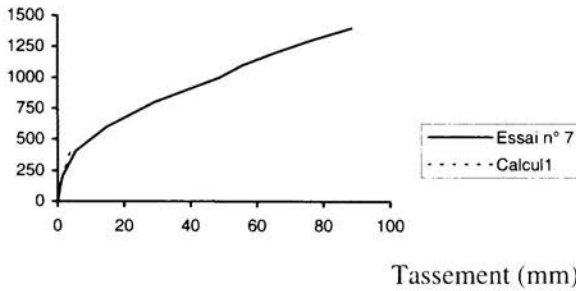


Fig. 4.25a. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 1.

Pression (kPa)

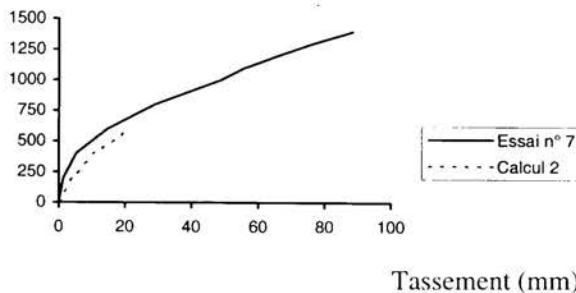


Fig. 4.25b. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 2.

Essais 8 et 13. Caractéristiques : $D = 0,2 \text{ m}$; $bf = 1,2 \text{ m}$; $B = 1 \text{ m}$; $L = 1 \text{ m}$.

Tableau 4.19. Comparaison entre les mesures et les résultats des calculs.

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)		Tassement calculé (mm)	
	Essai 8	Essai 13	Calcul 1	Calcul 2
100	1,58	1,47	1,09	3,08
200	4,60	4,37	2,60	7,39
300	9,25	8,32	4,41	12,58
400	16,08	13,92	6,52	18,59
500	25,32	23,52	8,92	25,54
600	38,47	36,56	11,83	33,90
700	56,06	53,77	15,21	43,27
800	79,57	74,28	19,13	54,90
900	108,76	103,40	24,25	70,26

Pression (kPa)

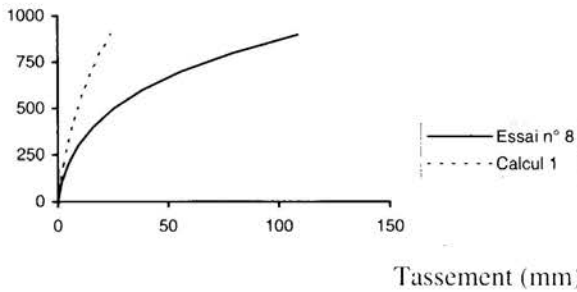


Fig. 4.26a. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 1.

Pression (kPa)

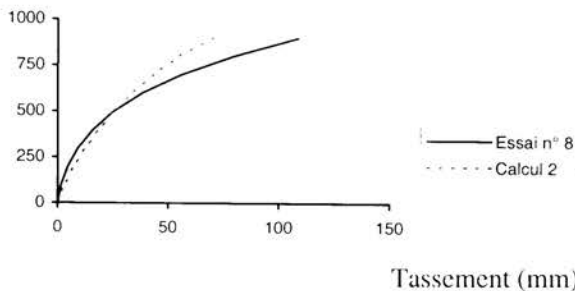


Fig. 4.26b. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 2.

Essai 27. Caractéristiques : $D = 1 \text{ m}$; $bf = 1,2 \text{ m}$; $B = 1 \text{ m}$; $L = 1 \text{ m}$.

Tableau 4.20. Comparaison entre les mesures et les résultats des calculs.

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)	Tassement calculé (mm)	
	Essai 27	Calcul 1	Calcul 2
100	2,68	0,92	2,59
200	4,66	2,28	6,47
300	8,67	3,91	11,13
400	14,92	5,74	16,34
500	24,77	7,73	22,06
600	42,87	9,88	28,22
700	54,51	12,21	34,91
800	75,45	14,72	42,12
900	98,98	17,40	49,82
1000	127,12	20,18	57,98
1100	-	22,99	65,52

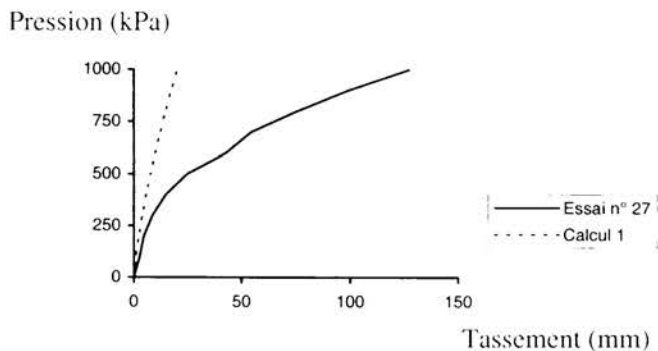


Fig. 4.27a. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 1.

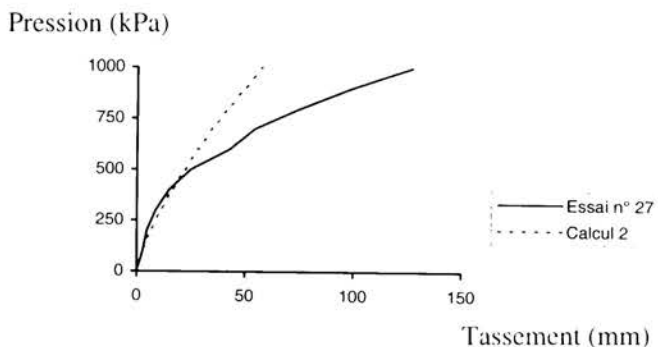


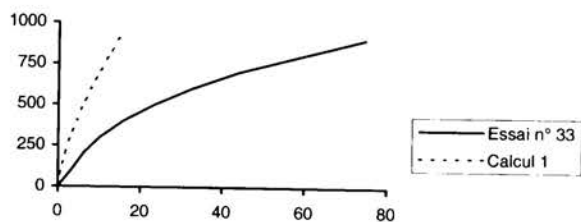
Fig. 4.27b. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 2.

Essais 33 et 44. Caractéristiques : $D = 1 \text{ m}$; $bf = 1 \text{ m}$; $B = 0,7 \text{ m}$; $L = 0,7 \text{ m}$.

Tableau 4.21. Comparaison entre les mesures et les résultats des calculs.

Pression (kPa)	Tassement réel (mm)		Tassement calculé (mm)	
	Essai 33	Essai 44	Calcul 1	Calcul 2
100	3,19	3,82	0,66	1,88
200	6,07	8,01	1,68	4,81
300	10,20	14,21	2,94	8,41
400	15,87	22,63	4,49	12,84
500	23,39	32,84	6,16	17,61
600	32,61	45,25	8,06	23,03
700	44,10	59,53	10,09	28,85
800	-	75,91	12,31	35,17
900	74,71	95,65	14,69	41,96

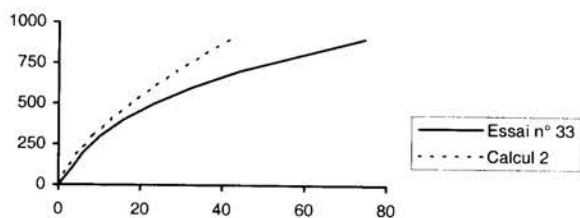
Pression (kPa)



Tassement (mm)

Fig. 4.28a. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 1.

Pression (kPa)



Tassement (mm)

Fig. 4.28b. Comparaison des mesures avec les résultats du calcul 2.

Pour la seconde série de simulations (calcul 2), les écarts entre résultats numériques et mesures sont beaucoup plus faibles et l'allure générale des courbes théoriques est plus satisfaisante, notamment pour les profondeurs de fouille importantes (de 0,8 à 1,6 m). En revanche, pour certains essais à faibles profondeurs, les écarts demeurent importants et les calculs ont tendance à surestimer les déplacements verticaux. Toutefois, il convient de relativiser ces constatations par les écarts observés lors d'essais de répétabilité effectués sur ce site. Par exemple, si l'on compare les résultats des essais 2 et 3 ($D = 0,1$ m), réalisés à un jour d'intervalle et à quelques mètres de distance (tableau 4.14), on s'aperçoit que les écarts maximum sont parfois de plus du double ! Cela peut s'expliquer par la présence d'hétérogénéités locales dans le sol de fondation, notamment des passages de sable très organique d'épaisseur inférieure à 50 cm ont été mis en évidence lors des reconnaissances entre 10 et 11 m (Ledoux, 1984). Ces zones n'ont pas été prises en compte dans les maillages.

D'une manière générale, on a obtenu de bons résultats pour un ensemble conséquent d'essais et ceci avec une loi de comportement relativement simple (critère de Mohr-Coulomb, élasticité linéaire isotrope). C'est le caractère non associé de ces simulations (angle de dilatance différent de l'angle de frottement) et la détermination du module de déformation par rapport aux essais in situ qui ont assuré ces bons résultats.

Du point de vue numérique, le nombre d'itérations par incrément de pression et la durée des calculs (plusieurs dizaines d'heures sur les serveurs du LCPC) sont vite devenus importants à cause de la non-associativité du potentiel plastique et de la recherche de résultats dans un domaine proche de la rupture. En particulier, ces durées de calcul sont à l'origine du peu de points obtenus pour l'essai n° 7, réalisé à la plus grande profondeur ($D = 1,6$ m). La simulation de cet essai sera reprise en 2000 et on tentera d'obtenir plus de points en modifiant la loi de chargement (incréments appliqués) et surtout en profitant des nouvelles possibilités de calcul des serveurs du LCPC. Pour les autres essais, les courbes théoriques charge-tassement obtenues ne montrent pas de palier d'écoulement ; la convergence extrêmement lente, l'ordre de grandeur des déformations plastiques et l'étendue de la zone plastique témoignent toutefois que l'on est proche de la rupture. La plasticité est concentrée autour de la fondation et près des parois de la fouille. Les figures 4.29a et 4.29b montrent les zones plastiques pour le dernier incrément ayant convergé dans le cas d'une profondeur faible ($D = 0,2$ m) et d'une profondeur plus grande ($D = 1,6$ m). Les figures 4.30 et 4.31 présentent les mouvements du sol et les champs de contraintes correspondant à ces étapes de calcul.

De même, à cause de ces temps de calcul, les simulations avec la loi de Nova (version 1982) n'ont pas été abordées dans le cadre du thème. Seuls quelques calculs exploratoires sur des petits maillages ont été réalisés. Les résultats semblent prometteurs, à condition naturellement de recalculer un des paramètres de déformabilité sur les données des essais pressiométriques. Ces travaux seront poursuivis au cours de l'année 2000.

Après le rideau de palpanches expérimental, ces simulations de fondations montrent de nouveau la capacité de prévision des méthodes d'éléments finis, pourvu qu'on dispose, pour déterminer les paramètres, d'essais de laboratoire (rupture et déformabilité) et d'essais in situ (déformabilité réelle des sols en place). Par là-même, on contribue à la vérification et à la validation du progiciel CESAR-LCPC en géotechnique

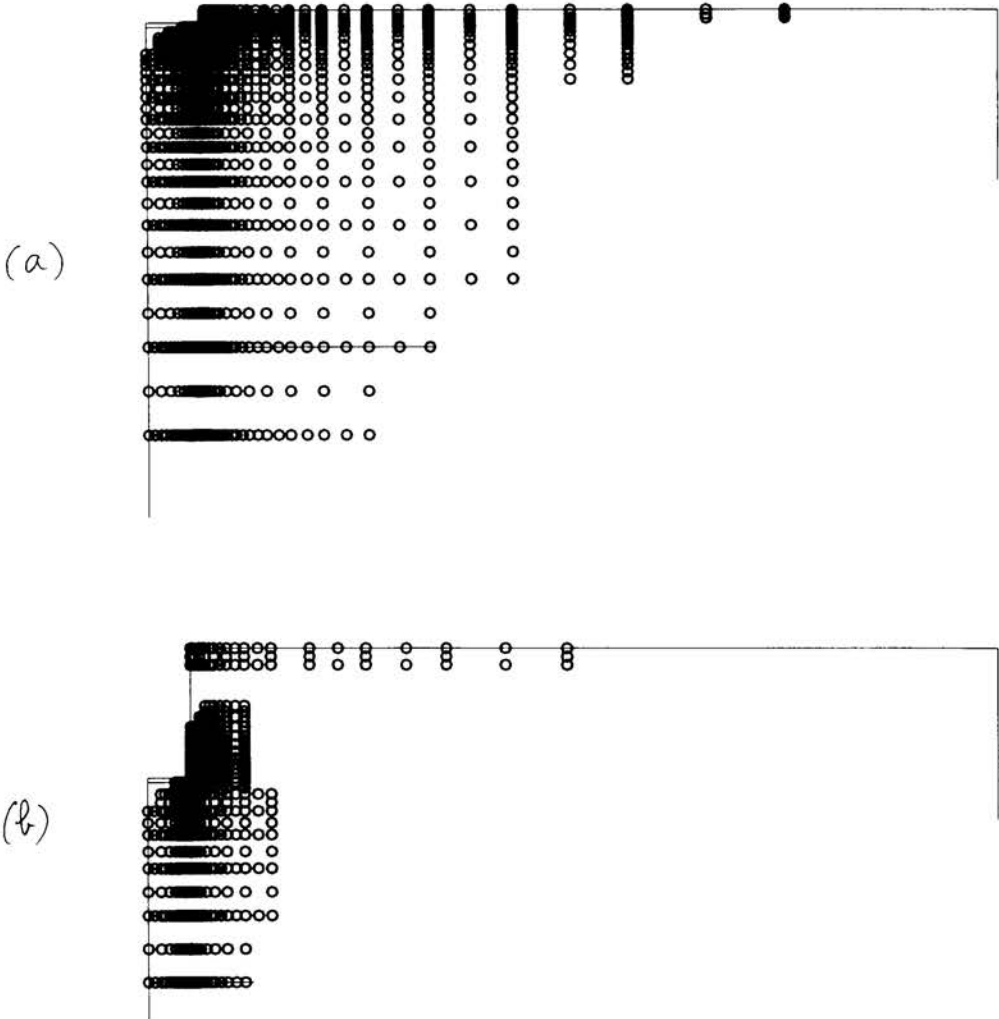
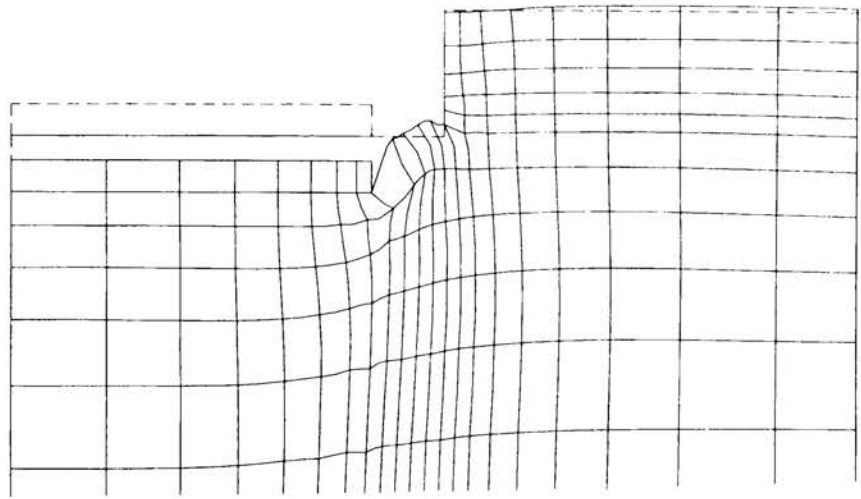


Fig. 4.29. Étendue de la zone plastique autour de la fondation :
 a) pour une fouille à faible profondeur $D = 0,2$ m et une pression de 1000 kPa ;
 b) pour une fouille profonde $D = 1,6$ m et une pression de 500 kPa.

maillage initial - - - - - maillage deforme - - - - -
echelle .2

(a)



maillage initial - - - - - maillage deforme - - - - -
echelle .05

(b)

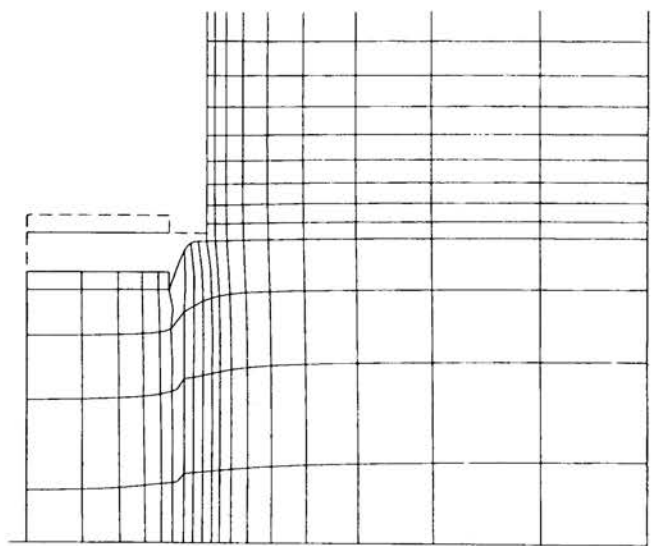


Fig. 4.30. Maillages déformés autour de la fondation :
a) pour une fouille à faible profondeur $D = 0,2$ m et une pression de 1000 kPa ;
b) pour une fouille profonde $D = 1,6$ m et une pression de 500 kPa.

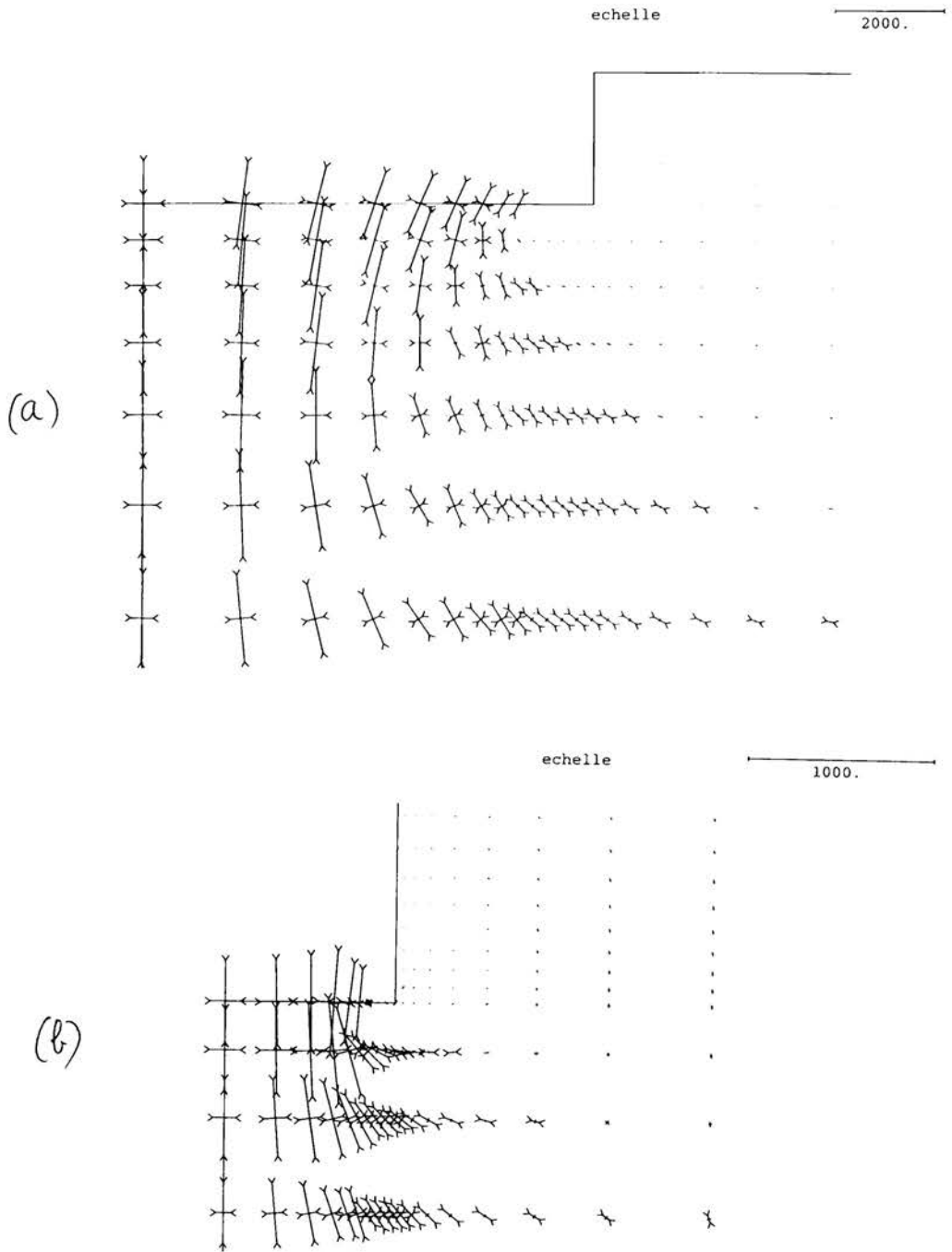


Fig. 4.31. Champs de contraintes autour de la fondation :
 a) pour une fouille à faible profondeur $D = 0,2$ m et une pression de 1000 kPa ;
 b) pour une fouille profonde $D = 1,6$ m et une pression de 500 kPa.

4.7. Vérification de la programmation d'un développement dans CESAR-LCPC

Mettre régulièrement à la disposition des utilisateurs de nouvelles possibilités de calcul (plus fiables et plus performantes) est primordial pour un logiciel qui, comme CESAR-LCPC, a une importante vocation dans le domaine de la recherche. Le rapatriement de nouveaux développements doit se faire en respectant un certain nombre de procédures, dont des tests de vérification et de non-régression (cf. chapitre 3). Parmi les types de développements effectués dans CESAR-LCPC, l'exemple le plus habituel concerne l'introduction d'une nouvelle loi de comportement mécanique dans le module de résolution MCNL (Mécanique en Comportement Non Linéaire). Le développement est réalisé en suivant les recommandations et les explications du fascicule de description de la programmation de ce module (Mestat, 1992b). Ce fascicule indique les modifications nécessaires et la nouvelle programmation qu'il convient de réaliser. Pour une loi de comportement dont le traitement général est déjà prévu, les modifications se réduisent à peu de choses : affecter un numéro à la nouvelle loi, introduire les indicateurs de lecture des paramètres et de leur écriture dans la liste des résultats, et ajouter le sous-programme qui décrit la loi de comportement (par exemple, pour une loi élastoplastique : calcul du critère, des dérivées partielles de la fonction de charge et du potentiel plastique, actualisation de l'écroutissage).

La vérification de la programmation d'un tel développement est donc relativement restreinte, puisque le logiciel est réputé fiable pour toutes les autres applications. Pour vérifier, il convient en premier lieu d'établir des solutions théoriques pour la loi de comportement considérée. Ensuite, on pourra rechercher d'éventuels résultats de référence (comparaison entre codes, mesures sur ouvrages ou sur modèles réduits centrifugés). Le plus simple pour la vérification est donc de constituer des jeux de données correspondant aux problèmes théoriques suivants :

- compression ou extension d'une colonne (modèle unidimensionnel), d'une éprouvette cylindrique (modèle en symétrie de révolution) ou d'un mur (modèle en déformation plane). En jouant sur les conditions aux limites, on peut rendre ces différents modèles unidimensionnels et comparer facilement avec des solutions théoriques ;
- essai triaxial sur éprouvette cylindrique (modèle en symétrie de révolution) ou cubique (modèle tridimensionnel). Vu la complexité de certaines lois, il est généralement impossible d'établir une solution explicite en dehors de l'essai de compression isotrope. On doit alors résoudre pas à pas le système d'équations différentielles relatif à un chemin de contraintes ou de déformations donné. Par exemple, le logiciel LOIS-LCPC a été développé à cet effet (Mestat, 1991). Pour la vérification, les chemins considérés doivent activer, séparément ou ensemble, les principaux mécanismes qui caractérisent la loi de comportement vérifiée (notamment mécanismes volumique et déviatoire) ;
- problèmes bidimensionnels ou tridimensionnels (expansions cylindrique et sphérique sous pression uniforme). La vérification doit également concerner la troisième dimension. Pour cela, les solutions des problèmes d'expansion sont très utiles puisqu'ils sont à la fois des problèmes de révolution et de déformation

plane. Pour un même problème, on peut ainsi tester quatre modélisations différentes de l'expansion (figure 4.32). Là encore, il est nécessaire de disposer d'un logiciel d'intégration des équations différentielles pour disposer de la solution. Des logiciels de type différences finies sont bien adaptés à ce type de résolution, même pour des lois complexes.

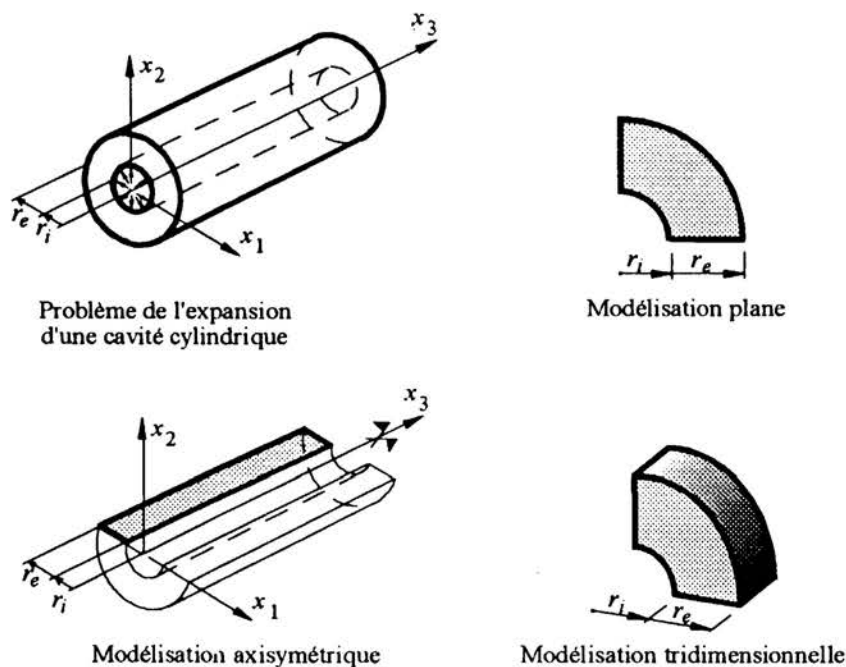


Fig. 4.32. Modélisations de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un massif de sol.

Ces tests restent toutefois très théoriques et ne font intervenir que des sollicitations uniaxiales, unidimensionnelles ou triaxiales. Dans la mesure du possible, il faut les compléter par des tests de type « ouvrages » afin de tester des états de contraintes plus compliqués, véritablement tridimensionnels. Dans cette catégorie de tests, les plus simples concernent les fondations superficielles, pour lesquelles plusieurs problèmes de charge limite ont été résolus de manière exacte en déformation plane ou de révolution. Ces solutions sont connues pour le critère de Mohr-Coulomb ou de Tresca. Des modélisations par éléments finis de type déplacements permettent de retrouver ces solutions (voir par exemple : Mestat, 1994) et de vérifier le bon fonctionnement de ces critères à proximité de la rupture du massif de sol.

En revanche, pour une loi de comportement avancée (par exemple de type élastoplastique avec écrouissage), on ne peut plus procéder ainsi car il n'existe aucune solution de ce type. La vérification entraîne donc une démarche particulière. Une procédure originale a ainsi été proposée (Mestat et al., 1995). Il s'agit de prendre comme référence un calcul réalisé avec le critère de plasticité parfaite associé à la loi vérifiée (par exemple : critère de Drucker-Prager, de Lade ou de Matsuoka-Nakai, pour les plus connus). L'intérêt est alors d'utiliser une programmation vérifiée pour effectuer ce calcul : à savoir celle de l'élastoplasticité parfaite. Si le critère considéré n'est pas programmé, il est très facile de l'introduire en lieu et place du critère de Drucker-Prager par exemple. On peut aussi naturellement écrire un sous-programme spécial. Ensuite, on procède par étapes en activant, dans des calculs successifs, les différentes composantes du modèle (élasticité non linéaire, élastoplasticité sans écrouissage, puis élastoplasticité avec écrouissage). Pour des chargements monotones croissants, les courbes de charge-tassement données par les lois avec écrouissage et par la loi de référence (élastoplasticité sans écrouissage) doivent toutes tendre vers la même limite pour les grandes déformations. La figure 4.33 illustre cette propriété, qui permet de vérifier la cohérence du modèle et son bon fonctionnement dans un cas de sollicitations non triviales.

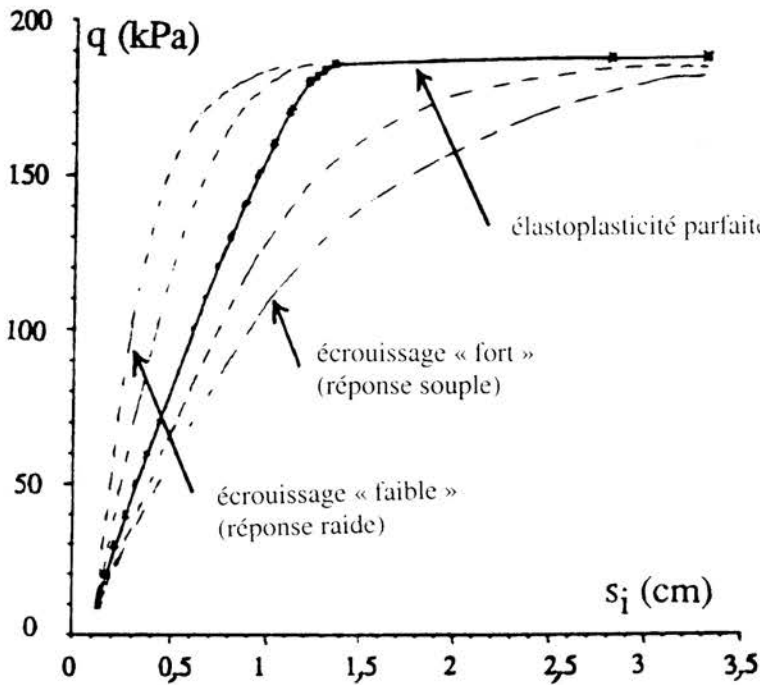


Fig. 4.33 Vérification par des calculs successifs de la programmation d'une loi de comportement avancée et comparaison avec un calcul en élastoplasticité parfaite.

Il est impossible d'aller plus loin dans la vérification sans aborder la validation de la loi elle-même par une comparaison avec des mesures sur un ouvrage réel ou sur un modèle centrifugé et toutes les difficultés inhérentes à ce type d'étude.

Enfin, dans cette démarche de vérification, il conviendra de ne pas oublier de contrôler que les méthodes de résolution globale (processus itératifs) et les types de chargement possibles (notamment des chargements de type excavation ou remblaiement) sont bien compatibles avec la loi programmée.

4.8. De l'intérêt des expérimentations pour la justification des modèles

L'un des principaux enseignements des expérimentations et des confrontations calculs-expériences est qu'elles aident à dégager des critères de justification des modèles et permettre d'apprendre à mieux modéliser les ouvrages. En effet, l'effort accompli pour réaliser des calculs prévisionnels ou pour caler un modèle conduit à

- réfléchir sur le mode de fonctionnement prédominant de l'ouvrage et de son environnement (interaction sol-structures, effet de l'eau, fluage, etc.) ;
- savoir simplifier à bon escient, choisir les bonnes hypothèses de calcul (types d'analyse, lois de comportement, paramètres) et maîtriser son logiciel.

La définition de ces critères pour un type d'ouvrages doit être facilitée par les études de synthèse réalisées sur le comportement observé et modélisé d'un grand nombre d'ouvrages. Par exemple, dans le cas des remblais sur sol compressible, cinq critères de validation ont pu être établis (d'après Magnan, 1986) :

- lors de la construction, la pression interstitielle croît d'abord moins vite, puis à peu près aussi vite que la charge appliquée par le remblai, et elle augmente plus vite que la charge au voisinage de la rupture ;
- la distribution des déplacements horizontaux du sol sous les talus des remblais garde une forme constante au cours du temps ;
- le déplacement horizontal maximal sous le pied du talus augmente proportionnellement au tassement de l'axe du remblai, avec un coefficient de proportionnalité d'abord faible, puis voisin de 1 pendant la construction, puis de nouveau faible après la fin de la construction ;
- les déplacements horizontaux évoluent vers l'extérieur du remblai ;
- du point de vue quantitatif, les mouvements autour des ouvrages peuvent être comparés aux ordres de grandeur observés couramment et aux formules empiriques établies sous certaines conditions.

Ces critères, joints au contrôle de la pertinence des concepts fondamentaux du modèle (milieux continus, élastoplasticité, consolidation, etc.), peuvent servir de base pour la justification des modèles. Des critères similaires existent pour les ouvrages souterrains, les soutènements ou les fondations. Ils ont été présentés dans le troisième livre de la collection AFPC-Emploi des éléments finis en Génie Civil. Ces critères, ajoutés aux divers contrôles et vérifications évoqués dans la section suivante, devraient permettre de conclure à la « validité » d'un modèle d'ouvrage en conditions de projet.

4.9. Conseils pour le contrôle des résultats en conditions de projet

Malgré tous les efforts déployés, la modélisation d'un problème ne peut être unique tant les hypothèses sont nombreuses pour l'élaborer. L'utilisateur a sa propre conception de la réalité géotechnique et le modèle d'éléments finis en constitue une traduction approchée. La validité d'un modèle sera donc toujours relative. Le seul contrôle pertinent serait une comparaison avec des mesures, mais en conditions de projet cela s'avère impossible. En revanche, on peut exercer une grande vigilance et effectuer des contrôles a posteriori dans les diverses étapes qui caractérisent la démarche de modélisation d'un ouvrage de géotechnique (figure 4.34).

Ainsi, une certaine validité des résultats peut être démontrée par l'utilisateur d'un logiciel s'il considère les aspects généraux suivants :

- la version du logiciel a été vérifiée. Outre les tests, l'utilisation quotidienne d'un logiciel sur plusieurs sites (comme c'est le cas pour CESAR-LCPC) constitue un formidable atout pour faire la chasse aux bogues et livrer aux clients un produit de qualité ;
- des calculs antérieurs ont démontré la capacité du code à simuler des ouvrages similaires (validation). Il est toutefois à noter que ce n'est pas parce qu'un modèle a donné d'excellents résultats sur un site, qu'il donnera d'aussi bons résultats sur un autre ;
- la justification des hypothèses est rigoureuse et les simplifications réalisées n'ont pas négligé les phénomènes physiques importants (frottement, écoulement, etc.) ;
- le maillage d'éléments finis élaboré est satisfaisant et conforme aux règles de l'art connues (dimensions, densité et type des éléments, etc.). Les dimensions du maillage sont suffisantes pour décrire correctement les mécanismes de déformation. En particulier, il faut vérifier que, loin de l'application des sollicitations, l'état des contraintes initiales est très peu perturbé ;
- la satisfaction des tests de convergence (locaux et globaux), le bon déroulement du processus itératif (pas de variations erratiques, mais une décroissance régulière des quantités caractérisant la convergence) et, pour des problèmes d'évolution, la stabilité du schéma de résolution au cours du temps ;
- les résultats sont cohérents avec les hypothèses de départ et le type d'analyse effectué (par exemple, une compression entraîne un tassement, une traction un soulèvement ou toute excavation a tendance à se refermer, etc.) ;
- le respect des conditions aux limites imposées et des conditions de symétrie ;
- la continuité des déplacements, des vecteurs-contraintes, des réactions et de certaines composantes des tenseurs des contraintes et des déformations. En particulier, les contraintes normales doivent être quasiment nulles sur un bord libre, ou négligeables devant la contrainte maximale pour le modèle ;
- l'ordre de grandeur des résultats est conforme aux mesures connues sur des ouvrages similaires ;
- certains résultats sont en accord avec les résultats d'autres méthodes de calcul (les méthodes traditionnelles fournissent souvent des informations

complémentaires très utiles pour vérifier des résultats ponctuels d'une modélisation sophistiquée) ;

- le comportement aux interfaces sol-structures (justification des décollements, calcul du frottement latéral, vérification du critère de Coulomb, etc.) ;
- l'estimation a posteriori des erreurs de calcul ;
- l'analyse des concentrations de contraintes ;
- la vérification de la carte des critères de plasticité sur l'ensemble du maillage et de l'ordre de grandeur des déformations plastiques par rapport aux déformations totales observées à la rupture dans les essais triaxiaux.

La plupart de ces vérifications essentielles se font aujourd'hui à l'aide des post-processeurs, qui sont devenus des outils efficaces pour représenter les résultats sous diverses formes (carte d'isovaleurs, courbes de variation, coupes, animation, etc.). Leur vitesse d'exécution a fortement augmenté, rendant par là-même leur utilisation plus commode.

Enfin, comme malgré toutes les vérifications effectuées, on ne peut garantir l'absence d'erreurs, les résultats d'un calcul par éléments finis doivent être examinés avec rigueur et soumis à l'avis de géotechniciens avertis. De ce point de vue, il est également primordial qu'au cours de sa vérification, l'utilisateur examine bien l'ensemble des résultats numériques produits. Pour illustrer avec force ce propos, B. Simpson a donné l'exemple suivant (cité par Crilly, 1997) : l'analyse de la distribution de la pression des terres derrière un mur de soutènement peut indiquer des erreurs qu'une analyse du champ de déplacements ou des moments fléchissants ne saurait pas mettre en évidence. Il existe donc des vérifications spécifiques par types d'ouvrage.

Il ne faut pas oublier non plus que les vérifications ne sont pas tout. Pour passer de résultats vérifiés à des résultats valables, la *justification* du modèle proposé est essentielle. C'est à cette dernière condition que les résultats numériques pourront être exploités avec confiance et utilisés à bon escient dans le dimensionnement du projet. La question n'est pas de connaître le degré d'exactitude des valeurs numériques obtenues, mais d'estimer le réalisme de la modélisation élaborée. À cet égard, le tableau 4.22 résume très succinctement un point de vue sur l'état actuel de nos connaissances et des possibilités de modélisation pour les principaux types d'ouvrages de géotechnique.

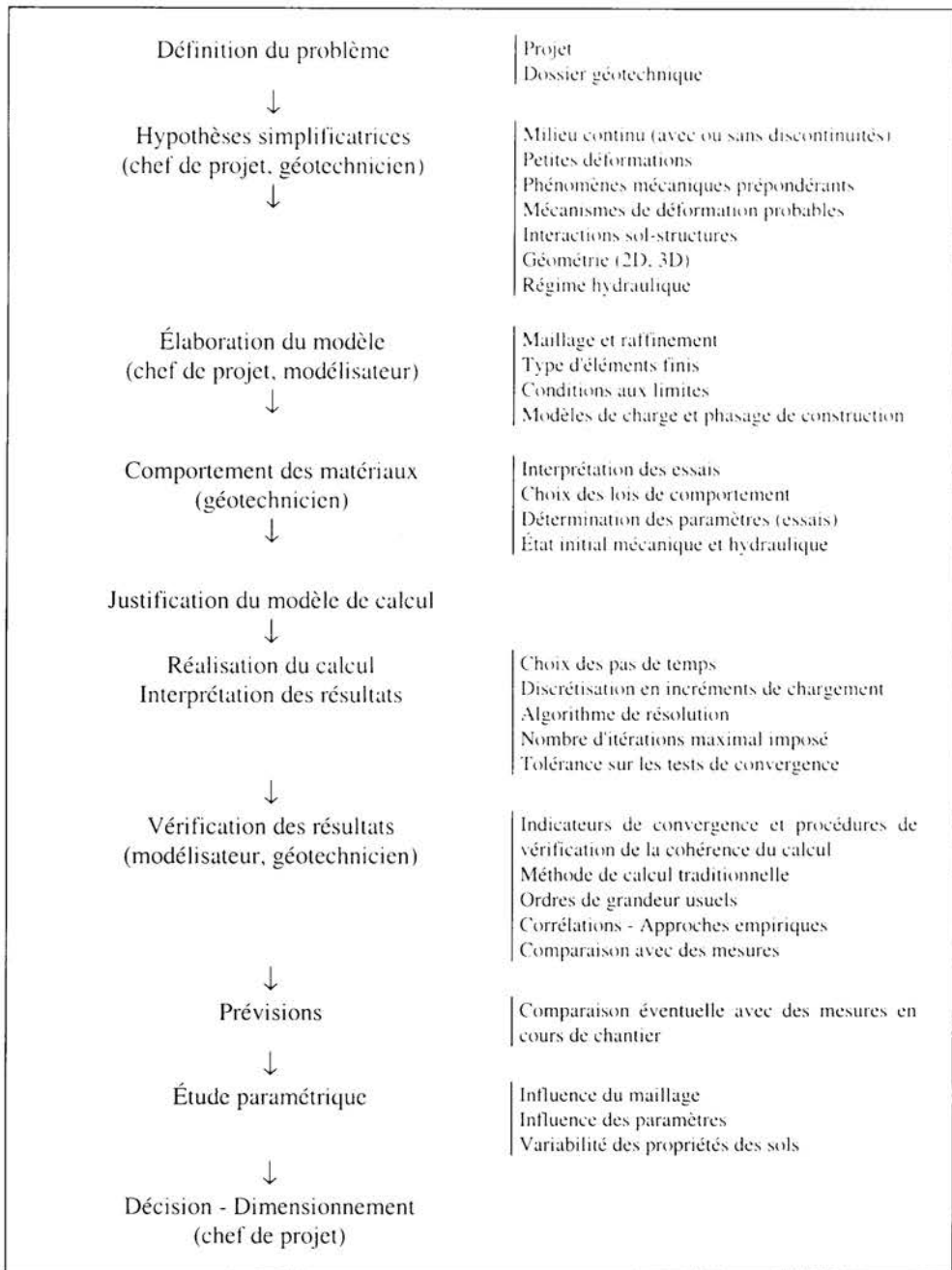


Fig. 4.34. Schéma de principe de la modélisation d'un ouvrage de géotechnique par la méthode des éléments finis de type déplacements.

Tableau 4.22 - Point de vue sur la modélisation des ouvrages géotechniques.

Ouvrage	Type de modélisation	Degré de confiance dans les résultats
Fondations superficielles	<ul style="list-style-type: none"> - structures supportées et fondation, sans le sol - fondation et sols, sans les structures supportées - fondation, sols et structures supportées 	Les résultats des modélisations sont le plus souvent satisfaisants. Les calculs par éléments finis sont réalisés pour des fondations d'ouvrages exceptionnels. Toutefois, le problème de la présence d'eau dans les sols (saturation) reste encore imparfaitement traité.
Fondations profondes	<ul style="list-style-type: none"> - structure isolée en interaction avec le sol - groupes de structures en interaction avec le sol - éventuellement, phasage des travaux 	Les modélisations sont relativement satisfaisantes pour un pieu isolé, mais encore incertaines pour des groupes de pieux et de structures (ouvrages exceptionnels). Les incertitudes proviennent des lois de comportement des sols et des interfaces, de la présence d'eau et des approximations liées à l'installation des pieux.
Ouvrages souterrains	<ul style="list-style-type: none"> - phasage des travaux (excavations) - interactions avec le revêtement, entre galeries proches - renforcements divers - aspect tridimensionnel (effet du front de taille, intersection de galeries) 	Les modélisations conduisent globalement à des résultats satisfaisants. Les calculs d'ouvrages souterrains par éléments finis sont rentrés dans la pratique courante des bureaux d'études. Toutefois, le problème de la présence d'eau et d'un écoulement autour d'un tunnel n'est pas encore résolu de manière très satisfaisante et les propriétés mécaniques des sols et roches sont mal connues.
Remblais	<ul style="list-style-type: none"> - remblaiement par couches - consolidation des sols - renforcement du remblai ou du sol de fondation par des géotextiles - interaction avec d'autres structures (élargissement de remblais, ouvrages voisins) 	De nombreuses validations ont été effectuées sur des sites de sols mous avec des lois de comportement relativement complexes (élasto-visco-plastiques). Les résultats sont satisfaisants tant en déplacements qu'en pressions interstitielles. Néanmoins, les calculs par éléments finis ne sont réalisés que dans le cas de projets exceptionnels.
Renforcement des sols par des inclusions	<ul style="list-style-type: none"> - interactions sol-inclusions - phasage des travaux selon la technique de construction ; par exemple, remblaiement (ouvrage en Terre Armée) et excavation (clouage d'un sol) 	Il y a encore un manque de validation tant au niveau des interactions locales que de la modélisation globale. En particulier, il semble nécessaire de réaliser les calculs en trois dimensions et non plus avec des approches en déformation plane. Malgré cela, la qualité des modèles est encore très faible.
Ouvrages de soutènement	<ul style="list-style-type: none"> - phasage des travaux (excavations) - interactions sol-écran - interactions sol-tirant - interactions entre un rideau, la tête et le corps d'ancrage 	Des validations prometteuses ont été réalisées, mais des recherches sont nécessaires pour que les ingénieurs appliquent plus couramment la méthode des éléments finis au dimensionnement des soutènements. Là encore, la modélisation de l'écoulement de l'eau dans les sols demeure un vaste problème.

4.10. Conclusions et perspectives

Même s'il est impossible de garantir l'absence d'erreurs dans un logiciel, l'utilisateur est en droit de connaître les procédures mises en place pour la réalisation des développements d'un logiciel, leur vérification et leur validation par rapport aux principaux types d'ouvrage du génie civil (fondations, ouvrages souterrains, remblais, barrages, massifs renforcés). Les travaux entrepris dans ce sujet avaient pour objectifs de clarifier ces procédures pour les modules de résolution de CESAR-LCPC dédiés à la géotechnique, de les appliquer aux développements réalisés dans le code-source et de procéder à des validations sur ouvrages.

Les modélisations du rideau expérimental de Hochstetten et des fondations de Labenne menées dans le thème montrent que les calculs prévisionnels sont encore délicats à mener et que la confrontation avec les mesures in situ est incontournable pour la validation des modèles d'ouvrages. Ces études confirment également l'importance de considérer à la fois des essais de laboratoire (rupture) et des essais in situ (déformabilité) pour estimer des paramètres qui donneront des résultats acceptables. De telles études systématiques d'ouvrages par les LPC (expérimentations et calculs) combinées avec la constitution de bases de données bibliographiques devraient permettre à terme de proposer des critères objectifs (voire quantitatifs) pour la vérification des calculs par éléments finis en conditions de projet.

La transmission des connaissances acquises au cours de ces confrontations calculs-expériences est donc aussi un enjeu important pour l'Assurance Qualité des calculs par éléments finis et pour une bonne pratique de la modélisation. Les documents de validation d'un logiciel sont aussi essentiels que le mode d'emploi car ils peuvent, notamment, servir à *justifier* les modélisations réalisées vis-à-vis d'organismes de contrôle ou d'autres bureaux d'études.

Enfin, le domaine couvert par la modélisation en géotechnique étant très vaste, il reste des travaux conséquents à réaliser sur la validation des modèles d'ouvrages, notamment dans le domaine de l'interaction sol-structures (lois d'interface).

4.11. Liste des productions et références bibliographiques

Les productions liées au sujet concernent essentiellement :

- des documents de validation et de vérification pour le logiciel CESAR-LCPC ;
- des cas-tests et une bibliothèque de jeux de données pour le module de résolution MCNL ;
- deux bases de données sur la confrontation calculs-expérimentations dans le domaine des ouvrages souterrains et des remblais sur sols compressibles.

Le tableau 4.23. confronte les productions attendues (c'est-à-dire citées dans le cahier des charges) et les productions réalisées. La dernière colonne regroupe les productions attendues mais non réalisées. Une liste détaillée des publications est fournie ci-après.

Tableau 4.23. - Bilan des productions du quatrième sujet de recherche du Thème

Productions attendues	Productions réalisées à la fin du thème en 1997	Productions prévues mais non réalisées à la clôture
Validation des logiciels (et de CESAR-LCPC en particulier)	Dossiers de cas-tests pour la validation des modules de résolution de CESAR-LCPC. 2 conférences (ENPC, AFPC-GEO) sur les problèmes liés à la validation et à la vérification des résultats. 3 communications à des congrès. Logiciel ANALY, nouvelle version.	Le rapport ERLPC sur la validation de CESAR-LCPC (volume 2) et celui sur le module CSNL ont été abandonnés et remplacés par trois chapitres du troisième livre de la collection AFPC (Mestat et Prat, 1999).
Validation par comparaison avec des mesures sur ouvrages	Modélisation du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten. Thèse d'Arafati et article BLPC. Modélisation des fondations de Labenne. Bases de données bibliographiques sur les ouvrages souterrains et les remblais.	Simulations du comportement des fondations de Labenne à l'aide de la loi de Nova (version 1982).
Conseils et recommandations	Rapport général pour le Comité Technique Européen (ERTC 7) de la Société Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique. Livres AFPC (cf. chapitre 3).	

Références bibliographiques des productions liées au sujet

Articles dans des revues ou dans des livres :

Mestat Ph. (1997) Recommandations pour la vérification des modèles d'éléments finis en géotechnique. *Pôle d'expertise sur les éléments finis. Sous-groupe de l'AFGC - Qualité des calculs par éléments finis* (livre à paraître aux éditions Hermès).

Communications à des congrès internationaux :

Brioist J.J., Humbert P., Mestat Ph. (1995) Some remarks on the validation of finite element codes in geotechnics, *Numerical Models in Geomechanics - NUMOG V*, Pande et Pietruszczak éditeurs, Balkema, Rotterdam, pp. 681-686.

Communications à des colloques, des journées d'étude ou de formation continue :

Mestat Ph. (1997) Critères de validation des modèles d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique. *Colloque EC'97 : comparaison entre résultats expérimentaux et résultats de calcul*, Strasbourg, 22-23 mai 1997, vol. 1, pp. 63-70.

Mestat Ph. (1996) Validation d'un code de calcul par éléments finis : la démarche de l'équipe CESAR-LCPC, *Journées d'études ENPC*, Paris, 29-30 mai 1996.

Comptes-rendus de recherche :

Mestat Ph. (1995) *Synthèse des tests de validation effectués pour le module de résolution MCNL de CESAR-LCPC*, Rapport interne, LC MSRGI, 10 p.

Humbert P. (1996) *Dossier de validation pour le module de résolution MCNL de CESAR-LCPC*, rapport interne, service MPI.

Humbert P. (1996) *Dossier de validation pour les modules de résolution CSNL et MPNL de CESAR-LCPC*, rapport interne, service MPI.

Logiciel :

Ph. Mestat (1996) *ANALY* - Logiciel de calcul de solutions analytiques.

Thèse :

Arafati N. (1996) *Contribution à la modélisation des massifs de sol en déchargement*, thèse de doctorat de l'ENPC, 232 p..

Rapport général :

Mestat Ph. (1997) *Practical applications of modelling and numerical methods in geotechnical engineering*. Rapport pour le Comité Technique Européen n° 7 de la SIMSGE : Numerical Methods in geotechnical Engineering, 50 p.

Organisation de colloques, de journées d'études ou de formation continue :

Mestat Ph., Prat M. (1997) Maîtrise de la qualité des modèles en éléments finis. *Symposium AFPC-AFREM-réseau GEO*, Aussois, 27 novembre 1997.

Magnan J.-P., Mestat Ph., Guilloux A. (1996) Éléments finis et géotechnique. *Journées d'Etudes de l'ENPC*, Paris, 29-30 mai 1996.

Bases de données :

Mestat Ph. (1997) *Base de données bibliographiques - Modélisation des ouvrages souterrains. Comparaison entre comportements observés et résultats de calcul par éléments finis* (version 1.0, développée sous WORD).

Mestat Ph. (1998) *Base de données bibliographiques - Modélisation des remblais sur sols compressibles. Comparaison entre comportements observés et résultats de calcul par éléments finis* (version 1.0, développée sous WORD).

CHAPITRE 5

RÉFLEXION SUR LE PRÉLÈVEMENT DES SOLS ET LES ESSAIS EN PLACE

RÉSUMÉ. Ce sujet avait pour objet de réfléchir au développement de nouvelles techniques de prélèvement des sols en place et d'imaginer un nouvel essai in situ capable de fournir des paramètres de calcul (déformabilité et résistance pour les lois de comportement).

5.1. Introduction

Les premières études approfondies sur le prélèvement des sols datent des années 1940 et ont été réalisées par Hvorslev et les principales recommandations formulées à cette époque sont toujours valables, bien que parfois ignorées. Dans les années 1960, les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont étudié et réalisé des carottiers dédiés aux prélèvements d'échantillons non remaniés de sols mous. Ce sont les carottiers à piston stationnaire ou CPS, construits au CECP d'Angers. Au début des années 1970, une « validation » de ces matériels a mis en évidence des zones remaniées dans les échantillons (4 à 5 diamètres en haut du prélèvement, 1 à 2 diamètres en bas du prélèvement). Les pratiques actuelles des laboratoires proviennent de ces constatations.

Dans le cadre du thème « Caractérisation des sols suivant les modèles élastoplastiques et visqueux » (1992-1994), une étude bibliographique a fourni une base d'informations sur les recommandations, les réglementations et les solutions techniques disponibles pour les prélèvements intacts des sols. Ce travail a été utilisé lors de la rédaction de la norme expérimentale XP P 94-202 « Prélèvement des sols et des roches » (Décembre 1995). Cette norme introduit des classes de prélèvement de matériau en fonction des informations que le géotechnicien souhaite obtenir à partir des prélèvements. Dans la continuité de ce travail, un stage de DEA (1994) a fait un bilan des critères de remaniement des échantillons de sols fins ; l'objectif étant de fournir des échantillons le moins remaniés possible afin de mesurer, au laboratoire, les caractéristiques mécaniques et hydrauliques de ces sols. Ces critères permettent d'évaluer les performances des matériels et d'envisager une amélioration de la qualité des prélèvements.

Pour les essais en place, les années 1960 et 1970 correspondent au grand développement du pressiomètre Ménard. Cet essai continue à être très largement utilisé. Les années 1970 ont vu l'apparition et le développement du pressiomètre autoforeur. L'outil d'autoforage a été doté de divers modules : pressiomètre pour sol mou, pressiomètre pour sol raide, module de mesure de la perméabilité, module de

mesure de la pression des terres. Depuis une dizaine d'années, aucun développement n'a été fait, en France, sur ce matériel. Son emploi reste confidentiel.

5.2. Prélèvement et remaniement

5.2.1. Rappel des techniques de prélèvement

a) Les outils de prélèvement

La gamme des outils de prélèvement est assez étendue :

- prélèvement de blocs à la main ;
- boîte de prélèvement ;
- carottiers poinçonneurs (carottier à paroi mince sans étui intérieur, carottier à paroi mince avec étui intérieur, carottier à piston stationnaire, carottier à paroi épaisse) ;
- carottiers rotatifs (carottier simple, carottier double, carottier triple, carottier double ou triple à trousse dépassante) ;
- outils désagrégateurs (tarières, carottiers à soupape, bennes preneuses, tricônes, etc.).

Sur le chantier ou sur les coupes de sondages, il n'est pas toujours aisé, pour une personne non avertie, de retrouver le type d'outil utilisé car l'appellation employée correspond souvent au nom commercial de l'outil (par exemple : carottier Mazier pour carottier triple à trousse dépassante).

b) Les procédés de forage

La liste suivante résume les diverses méthodes de forage pour les prélèvements de sol :

- puits, tranchées, fouille et galerie ;
- forage manuel ;
- forage par poinçonnement (soit par pression, soit par percussion ou battage) ;
- forage par rotation (avec ou sans injection de fluide).

c) Les classes de prélèvement de matériau

Le tableau 5.1. résume, pour les cinq classes de sols retenues, les principaux paramètres mesurables sur les échantillons.

Tableau 5.1. Paramètres mesurables sur les échantillons.

Classe	Principaux paramètres mesurables	
	Caractéristiques de nature	Caractéristiques d'état
1	D, w_L , w_P , e_{max} , e_{min} , ρ_s , c_{MO} , C_c , C_s , Z^+	Z^+ , e, w_{nat} , ρ_d , RQD, I_D , k, τ_f (ϕ' , c' , ϕ_u , c_u), E, R_c , σ'_p , ρ_d , c_v
2	D, w_L , w_P , e_{max} , e_{min} , ρ_s , c_{MO} , Z^+	Z^+ , e, w_{nat} , ρ_d , RQD, I_D , k
3	D, w_L , w_P , e_{max} , e_{min} , ρ_s , c_{MO} , Z^U	Z^+ , w_{nat} ,
4	D, w_L , w_P , e_{max} , e_{min} , ρ_s , c_{MO} , Z^U	Z^U
5	Prélèvement incomplet : Z^-	

(où D représente la granularité ; c_{MO} , la teneur en matière organique ; Z, la description stratigraphique de l'échantillon).

d) Les procédures de prélèvement

En fonction du matériau à prélever et de la classe de prélèvement souhaitée, la norme XP P 94-202 fournit les recommandations pour le choix des outils et des procédés de prélèvement. Ainsi, pour un sol fin mou, le carottier à piston stationnaire est recommandé si le géotechnicien souhaite un prélèvement de classe 1 ; la norme précise les diamètres autorisés, l'élançement des échantillons, les vitesses de fonçage. Pour un sable propre, la norme indique que la classe 1 d'échantillon ne peut pas être obtenue.

5.2.2. Critères de remaniement des échantillons

Une des difficultés de l'évaluation de la qualité d'un prélèvement provient du fait que le degré de remaniement ne peut être obtenu qu'au laboratoire après avoir effectué certains essais pour lesquels les échantillons ont été prélevés. Ainsi, ce ne peut être qu'in fine que le géotechnicien apprécie la qualité du prélèvement à travers les résultats d'essais réalisés. Les déformations mesurées lors des essais fournissent alors la principale appréciation du remaniement.

Pour les cisaillements à l'appareil triaxial, la déformation volumique de consolidation sous la contrainte en place ne doit pas excéder 4% pour les sols normalement consolidés ou faiblement surconsolidés et 2% pour les sols fortement surconsolidés. Lors du cisaillement, la déformation à la rupture ne doit pas excéder 1 à 4%.

Pour la compressibilité à l'œdomètre le rapport C_c sur C_s doit être supérieur à 10 . La déformation volumique sous les contraintes effectives en place ne doit pas excéder 4% pour les argiles molles. La parallèle à la courbe de déchargement, tracée à partir du premier point de la courbe œdométrique, doit recouper la partie initiale de la courbe expérimentale.

5.3. Modélisation du fonçage d'un carottier

De l'état en place dans le terrain à l'état d'éprouvette au laboratoire dans la cellule d'essai, un échantillon de sol subit diverses sollicitations, qui peuvent induire un certain remaniement qui se traduira par des caractéristiques mesurées différentes des caractéristiques en place. Les grandes étapes de ce cheminement entre le sol en place et le sol dans la cellule d'essai sont :

- le fonçage du carottier et la pénétration du sol dans l'étui ;
- le stockage de l'échantillon dans le conteneur à la surface du terrain, puis au laboratoire ;
- la préparation de l'éprouvette dans la cellule d'essai à partir de l'échantillon sur la paillasse du laboratoire.

Comme la voie purement expérimentale nécessite des essais nombreux et donc très coûteux, il est raisonnable de vouloir faire appel aux modèles numériques pour mieux connaître l'action des carottiers et pour optimiser ces outils. En effet, la modélisation numérique du fonçage d'un carottier permettrait d'obtenir le chemin des déformations et le chemin des contraintes du sol lors de l'étape du prélèvement. Le remaniement subi par le sol pourrait être évalué pour divers carottiers. On pourrait ainsi optimiser les paramètres géométriques des outils de carottage. Dans cette perspective, une étude de faisabilité a été réalisée en 1995. La réflexion a commencé par une étude bibliographique concernant les modèles capables de simuler le prélèvement. Ceux-ci doivent a priori pouvoir décrire les grandes déformations, les grands glissements, les grands frottements et les problèmes de consolidation des sols. Les difficultés théoriques et numériques sont donc très importantes. Même en dehors de tout couplage entre la mécanique et l'hydraulique, cette étude a montré qu'il n'existait pas actuellement de logiciels capables de réaliser de tels calculs, mis à part ceux développés pour l'interpénétration de solides ou le formage des matériaux. Malheureusement, ces logiciels très particuliers ne possèdent pas de lois de comportement adaptées aux sols. Après plusieurs contacts et compte tenu de l'état d'avancement du module de résolution en grandes déformations de CESAR-LCPC, les difficultés de la modélisation ont conduit à suspendre cette démarche. Ce programme pourrait être repris dans le futur à l'aide d'outils performants.

5.4. Mise à jour des carottiers CPS

La rédaction de la norme XP P 94-202 « Prélèvement des sols et des roches » a mis en évidence la nécessité de mettre à niveau les carottiers LPC à piston stationnaire (leur indice de surface n'étant plus conforme). Sur les trois diamètres de carottier disponibles, le plus petit (\varnothing 63 mm) a été supprimé du catalogue. Pour les deux autres diamètres (\varnothing 80 mm et \varnothing 100 mm), les modifications engagées consistent essentiellement à réduire l'épaisseur du carottier. Parallèlement à la mise à niveau de ces deux carottiers, un nouveau carottier à piston stationnaire de diamètre 100 mm mais sans étui (le tube carottier sert d'étui pour le transport et le stockage) a été réalisé. Cette solution conduit à un carottier à paroi très mince. Le tube de forage servant d'étui

procure une bonne protection de l'échantillon pendant le transport et le stockage ; ce tube est réutilisé dans la plupart des cas.

Ces matériels avec leurs accessoires ont été livrés en 1997 et les essais sur terrain ont eu lieu à la fin de 1997 et au début de 1998. Actuellement, ces outils ne sont pas complètement opérationnels, des améliorations sont à apporter en particulier sur la qualité des étuis des deux carottiers Ø 80 mm et Ø 100 mm.

5.5. Remise en service du carottier « Laval » Ø 200

Les progrès réalisés dans les années 1970 sur les lois de comportement des argiles molles (cf. « Remblais sur argiles molles » de Leroueil, Magnan et Tavenas de 1985) ont été possibles grâce à la grande qualité des prélèvements de sol. Des outils spécifiques ont d'ailleurs été élaborés pour les prélèvements nécessaires à ces recherches. Ce sont le carottier Ø 200 mm mis au point à l'université Laval et le carottier Ø 300 mm mis au point à l'université de Sherbrooke. Une copie du carottier Laval, réalisée au CCEP de Rouen, a été utilisée dans le réseau des LPC pendant les années 1980. Ce matériel était basé au LRPC de Toulouse mais, ce laboratoire n'ayant plus d'équipe de sondage pour le mettre en œuvre, ce carottier a été transféré au LRPC de Rouen et une équipe du LRPC de Rouen a été formée pour le mettre en œuvre, avec l'aide du LRPC de Toulouse. Ce transfert a été effectué au début de 1998 et le matériel, après deux semaines d'essai sur le site de Cran, est maintenant opérationnel. Ce carottier fournit d'excellents prélèvements d'argiles molles ; il serait intéressant de connaître ses limites pour le prélèvement de sols fermes pour fournir des échantillons de qualité à l'appareil à cylindre creux (cf. chapitre 1).

5.6. Essais en place

Les difficultés liées au prélèvement d'échantillons de sol non remanié conduisent à essayer de tester les sols directement en place. L'essai le plus simple, où les contraintes appliquées sur l'éprouvette sont homogènes et qui permet d'obtenir directement des paramètres de comportement, est l'essai de type triaxial. Cet essai pourrait-il être réalisé en place, par exemple en découpant une éprouvette au fond d'un forage ? La réflexion dans ce domaine reste à engager.

5.7. Conclusions et perspectives

Ce sujet de recherche n'a pas été très mobilisateur, le responsable du sujet étant resté le seul intervenant. Cependant le bilan n'est pas négligeable. Quelques observations utiles pour l'avenir peuvent être formulées :

- le prélèvement d'un sol de classe 1 (sol non-remanié, dit intact) est une opération délicate que le géotechnicien responsable d'une étude ou d'une recherche ne doit pas négliger. Les moyens à mettre en œuvre doivent être en accord avec le niveau d'information qu'il souhaite obtenir à partir des échantillons :

- pour les études courantes, les recommandations de la norme XP P 94-202 sont un minimum qui doit être respecté. Cependant cette norme ne définit pas toutes les opérations. Dans certains cas, elle doit être complétée par des modes opératoires précisant la méthodologie à mettre en œuvre ;
- les prélèvements, comme les essais en place, ne peuvent être que liés à des objectifs bien identifiés. La plupart des développements dans ces domaines doivent partir de ces objectifs. Ainsi, les futures recherches sur le prélèvement des sols et sur les essais en place doivent être initialisées et programmées dans le cadre de besoins spécifiques ;
- l'emploi du pressiomètre autoforeur devrait être réactivé. Il est un des rares outils permettant d'approcher directement les modules réels des sols (cf. par exemple les problèmes exposés lors des simulations des fondations de Labenne au chapitre 4). Pour ce faire, deux actions sont à engager : d'une part, transmettre le savoir-faire pour la mise en œuvre de ces matériels (ceci est à entreprendre rapidement si l'on veut profiter des acquis des années 1970) et, d'autre part, programmer une nouvelle étude du matériel, pour examiner si de nouvelles technologies ne permettraient pas de simplifier le matériel et d'augmenter son efficacité.

5.8. Liste des productions et références bibliographiques

Aucune production spécifique liée au sujet ne figurait dans le cahier des charges du thème. Cependant, la production réalisée se résume à :

- une étude de la faisabilité de la modélisation numérique du fonçage d'un carottier ;
- la mise à niveau des carottiers LPC à piston stationnaire ;
- la réalisation d'un nouveau carottier à piston stationnaire à paroi très mince sans étui ;
- le transfert de compétence concernant l'emploi du carottier Laval Ø 200 mm.

De plus, le responsable du sujet devrait publier en l'an 2000, dans le Bulletin des LPC, un article sur le prélèvement des sols précisant les moyens à mettre en œuvre pour réduire le remaniement.

Une thèse, soutenue en 1999, résume les observations faites sur la mise à niveau des carottiers CPS et sur le carottier Laval (Bat A. *Incidence des procédures de prélèvement et des procédures d'essais sur les paramètres des sols mesurés en laboratoire*).

Références bibliographiques des productions liées au sujet de recherche

Rey T. (1995) *Modélisation numérique du fonçage d'un carottier - Etude de faisabilité*, mémoire de DEA, LRPC de Rouen, 78 pages.

CONCLUSIONS GÉNÉRALES

De 1995 à 1997, d'importants travaux de rhéologie des sols, de modélisation par éléments finis et de validation de modèles ont été réalisés dans le cadre du thème de recherche des LPC « *Rhéologie et modélisation des sols sous sollicitations monotones et cycliques* ». Les résultats obtenus sont le fruit d'une étroite collaboration entre la section de Rhéologie et de Modélisation des Sols, la section des Modèles Numériques du LCPC, les laboratoires de Mécanique des Sols des LRPC de Rouen et d'Aix-en-Provence et le CERMES.

Dans le domaine des *essais de laboratoire*, de nombreuses données expérimentales, utiles pour les calculs d'ouvrage, ont été accumulées sur des argiles et des marnes naturelles (LRPC Aix-en-Provence) ainsi que sur des sables (LRPC Rouen et Aix-en-Provence, CERMES). Les essais ont concerné aussi bien des sollicitations statiques monotones que des sollicitations cycliques. L'interprétation des résultats a permis de mieux appréhender le comportement de ces matériaux et d'envisager leur modélisation à l'aide de lois de comportement élaborées pour d'autres types de sol.

Pour les *sols fins*, il a été montré que le concept de courbe d'état limite (mis en évidence pour les argiles molles) est également valable pour les matériaux plus raides étudiés (certaines argiles et marnes) et que ces matériaux peuvent être décrits par une loi de comportement élastoplastique anisotrope. Malheureusement, les sols fins naturels se caractérisent aussi par une grande variabilité de leurs propriétés mécaniques et physiques sur un même site, et par la difficulté du prélèvement et de leur expérimentation. Même si les essais réalisés au cours du thème forment une base de données très conséquente, celle-ci s'avère encore insuffisante pour caractériser de manière détaillée toutes les nuances de sols rencontrées sur un site. Ainsi, il n'a pas été possible de tirer parti du nombre d'éprouvettes testées en laboratoire pour analyser, discuter et critiquer les procédures d'essais mises en oeuvre, prélèvement compris. Des progrès significatifs devront être encore faits pour améliorer ces procédures.

Plusieurs types de *sables* ont été étudiés en laboratoire et soumis à des chemins de contraintes traditionnels ou originaux. Cependant, malgré le fait de travailler sur un matériau fabriqué ou reconstitué en laboratoire (après prélèvement) et a priori plus facile à manipuler qu'un sol fin naturel, beaucoup de problèmes pratiques subsistent encore. On peut citer l'homogénéité des échantillons, l'obtention de la densité souhaitée, les effets de structure, la saturation de l'échantillon, la mise en contact du piston au début de l'essai, la localisation des déformations, etc. Les améliorations à venir concernent à la fois les procédures et les matériels. Le développement par le CERMES, au cours du thème, d'un pluviateur avec diffuseur et son utilisation pour la confection des éprouvettes devraient fortement améliorer la qualité des essais triaxiaux en termes d'homogénéité des éprouvettes et de contrôle a priori de la densité souhaitée.

L'accroissement de nos connaissances sur le comportement des sols passe aussi par le développement de nouveaux appareils d'essai mécanique. En particulier, les essais traditionnels ne sont pas adaptés pour analyser l'influence de la rotation des contraintes sur le comportement des sols. Cette rotation se produit dans la plupart des massifs de sol soumis à des chargements, entraîne des variations dans les chemins de contraintes subis par le sol et peut donc avoir des conséquences importantes sur la déformabilité et la stabilité d'un massif en interaction avec un ouvrage. Pour mener à bien cette analyse, la construction d'une Presse Triaxiale pour Cylindre Creux (appelée PTCC) a débuté au milieu des années 1980 et s'est achevée au cours du thème. Le CECP d'Angers a réalisé ce prototype qui est aujourd'hui installé au laboratoire de Mécanique des Sols du LCPC (Paris). La première expérimentation devrait débuter au cours de l'année 2000 avec pour objectifs l'étude de l'anisotropie des sols naturels et de l'influence de la rotation des contraintes sur le comportement des sols.

La *modélisation* des essais de laboratoire sur *sables* a essentiellement concerné les *sollicitations monotones* (LC RMS) ou cycliques (CERMES). Pour les sollicitations monotones, la raison principale est que l'on disposait de deux expérimentations en vraie grandeur réalisées dans des massifs sableux de grande épaisseur : le rideau de palplanches de Hochstetten (Allemagne) et les essais de fondations superficielles de Labenne (site des LPC). L'intérêt était donc de modéliser le fonctionnement de ces ouvrages, de confronter les résultats des calculs aux mesures et de fonder la validation de deux lois de comportement programmées dans CESAR-LCPC : une loi élastoplastique parfaite (Mohr-Coulomb) et une loi élastoplastique avec écrouissage (Nova, version 1982). Pour modéliser ces ouvrages, il a fallu au préalable caractériser le comportement des sables en place. Cela a nécessité un travail théorique pour déterminer les paramètres de la loi de Nova à partir des résultats disponibles. Cela a été l'occasion de perfectionner la méthodologie de détermination des paramètres élaborée dans le thème de recherche précédent « Caractérisation du comportement des sols à l'aide de modèles élastoplastiques et visqueux » (1990-1993).

En ce qui concerne les *sollicitations cycliques* sur les *sables*, la modélisation a concerné uniquement des résultats d'essais de laboratoire. L'utilisation de modèles du type élastoplasticité généralisée ou « bounding surface » a permis de rendre compte de manière relativement simple (en peu de paramètres) de l'accumulation des irréversibilités lors des sollicitations appliquées. Ces modèles constituent une alternative intéressante à d'autres modèles plus complexes. Même si l'ensemble des données récoltées est important, il reste encore de nombreuses recherches à mener sur la caractérisation du comportement des sables, à la fois au niveau expérimental et au niveau des concepts et de la modélisation théorique. En particulier, il faudra s'attacher à identifier les facteurs influant sur la valeur des paramètres des modèles et à considérer les problèmes d'interactions sols-structures, qui n'ont pas été abordés de manière expérimentale au cours du thème. L'enjeu est d'importance car le domaine des chargements cycliques (quasi-statiques ou dynamiques) recouvre une large gamme d'applications essentielles comme, par exemple, les problèmes liés au risque sismique.

Plusieurs *modélisations numériques* d'ouvrages ont donc été menées au cours du thème : l'une concerne un rideau de palplanches expérimental à Hochstetten (Allemagne) et les autres, une série de fondations superficielles expérimentées sur un site des LPC (Labenne, près de Bayonne). La modélisation du rideau a consisté à simuler différentes phases d'excavation et de surcharges en surface, puis une phase finale qui a mené l'ouvrage à la rupture (déchargement du dispositif de soutènement). Les modélisations de fondations ont représenté un chargement vertical centré, appliqué sur des plaques d'acier posées en surface ou au fond d'une fouille creusée à différentes profondeurs. Ces essais ont également été menés jusqu'à la rupture du massif de sable.

La confrontation des calculs aux mesures a montré que la loi de Mohr-Coulomb (critère de plasticité de Mohr-Coulomb, écoulement plastique non associé et élasticité linéaire et isotrope) permet de décrire, d'une manière relativement satisfaisante, les tassements mesurés autour de ces ouvrages.

Dans le cas du rideau de palplanches, l'utilisation du modèle de Nova (version 1982) a également conduit à une simulation satisfaisante de la réalité. Certains aspects ont toutefois été moins bien modélisés que d'autres : en particulier, les déplacements verticaux derrière le rideau. Le modèle numérique pourrait donc être amélioré de deux manières : d'une part, en caractérisant correctement la loi d'interface (ce qui n'a pu être fait pendant le thème ; faute d'essais d'interaction sols-structures, on a dû se contenter de faire des hypothèses classiques sur le frottement) et, d'autre part, en améliorant la réponse du modèle aux faibles contraintes (pour ainsi mieux décrire les mouvements en surface derrière le soutènement).

Ces études ont confirmé l'importance de considérer à la fois des essais de laboratoire (rupture, essais triaxiaux) et des essais *in situ* (déformabilité, essai pressiométrique) pour estimer les paramètres qui donneront des résultats acceptables. La réalisation des essais *in situ* est délicate et le remaniement du sol qu'ils provoquent a une grande influence sur les courbes d'essai dont on déduit les paramètres. Pour réduire ces perturbations, l'emploi du *pressiomètre autoforeur* devrait être réactivé. Il est l'un des rares outils permettant d'approcher directement les modules réels des sols sans trop les perturber. Pour ce faire, deux actions devraient être engagées : d'une part, organiser la transmission du savoir-faire acquis dans les années 1970 et, d'autre part, programmer une nouvelle étude du matériel, pour examiner si de nouvelles technologies ne permettraient pas de simplifier cet appareil et d'augmenter son efficacité.

Malgré les difficultés de réalisation et parfois d'interprétation, la confrontation calculs-mesures sur ouvrage est le seul moyen pertinent de prouver la capacité de prévisions d'un modèle numérique, d'apprécier ses limitations et d'estimer les incertitudes sur les résultats. Il est donc nécessaire de poursuivre ces *validations* et de considérer d'autres types d'ouvrages et de sols. C'est dans l'accumulation d'analyses systématiques d'ouvrages (expérimentations et calculs) et la constitution de bases de données que l'on peut espérer capitaliser le savoir-faire en modélisation par éléments finis. Cette capitalisation devrait permettre à terme de proposer des critères objectifs pour la

réalisation des modèles d'ouvrages et la vérification des résultats de calculs en conditions de projet. Il faut aller vers une meilleure maîtrise des techniques de modélisation et une plus grande sûreté des calculs.

Dans cet ordre d'idées, une première synthèse des connaissances en matière de modélisation des ouvrages a été réalisée par le groupe de travail *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil*. Cela a abouti à une série de trois livres, soit près de 2500 pages, sans équivalent en langue française ou même en langue anglaise. Plusieurs personnes impliquées dans ce thème de recherche ont fortement collaboré à ces livres en les supervisant et en rédigeant plusieurs chapitres dans le domaine de la géotechnique. Ce travail se poursuivra dans les années à venir avec la publication de livres d'exemples et d'exercices et l'ouverture d'un grand chantier au sein de l'AFGC, celui de la *qualité* des calculs par éléments finis.

Les confrontations calculs-mesures ont également conduit à des perfectionnements des lois de comportement des sols et à des développements algorithmiques dans le progiciel CESAR-LCPC. Par exemple, des traitements spécifiques ont été mis en place pour le modèle de Nova (gestion des tractions, initialisation de l'érouissage, etc.).

Le domaine couvert par la modélisation en géotechnique étant très vaste, il reste bien évidemment des travaux conséquents à réaliser, notamment dans le domaine de l'interaction sol-structures (lois d'interface). Les recherches abordées dans ce thème (rhéologie des sols, validation et développements de CESAR-LCPC) constituent donc des actions à long terme. De nombreux travaux ont été accomplis en trois ans, mais il reste encore beaucoup à faire pour améliorer les techniques, les procédures, les méthodes et les modèles. La plupart de ces recherches seront d'ailleurs approfondies, ou élargies à d'autres types d'ouvrages et de sols, dans plusieurs axes de recherche de la Commission Technique des LPC « Mécanique des Sols et des Roches »:

- prélèvements et essais de laboratoire (sables, sols fins, utilisation de la Presse Triaxiale pour Cylindre Creux, essais en place) ;
- méthodes générales de calcul en géotechnique (développement et validation de CESAR-LCPC pour les modules de calcul traitant des problèmes de sols) ;
- les axes consacrés aux fondations, tunnels, soutènements, remblais et sols renforcés ;

et dans trois nouveaux thèmes de recherche en géotechnique, consacrés :

- aux sols gonflants ;
- aux sols grossiers ;
- et aux essais en place.

Principales productions du thème de recherche

Sujet 1 – Caractérisation du comportement des sols fins

- base de données d'essais de laboratoire sur des sols fins ;
- synthèses sur le comportement des sols fins naturels et séries d'essais en conditions monotones et cycliques ;
- presse triaxiale pour éprouvette cylindrique creuse ;
- logiciel de présentation, de dépouillement et de stockage des résultats d'essais de laboratoire ;
- publications.

Sujet 2 – Caractérisation du comportement des sables

- base de données d'essais de laboratoire sur des sables ;
- séries d'essais en conditions monotones et cycliques ;
- validation de modèles de comportement par des simulations d'essais ;
- dispositif de pluviation ;
- nouvelle version du logiciel de simulation des essais triaxiaux ;
- thèse réalisée au CERMES ;
- publications.

Sujet 3 – Développement et valorisation de CESAR-LCPC en géotechnique

- trois livres de recommandations concernant la modélisation des ouvrages par éléments finis ;
- nouvelles lois de comportement et algorithmes améliorés dans le progiciel CESAR-LCPC ;
- compléments dans la documentation du progiciel CESAR-LCPC ;
- publications.

Sujet 4 – Validation de CESAR-LCPC en géotechnique

- dossier de cas-tests pour la validation de CESAR-LCPC en géotechnique ;
- validation du module de calcul MCNL (Mécanique en Comportement Non Linéaire) de CESAR-LCPC sur plusieurs exemples d'ouvrages instrumentés : un rideau de palplanches (Hochstetten, Allemagne) et des fondations superficielles (Labenne, France) ;
- thèse au LCPC ;
- deux bases de données bibliographiques sur les confrontations « calculs par éléments finis – mesures » dans le domaine des remblais et des tunnels ;
- publications.

Sujet 5 – Réflexion sur le prélèvement des sols et les essais en place

- thèse au LRPC de Rouen ;
- mise à niveau des carottiers LPC à piston stationnaire ;
- réalisation d'un nouveau carottier à piston stationnaire et à paroi très mince sans étui.

Références bibliographiques

- AFNOR (1990) *Guide de validation des progiciels de calcul des structures*. Collection « Afnor Technique », Paris, 362 pages.
- Akou Y. (1995) *Étude expérimentale et modélisation de l'élargissement des remblais sur sols compressibles*. Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 258 pages.
- André S. (1996) *Étude du comportement cyclique d'un sable à l'appareil triaxial*. Mémoire de DEA, CERMES/ENPC, 50 pages.
- Antao A., Magnan J.-P., Leca E., Mestat Ph., Humbert P. (1997) Finite element method and limit analysis for geotechnical design, *Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VI*, 2-4 juillet 1997, Montréal, éditions Balkema, pp. 433-438.
- Arafati N. (1996) *Contribution à la modélisation des massifs de sol en déchargement*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 232 pages.
- Atwa M. (1996) *Calcul des tassements de consolidation engendrés par le creusement de tunnels dans des argiles*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 475 pages.
- Azizi F., Josseume H. (1988) *Loi de comportement des sols raides - Détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de Romainville*. Rapport des Laboratoires. Série Géotechnique, Mécanique des Sols, Science de la Terre, GT 33, 118 pages.
- Bahda F. (1997) *Étude du comportement mécanique d'un sable à l'appareil triaxial : expérimentation et modélisation*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 246 pages.
- Bahda F., Saïtta A., Canou J., Dupla J.C. (1995) Modelling of initial and induced anisotropy in sand, *Numerical Models in Geomechanics - NUMOG V*. Pande et Pietruszczak éditeurs, Balkema, Rotterdam, pp. 125-131.
- Bahda F., Canou J., Saïtta A. (1996) Critical shear amplitude and liquefaction in cyclic loading. *11th World Conf. on Earthquake Engineering*, Acapulco.
- Benhamed N., Canou J., Dupla J.C. (1999) Influence de l'état initial et des caractéristiques de chargement sur la stabilité du comportement non drainé d'un sable sous sollicitation cyclique. *12ème Conférence Européenne de Mécanique des sols et des Travaux de Fondation*, Amsterdam, vol. 2, pp. 687-690.
- Bescond B., Serratrice J.F. (1986) *Gonflement des marnes - Présentation de quelques résultats expérimentaux*. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées d'Aix-en-Provence, F.A.E.R. 1.06.53.4.
- Bisch Ph., Mestat Ph., Prat M. (1995) Les échelles de modélisation. Chapitre 4 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 85-121, Éditions Hermès, 776 page.
- Blivet J.-C., Gestin F. (1997) *Sable de Fontainebleau - Essais Ko*, rapport n° 9, LR de Rouen, 100 pages.
- Blivet J.-C., Gestin F. (1997) *Sable de Fontainebleau - Essais de poussée et de butée*, rapport n° 10, LR de Rouen, 18 pages.
- Brioist J.J., Mestat Ph. (1995) Les compositions de structures. Chapitre 14 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 497-537, Éditions Hermès, 776 pages.
- Brioist J.J., Humbert P., Mestat Ph. (1995) Some remarks on the validation of finite element codes in geotechnics, *Numerical Models in Geomechanics - NUMOG V*, Pande et Pietruszczak éditeurs, Balkema, Rotterdam, pp. 681-686.
- Camapum de Carvalho J., Crispel J.-J., Mieussens C., Nardone A. (1987) *La reconstitution des éprouvettes en laboratoire. Théorie et pratique opératoire*. Rapport de recherche des LPC, n°145, 54 pages.

- Canépa Y. (1990) *Catalogue des essais de chargement de fondations superficielles réalisés sur sites par les LPC (1978-1990)*. LREP de Melun, FAER 1.17.02.0.
- Canépa Y., Depresles D. (1990) *Essais de chargement de semelles établies sur une couche de sable en place. Station expérimentale de Labenne. Influence des conditions d'exécution*. Laboratoire Régional de l'Est Parisien. FAER 1.17.02.9., 62 pages.
- Canou J. (1989) *Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction d'un sable*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 337 pages.
- Commission Internationale des Grands Barrages (1994) Logiciels de calcul des barrages. Validation. Réflexions et propositions. *Bulletin 94*, 128 pages.
- Chambon P., Corté J.F. (1991) *Étude sur modèles réduits centrifugés. Application aux tunnels à faible profondeur en terrain meuble pulvérulent*. Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série géotechnique, GT 48, 163 pages.
- Combarieu O. (1996) Estimation rapide de l'angle de frottement d'un sol granulaire au pressiomètre. Note d'information technique. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 203, pp. 121-123.
- Combarieu O. (1996) A propos de la détermination de l'angle de frottement des sols pulvérulents au pressiomètre. *Revue Française de Géotechnique*, n° 77, pp. 121-123.
- Combarieu O. (1996) *Caractérisation du comportement des sables - Essais en place*, LR de Rouen.
- Crilly M. (1993) Confirmation service. Report on the BGS meeting "Validation of geotechnical software for design". *Ground Engineering*, november, pp. 19-23.
- Dafalias Y.F., Herrmann L.R. (1982) Bounding surface formulation of soil plasticity. *Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads*, Pande et Zienkiewicz (eds), John Wiley & Sons, pp. 253-282.
- Davanne L., Godart B., Mestat Ph., Prat M., Wamba Rosso S. (1997) Modélisation des ouvrages en maçonnerie. Chapitre 12 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Calcul des ouvrages généraux de construction*, pp. 495-571, Éditions Hermès, 768 pages.
- Degny E., Josseaume H. (1991) *Triaxial pour éprouvettes cylindriques creuses*. Cahier des charges. LCPC, division GMS1.
- Dubouchet A. (1992) Développement d'un pôle de calcul : CESAR-LCPC. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 178, pp. 77-84.
- Duncan J.M. (1994) The role of advanced constitutive relations in practical applications. *14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, New Delhi, vol. 5, pp. 31-48.
- Dupla, J.C. (1995) *Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 423 pages.
- Dupla J.C., Canou J. (1996) Analysis of cavity expansion test with application to liquefaction potential assessment. *11th World Conf. on Earthquake Engineering*, Acapulco.
- Dupla J.C., Canou J. (1997) Sollicitation pressiométrique cyclique et propriétés de liquéfaction d'un sable. *14ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation*, Hambourg, Balkema, vol. 1, pp. 473-476.
- Dupla J.C., Canou J., Normand P., Piffer L. (1995) Influence du trajet de chargement sur les caractéristiques de liquéfaction d'un sable. *11ème Conférence Européenne de Mécanique des sols et des Travaux de Fondation*, Copenhague, vol. 1, pp. 37-42.
- Félix B., Kenana A. (1983) Approche expérimentale du fluage en compression triaxiale de deux argiles intactes. *Revue Française de Géotechnique*, n° 24, pp. 65-75.

- Finn W.D. (1963) Boundary value problems of soil mechanics. *J. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, vol. 89, SM5, pp. 39-72.
- Flavigny E., Desrues J., Palayer B. (1990) Note technique : le sable d'Hostun RF. *Revue Française de Géotechnique*, n° 53, pp. 67-70.
- de Gennaro V. (1995) *Conditions d'initiation de la liquéfaction des sables sous chargement cyclique*. Mémoire de DEA, CERMES/ENPC, 44 pages.
- de Gennaro V., Canou J., Dupla J.C. (1996) Conditions of initiation of liquefaction of a loose sand under cyclic loading. *7th Australia-New-Zealand Conf. on Geomechanics*, Adelaïde, pp. 299-303.
- de Gennaro V., Canou J., Dupla J.C., Bahda F. (1996) Instabilité de structure d'un sable lâche. Influence du trajet de chargement. *Génie parasismique et aspects vibratoires dans le génie civil, 4ème Colloque National de l'AFPS*, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, 10-12 avril 1996, pp. 123-130.
- Gaudin B., Serratrice J.F. (1986) *Étude des propriétés rhéologiques d'une marne*. *Compte rendu de recherche*. Laboratoire Régional d'Aix-en-Provence.
- Gaudin B., Serratrice J.F. (1998) Étude en laboratoire du comportement mécanique d'une molasse. *The Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks*, Evangelista et Picarelli (eds), Balkema, vol. 1, pp. 173-182.
- Gestin F. (1989) *Fondations superficielles - Etudes expérimentales - Essais de laboratoire sur le sable de Labenne*. Laboratoire régional de Rouen, FAER 1.05.11.8.
- Gestin F., Blivet J.C. (1995) *Sable de Fontainebleau - Essais cycliques drainés à l'appareil triaxial*, Rapport n°8, LR de Rouen, 120 pages.
- Gestin F., Combarieu O., Gandon X. (1999) Influence de la construction de grands remblais routiers sur une voie ferrée existante. Calculs en éléments finis et constatations. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 222, pp. 31-40.
- Godart B., Mestat Ph., Ursat P. (1996) Étude des fondations de la cathédrale de Strasbourg : apport d'une modélisation numérique par éléments finis, *Colloque UNESCO - Innovation et technologie au service du patrimoine de l'humanité*, 24 juin 1996, 8 pages.
- Hieng O. (1991) *Loi de comportement d'une argile raide (détermination des paramètres géotechniques de l'argile des Flandres)*. Thèse de Doctorat de l'Université Paris 6, Paris, 261 pages.
- Hoek E. (1994) Strength of rock and rock masses. *International Soil Rock Mechanics News J.*, vol. 2, n° 2, pp. 4-16.
- Huder J., Amberg G. (1970) Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. *Schweizerische Bauzeitung*, n° 43, pp. 975-980.
- Humbert P. (1989) CESAR-LCPC, un code général de calcul par éléments finis. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 160, pp. 112-116.
- Humbert P., Mestat Ph. (1995) Modélisation tridimensionnelle de la fondation d'une centrale nucléaire, *XIème Congrès Européen de Mécanique des Sols et Travaux de Fondation*, Copenhague, mai 1995, vol. 6, pp. 63-68.
- Humbert P. (1996) *Dossier de validation pour le module de résolution MCNL de CESAR-LCPC*, rapport interne, service MPI.
- Humbert P. (1996) *Dossier de validation pour les modules de résolution CSNL et MPNL de CESAR-LCPC*, rapport interne, service MPI.
- Jonker F. (1995) Retaining facts. *Ground Engineering*, july-august, pp. 22-23.
- Josseume H., Azizi F. (1991) Détermination expérimentale de la courbe d'état limite d'une argile raide très plastique, l'argile verte du Sannoisien. *Revue Française de Géotechnique*, n° 54, pp. 13-25.

- Josseume H., Hieng O.I., Stempfelet J.P. (1991) Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 172, pp. 109-120.
- Josseume H., Delattre L., Mespoulhé L. (1997) Interprétation par le calcul aux coefficients de réaction du comportement du rideau de palplanches expérimental de Hochstetten. *Revue Française de Géotechnique*, n° 79, pp. 1-14.
- Josseume H. (1998) Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais, *Revue Française de Géotechnique*, n° 84, pp. 3-26.
- Kattan A. (1990) *Fluage et consolidation des sols saturés et quasi-saturés. Analyse numérique*. Thèse de Docteur-Ingénieur de l'ENPC.
- Kenana A. (1984) Étude expérimentale du comportement visco-élastique d'une argile molle à l'appareil triaxial. Thèse de Docteur-ingénieur, ENPC, Paris, 125 pages.
- Khemissa M. (1992) *Recherches expérimentales sur les propriétés mécaniques d'une argile molle naturelle*. Thèse de Doctorat de l'ENPC, Paris, 386 pages.
- Khemissa M., Magnan J.-P., Josseume H. (1993) *Étude des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour)*, Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série Géotechnique, n° GT 53, 204 pages.
- Lambe T. W. (1973) Prediction in soil engineering. *Géotechnique*, vol. 23, n° 2, pp. 149-202.
- Leca E., Mestat Ph. (1999) Modélisation des ouvrages souterrains. Chapitre 5 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 305-389, Éditions Hermès-Sciences, 944 pages.
- Ledoux J.-L. (1984) *Fondations superficielles : site expérimental de Labenne. Reconnaissance au pénétromètre et prélèvement au CPS*. Laboratoire régional de Bordeaux, FAER 1.05.26.4, 20 pages.
- Leroueil S., Magnan J.-P., Tavenas F. (1985) *Remblais sur argiles molles*. Édition Lavoisier, 342 pages.
- Litzer F., Marchal A. (1996) *Étude du comportement mécanique du sable de Fontainebleau sous cisaillement monotone*. Rapport de stage scientifique, CERMES/ENPC, 40 pages.
- Magnan J.-P., Shahanguian S., Josseume H. (1982) Étude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. *Revue Française de Géotechnique*, n° 20, pp. 13-19.
- Magnan J.-P. (1986) *Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC, n°141, 255 pages.
- Magnan J.-P., Mestat Ph. (1995) Caractérisation des sols. Chapitre 19 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 691-734, Éditions Hermès, 776 pages.
- Magnan J.-P., Mestat Ph. (1997) Lois de comportement et modélisation des sols. Article C218, *Techniques de l'Ingénieur*, novembre 1997, 24 pages.
- Magnan J.-P., Mestat Ph. (1997) Méthodes de calcul des déformations dans les ouvrages de géotechnique, *Journées d'études ENPC - Maîtrise des déformations des ouvrages de géotechnique*, 11-12 juin 1997, 30 pages.
- Magnan J.-P., Mestat Ph., Leca E., Humbert P. (1997) Expérimentations et modélisations au LCPC : 30 ans de comparaison entre comportements observés et calculés. *Colloque EC'97: comparaison entre résultats expérimentaux et résultats de calcul*, Strasbourg, 22-23 mai 1997, vol. 1, pp. 55-62.
- Magnan J.-P., Bescond B., Serratrice J.F. (1998) Déformabilité d'une marne chargée par des remblais. *The Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks*, Evangelista et Picarelli (eds), Balkema, pp. 659-667.

- Magnan J.P., Mestat Ph. (1999) Modélisation des ouvrages en terre. Chapitre 3 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 127-225, Éditions Hermès-Sciences, 944 pages.
- Meftah K., Magnan J.-P. (1988) *Anisotropie de la résistance, de la déformabilité et de la perméabilité des sols. État des connaissances*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport des laboratoires, série Géotechnique n° GT 31, 101 pages.
- Mestat Ph. (1989a) *Recherche de solutions analytiques pour les modèles de Nova dans un but de validation numérique. Programmes CESAR-LCPC et LOIS version 1*. LCPC, Division MSF, FAER 1.05.10.9., 110 pages.
- Mestat Ph. (1989b) *Recherche de solutions analytiques pour le modèle de Vermeer dans un but de validation numérique. Programmes CESAR-LCPC et LOIS version 1*. LCPC, Division GMS1, FAER 1.05.10.8., 120 pages.
- Mestat Ph. (1989c) *Analyse des modèles de comportement de Nova*. LCPC, Division MSF, FAER 1.05.10.9., 66 pages.
- Mestat Ph., Degny E., Chambon P., Sekkate-Rhanou Z. (1990) *Détermination des paramètres du modèle de Nova à partir d'un essai triaxial*, 25ème colloque du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble, pp. 173-184.
- Mestat Ph. (1990a) *Méthodologie de détermination des paramètres des lois de comportement des sols à partir d'essais triaxiaux conventionnels*. LCPC, Division GMS1, FAER 1.16.21.0., 194 pages.
- Mestat Ph. (1990b) *Simulation numérique du comportement de fondations superficielles (modèles réduits en centrifugeuse). Bilan de la participation au GRECO 1988-1990*. LCPC, Division GMS1, FAER 1.16.21.0., 128 pages.
- Mestat Ph. (1991) *Simulation numérique du comportement des sols en sollicitation homogène. Logiciel LOIS-LCPC, version n° 3*. Octobre 1991, LCPC, division GMS.
- Mestat Ph. (1992a) *Caractérisation du comportement du sable de Labenne. Détermination des paramètres des lois de Nova et de Vermeer à partir d'essais de laboratoire*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, rapport interne, thème GEO 7.
- Mestat Ph. (1992b) *Programmation des lois de comportement mécanique dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC. Documentation de CESAR-LCPC*. LCPC, division MSF, 43 pages.
- Mestat Ph. (1993) *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation des ouvrages par la méthode des éléments finis*, ERLPC, série géotechnique, n° GT 52, mars 1993, 194 pages.
- Mestat Ph. (1994) *Validation du progiciel CESAR-LCPC en comportement mécanique non linéaire. Volume 1 : Fondations superficielles et tunnels*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ERLPC, série géotechnique, GT 58, 170 pages.
- Mestat Ph. (1995a) Les structures de massif. Chapitre 12 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 435-462, Éditions Hermès, 776 pages.
- Mestat Ph. (1995b) Caractérisation des massifs rocheux. Chapitre 18 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 661-689, Éditions Hermès, 776 pages.
- Mestat Ph. (1995c) *Synthèse des tests de validation effectués pour le module de résolution MCNL de CESAR-LCPC*, Rapport interne, LC MSRGI, 10 pages.
- Mestat Ph. (1996) Apports de la méthode des éléments finis à la pathologie des ouvrages de fondations, *1ère rencontre géotechnique des pays francophones africains*, 17-18 septembre, Marrakech, Maroc, 26 pages.

- Mestat Ph., Delattre Luc (1996) Modélisation des rempiètements de mur de quai, *Journée d'études Belgo-Française*, 20 septembre 1996, Bruxelles, 25 pages.
- Mestat Ph. (1997a) Note technique - Loi de Mohr-Coulomb, *Revue Française de Génie Civil*, vol. 1, n° 1, pp. 189-192.
- Mestat Ph. (1997b) Note technique - Loi de Drucker-Prager, *Revue Française de Génie Civil*, vol. 1, n° 2, pp. 367-371.
- Mestat Ph. (1997c) Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique - Conseils et recommandations, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 212, pp. 39-64.
- Mestat Ph. (1997d) Note technique - Lois élastoplastiques avec critère de type parabolique, *Revue Française de Génie Civil*, vol. 1, n° 3, pp. 585-589.
- Mestat Ph. (1997e) Critères de validation des modèles d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique. *Colloque EC'97 : comparaison entre résultats expérimentaux et résultats de calcul*, Strasbourg, 22-23 mai 1997, vol. 1, pp. 63-70.
- Mestat Ph. (1997f) *Practical applications of modelling and numerical methods in geotechnical engineering*. Rapport pour le Comité Technique Européen n° 7 de la SIMSGE : Numerical Methods in geotechnical Engineering, 50 pages.
- Mestat Ph. (1997g) *Base de données bibliographiques - Modélisation des ouvrages souterrains. Comparaison entre comportements observés et résultats de calcul par éléments finis* (version 1.0, développée sous WORD), LCPC, division MSRGI.
- Mestat Ph., Arafati N. (1997) Modélisation simplifiée du comportement des sols au déchargement, *XIVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hambourg, éditions Balkema, vol. 1, pp. 707-710.
- Mestat Ph., Prat M. (1997) Construction du problème discret. Chapitre 2 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Calcul des ouvrages généraux de construction*, pp. 73-106, Éditions Hermès, 768 pages.
- Mestat Ph. (1998a) Modèles d'éléments finis et problèmes de convergence en comportement non linéaire. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 214, pp. 45-60.
- Mestat Ph. (1998b) Etat de contraintes initiales dans les sols et calcul par éléments finis. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 215, pp. 15-32.
- Mestat Ph. (1998c) *Base de données bibliographiques - Modélisation des remblais sur sols compressibles. Comparaison entre comportements observés et résultats de calcul par éléments finis* (version 1.0, développée sous WORD), LCPC, division MSRGI.
- Mestat Ph., Arafati N. (1998) *Modélisation des sables avec la loi de Nova : détermination des paramètres et influence sur les simulations*. Rapport interne, LCPC, division MSRGI.
- Mestat Ph. (1999a) Modélisation des fondations superficielles. Chapitre 1 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 27-67, Éditions Hermès-Sciences, 944 pages.
- Mestat Ph. (1999b) Modélisation des fondations profondes. Chapitre 2 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 69-126, Éditions Hermès-Sciences, 944 pages.
- Mestat Ph. (1999c) Modélisation des ouvrages de soutènement. Chapitre 4 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 227-304, Éditions Hermès-Sciences, 944 pages.
- Mestat Ph., Humbert P. (1999) Modélisation des écoulements dans les sols. Chapitre 6 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : Ouvrages en interactions*, pp. 391-464, Éditions Hermès-Sciences, 944 pages.

- Mieussens C. (1993) *Détermination de la sensibilité des sols aux variations de teneur en eau en laboratoire. Essais à l'oedomètre sur les sols compactés*. Projet de méthode LPC. Rapport du LRPC de Toulouse.
- Mindlin R.D. (1940) Stress distribution around a tunnel. *Transactions ASCE*, vol. 105, pp. 1117-1140.
- Mouratidis A., Magnan J.P. (1983) *Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC n° 121, 128 pages.
- Mroz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C. (1978) An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading. *International Journal of Numerical Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 2, pp 203-222.
- Nova R. (1982) A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges, *International Workshop on Constitutive Behaviour of Soils*, Grenoble, pp. 289-309.
- Pastor M., Zienkiewicz O.C., Leung K.H. (1985) Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. II- Non associative models for sands. *International Journal of Numerical Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 9, pp. 477-498.
- Piyal M., Magnan J.-P. (1984) *Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé*. Rapport de recherche LPC n°131, 108 pages
- Poulos H.G., Davis E.H. (1974) *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. John Wiley Inc, 412 pages.
- Prat M., Langeoire M., Mestat Ph. (1995) Conditions de chargement. Chapitre 8 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 277-321, Éditions Hermès, 776 pages.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Les phases du projet en génie civil. Chapitre 3 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 61-84, Éditions Hermès, 776 pages.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Examen des principaux éléments finis. Chapitre 5 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 163-208, Éditions Hermès, 776 pages.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Assemblage d'éléments finis. Chapitre 6 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 209-236, Éditions Hermès, 776 pages.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Conditions d'appuis et de liaisons. Chapitre 7 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 237-275, Éditions Hermès, 776 pages.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Caractérisation des métaux. Chapitre 15 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 541-586, Éditions Hermès, 776 pages.
- Prat M., Mestat Ph. (1995) Caractérisation des bétons et des pierres artificielles. Chapitre 16 in *AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil : La modélisation des ouvrages*, pp. 587-627, Éditions Hermès, 776 pages.
- Reiffsteck Ph. (1998) Cahier de recette pour la presse triaxiale pour éprouvette cylindrique creuse. Rapport interne LCPC, division MSGI.
- Rey T. (1995) *Modélisation numérique du fonçage d'un carottier - Etude de faisabilité*, mémoire de DEA, LRPC de Rouen, 78 pages.
- Saitta, A. (1994) *Modélisation élastoplastique du comportement mécanique des sols. Application à la liquéfaction des sables et à la sollicitation d'expansion de cavité*. Thèse de doctorat de l'ENPC, 231 pages.

- Saïtta A., Canou J., Dormieux L. (1995) Generalized plasticity and cyclic pressuremeter test modelling. *3rd Conf. on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St-Louis, USA.
- Serratrice J.-F. (1987) *Comportement mécanique d'une marne en compression et en extension*. Rapport du LRPC d'Aix-en-Provence, GSC 06, FAER 1.06.53.3, 94 pages.
- Serratrice J.-F. (1992) *Étude du comportement de la marne verte de la galerie de Thiais*. Rapport du LRPC d'Aix-en-Provence, GSC 09, FAER 1.09.31.0, 116 pages.
- Serratrice J.-F. (1993a) *Comportement mécanique d'une argile et d'une craie compactées. Effet de l'imbibition*. Rapport 51-7428-43. LRPC d'Aix-en-Provence, 170 pages.
- Serratrice J.-F. (1993b) *Caractéristiques mécaniques des matériaux compactés en relation avec leur état physique*. Rapport 51-7428-43. LRPC d'Aix-en-Provence, 116 pages.
- Serratrice J.-F. (1994) *Comportement mécanique de la marne du plaisancien*. Rapport du LRPC d'Aix-en-Provence. Thème GEO 07. FAER 1.27.01.3, quatre tomes.
- Serratrice J.-F. (1995a) Comportement d'une argile compactée, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 200, pp. 13-23.
- Serratrice J.-F. (1995b) *Marnes altérées du toarcien. 1- Récapitulation des essais de laboratoire*, rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 108 pages.
- Serratrice J.-F. (1995c) *Marnes altérées du toarcien. 2 - Essais de laboratoire. Courbes d'essais*, rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 154 pages.
- Serratrice J.-F. (1996a) *Détermination des paramètres de résistance à partir d'essais de laboratoire (roche calcaire, marne homogène et marne fissurée)*, rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 70 pages.
- Serratrice J.-F. (1996b) *Comportement mécanique des argiles litées. Tome 1 : rapport*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 90 pages.
- Serratrice J.-F. (1996c) *Comportement mécanique des argiles litées. Tome 2 : essais de laboratoire (1988-1994) - Courbes expérimentales*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 240 pages.
- Serratrice J.-F. (1996d) *Comportement mécanique des argiles litées. Tome 3 : essais de laboratoire (1995) - Courbes expérimentales*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 160 pages.
- Serratrice J.-F. (1996e) *Comportement mécanique des argiles litées. Tome 4 : essais de laboratoire - Synthèse des données expérimentales*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 76 pages.
- Serratrice J.-F. (1996f) *Méthodes de mesure de perméabilité en laboratoire. Procédures, synthèse de résultats. Projet de norme X30P*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 72 pages.
- Serratrice J.-F., Soyez B. (1996g) Les essais de gonflement, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 204, pp. 65-85.
- Serratrice J.-F. (1997a) *Essais mécaniques et essais de sensibilité sur les sols compactés. Tome 1 : rapport*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 124 pages.
- Serratrice J.-F. (1997b) *Essais mécaniques et essais de sensibilité sur les sols compactés. Tome 2 : essais mécaniques*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 220 pages.
- Serratrice J.-F. (1997c) *Essais mécaniques et essais de sensibilité sur les sols compactés. Tome 3 : essais de sensibilité*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 206 pages.
- Serratrice J.-F. (1997d) *Essais mécaniques et essais de sensibilité sur les sols compactés. Tome 4 : récapitulation*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 118 pages.
- Serratrice J.-F. (1997e) *Essais triaxiaux cycliques sur des argiles naturelles. Tome 1 : rapport*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 92 pages.

- Serratrice J.-F. (1997f) *Essais triaxiaux cycliques sur des argiles naturelles. Tome 2 : courbes expérimentales*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 178 pages.
- Serratrice J.-F., Durville J.L. (1997g) Description des roches et des massifs rocheux, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 211, pp. 73-87.
- Serratrice J.-F. (1997h) *GES - un logiciel pour la gestion des résultats d'essais géotechniques sur échantillons prélevés en sondage*, rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 122 pages.
- Serratrice J.-F. (1997i) *Essais triaxiaux cycliques sur le sable de Rimmio*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 130 pages.
- Serratrice J.-F. (1997j) *Essais triaxiaux cycliques sur un sable naturel*. Rapport interne, LR d'Aix-en-Provence, 180 pages.
- Serratrice J.F. (1998) Caractéristiques mécaniques des marnes de l'Oligocène du bassin de Marseille. *The Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks*, Evangelista et Picarelli (eds), Balkema, vol. 1, pp. 301-310.
- Shahanguian S. (1980) *Détermination expérimentale de la courbe d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, Rapport de recherche LPC, n° 106, 74 pages.
- Shahrour I., Ghorbanbeigi S., von Wolffersdorff P.A. (1995) Comportement des rideaux de palplanche : expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques. *Revue Française de Géotechnique*, n° 71, pp. 39-47.
- Tadjbakhsh S., Frank R. (1985) *Etude par la méthode des éléments finis du comportement élastoplastique de sols dilatants. Application aux pieux sous charge axiale*. Rapport de recherche LPC, n° 135, 142 pages.
- Tavenas F., Leroueil S. (1977) Effects of stresses and time on yielding of clays. *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, vol. 1, pp. 319-326.
- Vermeer P. (1982) A five constant model unifying well established concepts, *International Workshop on Constitutive Behaviour of Soils*, Grenoble, Balkema, pp 175-197.
- von Wolffersdorff P.A. (1994) *Results of the field test and evaluation of the predictions and subsequent calculations*, *Workshop Sheet Pile Test Karlsruhe*, Delft University, Holland, october 1994.
- Wong K.S., Duncan J.M. (1974) *Hyperbolic stress-strain parameters for non linear finite element analyses of stresses and movements in soil masses*. Report n° TE-74-3, N.S.F., Dept. Civ. Eng. Inst. Transport and Traffic Eng., University of California, Berkeley.
- Youssef E., Mestat Ph. (1992) *Étude du comportement des sables sous sollicitations homogènes. Validation d'une méthodologie de détermination des paramètres pour les modèles de comportement de Nova et de Vermeer*. Rapport interne. Septembre 1991. Édition corrigée, juin 1992, LCPC, division GMS1.
- Zienkiewicz O.C., Leung K.H., Pastor M. (1985) Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. I- Basic model and its application. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 9, pp. 453-476.



Philippe Mestat

De la rhéologie des sols à la modélisation des ouvrages géotechniques

De 1995 à 1997, le thème de recherche des LPC " Rhéologie et modélisation des sols sous sollicitations monotones et cycliques " a couvert un ensemble d'actions qui intéressent la caractérisation du comportement des sols naturels ou compactés et la modélisation numérique des massifs de sol en interaction avec des ouvrages. L'objectif final est la prise en compte des modèles de comportement dans les calculs de mécanique des sols effectués dans le cadre des études de projets.

Les recherches du thème ont été subdivisées en cinq sujets :

- deux d'entre eux se rapportent à l'étude du comportement des sols fins (argiles, marnes naturelles et compactées) et des sables à partir d'essais de laboratoire, et à l'interprétation des données expérimentales en termes de lois de comportement, capables de décrire les principaux phénomènes observés ;
- deux autres sujets intéressent la modélisation numérique des ouvrages de géotechnique (développement du progiciel de calcul par éléments finis CESAR-LCPC en géotechnique, justification et validation des modèles, comparaison des résultats calculés avec des mesures sur ouvrages, conseils et recommandations pour la modélisation) ;
- un cinquième sujet a trait aux techniques de prélèvement intact des sols. Cette recherche est entreprise dans le but de définir les caractéristiques des équipements (outils de prélèvement, appareils d'essais) et les méthodes de prélèvement et d'essai les mieux adaptés à l'obtention de résultats expérimentaux représentatifs.

Les productions du thème sont constituées par des ensembles de résultats expérimentaux, des logiciels de conduite d'essais en laboratoire, des développements dans CESAR-LCPC, des articles et des livres, des recommandations pour l'utilisation des modèles numériques (principes de modélisation, détermination des paramètres, validation, analyse des résultats).

