HAL
open science

Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques

Mohammad Alhusein

To cite this version:

Mohammad Alhusein. Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2001. Français. NNT : . tel-00005992

HAL Id: tel-00005992

https://theses.hal.science/tel-00005992

Submitted on 30 Apr 2004

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THESE

présentée par

Mohammad AL HUSEIN

Ingénieur diplômé de l'Université d'Alep-Syrie

Pour obtenir le titre de DOCTEUR de

L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER – GRENOBLE I

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité : Mécanique

Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques

---

Date de soutenance : 23 Octobre 2001

Composition du jury

Président	M. BOULON	Professeur UJF – Grenoble I
Rapporteurs	P. YVES HICHER	Professeur A L 'Ecole Centrale de Nantes
	R. KASTNER	Professeur U.R.G.C. - Géotechnique- I.N.S.A. Lyon
Examinateurs	E. FLAVIGNY	Maître de Conférence UJF - Grenoble I

Thèse préparée au sein du Laboratoire Sols, Solides, Structures
UMR 5521 : U.J.F. – I.N.P.G. – C.N.R.S.,

INTRODUCTION

1 GÉNÉRALITÉS

La Mécanique des Sols et des Roches s'intéresse à l'étude des sols compressibles.

Car, les dépôts d'argiles molles recouvrent une grande partie de la terre. C'est donc tout naturellement qu'un effort de recherche important et continu a été déployé dans le monde pour résoudre les problèmes posés par la construction d'ouvrages sur ces sols.

En France, les recherches ont été liées au développement du réseau autoroutier, à partir des années 1960. Les laboratoires des Ponts et Chaussées ont été les principaux artisans de ces recherches, qui, dans un premier temps, ont porté sur la mise au point d'appareils d'auscultations des sols et des ouvrages, ainsi que sur le développement de méthodes de calcul de la stabilité et des déformations des sols sous les remblais, en utilisant principalement des observations sur ouvrages réels et des remblais expérimentaux réalisés dans le cadre de chantiers routiers. Ces premières recherches ont abouti à la publication, en 1971, d'un recueil de recommandations pour l'étude des remblais sur sols compressibles. Ce premier document a été actualisé en 1977 puis 1984, dans le cadre des activités de formation continue de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

A partir de 1970, il est apparu nécessaire d'intensifier les recherches en développant des expérimentations en site propre. Des approches semblables ont alors été développés au niveau international par le groupe de géotechnique de l'université Laval au Québec, par le Swedish Geotechnical Institute, etc.…

Les observations réalisées dans des conditions parfaitement contrôlées sur les sites de Cubzac-les-Ponts en France et de Saint-Alban au Québec ont rapidement conduit à des progrès importants dans la connaissance du comportement des sols et des fondations sur sols compressibles. A partir de 1975, dans le cadre d'une coopération technique franco- québécoise entre le Laboratoire central des Ponts et Chaussées et l'université Laval, un programme de recherches coordonnées a permis l'analyse systématique de l'ensemble des aspects du problème:

- étude expérimentale du comportement rhéologique des argiles molles,

- analyse détaillée des observations effectuées sur les sites expérimentaux de Cubzac-les-Ponts et Saint-Alban,

- compilation de nombreuses observation sur des ouvrages réels,

- mise au point de méthodes d'analyse numérique.

Toutes ces activités ont conduit, vers 1980, à la mise en forme d'une nouvelle méthodologie pour la conception des remblais sur argiles molles.

2 OBJET DE CETTE THÈSE

La recherche exposée dans cette thèse a pour objet l'étude du comportement différé des sols mous en confrontant les résultats obtenus par modélisation numérique aux expérimentations et observations sur site. Dans ce but nous avons notamment employé un modèle élasto-viscoplastique sur différents types d'ouvrages et différents sols fins.

Notre but est donc de valider ce modèle mathématique en montrant qu'il permet de prédire avec une fiabilité acceptable le comportement des sols fins, et en particulier des sols argileux fluants.

Il faut donc partir d'une base expérimentale assez vaste. Cela suppose une connaissance préalable de la structure fine des matériaux étudiés (composition minéralogique, microstructure,…) qui aide à interpréter les résultats d'essais de simulation.

L'étape suivante est la détermination des paramètres du modèle retenu à partir des données expérimentales.

Enfin, il reste à valider ce modèle en confrontant ses prédictions avec des résultats d'essais n'ayant pas servi à calculer ses paramètres.

Cette méthodologie conduit naturellement au plan de notre recherche dont un résumé est donné ci-après.

3 RÉSUMÉ DE LA RECHERCHE

Le chapitre I sera consacré à l'exposé des principales recherches menés sur l'interprétation du fluage (consolidation secondaire), dans le but d'estimer les déformations différées d'ouvrages. Nous donnerons un aperçu historique de ce phénomène et nous exposerons les méthodes proposées pour l'utilisation des résultats du fluage pour la construction en géotechnique.

On exposera tout d'abord une étude théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel, où l'on distingue différents comportement rhéologiques sous des niveaux de contrainte du cisaillement variables (faibles, moyens, et forts).

Ensuite, une étude détaillée de l'essai oedométrique et de la consolidation secondaire sera abordée ; cette étude montre l'influence de différents paramètres sur la compression secondaire. Puis, on présentera les résultats d'une étude expérimentale à l'oedomètre menée par Fodil et al, 1997, cette étude concerne le site du Flumet qui sera étudié en détail dans le chapitre VI.

Par la suite, on s'intéressera à l'essai de fluage triaxial, alors une présentation théorique de l'essai sera présentée, ainsi que quelques résultats expérimentaux (Fodil et al 1997), sur le site du Flumet, seront présentés.

Finalement, on citera en bref les essais de fluages in-situ : on s'intéressera particulièrement à l'essai pressiométrique.

Dans le dernier paragraphe, on présentera quelques exemples de site où la consolidation secondaire a été observée et analysée.

Le chapitre II se penchera sur les essais au pressiomètre, ainsi que les essais au Diflupress. L.D, essai pressiométrique de longue durée développé pour l'étude in-situ du fluage.

Le module pressiométrique est une des caractéristiques mécaniques les plus utilisées en France. L'objectif de ce chapitre est de rappeler la complexité de la notion de module de déformation, notamment en fonction de l'amplitude des déformations.

Au cours des trente dernières années, l'essai pressiométrique a largement modifié les pratiques de la mécanique des sols et des fondations .

C'est pour les études de fondations que son usage s'est le plus répandu, malgré le caractère semi-empirique des méthodes de calcul correspondantes.

Les essais pressiométriques réalisés in-situ permettent une évaluation précise des sols de fondation. L'interprétation de ces essais pour l'estimation des caractéristiques intrinsèque du comportement des sols est encore généralement un sujet ouvert comme en témoigne la littérature.

Tout d'abord, nous aborderons l'essai pressiométrique d'un point de vue théorique. Ensuite, on présentera l'essai au Diflupress L.D qui a été créé en 1988 par EDF pour l'étude du fluage. Cet appareil a été utilisé sur les sites de centrales nucléaires de St-Laurent-des-Eaux (Bufi, 1990) et Nogent-sur-Seine (Bufi, 1990) et sur le site d'aménagement hydraulique du Buëch (Bufi, 1991, Catel, 1993) ainsi que sur le site du Flumet (Catel et Jourjon, 1994).

On présente d'abord le principe de l'essai, ainsi que son exploitation sur les trois sites étudiés St-Laurent-des-Eaux, Nogent-sur-Seine, et le Buëch (Leidwanger, 1993).

Finalement, on présentera ensuite la détermination de la relation entre la caractéristique de l'essai de fluage et de la pression appliquée.

Quant au chapitre III, il sera consacré aux modèles du comportement, employés dans les simulations numériques.

Tout d'abord, on présentera une étude bibliographique des modèles les plus utilisés pour l'étude des sols compressibles ; ensuite, nous présenterons en bref quelques modèles avancés utilisés dans le code Plaxis tel que le HSM (Hard Soil Model) et le SSM (Soft Soil Model). Finalement, une étude détaillée sera présentée sur le modèle de fluage connu par SSCM (Soft Soil Creep Model).

Le chapitre IV, quant à lui, il sera consacré à la simulation de l'essai pressiométrique, dont nous étudierons la dépendance du module pressiométrique 'E_M' et la pression limite 'p_l' en fonction de:

- des différents paramètres intrinsèques du sol (module de Young E ou de cisaillement G, coefficient de Poisson ν, angle de frottement ϕ, angle de dilatance Ψ, C cohésion, coefficient de terre au repos K_0...).

- des caractéristiques géométriques de la sonde (diamètre, hauteur).

En connaissant des facteurs d'influence, on pourra alors à partir d'essais in situ au pressiomètre, déterminer les caractéristiques d'un sol sans avoir à effectuer un prélèvement de terrain et des essais en laboratoire. Cette démarche diminuerait les risques de modification de ces caractéristiques liées au prélèvement ainsi que le coût des études de sols.

Le chapitre V présentera la validation du modèle SSCM sur des essais homogènes de laboratoire (triaxial et oedomètre). Cette phase de validation sur des essais suivant de chemins de sollicitation simple est nécessaire d'une part car les données expérimentales d'essais sont disponibles dans les littératures et d'autre part car elle permet de déterminer un premier calage des paramètres de loi à employer dans les simulations ultérieures.

Cependant, dans le cas des argiles, cette démarche n'est pas aussi simple car il est très difficile d'obtenir des échantillons non remaniés à tester en laboratoire.

Le chapitre VI rassemble et analyse un grand nombre de résultats de simulation sur différents sols argileux : les différentes applications qui vont être abordées sont détaillées ci-dessous :

La première est la validation du modèle sur les essais de fluage couplé : deux argiles différentes seront étudiées, l'argile de Haney sous le nom de Haney clay (Liam Finn, 1973 ; Vaid et Campanella, 1977) et l'argile d'Osaka (Murayama et al, 1970).

La deuxième application sera faite sur des remblais expérimentaux de Cubzac-les-Ponts (Michali, 1994) : il s'agit d'une validation du modèle de fluage, et d'une comparaison entre ses prévisions et les résultats des mesures de tassements et de pressions interstitielles effectuées pendant plus de vingt ans sur ce site expérimental de remblai sur sol mou par les laboratoires des Ponts et Chaussées.

La troisième application utilisera les actions menées par l'EDF (Électricité De France) dans le cadre d'une étude de tassement du barrage de Flumet sur un site compressible à Saint-Pierre-d'Allevard ainsi que l'étude de tassement du radier de la centrale nucléaire de Saint-Laurent-des-Eaux. Ces actions avaient pour but de suivre les comportement du barrage et du radier. Elles décrivaient et analysaient les observations sur les sites.

Finalement, le chapitre VII tire les conclusions de travail et propose quelques pistes pour des développements futurs.

INTRODUCTION ..... **I**

1 GÉNÉRALITÉS ..... **I**

2 OBJET DE CETTE THÈSE ..... **I**

3 RÉSUMÉ DE LA RECHERCHE ..... **II**

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE I 1
COMPORTEMENT DIFFERE DES SOLS 1

1 AVANT PROPOS 3

2 ETUDE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE DU FLUAGE UNIDIMENSIONNEL DES SOLS ARGILEUX 5

2.1 CONSIDERATIONS THEORIQUES.....5

2.1.1 Le fluage des sols.....5

2.1.2 Quatre domaines de valeurs des niveaux de contrainte de cisaillement 7

2.1.2.a Le domaine des très faibles contraintes de cisaillement.....7

2.1.2.b Le domaine des faibles contraintes de cisaillement 7

2.1.2.c Le domaine des contraintes de cisaillement moyennes 8

2.1.2.d Le domaine des fortes contraintes de cisaillement.....8

2.1.3 Quatre niveaux de déformation et quatre phases de fluage 8

2.1.3.a Le niveau moléculaire de la déformation du sol.....8

2.1.3.b Le niveau des particules de la déformation du sol 9

2.1.3.c Le niveau structural de la déformation du sol 11

2.1.3.d La déformation du sol au niveau des agrégats.....11

3 ESSAI OEDOMETRIQUE ET CONSOLIDATION SECONDAIRE.....12

4 EFFET DE LA VITESSE SUR LA COMPRESSION UNIDIMENSIONNELLE 14

5 L'ESSAI OEDOMETRIQUE (FODIL ET AL, 1997) 22

6 ESSAI DE FLUAGE TRIAXIAL 26

6.1 CONDITIONS EXPERIMENTALES 26

6.2 ESSAI DE FLUAGE DEVIATOIRE.....26

6.3 INFLUENCE DE LA VITESSE DE DEFORMATION 29

7 ESSAIS DE FLUAGE IN-SITU.....30

8 CONSOLIDATION SECONDAIRE: OBSERVATION SUR SITES 31

8.1 OBSERVATIONS SUR SITES 32

8.2 PREVISION DES TASSEMENTS 34

8.2.1 Comparaisons entre mesures en laboratoire et mesures sur sites 34

8.2.2 Prévisions des tassements par différentes méthodes de calculs 37

9 REMARQUES DE CONCLUSION SUR LE FLUAGE 40

CHAPITRE II **42**
LES APPAREILS DE MESURE IN-SITU : PRESSIOMETRE & DIFLUPRESS **42**
1 INTRODUCTION **44**
2 LE PRESSIOMETRE ET LES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES **44**
2.1 DESCRIPTION ET PRINCIPE DE PRESSIOMETRE 44
2.1.1 Description *44*
2.1.2 Principe de mesure *45*
2.1.3 Présentation des résultats *46*
3 INTERPRETATION THEORIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE **47**
3.1 ETUDE DU MODULE PRESSIOMETRIQUE EM 47
3.2 LA PRESSION DE FLUAGE PF ET LA PRESSION LIMITE PL 48
4 DETERMINATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DES SOLS PULVERULENTS AU PRESSIOMETRE **48**
4.1 DETERMINATION DE LA PRESSION LIMITE CONVENTIONNELLE PL,C 49
5 L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE ET LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS **50**
5.1 ANALYSE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE EN ELASTOPLASTICITE 50
5.1.1 Elasticité linéaire et plasticité parfaite *51*
5.1.2 Elastoplasticité et dilatance *52*
5.1.2.a Relation entre Pl et φ lorsque (K0 >1/(1+sinφ)) 53
5.1.2.b Relation entre Pl et φ lorsque (K0 < 1/(1+sinφ)) 53
6 LE DIFLUPRESS L.D. **53**
6.1 L'ESSAI 54
6.1.1 L'appareillage *54*
6.1.2 Le mode opératoire *54*
6.1.2.a Phase de relaxation 54
6.1.2.b Phase d'essai de fluage 55
6.1.3 Interprétation des résultats d'essais *56*
6.1.3.a Contrainte appliquée *56*
6.1.3.b Pente de fluage *56*
6.1.4 Relation pente de fluage- contrainte appliquée *57*
6.1.4.a Relation de Singh-Michell 57
6.1.4.b Relation de Schultze 58
7 CONCLUSION **61**

CHAPITRE III **62**
MODELES DE COMPORTEMENT **62**
1 MODELES DE COMPORTEMENT DES SOLS ARGILEUX 64
1.1 Etude bibliographique 64
2 MODELES AVANCES UTILISES DANS LES SIMULATIONS 65
2.1 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model, HSM). 65
2.2 Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM).....68
2.3 Modèle pour sols "mous" avec effet du temps(Soft Soil Creep Model, SSCM).....71
2.4.1 Formulation unidimensionnelle 71
2.4.2 Définition de τ_c et ε_c 72
2.4.3 Loi différentielle pour le fluage en 1D 74
2.4.4 Généralisation à trois dimension 75
2.4.5 Les formulations des déformations élastiques en 3D 78
2.4.6 Rappel sur les paramètres du modèle 79
3 CONCLUSION.....81

CHAPITRE IV **82**
MODELISATION DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE…… 82
1 INTRODUCTION 84
2 LA DEMARCHE D'ANALYSE INVERSE 84
3 MAILLAGE.....85
4 CONDITIONS AUX LIMITES ET CHARGEMENT.....85
4.1 Conditions aux limites.....85
4.2 Chargements. 86
5 COMPORTEMENT DU MATERIAU 87
5.1 Modèle de Mohr-Coulomb 87
6 CONDITIONS HYDRAULIQUES.....89
7 CALCUL DES CONTRAINTES INITIALES 89
8 CALCUL D'EXPANSION DE CAVITE.....89
8.1 Déroulement du calcul 89
8.2 Interprétation des résultats 90
9 RESULTATS DES CALCULS 90
9.1 Vérification dans le cas élastique 91
9.2 Géométrie du maillage.....91
9.3 Influence du paramètre Ψ sur les résultats du calcul.....93
9.4 Influence du φ 94
9.5 Influence du coefficient de Poisson ‘ν’ 95
12 EFFET DE LA GEOMETRIE DE LA SONDE 100
9.6 La relation entre la pression limite (Pl) et l'angle de dilatance ψ 96
10 INFLUENCE DES CELLULES DE GARDE 97
11 INFLUENCE DU COEFFICIENT DES TERRES AU REPOS K0 SUR LE MODULE PRESSIOMETRIQUE.....98

12 EFFET DE LA GEOMETRIE DE LA SONDE 100
13 CALCUL AVEC LE MODEL HSM.....101
14 MODELISATION DU FORAGES.....102
15 DISTRIBUTION DES CONTRAINTES PRINCIPALES DANS LE MASSIF.....104
16 MODELISATION D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE (SBP, PBP): 107
17 EVOLUTION DES CONTRAINTES DANS LE SOL.....110
18 CONCLUSIONS 112

CHAPITRE V 113
ÉTUDE DES DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES 113

1 INTRODUCTION.....115

2 COMPORTEMENT DIFFERÉ D'UN SOL ARGILEUX 115

2.1 LE MODELE SSM 115

2.2 LE MODELE SSCM.....117

2.3 RESULTATS ET VALIDATION DU MODELE DE FLUAGE, SSCM (ESSAI OEDOMETRIQUE) 118

2.3.1 Consolidation secondaire 118

2.3.2 Effet du temps sur l'oedomètre.....122

2.3.3 La relation entre μ^* et le tassement calculé depuis l'oedométre.....123

2.3.4 Évolution de K_0 (coefficient de terre au repos) au cours du temps avec le modèle de fluage "SSCM".....125

2.3.5 Influence de l'élément d'interface sur le tassement calculé.....127

2.4 RESULTATS ET VALIDATION DU MODELE DE FLUAGE, SSCM (ESSAI TRIAXIAL)..... 130

2.4.1 Simulation avec un modèle élasto-plastique avec écrouissage (SSM) ...131

2.4.2 Essais triaxiaux non drainée à différentes vitesses de déformation 132

2.4.3 L'influence de l'élément d'interface sur la résistance au cisaillement....133

2.4.4 L'influence de la taille de l'échantillon 'maillage'.....134

2.4.5 L'influence de la finesse du maillage.....136

2.4.6 Influence de la vitesse de déformation.....137

2.4.7 La rupture du fluage non drainé.....138

2.4.7.a Test du fluage couplé.....138

2.4.7.b Programme de la compression isotrope.....138

2.5 CONCLUSION.....143

CHAPITRE VI **144**
VALIDATION ET APPLICATIONS AUX OUVRAGES **144**
1 INTRODUCTION.....149
2 INITIALISATION DE CONTRAINTES DANS LES SOLS ET CALCUL PAR ELEMENTS FINIS.....149
2.1 INTRODUCTION 149
2.2 LA PRESSION DE PRECONSOLIDATION.....150
2.3 INFLUENCE DE σ'_p SUR LE TASSEMENT.....151
2.4 L'INFLUENCE DE CONSOLIDATION SECONDAIRE 152
2.5 GENERATION DES CONTRAINTES INITIALES.....154
2.5.1 OCR et POP.....154
3 EXEMPLE D'INITIALISATION DES CONTRAINTES.....155
3.1 SIMULATION 1: INITIALISATION DE CONTRAINTES PAR LE COEFFICIENT K_0.....155
3.2 SIMULATION 2: INITIALISATION DE CONTRAINTES PAR UNE SURCHARGE POP .156
3.3 RESULTATS OBTENUS.....156
4 SIMULATION DES CONTRAINTES INITIALES ET DU TASSEMENT D'UN RADIER (CENTRE NUCLEAIRE DE ST-LAURENT-DES-EAUX) 156
4.1 HYPOTHESES DE MODELISATION 157
4.2 CALCULS REALISES 157
5 SIMULATION DE LA FONDATION D'UN SITE EXPERIMENTAL DU REMBLAI B DE CUBZAC-LES-PONTS.....159
5.1 LE SITE EXPERIMENTAL.....159
5.2 SIMULATIONS ET RESULTATS OBTENUS.....160
6 CONCLUSIONS 162
7 LE COMPORTEMENT EN FLUAGE COUPLÉ SUR UN SOL CONSOLIDÉ ISOTROPIQUEMENT 162
7.1 SIMULATION DES ESSAIS DE FLUAGE COUPLE SUR L'ARGILE DE HANEY 162
7.2 LES ESSAIS DE FLUAGE NON DRAINE SUR L'ARGILE D'OSAKA.....172
8 CONCLUSION.....176
9 SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT A LONG TERME D'UN REMBLAI EN TERRE (*CUBZAC-LES-PONTS*).....176
9.1 INTRODUCTION 176
9.2 LE SITE EXPERIMENTAL.....178
9.3 DONNEES EXPERIMENTALES 178
9.4 MODELISATION DU REMBLAI B DU SITE DE CUBZAC-LES-PONTS ET DU SOL DE FONDATION 179

9.4.1 Maillage et conditions aux limites *179*
9.4.2 Démarche de calcul *180*
9.4.3 Modélisation avec le modèle SSM *180*
9.4.4 Modélisation numérique du comportement a long terme du remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts et du sol de fondation *182*
9.4.4.a Démarche de calcul 182
9.4.4.b Représentation des résultats 183
9.4.4.c Analyse de tassement 187
9.5 PRESSIONS INTERSTITIELLES 188
9.5.1 PRESSIONS INTERSTITIELLES AVEC PERMEABILITE VARIABLE 194
9.6 CONCLUSION 197
10 SITE DE SAINT-LAURENT-DES-EAUX 197
10.1 INTRODUCTION 197
10.2 DONNEES DE SITE 198
10.2.1 Les tassements *198*
10.2.2 La géologie-géotechnique du site *198*
10.2.3 Caractéristiques de la centrale *198*
10.2.4 Tassement différé *202*
10.3 MODELISATION DU TASSEMENT DIFFERE DE LA CENTRALE DE ST-LAURENT 204
10.3.1 Maillage de référence *204*
10.3.2 Conditions aux limites *205*
10.3.2.a Histoire du chargement 205
10.3.3 Etat initial *205*
10.3.4 Hypothèses de comportement *205*
10.3.5 Exploitation de résultats *206*
10.3.5.a Définition du tassement : tassement moyen 207
10.3.6 Rôle des contraintes initiales *209*
10.4 ANALYSE DES TASSEMENTS 209
10.5 CONCLUSION 210
10.6 UTILISATION DIRECTE DE L'ESSAI AU DIFLUPRESS POUR LA PREVISION DU TASSEMENT DIFFERE 210
10.6.1 FACTEURS D'INFLUENCE DU TASSEMENT DIFFERE 210
10.6.2 METHODOLOGIE 210
10.6.3 RESULTATS DES ESSAIS AU DIFLUPRESS 212
10.6.4 ETUDE DES TASSEMENTS DIFFERES A PARTIR DE RESULTATS D'ESSAIS AU DIFLUPRESS. L. D 212

10.6.4.a Programme de chargement 213
10.6.4.b Relation entre la déformation verticale différée et la pente du fluage ... .214
10.6.4.c La corrélation entre β et μ* 218
10.6.4.d Effet de la surcharge POP sur la pente de fluage "β".....219
10.6.4.e Validation de l'essai au Diflupress.....220
10.7 CONCLUSION.....223
11 EXPLOITATION DES RESULTATS DU SITE DU FLUMET 224
11.1 PRESENTATION GENERALE DU SITE. 224
11.2 GEOMETRIE (FIGURE 68 ET 69).....225
11.3 SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DU BARRAGE 226
11.3.1 But 226
11.3.2 Caractéristiques géotechniques du site 227
11.3.3 Maillage 227
11.3.4 Conditions aux limites.....228
11.3.5 Données expérimentales 229
11.3.6 Les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux pour le calcul 231
11.3.7 Démarche de calcul 231
11.3.8 Représentation des résultats 232
11.3.9 Calcul avec écoulement 232
11.4 ANALYSE DES TASSEMENTS 237
11.5 CONCLUSION.....237
11.6 EXPLOITATION DES RESULTATS DES ESSAIS AU DIFLUPRESS L.D.....238
11.6.1 Résultats des essais au Diflupress. 238
11.6.2 Détermination des données nécessaires à la validation des essais. 240
11.6.2.a Détermination de l'état de contrainte initial.....241
11.6.3 Simulations réalisées avec le code PLAXIS.....242
11.6.4 Analyse des résultats.....247

CHAPITRE VII 248
CONCLUSIONS 248
1 CONCLUSIONS GENERALES.....248
2 PERSPECTIVES.....249
2.1 DOMAINES DE RECHERCHE.....249
2.2 DOMAINES D'APPLICATION 250
REFERENCES 251

CHAPITRE I

COMPORTEMENT DIFFERE DES SOLS

1 AVANT PROPOS 3

2 ETUDE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE DU FLUAGE UNIDIMENSIONNEL DES SOLS ARGILEUX 5

2.1 CONSIDERATIONS THEORIQUES 5

2.1.1 Le fluage des sols 5

2.1.2 Quatre domaines de valeurs des niveaux de contrainte de cisaillement 7

2.1.2.a Le domaine des très faibles contraintes de cisaillement 7

2.1.2.b Le domaine des faibles contraintes de cisaillement 7

2.1.2.c Le domaine des contraintes de cisaillement moyennes 8

2.1.2.d Le domaine des fortes contraintes de cisaillement 8

2.1.3 Quatre niveaux de déformation et quatre phases de fluage 8

2.1.3.a Le niveau moléculaire de la déformation du sol 8

2.1.3.b Le niveau des particules de la déformation du sol 9

2.1.3.c Le niveau structural de la déformation du sol 11

2.1.3.d La déformation du sol au niveau des agrégats 11

3 ESSAI OEDOMETRIQUE ET CONSOLIDATION SECONDAIRE 12

4 EFFET DE LA VITESSE SUR LA COMPRESSION UNIDIMENSIONNELLE 14

5 L'ESSAI OEDOMETRIQUE (FODIL ET AL, 1997) 22

6 ESSAI DE FLUAGE TRIAXIAL 26

6.1 CONDITIONS EXPERIMENTALES 26

6.2 ESSAI DE FLUAGE DEVIATOIRE 26

6.3 INFLUENCE DE LA VITESSE DE DEFORMATION 29

7 ESSAIS DE FLUAGE IN-SITU 30

8 CONSOLIDATION SECONDAIRE: OBSERVATION SUR SITES 31

8.1 OBSERVATIONS SUR SITES 32

8.2 PREVISION DES TASSEMENTS 34

8.2.1 Comparaisons entre mesures en laboratoire et mesures sur sites 34

8.2.2 Prévisions des tassements par différentes méthodes de calculs 37

9 REMARQUES DE CONCLUSION SUR LE FLUAGE 40

1 AVANT PROPOS

On présente dans ce chapitre les principales recherches menés sur l'interprétation du fluage et de la consolidation secondaire dans le but d'estimer les déformations différées d'ouvrages. Nous donnerons un aperçu historique de ce phénomène et nous exposerons les méthodes proposées pour l'utilisation des résultats du fluage pour la construction en géotechnique.

Le sol a toujours été l'objet d'interrogations et de recherches et dans toutes les civilisations, avant de bâtir, les hommes se sont toujours préoccupés des problèmes des sols.

Aujourd'hui, les mêmes préoccupations et les mêmes problèmes sont toujours d'actualité mais les méthodes et les moyens de travail ont évolué. Une base théorique pour comprendre et interpréter les résultats des expérimentations est établie et (vice–versa).

Dans l'étude et le dimensionnement des ouvrages construits sur des formations argileuses, l'évolution de la vitesse du tassement en fonction du temps a souvent été considérée dans le passé comme un exercice académique d'importance moindre par rapport à l'évaluation de la stabilité et du tassement global de la fondation qui contrôlaient normalement les grandes caractéristiques du projet; mais, à l'heure actuelle, les limitations très sérieuses de la méthode classique du calcul de la consolidation ont été mise en évidence.

Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des fondations des structures, et parmi elles, la détermination des tassements. Cette connaissance des tassements doit être la plus complète possible pour le bon comportement ultérieur de l'ouvrage.

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser par la suite : il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation. La consolidation est un phénomène élasto-plastique, différé dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Parfois, le tassement ne se stabilise pas et continue au - delà de la fin supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors de tassement à long terme et ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage. Ces tassements peuvent avoir des conséquences importantes sur l'ouvrage plusieurs décennies après la fin de sa construction. Le phénomène de fluage mérite donc d'être étudié avec précision pour palier à ces éventuels problèmes.

Le phénomène de viscosité dans le sol est relativement bien connu pour la profession mais généralement ignoré dans la pratique. Toutefois, il n'y a pas de négligence : pour l'argile, la résistance au cisaillement non drainée et la pression de préconsolidation changent de 10% par cycle logarithmique de la vitesse de déformation ou par 12°C de changement de température. Dans la plupart des problèmes de géotechniques, il y a des différences entre les vitesses de déformations existantes in-situ et celles rencontrées en laboratoire ; il y a aussi des différences en température. En conséquence, l'effet de la vitesse de déformation et celui de la température doivent être considérés, dans les projets importants.

Le fluage des sols fins est dû aux propriétés visqueuses de l'assemblage des particules minérales, entourées d'eau adsorbée qui forme le squelette intergranulaire. Il apparaît avec évidence au cours de la consolidation secondaire : les contraintes effectives étant constantes, au moins dans la direction axiale, la déformation se poursuit dans le temps. La première fonction d'un modèle mathématique du fluage est d'établir une relation entre cette déformation, la contrainte constante et le temps. Mais la viscosité du squelette intervient quel que soit le régime de chargement. Elle influe, aussi sur le développement de la consolidation hydrodynamique, au cours de laquelle les contraintes effectives croissent lentement, ou sur la

déformation d'un sol de fondation progressivement chargé par un ouvrage en construction. Dans ce cas, le modèle de fluage doit lier les déformations au temps et à une contrainte variable, elle-même fonction du temps. Il est nécessaire alors d'utiliser une équation constitutive élasto-viscoplastique pour le squelette et d'effectuer le couplage squelette-fluide interstitiel. Pour autant le modèle doit être simple et comporter un nombre réduit de paramètre faciles à déterminer à partir des données expérimentales.

Ce chapitre sera consacré à l'exposé des principales recherches menés sur l'interprétation du fluage (consolidation secondaire), dans le but d'estimer les déformations différées d'ouvrages. Nous donnerons un aperçu historique de ce phénomène et nous exposerons les méthodes proposées pour l'utilisation des résultats du fluage pour la construction en géotechnique.

On exposera tout d'abord une étude théorique et expérimentale du fluage unidimensionnel, où l'on distingue différents comportement rhéologiques sous des niveaux de contrainte du cisaillement variables (faibles, moyens, et forts).

Ensuite, une étude détaillée de l'essai oedométrique et de la consolidation secondaire sera abordée: cette étude montre l'influence de différents paramètres sur la compression secondaire.

Par la suite, on s'intéressera à l'essai de fluage triaxial, en présentant divers résultats expérimentaux dont ceux de Fodil et al (1997) sur les matériaux du site du barrage du Flumet dont l'étude est présentée en Chapitre VI.

Finalement, on citera en bref les essais de fluage in-situ réalisé par essai pressiométrique.

Dans le dernier paragraphe, quelques observations sur sites seront présentées.

2 ETUDE THEORIQUE ET EXPERIMENTALE DU FLUAGE UNIDIMENSIONNEL DES SOLS ARGILEUX

2.1 Considérations théoriques

2.1.1 Le fluage des sols

D'après les principes de la mécanique des sols, le sol est considéré comme un corps quasi solide où les contraintes et les déformations sont des fonctions différentiables et continues des coordonnées de l'espace et du temps, ce qui signifie qu'elles obéissent aux conditions de continuité (Goldstein, 1979). Les déformations du sol au cours des variations de l'état de contrainte ou du temps sont des processus déterministes non - linéaires qui s'expriment par des courbes régulières.

Ces hypothèses rendent possible d'appliquer à la mécanique des sols les méthodes utilisées en mécanique des milieux continus : théories de l'élasticité, de la plasticité, du fluage. Les résultats d'une telle approche sont les solutions déterministes bien connues où les relations entre les contraintes, les déformations et le temps sont exprimées par des fonctions exponentielles ou puissances.

Une conséquence de cette approche est que les acquisitions dans le domaine de la science des sols qui ont trait à la texture et à la structure, obtenues par les méthodes modernes d'analyse comme la microscopie électronique, l'analyse aux rayons X, l'études des liaisons magnétiques, l'analyse thermique des minéraux et autre, restent sans relation avec les conceptions considérées en mécanique des sols.

Le résultat de l'interprétation du comportement du sol comme celui d'un corps quasi solide est la présentation traditionnelle bien connue des phénomènes de fluage lorsque les contraintes dépassent le seuil de fluage composée de trois parties : le fluage primaire (à vitesse de déformation décroissante), le fluage secondaire (ou à vitesse constante), le fluage tertiaire (à vitesse croissante). On suppose que le fluage secondaire peut se transformer en fluage décéléré ou en fluage accéléré. Si le fluage s'accélère, cela se terminera tôt ou tard par une rupture. D'après le point de vue traditionnel « La rupture peut être définie comme le point sur la courbe du fluage à partir duquel la vitesse de déformation commence à croître, c'est-à-dire où l'accélération de la déformation devient positive ($\ddot{\gamma}>0$) »(Schmid,1962). Ces points sont marqués par des cercles noirs sur la fig. 1.

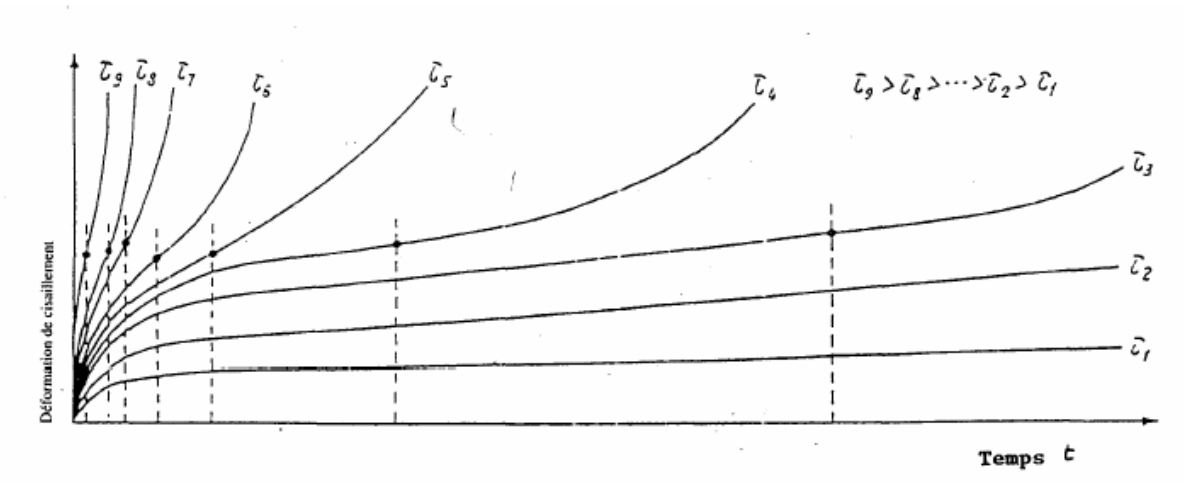


Fig. 1 : *Interprétation traditionnelle des courbes de fluage des sols (d'après Schmid, 1962)*

Une conclusion importante peut être tiré de cette figure ; les contraintes de cisaillement appliquées doivent être inférieures au point de transition entre fluage secondaire et tertiaire.Si elles sont supérieures, il existe un danger que la vitesse de fluage se mette à croître et conduise le sol à la rupture.

Deux hypothèses sont faites dans une telle conclusion (Ter-Stepanian, 1996) :

(1) La durée des essais de fluage est suffisante pour être certain que le fluage secondaire se transforme en un fluage accéléré conduisant à la rupture ou au contraire en un fluage avec stabilisation. Ainsi, les résultats des essais à court terme sont surestimés puisque la transition de l'accélération ne peut pas être obtenue par des essais de courte durée.

(2) La transition vers l'accélération signifie que le processus de fluage va se terminer par une rupture ; ceci est faux car pour des contraintes de cisaillement moyennes, la phase d'accélération peut être suivie par une phase de stabilisation qui survient plusieurs centaines de jours après l'application des contraintes de cisaillement et ainsi l'utilisation du critère d'accélération conduit à sous-estimer les résultats des essais de fluage.

Ces deux hypothèses agissent en sens contraire et peuvent se compenser partiellement l'une et l'autre: la réponse globale peut alors être acceptable. Pour des combinaisons défavorables, les résultats peuvent s'écarter considérablement de la réalité et la force portante du sol peut aussi bien être sous-estimée: ceci conduit à des décisions qui ne sont pas économiques - ou surestimée - ce qui conduit à des projets qui ne sont pas en sécurité ou même à haut risque.

Enfin, le problème du fluage peut être formulé par les questions suivantes :

(1) Le fluage est-il un phénomène déterministe ?

(2) Quelle est la nature du fluage secondaire décrit par quelques auteurs ?

(3) La transition vers le fluage accéléré signifie t'elle (ou non) que la résistance limite au cisaillement a été atteinte et que le sol va inévitablement se rompre ?

(4) qu'est-ce que la résistance limite des sols ?

(5) quel est le comportement des sols lorsqu'une contrainte de cisaillement est appliquée pendant une très longue période de temps ?

2.1.2 Quatre domaines de valeurs des niveaux de contrainte de cisaillement

Le comportement rhéologique des sols dépend à la fois des contraintes de cisaillement et des contraintes normales. Quatre types de réponse peuvent être obtenus en fonction du niveau de contrainte de cisaillement permettant de définir différents comportement (fig. 2).

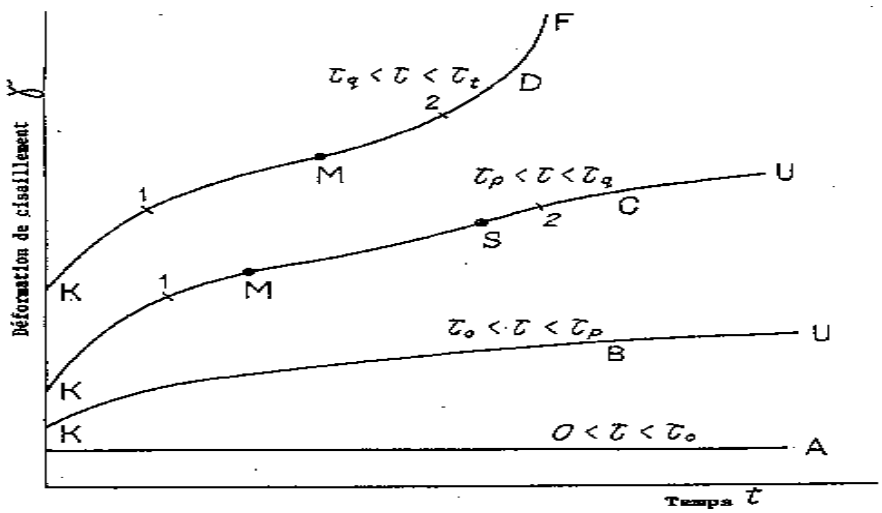


Fig. 2 : *Interprétation proposée des courbes de fluages.*

A - Absence de fluage sous des contraintes de cisaillement très faibles.

B - Une seul phase de fluage séculaire sous contraintes de cisaillement faibles (KU phase de mobilisation - stabilisation)

C - Fluage à trois phases sous contraintes de cisaillement moyennes (KM phase de mobilisation, MS phase d'accélération, SU phase de stabilisation)

D - Fluage à deux phases sous contraintes de cisaillement fortes (KM phase de mobilisation et MF phase de rupture)

2.1.2.a Le domaine des très faibles contraintes de cisaillement

Le τ_0 de la fig. 2 est appelée la limite de rigidité. Terzaghi (1931) l'a dénommée « point d'écoulement » ou « résistance de liaison »: les très faibles contraintes de cisaillement ($0<\tau<\tau_0$) sont trop faibles pour produire des déformations à long terme de cisaillement. Le graphique de la déformation en fonction du temps est une ligne droite A parallèle à l'axe des abscisses (Fig. 2). Comme dans les autres cas l'intersection de la courbe de fluage avec l'axe des ordonnées correspond à la déformation (élastique et inélastique) instantanée de cisaillement.

2.1.2.b Le domaine des faibles contraintes de cisaillement

Les faibles contraintes de cisaillement ($\tau_0<\tau<\tau_p$) sont capables de produire une légère déformation de cisaillement ralentissant avec le temps et détectable seulement par des mesures très précises ou par des observations à très long terme ; τ_p est appelée la limite du fluage. Pour des contraintes de cisaillement inférieures à cette limite, le fluage a un caractère séculaire. Terzaghi (1931) a proposé le terme « résistance au cisaillement à long terme » car c'est la contrainte minimale pour provoquer une déformation de cisaillement active. Le mécanisme du fluage consiste d'une seule phase de mobilisation - stabilisation : d'abord la

résistance au cisaillement est mobilisée et ensuite la déformation de cisaillement se stabilise. La convexité de la courbe de fluage B est tournée vers le bas (Fig. 2).

2.1.2.c Le domaine des contraintes de cisaillement moyennes

Les contraintes de cisaillement moyennes ($\tau_p<\tau<\tau_q$) sont capables d'engendrer un fluage notable ; τ_q est appelée la limite de rupture. Le phénomène du fluage comporte trois phases :

(a) la phase de mobilisation, quand la vitesse de déformation décroît progressivement et atteint un minimum à la limite de mobilisation M ;

(b) la phase d'accélération, quand la vitesse de fluage croît et atteint un maximum à la limite de stabilisation S ;

(c) la phase de stabilisation, quand la vitesse de fluage décroît à nouveau et la déformation s'approche de sa valeur finale correspondant à une stabilisation totale du sol.

2.1.2.d Le domaine des fortes contraintes de cisaillement

Les fortes contraintes de cisaillement ($\tau_q<\tau<\tau_t$) sont capables de provoquer la rupture du sol ; τ_t est appelée la résistance au cisaillement à long terme du sol. Le phénomène du fluage comporte deux phases :

(a) la phase de mobilisation quand la vitesse de déformation de cisaillement décroît progressivement et atteint un minimum à la limite de mobilisation de M ;

(b) la phase de rupture quand la vitesse de fluage croît sans cesse et mène le phénomène jusqu'à la rupture totale F.

2.1.3 Quatre niveaux de déformation et quatre phases de fluage

Les sols sont des systèmes dispersés complexes dans lesquels la résistance des liaisons entre les particules est considérablement moindre que celle des particules elles-mêmes.

La déformation des sols sous l'action de faibles contraintes, comme celles qui s'exercent sous les fondations ou lors de la construction des barrages consiste essentiellement dans le changement de forme et de dimension des vides du sol et dans un moindre degré du changement de forme des particules elles-mêmes. Le changement de volume des particules est très petit et peut être négligé. Il en résulte que l'analyse de la déformation du sol mène à l'analyse de la structure du sol. La structure du sol, au sens rhéologique, est déterminée par l'arrangement mutuel des particules dans l'espace, par la position des contacts entre les particules et par la grandeur et la direction des forces élémentaires agissant aux points de contact, assurant ainsi l'existence de liaisons stables. Les phénomènes de déformations dans un tel système passent par quatre nivaux : moléculaire, des particules, structurel et des agrégats. La déformation des sols est un exemple d'auto- organisation de la matière.

2.1.3.a Le niveau moléculaire de la déformation du sol

A un niveau moléculaire la déformation consiste en un déplacement des unités d'écoulements lorsque les barrières d'énergie sont surmontées. Ce phénomène déterministe se produit avec une vitesse constante $\dot{\gamma}$ décrite par l'équation bien connue d'Eyring-Mitchell (Mitchell 1994, 1993):

$$\dot{\gamma} = X \frac{kT}{h} \exp\left(\frac{-E}{R_o T}\right) \exp\left(\frac{\lambda f_o}{2kT}\right) \qquad (1.)$$

où X est un coefficient de proportionnalité ; k est la constante de Boltzman $k=1,38.10^{-23} J.°K^{-1}$; h est la constante de Planck $h=6,624.10^{-34}\ J.s^{-1}$; T est la température absolue, °K ; R_o est la constante universelle des gaz parfaits, R_o=8,3144 J.°K^{-1} mol^{-1} ; λ est la distance qui sépare deux positions d'équilibre successives ; E est l'énergie libre d'activation ; f_o est la force moyenne agissant sur chaque unité d'écoulement. La valeur de f_o dans l'équation (1) n'est pas une caractéristique de la contrainte tangentielle appliquée ; c'est une quantité constante pour une structure de sol donné. La vitesse de fluage au niveau moléculaire pour chaque structure de sol est donc supposée constante.

2.1.3.b Le niveau des particules de la déformation du sol

La déformation au niveau des particules consiste en un déplacement mutuel des particules à l'initiation et à la rupture des liaisons entre elles, ce qui se produit sans changement appréciable de l'arrangement mutuel des particules. La partie principale de ce phénomène répond à des facteurs qui sont reliés à la dispersion des sols, à la déformabilité et à la durée de vie des liaisons faibles entre les particules et au niveau de la contrainte de cisaillement. Le rôle de ces facteurs est exprimé par différentes valeurs du coefficient X dans l'équation (1). Il a été montré (Ter-Stepanian, 1975), que le coefficient X est directement proportionnel à la déformabilité F/R et au surplus du niveau de contrainte de cisaillement τ au-dessus de la valeur limite de fluage τ_p. Il dépend aussi de la valeur moyenne de la durée de vie L des liaisons aux contacts entre les particules. La nature et le rôle de ces deux premier facteurs sont clairs.

La déformabilité du sol F/R est le rapport entre la somme vectorielle des composantes tangentielle f des forces élémentaires agissant entre les particules aux point des contacts sur la surface potentielle de rupture et celle des composantes normales r agissant sur la même surface, $F/R=\sum f/\sum r$.

Les forces tangentielles rendent la structure du sol plus déformable, tandis que les forces normales la rendent moins déformable. Leur rapport est une caractéristique de la déformabilité du sol. La dépendance de la vitesse de fluage en fonction de la valeur (τ-τ_p) provient du concept de comportement viscoplastique des sols. La nature et le rôle de la durée de vie de la liaison aux points de contact sont moins claire. Bjerrum (1973) déclare que "si la contrainte de cisaillement est petite, la durée de vie sera longue, peut-être des centaines ou des milliers d'années ; si la contrainte de cisaillement est grande, la durée de vie sera courte, peut-être seulement des minutes ou des jours". Il est remarquable que la durée de vie des liaisons peut différer par neuf ou dix ordres de grandeur. Ainsi plus le niveau de contrainte est fort, plus la durée de vie des liaisons est courte et plus le fluage sera rapide, et vice versa. On peut admettre que la durée de vie L des liaisons interarticulaires et la vitesse de fluage $\dot{\gamma}$ sont reliées par une relation du type :

$$\dot{\gamma} = K \frac{F}{R} \frac{\tau - \tau_p}{\zeta l} \qquad (2.)$$

où K est un coefficient de proportionnalité ayant la dimension d'un temps et ζ est la viscosité statique du sol avec la dimension d'une contrainte [ML^{-1}T^{-2}] (Ter-Stepanian, 1996). Il est naturel de supposer que la durée de vie moyenne des liaisons dépend de la direction de

l'évolution de la structure du sol et du temps d'application de la contrainte. L'évolution des structures peut conduire soit à une mobilisation des réserves de résistance au cisaillement, soit à une accélération de la déformation, soit à sa stabilisation avec le temps, enfin, mener à une rupture totale. Toutes ces possibilités sont vérifiées expérimentalement. On distingue ainsi les quatre phases de fluage correspondantes. Tous les essais de fluage des sols commencent par la mobilisation des réserves de résistance au cisaillement ; c'est la phase de mobilisation. Pendant cette phase il se produit une orientation des particules, le nombre des points de contact entre les surfaces plates des particules en écailles d'argile augmente, la structure du sol devient plus régulière, les forces élémentaires à chaque contact sont plus petites et par conséquent la vitesse du fluage diminue proportionnellement à l'inverse du temps :

$$\dot{\gamma} = \alpha \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \frac{1}{t} \qquad (3.)$$

où 'α' est le coefficient de structure.

$$\alpha = K \frac{F}{R} \frac{kT}{h} \exp\left(\frac{-E}{R_0 T}\right) \exp\left(\frac{\lambda f_0}{2\,kT}\right) \qquad (4.)$$

En intégrant l'équation (3), on obtient une équation logarithmique pour la déformation de fluage dans la phase de mobilisation :

$$\gamma = \gamma_0 + \alpha \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \ln \frac{t + \Delta t}{\Delta t} \qquad (5.)$$

où Δt est l'unité de temps et γ_0 est la valeur initiale pour $t=t_0$. La phase de mobilisation peut se développer pendant plusieurs dizaines de jours.

La déformation correspondant au minimum de vitesse de fluage est appelée la limite de mobilisation M et le temps écoulé depuis l'application de la contrainte de cisaillement est appelé le temps de mobilisation t_m. Après la limite de mobilisation, le fluage au niveau des particules continue différemment en fonction de la valeur des contraintes de cisaillement.

Sous des contraintes de cisaillement faibles, le processus de mobilisation de la résistance au cisaillement se transforme progressivement en stabilisation, ce qui ce produit au cours d'une longue période de temps. Ainsi pour des contraintes de cisaillement faibles, il existe seulement une phase de mobilisation-stabilisation (Ter-Stepanian, 1996). Les équations (3) et (4) pour la vitesse de fluage et pour la déformation de fluage sont toujours valables.

Sous des contraintes de cisaillement moyennes supérieures à la limite de mobilisation, la désorientation des particules en écailles commence, la durée de vie moyenne des liaisons décroît, et une accélération de fluage se produit. Pendant la phase d'accélération la vitesse de fluage est :

$$\dot{\gamma} = \alpha \frac{\tau - \tau_p}{\zeta\, t_m^2} t \qquad (6.)$$

En intégrant cette équation, on obtient une équation quadratique pour la déformation de fluage dans la phase d'accélération :

$$\gamma = \gamma_0 + \alpha \frac{\tau - \tau_p}{2\zeta t_m^2} t^2 \qquad (7.)$$

où γ_0 est l'intersection de l'axe des γ par la parabole. La vitesse de fluage augmente jusqu'à un maximum et après lequel elle décroît de nouveau. La déformation correspondant au maximum de la vitesse de fluage est appelée la limite de stabilisation S, et le temps passé le temps de stabilisation t_s. Cet intervalle de temps peut être assez long, de l'ordre de quelques centaines de jours. Après la limite de stabilisation, le fluage décéléré reprend et il peut continuer à se produire pendant des années. Cette phase est appelée la phase de stabilisation. Comme cette phase est analogue à la phase de mobilisation, elle est décrite par les mêmes équations (3) et (5). Sous des contraintes de cisaillement élevées, après la limite de mobilisation, la rupture des liaisons du sol et l'accélération du fluage commence et se termine par la rupture totale du sol. Ce mécanisme se distingue de l'accélération observée sous des contraintes de cisaillement moyennes ; des changements plus profonds se produisent dans la structure du sol. Ceci est appelé la phase de rupture. La vitesse de fluage dans la phase de rupture est constante et égale à :

$$\dot{\gamma} = \alpha \frac{\tau - \tau_p}{\zeta} \frac{t_1}{t_m^2} \qquad (8.)$$

où t_1 est le temps de déformation d'une structure donnée (Ter-Stepanian, 1996).

En intégrant cette équation, on obtient l'équation linéaire de la déformation de fluage pendant la phase de rupture :

$$\gamma = \gamma_0 + \alpha \frac{\tau - \tau_p}{2\zeta} \frac{t_1}{t_m^2} t \qquad (9.)$$

où γ_0 est l'ordonnée à l'origine de la droite représentative de $\gamma(t)$. La vitesse de fluage aux niveaux moléculaires et des particules est déterministe (Ter-Stepanian, 1996).

2.1.3.c Le niveau structural de la déformation du sol

C'est une caractéristique des sols que la déformation de fluage et la vitesse de fluage sont liées par une relation définie. La nature de cette dépendance n'est pas totalement comprise pour le moment, mais son existence a été prouvée expérimentalement par tous les essais réalisés par Ter-Stepanian (1996) ; elle est définie par des tendances de développement conditionnées par la causalité. Cette relation est exprimé par les courbes intrinsèques.

Le phénomène de fluage pour chaque structure de sol se produit en accord avec les équations (3-9) mais quand l'écart par rapport au déroulement nécessaire dépasse une certaine quantité, la structure du sol devient inadéquate. Alors une réorganisation de la structure comme par un saut (RSS) se produit, et le phénomène reprend son propre cours en accord avec le principe de Le Chatelier qui s'énonce : le système tend vers des changements tels qu'ils minimisent l'action des forces extérieures.

2.1.3.d La déformation du sol au niveau des agrégats

Les valeurs probabilistes des caractéristiques mécaniques des structures de sol qui se produisent comme les résultats des RSS ne doivent pas être interprétées comme s'il existait un

chaos d'accidents incontrôlés et que les régularités engendrées par le rapport de causalité était niées. Elles doivent être considérées comme des causalités montrant des tendances au développement et non comme le signe d'une clarté précise et sans ambiguïté des résultats. La probabilité d'atteindre des quantités fortuites doit plutôt être comprise comme une certaine érosion de leur valeur décrite par des intervalles plus ou moins étroits.

Vu les paragraphes précédents, on peut conclure que le sol fluant montre différents comportements rhéologiques dépendent du niveau des contraintes appliquées. Dans tous les cas, le sol passe par un tassement instantané qui s'arrête lorsque la pression interstitielle se dissipe, ce qui n'est pas le cas dans un sol fluant, qui possède un tassement à long terme : ce phénomène s'appelle consolidation secondaire ou fluage.

3 ESSAI OEDOMETRIQUE ET CONSOLIDATION SECONDAIRE

Après la dissipation des pressions interstitielles générées par l'application d'une charge sur un échantillon oedométrique, ce dernier continue à se déformer sous contrainte effective constante. C'est ce que l'on appelle la consolidation secondaire. Cette dernière est généralement caractérisée par le coefficient de consolidation secondaire

$$C_{\alpha e} = \frac{\partial e}{\partial \log t} \qquad (10.)$$

Le tassement secondaire se développant dans une couche d'épaisseur H et d'indice des vides e entre les temps t_i et t_{i+1} est donc

$$\Delta H = \frac{H}{1+e} C_{\alpha e} \lg \frac{t_{i+1}}{t_i} \qquad (11.)$$

Mesri et Godlewski (1977) et Mesri (1987), ont cependant montré que $C_{\alpha e}$ était corrélé à l'indice de compression C_c par la relation simple

$$\frac{C_{\alpha e}}{C_c} \approx 0{,}04 \qquad (12.)$$

Il est bien évident sur la figure 3 que cette relation s'applique pour une grande variété de matériaux allant des argiles molles aux argiles raides et aux sables bitumineux. Il est bon de noter que le rapport $C_{\alpha e}/C_c$ est légèrement plus élevé et de l'ordre de 0,06 pour les argiles molles fortement organiques.

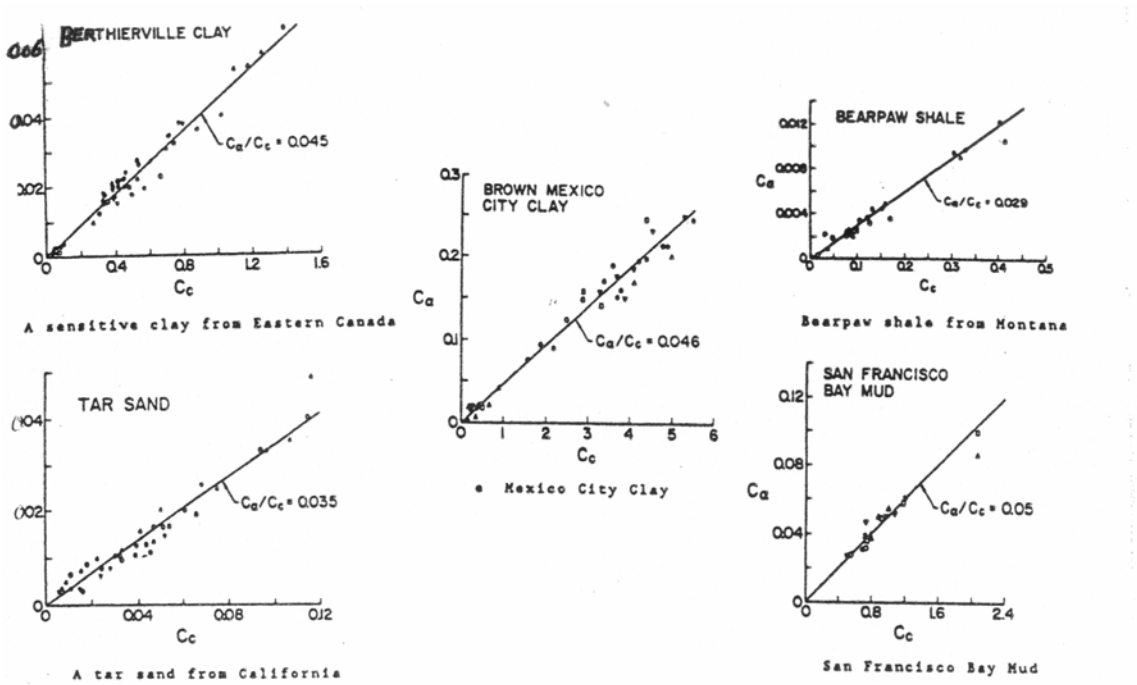


Fig. 3 : *Relation $C_{\alpha e}/C_c$ pour différents sols*

La consolidation secondaire implique une diminution de l'indice des vides avec le temps , ce qui a amené Taylor (1942) et Bjerrum (1967) à définir des courbes oedométriques à 1, 10, 100, ..., 10 000 jours (figure 4).

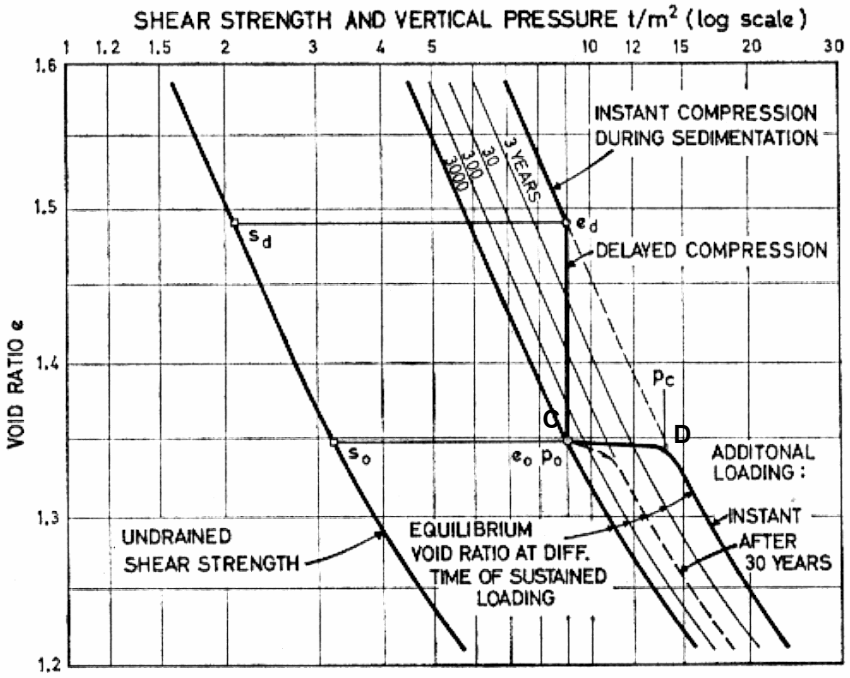


Fig. 4 : *Effet du temps sur la relation contrainte indice des vides en compression unidimensionnelle*

Si on considère un sol qui s'est déposé il y a 3000 ans sous la contrainte σ'_{v0} et qui se trouve actuellement en C dans le diagramme e-log σ'_v de la figure 4, et qu'on le charge par

paliers de 24 heures, il va présenter de faibles déformations, se comportant comme un sol surconsolidé jusqu'en D, pour suivre la courbe correspondant à une durée de consolidation de « un jour ». La pression de préconsolidation mesurée en 'D' dans un tel essai est σ'_{p3000}, beaucoup plus grande que la contrainte maximum réellement subie par le sol qui était σ'_{v0} (en C). Il y a donc accroissement de la pression de préconsolidation de l'argile avec le temps. Par conséquent, pour une argile qui a déjà vieilli ou qui est surconsolidée, plus on charge lentement, plus la pression de préconsolidation est faible.

4 EFFET DE LA VITESSE SUR LA COMPRESSION UNIDIMENSIONNELLE

Afin d'étudier l'effet de la vitesse de chargement sur la compression oedométrique, Crawford (1965), Sällfors (1975), Leroueil et al. (1983, 1985) ont réalisé des essais oedométriques à différentes vitesses (figure 5) et ont observé que la courbe contrainte-déformation dépendait de la vitesse. Pour une contrainte effective donnée, plus la vitesse de déformation est lente et plus la déformation est importante ou, à une déformation donnée, la contrainte effective croît avec la vitesse. On peut également noter que la pression de préconsolidation augmente avec la vitesse (cf figure 5).

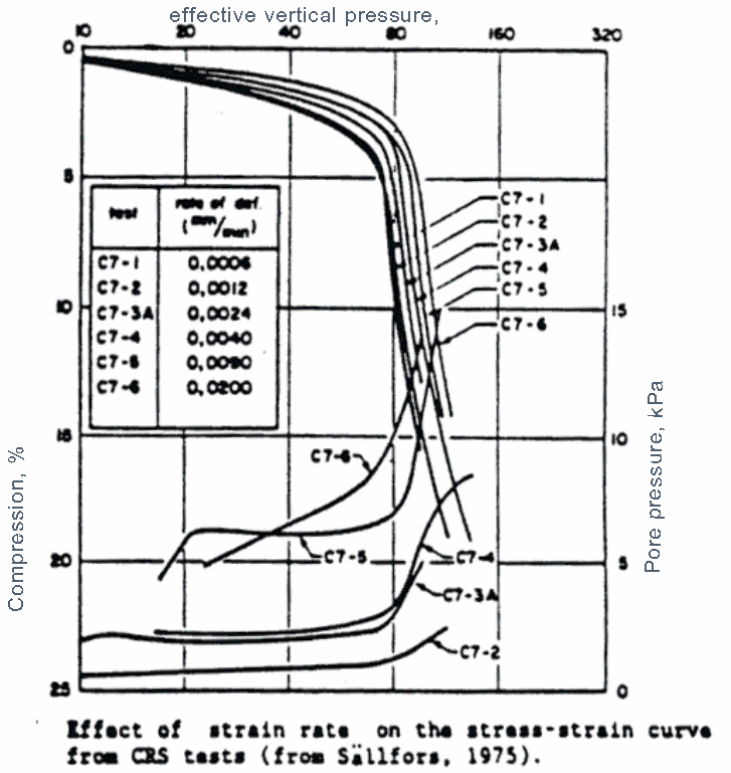


Fig. 5 : *L'effet de la vitesse de déformation sur la courbe contrainte-déformation des essais CRS (Sällfors, 1975)*

Dans le but de définir plus précisément un modèle rhéologique contrôlant le comportement unidimensionnel des argiles molles, Leroueil et al. (1985) ont réalisé divers types d'essais oedométriques sur des argiles de l'est du Canada. Outre des essais conventionnels et des essais CRS (constant rate strain), ont été réalisés des essais à gradient contrôlé (essai CGT) dans lesquels on accroît la contrainte totale appliquée de manière à maintenir une surpression interstitielle à la base de l'échantillon constante. Des essais à chargement par paliers dans lesquels la charge est augmentée dès que la pression interstitielle

dans l'échantillon devient négligeable (essai EOP « End Of Primary ») et finalement des essais de fluage dans le temps, dépassant parfois un an ont complété cette base expérimentale. Les figures 6 à 12 montrent des résultats obtenus sur l'argile de Batiscan. La figure 6 montre des résultats d'essais CRS : de manière générale, l'augmentation de la vitesse entraîne bien une augmentation de la contrainte effective de la même façon que sur la figure 5. La figure 7 montre des résultats de fluage oedométrique tout à fait caractéristiques. Sous les plus fortes contraintes (excédant la pression de consolidation), les courbes ont une forme en S typique. Par contre, sous des faibles contraintes et autour de la pression de préconsolidation, les courbes ε_v-log t ont une pente stabilisée (du moins durant la durée d'essai). La figure 8 présente les mêmes résultats sous la forme ε_v-log $\dot{\varepsilon}_v$. En faisant sur cette dernière figure des coupes à $\dot{\varepsilon}_v$ = constante, il devient alors possible de définir des courbes $\sigma'v$-ε_v correspondant à différentes vitesses 10^{-6}, 10^{-7}, 10^{-8} et 10^{-9} s^{-1}, courbes qui sont tracées sur la figure 9. La similitude existant entre les figures 6 et 9 est frappante, et un examen détaillé montre qu'en fait c'est la même relation contrainte effective-déformation-vitesse de déformation qui contrôle le comportement du sol dans ces deux types d'essai. En fait, le comportement oedométrique des argiles est contrôlé par une relation σ'_v-ε_v-$\dot{\varepsilon}_v$. La figure 10 montre les pressions de préconsolidation déduites de tous les essais effectués à Batiscan en fonction de la vitesse de déformation.

On peut conclure en disant que le comportement unidimensionnel des argiles est contrôlé par une relation unique contrainte effective-déformation-vitesse de déformation (figure 12c). Cette relation peut se mettre sous la forme de deux relations : une relation

$\sigma'p$-$\dot{\varepsilon}_v$ (figure 12a) et une relation σ'_v/σ'_p ($\dot{\varepsilon}_v$)-ε_v (figure 12b). Cette forme de relation est très générale comme l'indiquent les figures 13, 14 et 15 montrant des résultats de deux autres argiles canadiennes et d'une argile suédoise.

La figure 16 qui présente de nombreuses relations σ'_p-$\dot{\varepsilon}_v$ sous forme normalisée indique que la variation de $\sigma'p$ avec la vitesse de déformation est très semblable pour de nombreuses argile molles.

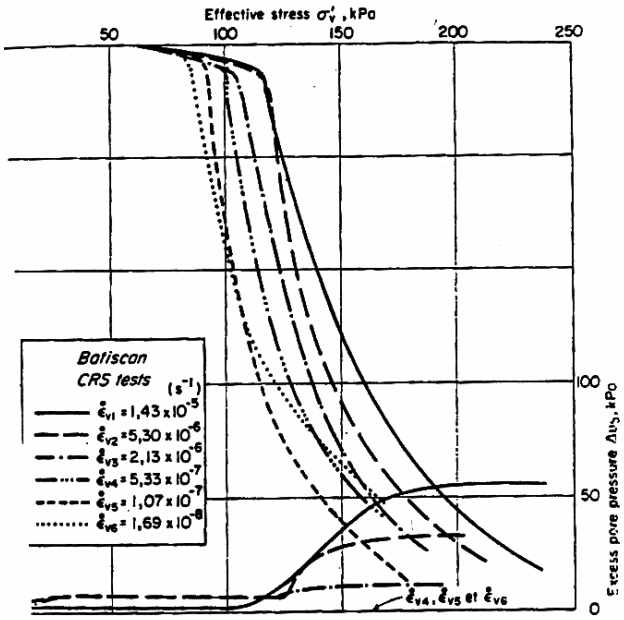


Fig. 6 : *Essais CRS typiques sur l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)*

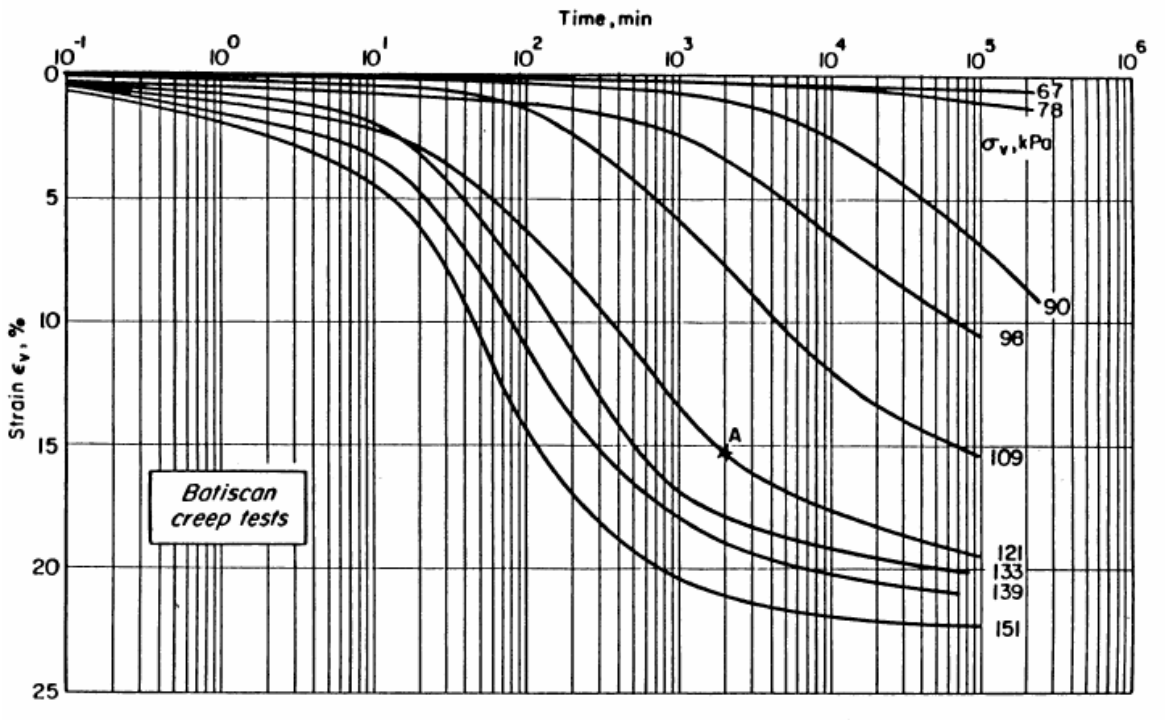


Fig. 7 : *Essais de fluage oedométrique sur l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)*

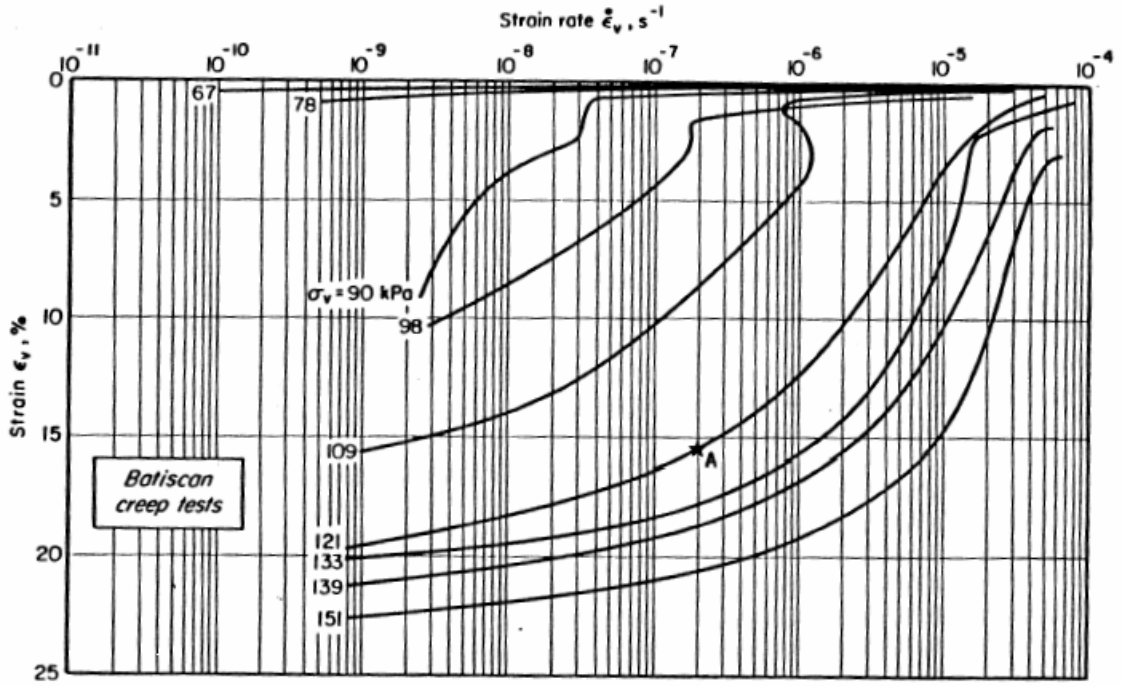


Fig. 8 : *Variation de la vitesse de déformation avec la déformation durant les essais de fluage sur l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)*

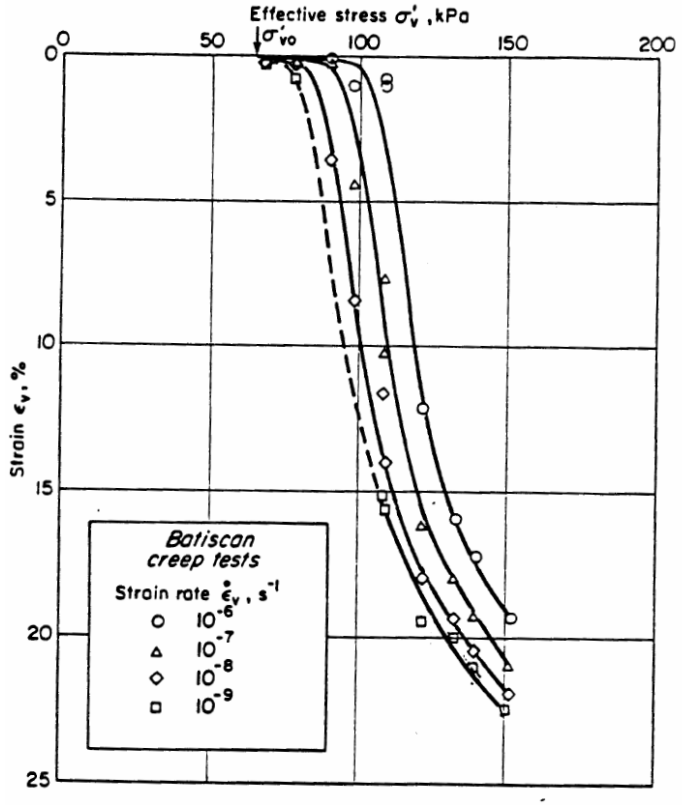


Fig. 9 : *Courbe d'égale vitesse de déformation déduites des essais de fluage sur l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)*

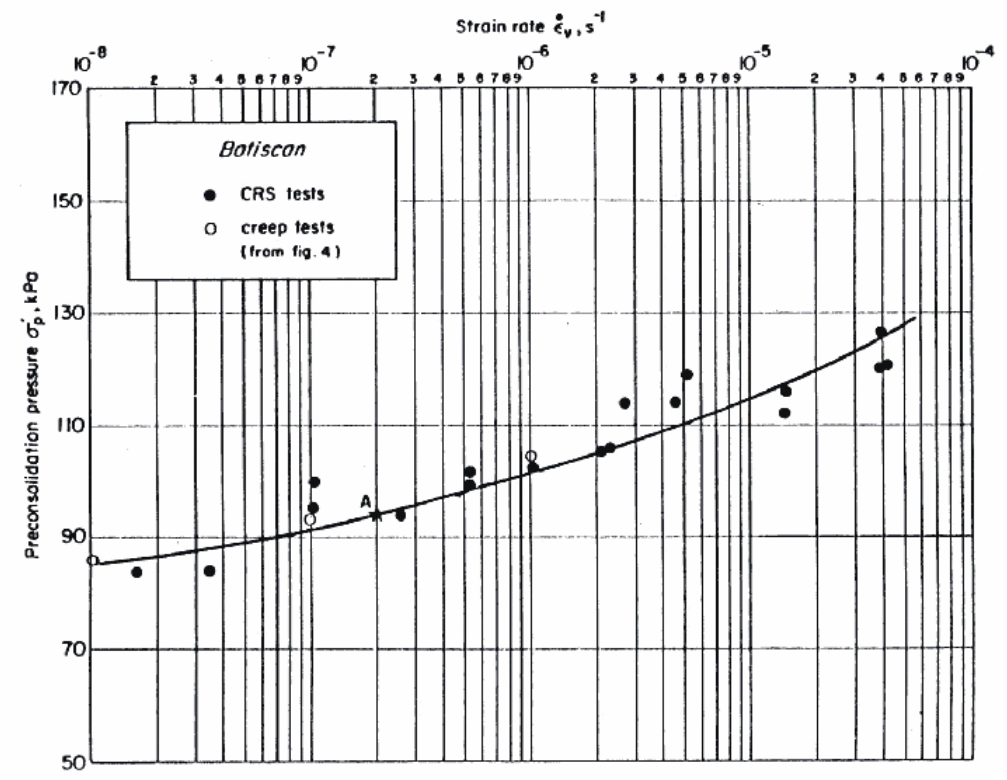


Fig. 10 : *Variation de la pression de préconsolidation avec la vitesse de déformation pour l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)*

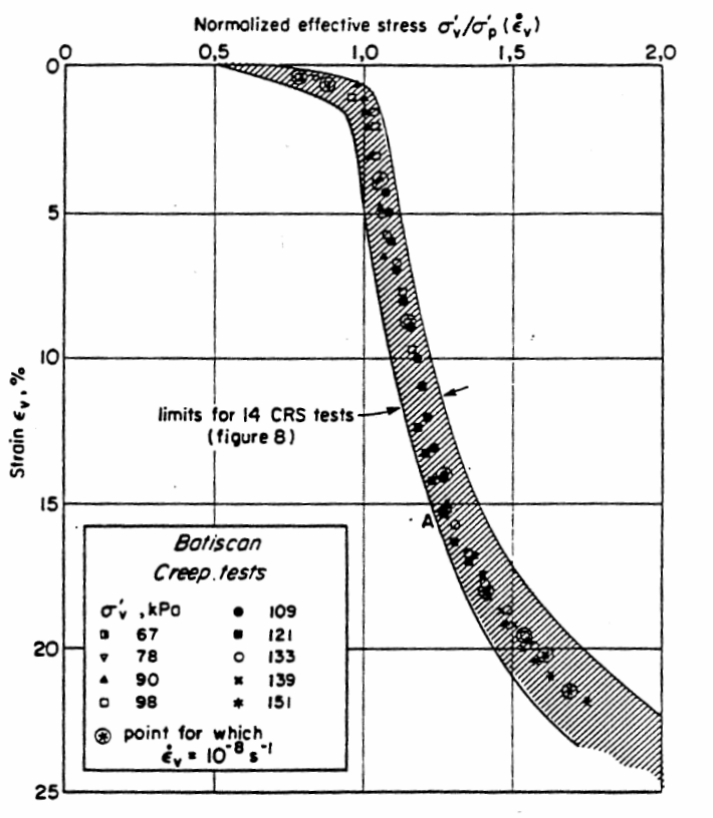


Fig. 11 : *Relation contrainte effective-déformation pour l'argile de Batiscan. (Leroueil et al, 1985)*

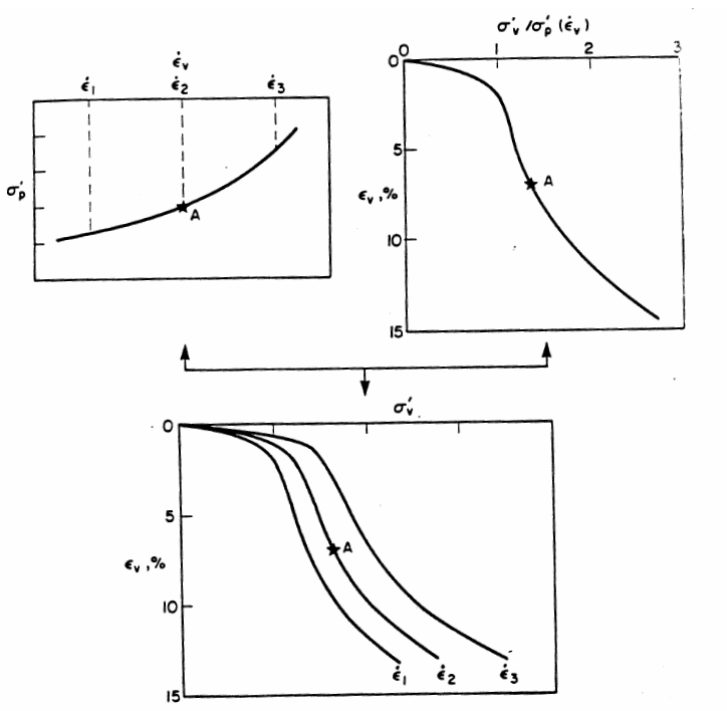


Fig. 12 : *Modèle rhéologique pour les argiles naturelles molles*

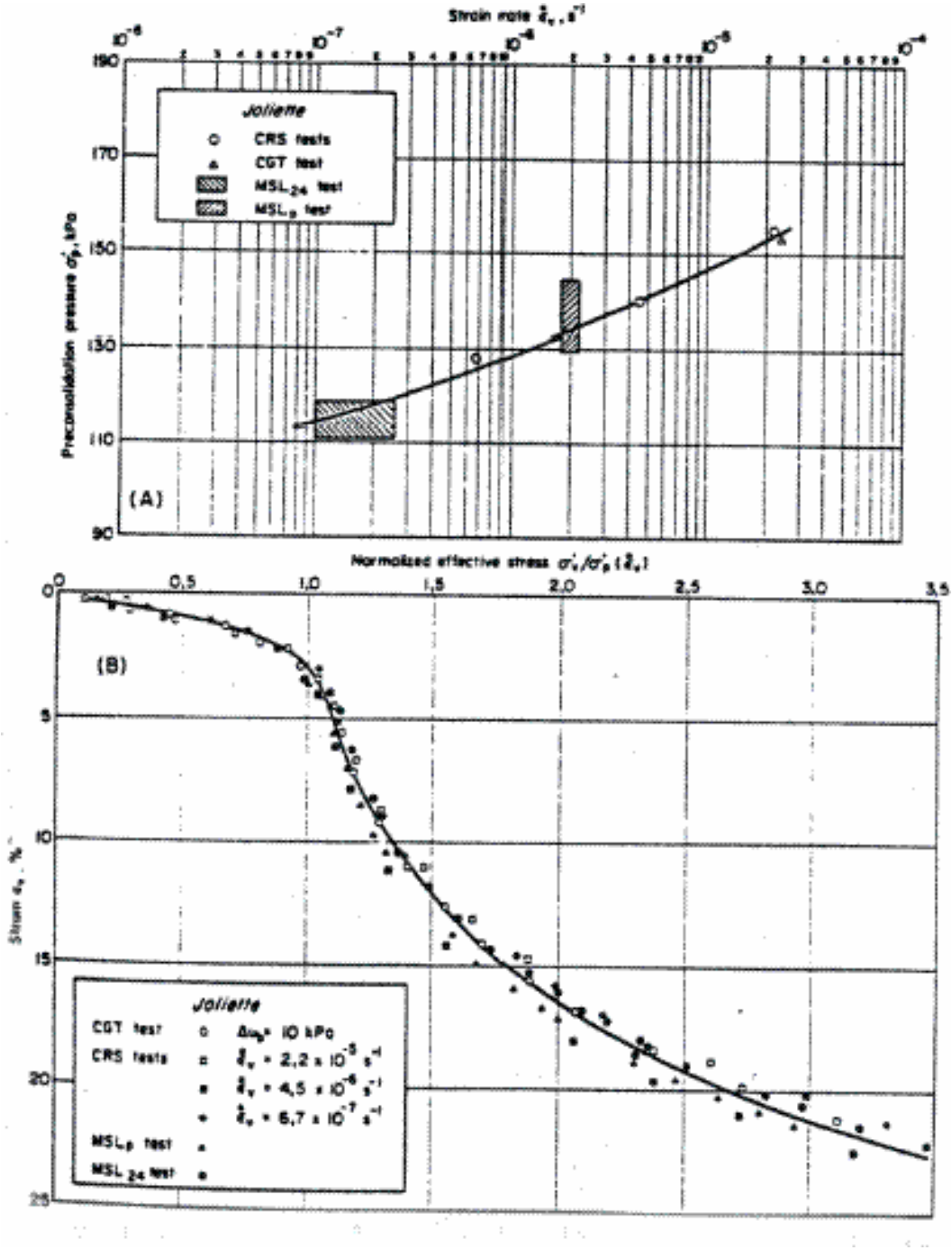


Fig. 13 : *Relation σ'_p-ε'_v et (σ'_v/σ'_p)-ε_v pour l'argile de Joliette (Leroueil et al, 1985)*

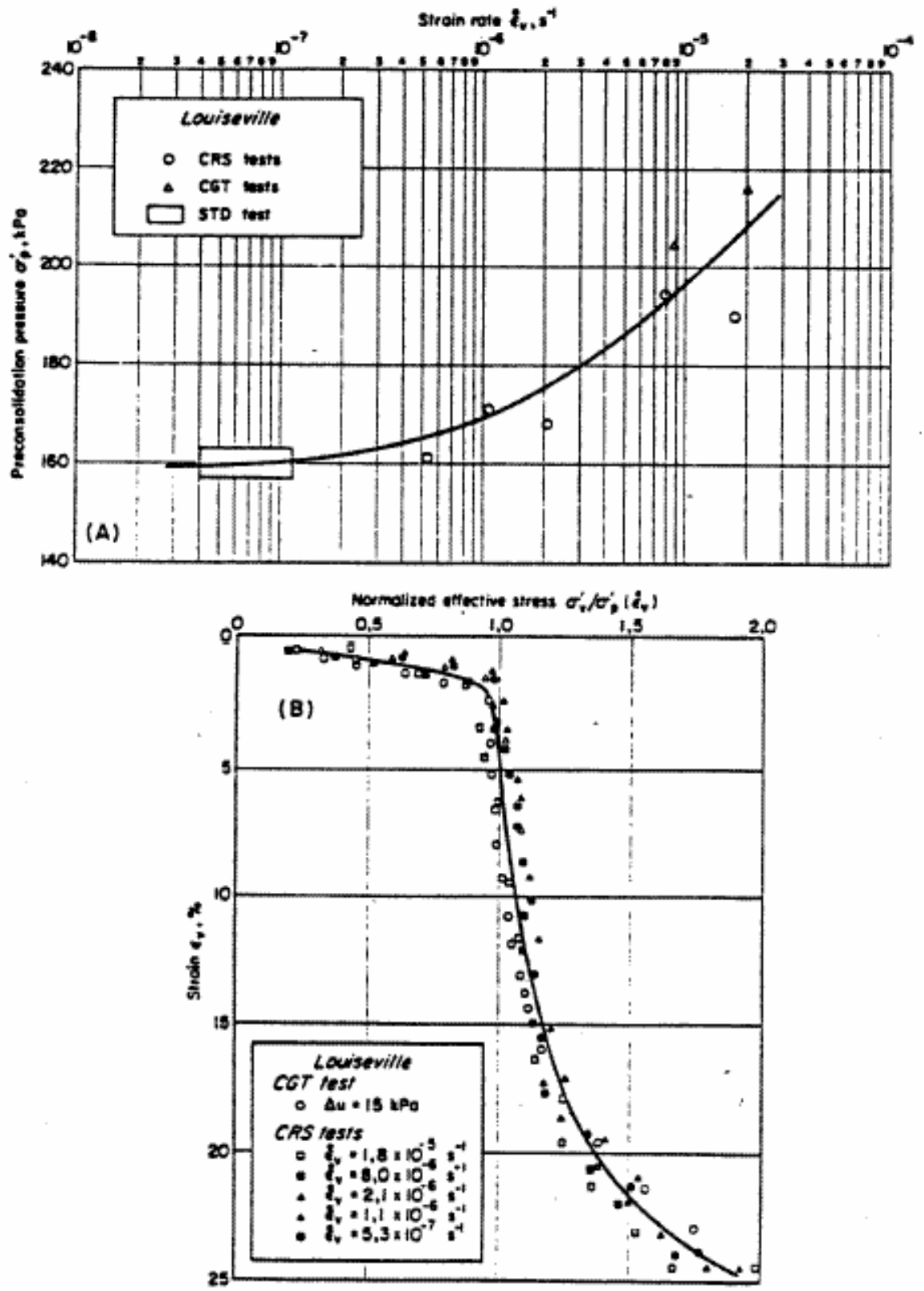


Fig. 14 : *Relation σ'_p-ε'_v et (σ'_v/σ'_p)-ε_v pour l'argile de Louiseville (Leroueil et al, 1985)*

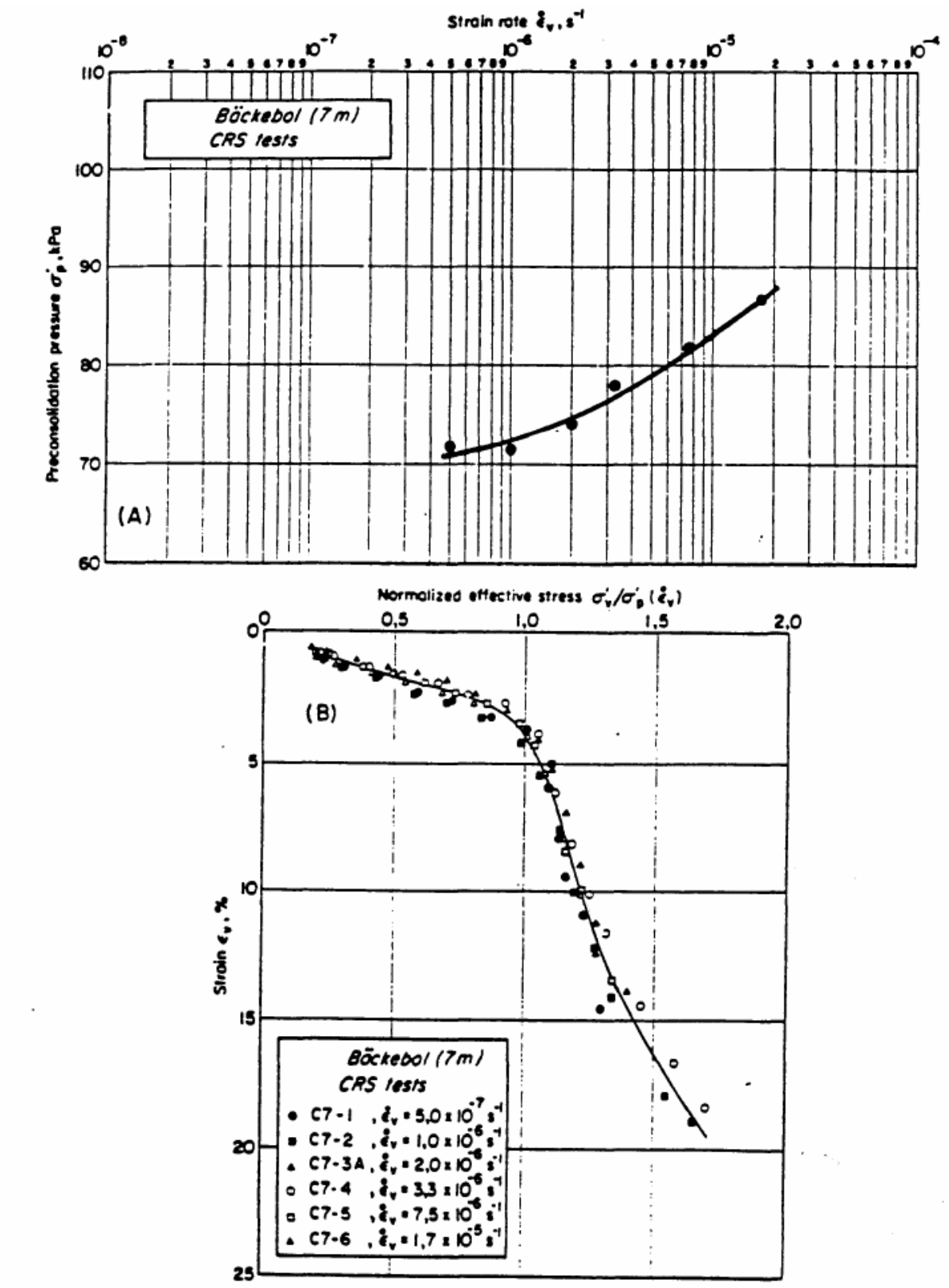


Fig. 15 : *Relation σ'_p-ε'_v et (σ'_v/σ'_p)-ε pour l'argile de Bäckebol (Sällfors, 1975)*

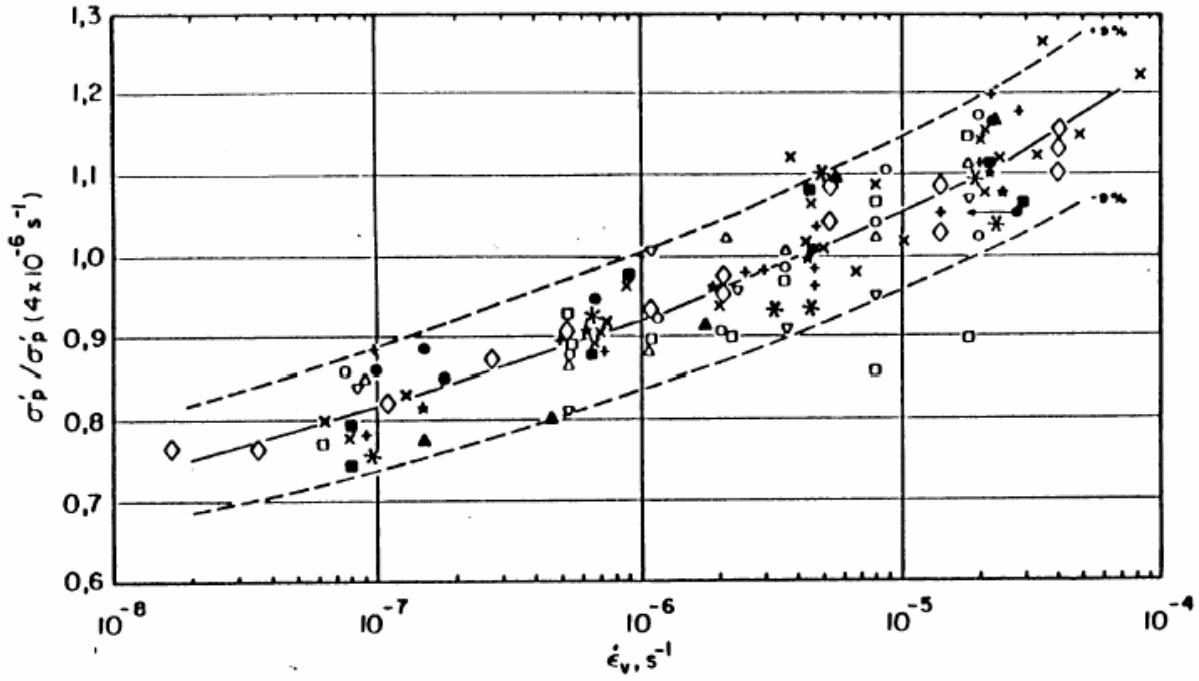


Fig. 16 *: Relation pression de préconsolidation normalisée-vitesse de déformation (Leroueil et al, 1983 b)*

Comme nous sommes intéressés à étudier le site du Flumet, nous allons présenter quelques résultats expérimentaux sur ce site. Ces résultats sont publiés par Fodil et al (1997), ils sont de deux types : essais oedométriques, et essais triaxiaux.

5 L'ESSAI OEDOMETRIQUE (Fodil et al, 1997)

La déformation verticale « ε_1 » ou l'indice des vides « e » est généralement tracé en fonction du logarithme du temps. La pente de ces courbes conduit à la définition du coefficient de la compression secondaire $C_{\alpha e}$.(figure 17).

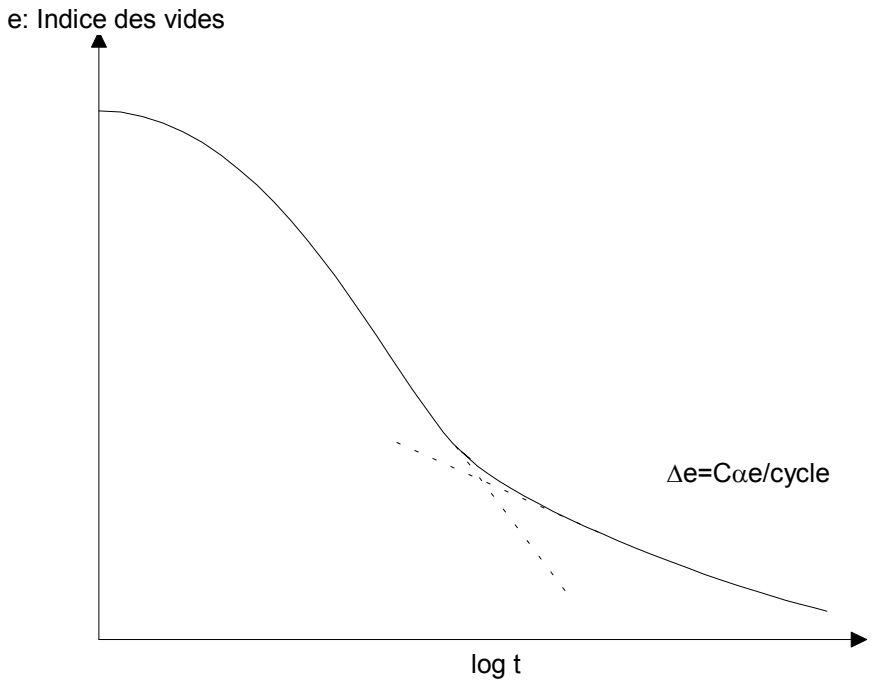


***Fig. 17**: Courbe typique d'un essai de consolidation à l'oedomètre*

La figure 18 présente quelques résultats obtenus sur l'argile du Flumet par Fodil et al (1997). On peut noter que la durée de la consolidation primaire est très courte (seulement quelques minutes). Cela provient de la valeur moyenne du coefficient de perméabilité $k=2\times10^{-9}$m/s. Cette perméabilité élevée peut être expliquée par la présente des petites couches du sable dans les matériaux argileux.

Sur la figure 19, on présente la variation du $C_{\alpha e}$ avec la contrainte [$C_\alpha =(1+e_0)d\varepsilon/d \log (t)$]. $C_{\alpha e}$ croît avec la contrainte verticale effective mais au dessus de la pression de consolidation, l'accroissement est peu significatif, comme il l'avaient montré (Murayama & Shibata, 1964) sur d'autres argiles. Les courbes de consolidation en axes conventionnels (e, log σ'v) conduisent à la définition de l'indice de compressibilité C_c=0.4 (figure 20). Pour expliquer l'effet du temps sur le comportement oedométrique, on présente sur la figure 21 les résultats des différentes durées de consolidation. Les courbes de consolidation sont parallèles l'une à l'autre: la durée de consolidation n'affecte pas l'indice de compressibilité tandis que la pression de préconsolidation obtenue croît avec la vitesse de déformation (Leroueil et al, 1985).

En conclusion, le rôle du temps est important dans les essais oedométriques et est mis en évidence par la consolidation secondaire. Cet effet se retrouve aussi sous conditions triaxiales de révolution.

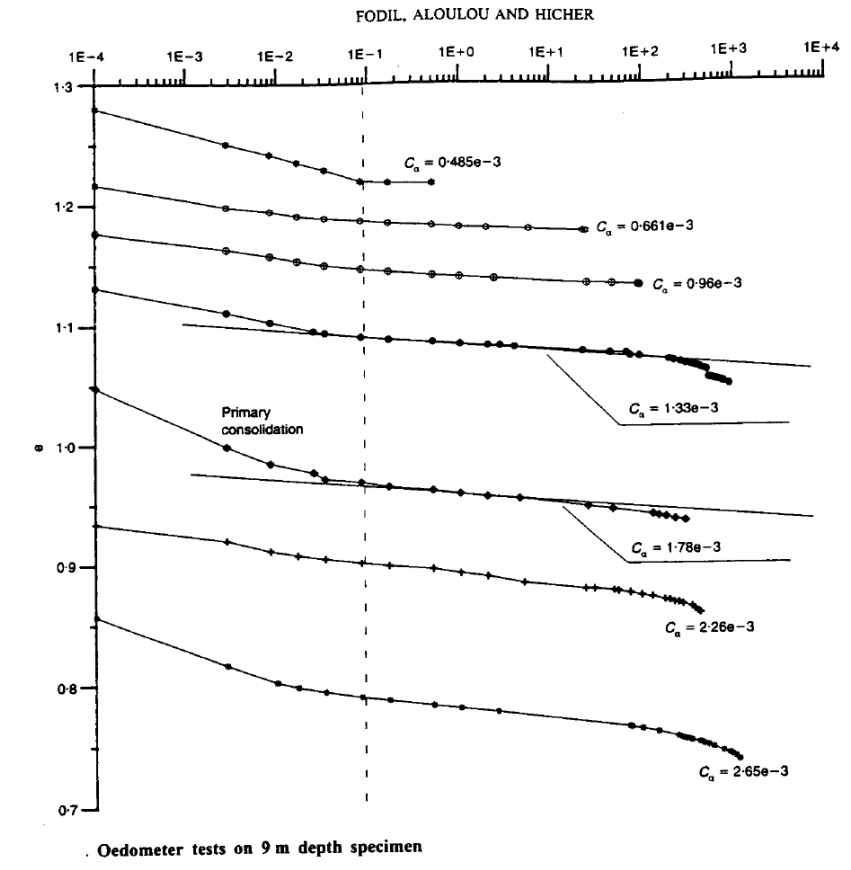


Fig. 18 : *Essais oedométriques à 9 m de profondeur (Fodil et al, 1997)*

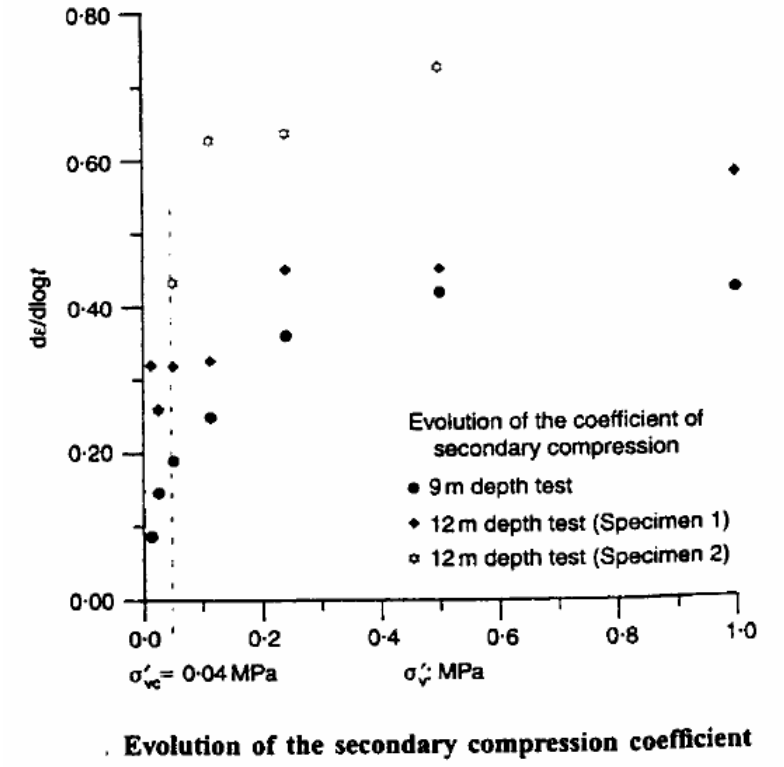


Fig. 19 : *Evaluation du coefficient de compression secondaire (Fodil et al, 1997)*

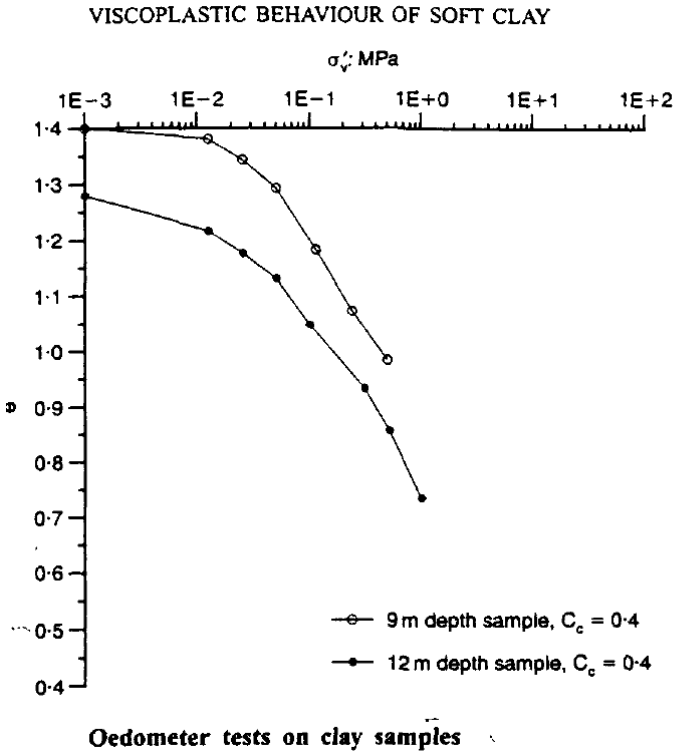


Fig. 20 : *Essais oedométriques sur l'argile (Fodil et al, 1997)*

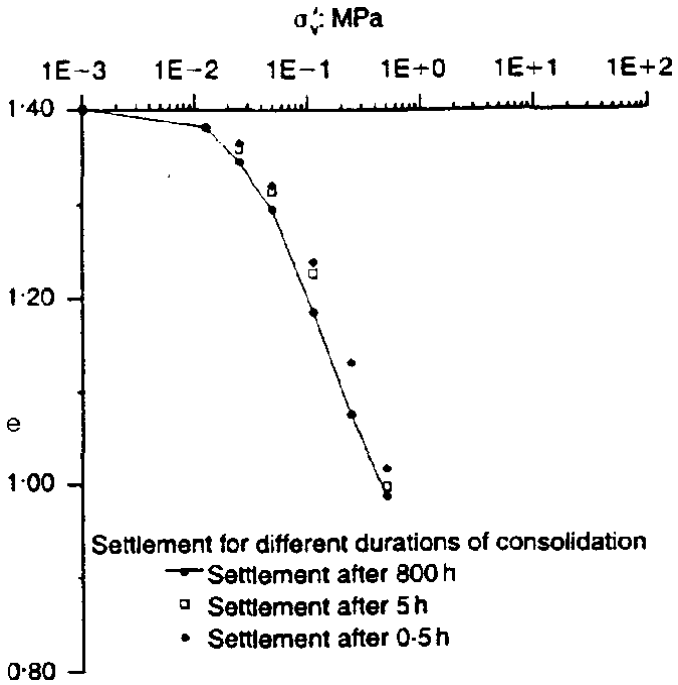


Fig. 21 : *Essai oedométrique avec différentes durées de consolidation (Fodil et al, 1997)*

6 ESSAI DE FLUAGE TRIAXIAL

Le fluage est défini comme une évolution de la déformation avec le temps sous une contrainte effective constante. Donc dans ce type d'essais, les contraintes effectives axiale et latérale sont maintenues constantes et la valeur des déformations axiale et volumique sont mesurées en fonction du temps.

Ce type d'essai correspond à un essai triaxial drainé: une nombreuse littérature existe sur des essais de fluage sont pratiqués sur des sols non drainés. Dans ce cas les contraintes totales sont constantes, et ces essais sont en fait mixtes: le déviateur $q = \sigma_1^{'} - \sigma_3^{'}$ est constant de même le volume de l'échantillons: on a donc une relaxation sur le volume se traduisant par les variations de pression interstitielle.

D'autre méthodes sont utilisées pour étudier le fluage, à savoir la boite de cisaillement et le cisaillement en torsion. Vuaillat (1980), dans sa synthèse des travaux sur le fluage, aboutit aux conclusions suivantes:

- Le fluage est un phénomène provoqué essentiellement par le déviateur des contraintes, le fluage "isotrope" sous consolidation isotrope ne se rencontrant que pour des argiles intactes,
- On observe, en fin de fluage, une quasi-linéarité de la vitesse de déformation axiale lors d'un essai triaxial de révolution par rapport au logarithme du temps; on peut faire la même remarque pour les variations de la torsion lors d'un essai de cisaillement,
- La rupture après fluage ne s'observe pas sur les argiles remaniées normalement consolidées,
- Quand il y a rupture, il s'agit d'un phénomène plastique; il n'y a pas de rupture "visqueuse".

6.1 Conditions Expérimentales

L'échantillons est d'abord consolidé sous des contraintes isotropes ; puis la contrainte du cisaillement est appliquée. Après cela, à une déformation donnée (autour de 1% et de 3% pour chaque essai), la contrainte du cisaillement est maintenue et les déformations axiale et volumique sont mesurées en fonction du temps.

6.2 Essai de fluage déviatoire

Dans ce genre d'essai, on distingue trois phases : fluage primaire caractérisé par une décroissance de la vitesse de déformation axiale ; fluage secondaire qui est stationnaire (la vitesse de déformation reste constant) ; et le fluage tertiaire avec un accroissement de la vitesse de déformation (fluage accéléré) (figure 22).

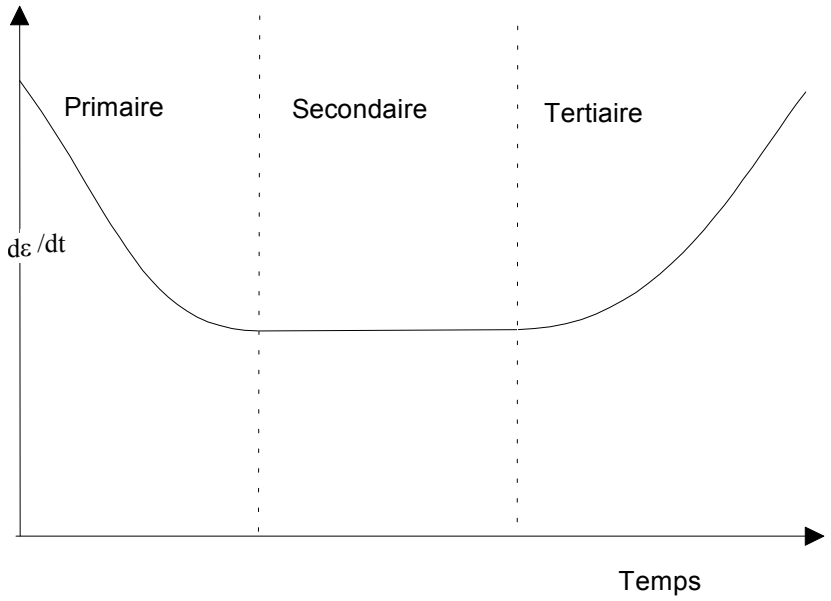


Figure 22 *: Trois étapes possible du fluage*

Le fluage primaire est toujours présent, le fluage tertiaire est observé pour des niveaux de contraintes proches de la contrainte de rupture, le fluage secondaire est quant à lui rarement observé (Flavigny, 1987 ; Hicher, 1985 ; Bishop et Lovenbury, 1969 ; Leroueil, 1977).

Ces résultats sont retrouvés sur l'argile du Flumet : Fodil et al (1997) ont effectué des essais de fluage drainé au triaxial à un niveau de contrainte loin du niveau maximum des contraintes. Ils ont observé fig. 23a, 23b un fluage primaire. Ce comportement avait été observé sur les matériaux argileux provenant de deux profondeur. Les résultats sont tracés dans les axes bilogarithmique entre la vitesse de déformation et le temps. On obtient alors une courbe quasi linéaire dont la pente m est voisine de 0.7: cette pente est une caractéristique du comportement du sol en fluage primaire (Singh et Mitchell, 1969 ; Tavenas et al, 1978).

Singh et Mitchell (1969) ont utilisé cette pente dans une relation phénoménologique pour représenter le fluage dans le sols : $d\varepsilon/dt = Ae^{\alpha q} (t_1/t)^m$, où α et A sont des paramètres du sol, t_1 est un temps de référence (1min, 1h,...) ; m est indépendant du niveau des contraintes, représenté par le terme α.

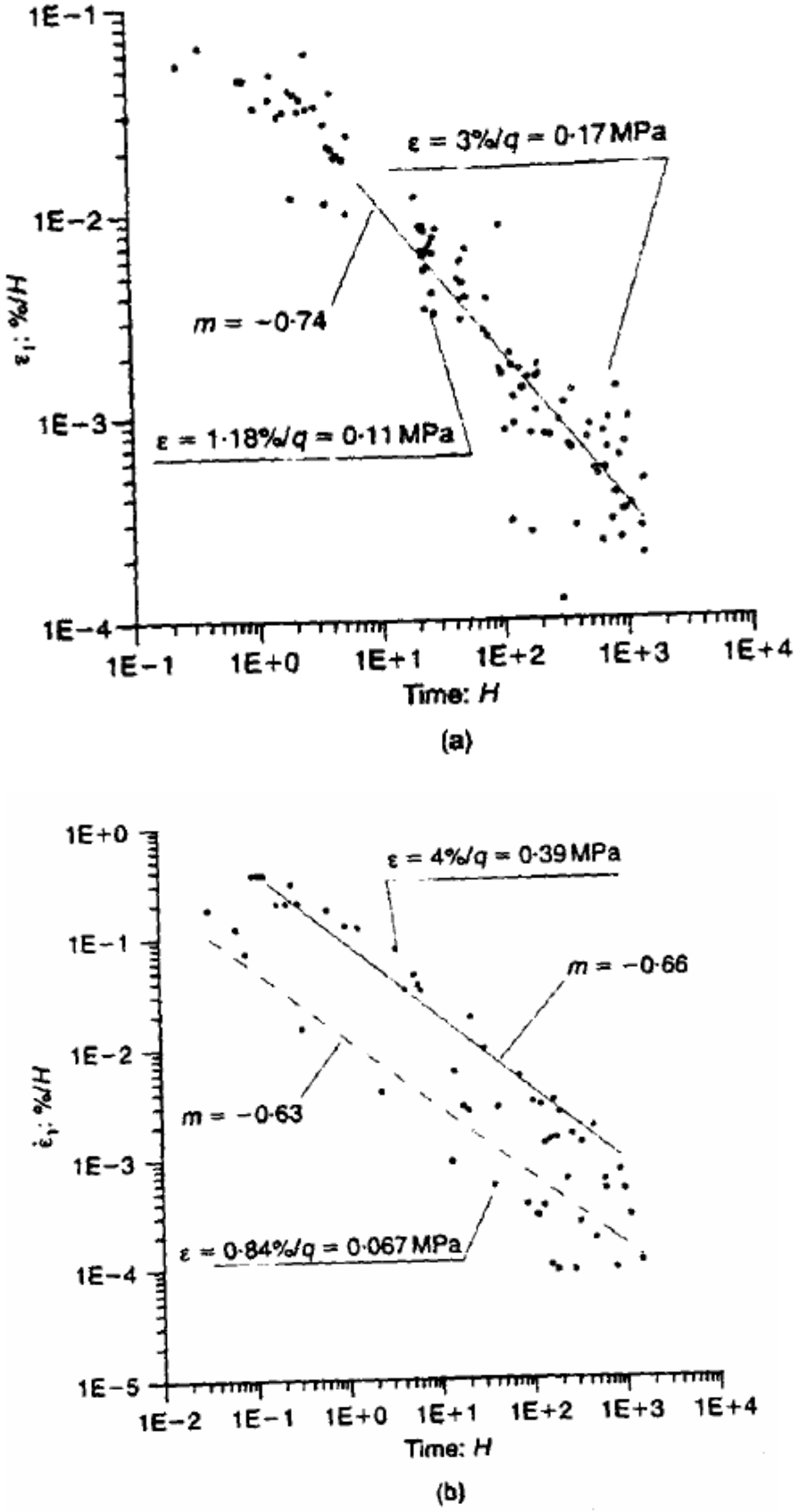


Fig. 23 : *(a) Essai du fluage à 9 m ; (b) Essai du fluage à 12 m de profondeur (Fodil et al, 1997)*

6.3 Influence de la vitesse de déformation

Les courbes contrainte-déformation sur la figure 24 (Fodil et al, 1997) sont obtenues à différentes vitesses de déformation constantes de 3.33×10^{-7}, 3.33×10^{-6}, 3.33×10^{-5} s^{-1}. On ne peut pas déduire de ces résultats une tendance générale parce que ces échantillons naturels d'argile du Flumet présentaient trop d'hétérogénéité. La résistance maximale est principalement reliée à la teneur en eau naturelle. Pour éliminer ces variations naturelles, la méthode de Leinenklugel (1967) a été utilisée par Hicher (1985), elle consiste à cisailler le même échantillon en changeant la vitesse de déformation d'un facteur de 10 à 100 en cours d'essai. La figure 25 présente un de ces tests. Le changement de la vitesse de déformation durant l'essai produit un accroissement ou une décroissance brusque de la contrainte déviatoire. Elle peut représenter jusqu'à 5% du niveau de contrainte. En comparaison avec les valeurs disponibles en littérature, l'influence de la vitesse de déformation n'est pas très prononcée (Bjerrum, Simons& Torblaa, 1958 ; Bjerrum, 1973 ; Hicher, 1985 ; Flavigny, 1987 ; Murayama & Shibata, 1964 ; Singh & Mitchell, 1969 ; Graham, Crooks & Bell, 1983). Une augmentation de 5 à 10% de la résistance est généralement observée quand vitesse de déformation est multipliée par 10 (Fodil et al, 1997). Cela peut être dû à la faible valeur de l'indice de plasticité de cette argile. En raison des petites variations de la résistance, d'autres facteurs peuvent influencer très largement le comportement mécanique de l'argile.

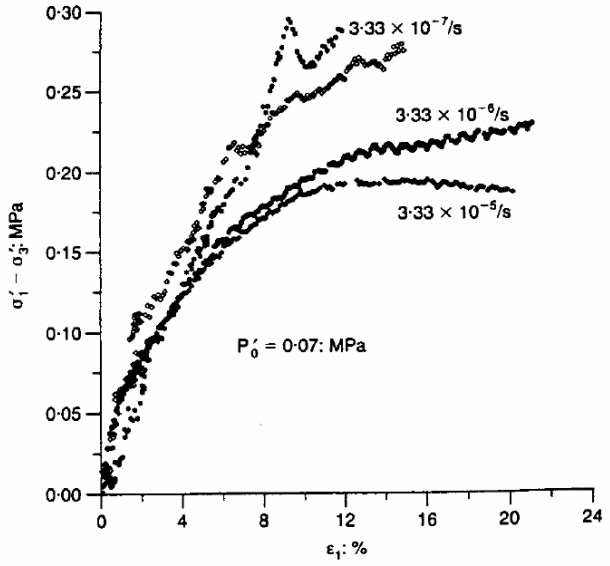


Fig. 24 : *L'influence de la vitesse de déformation sur les essais triaxiaux CU (Fodil et al, 1997)*

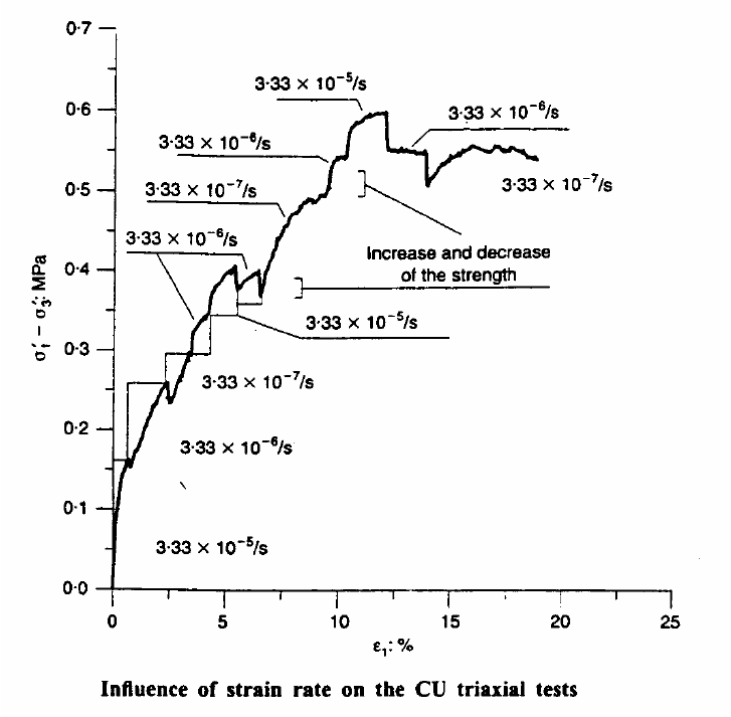


Fig. 25 : *L'influence de la vitesse de déformation sur les essais triaxiaux CU (Fodil et al, 1997)*

7 ESSAIS DE FLUAGE IN-SITU

Les essais in-situ sont peu nombreux, ceci s'explique par le temps très long pour atteindre le fluage. On signale qu'un dilatomètre a été utilisé pour étudier les massifs rocheux (Rousset, 1991). D'autre part le seul appareil de mesures in-situ utilisable dans des cas de fluage est le pressiomètre (Ménard, 1957). Cet appareil permet de mesurer la contrainte appliquée et la déformation au voisinage de la sonde pressiométrique.

Vu l'intérêt du pressiomètre, plusieurs auteurs l'ont abordé, entre outre : Baguelin et al,1978 ; et Briaud, 1992.

Dans un essai pressiométrique standard, on gonfle la sonde en appliquant une série de paliers de pression égaux, d'une durée d'une minute. On mesure le volume injecté en fonction de la pression appliquée. A partir des volume injecté et de la pression appliquée, on peut tracer la courbe pressiométrique type, cette courbe nous permet de déterminer le module pressiométrique 'E_M' et la pression limite 'p_l'.

La pression limite conventionnelle est la pression correspondante au doublement du volume initiale de la sonde « $\Delta V/V_0=1$ ».

Ces deux caractéristiques « E_M, p_l » sont utilisées pour calculer le tassement instantané des fondations superficielles par la méthode pressiométrique, ainsi que la force portante (Ménard). A partir de la courbe pressiométrique, on peut tracer la courbe du fluage, cette courbe représente la différence de volume injecté entre 30 secondes et 1 minute. Il faut signaler que cette courbe présente une portion pour la quelle la différence de volume est très faible entre les pressions p_i (pression initiale correspondant à la mise en place de la sonde) et p_f (pression de fluage du sol), elle est définie en fig. 26.

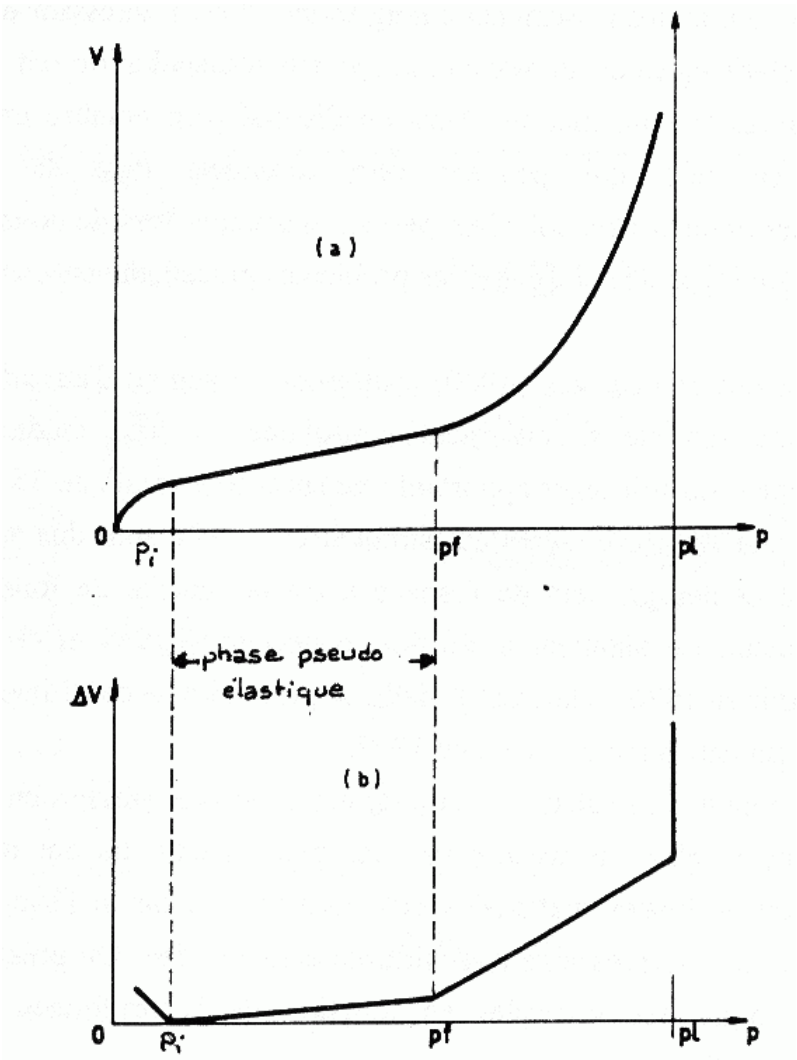


***Figure. 26**: Courbe pressiométrique et courbe de fluage*

Pour observer le comportement in-situ du sol en fonction du temps, les paliers de chargement pressiométriques peuvent être maintenus plus longtemps qu'une minute. Des essais à 45 minutes ont été réalisés sur le site de la centrale nucléaire de Nogent (Bufi, 1990) mais les résultats ne sont pas exploitables car le pressiomètre classique est mal adapté pour des essais du fluage à pression constante.

Les limitations du pressiomètre classique ont amené Bufi (1990) à mettre au point d'un appareil de mesure du fluage in-situ, le Diflupress L.D. La présentation de cet appareil sera abordé dans le chapitre II.

8 CONSOLIDATION SECONDAIRE: OBSERVATION SUR SITES

La viscosité du sol joue un rôle très important sur la stabilité des structures, ceci était la raison pour laquelle des nombreuses études ont été menées par différents chercheurs afin de palier le comportement du sol à long terme (plus de 3 décennies) sur des ouvrages de génie civil (des remblais de route, des centrales nucléaires, et des fondations).

8.1 Observations sur sites

Le problème de la consolidation s'impose de plus en plus dans le domaine de génie civil. Il est alors très intéressant d'avoir quelques exemples d'auscultation du tassement in-situ.

Crawford et Bozozuk (1990) ont cité 30 ans d'auscultation sur une argile marine sensible normalement consolidée. Il ont étudié les tassements d'un bâtiment dortoir léger apportant une surcharge totale de 35 kPa dont 2 kPa sont dus à la structure légère du bâtiment et 33 kPa sont dus au remplissage par du sable et de gravier de l'espace entre le semelle de fondation et la dalle du bâtiment.

La construction du bâtiment est finie en décembre 1954, puis le bâtiment dortoir est retiré en 1976, tandis que la dalle a été laissée. Un remblai d'essai instrumenté a été construite près du bâtiment en 1967. Crawford et Bozozuk (1990) ont mesuré les contraintes effectives de ce site avant et après la construction, ces contraintes mesurées sont présentées sur la figure 27 en fonction de la profondeur.

Les auteurs ont analysé les tassements du bâtiment et du remblai d'essai, et donné la conclusion suivante : la consolidation s'est fait à contrainte effective verticale constante égal à la contrainte de préconsolidation mesurée par des essais de laboratoire classiques. Cette valeur de contrainte semble être un seuil qui ne peut être dépassé tant que la consolidation n'est pas finie. Une autre interprétation proposée par Crawford et Bozozuk (1990) serait que la consolidation primaire est achevée après 1 ou 2 ans et qu'aucune augmentation de contrainte effective ne doit plus avoir lieu.

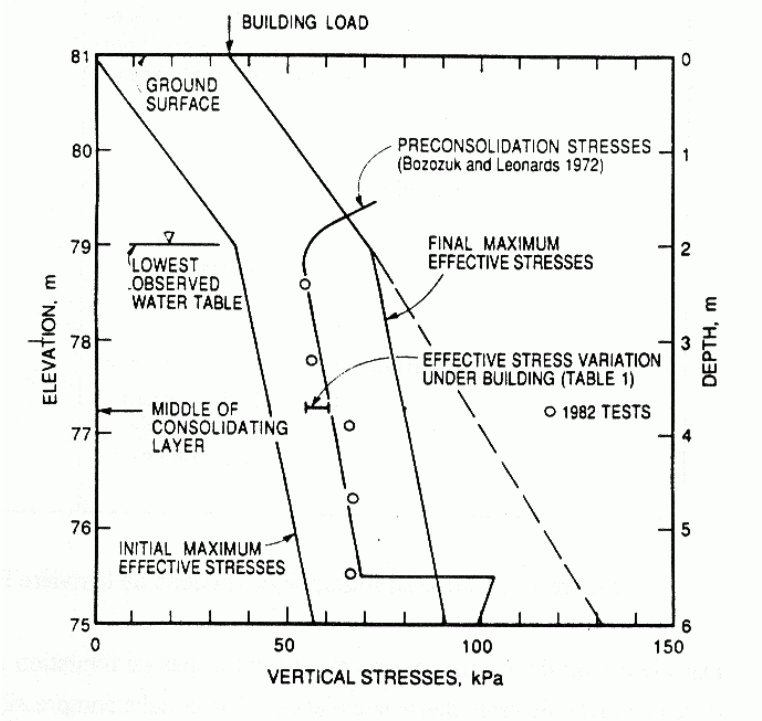


***Fig. 27**: Variation des contraintes avec la profondeur, Crawford et Bozozuk (1990)*

La consolidation de cette argile est finie au bout de 33 ans (Crawford et Bozozuk, 1990). A l'application de la charge de surface, les contraintes effectives augmentent rapidement jusqu'à atteindre la contrainte de préconsolidation, puis restent constantes pendant long temps (environ 3 décennies) avant d'augmenter à nouveau.

Vu la conclusion de Crawford et Bozozuk (1990) sur le comportement sur cette argile, il est très difficile d'interpréter la prévision des tassements à partir d'essais de laboratoire. Alors, Crawford et Bozozuk (1990) proposaient de réduire le tassement par le préchargement qui influence les tassements post-construction.

Crawford et al (1991) ont étudié trois structures lourdes de silos dans deux usines à ciment localisées sur le delta de la rivière Fraser, et ont montré l'influence du traitement du sol avant construction. La coupe stratigraphique du delta de la rivière Fraser est présenté sur la figure 28 ; sur cette coupe, la couche compressible (silt marin) se situe à une profondeur importante (toit à 35 m).

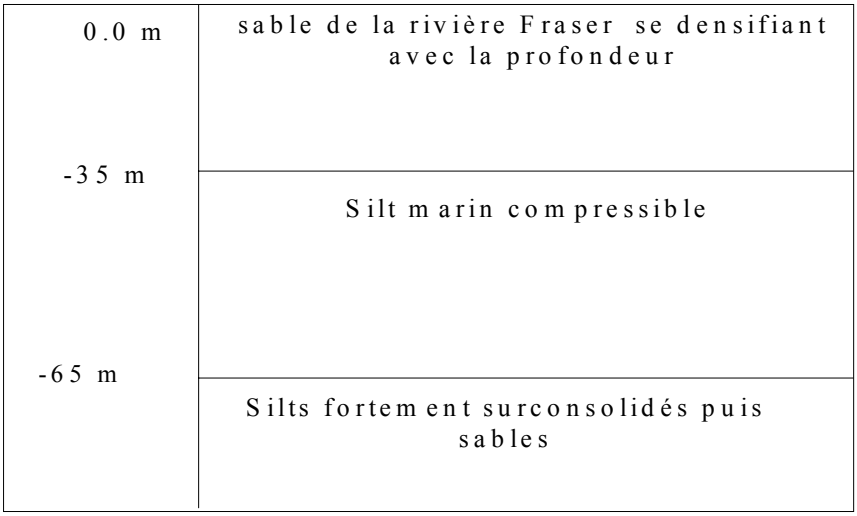


***Fig. 28**: Coupe stratigraphique du delta de la rivière Fraser*

Les auteurs montrent que dans les cas où il n'y a ni de préchargement ni de fondation sur pieux ancrés dans la couche de sable dense placé au-dessous de la couche compressible de sédiments marins, tout le tassement observé a lieu après la construction. Ceci est expliqué sur la figure 29, où on a un tassement de 0.3 mètres pour une surcharge de 100 kPa, par contre, quand il y a eu de préchargement et de fondation sur pieu, le tassement post construction est peu important et on a un tassement de 0.2 mètres pour une surcharge de 100 kPa.

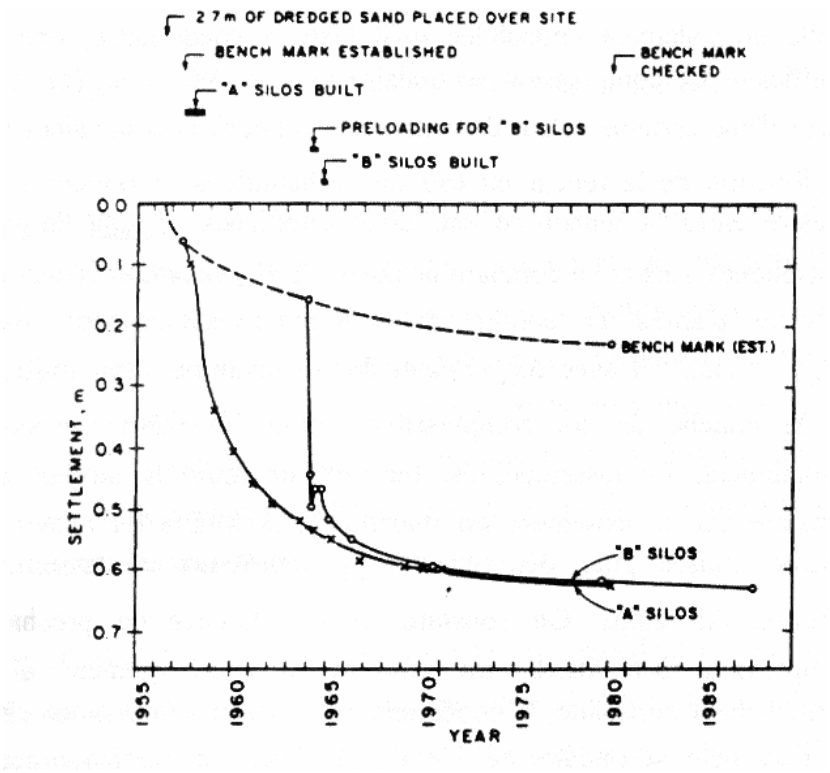


***Fig. 29**: Observation des tassements, usine des ciments Lafarge au Canada, d'après Crawford et al. (1991)*

8.2 Prévision des tassements

8.2.1 Comparaisons entre mesures en laboratoire et mesures sur sites

Le problème de la viscosité des sols argileux fait toujours l'objet de recherche de plusieurs chercheurs. Pour palier à ce phénomène, on essaye de comparer le coefficient de compression secondaire mesuré à l'oedomètre avec celui mesuré sur la courbe du tassement réel.

Jørgensen (1987) a comparé le coefficient C_α (oedomètre-réalité) pour quatre remblais routiers. Il a souligné que C_α mesuré à l'oedomètre est constant, pour l'argile molle (cf.fig. 29), à partir de certain niveau de contrainte. Si on trace la valeur maximale de C_α en fonction de W% et le coefficient de $C_{\alpha,max}$ (argile N.C). Ensuite, Jørgensen (1987) compare $C_{\alpha,oed}$ avec le coefficient de compression secondaire mesuré sur la courbe du tassement in-situ « $C_{\alpha,F}$ », ($C_{\alpha,F}=\Delta S_\alpha/H$ avec ΔS_α, la pente de tassement par cycle log(t) et H l'épaisseur de la couche compressible), cette comparaison est faite pour même niveau de contrainte. D'après Jørgensen (1987), le tassement maximal, mesuré sur toute la largeur du remblai, a lieu au milieu du remblai. En effet, $C_{\alpha,oed}$ est égale à $C_{\alpha,F}$, pour un sol normalement consolidé, si il n'y a pas de préchargement. Avec un préchargement suffisamment long de sorte que l'argile devienne surconsolidée, la vitesse de tassement secondaire est fortement réduite, mais si le préchargement est écourté et le sol reste normalement consolidé, les tassement secondaires seront poursuivis à une vitesse égale à la vitesse maximale ($\dot{\varepsilon}_\alpha=\dot{\varepsilon}_{\alpha,max}$).

Les conclusions de Jørgensen (1987) sont en accord avec celles de Mesri (1973) sur les facteurs d'influence du C_α.

Crawford et deBoer (1987) ont fait le même type de comparaison sur l'argile marine de basses terres de la rivière Fraser. Il ont entièrement analysé deux remblais l'un correspond au sol naturel et l'autre à une partie où des drains de sable sont implantés. La consolidation secondaire, pour le remblai avec drains de sable implantés, est déjà achevée, on peut alors déterminer $C_{\alpha,max}$ que l'on compare avec $C_{\alpha,oed}$. On constate une bonne concordance.

Enfin, le tassement calculé par la formule de Terzaghi et Peck (1967), eq. 13, est fortement sous-estimé par rapport à la réalité (Crawford et deBoer 1987, cité par Leidwanger, 1993).

$$S = H\frac{C_c}{1+e_0}\log_{10}\frac{\sigma_0' + \Delta\sigma'}{\sigma_0'} \qquad \text{(Terzaghi et Peck, 1967)} \qquad (13.)$$

Avec H l'épaisseur de la couche compressible, σ_0' la contrainte verticale effective in situ et $\Delta\sigma'$ l'augmentation de contrainte verticale due au chargement.

D'après Crawford et deBoer (1987), il est difficile de prélever d'échantillon no remaniés dans cette argile molle légèrement surconsolidée et fortement compressible, ceci s'explique les erreurs dans le calcul de tassement de consolidation. Crawford et deBoer (1987) conseillent d'utiliser de bons échantillons de sol et d'essais in-situ pour améliorer la prédiction du tassement.

Crawford et Campanella (1991) ont continué de travailler sur le même site, ils ont fait d'essais à l'oedomètre et d'essais in-situ (au piézocône et au dilatomètre). Les tassements calculés à partir des paramètres obtenus par ces trois essais sont de même ordre de grandeur et représentent seulement 60% du tassement réel. Enfin, Crawford et Campanella (1991) proposent des études in-situ pour savoir comment le mouvement s'effectue, ainsi que des études de laboratoire sur des échantillons représentatifs.

Afin d'étudier le tassement, Shields et al. (1990) ont effectué des essais pressiométriques (longue durée de 2 h à 5 jours pour certains), ces essais sont faits sur une île de glace artificielle. Les résultats d'essais ne sont qu'à titre indicatif puisqu'il s'agit de glace artificielle dont son comportement serait voisin de celui d'un grès. Cependant, il semblerait que pour ce matériau, le pressiomètre puisse mesurer les paramètres physiques d'une loi de fluage secondaire qui gouverne le tassement de fluage secondaire monodimensionnel de la glace (Leidwanger, 1993).

Qu'en est-il pour les argiles?

Anderson et Pyrah (1989) ont effectué des essais pressiométriques sur des échantillons cylindriques creux (150 mm de diamètre extérieur, 25 mm de diamètre intérieur et environ 1500 mm de hauteur).

Le mini pressiomètre est entouré par l'échantillon et placé dans une cellule triaxial modifiée. Il faut noter que, pendant l'essai, le plateau supérieur est fixé rigidement et les orifices de drainage sont fermés afin d'assurer une expansion radiale en déformation plane des conditions non drainées. Anderson et Pyrah (1989) ont mesuré la pression radiale appliquée et la variation de la cavité correspondant, ceci est fait pour chaque essai. Ces essais sont fait de manière à appliquer des contraintes contrôlées (même procédure que l'essai pressiométrique de Ménard in-situ) et des déformations contrôlées. Il ont aussi réalisé des simulations numériques pour étudier l'influence des différent procédures d'essai sur les résultats en adoptant le modèle de Cam-Clay modifié pour simuler le comportement du sol et l'analyse de Biot pour modéliser la consolidation primaire. Le but d'essais était de valider le pressiomètre, dont l'exploitation ne peut pas être simple du fait de distribution de contraintes, de

déformations et de pression interstitielle non uniformes. La consolidation primaire peut être influencée par le chemin de drainage qui est relativement court dans ce cas, ceci s'explique la raison pour laquelle les auteurs ont effectué des essais au pressiomètre autoforeur en chambre d'étalonnage avec la possibilité d'étudier l'effet du temps en mesurant la pression interstitielle. Les essais et les modélisation numériques effectués ont amené les auteurs à remarquer les points suivants :

- Les essais homogènes ont confirmé qu'il y a des gradients de pressions interstitielles radiale autour d'une cavité en expansion et que de la consolidation primaire radiale se fait pendant le test,
- Un modèle de comportement du sol incluant un fluage déviatoire est nécessaire pour une simulation numérique correcte des essais.
- La méthode et la vitesse d'expansion influencent les modules de cisaillement sécants calculés de la même façon que pour l'essai pressiométrique classique; la différence entre les deux essais est montrée sur la figure 30,

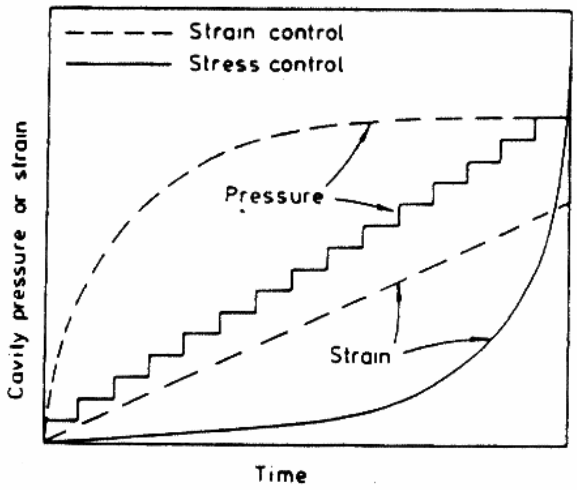


***Fig. 30**: Variation de pression et de déformation en fonction du temps dans les tests à contraintes et déformation contrôlées d'après Anderson et Pyrah (1989)*

- Les effets de la consolidation primaire sont prédominant dans les essais à déformation contrôlée alors que le comportement visqueux prédominant dans les essais à contrainte imposée,
- Enfin, les essais effectués en chambre de calibration confirment l'influence de phénomènes dépendant du temps et suggèrent également la possibilité d'une consolidation verticale loin de la mi-hauteur du pressiomètre car des gradient verticaux de surpression interstitielle ont été mesurés dans l'argile entourant la portion centrale du pressiomètre; la présence de consolidation primaire verticale s'expliquerait par le fait que le pressiomètre ne se déforme pas comme un cylindre parfait.

On souligne que la durée des essais ne semble pas excéder 15 minutes d'après le peu de renseignement donné à ce sujet par les auteurs. Il semblerait donc que lors d'essais classiques au pressiomètre dans l'argile, les effets du temps interviennent sous forme de consolidation ou de fluage suivant le type de sollicitation choisi pour conduire l'essai. Cette conclusion discutable : la vitesse de chargement (tant en contrainte qu'en déformations contrôlée) est à prendre en compte tant dans la consolidation que par le fluage.

8.2.2 Prévisions des tassements par différentes méthodes de calculs

Les tassements des ouvrages sont à déterminer si l'on veut éviter des problèmes de génie civil ultérieur. Ceci pousse les chercheurs à continuer leurs recherches afin de palier à cette étude, donc, dans certains cas, ils ont essayé de valider les différents méthodes de calcul sur des sites expérimentaux (Cf. Travaux sur les remblais expérimentaux du LCPC « Cf. Cubzac-les-Ponts »).

Crawford et Sutherland (1971) ont comparé les tassements observés sur les fondations de l'Hôtel Empress avec les tassements prévus par les calculs.

Quant au tassement de la consolidation secondaire, les chercheurs ont comparé le coefficient de la compression secondaire C_α mesuré à l'oedomètre avec celui calculé depuis la pente de la courbe de consolidation. Dans ce cas, C_α est égal au tassement mesuré par cycle log du temps devisé par l'épaisseur de la couche compressible sous le point d'auscultation du tassement.

Ces comparaisons permettent aux auteurs d'obtenir une bonne corrélation entre les résultats de l'observation et du calcul sur la base de résultats d'essais de laboratoire. Ceci est dû, selon les auteurs, au chargement simple mais conséquent qui est appliqué à une couche en profondeur de sol normalement consolidé. Une telle situation peut être approximée par la théorie unidimensionnelle de la consolidation (Leidwanger, 1993)..

Il faut noter que les calculs peuvent être de plusieurs types. Citons de ces calculs le travail de Sarac et Popovic (1981), ils ont fait leurs études sur un remblai afin d'évaluer le tassement de consolidation. Vu la petite épaisseur de la couche compressible, par rapport à la largeur du remblai, Sarac et Popovic (1981) ont étudié le problème comme une consolidation monodimensionelle pour les tassements suivants l'axe du remblai. Ils ont appliqué la méthode de différences finies appliqués, alors, ils ont utilisé l'équation monodimensionelle de Biot que l'on rappelle ici

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{1+e}{\gamma_w \frac{\partial e}{\partial \sigma'}} \frac{\partial}{\partial z}\left(k \frac{\partial u}{\partial z} \right) \qquad (14.)$$

avec e l'indices des vides, k le coefficient de perméabilité, γ_w le poids volumique de l'eau et u la pression interstitielle.

Les auteurs ont étudié l'influence de différents facteurs (l'hétérogénéité, k le coefficient de perméabilité etc….) sur le tassement de consolidation. Ils ont montré que l'influence de ces facteurs est faible, que les tassements mesurés sont en bon accord avec les tassement de prévision même pour le cas totalement simplifié. Le début de la consolidation est mal prédit à cause de la difficile détermination de la perméabilité par un essai de laboratoire (cité par Leidwanger, 1993).

Evidement, il y a autre méthodes de calcul du tassement disponible : Cox (1981) d'une part et Bergado et al. (1990) d'autre part en supposent un certain nombre sur le même site d'autoroute reposant sur une argile molle de Bangkok.

Cox (1981) a considéré que le tassement total est composé du tassement immédiat, du tassement de consolidation pendant la construction, et du tassement de consolidation post-construction. Ceci s'explique pourquoi il a utilisé trois formules pour calculer le tassement. Ces formules reposent évidemment sur des caractéristiques de sol mesurées par des essais de laboratoire.

On peut calculer le tassement de consolidation pendant la construction par la formule de (Terzaghi et Peck, 1967), eq. 13.

Il faut noter que Cox (1981) a pris en compte, pour ce calcul, une contrainte verticale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) inférieur à la contrainte de préconsolidation du sol, comme suggéré par Leroueil et al. (1978) et Tavenas (1979) (cité par Leidwanger 1993). D'après l'auteur, la somme de deux tassements (le tassement de consolidation pendant la construction, et le tassement immédiat élastique) est en bon accord avec le tassement observé sur site.

Ensuite, l'auteur calcule le tassement post-construction par la formule suivante :

$$S = \frac{H}{1+e_0}\left(C_c \log_{10}\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} + C_\alpha \log_{10}\frac{t_1}{t_2}\right) \qquad (15.)$$

On retrouve une contribution du tassement de consolidation primaire calculé pour les profondeurs de couches pour lesquelles la contrainte verticale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) est supérieure à la contrainte de préconsolidation (Leidwanger, 1993). Les tassements dus à la compression secondaire sont calculés à la fin de construction (t_2). Les résultats calculés sont relativement en accord avec les résultats d'auscultation. Cependant, les contraintes à utiliser dans les calculs ne sont pas clairement définies, ce qui ne donne pas une méthode très simple de calcul du tassement.

Finalement, Bergado et al. (1990) ont testé l'applicabilité de différents méthodes de calcul, leurs résultats de comparaisons sont présentés dans le tableau 1.

Dans ce tableau, ils ont déterminé les paramètres du sol (C_v, E_u, E') par la méthode d'analyse inverse, car il est difficile de les déterminer à partir d'essais homogènes.

Cette résumé sur les méthodes de calcul du tassement montre qu'en fait, il n'y pas une méthode qui s'impose réellement. De plus, on a pu remarquer que la méthode oedométrique est la méthode la plus adaptée pour calculer le tassement de consolidation. En ce qui concerne le calcul du tassement de consolidation secondaire, les auteurs considèrent l'essai oedométrique comme référence pour juger les résultats d'auscultation sur sites. L'essai œdométrique est considéré comme un essai monodimensionnel, du fait de la petite épaisseur de la couche compressible par rapport aux dimensions des radiers.

Cependant, cette, hypothèse n'est pas réaliste (cas des centrales nucléaires par exemple). On a donc recours à d'autre méthodes pour estimer le tassement différé. La modélisation du comportement visqueux des argiles peut se formaliser par trois approches complémentaires et de plus en plus complexe. La première approche consiste à formuler une expression mathématique d'une courbe de tassement ou de déformation. Il s'agit ce qu'on appelle couramment les lois de fluage, bien que cela ne corresponde pas du tout à une traduction du comportement du matériau. La deuxième approche consiste à assimiler le problème considéré à un problème unidimensionnel. Cela conduit à la simplification du problème à traiter et la loi de comportement du sol peut alors être traduite par l'utilisation de modèles rhéologiques déduit du comportement oedométrique. Enfin, dans le cas où aucune hypothèse simplificatrice ne peut être faite, on a recours à l'utilisation de modèle de comportement qui requièrent généralement l'utilisation de codes éléments finis (Leidwanger, 1993).

Skempton et Bjerrum (1957)	Davis et Poulos (1968)	Asaoka (1978)	Cox (1981)
tassement de fin de consolidation	tassement de fin de consolidation	tassement de fin de consolidation	tassement de fin de consolidation
Calcul à partir des surpressions interstitielles obtenues sous des conditions de contraintes axisymétriques (triaxial) non drainés $S = \mu S_{oed}$ où μ est un coefficient correcteur dépendant du coefficient de pression interstitielle A et de la géométrie du problème et S_{oed} est le tassement calculé à partir d'essais oedométriques	Calcul à partir de la théorie élastique. Le tassement final total d'un sol multicouche est la sommation de la déformation verticale de chaque couche. Le tassement à long terme drainé est obtenu par $S = \sum \frac{H}{E'}\left[\Delta\sigma_z - \nu'\left(\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y\right)\right]$ où E' et ν' sont les paramètres élastiques drainés pour chaque couche de sol.	Il s'agit d'une méthode graphique de prédiction du tassement: la courbe de tassement réel est divisée en intervalles de temps égaux et le tassement S_i correspondant à chaque instant est enregistré. On retrace les points de tassement S_i dans un système d'axe cartésien (S_{i-1}, S_i). On trace la droite à 45° et la droite passant au mieux par tous les points: l'intersection donne le tassement final de consolidation	Estimation du tassement final de consolidation en tenant compte de l'effet de la consolidation secondaire à partir de l'équation déjà citée plus haut (équation 1.6). $S = \frac{H}{1+e_o}\left(C_c \log_{10}\frac{\sigma'_{vo}+\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{vo}} + C_\alpha \log_{10}\frac{t_1}{t_2}\right)$ où C_C et C_α sont respectivement l'indice de compression et le coefficient de compression secondaire du sol.
bonne concordance	bonne concordance	sous-estimation du tassement	sous-estimation du tassement

Tableau 1: Méthodes de prévision du tassement rapportées par Bergado et al. (1990), cité par Leidwanger, 1993.

9 REMARQUES DE CONCLUSION SUR LE FLUAGE

Le fluage est une déformation du matériau au cours de temps sous un état de contraintes effectives maintenu constant.

Le problème du fluage peut être formulé les réponses aux cinq questions posées dans le paragraphe 2.

On peut conclure que le fluage est un phénomène complexe, donc, il est difficile de palier à ce problème, car il s'agit d'un problème de nature visqueuse qui se manifeste avec le temps et durera plus de 30 ans. Ensuite, la transition vers le fluage accéléré signifie que la résistance limite au cisaillement a été atteinte et que le sol va inévitablement se rompre, cependant la résistante limite présente la capacité du sol à soumettre à la contrainte du cisaillement. Finalement, on peut dire que le sol se comporte comme un sol surconsolidé lorsqu'il subi à la contrainte du cisaillement pendant très long temps, car la contrainte de préconsolidation augmente avec le temps, ce qui signifie que la contrainte actuelle est plus faible que la résistance limite du sol.

Lors de l'observation in-situ, Crawford et Bozozuk (1990) ont montré que le tassement de consolidation d'une argile marine est finie au bout de 33 ans. Ce comportement inhabituel rend difficile la prévision des tassements à partir d'essais de laboratoire. Il est possible de réduire le temps de tassement par le préchargement : ceci diminue les tassements post-construction.

Le comportement rhéologique des sols dépend à la fois des contraintes de cisaillement et des contraintes normales.

La 1ere fonction d'un modèle mathématique du fluage est d'établir une relation entre cette déformation (déformation continue dans le temps), la contrainte constante et le temps.

Dans le cas de charge progressive, le modèle de fluage doit lier les déformations au temps à une contrainte variable, elle même fonction du temps.

Les auteurs montrent que $C_{\alpha e}$ (coefficient de consolidation secondaire) est relié à l'indice de compression C_c par une corrélation simple $C_{\alpha e}/C_c \approx 0.04$.

Le coefficient $C_{\alpha e}$ semble être le paramètre le plus utile pour décrire l'amplitude de la consolidation secondaire. Les facteurs d'influence les plus importants sont la pression de préconsolidation et la durée de préchargement, (Mesri, 1973).

La pression de préconsolidation croît avec la durée écoulée depuis le début, ainsi qu'avec la vitesse de déformation. Par conséquent, l'effet de la vitesse de déformation et celui de la température doivent être considérés simultanément, sans oublier que la vitesse de consolidation secondaire est également influencée par la durée d'un préchargement ou d'une charge précédente.

D'après Leroueil et al (1985), la durée de consolidation n'affecte pas l'indice de compressibilité tandis que la pression de préconsolidation obtenue croît avec la vitesse de déformation.

Le comportement oedométrique des argiles est alors contrôlé par une relation ($\sigma_0^{'}-\varepsilon_v-\dot{\varepsilon}_v$).

Dans un essai triaxial, le fluage primaire est toujours présent, le fluage tertiaire est observé pour des niveaux des contraintes proches de la contrainte de rupture, le fluage secondaire est rarement observé.

Tant que les surpressions interstitielles ne sont pas dissipées, les déformations du sol sont élastoplastiques et visqueuses (Bjerrum, 1967).

La consolidation secondaire se distingue fortement de la consolidation hydraulique dans le sens où les phénomènes qui la régissent sont essentiellement d'ordre visqueux, les déformations étant provoquées, dans ce cas, par le déviateur des contraintes (Vualliat, 1980).

Les conclusions des auteurs quant à l'amélioration des prédictions sont l'utilisation de meilleurs échantillons de sol et de méthodes d'essai in-situ plus appropriées pour déterminer les tassements.

CHAPITRE II
LES APPAREILS DE MESURE IN-SITU : PRESSIOMETRE & DIFLUPRESS

1 INTRODUCTION 44

2 LE PRESSIOMETRE ET LES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES 44

2.1 DESCRIPTION ET PRINCIPE DE PRESSIOMETRE 44
2.1.1 Description 44
2.1.2 Principe de mesure 45
2.1.3 Présentation des résultats 46

3 INTERPRETATION THEORIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE 47

3.1 ETUDE DU MODULE PRESSIOMETRIQUE EM 47
3.2 LA PRESSION DE FLUAGE PF ET LA PRESSION LIMITE PL 48

4 DETERMINATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DES SOLS PULVERULENTS AU PRESSIOMETRE 48

4.1 DETERMINATION DE LA PRESSION LIMITE CONVENTIONNELLE PL,C 49

5 L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE ET LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS 50

5.1 ANALYSE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE EN ELASTOPLASTICITE 50
5.1.1 Elasticité linéaire et plasticité parfaite 51
5.1.2 Elastoplasticité et dilatance 52
5.1.2.a Relation entre Pl et φ lorsque (K0 >1/(1+sinφ)) 53
5.1.2.b Relation entre Pl et φ lorsque (K0 < 1/(1+sinφ)) 53

6 LE DIFLUPRESS L.D. 53

6.1 L'ESSAI 54
6.1.1 L'appareillage 54
6.1.2 Le mode opératoire 54
6.1.2.a Phase de relaxation 54
6.1.2.b Phase d'essai de fluage 55
6.1.3 Interprétation des résultats d'essais 56
6.1.3.a Contrainte appliquée 56
6.1.3.b Pente de fluage 56
6.1.4 Relation pente de fluage- contrainte appliquée 57
6.1.4.a Relation de Singh-Michell 57
6.1.4.b Relation de Schultze 58

7 CONCLUSION 61

1 INTRODUCTION

Le module pressiométrique est une des caractéristiques mécaniques les plus utilisées en France. L'objectif de ce chapitre est de rappeler la complexité de la notion de module de déformation, notamment en fonction de l'amplitude des déformations.

Au cours des trente dernières années, l'essai pressiométrique a largement modifié les pratiques de la mécanique des sols et des fondations .

C'est pour les études de fondations que son usage s'est le plus répandu, malgré le caractère semi-empirique des méthodes de calcul correspondantes.

Dans le domaine du Génie Civil, nous avons besoin de la connaissance précise des caractéristiques du sol de fondation. C'est pourquoi les chercheurs ont développé l'étude d'essais pressiométriques en plus des essais de laboratoire.

Tout d'abord, nous aborderons l'essai pressiométrique d'un point de vue théorique.

2 LE PRESSIOMETRE ET LES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

Le pressiomètre le plus répandu en France est le pressiomètre de Ménard qui a été inventé en 1955. Cet appareil permet de mesurer le module pressiométrique à partir de la courbe pressiométrique.

2.1 Description et principe de pressiomètre

En fait, il existe plusieurs types de pressiomètre, nous décrirons le principe de fonctionnement dans le cas général.

2.1.1 Description

D'après Cassan (1955), on distingue dans un pressiomètre trois éléments (Fig. 1):

- le contrôleur pression volume ou **C.P.V**;
- les tubulures de connexion;
- la sonde de mesure que l'on introduit dans un forage au niveau de l'essai et qui dilate radialement.

Le **C.P.V** est rempli d'eau et est mis en relation avec la sonde de mesure par les tubulures de connexion. Le refoulement de l'eau dans la sonde est obtenu par application de pressions croissantes sur la surface supérieure de l'eau au moyen d'un gaz comprimé. Au sujet de la mise en place de la sonde dans le trou de sondage (préforage, autoforage,...), il existe divers procédés dépendants de la nature du sol.

Quant à la sonde, elle comporte trois cellules (Fig. 2) :

- une cellule de mesure centrale (d'un diamètre compatible avec les diamètres des outils de forage usuels) constituée d'un tube métallique revêtu d'une membrane en caoutchouc gonflée avec de l'eau, exerçant une pression radiale sur les parois du forage;
- deux cellules de garde de même conception, disposées aux extrémités de la cellule centrale et gonflées à l'air, tout au moins pour des essais effectués à des profondeurs <15m. Pour des profondeurs supérieures, il est recommandé de gonfler également à l'eau les cellules de garde, de façon à annuler la différence de pression en cellules due à la pression hydrostatique interne. L'intérêt des cellules de garde est d'assurer une répartition

cylindrique des contraintes et des déformations au niveau de la cellule de mesure et ainsi de neutraliser les perturbations d'extrémité;

- des tubulures en Rilsan relient la sonde au **C.P.V**.

2.1.2 Principe de mesure

Tous les organes de mise en pression et de régulation sont pneumatiques.

Les déformations du sol sont mesurées à partir de: du volume d'eau injecté dans la cellule centrale est lue sur un tube indicateur en fonction du temps pour des paliers de pression croissants de 1 minute.

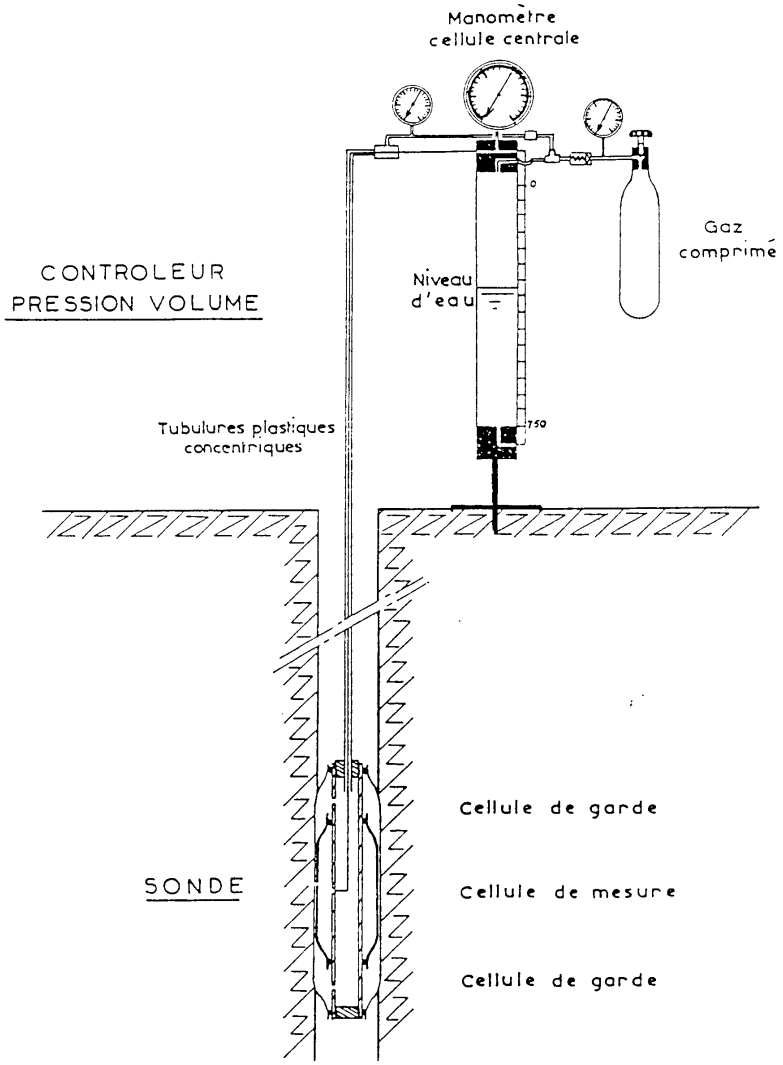


Fig. 1 *: Schéma de principe du pressiomètre de Ménard (1955)*

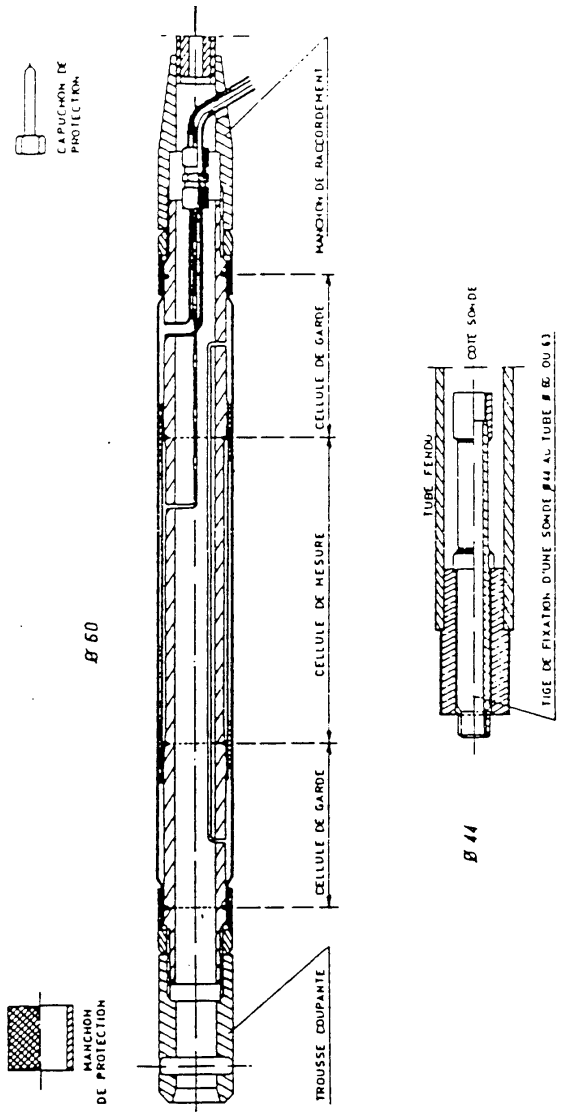


Fig. 2 *: La sonde pressiométrique de type G (d'après Louis Ménard, 1955)*

2.1.3 Présentation des résultats

L'ensemble des résultats des mesures peut se traduire, par deux courbes ((Cf. Chapitre I, fig. 26).

La courbe pressiométrique (obtenue en portant en abscisse les pressions et en ordonnée les déformations volumétriques); cette courbe est constituée de trois phases:

- **Phase. 1: ($0<p<p_0$)**, elle résulte de l'expansion de la membrane jusqu'au moment où celle-ci vient épouser le contour du trou foré préalablement. D'après Fawaz (1993), Baguelin et al (1978) définissent P_0, la pression lue sur la courbe pressiométrique qui correspond au volume V_0 comme le début de la partie linéaire sur cette courbe. Théoriquement la pression p_0 dans la sonde est alors la pression naturelle de terre au repos.
- **Phase. 2: ($p_0<p<p_f$)**, cette phase est quasi-linéaire, elle fournit le module pressiométrique $\mathbf{E_M}$, ainsi que la pression $\mathbf{p_f}$ correspondant à $\mathbf{v_f}$ (appelée pression de fluage).
- **Phase. 3**: elle est appelée classiquement « phase plastique ». Lorsque la pression dépasse la pression de fluage $\mathbf{p_f}$, le sol entre alors dans le domaine des déformations plastiques.

Quand on atteint les grandes déformations, la pression tend alors vers une limite appelé: pression limite $\mathbf{p_l}$ (conventionnellement dans la pratique, cette pression est supposée être atteinte lorsque le volume de la sonde a doublé).

- une courbe dite de « fluage » obtenue en portant en abscisse les pressions et en ordonnées les déformations de fluage correspondantes (Cf. Chapitre I, fig. 26).

3 INTERPRETATION THEORIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

3.1 Etude du module pressiométrique EM

Ce paramètre se déduit de la phase pseudo-élastique de la courbe pressiométrique qui est quasi-linéaire : le sol est alors supposé élastique (Cf. Chapitre I, fig. 26).

Dans cette phase, Cassan (1978) a étudié l 'équilibre d'une portion de sol comprise entre les rayons r et r+dr et dans l'angle dθ (Fig. 3):

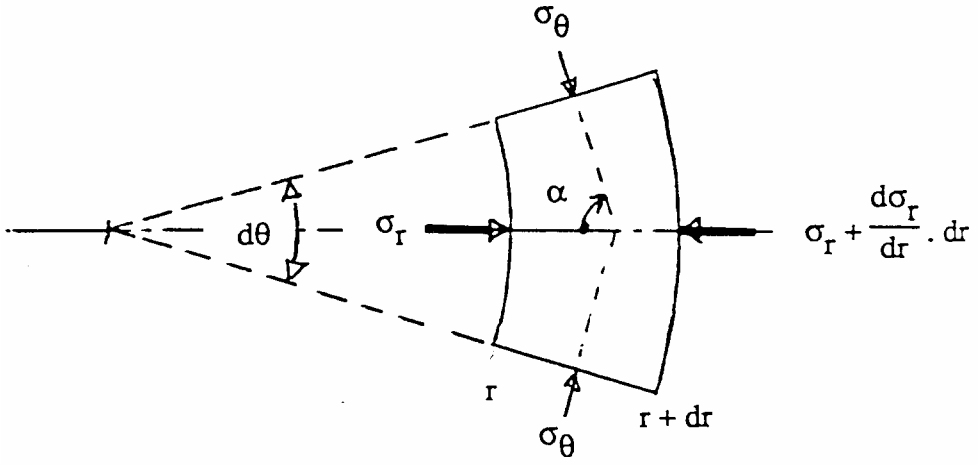


Fig. 3 *: équilibre d'un élément de couronne cylindrique autour de la sonde pressiométrique*

En coordonnée cylindriques, les équations d'équilibre se résument à:

$$\begin{cases} \dfrac{\partial \sigma rr}{\partial r} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial \sigma r\theta}{\partial \theta} + \dfrac{\partial \sigma rz}{\partial z} + \dfrac{\sigma rr - \sigma\theta\theta}{r} + fr = 0 \\ \dfrac{\partial \sigma r\theta}{\partial r} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial \sigma\theta}{\partial \theta} + \dfrac{\partial \sigma\theta z}{\partial z} + \dfrac{2\sigma r\theta}{r} + f\theta = 0 \\ \dfrac{\partial \sigma rz}{\partial r} + \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial \sigma\theta z}{\partial \theta} + \dfrac{\partial \sigma zz}{\partial z} + \dfrac{\sigma rz}{r} + fz = 0 \end{cases} \qquad (1.)$$

La solution de ces équations est classique et conduit aux résultats suivantes:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= p_0 + (p - p_0)\frac{r_0^2}{r^2} \\ \sigma_\theta &= p_0 - (p - p_0)\frac{r_0^2}{r^2} \\ \sigma_z &= p_0 \end{aligned} \qquad (2.)$$

Le déplacement est donné par:

$$u = \frac{1+\nu}{E}(p - p_0)\frac{r_0^2}{r} \qquad (3.)$$

Les calculs des déformations conduit à la définition du module d'Young du sol:

$$E = (1+\nu)r\frac{d\sigma_r}{du} \qquad (4.)$$

En partant d'un volume de sonde V_0, on injecte, en plus de ce volume, une quantité d'eau variant dans la plage élastique entre V_i et V_f. Pour déterminer le module du sol, on se place au milieu de la plage élastique, pour le volume moyen V_m de la sonde celui ci est tel que:

$$Vm = Vs + \frac{Vf + Vi}{2} \qquad (5.)$$

Dans la relation (4), on utilise le rapport du/r, c'est-à-dire la variation relative du rayon du forage. Ce rapport peut être ramené à la variation de volume moyenne dV/Vm par la relation:

$$\frac{du}{r} = \frac{dV}{2Vm} = \frac{Vf - Vi}{2(Vs + \frac{Vf + Vi}{2})} \qquad (6.)$$

Le module de déformation se calcule finalement par la relation :

$$E = 2(1+\nu)(Vs + \frac{Vf + Vi}{2})\frac{Pf - Pi}{Vf - Vi} \qquad (7.)$$

La relation (7) donne le module pressiométrique 'E_M' mentionné dans les ouvrages classiques de mécanique des sols: il s'agit d'un module de Young mesuré sur un chemin de cisaillement.

3.2 La pression de fluage Pf et la pression limite pl

D'après Cassan (1978) la pression de fluage est la limite supérieure de la phase élastique. C'est aussi la pression pour laquelle les déformations différées du sol deviennent importantes par rapport aux déformations immédiates.

Elle s'évalue soit à partir de la courbe pressiométrique, soit à partir de la courbe de fluage.

La pression limite est la pression qui correspond à la plastification de tout le massif. Dans la pratique, cette pression est difficile à atteindre, c'est pourquoi on adopte la pression limite conventionnelle correspondant au doublement du volume de la sonde.

4 DETERMINATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT DES SOLS PULVERULENTS AU PRESSIOMETRE

Différents auteurs ont fourni des corrélations, donnant l'angle de frottement φ en fonction de la résistance de pointe q_c au pénétromètre statique ou en fonction de la valeur N au pénétromètre dynamique SPT.

On peut aussi obtenir l'angle de frottement φ à partir de l'essai pressiométrique. Cet essai est en effet plus riche d'informations que les deux essais précédents. Il bénéficie, contrairement aux autres, de formulations théoriques reliant les différentes caractéristiques du sol. D'après Combarieu (1996), une relation totalement théorique a été proposée par Gambin en (1977) entre l'angle de frottement mesuré à l'essai triaxial et la pression limite pressiométrique, relation qui est néanmoins dans bien des cas loin d'être vérifiée.

Au préalable, rappelons succinctement quelques hypothèses:

-le sol à une profondeur z, possède dans le domaine élastique un module d'élasticité E. Il est assimilé au module déduit de la courbe de rechargement dans un essai pressiométrique cyclique; le coefficient de Poisson ν est de 0.33;

-C et φ, sont les caractéristiques de résistance au cisaillement (critère de Mohr- Coulomb); l'angle de dilatance Ψ ($\Psi = \varphi - \varphi_i$)est la différence entre l'angle de frottement interne, et l'angle de frottement φ_i à l'état critique (cisaillement sans variation de volume). Cette dilatance entraîne donc des variations de volume définies, (Cf. Monnet et Khlif, 1994).

Quant à la détermination de l'angle de frottement φ, elle aboutit à un problème d'analyse inverse à partir de la pression limite (paragraphe 4.1). Si on veut déterminer φ à une profondeur donnée z à partir des résultats théoriques de $P_{l,c}$, on suppose connus les paramètres φ_i, (φ−ψ), γ', E étant mesuré au cours de l'essai. Le coefficient K_0 est une variable supplémentaire.

4.1 Détermination de la pression limite conventionnelle Pl,c

Dans tous les développements qui suivent, les pressions, les contraintes sont exprimées en valeurs effectives. Combarieu (1996) cite plusieurs relations pour déterminer $\mathbf{P_{l,c}}$.

- le premier modèle théorique date des années 1950; il a été conçu pour les sols purement frottants (c=0 kPa). Il aboutit à l'expression :

$$P_{l\infty} = P_0(1+\sin\varphi)\left(\frac{E}{2(1+\nu)P_0\sin\varphi}\right)^{\left(\frac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)} \qquad (8.)$$

Dans le cadre d'une loi élastoplastique simple. $P_{l\infty}$ est la pression limite pour une déformation infinie de la sonde de mesure, P_0 est la pression horizontale au repos du sol en place. L'essai pressiométrique conduit en fait à mesurer la pression d'expansion pour un doublement du volume initiale de la cavité cylindrique; c'est la pression limite conventionnelle, que nous dénommerons ici $P_{l,c}$ avec:

$$p_{l,c} = p_0(1+\sin\varphi)\left(\frac{E}{4(1+\nu)p_0\sin\varphi}\right)^{\left(\frac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)} \qquad (9.)$$

E est le module l'élasticité qui peut être mesuré, sur une courbe de second chargement, à l'aide d'un essai pressiométrique cyclique (c'est-à- dire comportant un cycle de chargement-rechargement); la fixation forfaitaire du coefficient de poisson ν à 0.33 est sans importance, puisque l'essai donne en réalité: $\frac{E}{2(1+\nu)}$

Dans l'intervalle 20°<φ<50°, l'eq. (9) peut s'écrire avec une excellente approximation:

$$\frac{p_{l,c}}{p_0} = \frac{\pi}{2}\left(2\frac{E}{p_{l,c}}\right)^{\sin\varphi} \qquad (9bis)$$

Une amélioration importante dans l'expression de $P_{l,\infty}$ ou $P_{l,c}$ est obtenue par l'introduction de l'angle de dilatance ψ du sable. On obtient alors:

$$P_{l,c} = P_0(1+\sin\ )\left(\frac{E}{4(1+\nu)P_0\sin\ (1+\sin\psi)}\right)^{\left(\frac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)(1+\sin\psi)} \qquad (10.)$$

Ce qui, pour des même caractéristiques de sol, augmente la valeur de $P_{l,c}$ donnée par l'eq. (9). $P_{l,c}$ s'écrit aussi pour 20°<φ<50°:

$$\left(\frac{P_{l,c}}{P_0}\right)^{(1-\sin\psi\sin\varphi)} = \left(\frac{\pi}{2} - 2\sin\varphi\sin\psi\right)\left(\frac{E}{2P_{l,c}}\right)^{(1+\sin\psi)\sin\varphi} \qquad (10bis)$$

Enfin dans une troisième étape, on introduit le rôle de la profondeur z. Il est montré qu'elle peut contribuer à une double plastification du sol lors de la sollicitation pressiométrique. Deux expressions alors s'imposent pour la pression limite:

- une première, déjà indiquée en eq. (10) ou eq. (10bis) qui ne s'avère applicable que lorsque $K_0(1+\sin\varphi)>1$;
- et une nouvelle, valable lorsque $K_0(1+\sin\varphi)<1$. Elle s'écrit (avec $P_0 = K_0\, q_0$):

$$\frac{P_{l,c}}{q_0} = \left(\frac{E(1+\sin\varphi)}{4(1+\nu)q_0\sin\varphi(1+\sin\psi)}\right)^{\frac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}(1+\sin\psi)} \qquad (11.)$$

et pour 20°<φ<50°:

$$\left(\frac{P_{l,c}}{q_0}(1+\sin\varphi)\right)^{(1-\sin\psi\sin\varphi)} = \left(\frac{\Pi}{2} - 2\sin\varphi\sin\psi\right)\left(\frac{E}{2P_{l,c}}\right)^{(1+\sin\psi)\sin\varphi} \qquad (11bis)$$

5 L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE ET LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

Différentes lois rhéologiques élémentaires peuvent être employées pour décrire le comportement des sols autour d'un pressiomètre. Combarieu (1995) a examiné deux types de lois ci-après:

- les lois élastoplastiques sans dilatance,
- les lois élastoplastiques avec dilatance.

5.1 Analyse de l'essai pressiométrique en élastoplasticité

Si le problème de l'expansion d'une cavité cylindrique en élasticité linéaire a été résolu dès (1852) par Lamé, ce n'est qu'à partir de (1950) qu'une phase plastique fut introduite dans l'analyse (Hill, 1950; Ménard, 1957; Salençon, 1966). Ménard fut le premier à s'appuyer sur des études expérimentales, étude essentiellement menée sur des argiles.

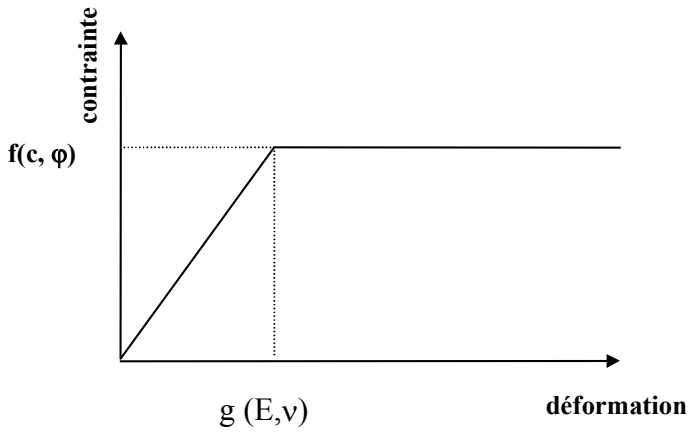
5.1.1 Elasticité linéaire et plasticité parfaite

L'étude de Pasturel (cité par Comparieu, 1995) a été menée dans le cadre de la loi « élastoplastique simple » (élastique linéaire-parfaitement plastique) de la figure ci-après, où:

-E est le module d'élasticité (module d'Young) du sol supposé homogène et isotrope (qui diffère du module pressiométrique E_M)

-ν coefficient de Poisson,

-c et φ sont les caractéristiques de résistance au cisaillement (critère de Mohr-Coulomb).



Loi « élastoplastique simple »

Pour les milieux purement cohérents (φ=0°), la relation liant la pression limite nette aux paramètres précédents s'écrit:

$$P_l^* = P_l - P_0 = c.\left[1 + ln\frac{E}{2c(1+\nu)}\right] \qquad (12.)$$

Une corrélation est utilisée sous la forme simplifiée, pour les argiles molles:

$$c = \frac{P_l - P_0}{5,5} \text{ (Ménard, 1978)}$$

Pour les sols frottants et cohérents (c et φ différents de zéro), la relation redémontrée par Pasturel (qui néglige l'influence du champ des contrainte verticales) est plus complexe et s'écrit:

$$P_l + c\cot\varphi = (P_0 + c\cot\varphi)(1+\sin\varphi)\left[\frac{E}{2(1+\nu)(P_0 + c\cot\varphi)\sin\varphi}\right]^{\frac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}} \qquad (13.)$$

Lorsque c=0, la formule (24) devient:

$$P_l = P_0(1+\sin\varphi)\left[\frac{E}{2(1+\nu)P_0\sin\varphi}\right]^{\frac{\sin\varphi}{1+\sin\varphi}} \qquad (14.)$$

De la partie quasi- linéaire de la courbe pressiométrique, E/(1+ν) peut être déduit, et le choix de ν n'est dicté que par des considérations d'application aux calculs de tassement de fondations (généralement ν=0.33).

En transformant l'équation (14), on obtient:

$$\frac{P_l}{P_0} = \left(\frac{E}{p_l}\right)^{sin\,\varphi} F(sin\,\varphi) \qquad (15.)$$

où F (sinφ): $F(sin\,\varphi) = \frac{(1+sin\,\varphi)^{(1+sin\,\varphi)}}{[2(1+\nu)sin\,\varphi]^{sin\,\varphi}}$

Si on considère 20°<φ<50°, F (sinφ)≅π/2, la formule devient:

$$\frac{P_1}{P_0} = \frac{\pi}{2}\left(\frac{E}{P_1}\right)^{\sin\varphi} \qquad (16.)$$

Elle peut être aussi écrite sous la forme :

$$P_1^{(1+\sin\varphi)} = \frac{\pi}{2} P_0 E^{\sin\varphi} \qquad (16bis)$$

Pour un sol frottant et cohérent, l'équation (13) se présente comme suit:

$$\frac{P_l + c.cot\,\varphi}{P_0 + c.cot\,\varphi} = \left(\frac{E}{P_l + c.cot\,\varphi}\right)^{sin\,\varphi} \frac{(1+sin\,\varphi)^{(1+sin\,\varphi)}}{[2(1+\nu)sin\,\varphi]^{sin\,\varphi}}$$

et devient finalement, sous forme approchée:

$$\frac{P_1 + c.\cot\varphi}{P_0 + c.\cot\varphi} = \frac{\varphi}{2}\left(\frac{E}{P_1 + c.\cot\varphi}\right)^{\sin\varphi} \qquad (17.)$$

ou

$$(P_1 + c.\cot\varphi)^{(1+\sin\varphi)} = \frac{\pi}{2}(P_0 + c.\cot\varphi)E^{\sin\varphi} \qquad (17bis)$$

La formule (16) montre que la pression limite P_l croît avec P_0. Le rapport E/P_l est constant pour un sol homogène. P_l est alors proportionnel à P_0.

5.1.2 Elastoplasticité et dilatance

Si l'on néglige la dilatance, de forte erreurs sont introduites sur l'angle de frottement interne φ' (angle que l'on cherche à estimer).

L'angle de dilatance ψ est défini par Wood et Wroth (1977), (cité par Comparieu, 1995), comme la différence entre les angles de frottement interne φ et le frottement à l'état critique (sans variation de volume) φ_i. Les variations de volume en zone plastique fait intervenir la fonction $G(\sigma)=(\sigma_3-\sigma_1)+sin\,\psi(\sigma_3-\sigma_1)$

Pour parvenir à l'estimation de l'angle φ, Monnet et Khlif (1994), (d'après Comparieu, 1995), proposent une méthode assez délicate d'exploitation de la courbe pressiométrique au-delà de la pression du fluage.

5.1.2.a Relation entre Pl et φ lorsque (K0 >1/(1+sinφ))

Dans le cas où (K0 >1/(1+sinφ)), une seule zone de déformations plastiques se développe autour de la sonde pressiométrique. La relation qui a été déduite des hypothèses et travaux de Monnet et Khlif (Combarieu, 1995) est la suivante:

$$\left(\frac{P_l}{P_0}\right)^{(1-\sin\psi\,\sin\varphi)} = \left(\frac{\Pi}{2} - 2\sin\psi\,\sin\varphi\right)\left(\frac{E}{P_l}\right)^{(1+\sin\psi)\sin\varphi} \qquad (18.)$$

Cette formule peut s'écrit également sous la forme:

$$P_l^{(1+\sin\varphi)} = \left(\frac{\Pi}{2} - 2\sin\psi\,\sin\varphi\right)P_0^{(1-\sin\varphi\,\sin\psi)}E^{(1+\sin\psi)\sin\varphi} \qquad (18bis)$$

Elle permet de calculer directement P_l. On retrouve par ailleurs, lorsque le sol n'est pas dilatant, c'est à- dire pour ψ=0°, les expressions (16) et (16 bis).

5.1.2.b Relation entre Pl et φ lorsque (K0 < 1/(1+sinφ))

Dans ce cas, deux zones de déformations plastiques liées au champ de contrainte verticales se développent autour de la sonde. La relation cherchée se présente comme suit :

$$\left[\frac{P_l}{q_0}(1+\sin\varphi)\right]^{(1-\sin\psi\,\sin\varphi)} = \left(\frac{\Pi}{2} - 2\sin\varphi\,\sin\psi\right)\left(\frac{E}{P_l}\right)^{(1+\sin\psi)\sin\varphi} \qquad (19.)$$

où q_0 est la contrainte verticale effective. Cette équation peut aussi s'écrire sous la forme :

$$P_l^{(1+\sin\varphi)} = \left(\frac{\Pi}{2} - 2\sin\psi\,\sin\varphi\right)\left(\frac{q_0}{1+\sin\varphi}\right)^{(1-\sin\varphi\,\sin\psi)}E^{(1+\sin\psi)\sin\varphi} \qquad (19bis)$$

Les équations (18) et (18 bis), d'une part, et (19) et (19bis), d'autre part, sont identiques pour la valeur commune de K_0=1/(1+sinφ), ce qui assure la continuité entre les deux modes possibles de comportement du sol lors de la sollicitation pressiométrique.

6 LE DIFLUPRESS L.D.

L'EDF (Electricité de France) a commencé à s'intéresser au fluage des sols, c'est-à-dire à la déformation des sols sous sollicitations constantes, à cause de tassements différés sur certains cites (Flumet, St-Laurent-des-Eaux etc.…)

L'approche conventionnelle consistait à faire des essais en laboratoire sur des échantillons représentatifs, cependant, les résultats obtenus peuvent être non représentatifs à cause de leurs remaniements.

Ces constatations ont amené EDF à créer, en 1988, un nouvel appareil de mesure in-situ : le Diflupress L.D (Leidwanger, 1993).

Cet appareil a été utilisé sur les sites de centrales nucléaires de St-Laurent-des-Eaux (Bufi, 1990) et Nogent-sur-Seine (Bufi, 1990) et sur le site d'aménagement hydraulique du Buëch (Bufi, 1991, Catel, 1993) et du Flumet (Catel et Jourjon, 1994).

Ce paragraphe présente le principe de l'essai, ainsi que son exploitation sur les trois sites étudiés « St-Laurent-des-Eaux, Nogent-sur-Seine, et Buëch ».

Finalement, on va présenter la détermination de la relation entre la caractéristique de l'essai de fluage et de la pression appliquée.

6.1 L'ESSAI

6.1.1 L'appareillage

Le Diflupress L.D, **Dis**positif de **Flu**age au **Pre**ssiomètre **Lon**gue **Dur**ée, est conçu sur le même principe que le pressiomètre classique à la différence près que l'on peut appliquer une pression constante pendant un temps très long pouvant aller jusqu'à plusieurs semaines (lors de l'essai pressiométrique classique, la charge est appliquée en moyenne pendant une minute). Cette différence essentielle est à la base des changements dans le dispositif d'essai. Le système de chargement est devenu gravitaire : des plaques de plomb transmettent un effort constant au piston logé dans un cylindre d'une capacité utile de 3000 cm^3. En plus des dispositifs classiques de mesure de pression et de déplacement du piston, des capteurs de pression, de déplacement et de température ont été installés et sont reliés à un système d'acquisition de données totalement autonome. La mise en place du capteur de température est justifiée par la, durée des campagnes d'essais et par les fortes variations journalières de température.

Les sondes utilisées sur l'ensemble des sites sont de type Géocell d'un diamètre nominal de 60 mm et d'une longueur de 97 cm entre les deux bagues d'étanchéité, sans cellules de garde. Le schéma de l'appareil et de son système d'acquisition sont montré sur la figure 4.

6.1.2 Le mode opératoire

Le mode opératoire de l'essai au Diflupress se décompose en deux parties : une première phase dite relaxation et une seconde phase dite d'essai de fluage.

6.1.2.a Phase de relaxation

La sonde Géocell est mise en place dans le trou de forage réalisé à la tarière à main ou à moteur et de diamètre 63 mm.

Afin de déterminer le volume initial de la sonde correspondant au diamètre du trou de forage, la sonde Géocell est introduite dans un tube rigide de diamètre 63 mm, puis elle a été gonflée pour avoir un volume de cylindre uniforme ; le volume de la sonde est alors de 3024 cm^3. Ensuite, on dégonfle la sonde d'un volume v (qu l'on note) pour la sortir du tube et l'introduire dans le trou de forage.

On réinjecte un volume v´ pour plaquer la sonde au trou du forage.

On procède ensuite à la phase de relaxation, c'est-à-dire qu'on désolidarise l'ensemble sonde-manomètre du système de mise en charge. Le volume dans la sonde reste constant, égal à la valeur du volume injecté depuis la mise en place de la sonde et l'évolution de la pression dans la sonde est enregistrée. On suppose que l'on a atteint la contrainte horizontale totale du sol (P_0 ou σ_h) quand la pression lue au manomètre se stabilise.

Ainsi, cette phase de relaxation permet d'obtenir la contrainte horizontale totale au niveau de l'essai, et donc, le coefficient des terres au repos 'K_0'.

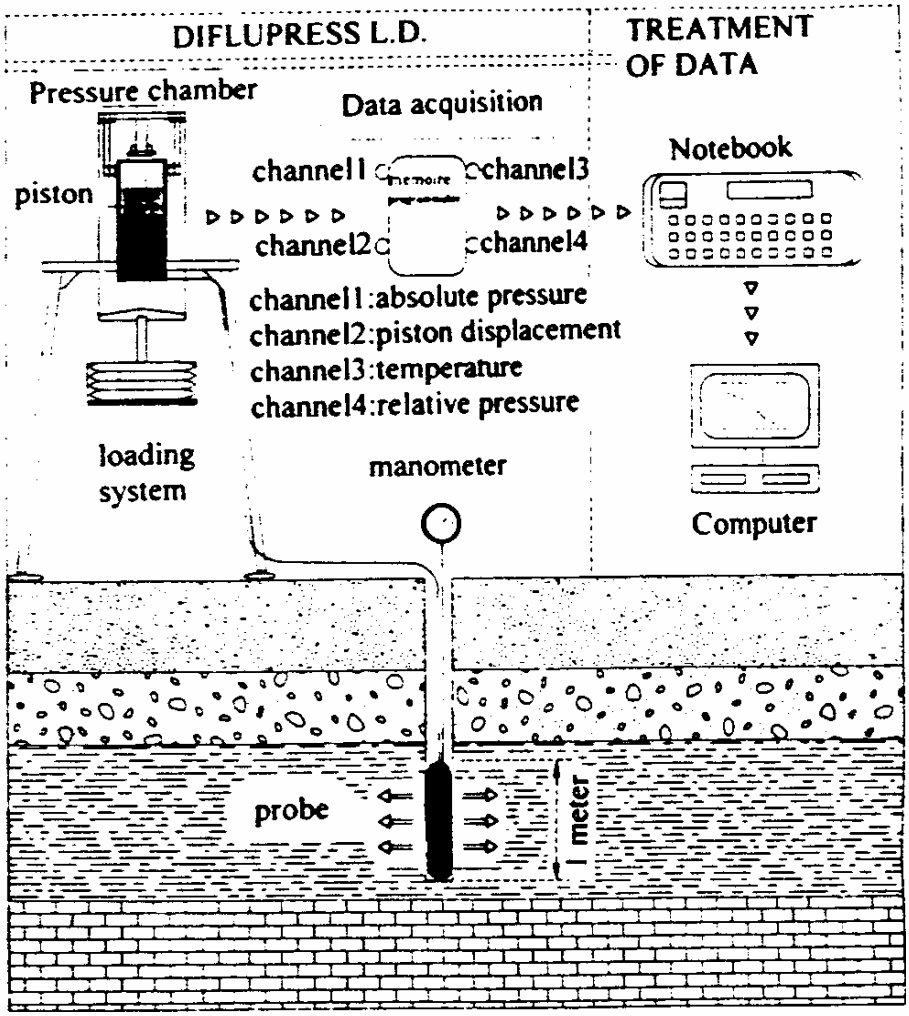


Figure 4 *: Diflupress L.D. et son système d'acquisition de données*

6.1.2.b Phase d'essai de fluage

Une fois que la pression s'est stabilisée, on procède à l'essai de fluage. On rebranche la sonde au système de mise en charge, et on ajoute une ou plusieurs plaques de plomb pour appliquer le premier palier de pression. La sonde n'a pas été déchargée puis rechargée : on applique immédiatement la pression correspondante au premier palier. On enregistre le déplacement du piston en fonction du temps ainsi que la température.

On mesure donc la variation de volume de la sonde en fonction du temps pour chaque palier.

On passe aux paliers suivants en ajoutant des plaques de plomb sans décharger la sonde : on continue d'enregistrer le déplacement du piston en fonction du temps.

On peut tracer la variation de volume de sonde au cours d'un palier de chargement en fonction du logarithme du temps, et ce, pour chaque palier. Les différents paliers sont regroupés sur un même graphe et l'origine des temps est réinitialisée pour chaque palier. On

présente sur la figure 5 les résultats typiques, obtenus avec les essais au Diflupress : il s'agit du premier site testé, le site de St-Laurent-des-Eaux.

Pour plus de détail sur le déroulement des essais pour chaque site testé, on se réfère aux rapports internes de l'EDF utilisés par Leidwanger (1994).

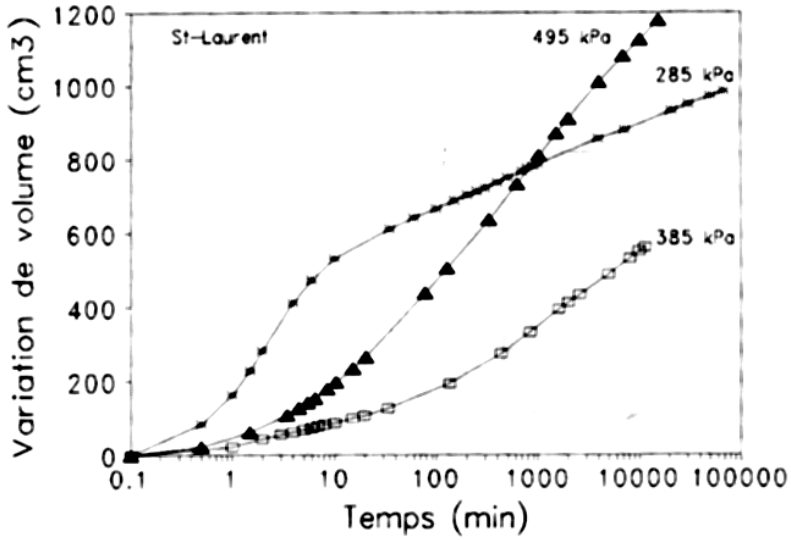


Figure 5 *: Volume de sonde en fonction du temps : site de St-Laurent*

6.1.3 Interprétation des résultats d'essais

6.1.3.a Contrainte appliquée

Dans un essai pressiométrique classique, les paliers étant de courte durée, on peut considérer qu'il n'y a pas de drainage, et les résultats sont interprétés en contraintes totales.

Pour l'essai au Diflupress, la pression que l'on applique au niveau de la sonde génère dans le terrain une contrainte totale et des pressions interstitielle qui se dissipent au cours de l'essai. Il faut noter que la contrainte effective au voisinage de la sonde évolue dans le temps pour atteindre une valeur constante en fin de dissipation des surpressions.

Avant tout palier de chargement, la seule pression appliquée sur le massif du sol est la pression des terres au repos p_0. Lorsque un palier de chargement est appliqué, une pression radiale supplémentaire est appliquée, cette pression fait fluer le sol. Or, la pression p lue au manomètre correspond à la pression horizontale des terres au repos, augmentée de l'incrément de pression. Au niveau du sol, le supplément de pression qui fait fluer le sol est en fait Δp avec :

$$\Delta p = (p_{mano}+\gamma_w.H_{mano}-I_{nertie})-p_0$$

avec H_{mano} la distance entre le milieu de sonde et le manomètre et γ_w le poids volumique de l'eau.

6.1.3.b Pente de fluage

Quand on représente les essais de fluage au triaxial, ou les essais oedométrques de consolidation secondaire, on utilise une échelle de temps en log t/t_0. Dans ces axes les courbes représentant la déformation sont linaires et on peut les présenter par :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{10} + b \log \frac{t}{t_0} \qquad (20.)$$

où ε_1 est la déformation verticale (ou axiale). ε_{10} est la déformation verticale (ou axiale) à l'instant t_0 de début de fluage. b est la pente de la partie linéaire de la fin de la courbe.

L'essai au Diflupress sollicite le sol dans les trois directions de l'espace des contraintes mais du fait de longueur de la sonde et du faible rayon d'action des contraintes, on fait l'hypothèse qu'il s'agit d'un problème unidimensionnel. Lors de l'interprétation des essais au Diflupress, la déformation radiale joue un rôle similaire à la déformation verticale ou axiale ε_1 de l'essai oedométrique. On fait donc une analogie entre l'essai de fluage au Diflupress, essai non homogène, et l'essai oedométrique homogène pour lequel on emploiera la même formulation mathématique (20) est valable.

Pour identifier la pente de la partie linéaire b, qu'on appellera par la suite « pente de fluage » β. On tracera la déformation radiale en fonction du logarithme du temps.

La valeur α_0 de la déformation à la paroi du trou de forage est reliée au volume injecté dans la sonde par

$$\alpha_0 = \frac{1}{2}\frac{\Delta v}{v} \qquad (21.)$$

où
- ΔV est la variation de volume mesurée au Diflupress entre le début du palier et la mesure à l'instant t,
- V_0^p est le volume initial du palier considéré.
- $V = V_0^p + \Delta V$ est le volume de sonde total à chaque instant,

6.1.4 Relation pente de fluage- contrainte appliquée

Comme on l'a vu précédemment, on peut faire une analogie entre l'essai au Diflupress et les essais de fluage en laboratoire. On peut donc adopter les mêmes formulations l'une inspirée de la relation de Singh-Mitchell (1968) et l'autre de la relation de Schultze (1971); celles ci sont présentés ci dessous.

6.1.4.a Relation de Singh-Michell

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

$$\dot{\varepsilon}_1 = A\left(\frac{t_0}{t}\right)^m \exp(\alpha\psi) \qquad (22.)$$

ψ étant le déviateur appliqué, t le temps, A, t_0, m et α des constantes à déterminer.

Pour les essais au Diflupress, la linéarité en logarithme du temps conduit à m=1 et on a alors choisit la relation

$$\varepsilon_1(t) = \varepsilon_{10}(t_0) + \beta \log \frac{t}{t_0} \qquad (23.)$$

$\varepsilon_1(t)$ étant la déformation en fonction du temps, $\varepsilon_{10}(t_0)$ la déformation au temps t_0.

Afin de déterminer la pente de la partie quasi linéaire des courbes, on utilise la relation de Bufi (1990).

$$\beta = \exp\frac{\left(p - p_0'\right) - \alpha'}{b'} \qquad (24.)$$

où β traduit la pente de la partie linéaire, α' et b' sont des constants à déterminer, P le pression appliquée au niveau de la sonde P_0' la pression horizontale des terres au repos.

Il faut noter que la valeur de β augmente avec le niveau de contrainte.

6.1.4.b Relation de Schultze

La formulation reprise par Vuaillat (1980) est analogue à celle de Schultze pour exploiter des essais de fluage à l'appareil triaxial:

$$\varepsilon_1 = a + \beta \log\left(t - R\right)\right) \qquad (25.)$$

où α et R sont des constantes, il recherche la formulation analytique du coefficient β.

$$\beta = m\left(\frac{\psi}{1-\psi}\right)^n \qquad \text{(proposé par Schultze)} \qquad (26.)$$

où ψ est le rapport du déviateur de contrainte de fluage au déviateur de contrainte à la rupture. Il introduit une variante dans la formulation de Schultze car il impose une limite finie de β pour ψ tendant vers 1. Cela suggère que la loi de variation du coefficient β est valable tant que l'échantillon testé reste homogène et peu déformé. A la formulation de Schultze, il préfère la formulation suivante

$$\beta = m\left(\frac{\psi}{1{,}02-\psi}\right)^n$$

Afin d'exploiter l'essai au Diflupress, on a choisi la formulation suivante pour définir le coefficient β:

$$\beta = m\left(\frac{\psi}{1{,}02-\psi}\right)^n \qquad \text{avec} \qquad \psi = \frac{P - P_0}{P_{lim} - P_0} \qquad (27.)$$

Il s'agit d'une adaptation des formules utilisées par Vuaillat pour les essais de fluage à l'appareil triaxial.

Dans le cas de l'essai triaxial, le coefficient ψ est facile à évaluer puisque la valeur des déviateurs est connue à tout instant car il s'agit d'échantillons homogènes.

Le coefficient ψ, pendant le fluage est égale à $(p-p_0)/(p_{lim}-p_0)$, où $(P-P_0)$ est l'incrément de pression qui fait fluer le sol, $(P_{lim}-P_0)$ est l'incrément à la rupture de la couche de sol considérée. Au voisinage du pressiomètre (et du Diflupress), la rupture locale est atteinte pour un état de contrainte sur la surface limite très près de la rupture plastique. C'est pourquoi, on choisit P_{lim} comme valeur de la pression à la rupture (Leidwanger, 1993).

Les résultats obtenus sont présentés sur les trois sites pour les deux relations (fig. 6-13). Les régressions obtenues sont satisfaisantes : le coefficient de corrélation est supérieur à 0,9.

Le choix fait quant à la valeur du coefficient ψ est validé par les bons résultats obtenus par la relation de type Schultze sur les trois sites testés.

En conclusion, on établit pour chaque site une relation entre la pente de fluage β et la contrainte appliquée dans la couche. Ces relations seront utilisées pour caractériser les pentes de fluages β induites par les bâtiments de centrales nucléaires.

Pour aboutir à l'évolution des pentes de fluage induites par les bâtiments réacteurs de centrales nucléaires, on procède à différentes hypothèses. En effet, le chemin de contraintes suivi sous le radier de centrale nucléaire est différent de celui suivi à proximité de la paroi de la sonde. De plus, on a pu simplifier le cas de l'essai au Diflupress en un problème unidimensionnel (Leidwanger, 1993). A priori, dans le cas des centrales nucléaires, on a un problème tridimensionnel. Cependant, comme l'épaisseur de la couche compressible sous les radiers de bâtiment réacteur sont bien inférieures au diamètre du radier, on peut faire l'hypothèse d'un problème monodimensionnel, ce qui autorise à faire l'analogie entre ce qui se passe au voisinage de la sonde du Diflupress et ce qui se passe sous le radier de centrale nucléaire. Bien sûr, la déformation principale à la paroi du Diflupress est une déformation radiale ou horizontale alors que la déformation principale sous le radier de centrale est une déformation axiale ou verticale.

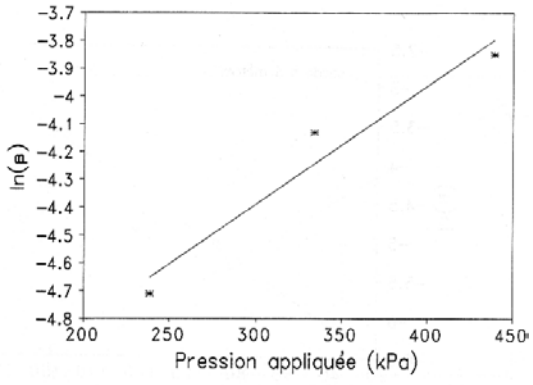


***Figure 6**: Relation de type Singh-Mitchel, site de St-Laurent*

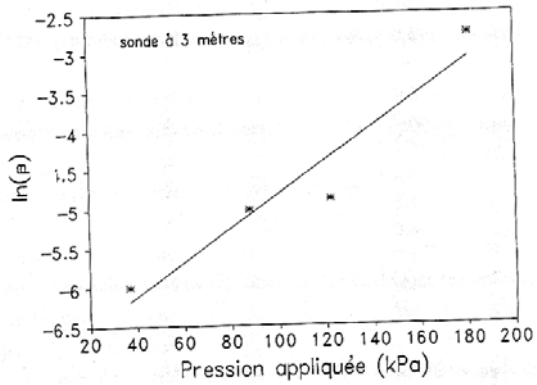


***Figure 8**: Relation de type Singh-Mitchel, sonde 3, site du Buëch*

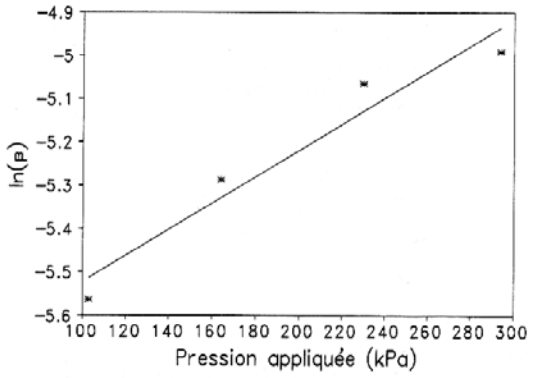


***Figure 7**: Relation de type Singh-Mitchel, site de Nogent*

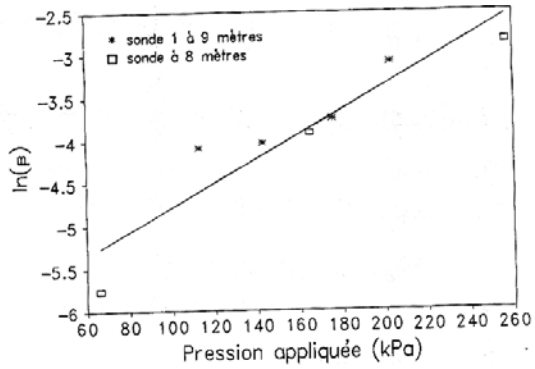


***Figure 9**: Relation de type Singh-Mitchel, sonde 1 et 2, site du Buëch*

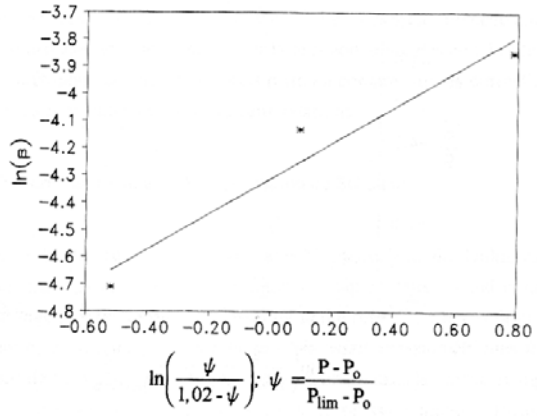


Figure 10: *Relation de type Schultze, site de St-Laurent*

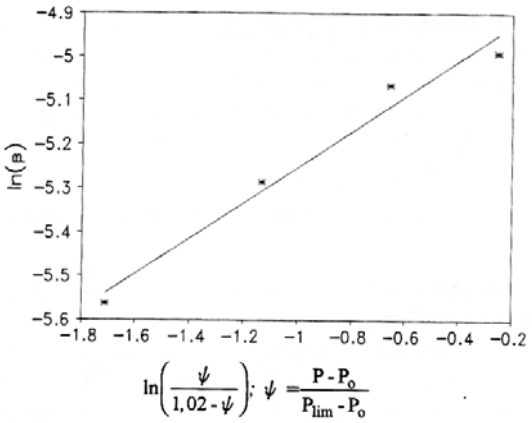


Figure 11: *Relation de type Schultze, site de Nogent*

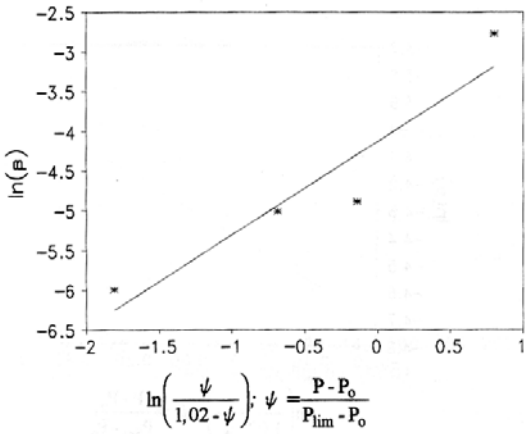


Figure 12 *: Relation de type Schultze, sonde 3, site du Buëch*

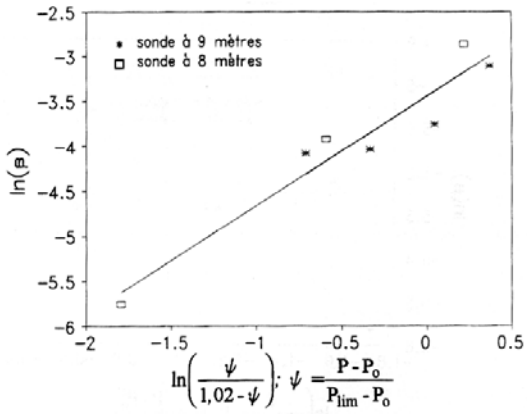


Figure 13 *: Relation de type Schultze, sonde 1 et 2, site du Buëch.*

7 CONCLUSION

L'ensemble de ces bibliographies montre que le module pressiométrique conventionnel E_M est lié aux différentes caractéristiques des sols : module d'Young, angle de frottement, coefficient des terres au repos 'K_0', angle de dilatance, cohésion, et coefficient de Poisson.

En effet, les formules de Combarieu (1995, 1996) permettent de déterminer la pression limite p_l à partir des caractéristiques de modèle de Mohr-Coulomp (E, ν, c, φ, ψ). Par contre, à partir de l'essai au pressiomètre, on peut mesurer la pression limite 'p_l' et le module de déformation dit la module pressiométrique 'E_M'.

Une étude paramétrique sera présentée dans le Chapitre IV, afin d'étudier la dépendance du module en fonction des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb.

D'un point de vue pratique, pour des calculs d'ouvrages géotechniques, le module pressiométrique E_M mesuré sur site doit être alors pondéré par la prise en compte du coefficient α et du rôle des déformations. Le module E_M représentatif du sol doit être multiplié par un facteur de l'ordre de 5 à 10 si l'on veut l'utiliser comme un module de Young. On retrouve ici le même ordre de grandeur que dans des comparaison entre module pressiométrique en charge et module pressiométrique en décharge, de même que dans les comparaisons entre module pressiométrique Ménard et module mesuré au pressiomètre autoforeur.

Concernant l'essai du fluage au Diflupress, il apparaît qu'on peut obtenir des caractéristiques de fluage du sol à partir des données obtenues par l'essai au Diflupress. Ces caractéristiques dépendent à la pression appliquée sur le sol. Par analogie, on adapte les relations d'essais en laboratoire pour le cas de l'essai in-situ au Diflupress. L'essai au Diflupress est utilisé dans trois approches différentes pour calculer les tassements différés. La première approche est l'utilisation d'une corrélation entre la déformation verticale différée et la pente du fluage 'β'. Cette corrélation est basée sur les observations de deux site « St-Laurent-des-Eaux et Nogent-sur-Seine », en effet, c'est une méthode simple pour définir les tassement différés. La seconde approche consiste à effectuer des calculs en faisant l'analogie avec l'essai oedométrique. Les tassements différés obtenus sont satisfaisants, et ce genre de calcul peut être utilisé dans la future pour avoir une indication du tassement différé. La troisième approche consiste à modéliser la fondation par un modèle élasto-viscoplastique (Chapitre VI).

CHAPITRE III
MODELES DE COMPORTEMENT

1 MODELES DE COMPORTEMENT DES SOLS ARGILEUX 64

1.1 Etude bibliographique 64

2 MODELES AVANCES UTILISES DANS LES SIMULATIONS 65

2.1 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model, HSM). 65
2.2 Modèle pour sols "mous" (Soft Soil Model, SSM). 68
2.3 Modèle pour sols "mous" avec effet du temps(Soft Soil Creep Model, SSCM). 71
2.4.1 Formulation unidimensionnelle 71
2.4.2 Définition de τ_c et ε_c 72
2.4.3 Loi différentielle pour le fluage en 1D 74
2.4.4 Généralisation à trois dimension..... 75
2.4.5 Les formulations des déformations élastiques en 3D 78
2.4.6 Rappel sur les paramètres du modèle 79

3 CONCLUSION..... 81

1 MODELES DE COMPORTEMENT DES SOLS ARGILEUX

1.1 Etude bibliographique

L'analyse de la consolidation de l'argile, comme la prévision du tassement, de fondation, a une importance particulière en géotechnique. La première approche rationnelle pour ce problème, basée sur le principe de contraintes effectives, a été proposée par (Terzaghi, 1943). Après cette date, une recherche intensive a été menée dans ce domaine. Une extension logique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi à une situation en 3D est due à la formulation poreuse-élastique couplée complète de (Biot, 1941). Les deux théories de Terzaghi et Biot assument que le comportement de sol est élastique linéaire.

Cependant, le comportement contrainte-déformation d'argile normalement consolidé est élasto-plastique et de nature visqueuse comme le montre (Bjerrum, 1967) et (Schofield et Worth, 1968). Quelques modèles ont été conçus pour le comportement de fluage (Yin et Graham, 1989); (Yin et Graham, 1994, 1999); (Bjerrum, 1967); (Dafalias, 1982); (Adachi et Oka, 1982); (Leroueil et al, 1985); (Adachi et Mimura, 1987) et (Leroueil et al, 1988). Pour les situations générales, la plupart des chercheurs se tournent vers les méthodes numériques. (Schiffman et Arya, 1977), s'appuyant sur le modèle de consolidation unidimensionnelle (1-D) de Terzaghi, ont fait des recherches en utilisant la méthode de différences finies et la méthode des éléments finis. (Dessai et al, 1979) ont suggéré un modèle non linéaire pour le sol et implémenté ce modèle dans un programme de calcul par éléments finis pour traiter le problème de consolidation unidimensionnelle. L'analyse de consolidation unidimensionnelle a été réalisée par (Garlanger, 1972), (Kabbaj et al, 1986) et (Yin et Graham, 1996) par la méthode de différences finies en utilisant des modèles élastiques ou viscoplastique. Dans tous les cas, peu d'exemple d'analyse de consolidation d'ouvrage in-situ sont disponibles prenant en considération simultanément :

(a) le comportement dépendant du temps des sols ;

(b) la variation du chargement ;

(c) les multicouches (Desai et al, 1979), (Adachi et al, 1988).

Il est bien connu que le tassement différé d'une couche argileuse est dû :

(i) au couplage hydrodynamique et

(ii) à la nature du fluage de l'échantillon de sol.

Un aspect du comportement en consolidation unidimensionnelle est le comportement de consolidation primaire et secondaire. Le fluage existe-il devant la consolidation primaire ou peut-il être ignoré devant l'importance des déformations dues à la dissipation des surpressions interstitielles?. Il existe en effet deux approches différentes appelées Hypothèse A et Hypothèse B. Dans l'hypothèse A (Ladd et al, 1977) et (Mesri et Choi, 1985), les déformations de la consolidation primaire associées avec le transfert des pressions interstitielles à des contraintes effectives sont séparées des déformations dues à la consolidation secondaire. La théorie de consolidation de Terzaghi est utilisée pour calculer la compression à la fin de la consolidation primaire, puis un coefficient séparé de consolidation secondaire est utilisé pour calculer le tassement de fluage. Dans l'hypothèse B, on assume que le fluage a lieu pendant et après la processus de consolidation primaire. Récemment, un nouveau modèle élastique viscoplastique (EVP) pour la déformation unidimensionnelle (1D) a été développé par Yin et Graham, (1989 &1994).

On peut également citer le modèle Mélanie (Lepidas et Magnan, 1990): ce modèle développé au LCPC pour représenter le comportement des argiles naturelles dans les calculs en éléments finis est un modèle élasto-plastique anisotrope avec écrouissage, qui permet la résolution des problèmes de consolidation en conditions uni-bi-et tridimensionnelles, dérivé du modèle Cam-Clay modifié.

Les sols mous normalement consolidés sont connus par leur compressibilité très élevée. Considérant le module mesuré à l'oedomètre pour une contrainte de référence de 100 kPa, Janbu (1985) rapporte que E_{oed} = 1 à 4 MPa pour l'argile normalement consolidée, ces valeurs dépendent du type de l'argile.

Les différences entre ces valeurs et celles au sable-NC sont considérables : pour les sables, on rencontre des valeurs entre 10 et 50 MPa, du moins pour les échantillon non cimentés. Aussi, dans l'oedomètre, l'argile NC est dix fois plus molle que le sable NC. Cela illustre la compressibilité extrême des sols mous.

Il est clair que le fluage est important pour des problèmes qui montrent un tassement primaire important : c'est le cas de construction des routes, des digues sur les sols compressibles ou de barrages où les forts tassements primaires sont suivis par les tassements du fluage dans les années qui suivent. Dans d'autres cas, des barrages ou des bâtiments sont fondés initialement sur des sols surconsolidés ; les tassements primaires sont alors relativement faibles. Ensuite, en conséquence du chargement, la contrainte de consolidation peut être atteinte et un fluage significatif peut alors suivre. Dans ce cas, les déformations de consolidation secondaire peuvent être du même ordre de grandeur que celles obtenues dans la phase primaire.

A part des problèmes de fondation, le fluage joue un rôle important dans les pentes. Plusieurs pentes naturelles ont un faible facteur de sécurité et elles montrent des déplacements continus du au fluage à condition mécaniques ou hydraulique constante, les phénomènes de solifluxion et certains glissement de terrain lents peuvent être interprétés comme des phénomènes de fluage.

Buisman (1936) est probablement le premier à avoir proposé une loi de fluage pour l'argile après qu'il ait observé que le tassement du sol mou n'était pas complètement expliqué par la théorie classique de consolidation. Le travail en 1D-compression secondaire a été continué par les chercheurs, par exemple, Bjerrum (1967), Garlanger (1972), Mesri et Godlewski (1977), et Leroueil (1977). Plusieurs modèles élastoplastiques ont été développés dans le monde, par exemple, Sekiguchi (1977), Adachi et Oka (1982), Borja et al (1985), et Yin et Graham (1999). Cet axe de recherches de modélisation mathématique de fluage en 3D a été beaucoup influencé par des nombreux axes des modélisation en 1D.

2 MODELES AVANCES UTILISES DANS LES SIMULATIONS

*2.1 Modèle de sol avec écrouissage (*Hardening Soil Model, HSM*).*

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points ; il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques tracées en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;

- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente: le module E_{50} n'est pas réaliste car il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;

- de distinguer entre une charge et une décharge ;

- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

Courbes effort-déformation

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \qquad \text{pour} \quad q < q_f \tag{1.}$$

et avec $$q_f = (c\cot\varphi - \sigma'_3)\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \quad \text{et} \quad q_a = q_f / R_f \tag{2.}$$

Module

$$E_{50} = E_{50}^{ref}\left(\frac{c\ \cot\varphi\ -\ \sigma_3'}{c\ \cot\varphi\ +\ p^{ref}}\right)^m \qquad \text{avec } p^{ref} = 100 \text{ (kPa)} \tag{3.}$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{50}^{ref}\left(\frac{c\cot\varphi - \sigma'_3}{c\cot\varphi + p^{ref}}\right)^m \qquad \text{avec } P^{ref}=100\text{kPa} \tag{4.}$$

La figure 1 présente ces définitions :

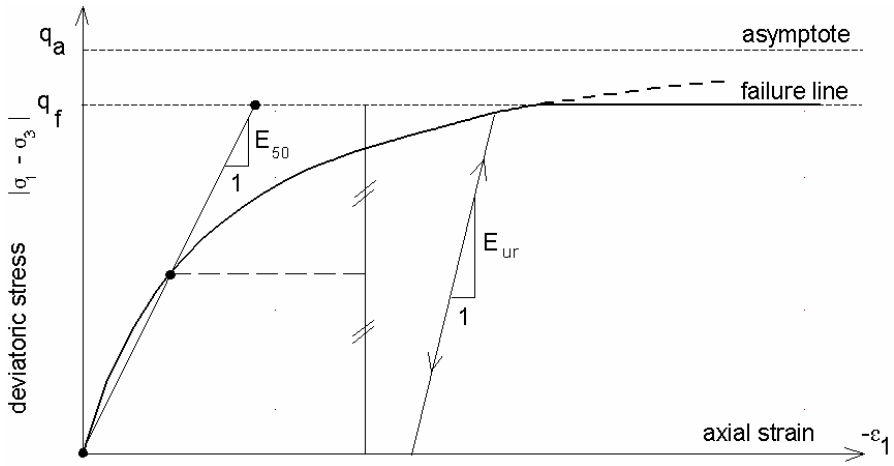


Figure 1 *: Représentation du Hardening Soil Model*

Surfaces de charge:

En fonction du paramètre d'écrouissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure 2).

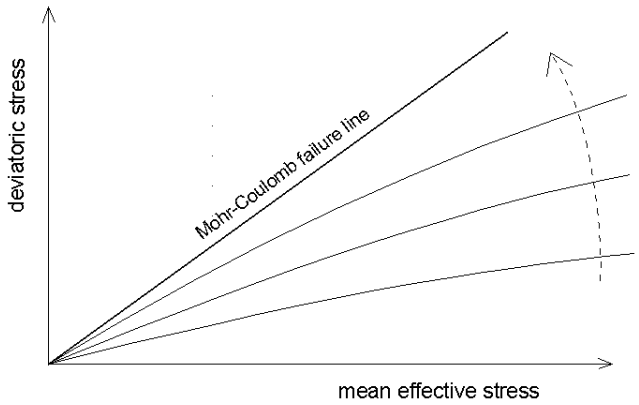


Figure 2 *: Forme des surface de charge du HSM.*

Les paramètres du HSM:

- **Paramètres de Mohr-Coulomb** :

c	:	cohésion (effective)	[kN/m^2]
φ	:	angle de frottement effectif	[°]
ψ	:	Angle de dilatance	[°]

- **Paramètres de rigidité :**

E_{50}^{ref}	:	Module sécant dans un essai triaxial	[kN/m^2]
E_{oed}^{ref}	:	Module tangent dans un essai oedométrique	[kN/m^2]
m	:	Puissance (environ 0,5 pour les sables)	[-]

- **Paramètres avancés :**

E_{ur}^{ref}	:	Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3\, E_{50}^{ref}$)	[kN/m^2]
ν_{ur}	:	Coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$)	[-]
p^{ref}	:	Contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$)	[kN/m^2]
K_0^{nc}	:	K_0- consolidation (par défaut $K_0^{nc} = 1 - \sin\varphi$)	[-]
R_f	:	Coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0{,}9$)	[-]
$\sigma_{tension}$	:	Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[kN/m^2]
$c_{increment}$	:	Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$)	[kN/m^3]

La définition du module œdométrique tangent est donnée sur la figure 3 et celle de la dilatance (éventuellement tronquée) figure 4.

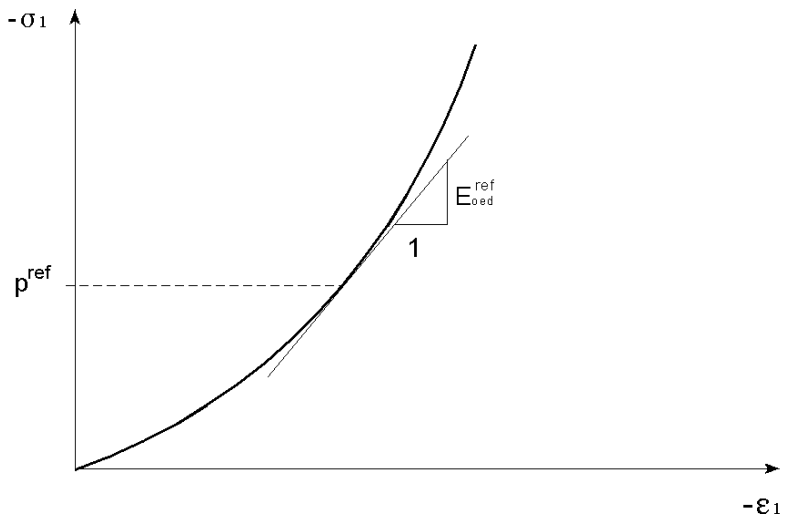


Figure 3 *: Définition du module œdométrique tangent.*

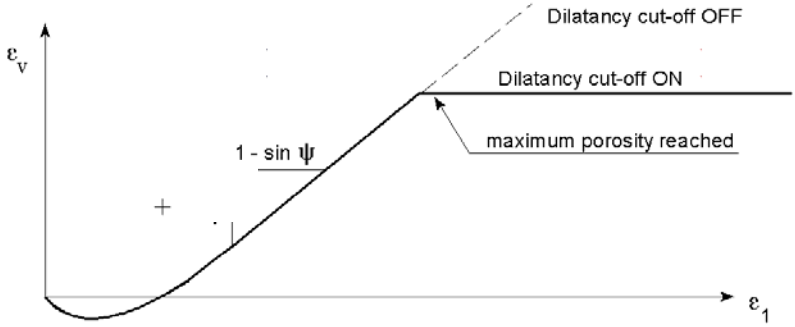


Figure 4*: Définition de l'angle de dilatance.*

Pour une description détaillée du Hard Soil Model, on consultera Schanz et al. 1999, et Brinkgreve 1994.

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

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

Paramètres de compressibilité:

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

oedométrique). On utilise alors λ^* et κ^*. Dans ce cas, l'indice des vides est variable. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

La figure 5 résume les différentes définitions des paramètres.

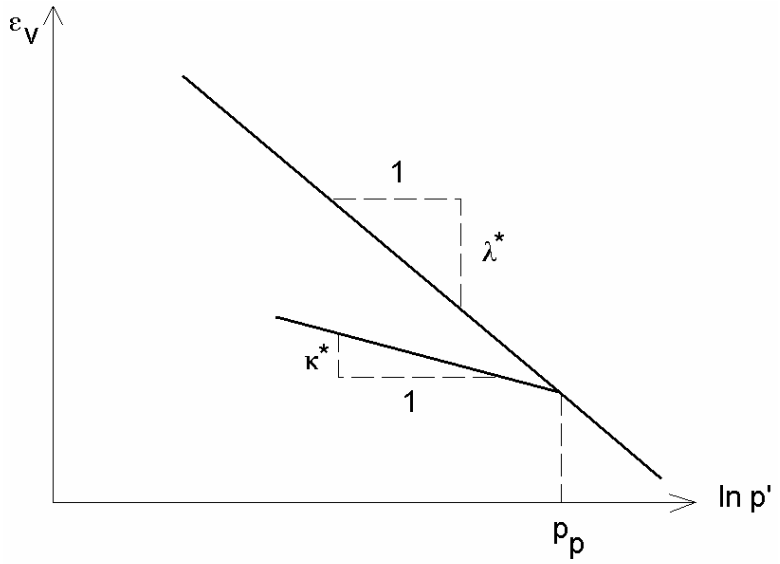


Figure 5 *: Représentations de l'essai oedométrique*

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

Cohésion:

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

Paramètre de frottement:

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement

Paramètre de dilatance:

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible.

Paramètre de contrainte K_0:

Avant de définir le paramètre K_0, il est nécessaire de déterminer le paramètre M qui représente la pente de ce qu'on appelle « critical state line ». Par défaut, M peut être calculé depuis la relation 5.

$$M = \frac{6\sin\varphi_{cv}}{3-\sin\varphi_{cv}} \qquad (5.)$$

où φ_{cv} est l'angle du frottement critique qui est égal à φ+0.1°.

Cette valeur de M est une valeur pratique calculée par défaut. D'ailleurs, PLAXIS permet de calculer, une valeur approximative de K_0^{NC}, qui correspond à la valeur de M calculée à partir de l'équation 5. En générale, la valeur de K_0^{NC} calculée par le programme est supérieure à celle calculée par la formule de Jaky (K_0^{NC}=1-sinφ). Sinon, on pourrait

rentrer une valeur de K_0^{NC} pour calculer la valeur de M par la formule de Brinkgreve, 1994 (eq. 6).

$$M = 3\sqrt{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1+2K_0^{NC})^2} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^*-1)}{(1+2K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1-K_0^{NC})(1+\nu_{ur})}} \qquad (6.)$$

$$M \approx 3.0 - 2.8\,K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écrouissage dans le plan p-q.

Coefficient de Poisson:

Dans les modèles Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 (i.e. $\nu/(1-\nu)$) mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \qquad (7.)$$

Les surfaces de charges:

La figure 6 fournit, dans le plan (p,q) une représentation des surfaces de charges et de la surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incréments de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

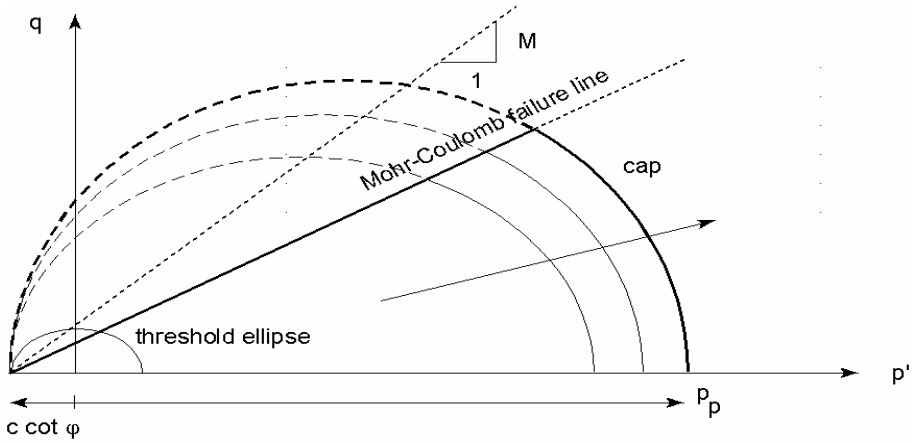


Figure 6 *: Surfaces de charge elliptiques.*

Prise en compte de la surconsolidation:

PLAXIS calcule la pression de préconsolidation p_c à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (Pre Overburden Pressure)).

En résumé:

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	:	Indice de compression	[-]
κ^*	:	Indice de gonflement	[-]
c	:	Cohésion	[kN/m^2]
φ	:	Angle de frottement	[°]
ψ	:	Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur}	:	Coefficient de Poisson en charge-décharge	[-]
K_0^{NC}	:		[-]
M:	paramètre K_0^{NC}		[-]

Pour une description détaillée de SSM et ses formulations théoriques, on pourra se référer à Brinkgreve (1994).

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

Le SSM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α. Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps (cf. Bjerrum, 1967).

2.4.1 Formulation unidimensionnelle

Buisman (1936) ont été probablement le premier à considérer l'essai de consolidation secondaire: il a proposé la relation suivante pour définir le comportement du fluage sous des contraintes effectives constantes.

$$\varepsilon = \varepsilon_c + C_B \log \frac{t}{t_c} \qquad \text{Pour} \qquad t > t_c \qquad (8.)$$

où ε_c est la déformation en fin de consolidation, t le temps depuis le début du chargement, et t_c le temps à la fin de consolidation primaire, C_B est une constante du matériau.

La déformation de compression est positive comme classiquement en mécanique des sols. On réécrit alors, la relation (8) comme

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \frac{t_c + t'}{t_c} \quad \text{pour} \qquad t' > 0 \qquad (9.)$$

Avec $t' = t - t_c$ étant le temps effectif du fluage.

Basé sur le travail de Bjerrum (1967) sur le fluage, Garalanger (1972), a proposé une équation équivalente de fluage de à partir de l'indice des vides.

$$e = e_c - C_\alpha . \log \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \quad \text{Avec} \qquad C_\alpha = C_B(1+e_0) \qquad \text{pour } t'>0 \qquad (10.)$$

Les différences entre les formulations de Garlanger et Buisman sont faibles. La déformation ε est remplacée par l'indice des vides et le temps de consolidation t_c est remplacé par le paramètre τ_c. L'équation (9) et (10) sont entièrement identiques quand on choisit $\tau_c = t_c$. Pour le cas que $\tau_c \neq t_c$ les différences entre les deux formules vont diminuer quand la durée effective de fluage t' augmente. Dans la pratique courante, le fluage (consolidation secondaire) ne serait pris en compte à l'oedomètre que pour t>24h. En fait, la consolidation secondaire se développe dès la fin de la consolidation primaire (EOP, End Of Primary) : ce temps dépend de la perméabilité du sol et des caractéristiques géométriques de l'essai. Pour des sols perméables, la fin de consolidation primaire peut être atteinte en 1 heure et le fluage se développe durant les 23 heures dans le cas de paliers de chargement de 1 jour.

Une autre possibilité pour définir la compression secondaire est la forme adopté par Butterfield (1979)

$$\varepsilon^H = \varepsilon_C^H + C \ln \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \qquad (11.)$$

où ε^H est la déformation logarithmique définie par

$$\varepsilon^H = -\ln \frac{V}{V_0} = -\ln \frac{1+e}{1+e_0} \qquad (12.)$$

l'indice « 0 » indique les valeurs initiales. L'exposant « H » indique quant à lui la déformation logarithmique. Vermeer et al (1997 & 1999) utilisent ce symbole particulier. En petites déformations, il est possible de montrer que

$$C = \frac{C_\alpha}{(1+e_0).\ln 10} = \frac{C_B}{\ln 10} = \frac{C_B}{2{,}3} \qquad (13.)$$

Dans le cas où les déformations sont faibles, les deux approches conduisent à des déformations voisines.

2.4.2 Définition de τ_c et ε_c

Pour définir τ_c, une procédure expérimentale peut être adoptée. Vermeer et al (1997) utilisent l'équation (11). En différenciant cette équation par rapport au temps et en oubliant l'exposant 'H' pour simplifier la notation, on obtient

$$\dot{\varepsilon} = \frac{C}{\tau_c + t'} \qquad \text{où à l'inverse} \qquad \frac{1}{\dot{\varepsilon}} = \frac{\tau_c + t'}{C} \qquad (14.)$$

On peut alors utiliser la construction développée par Janbu (1969) pour évaluer les paramètres C et τ_c à partir des donnés expérimentales. Les deux méthodes de détermination, la traditionnelle et celle de Janbu sont représentées sur les figures 7a et 7b, et peuvent être utilisées pour déterminer le paramètre C depuis un essai oedométrique à charge constante. La méthode de Janbu est attractive, car dans les axes ($\frac{1}{\dot{\varepsilon}}$, t) la partie correspondant à la consolidation secondaire est linaire: l'intersection de cette partie avec l'axe de temps donne τ_c

et la pente est 1/C (figure 7b). La déviation d'une relation linaire pour $t<t_c$ est due à la consolidation.

Considérant la littérature classique, il est possible de calculer la déformation en fin de consolidation ε_c, par une équation de cette forme

$$\varepsilon_c = \varepsilon_c^e + \varepsilon_c^c = A \ln \frac{\sigma'}{\sigma_0'} + B \ln \frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} \qquad (15.)$$

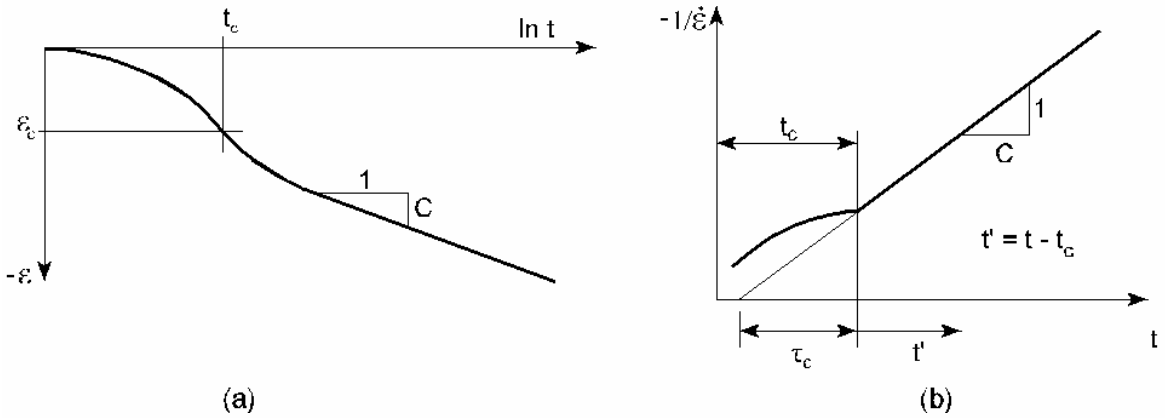


Figure 7: *La consolidation et le comportement du fluage dans un essai oedométrique standard*

où ε représente la déformation logarithmique. Dans l'équation ci-dessus σ_0' représente la contrainte effective initiale avant le chargement et σ' la contrainte effective finale du chargement. Les valeurs de σ_{p0} et σ_{pc} représentent la contrainte de préconsolidation correspondant aux situations avant-chargement et fin de consolidation respectivement.

Dans la plupart de littérature sur l'essai oedométrique, certain adoptent e au lieu de ε, et log au lieu de ln, l'indice de décompression C_r au lieu de A, et l'indice de compression C_c au lieu de B. Les constantes ci-dessus A et B sont reliées pour les petites déformations avec C_r et C_c par

$$A = \frac{C_r}{(1+e_0).\ln 10} \qquad B = \frac{(C_c - C_r)}{(1+e_0).\ln 10} \qquad (16.)$$

Combinant les équations (11) et (15), on trouve

$$\varepsilon = \varepsilon_c^e + \varepsilon_c^c + C \ln \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} = A \ln \frac{\sigma'}{\sigma_0'} + B \ln \frac{\sigma_{pc}}{\sigma_{p0}} + C \ln \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \qquad (17.)$$

où ε la déformation logarithmique globale due à l'augmentation de la contrainte effective de σ_0' à σ' et au développement de la consolidation secondaire durant « t_c+t' ». Sur la figure 8 les termes de l'équation (17) sont tracés en diagramme de ε-lnσ.

Cette formulation concerne des essais oedométriques sous charge constante.

Pour généraliser le modèle, une forme différentielle du modèle de fluage est nécessaire. L'équation générale ne contenant ni t', ni τ_c comme temps de consolidation.

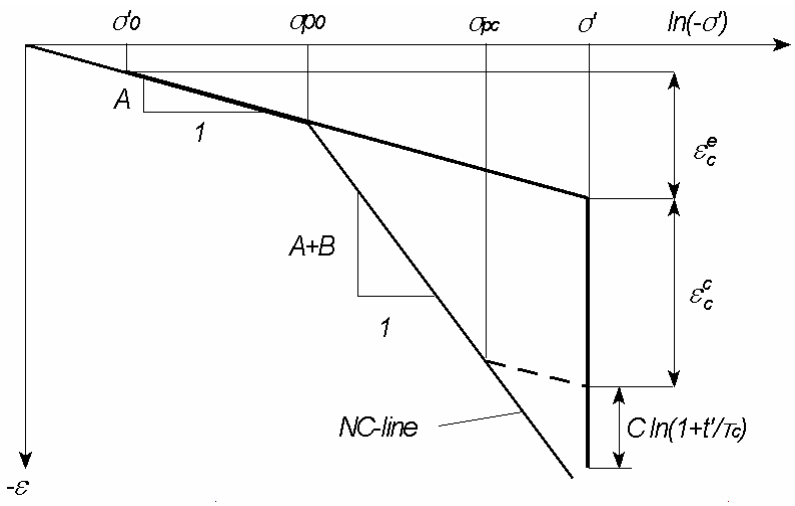


***Figure 8**: Courbe idéalisé de contrainte-déformation d'un essai oedométrique avec la division des incréments de déformation en deux composantes (élastique & fluage). Pour $t'+t_c=1$ jour, on rejoint la ligne-NC de l'essai à 1 jour*

2.4.3 Loi différentielle pour le fluage en 1D

Les équations précédentes confirment la relation entre le fluage accumulé et le temps, pour une contrainte effective constante donnée. Pour résoudre les problèmes du chargement transitoires ou continus, il est nécessaire de formuler une loi constitutive sous forme différentielle, comme elle sera définie ci dessus. Dans un premier temps, Vermeer et al (1997) dérivent une équation pour τ_c. En fait, malgré l'usage de déformation logarithmique et logarithme népérien 'ln' au lieu de log, la formule (17) est classique et n'ajoute pas de nouvelles connaissances par rapport à Garlanger (1972).

Afin de obtenir une expression analytique pour le paramètre τ_c, les auteurs adoptent l'idée que toutes les déformations inélastiques sont dépendantes du temps. La déformation globale est alors la somme de la partie élastique ε^e et d'une partie de fluage dépendante du temps ε^c. Pour les cas- comme l'oedomètre- où les contraintes de chargement ne conduisent pas à la rupture, on ne peut pas assurer l'existence d'un incrément de déformation plastique instantanée, comme dans la théorie classique de l'élasto-plasticité. En plus, les auteurs adoptent l'idée de Bjerrum que la contrainte de préconsolidation dépend entièrement de l'intensité de la déformation accumulée au cours du fluage antérieur.

Ils introduisent alors la dépendance de la contrainte de préconsolidation avec ε^c.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^c = A \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_0} + B \ln \frac{\sigma_p}{\sigma_{p0}} \qquad \sigma_p = \sigma_{p0} \exp\left(\frac{\varepsilon^c}{B}\right) \qquad (18.)$$

La dépendance au temps de la pression de préconsolidation σ_p est maintenant trouvée par combinaison des équations (17) et (18), on obtient

$$\varepsilon_c - \varepsilon_c^c = B \ln \frac{\sigma_p}{\sigma_{pc}} = C \ln \frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \qquad (19.)$$

Cette équation peut maintenant être utilisée pour une meilleure compréhension de τ_c , dans le cas d'un chargement œdométrique standard. Dans un essai oedomètrique conventionnel la charge augmente successivement par étapes et chaque étape est maintenue pour une période constante de tc+t'=τ, où τ est généralement un jour. Avec ce mode de

chargement par étapes, on obtient la ligne de consolidation vierge (NC-Line) avec $\sigma_p=\sigma'$. En introduisant $\sigma_p=\sigma$ et $t'=\tau-tc$ dans l'équation (19), on trouve que

$$B\ln\frac{\sigma'}{\sigma_{pc}} = C\ln\frac{\tau_c+\tau-tc}{\tau_c} \qquad \text{pour les sols normalement consolidé (OCR=1)} \qquad (20.)$$

Il est maintenant supposé que $(\tau c-tc) \ll \tau$. Cette quantité peut ailleurs être négligée par rapport à τ et l'équation (20) devient

$$\frac{\tau}{\tau_c} = \left(\frac{\sigma'}{\sigma_{pc}}\right)^{\frac{B}{c}} \text{ ou } \tau_c = \tau\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma'}\right)^{\frac{B}{C}} \qquad (21.)$$

Cependant τc dépend sur la contrainte effective σ' et à la fin de la contrainte de préconsolidation σ_{pc}. Vermeer et al (1997) notent que l'hypothèse $(\tau c-tc) \ll \tau$ est très vérifié quand la durée de consolidation primaire est inférieure à 1 heure. Considérant le chargement par étapes sur la ligne de consolidation normale, on a OCR=1, au début et à la fin de l'étape du chargement

Durant un étape de chargement, σ_p augmente de σp_0 jusqu'au σ_{pc} durant la courte période de consolidation primaire. Après cela, σ_p croit de σ_{pc} jusqu'à σ' durant une période de fluage relativement longue. Cependant après un jour, l'échantillon est encore en cas de consolidation normale. Mais après une courte période de consolidation l'échantillon est sous consolidé avec $\sigma p<\sigma'$. Pour des rapports de $B/C\geq 15$, l'hypothèse $(\tau c-tc) \ll \tau$ est bien vérifiée.

D'après l'expression (21) de τc, il est maintenant possible de formuler l'équation différentielle du fluage. Pour avoir cette dernière équation, (17) est différentiée pour obtenir

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^c = A\frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} + \frac{C_c}{\tau_c + t'} \qquad (22.)$$

où $\tau c+t'$ peut être éliminé par le moyen de l'équation (19) pour obtenir

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^c = A\frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} + \frac{C}{\tau_c}\left(\frac{\sigma_{pc}}{\sigma_p}\right)^{\frac{B}{C}} \qquad \text{avec } \sigma_p = \sigma_{p0}\exp\left(\frac{\varepsilon^c}{B}\right) \qquad (23.)$$

L'équation (21) peut maintenant être introduite afin d'éliminer τc et σ_{pc}. On obtient

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^c = A\frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} + \frac{C}{\tau}\left(\frac{\sigma'}{\sigma_p}\right)^{\frac{B}{C}} \text{ où } \sigma_p = \sigma_{p0}\exp\left(\frac{\varepsilon_c}{B}\right) \qquad (24.)$$

2.4.4 Généralisation à trois dimension

Le modèle-3D est une généralisation du modèle-1D. On adoptera les invariants de contrainte pour la pression $P=\sigma_{oct}$ et la contrainte déviatoriques $q=3\tau_{oct}/\sqrt{2}$. Avec σ_{oct} et τ_{oct} étant respectivement la contrainte normale octahédrale et la contrainte octahédrale de cisaillement. Ces invariants sont utilisés afin de définir une nouvelle contrainte moyenne équivalente nommée P^{eq} :

$$P^{eq} = P' + \frac{q^2}{M^2 P'} \tag{25.}$$

avec $P' = \frac{1}{3}\left(\sigma 1' + \sigma 2' + \sigma 3'\right)$ et $q = \frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{\left((\sigma 1 - \sigma 2)^2 + (\sigma 2 - \sigma 3)^2 + (\sigma 3 - \sigma 1)^2\right)}$

La figure 9 montre que la contrainte mesurée P^{eq} est constante sur les ellipses dans le plan p-q. En réalité, on a les ellipses du Modèle Cam-Clay modifié introduits par Roscoe et Burland (1968). Le paramètre du sol M représente la pente (de ce qui est appellé « critical state line » comme il est indiqué sur la figure 9). On utilise l'équation ci-dessus pour la contrainte déviatorique q et

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \tag{26.}$$

où φ_{cv} est l'angle de frottement critique ou à volume constante. En utilisant la définition ci-dessus de q, la pression équivalente P^{eq} est constante sur une ellipse et dans l'espace principale de contrainte. Pour étendre la théorie en 1D au cas général en 3D, on se concentrera maintenant sur les cas de consolidation normale rencontré dans un oedomètre. Dans ces conditions, on a $\sigma_2' = \sigma_3' = K_0^{NC}\sigma_1'$, et en repartant de l'équation (25) on trouve que

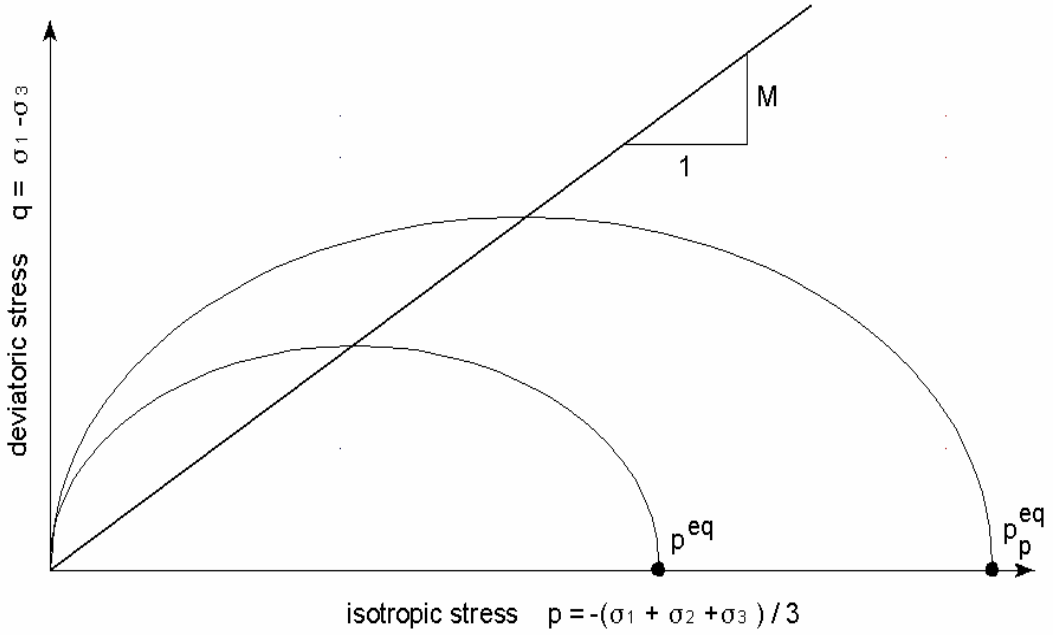


Figure. 9: *Le graphe de l'ellipse-*P^{eq} *dans un plan* p-q

$$P^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3\left(1 - K_0^{NC}\right)^2}{M^2\left(1 + 2K_0^{NC}\right)} \right]$$
$$P_p^{eq} = \sigma_p \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3\left(1 - K_0^{NC}\right)^2}{M^2\left(1 + 2K_0^{NC}\right)} \right] \tag{27.}$$

où $\sigma'=\sigma_1'$, et P_p^{eq} est la pression de préconsolidation généralisée, ce paramètre étant proportionnel au cas monodimensionnel. Pour une valeur connue de K_0^{NC}, P^{eq} peut se calculer depuis σ' et P_p^{eq} peut aussi se calculer depuis σ_p. Si on élimine la déformation élastique dans l'équation (24)-1D, ensuite, on remplace les expressions ci dessus « eq. (27) » pour P^{eq} et P_p^{eq}, et écrire ε_v au lieu de ε, on trouve:

$$\dot{\varepsilon}_v^c = \frac{C}{\tau}\left(\frac{P^{eq}}{P_p^{eq}}\right)^{\frac{B}{C}} \text{ où } \qquad P_p^{eq} = P_{p0}^{eq}\exp\left(\frac{\varepsilon_v^c}{B}\right) \tag{28.}$$

Pour des conditions oedomètriques unidimensionnelles, cette équation se réduit et donne l'équation (24). En cela, cette hypothèse conduit à une vrai extension du modèle de fluage en 1D. Il faut noter que l'indice « 0 » est utilisé dans l'équation pour noter les conditions initiales et que $\varepsilon_v^c = 0$ pour t=0 jours.

Au lieu des paramètres A, B et C du modèle monodimensionnel, on va maintenant utiliser les paramètres κ*, λ*, et μ*, définies par les relations

$$\kappa^* \approx \frac{3(1-\nu_{ur})}{(1+\nu_{ur})}A, \qquad B=\lambda^*-\kappa^*, \qquad \mu^*=C \tag{29.}$$

où ν_{ur} est le coefficient de Poisson qui sera expliqué dans le paragraphe (2.4.6).

En utilisant ces nouveaux paramètres, l'équation (28) devient

$$\dot{\varepsilon}_v^c = \frac{\mu^*}{\tau}\left(\frac{P^{eq}}{P_p^{eq}}\right)^{\frac{\lambda^*-\kappa^*}{\mu^*}}, \quad P_p^{eq} = P_{p0}^{eq}\exp\left(\frac{\varepsilon_v^c}{\lambda^*-\kappa^*}\right) \tag{30.}$$

L'équation (30) ci dessus permet de calculer la déformation volumique de fluage. les argiles exhibent aussi une déformation secondaire de fluage.

Pour introduire la déformation générale du fluage, on adopte l'idée que la déformation du fluage est simplement une déformation plastique dépendante au temps. Il est donc logique de supposer une vitesse d'écoulement pour le fluage comme dans la théorie de plasticité. Pour formuler cette vitesse d'écoulement, on adopte la notation du vecteur

$$\underline{\sigma} = (\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3)^T \text{ et } \underline{\varepsilon} = (\varepsilon_1,\varepsilon_2,\varepsilon_3)^T$$

où T est utilisé pour dénoter la transposé. De même que pour le modèle en 1D, on a les deux déformations élastiques et celles du fluage (plastique) dans le modèle en 3D. En utilisant la loi de Hooke pour la partie d'élasticité, et la loi d'écoulement pour la partie de fluage, on obtient:

$$\dot{\underline{\varepsilon}} = \dot{\underline{\varepsilon}}^e + \dot{\underline{\varepsilon}}^c = \underline{\underline{D}}^{-1}\dot{\underline{\sigma}}' + \lambda\frac{\partial g^c}{\partial \underline{\sigma}'} \tag{31.}$$

où le matrice d'élasticité et la fonction potentielle de plasticité sont définis comme:

$$\underline{\underline{D}}^{-1} = \frac{1}{E_{ur}}\begin{bmatrix} 1 & -\nu_{ur} & -\nu_{ur} \\ -\nu_{ur} & 1 & -\nu_{ur} \\ -\nu_{ur} & -\nu_{ur} & 1 \end{bmatrix} \qquad \text{et} \qquad g^c = P^{eq}$$

On utilise dorénavant la pression équivalente P^{eq} comme un potentiel plastique. Il permet de dériver les composantes de la vitesse du fluage.

Les indices « ur » sont introduits pour assurer que le module d'élasticité et le coefficient du Poisson dans un comportement de décharge-recharge.

On obtient maintenant la relation suivante:

$$\dot{\varepsilon}_v^c = \dot{\varepsilon}_1^c + \dot{\varepsilon}_2^c + \dot{\varepsilon}_3^c = \lambda\left(\frac{\partial P^{eq}}{\partial \sigma_1'} + \frac{\partial P^{eq}}{\partial \sigma_2'} + \frac{\partial P^{eq}}{\partial \sigma_3'}\right) = \lambda\left(\frac{\partial P^{eq}}{\partial P'}\right) \tag{32.}$$

On défini dès maintenant $\alpha = \partial P^{eq} / \partial P'$. Cela conduit avec l'ensemble de l'équation (30) et (31)

$$\underline{\dot{\varepsilon}}' = \underline{\underline{D}}^{-1}\underline{\dot{\sigma}}' + \frac{\dot{\varepsilon}_v^c}{\alpha}\frac{\partial P^{eq}}{\partial \underline{\sigma}'} = \underline{\underline{D}}^{-1}\underline{\dot{\sigma}}' + \frac{1}{\alpha}\frac{\mu^*}{\tau}\left(\frac{P^{eq}}{P_p^{eq}}\right)^{\frac{\lambda^*-\kappa^*}{\mu^*}}\frac{\partial P^{eq}}{\partial \underline{\sigma}'} \tag{33.}$$

où $P_p^{eq} = P_{p0}^{eq}\exp\left(\frac{\varepsilon_v^c}{\lambda^*-\kappa^*}\right)$ ou inversement $\varepsilon_v^c = (\lambda^*-\kappa^*)\ln\frac{P_p^{eq}}{P_{p0}^{eq}}$

2.4.5 Les formulations des déformations élastiques en 3D

Le modèle en 1D peut être étendu pour obtenir le modèle en 3D, mais jusqu'à maintenant, cela n'est pas fait pour les déformation élastiques.

Afin d'obtenir un modèle en 3D pour les déformations élastiques, le module élastique E_{ur} est défini comme dépendant de la contrainte par:

$$E_{ur} = 3(1-2\nu_{ur})K_{ur} = 3(1-2\nu_{ur})\frac{P'}{\kappa^*} \tag{34.}$$

E_{ur} n'est donc pas un nouveau paramètre à introduire. Il est simplement une quantité variable liée au paramètre κ^*. Par contre, ν_{ur} est une constante matérielle supplémentaire. De même que E_{ur}, le module volumique K_{ur} dépend des contraintes. Il est maintenant possible de définir les déformations plastiques volumiques:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \frac{\dot{p}'}{K_{ur}} = \kappa^*\frac{\dot{p}'}{P'} \qquad \text{ou par intégration} \qquad \varepsilon_v^e = \kappa^*\ln\frac{P'}{P_0'} \tag{35.}$$

Ainsi la déformation élastique dans le modèle 3D est contrôlée par la contrainte moyenne P', et non par la contrainte principale σ' comme dans le modèle en 1D.

Pour une compression unidimensionnelle sur la ligne de consolidation vierge, on a $3P' = \left(1 + 2K_0^{Nc}\right)\sigma'$ et $3P'_0 = (1 + 2K_0^{NC})\sigma'_0$ et il suit que $\frac{P'}{P'_0} = \frac{\sigma'}{\sigma'_0}$. Par conséquent, on en déduit la relation simple $\varepsilon_v^e = \kappa * \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right)$, tandis que le modèle en 1D donne $\varepsilon_v^e = A\ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right)$ (eq. 5).

Pour les matériaux surconsolidés, on peut montrer que:

$$\frac{\dot{p}'}{P'} = \frac{1+\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}}\frac{1}{1+2K_0}\frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} \qquad (36.)$$

Et dans la suite, on trouve:

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \kappa * \frac{\dot{p}'}{P'} = \frac{1+\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}}\frac{\kappa *}{1+2K_0}\frac{\dot{\sigma}'}{\sigma'} \qquad (37.)$$

où K_0 dépend au degré de surconsolidation. pour divers situations, il est raisonnable d'assumer que $K_0 \approx 1$ et que $\nu_{ur} \approx 0.2$: on a alors $2\varepsilon_v^e \approx \kappa * \ln\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0}\right)$. Pour les sols surconsolidés, un bon accord entre les formulations 1D et 3D conduit à $\kappa^* \approx 2A$.

2.4.6 Rappel sur les paramètres du modèle

Dès que le critère limite de rupture $f(\underline{\sigma}', c, \varphi) = 0$ est atteint, les vitesses de déformation plastique instantanées se développent en accord avec la loi d'écoulement $\dot{\varepsilon}^p = \lambda \partial g / \partial \sigma'$ avec $g=g(\sigma', \psi)$: les paramètres d'écoulement plastiques du matériau sont alors: la cohésion effective, c', l'angle du frottement de Mohr-Coulomb, φ', et l'angle de dilatance, ψ.

Pour les sols fins et cohésifs l'angle de dilatance est généralement faible, et peut donc souvent être pris égal à zéro.

Le Soft Soil Creep Model exige donc les constantes matérielles suivantes.

Les paramètres de rupture comme dans le modèle du Mohr-Coulomb :

C' : Cohésion effective	[kN/m^2]
φ : Angle du frottement	[°]
ψ : Angle de dilatance	[°]

Les paramètres de SSCM :

κ^* : Indice du gonflement modifié	[-]
λ^* : Indice de compression modifié	[-]
μ^* : Indice du fluage modifié	[-]
ν_{ur} : Coefficient du Poisson pour décharge-recharge	[-]

L'indice de gonflement modifié, l'indice de compression modifié et l'indice de fluage modifié:

Ces paramètres peuvent être obtenus à partir d'un essai de compression isotrope ou d'un essai oedométrique. Lorsqu'on trace le logarithme de la contrainte en fonction de la déformation, la courbe peut être approchée par deux lignes droites (voir figure 8). La pente de la courbe de consolidation normale donne l'indice de compression modifié λ^*, et la pente de la courbe de décharge (ou gonflement) peut être utilisée pour calculer l'indice de gonflement modifié κ^*. Remarquons qu' il existe une différence entre les indices modifiés κ^* et λ^* et les paramètres originaux du Cam- Clay κ et λ. Le paramètre μ^* peut être obtenu par la mesure de la déformation volumique sur une longue durée. Si on trace cette déformation en fonction de logarithme du temps, on retrouve le paramètre μ^* qui présente la pente de la partie linéaire de cette courbe (voir figure 7).

Relations avec les paramètres du Cam- Clay

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e} \qquad \kappa^* = \frac{\kappa}{1+e} \tag{38.}$$

Relation avec les paramètres classiques

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \qquad \kappa^* \approx \frac{3}{2.3}\frac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}}\frac{C_r}{1+e} \qquad \mu^* = \frac{C_\alpha}{2.3(1+e)} \tag{39.}$$

Il n'existe pas une relation exacte entre les indices de compression isotrope κ et κ^* et l'indice du gonflement unidimensionnel C_r, parce que le rapport entre la contrainte horizontale et verticale change durant la décharge unidimensionnelle. Pour l'approximation, ci-dessus, on suppose que le cas de contrainte moyenne durant la décharge est un cas de contrainte isotrope, i.e. les contraintes horizontale et verticale sont égales.

Pour donner des ordres de grandeurs des paramètres du modèle, on peut utiliser les corrélations proposées par Vermeer et al (1999):

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

Pour caractériser une couche particulière du sol mol, il est aussi nécessaire de savoir la pression de préconsolidation initiale σ_{p0}. Cette pression peut être calculée depuis le rapport (OCR). Par la suite, σ_{p0} peut être utilisé pour calculer la valeur initiale de la pression de préconsolidation généralisée P_p^{eq} (eq. 27).

Coefficient du Poisson:

Dans le cas du SSCM, le coefficient du Poisson est un constante élastique pure mesurée sur un chemin de charge-décharge. Il est différent d'un coefficient de Poisson mesuré sur une première charge: ceci explique que ses valeurs soient généralement emprises entre 0.1 et 0.2. Lors du chargement de matériaux normalement consolidés, ν_{ur} joue un rôle secondaire, mais il devient très important lors des déchargements. Par exemple, dans un cas du déchargement de compression unidimensionnel (oedomètre), le coefficient du Poisson (faible) va produire une légère diminution de contrainte latérale en comparaison de la diminution de contrainte verticale. Par conséquent, le rapport entre contrainte horizontale et verticale augmente, ce qui est un phénomène observé pour les matériaux surconsolidés: ce coefficient de Poisson peut

être estimé à partir du rapport entre les variations de contraintes horizontales et de contraintes verticales dans un essai oedométrique lors du déchargement et rechargement.

3 CONCLUSION

Ce rapide tour d'horizon des certains modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

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

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel"….

CHAPITRE IV

MODELISATION DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE

MODELISATION DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE 82

1 INTRODUCTION 84
2 LA DEMARCHE D'ANALYSE INVERSE 84
3 MAILLAGE 85
4 CONDITIONS AUX LIMITES ET CHARGEMENT 85
4.1 Conditions aux limites 85
4.2 Chargements 86
5 COMPORTEMENT DU MATERIAU 87
5.1 Modèle de Mohr-Coulomb 87
6 CONDITIONS HYDRAULIQUES 89
7 CALCUL DES CONTRAINTES INITIALES 89
8 CALCUL D'EXPANSION DE CAVITE 89
8.1 Déroulement du calcul 89
8.2 Interprétation des résultats 90
9 RESULTATS DES CALCULS 90
9.1 Vérification dans le cas élastique 91
9.2 Géométrie du maillage 91
9.3 Influence du paramètre Ψ sur les résultats du calcul 93
9.4 Influence du φ 94
9.5 Influence du coefficient de Poisson 'ν' 95
9.6 La relation entre la pression limite (Pl) et l'angle de dilatance ψ 96
10 INFLUENCE DES CELLULES DE GARDE 97
11 INFLUENCE DU COEFFICIENT DES TERRES AU REPOS K0 SUR LE MODULE PRESSIOMETRIQUE 98
12 EFFET DE LA GEOMETRIE DE LA SONDE 100
13 CALCUL AVEC LE MODEL HSM 101
14 MODELISATION DU FORAGES 102
15 DISTRIBUTION DES CONTRAINTES PRINCIPALES DANS LE MASSIF 104
16 MODELISATION D'UN ESSAI PRESSIOMETRIQUE (SBP, PBP): 107
17 EVOLUTION DES CONTRAINTES DANS LE SOL 110
18 CONCLUSIONS 112

1 INTRODUCTION

L'essai pressiométrique Ménard est sans doute l'essai géotechnique le plus réalisé en France actuellement. La réalisation et l'exploitation de l'essai sont codifiées par la norme NFP 94110 qui fournit l'état de la pratique. L'utilisation de l'essai pressiométrique pour le calcul des fondations et des ouvrages géotechniques est régi par le Fascicule n° 62 titre V ou le DTU 13.12. La codification de ces pratiques a souvent fait oublier la genèse du module pressiométrique à partir des travaux de Ménard (1957-1961). La mise au point des pressiomètres autoforeurs (Baguelin et al. 1972, Wroth et Hughes, 1973) a conduit à des mesures de modules sous sollicitation pressiométrique présentant des améliorations importantes par rapport au pressiomètre Ménard :

a) d'une part, il n'y a pas de décompression notable initiale du voisinage de forage ;

b) d'autre part, il est possible d'effectuer des mesures dans des gammes de déformation beaucoup plus faibles. Les modules obtenus au pressiomètre autoforeur se sont ainsi révélés beaucoup plus élevés que ceux obtenus sur les mêmes sites avec le pressiomètre Ménard.

Le rôle du niveau de déformation est un sujet d'intérêt très actuel dans le domaine de la géotechnique comme en sont témoins :

- le X : Congrès Européen de l'ISSMFE (Florence 1991) ;

- le symposium « Prefailure behavior of geomaterials (Sapporo, 1994) »;

- le symposium « Pre-failure deformation characteristics of geomaterials (Torino 1999) ».

Trois points importants sont à retenir de ces manifestations :

il existe pour de faibles déformations un seuil élastique : tant que la déformation est inférieure à ce seuil, les déformations de la cavité restent élastiques ;

on peut alors définir un module élastique initial. Ce module est mesuré soit par des chargements dynamiques (propagation d'ondes, colonne de résonance) qui mobilisent de très faibles déformations, soit par des chargements statiques si la résolution des mesures permet d'atteindre ces très faibles déformations ;

les modules sécants, mesurés pour des déformations supérieures au seuil élastique sont des fonctions décroissantes du niveau de déformation.

Toute mesure de module devrait alors être positionnée par rapport à ces trois points. L'objectif de certaines améliorations du pressiomètre autoforeur Camkometer est de fiabiliser les mesures pour de très faibles valeurs du déplacement de la paroi (Fahey et Jewell, 1990, Hamouche et al, 1995).

2 LA DEMARCHE D'ANALYSE INVERSE

Le but de l'analyse inverse de l'essai pressiométrique est d'obtenir les paramètres d'un modèle de Mohr-Coulomp à partir de la simulation d'essais pressiométriques effectués sur site. Pour poursuivre cette démarche, il faut analyser la dépendance du module pressiométrique 'E_M' et la pression limite 'pl' en fonction de:

- des différents paramètres caractéristiques du sol (module de Young E ou de cisaillement G, coefficient de Poisson ν, angle de frottement ϕ, angle de dilatance Ψ, C cohésion, coefficient de terre au repos K_0...).

- des caractéristiques géométriques de la sonde (diamètre, hauteur).

Pour mener à bien cette démarche d'analyse inverse, il,est alors nécessaire de bien cerner les rôles respectifs des différents paramètres du modèle de Mohr-Coulomb. La méthode employée dans ce chapitre se situe donc à l'amont d'une procédure d'analyse inverse.

On prendra comme données d'entrées les paramètres (E, ν, C, φ, Ψ…) pour effectuer la simulation numérique de l'essai pressiométrique et on effectuera à partir de ces résultats un calcul de module pressiométrique E_M et de pression limite P_l comme si ces résultats provenant d'un essai réel sur site.

Dans une seconde partie, on modélisera aussi la mise en place de la sonde avec le déchargement du trou de forage avant gonflement: il sera nécessaire pour cette modélisation d'employer le modèle HSM.

3 MAILLAGE

Nous modélisons un volume de sol en prenant des éléments à 15 nœuds en considérant le cas axisymétrique par rapport à l 'axe vertical. Les dimensions du maillage sont données en figure 1.

Le fait d'utiliser une modélisation axisymétrique permet d'éviter une dimension radiale importante. La dilatance du sol au voisinage de la sonde est abordée par des déplacements verticaux.

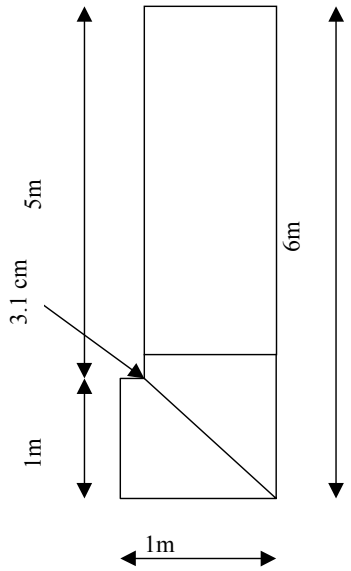


Figure 1 *: Dimension du massif modélisé*

4 CONDITIONS AUX LIMITES ET CHARGEMENT

4.1 Conditions aux limites

Afin de simuler numériquement l'essai pressiométrique, nous avons imposé les conditions aux limites de la figure 2: le sol est libre sur les parois verticales du forage et un déplacement verticale est possible sur les deux frontières verticales.

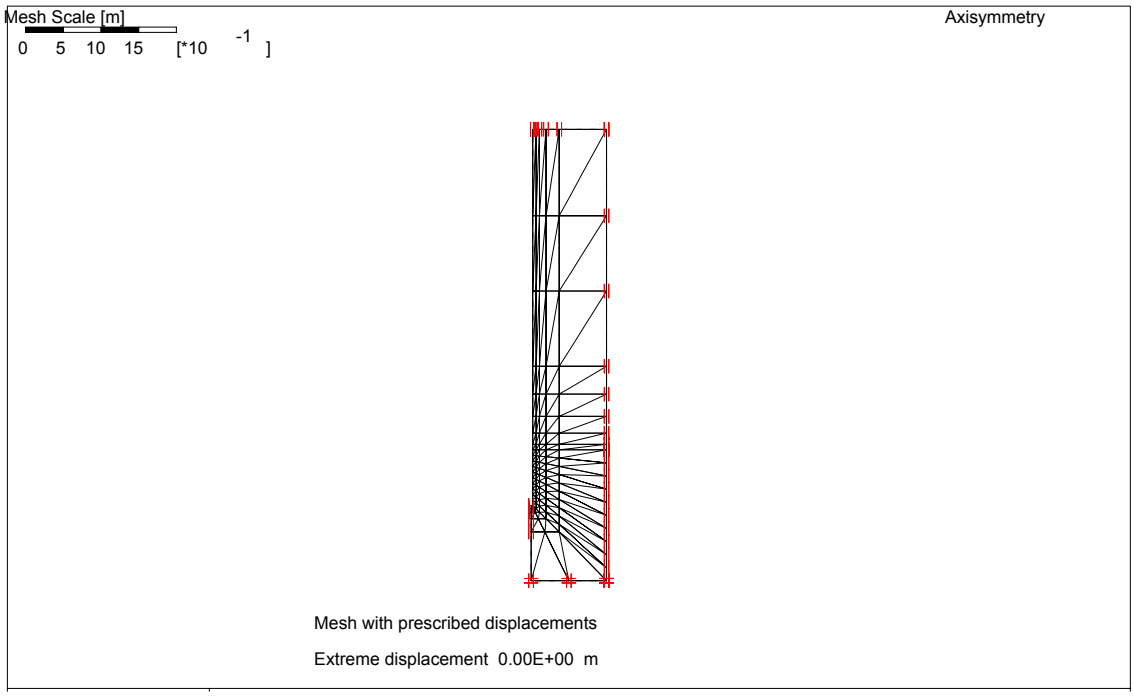


Figure 2 *: Conditions aux limites*

4.2 Chargements.

Deux chargements interviennent dans ce problème :

- Un chargement « type A » dû au poids des terres avant le forage pour lequel on distingue deux charges différentes:

- un chargement uniforme vertical s'appliquant au fond du trou du forage et égal à (γ z), γ étant le poids volumique des terres et z étant la profondeur du forage (qui dans notre cas et égale à 5m).

- un chargement horizontal variant linéairement avec la profondeur et s'appliquant sur la paroi verticale du trou du forage, de valeur $K_0\gamma z$, K_0 étant le coefficient de terre au repos (figure 3).

Ce chargement permettra alors d'obtenir l'état de contrainte initial homogène dans tout le massif de sol.

- Un chargement « type B » qui simule le chargement appliqué par la sonde sur le sol

(figure 4).

Ce chargement est appliqué radialement sur une longueur égale à la longueur de la sonde, en fond de forage.

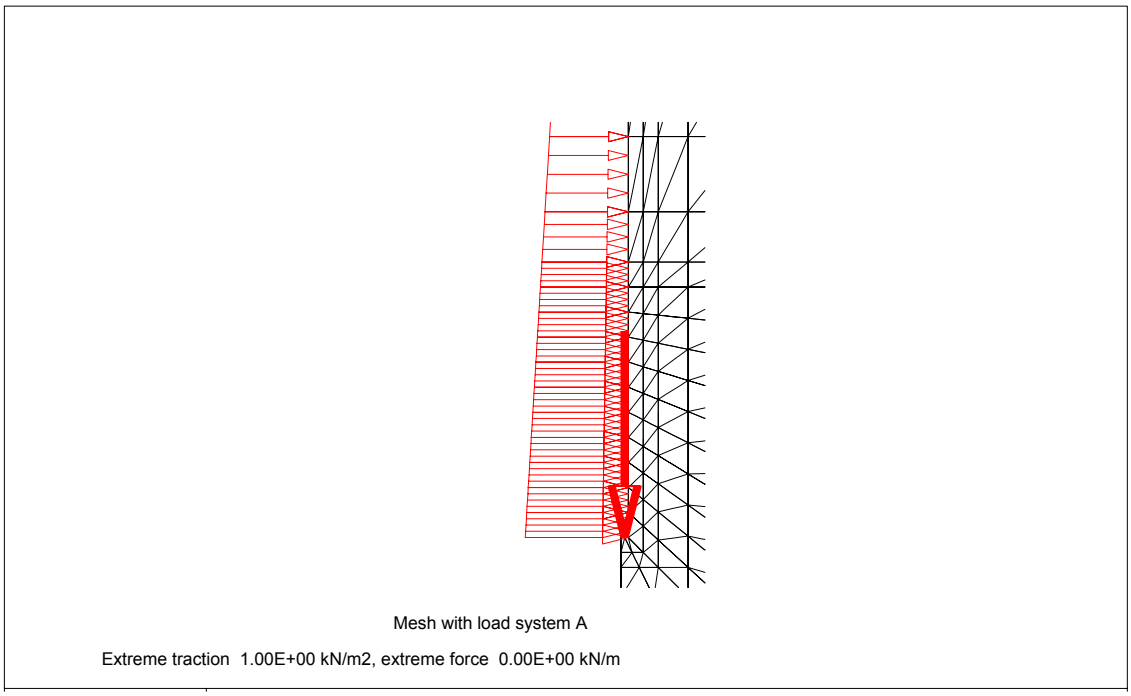


Figure 3 *: Chargement type A*

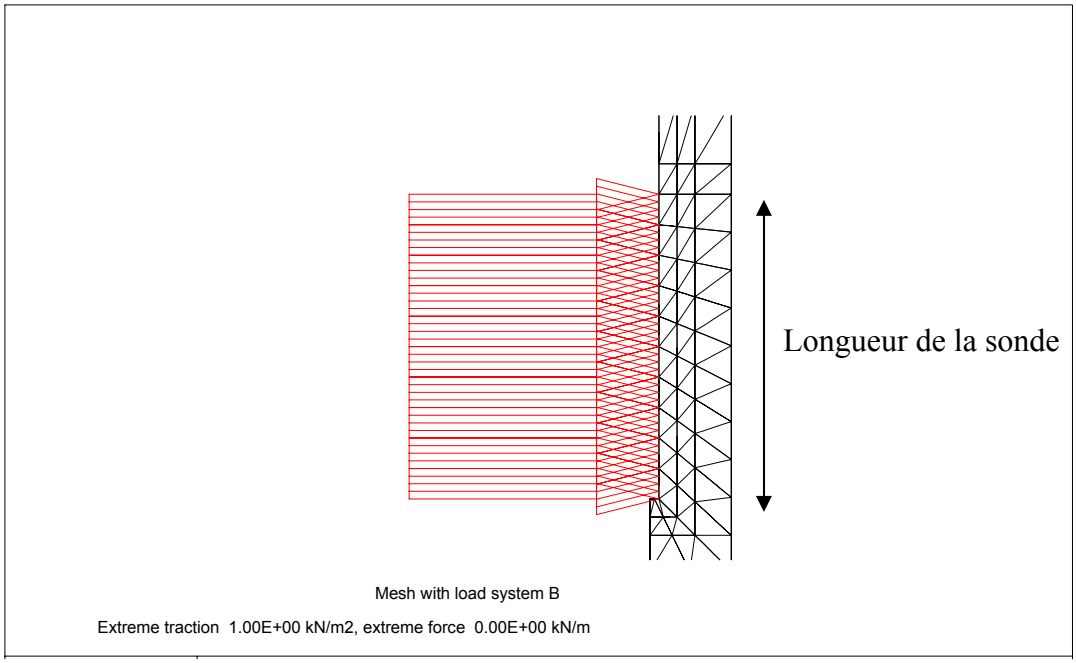


Figure 4 *: Chargement type B: application de la charge pressiométrique*

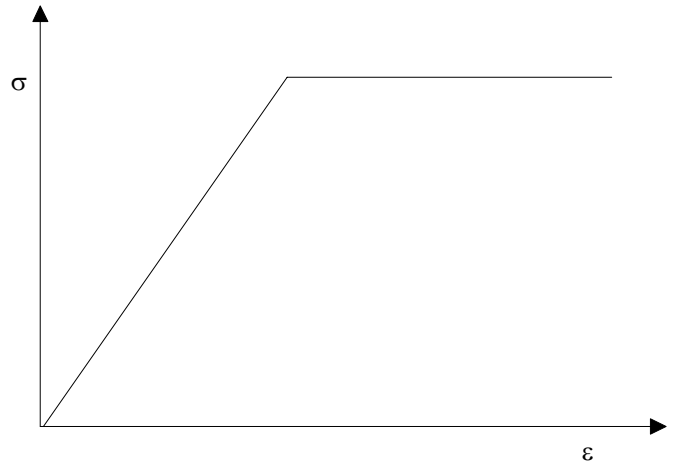
5 COMPORTEMENT DU MATERIAU

5.1 Modèle de Mohr-Coulomb

PLAXIS regroupe dans ses différentes versions plusieurs modèles élastoplastiques (Mohr Coulomb, Mohr Coulomb avancé, Cam Clay modifié, Hard soil model, soft soil model...) décrivant le comportement des géomatériaux. Il reste toutefois à l'ingénieur de

choisir le modèle le mieux adapté au problème qu'il désire traiter en fonction des conditions rencontrées in situ.

- Tout d'abord, nous avons commencé les calculs en prenant comme modèle élasto-plastique, celui de Mohr-Coulomb sans écrouissage qui est caractérisé par la courbe charge-déformation suivante:



Ce modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Enfin, ce modèle est non associé et ψ est l'angle de dilatance.

Module de Young: Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max}, mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). La détermination de ce module nécessite des essais spéciaux. Il est souvent conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau égal à 50% du déviateur à la rupture (voir figure 5).

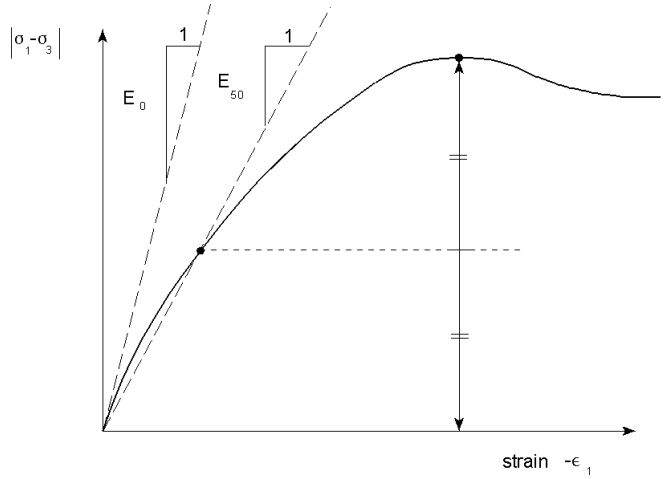


Figure 5 *: Définition du module à 50% de la rupture.*

On peut aussi rentrer le gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

Coefficient de Poisson: les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4 pour la majorité des sols: nous avons adopté cas valeurs dans nos simulations.

Angle de frottement: l'angle de frottement est constant, indépendant de la contrainte moyenne.

Cohésion: Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

L'angle de dilatance: l'angle de dilatance ψ règle le comportement non associé du sol. Il peut être évalué par la corrélation $\psi = \phi - 30°$ (Plaxis, 1995).

Le cas $\psi = 0$ correspond à une plasticité sans variation de volume.

6 CONDITIONS HYDRAULIQUES

Nous avons considéré que la nappe phréatique est positionnée à la surface du maillage (Figure 6):

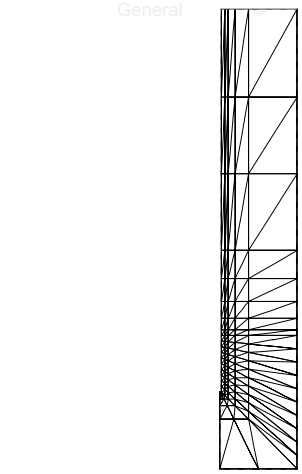


Figure 6 *: Conditions hydrauliques*

7 CALCUL DES CONTRAINTES INITIALES

Nous générons le champ de contraintes initiales dû au poids des terres en fixant une valeur particulière au coefficient de des terres au repos K_0 et en activant le poids du sol intégralement.

8 CALCUL D'EXPANSION DE CAVITE

8.1 Déroulement du calcul

Dans la procédure de calcul, on applique simultanément le poids des terres dans le massif et le chargement "A" précédemment défini (γz en verticale sur le fond du trou, et charge radiale sur les parois). A la fin de cette étape, les contraintes effectives en tous points du massif sont homogènes (contrainte verticale $\sigma'_v = \gamma' z$ et $\sigma'_H = k_0 \gamma' z$ où z est la profondeur et γ' le poids déjaugé). Les déplacements résultant de cette phase de calcul sont alors remis à zéro.

8.2 Interprétation des résultats

L'expansion de la sonde pressiométrique est alors simulée en augmentant "B" depuis 0.0, jusqu'à la pression limite: l'essai pressiométrique ainsi simulé s'apparente à un essai pressiométrique autoforeur ou à un essai où le pressiomètre serait moulé dans le sol.

Pour chaque étape de calcul, on obtient les déplacements et les contraintes en tout point du massif. Pour obtenir la variation de volume globale de la sonde, on effectue le calcul suivant à partir des déplacements radiaux des nœuds à la surface de la sonde.

$$dV_i = 2\pi * Ur_i * r_o * dz$$

où:

- n: le nombre de nœuds en surface de sonde
- r_0: le rayon initial de la sonde et du forage
- Ur_i: le déplacement au nœud i
- dz: la distance entre deux nœuds successifs

La variation de volume totale de la sonde est: $\Delta V = \sum_{i=1}^{i=n-1} dVi$

Nous avons modélisé deux dimensions de sonde :

1. une sonde de hauteur totale H=70cm, et de diamètre D=62mm, avec une hauteur de la cellule de mesure égale à 40 cm, et deux cellules de garde de 15cm, r_0=0.031m. Dans ce cas nous avons pris en compte 9 nœuds sur la surface de sonde sur les 33 répartis le long de la sonde. La précision obtenue est suffisante car les déplacements sont connus tous les dz =70/8 = 8.75 cm. Les valeurs des déplacements intermédiaires sont voisines des déplacements des nœuds sélectionnés.
2. une sonde correspondante au code AX (Cassan, 1978), et qui a pour dimensions: hauteur globale H=74 cm, cellule de mesure=37cm, D=44mm,. Le nombre des nœuds pris en compte pour calculer la variation de volume étant 11 sur les 41 répartis le long de la sonde (c'est à dire dz = 74/10 = 7.40 cm) pour une précision suffisante.
3. pour les calculs comportant une modélisation de la phase de forage, on a pris en compte 21 nœuds sur les 41 répartis le long de la sonde. Ces calculs sont effectués avec le modèle HSM (Chapitre III) et présentés au § 1.14.

Nous pouvons tracer alors à partir des résultats une courbe pressiométrique classique (axes pression appliquée et variation de volume).

Cette courbe peut ensuite être utilisée comme si elle était le résultat d'un essai pressiométrique réel. Nous pouvons ainsi sur cette courbe déterminer le « module pressiométrique » E_M et la pression limite pl.

Le calcul de E_M se fait dans la partie estimée linéaire : $E_M = 2(1+\nu)\dfrac{\Delta P}{\Delta V/V_0}$.

La pression limite considérée est la pression conventionnelle correspondant au doublement du volume de la sonde.

9 RESULTATS DES CALCULS

L'objectif de cette modélisation est d'évaluer la dépendance du module pressiométrique E_M et de la pression limite pl en fonction des paramètres du sol et de la sonde. Les calculs ont été réalisés en faisant varier un seul paramètre à la fois. Les différents facteurs étudiés sont:

- Ψl'angle de dilatance et ϕ l'angle de frottement interne.
- le coefficient de Poisson ν
- le modèle de comportement élasto-plastique
- le coefficient des terres au repos K_0

Au départ, nous avons commencé les calculs en adoptant comme modèle de comportement celui de Mohr-Coulomb, et en faisant les calculs en petites déformations.

9.1 Vérification dans le cas élastique

La méthode ci-dessus a été validée tout d'abord en effectuant un calcul d'expansion de cavité en milieu élastique linéaire. On a pris comme valeur d'entrée G=2000 kPa et ν=0,33. les résultats de courbe pression-variation de volume sont donnés sur la figure 7, et un calcul de module pressiométrique 'E_M' à partir de cette valeur redonne bien la valeur de 2(1+0,33)*2000=5320 kPa.

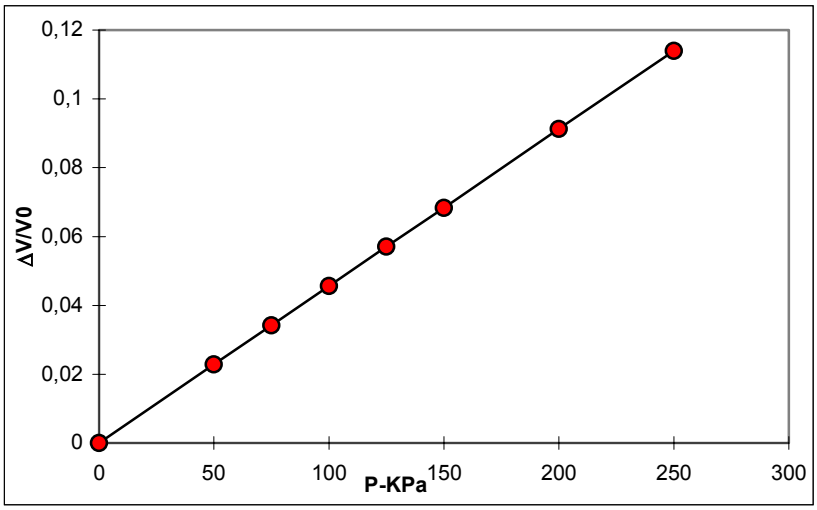


Figure 7 *: Vérification dans le cas élastique (calcul élastique)*

9.2 Géométrie du maillage

Nous avons étudié l'influence de la taille du maillage sur la courbe pressiométrique, les calculs ont été réalisés en prenant les maillages présentés sur les figures: 8, 9 & 10, où les diamètres des maillages varient de 1 à 2 mètre.

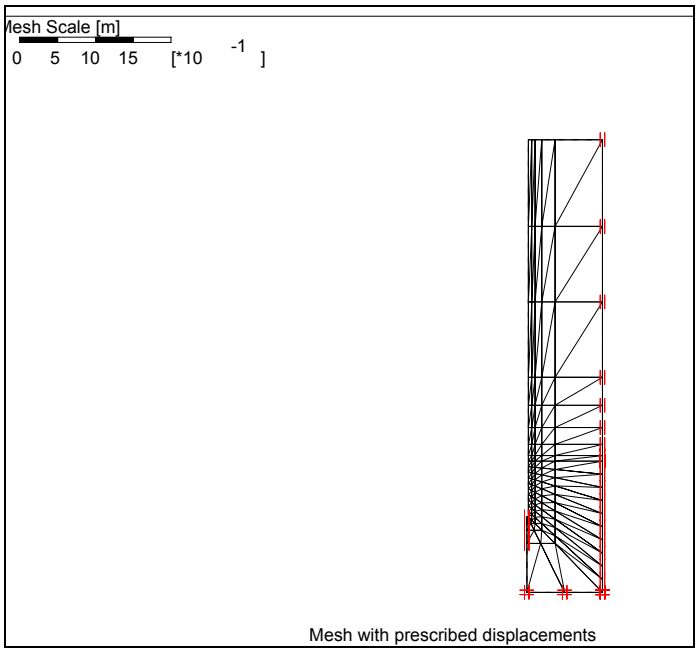


Figure 8 ***:*** *Conditions aux limites en déplacements*

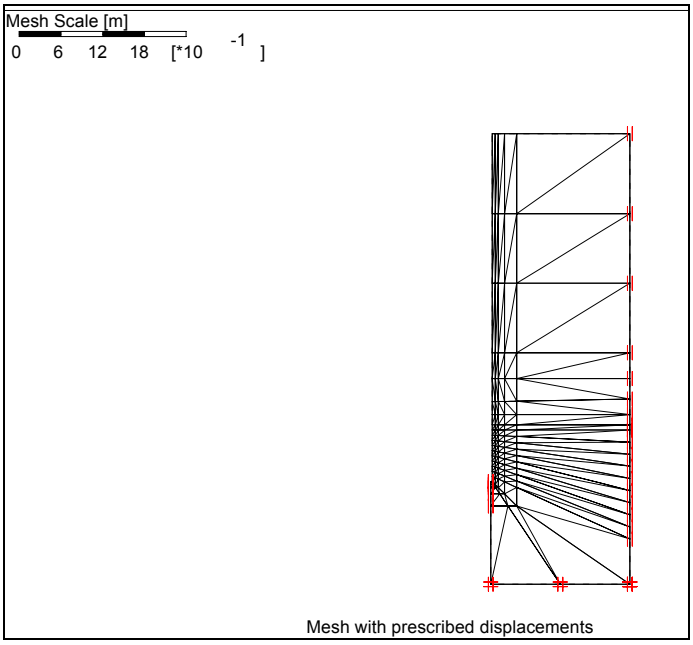


Figure 9

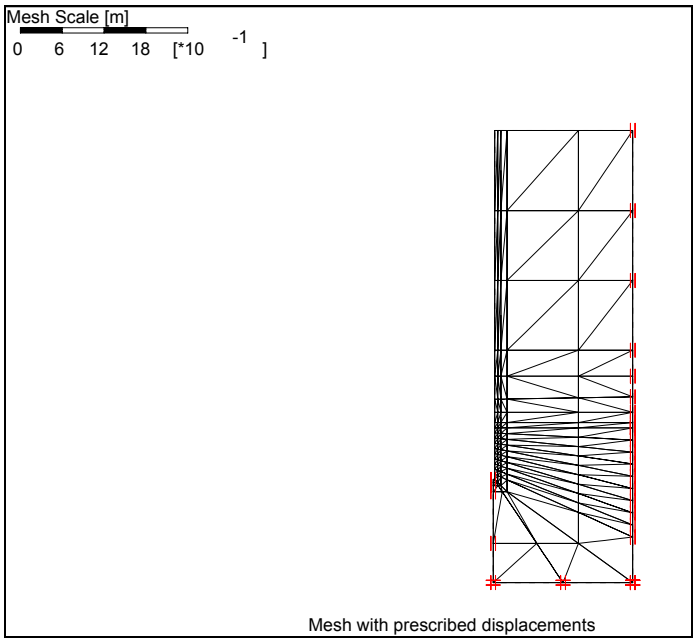


Figure 10

Les résultats concernant ces trois calculs sont présentés ci-après (figure 11). D'après ces résultats, nous constatons que le paramètre maillage n'a aucune influence significative sur les résultats des simulations.

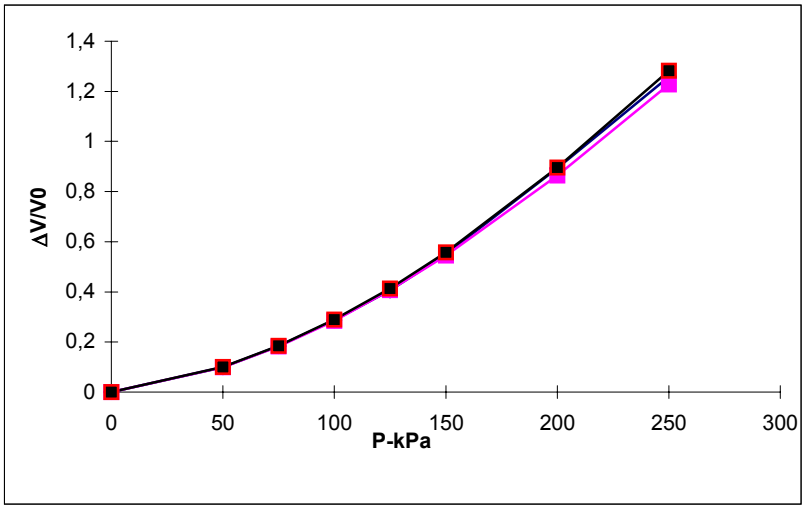


Figure 11 *: Influence de la géométrie du maillage sur la courbe pressiométrique*

(calculs réalisés avec le modèle du Mohr-Coulomp

9.3 Influence du paramètre Ψ sur les résultats du calcul

Dans ces calculs, nous avons pris une cohésion de 1kPa et un coefficient de Poisson de 0.33. Pour étudier l'influence de Ψ sur la courbe de gonflement, nous avons fait le calcul pour chacune des valeurs suivantes de Ψ: 5°, 6°, 8° & 10°, avec ϕ=40°. Les autres propriétés du sol étudié sont données ci- dessous (tableau1)

G (kPa)	2000	γ_d (kN/m^3)	20
K_0	0.5		
E (kPa)	5320	γ_h (kN/m^3)	20
ν	0.33	ψ°	5, 6, 8, 10
P (kPa)	50	φ°	40

***Tableau 1**: Propriétés de sol :Modèle de Mohr-Coulomp*

La figure 12 fournit les courbes pressiométriques correspondant aux quatre cas de calculs.

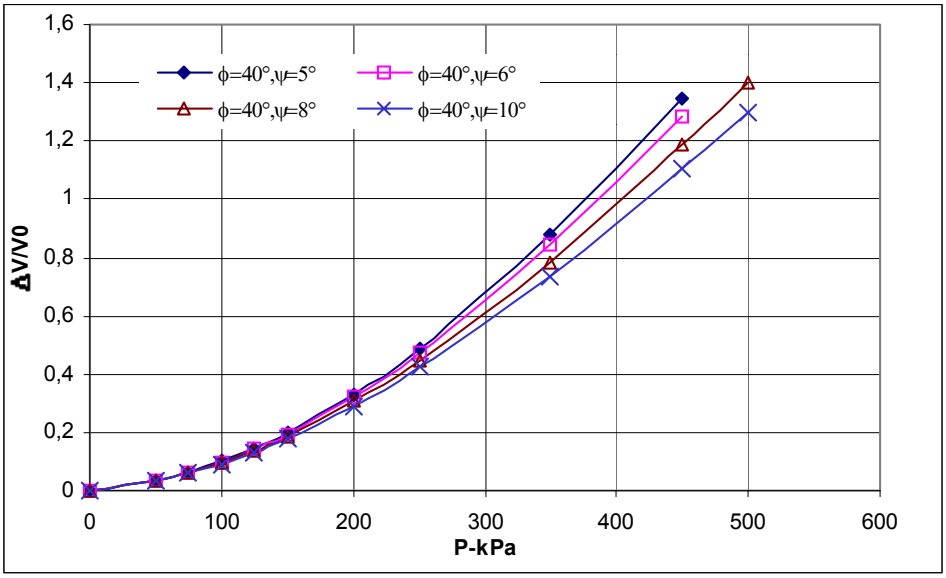


***Figure 12** : Influence de Ψ, sur la courbe pressiométrique*

Trois constatations s'imposent :

- Plus l'angle de dilatance est grand, plus la pente de la courbe pressiométrique est faible : ceci correspond à une augmentation de E_M ;

- Entre 0.0 et 150 kPa, les quatre courbes sont quasiment confondues ;

- Quand ψ passe de 5 à 10°, la pression limite conventionnelle augmente de 370 à 420 kPa.

D'après ces résultats nous constatons que plus l'angle de dilatance Ψ est grand, et plus la pente de la courbe pressiométrique est faible, ce qui correspond à l'augmentation du module pressiométrique.

9.4 Influence du φ

Nous pourrons tirer la même conclusion pour le rôle de l'angle de frottement interne φ : la figure 13 comporte trois courbes. Le rôle de φ entre les deux courbes correspondant à (φ=35°, Ψ=5°) et (φ=40°, Ψ=5°) est très marqué, la pression limite augmente de 350 à 370 kPa

On retrouve aussi le rôle combiné de φ et Ψ pour les deux courbes correspondant à (φ=30°, Ψ=0.0°) et (φ=35°, Ψ=5°) ou (φ=40°, Ψ=5°).

Sur cette figure, l'influence combinée de φ et Ψ est visualisée sur le matériau (φ=30°, Ψ=0.0°).

Les angles de frottement et de dilatance apparaissent comme les deux paramètres majeurs gouvernant la pression limite.

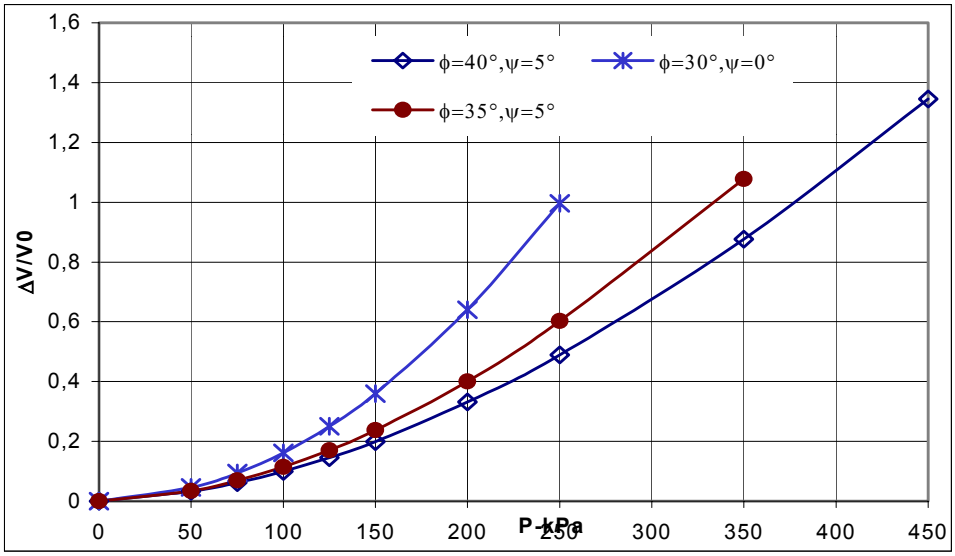


Figure 13 *: Influence de ϕ et Ψ, sur la courbe pressiométrique*

9.5 Influence du coefficient de Poisson 'ν'

Avec les propriétés du tableau 2, nous avons étudié l'influence de ν sur la nature de l'expansion, en attribuant à ν les valeurs suivantes: 0.33, 0.3, 0.25, 0.2 & 0.1.

G (kPa)	2000	γ_d (kN/m^3)	20
K_0	0.5		
E (kPa)	5320	γ_h (kN/m^3)	20
ν	0.33	ψ°	0
P (kPa)	50	φ°	30

Tableau 2 :*Propriétés de sol :Modèle de Mohr-Coulomp*

La simulation numérique montre que plus le coefficient de Poisson ν est grand, plus le module pressiométrique est grand, ce qui correspond à une diminution de la pente de la courbe pressiométrique. Ceci est accord avec $E_M = 2(1+\nu)\dfrac{\Delta P}{\Delta V/V_0}$. Il apparaît aussi sur la figure 14 que la pression limite est influencée par la valeur de ν: ce résultat est à priori surprenant: la pression limite passe de 210 à 250 kPa.

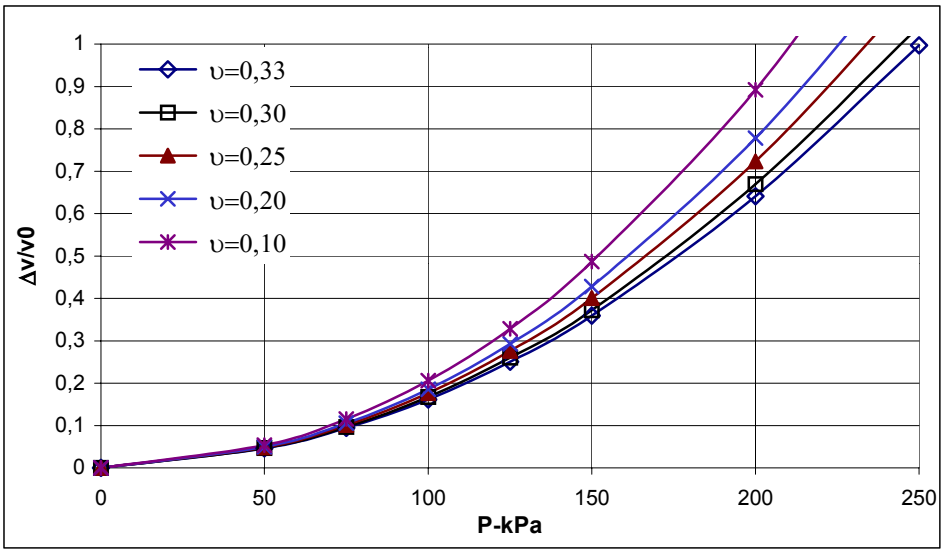
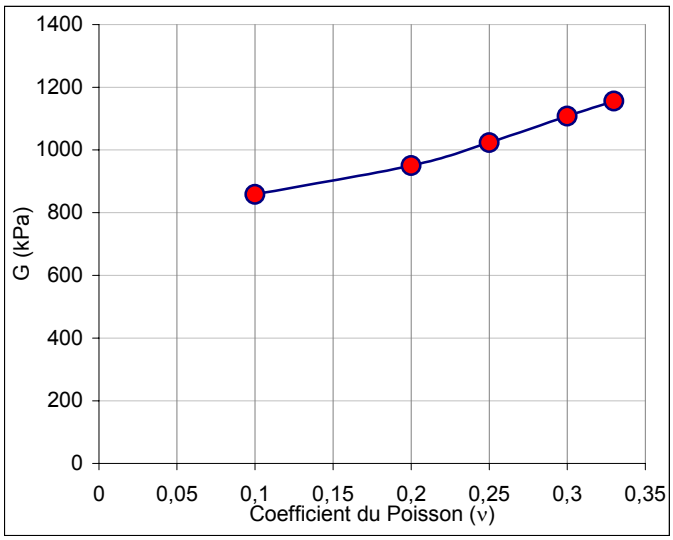


Figure 14 *: Influence de coefficient du Poisson sur la courbe pressiométrique*

A partir des résultats de la figure 14, on peut recalculer le module de cisaillement G sur l'intervalle 50 à 100 kPa : les valeurs obtenues sont les suivantes :

La valeur de G entrée dans le calcul est G= 2000 kPa.



ν	G mesuré [kPa]
0,1	858
0,2	950
0,25	1023
0,3	1108
0,33	1156

Figure 15 *: La relation entre le module du cisaillement G, mesuré à partir des courbes, et le coefficient du Poisson ν.*

Ces valeurs, tracées en figure 15, montrent une dépendance entre la valeur de G mesurée à partir des courbes numériques et la valeur d'entée ν, même pour une valeur constante du module de cisaillement entrée dans le calcul: le G mesuré est de l'ordre de 50% du G calculé.

9.6 La relation entre la pression limite (Pl) et l'angle de dilatance ψ

Ces résultats peuvent être comparés aux résultats analytiques notamment ceux de Combarieu (1995): la pression limite est liés à l'angle de frottement et l'angle de dilatance par la relation:

$$P_l^{(1+\sin\phi)} = (\pi/2 - 2\sin\Psi\sin\phi)\left(\frac{q_0}{1+\sin\phi}\right)^{(1-\sin\psi\,\sin\phi)} E^{(1+\sin\psi)\sin\phi}$$

où q_0 est la contrainte verticale effective. Pour φ=40, K0=0.5, E=5320 kPa, on obtient les résultats ci dessous tracés en figure 16: les deux courbes montrent la même tendance.

ψ angle de dilatance	Pl (kPa)-pression limite	Pl (kPa)-pression limite
	solution analytique	Présente étude
5	435	380
6	445	387
8	465	407
10	486	423

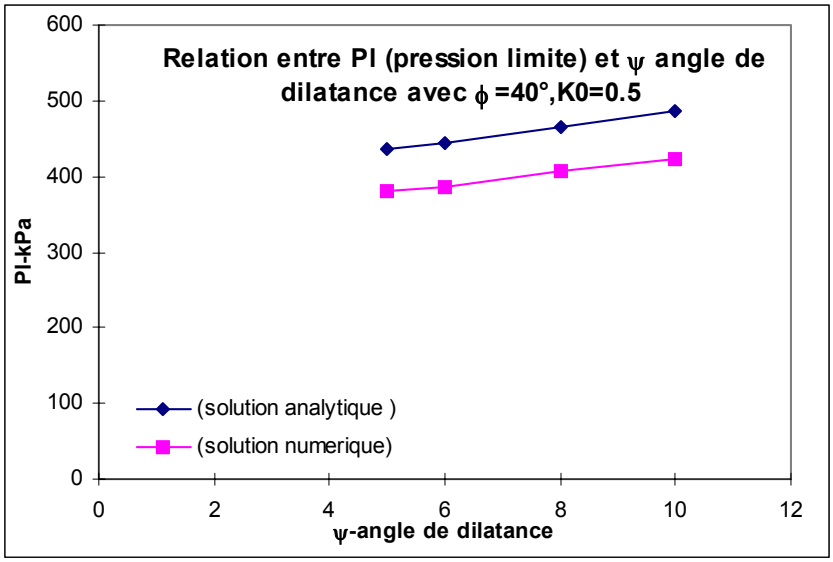


Figure 16 *: La comparaison entre la solution numérique et analytique*

10 INFLUENCE DES CELLULES DE GARDE

Le rôle des cellules de garde dans les essais pressiométriques a fait l'objet d'une littérature importante (voir par exemple Baguelin et al, 1978). Nous avons simulé ce rôle pour les sols du tableau 2 avec les dimensions des cellules données au § 1.8.b. Cette influence est non négligeable et justifie l'utilisation de telles cellules.

La figure 17 fournit les résultats de deux simulations:

- l'une effectuée avec une sonde de hauteur 70 cm, composée de deux cellule de garde de 15 cm, et un cellule de mesure de 40 cm. La déformation de volume est calculée sur toute la cellule de mesure.

- l'autre avec une sonde de hauteur 40 cm sans cellule de garde et la déformation volumique est calculée sur toute la hauteur de la sonde.

La variation de volume à une pression donnée est plus forte pour la sonde sans cellule de garde: il y a refoulement du sol vers le haut et le bas de la sonde. Ceci justifie l'emploi classique des cellules de garde (Norme NFP).

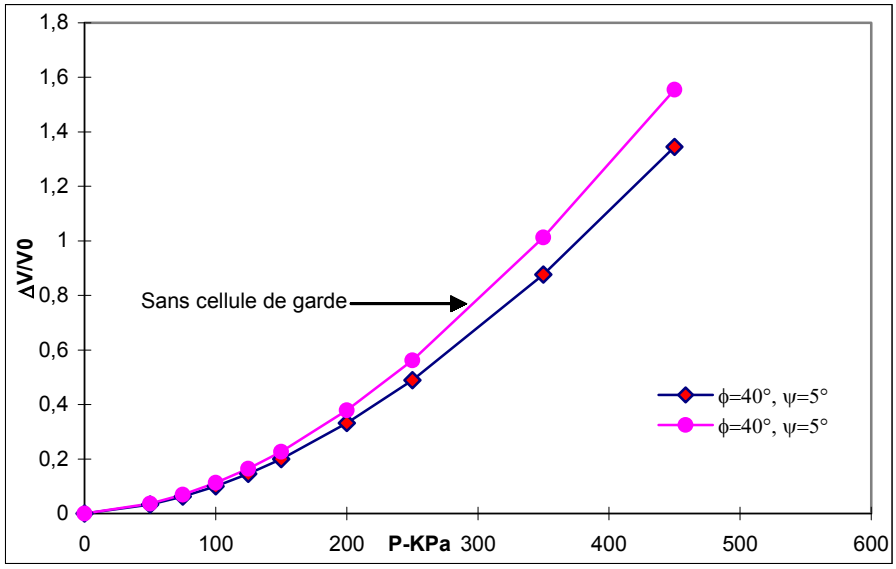


Figure 17 *: L'influence de l'angle de dilatance dans les cas où les cellules de gardes n'existent pas.*

Nous pouvons remarquer que la pente de la courbe pressiométrique croît si la sonde n'a pas des cellules de garde, par conséquent le module pressiométrique diminue.

11 INFLUENCE DU COEFFICIENT DES TERRES AU REPOS K0 SUR LE MODULE PRESSIOMETRIQUE

Pour une sonde réelle (code AX) avec les dimensions, diamètre D=44 mm, hauteur de la cellule de mesure=37 cm, nous avons étudié l'influence du K_0 (coefficient des terres au repos). Ceci conduit à un nouveau maillage afin de tenir en compte ces nouvelles dimensions (figure 18).

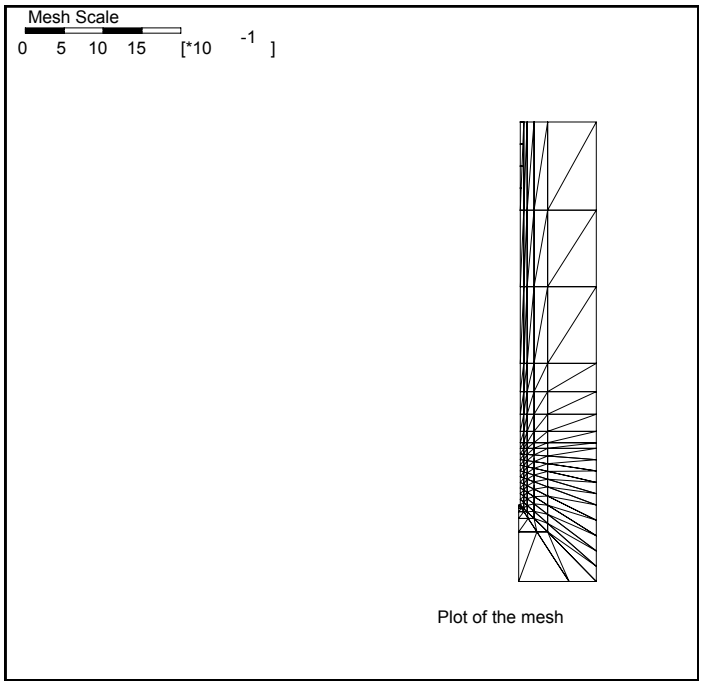


Figure 18 *: Maillage modifié*

Les calculs ont été effectués pour quatre valeurs différentes de K_0: 0.35, 0.5, 0.7 & 1.0. Les autres caractéristiques du sol sont présentées dans le tableau 2. Nous constatons une forte dépendance de la pression limite à l'augmentation de K_0. Ce résultat est tout à fait normal : les contraintes horizontales augmentent avec K_0.

Le premier calcul avec les caractéristiques de sol du tableau 2 sont tracées en figure 19 (ψ=0°, φ=30°), tandis qu'en figure 20, on trace les résultas pour (ψ=10°, φ=40°).

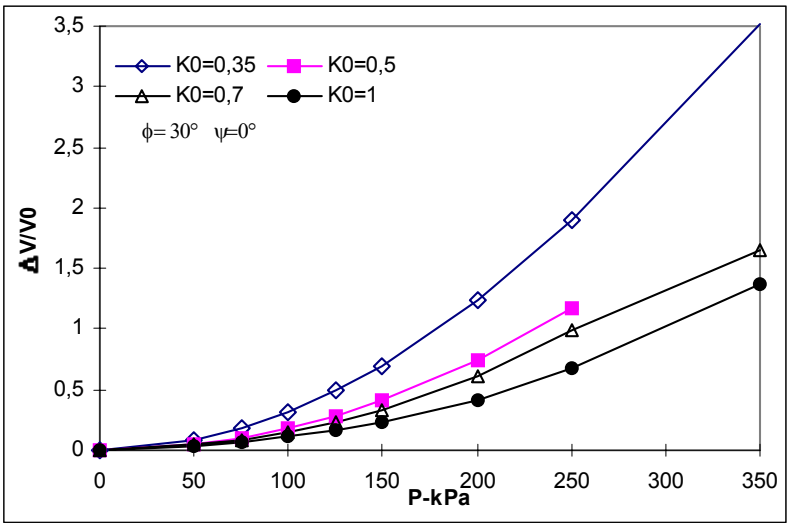


Figure 19 *: Influence du coefficient de terre au repos sur la courbe pressiométrique*

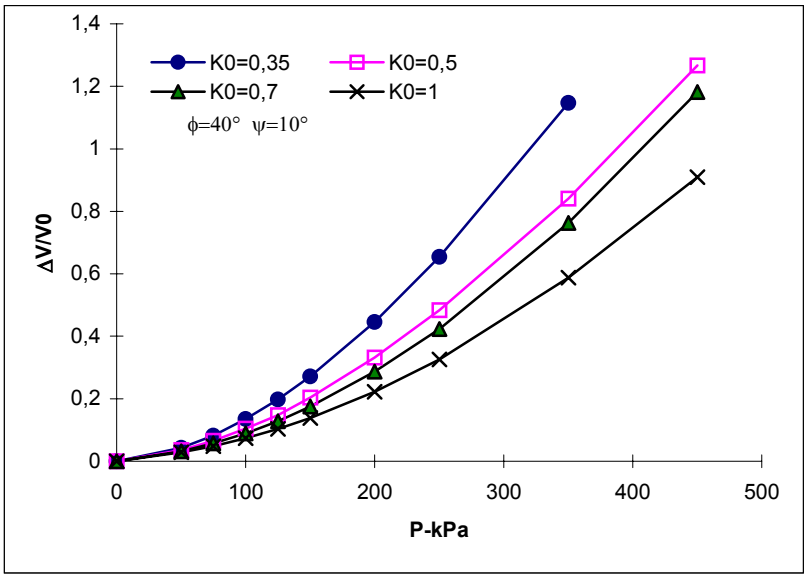


Figure 20 *: Influence du coefficient de terre au repos sur la courbe pressiométrique*

L'interprétation de l'essai pressiométrique nécessite une bonne connaissance de la valeur de K_0.

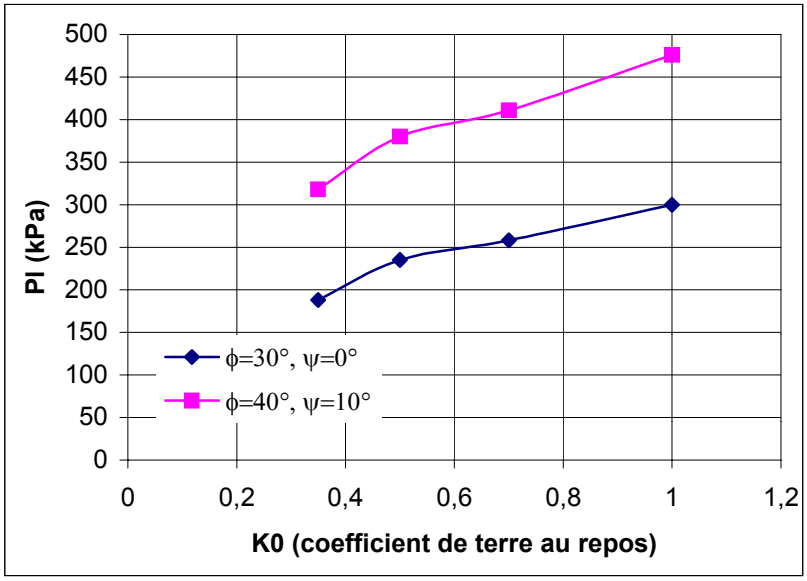


Figure 21 *: Influence du coefficient de terre au repos sur la déformation mesurée au pressiomètre*

La figure 21 donne les valeurs de la pression limite éventuelle en fonction du coefficient K0: cette influence est alors très important dans l'interprétation d'essai pressiométrique.

12 EFFET DE LA GEOMETRIE DE LA SONDE

Nous avons fait les calculs pour deux géométrie différente de sonde :

1. sonde 1 : D=62 mm, cellule de mesure 40 cm, cellule de garde 15 cm, hauteur totale 70 cm.
2. sonde 2 : D=44 mm, cellule de mesure 37 cm, cellule de garde 18.5 cm, hauteur totale 74 cm.

C'est donc le diamètre de la sonde qui est essentiellement étudié ici. La figure 22 présente cette étude comparative.

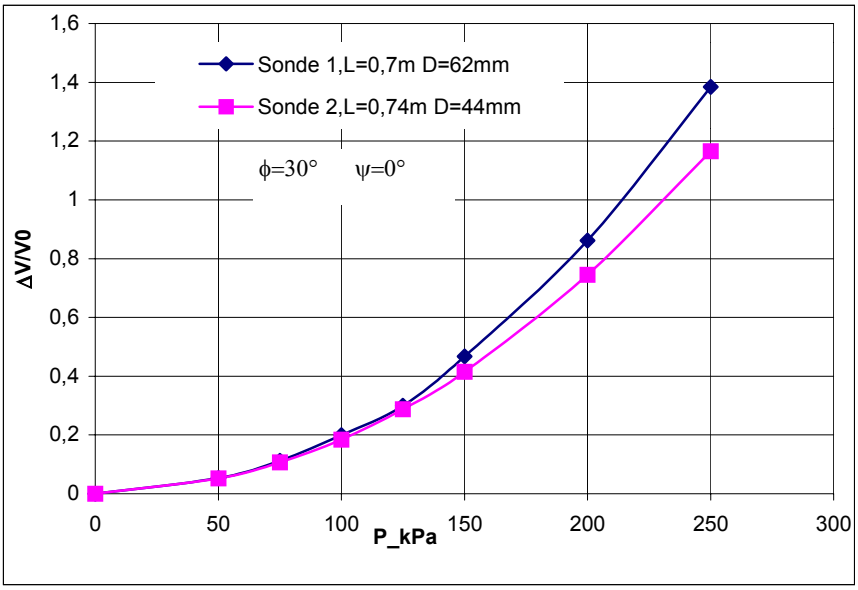


Figure 22 ***:*** *L'influence des dimensions de la sonde sur le module pressiométrique*

Nous observons que les deux courbes sont presque confondues jusqu'à 50% de la valeur de pression : il n'y pas d'influence sur le module pressiométrique.

13 CALCUL AVEC LE MODEL HSM

Les calculs précédents ont été effectués avec le modèle de Mohr-Coulomb. Nous avons effectué un autre série de calcul avec le modèle HSM pour les raisons suivantes :

- tenir compte de la comportement non linéaire du sol avant la rupture ;
- simuler la décharge lors de la foration du trou pour la mise en place du pressiomètre.

Les résultats obtenus, correspondant aux trois jeux de propriétés, sont présentés sur la figure 23 et les propriétés mécaniques sont illustrées dans les tableau 3.

D'après ces résultats, on constate que :

- Les déformations obtenues avec le modèle HSM sont supérieures à celles obtenues avec le modèle de Mohr-Coulomb.
- La pression limite est nettement supérieure pour le modèle de Mohr-Coulomb, bien que, les paramètres plastiques, cohésion, angle de frottement et angle de dilatance soient les mêmes.

	Jeu I	*Jeu II*	*Jeu III*
Modèle	*Mohr-Coulomb*	*HSM*	*HSM*
E (kPa)	*5320*		
E_{50}^{ref} *(kPa)*		*6000*	*5000*
E_{ur}^{ref} *(kPa)*		*12000*	*10000*
ν	*0.25*	*0.25*	*0.25*
K0	*0.5*	*0.5*	*0.5*
C (kPa)	*1*	*1*	*1*
$\varphi°$	*35*	*35*	*35*
$\Psi°$	*5*	*5*	*5*
P0 (kPa)	*50*	*50*	*50*

Tableau 3: *les Propriétés mécaniques du sol*

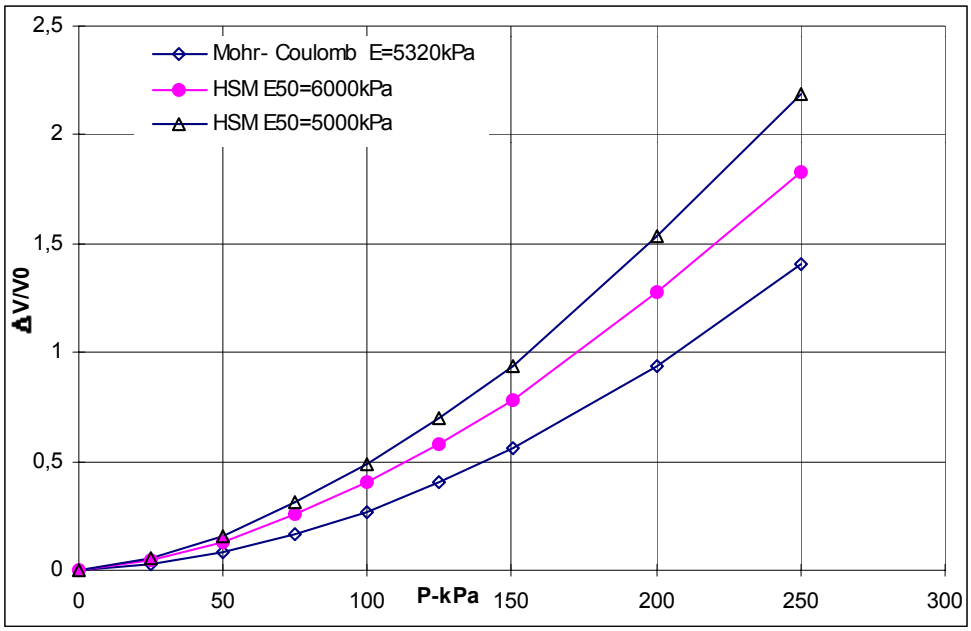


Figure 23 *: L'influence du modèle de comportement sur la déformation calculée*

14 MODELISATION DU FORAGES

Pour modéliser le forage où est introduit le pressiomètre, nous avons fait 3 simulations en adoptant le modèle de comportement HSM de PLAXIS et avec les propriétés mécaniques du jeu III présentées dans le tableau 3. l'objectif de ces calculs est de modéliser l'allure classique des courbes pressiométriques avec la phase de remise sous contrainte du sol jusqu'à la pression p_0.

La contrainte initiale est calculée avec le coefficient de terre au repos "K0".

1. Les calculs ont été réalisé en amenant le chargement « A » jusqu'à 100 kPa, puis après remise à zéro des déplacements, le chargement « A » a été déchargé jusqu'à ce que la contrainte soit 0.25kPa. Enfin le chargement « B » est appliquée.

a) Le premier calcul est réalisé avec une cohésion de 10 kPa ;
b) Les deux autres calculs sont réalisés avec des cohésions de 5 & 3 kPa.

La figure 24 présente le résultat de ces trois calculs.

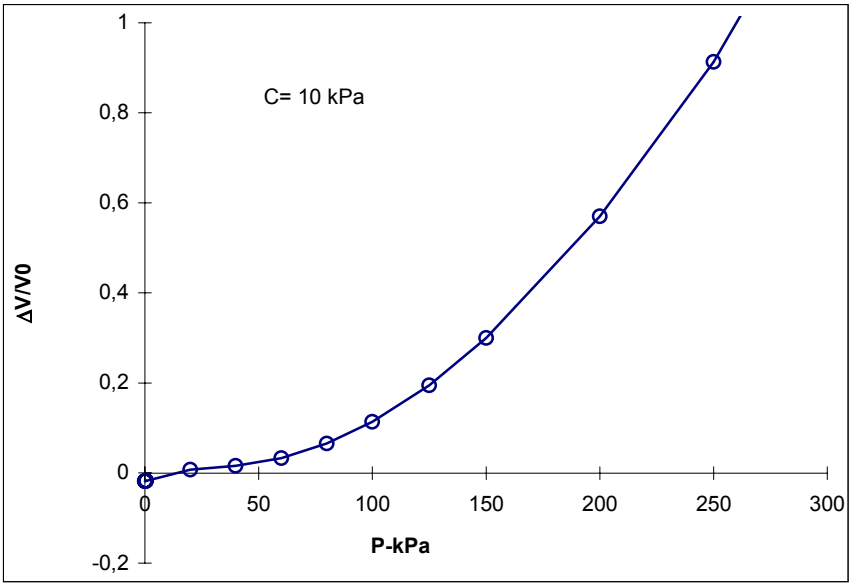


Figure 24a : *Modélisation du forage*

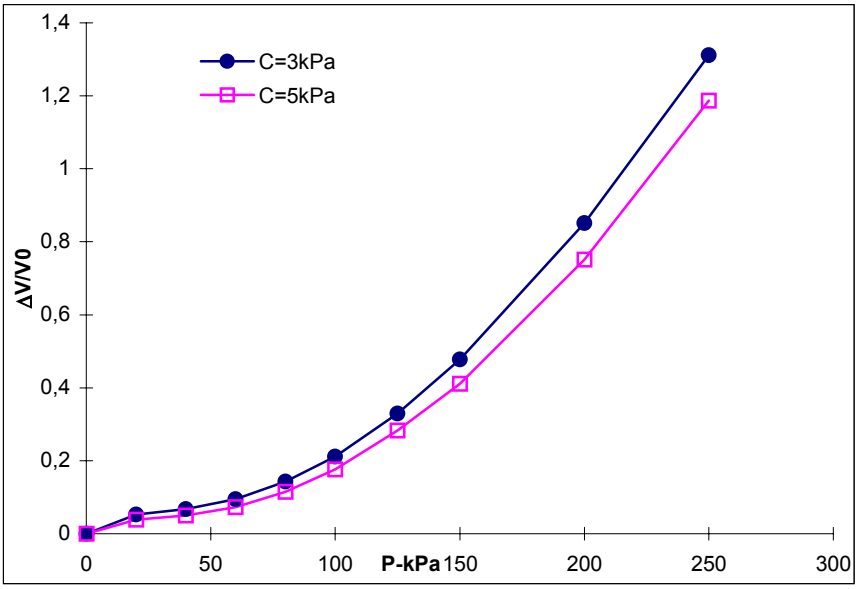


Figure 24b : *Modélisation du forage*

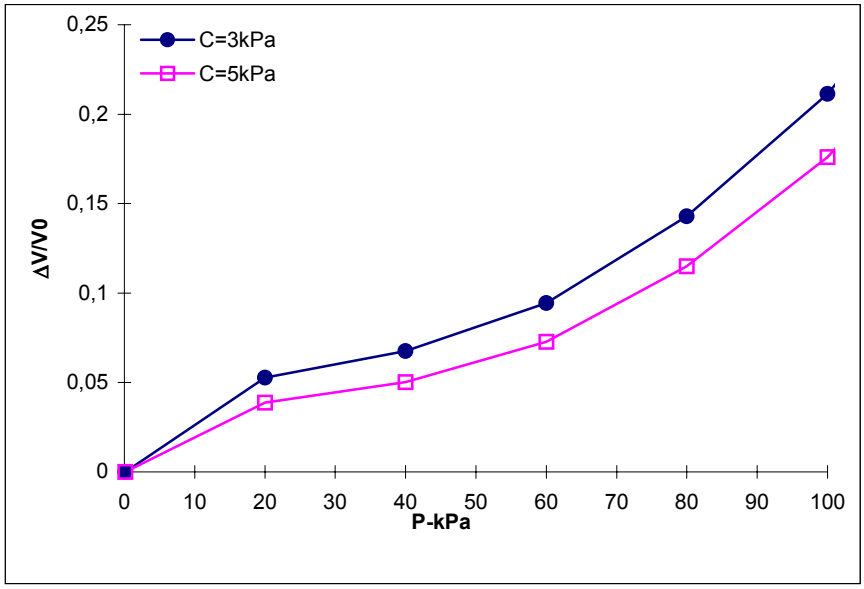


Figure 24 c : *Modélisation du forage (détail)*

D'après ces résultats, on constate que la simulation numérique, que nous avons fait, a donné des résultats comparables aux courbes pressiométriques du point de vue qualitatif (allure de la courbe).

15 DISTRIBUTION DES CONTRAINTES PRINCIPALES DANS LE MASSIF

Nous avons effectué plusieurs calculs sur un maillage de 6.5 m de hauteur et de 2.0 m de largeur. Le modèle de comportement adopté est celui de Mohr-Coulomb. Quant aux propriétés du sol, ce sont celles du tableau 2.

Au cours de l'essai d'expansion pressiométrique, on note de fortes variations de contraintes et de déformations au voisinage de la sonde (Kasdi, 1994). Si on trace la distribution des contraintes principales dans le massif (contraintes aux points de Gauss) à la fin de l'expansion (Figure, 25-27), on note que la zone d'influence de la sonde s'étend sur un rayon $R \approx 40\ r_0$. les contraintes radiales σ_{rr} varient fortement à proximité de la sonde, mais c'est seulement dans une région de sol très réduite, délimitée par un rayon $R=15\ r_0$. Dans le reste du domaine l'influence de la sollicitation est relativement faible. Pour savoir où sont situées les contraintes calculées numériquement par rapport à celles calculées analytiquement, nous avons effectué une étude comparative en prenant la relation ci-dessous, pour calculer les contraintes analytiquement, sans oublier que le calcul a été fait en contraintes effectives. En ce qui concerne la différence des contraintes à l'infini, on constate que pour $\varphi=30°$, la courbe obtenue numériquement coïncide avec celle obtenue analytiquement, car dans ce cas

"$K_0 = 1-\sin\varphi = 0.5$", mais lorsque $\varphi = 40°$, i.e $K_0=0.357$, on constate une diminution des contraintes, par conséquent, les écarts entre les contraintes sont dus au coefficient de terre au repos (K_0).

$$\sigma_{rr} = (P - P_0)\left(\frac{r_0}{r}\right)^2 + P_0$$

où:

r_0: le rayon initiale de la sonde, dans ce cas $r_0=0.022$m

P0 (kPa): la pression de terre au repos

P (kPa): la pression appliquée

r (m): la distance du centre du forage

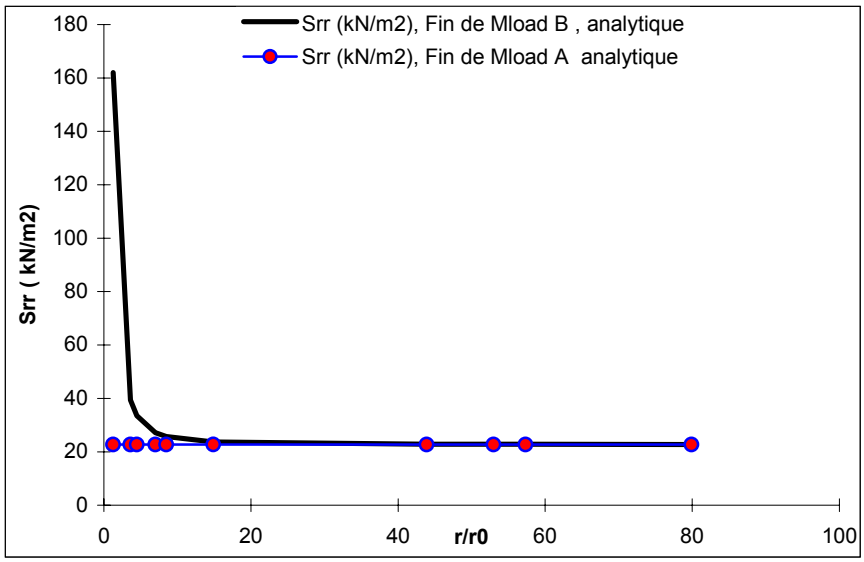


Figure 25 *: La répartition des contraintes radiales autour d'une cavité*

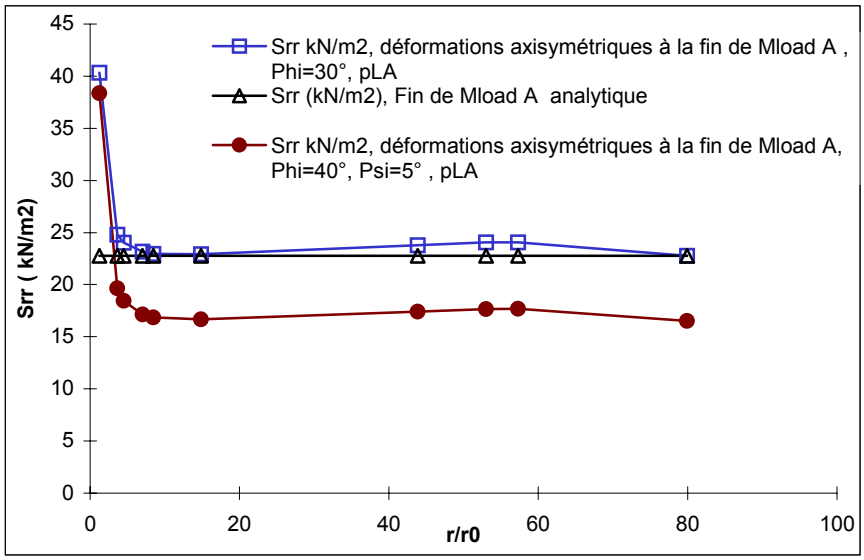


Figure 26 *: La répartition des contraintes radiales autour d'une cavité*

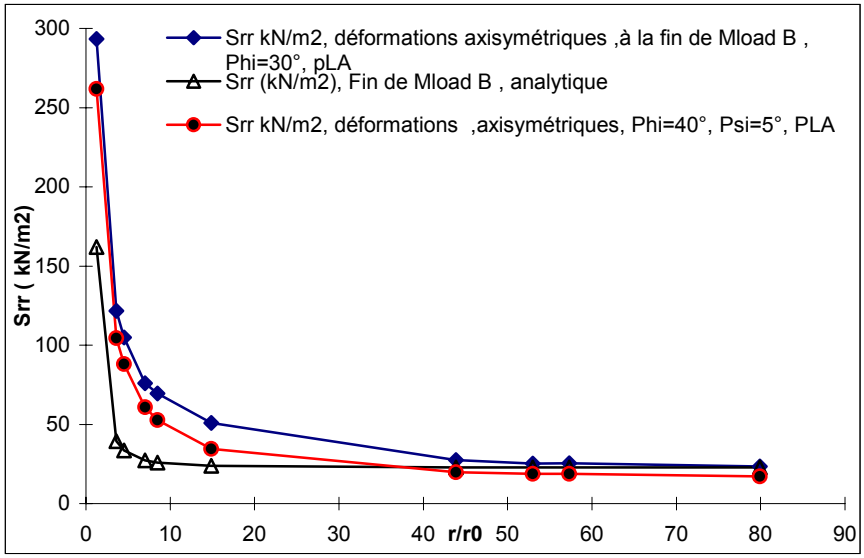


Figure 27 *: La répartition des contraintes radiales autour d'une cavité*

Sur la figure 28 on compare les contraintes calculées par le modèle de Mohr-Coulomb avec celles calculées par un modèle élastique. En effet, on retrouve la même conclusion que auparavant, c'est à dire, la zone influencée par la sonde pressiométrique s'étend sur un rayon $R \approx 40\ r_0$.

Si on compare maintenant les contraintes calculées par le modèle élastique avec celles de l'analytique, on constate que les deux courbes sont confondues (figure 29).

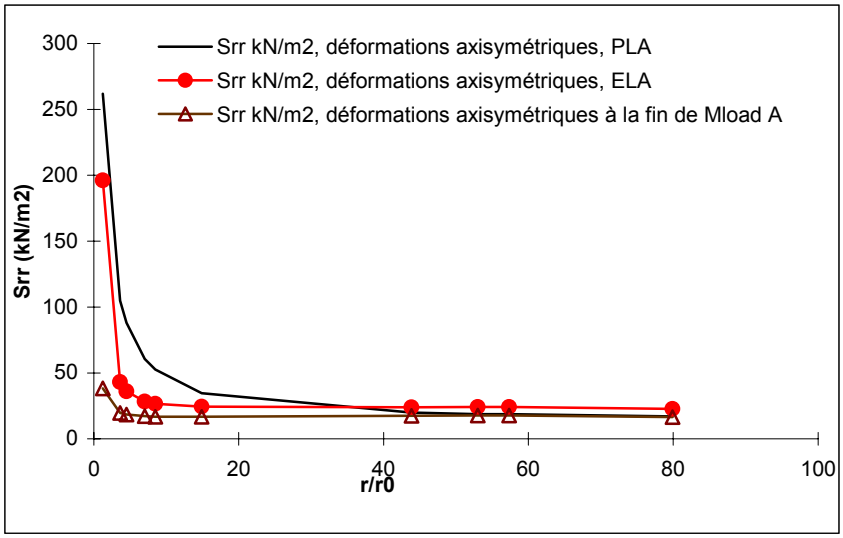


Figure 28 *: L'évolution des contraintes autour d'une cavité*

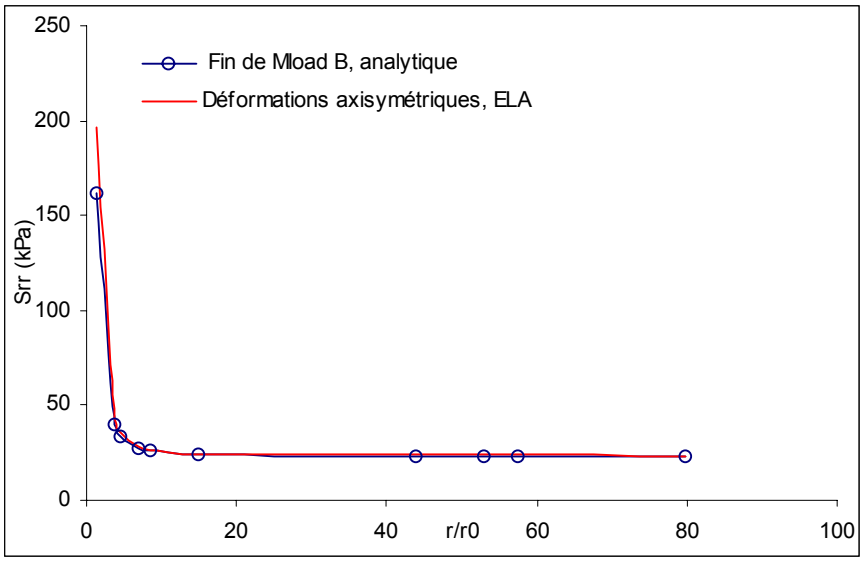


Figure 29 *: L'évolution des contraintes autour d'une cavité*

16 Modélisation d'un essai pressiométrique (SBP, PBP):

Nous avons pris en compte les deux hypothèses de charge proposés par Bahar et al, (1995) pour modéliser les deux types du pressiomètre:

a) Première méthode de charge correspondant au pressiomètre Ménard classique (PBP (preboring pressuremeter)):

- contraintes initiales ($\sigma_{r0} = \sigma_{\theta 0} = P_0$, $\sigma_{z0} = P_0/K_0$)

- décharge jusqu'à $\sigma_r = 0.1\ P_0$

- recharge jusqu'à la pression limite conventionnelle P_l

b) Seconde méthode de charge correspondant au pressiomètre autoforeur (SBP (selfboring pressuremeter):

- cas initial ($\sigma_{r0} = \sigma_{\theta 0} = P_0$, $\sigma_{z0} = P_0/K_0$)

- charge jusqu'à la pression limite conventionnelle P_l

En suite, nous avons adopté les propriétés du sol montrées dans le tableau 4. Quant aux dimensions du maillage : la hauteur est égal à 6.5 m, et la largeur est égale à 2.0 m. La sonde utilisée est une sonde de code AX (déjà définie). Le modèle adopté pour la simulation est celui de modèle HSM.

E_{50}^{ref} (kPa)	6000	γd (kN/m^3)	17.5
K0	0.5	Modèle	Hard Soil Model
E_{ur}^{ref} (kPa)	1.2E4, 1.4E4, 1.8E4	γh (kN/m^3)	20.9
ν	0.25	$\varphi°$	35
P0 (kPa)	52.25	$\psi°$	5
C	3.0 kPa		

Tableau 4: *propriétés du sol*

Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 30. Sur ce graphe, nous constatons: les deux courbes (SBP, PBP) sont parallèles entre elles à partir de la valeur de P_0 (pression de terre au repos).

Sur les figures 31, on détaille la partie initiale de figure 30. On constate que la perturbation due à l'installation de la sonde est bien prononcée sur cette partie.

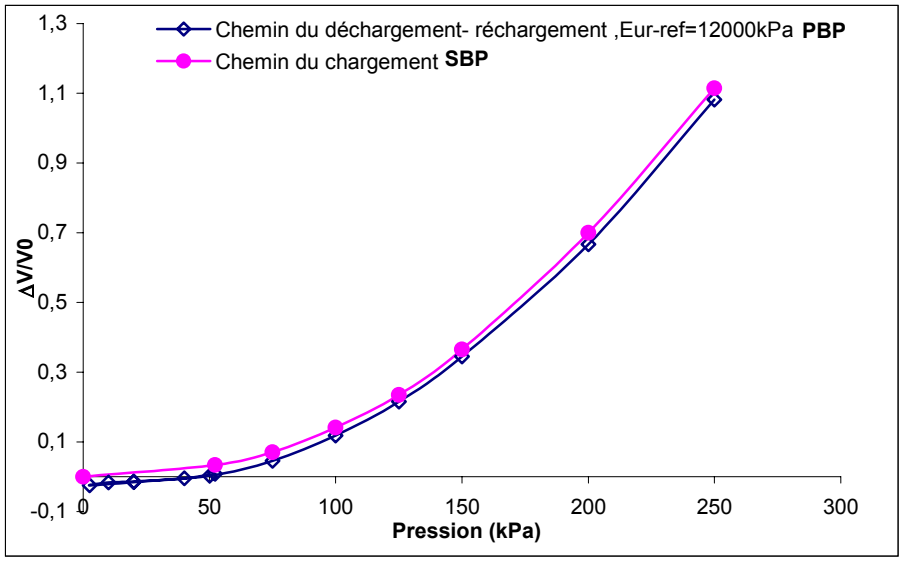


Figure 30 *: Comparaison entre les résultats d'un essai autoforé et ceux d'un pressiomètre –Ménard*

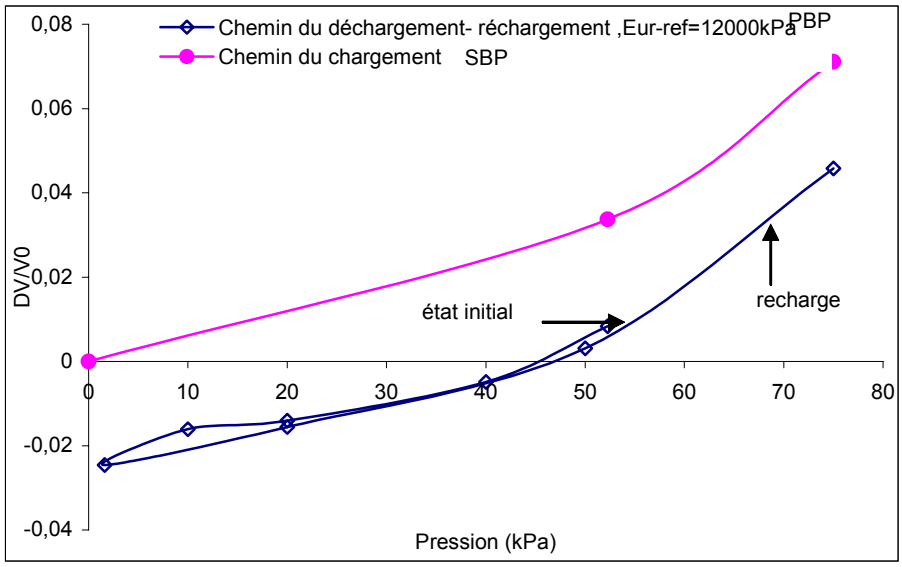


Figure 31 *: Comparaison entre les résultats d'un essai autoforé et ceux d'un pressiomètre –Ménard (détail)*

Ensuite, on présente sur le figures 32, l'influence du module de décharge-récharge « E_{ur}^{ref} » sur la courbe pressiométrique, on constate que la pression limite pl et le module pressiométrique augmentent avec l'augmentation du module E_{ur}^{ref}.

Si on regarde maintenant la figure 33 qui présente les parties initiales de la courbe pressiométrique « type Ménard », on constate :

- pour un module E_{ur}^{ref} égal à 1400 et à 18000 kPa, les deux courbes ont la même allure d'un point de vue qualitatif ; mais les courbes de recharge sont différents de celles de décharge, cela peut être du aux fortes valeurs du module E_{ur}^{ref}.

- pour un module E_{ur}^{ref} égal à 12000 kPa (figure 34), on trouve la bonne allure de la courbe Pressiométrique-Ménard. Par conséquent, on peut dire que le module de déchargement-rechargement « E_{ur}^{ref} » calculé par défaut est très fort ($E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$), dans notre cas E_{ur}^{ref} égal à 18000 kPa, alors il est nécessaire de calculer Eur-ref à partir de cette corrélation : $E_{ur}^{ref} = 2E_{50}^{ref}$ =12000 kPa.

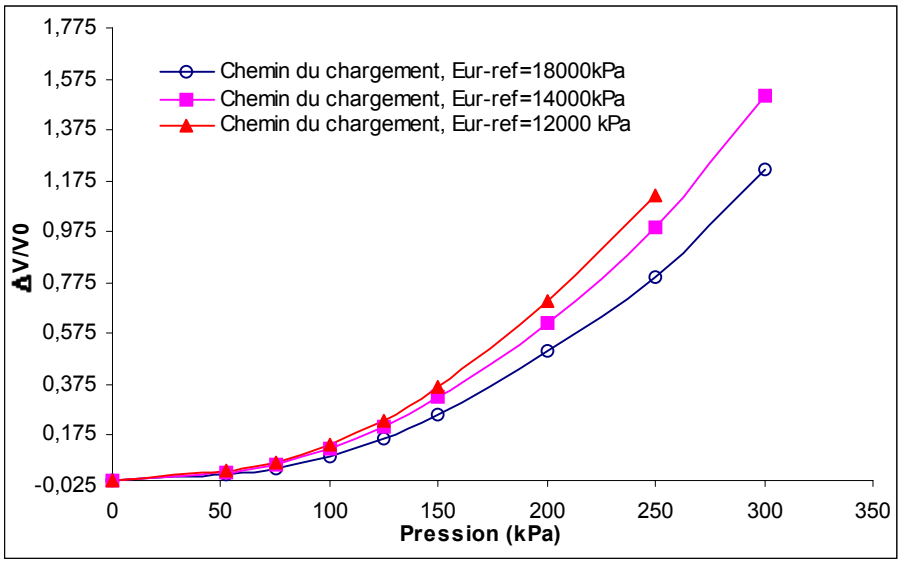


Figure 32 *: Influence du module Eur-ref sur la courbe pressiométrique(chemin du chargement).*

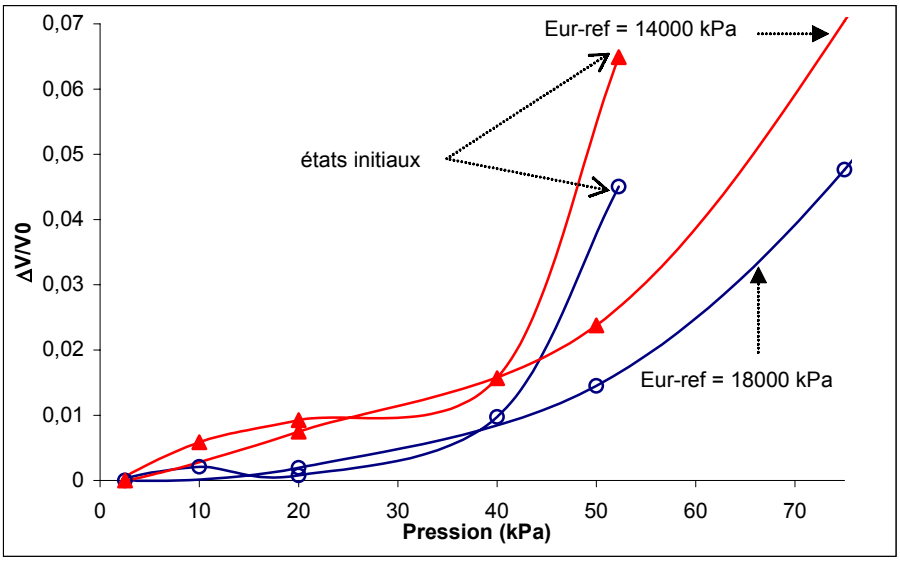


Figure 33 *: Influence du module* E_{ur}^{ref} *sur la courbe pressiométrique (chemin du déchargement-rechargement).*

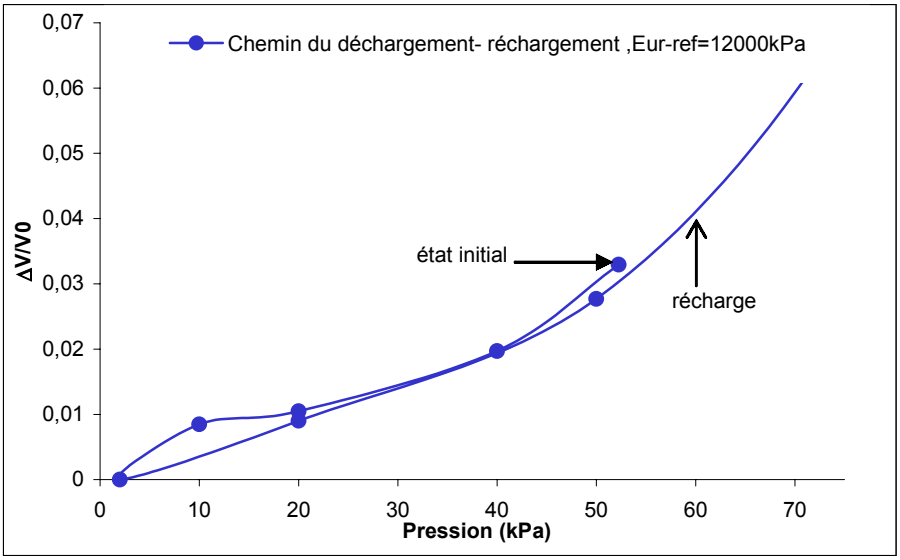


Figure 34 *:Simulation d'un pressiomètre-Ménard(chemin du déchargement-rechargement, détail de la figure 31).*

D'après la figure 34, on constate que l'état initial se trouve à un niveau de déformation de l'ordre de 0.033, ces déformations devraient à priori être zéro. Cette déformation peut être due à la méthode de calcule de volume, car la déformation a été calculée autour de la cavité en considérant que la zone déformée est un cylindre, ce qui n'est pas le cas dans la simulation.

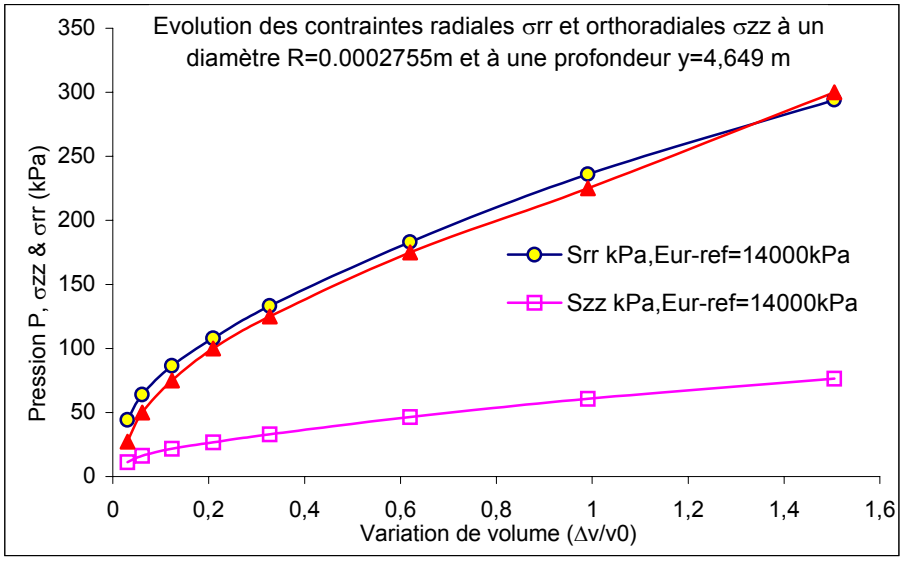
17 EVOLUTION DES CONTRAINTES DANS LE SOL

Concernant la zone influencée par le gonflement de la sonde pressiométrique. La figure 35 présente des exemples d'évolutions de contraintes radiales et orthoradiales, à une distance égale 1.25 fois le rayon initial de la sonde jusqu'à $R/r_0 = 80$, obtenues lors d'un essai de chargement pressiométrique. Il apparaît sur ces courbes que:

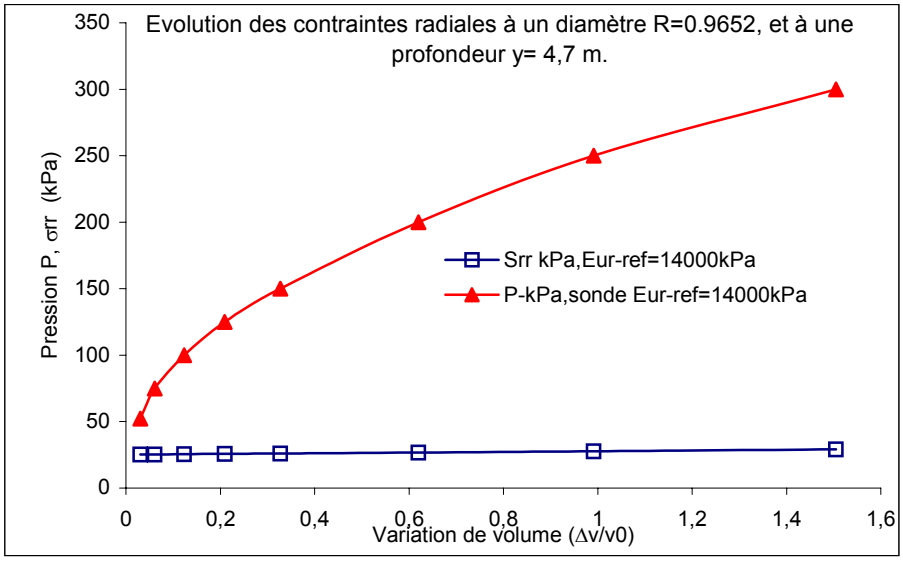
- La contrainte radiale (σrr) suit l'évolution de la pression dans la sonde (p) (Mokrani,1991), figure 35a.

- On vérifie qu'au voisinage de la sonde, la contrainte orthoradiale (σzz) croît de façon significative : la simulation numérique donne des résultats différents de ceux obtenus expérimentalement. En effet, les essais de Mokrani, 1991 indiquent que la contrainte orthoradiale décroît mais pas de façon aussi significative que le prévoient les calculs élastique, figure 35a.

Cependant, dans le même plan horizontal et à R = 0.96 m ($R/r_0 = 44$) plus loin, la contrainte radiale demeure pratiquement constante pour les variations volumique considérées dans la cavité, figure 35b.



a



b

Figure 35 *: L'évolution des contraintes radiales σrr et orthoradiales σzz autour d'une cavité*

18 CONCLUSIONS

La simulation numérique avec PLAXIS a donné des résultats satisfaisants par comparaison avec la théorie.

Nous avons pu constater par l'étude numérique, la grande sensibilité de l'expansion à la valeur de l'angle de frottement interne du sol : une augmentation de φ de 5° peut entraîner une augmentation du module pressiométrique conventionnel au voisinage de la sonde de l'ordre de 28%. Le module pressiométrique est aussi sensible à la valeur de l'angle de dilatance : E_M augmente de 15% quand ψ passe de 5 à 10°.

La variation de volume du sol influence bien les résultats de l'essai pressiométrique : le gonflement de la sonde et les déplacements dans le sol au voisinage de celle ci diminuent quand l'angle de dilatance augmente, par conséquent, la pression limite conventionnelle P_{lc} augmente.

Nous avons trouvé que la pression limite conventionnelle « P_{lc} » augmente de l'ordre de 11% quand ψ augmente de 5° à 10°.

On peut constater à partir du calcul que l'influence du coefficient de Poisson sur les résultats de l'essai sont significatifs, le module pressiométrique augmente de l'ordre de 63% quand ν augmente de 0.1 à 0.33.

Quant au coefficient de terre au repos K_0, le calcul montre que le K_0 a une influence forte sur les paramètres mesurés du sol : les déplacements dans le sol diminuent quand K_0 augmente, par conséquent, le module pressiométrique E_M augmente de l'ordre de 80% quand K_0 augmente de 0.35 à 1: cette influence du coefficient K_0 est majeure dans l'interprétation des essais pressiométriques.

En ce qui concerne la modélisation numérique d'un forage, la simulation numérique, que nous avons fait, a donné des résultats comparables aux courbes pressiométriques du point de vue qualitatif (allure de la courbe). Ce résultat numérique nécessite à la fois une étude expérimentale en prenant pour le calcul les mêmes conditions que l'expérience.

Le HSM nous a permis de simuler correctement la décharge lors de la foration du trou pour la mise en place du pressiomètre, car celui ci prend en compte le déchargement du sol.

Quant à la distribution de contraintes principales dans le massif (contraintes aux points de Gauss) à la fin d'expansion, on constate que la zone plastifiée s'étend sur un rayon R=40r0, et que le reste du domaine l'influence de la sollicitation est relativement faible.

En ce qui concerne la simulation d'essai pressiométrique au pressiomètre Ménard classique et autoforeur (SBP, PBP), on a pu trouver le même résultat que Bahar et al, 1995.

Pour l'évolution de la contrainte dans le sol, on a pu aboutir aux mêmes remarques que Mokrani, 1991: tout près de la cavité, la contrainte radiale suit la pression dans la sonde.

Quant aux résultats obtenus, la plupart concordent avec la théorie sur l'essai pressiométrique.

Cependant, une étude plus approfondie est nécessaire pour définir parfaitement la loi d'évolution de E_M en fonction de tous les paramètres géomécaniques d'un sol.

CHAPITRE V
ÉTUDE DES DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES

1 INTRODUCTION 115

2 COMPORTEMENT DIFFERÉ D'UN SOL ARGILEUX 115

2.1 LE MODELE SSM 115
2.2 LE MODELE SSCM 117
2.3 RESULTATS ET VALIDATION DU MODELE DE FLUAGE, SSCM (ESSAI OEDOMETRIQUE) 118
2.3.1 Consolidation secondaire 118
2.3.2 Effet du temps sur l'oedomètre 122
2.3.3 La relation entre μ^* et le tassement calculé depuis l'oedométre 123
2.3.4 Évolution de K_0 (coefficient de terre au repos) au cours du temps avec le modèle de fluage "SSCM" 125
2.3.5 Influence de l'élément d'interface sur le tassement calculé 127
2.4 RESULTATS ET VALIDATION DU MODELE DE FLUAGE, SSCM (ESSAI TRIAXIAL) 130
2.4.1 Simulation avec un modèle élasto-plastique avec écrouissage (SSM) ... 131
2.4.2 Essais triaxiaux non drainée à différentes vitesses de déformation 132
2.4.3 L'influence de l'élément d'interface sur la résistance au cisaillement ... 133
2.4.4 L'influence de la taille de l'échantillon 'maillage' 134
2.4.5 L'influence de la finesse du maillage 136
2.4.6 Influence de la vitesse de déformation 137
2.4.7 La rupture du fluage non drainé 138
2.4.7.a Test du fluage couplé 138
2.4.7.b Programme de la compression isotrope 138
2.5 CONCLUSION 143

1 INTRODUCTION

L'étude du tassement différé des ouvrages lourds est un problème complexe. En effet, si l'on connaît relativement bien la charge appliquée au sol, il est difficile de quantifier correctement les déformations induites dans le sol par l'application d'une charge importante, et son évolution au cours du temps.

La résolution du problème de la prévision du tassement d'une structure lourde nécessite la connaissance de la loi de comportement du sol. Cette loi associée à des conditions aux limites appropriées, permet en principe de déterminer le comportement du sol sous une charge importante du type de celle appliquée par des ouvrages (bâtiments réacteurs de centrale nucléaire, barrages,…).

L'activité de recherche peut se faire à trois niveaux dans le cadre de la résolution de ce problème. Elle peut intervenir dans la résolution du problème aux limites : cela consiste à mettre au point un code aux éléments finis qui permettra la détermination des solutions. Nous n'intervenons pas à ce niveau puisque nous avons utilisé le code aux éléments finis *PLAXIS.*

L'activité de recherche peut être axée également sur l'élaboration d'une loi de comportement, traduisant la complexité du comportement des argiles, c'est-à-dire intégrant le comportement élasto-viscoplastique propre aux argiles. Nous avons utilisé la loi de comportement élasto-viscoplastique de Vermeer et al (1997, 1999).

Enfin, l'activité de recherche peut consister à valider la loi de comportement choisie et le code aux éléments finis pour trouver la solution à un problème particulier: les tassements différés des centrales nucléaires et des barrages.

Pour pouvoir utiliser une loi de comportement dans un problème complexe, il faut d'abord déterminer les paramètres du modèle qui caractérisent le comportement du sol. Pour cela, on utilise des essais de laboratoire homogènes qui présentent l'avantage de suivre un chemin de contrainte relativement simple. On identifie alors les paramètres du modèle rhéologique sur ces chemins simples suivis dans des essais homogènes. On utilisera ensuite les paramètres identifiés dans la loi de comportement pour modéliser des problèmes aux limites en tenant compte des conditions aux limites connues. Cependant, dans le cas des argiles, cette démarche n'est pas aussi simple car il est très difficile d'obtenir des échantillons non remaniés à tester en laboratoire.

2 COMPORTEMENT DIFFERÉ D'UN SOL ARGILEUX

2.1 Le modèle SSM

Les sols argileux montrent une déformation de consolidation, i.e. la déformation du sol due, à la dissipation de la surpression de l'eau, est une déformation qui évolue au cours du temps en raison du couplage hydrodynamique. Le modèle courant pour les argiles est le Soft Soil Model (SSM), (Brinkgreve 1994): il s'agit d'un modèle élastoplastique avec écrouissage, sans influence du temps. Le Soft Soil Model est adapté pour simuler le comportement d'une argile normalement consolidée. Le SSM de *PLAXIS* (1995), définit une relation logarithmique entre la déformation volumique, ε_v, et la contrainte moyenne effective, P', de la forme:

(Compression vierge)
$$\varepsilon_V - \varepsilon_{V0} = -\lambda * \ln\left(\frac{P'}{P'_0}\right) \qquad (1.)$$

où le paramètre λ* est l'indice de compression modifié qui détermine la compressibilité du matériau en première charge. Il faut noter que λ* diffère de l'indice de compression λ, qui a été utilisé par Burland (1965). car l'équation (1) contient la déformation volumique au lieu de l'indice des vides. Quand on trace l'équation (1) on obtient une droite comme le montre la figure 1. Lors du déchargement et rechargement isotrope, une droite est aussi suivie, dont l'équation est:

(Déchargement et rechargement) $$\varepsilon_v^e - \varepsilon_{v0}^e = -\kappa^* \ln\left(\frac{P'}{P'_0}\right) \qquad (2.)$$

où le paramètre κ* est l'indice du gonflement qui détermine la compressibilité du matériau lors de déchargement et du rechargement. Le rapport λ*/κ* est égal au rapport λ/κ. La réponse du sol durant le déchargement et le rechargement est élastique, d'où l'exposant 'e' dans l'équation (2).

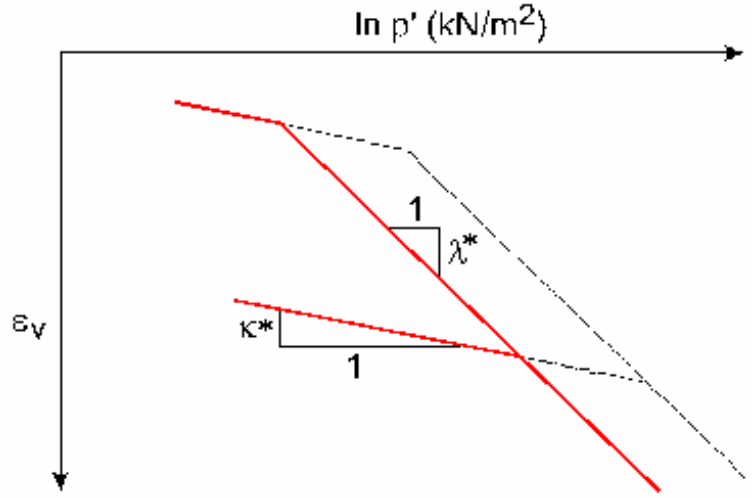


Figure 1 *: La signification des paramètres λ*,κ* en compression isotrope à une vitesse constante du chargement. Pour une vitesse du chargement plus élevée, la première ligne de compression (λ*) va déplacer parallèlement vers la droit*

Ce modèle (en abrégé SSM) est dérivé du modèle Cam-Clay. Historiquement, le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al., (1965). L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

On utilise alors λ* et κ*. Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 1. Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées dans le tableau 1.

***Tableau 1**: Valeur des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ.*

(1) $\lambda^* = \dfrac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \dfrac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres "hollandais"	
(3) $\lambda^* = \dfrac{1}{C_p}$,	(4) $\kappa^* \approx \dfrac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}} \dfrac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilité et de gonflement	
(5) $\lambda^* = \dfrac{C_c}{2.3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1.3 \dfrac{1-\nu_{ur}}{1+\nu_{ur}} \dfrac{C_s}{1+e}$

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

Pour une description détaillée de SSM et ses formulations théoriques, on pourra se référer à Brinkgreve (1994).

2.2 Le modèle SSCM

Un nouveau modèle de fluage pour le sol argileux a été développé par Vermeer et al, (1997& 1999). Ce modèle permet de prendre en compte l'effet du temps sur la courbe précédente lorsque se développe la consolidation secondaire. Cet effet a été traité par Bjerrum (1967). En première charge ou décharge / recharge à une vitesse du chargement donnée, le modèle de fluage (appelé Soft Soil Creep Model, SSCM) se comporte comme le SSM. Le modèle montre une compression logarithmique avec une distinction claire entre le chargement vierge et la décharge / recharge. Le fluage ou la vitesse de fluage dépendent du niveau des contraintes en relation avec la contrainte de préconsolidation et de l'OCR. Pour les sols normalement consolidés, la vitesse de fluage est élevée, pour les sols surconsolidés la vitesse de fluage est faible. En conséquence, quand le sol est chargé au-delà de la contrainte de préconsolidation, le fluage se développe rapidement et la contrainte de préconsolidation apparente augmente. Quand la contrainte effective appliquée est maintenue constante, la contrainte de préconsolidation croît avec le temps ; mais, lorsque le sol devient plus surconsolidé la vitesse de déformation du fluage décroît. On obtient alors une déformation additionnelle qui augmente logarithmiquement avec le temps, comme le montre les essais oedométriques de consolidation secondaire. En plus des paramètres connus λ* et κ*, qui sont utilisés dans le SSM, le modèle de fluage comporte le paramètre μ* (indice de compression secondaire). Le paramètre μ* peut être facilement relié au paramètre classique de compression secondaire C_α, utilisé en mécanique des sols.

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{2.3(1+e)} \qquad (3.)$$

Le modèle de fluage présenté ici dans le cas de la compression unidimensionnelle, a été étendu par Vermeer et al (1997& 1999) à un formalisme tridimensionnel permettant de prendre en compte l'effet du temps sur n'importe chemin de contrainte. Le modèle est utilisable dans les applications pratiques, et ses paramètres peuvent s'obtenir à partir des essais oedométriques.

Pour plus de détails sur la définition de SSCM et ses formulations théoriques, on pourra se référer au ***Chapitre III.***

2.3 Résultats et validation du modèle de fluage, SSCM (essai oedométrique)

2.3.1 Consolidation secondaire

Nous avons réalisé numériquement, avec le modèle de fluage 'SSCM' plusieurs simulations oedométriques, sur un échantillon axisymétrique de 1m de largeur et 1m de hauteur, faites en conditions drainées : on teste dans ce cas uniquement le comportement du squelette argileux d'un sol en contrainte effectives sans couplage hydrodynamique de consolidation.

a) Une contrainte effective σ'v0=100 kPa est appliquée instantanément à T=0 jour ;

b) L'échantillon est ensuite consolidé durant 1mois, 1 an, 10 ans, 100 ans ou 1000 ans ;

c) Un sol qui se serait déposé il y a 1000 ans sous la contrainte σ'v0, et que l'on recharge par des paliers de (24) heures, se comporte alors comme un sol surconsolidé, présentant de faibles déformations, pour suivre ensuite la courbe de consolidation correspondant à un temps de chargement de « 1 jour ».

d) Si on recommence à partir de l'étape (b) et que l'on charge par des paliers d'un an, la courbe suivie sera la courbe correspondant à « un an ». Par conséquent, pour une argile qui a déjà vieilli (ici 1000 ans) et qui est surconsolidée par l'effet de son âge, plus on charge lentement, plus la pression de préconsolidation sera faible. La figure 2 montre des résultats des simulations des essais oedométriques.

Tableau 2 : *Valeurs des paramètres utilisés*

λ*	κ*	μ*	φ°	C (kPa)	ν_{ur}	K_0^{Nc}	γd [kN/m³]	γh [kN/m³]
0.015	0.005	0.0015	30	10	0.15	0.5	15	19

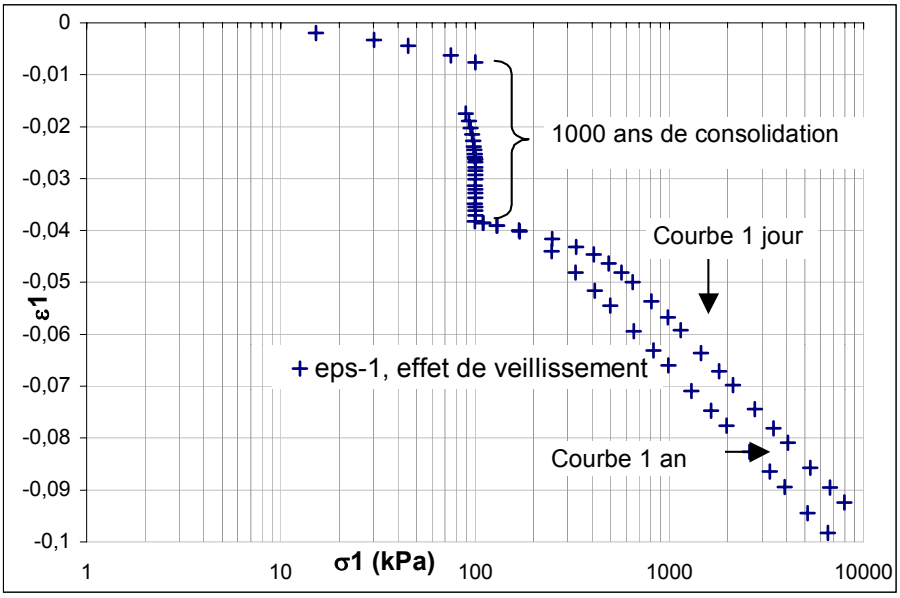


Figure 2 *: L'effet du veillissement sur le comportement du materieu visqueux dans les conditions drainées*

De même, les deux courbes de la figure 3 présentent les résultats de deux essais oedométriques chargés à 10 kPa/jour ou à 10 kPa/an, en chargement vierge.

De manière générale, le rôle de la vitesse de chargement est bien décrit.

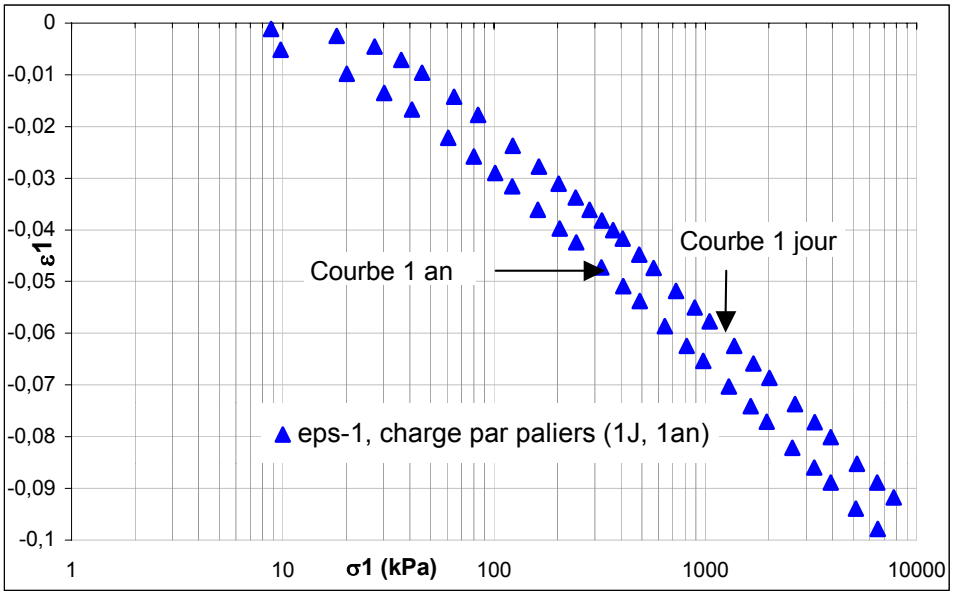


Figure 3 *: L'effet de la vitesse sur le comportement du materieu visqueux dans les conditions drainées*

Les deux dernières simulations sont faites de manière à interpréter la différence entre les résultats présentés en figure 2 et 3.

En fait, on constate que la partie initiale, entre 0.0 et 100 kPa, de la courbe (ε_1-logσ_1) n'a pas la même allure.

Pour cette raison les calculs ont été refaits en appliquant sur l'échantillon une contrainte de 100 kPa à t=0 jour, ensuite l'échantillon est chargé par paliers de (1 jour et 1 an). La figure 4 présente les résultats de ces simulations.

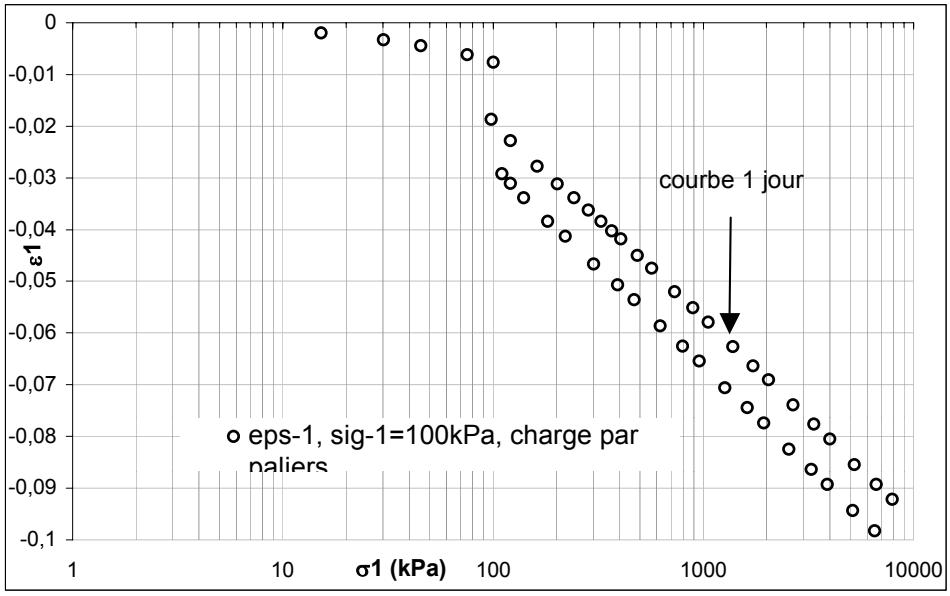


Figure 4 *L'effet de la vitesse sur le comportement du materieu visqueux dans les conditions drainées*

Finalement, on présente tous les résultats de simulation sur la figure 5.

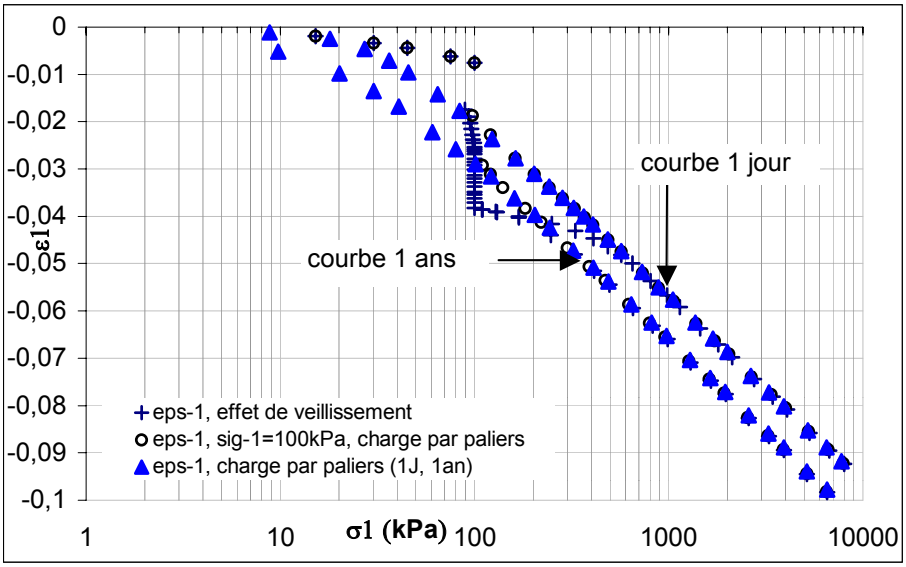


Figure 5 *: L'effet du veillissement sur le comportement du materieu visqueux dans les conditions drainées*

On constate que les courbes de la figure 4 se calent sur les courbes des figures 2 et 3. En conséquence, la différence observée est due au mode et à la durée de l'application de contrainte sur l'échantillon (100 kPa).

Dans le but de définir plus précisément l'effet du temps sur le comportement unidimensionnel des argiles, nous avons réalisé deux simulations oedométriques en prenant en compte le temps de consolidation sur une argile qui a les mêmes caractéristiques du tableau 2, mais cette fois l'effet de vieillissement a été traité d'une façon différente, l'échantillon a flué sous ses contraintes initiales dues au poids propre durant 1jour, 1mois, 1 an, 10 ans, 100 ans ou 1000 ans.

Un sol qui se serait déposé il y a 1000 ans sous la contrainte initiale, et que l'on recharge par des paliers de 10 kPa/jour, se comporte alors comme un sol surconsolidé suivant la courbe « un jour ».

Si on recommence et que l'on charge par des paliers de 10 kPa/an, la courbe suivie sera la courbe correspondant à « un an ». La figure 6 montre des résultats des simulations d'essais oedométriques.

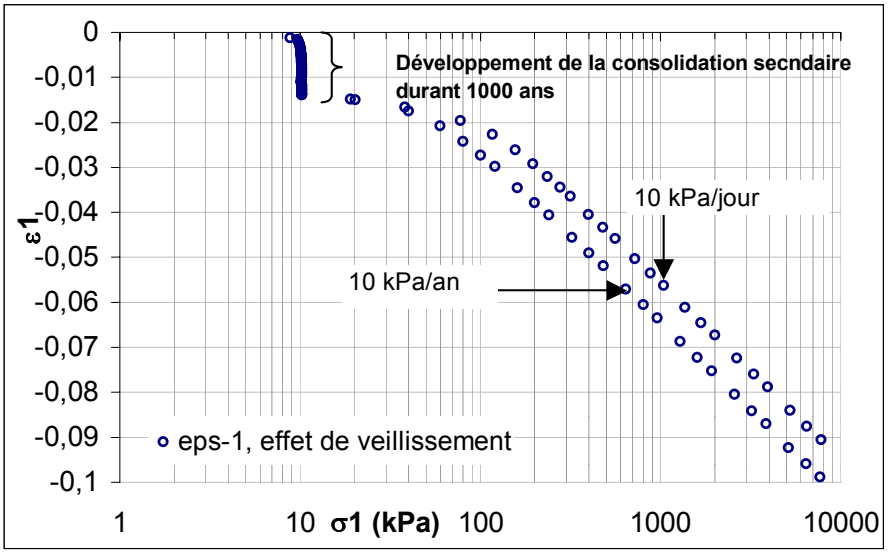


Figure 6 *: L'effet du veillissement sur le comportement du materieu visqueux dans les conditions non drainées*

Sur la figure 7, on présente les résultats d'une simulation effectuée en chargeant à 10 kPa/jour ou à 10 kPa/an, en partant des contraintes initiales.

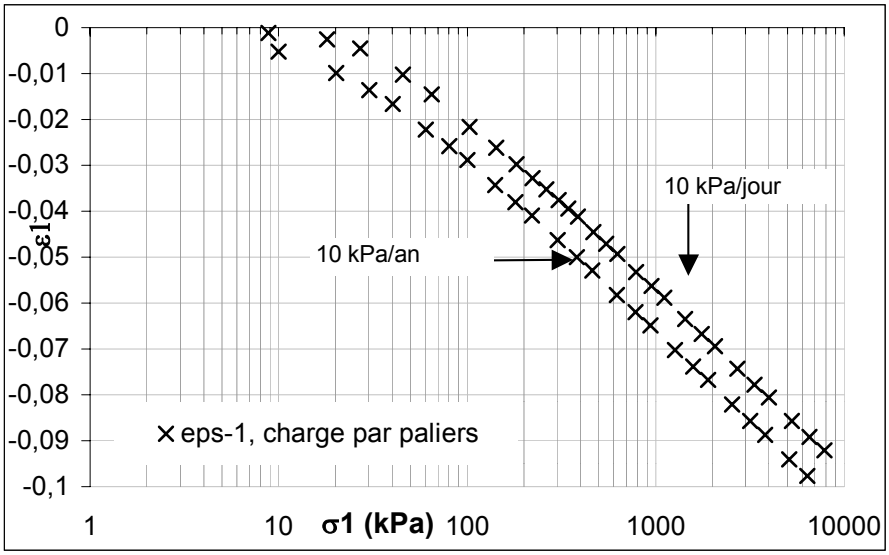


Figure 7 *: L'effet de la vitesse sur le comportement du materieu visqueux dans les conditions non drainées*

D'après les résultats de la figure 7, on constate que le rôle de la vitesse est bien décrit.

Finalement, on présente les résultats de deux simulation sur la figure 8, on retrouve la même conclusion que celle des simulations précédentes : les courbes de deux simulations se calent les unes sur les autres.

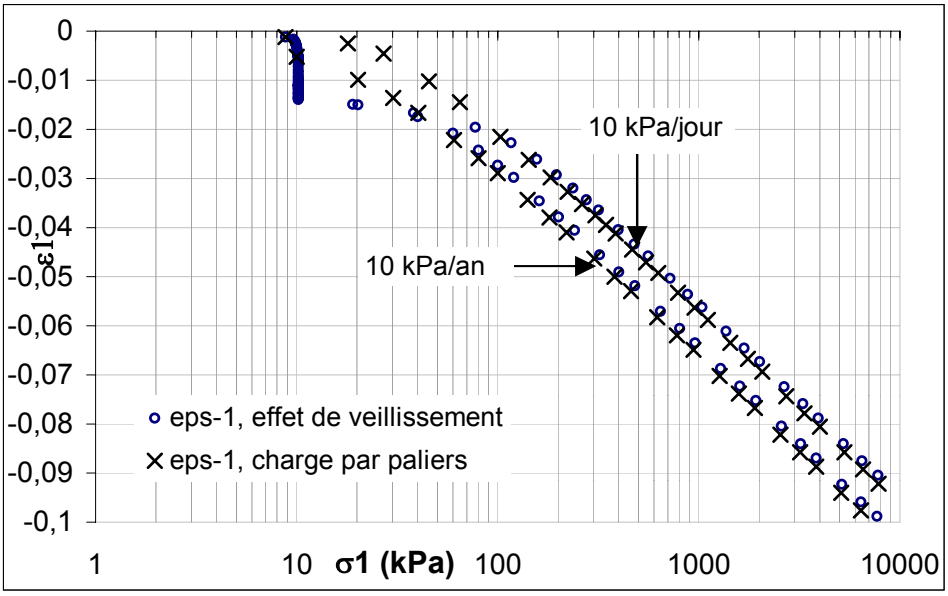


Figure 8 *: L'effet du veillissement sur le comportement du materieu visqueux dans les conditions non drainées*

2.3.2 Effet du temps sur l'oedomètre

Dans le but de définir plus précisément l'effet du temps sur le comportement unidimensionnel des argiles, nous avons réalisé deux simulations oedométriques en conditions totalement drainées sur une argile qui a les caractéristiques du tableau 3.

Tableau 3 : *Les paramètres utilisés dans la simulation*

λ*	κ*	μ*	φ°	C (kPa)	ν	K_0^{Nc}
0.015	0.005	0.0015	30	10	0.15	0.5

Nous avons fait un calcul en commençant à charger le maillage par une charge de 10 kPa pendant 0.25 jours, puis en appliquant des incréments de contrainte de 10 kPa / jour. Le calcul a été refait en gardant les mêmes paramètres, mais la vitesse de chargement est de 10 kPa/100 jours. La figure 9 montre des résultats obtenus : de manière générale, le rôle de la vitesse de chargement est bien décrit : jusqu'à une contrainte verticale de 10 kPa, les deux courbes sont confondues. Elles sont parallèle ensuite.

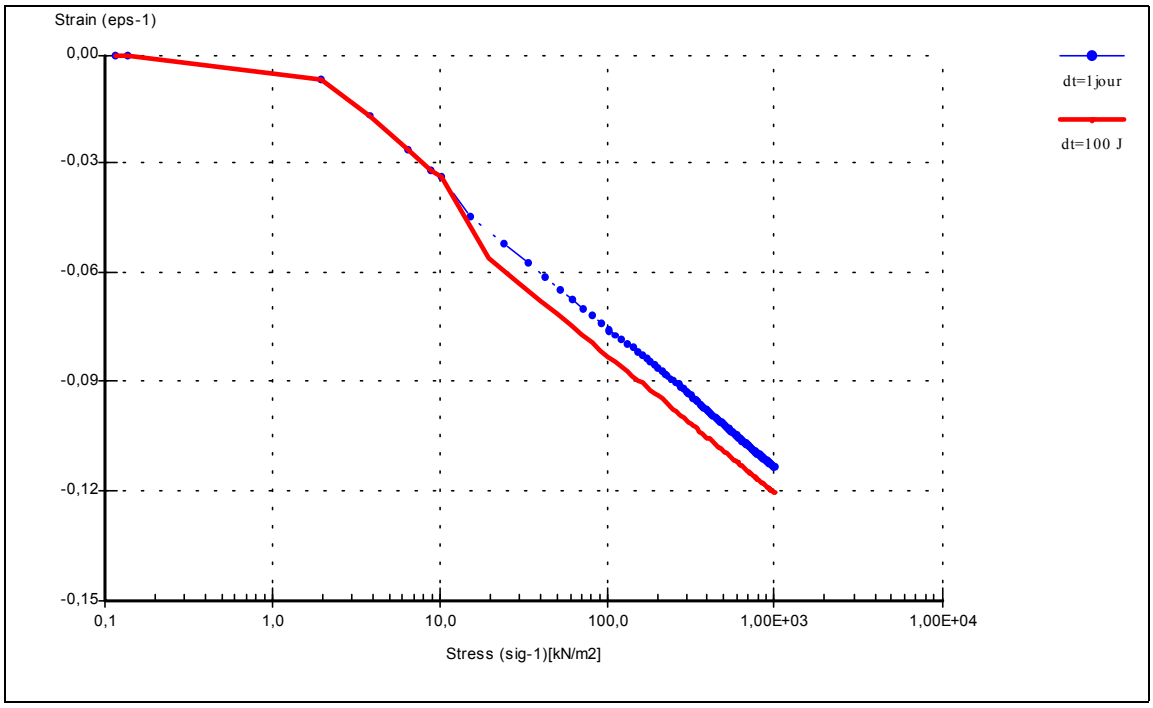


Figure 9 *: L'effet du temps sur la compression unidimensionnelle*

Les résultats montrés ci-dessus sont conformes aux résultats expérimentaux : on retrouve les tendances observées par Taylor (1942). Cet effet de surconsolidation due à l'âge a été décrit par Bjerrum (1967) cités par Leroueil (1991). Ils ont montré qu'il y avait accroissement de la pression de préconsolidation de l'argile avec le temps.

2.3.3 La relation entre μ et le tassement calculé depuis l'oedomètre*

Le tassement secondaire dans le modèle SSCM est caractérisé par le paramètre **μ***. Ce paramètre est relié au coefficient de consolidation secondaire $C_{\alpha e}$, par:

$$C_{\alpha e} = \frac{\partial e}{\partial \lg t} \qquad (4.)$$

$$\mu^* = \frac{C_{\alpha e}}{2.3(1+e)} \qquad (5.)$$

Le tassement qui se développe dans une couche d'épaisseur "H" et d'indice des vides "e" entre les temps "t_i" et "t_{i+1}". Il est donné par:

$$\Delta H = \frac{H}{1+e} C_{\alpha e} \lg \frac{t_{i+1}}{t_i} \qquad (6.)$$

L'équation (6) peut se remplacer par une autre de cette forme :

$$\Delta H = 2.3 H \mu^* \lg \frac{t_{i+1}}{t_i} \qquad (7.)$$

Cette relation entre μ* et $C_{\alpha e}$ ou plutôt entre μ* et ΔH/Δlogt a été étudiée en simulant plusieurs essais de compression oedométrique en appliquant la théorie de déformation axisymétrique en conditions non drainées. Durant ces simulations, les échantillons ont les mêmes dimensions (5m de largeur et 5m de hauteur) et les paramètres du tableau 4, sauf le coefficient de fluage μ* entre les valeurs 4.10^{-3} et 4.10^{-4}.

Tableau 4: *paramètres du modèle*

λ*	μ*	κ*	φ°	ν_{ur}	C (kPa)	K_0^{Nc}	Kx=Ky [m/day]	Modèle	γh [kN/m^3]	γd [kN/m^3]
0.1	variable	0.015	32	0.2	5.0	0.5	$1*10^{-4}$	SSCM	18	13

La relation obtenue entre μ* et ΔH/Δlogt est parfaitement linéaire comme on peut voir sur la figure 10.

Le tassement secondaire (ΔH/Δlogt) est proportionnel au paramètre μ* (coefficient de fluage).

On montre sur la figure 11 les tassement calculés en fonction du temps pour les différentes valeurs de **μ***, on constate que le SSCM est très sensible au paramètre de fluage. En effet, quand on multiplie **μ*** par un facteur 10, c'est à dire, on passe de **μ***=0.0004 au **μ*** =0.004, le rapport (ΔH/Δlogt) sera multiplié par un facteur de l'ordre de 20.

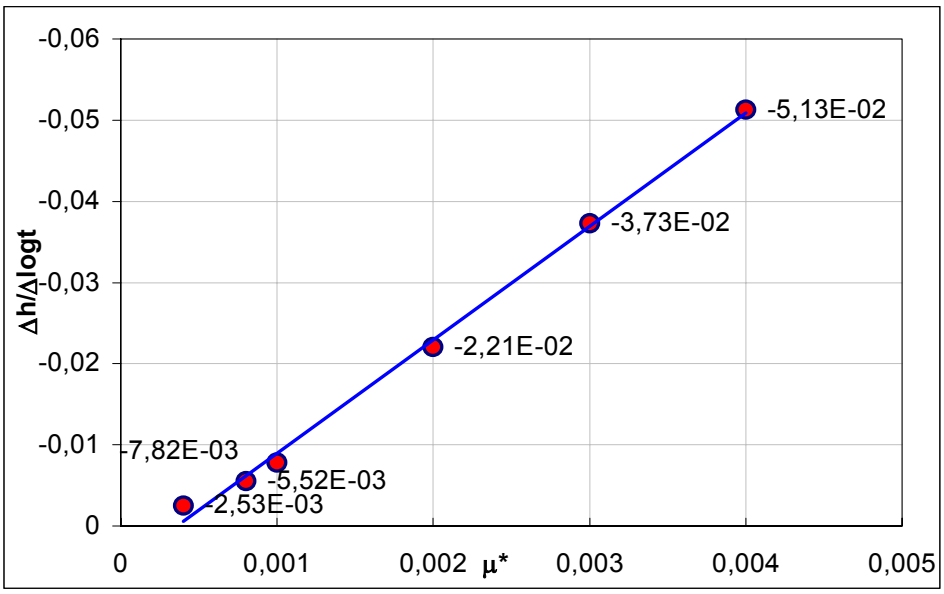


Figure 10 *: La relation entre **μ*** (coefficient de fluage) et le tassement secondaire*

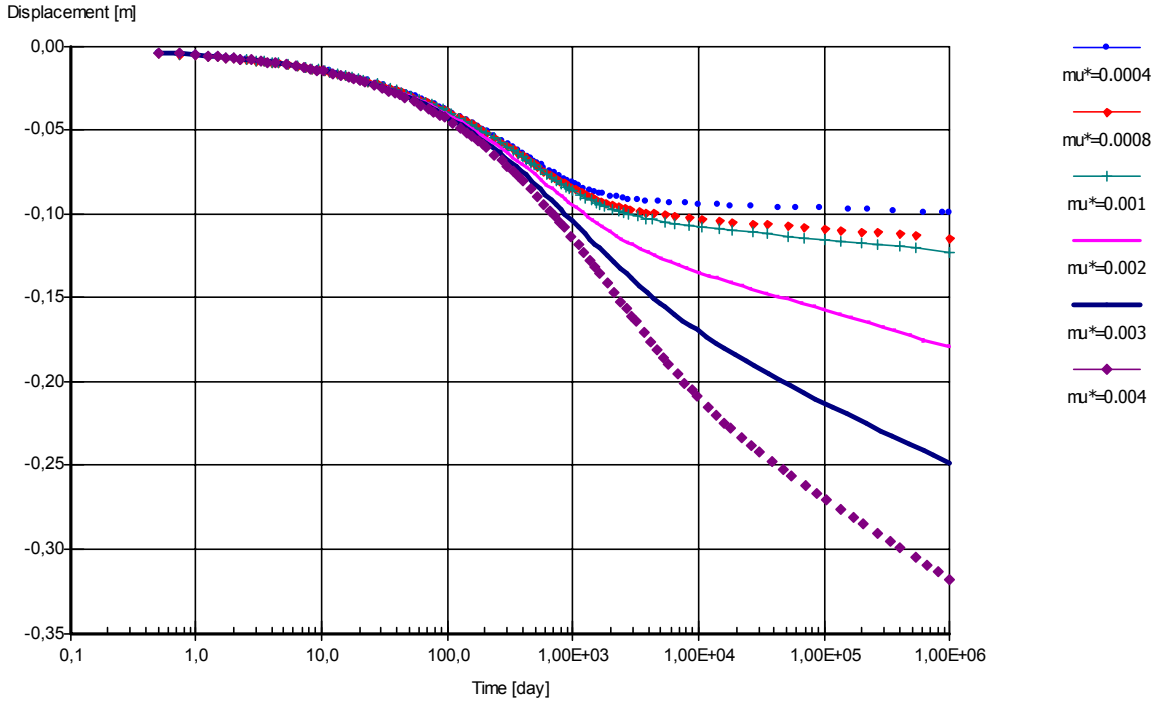


Figure 11 *: L'influence du coefficient de fluage sur le tassement*

2.3.4 Évolution de K_0 (coefficient de terre au repos) au cours du temps avec le modèle de fluage "SSCM"

Afin d'évaluer le coefficient de terre au repos lors du fluage, deux simulations oedométriques ont été effectuées en déformations axisymétrique sur un échantillon en conditions non drainées de 5m de largeur et 5m de hauteur. La contrainte initiale a été calculée une fois avec une surcharge POP=50 kPa et l'autre fois avec un degré de surconsolidation OCR=2. Le maillage est présenté ci après (figure 12) : les conditions aux limites en déplacements et en contraintes sont indiquées. Les propriétés du sol sont celles du tableau 5.

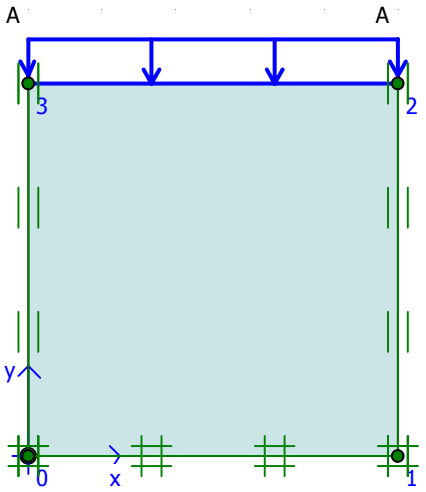


Figure 12 *Conditions aux limites en déplacements et en contraintes*

Programme de charge :

Phase1 : Calcul Plastique, charge =18 kPa, Temps=0 jours

Phase2 : Consolidation, charge =18 kPa, Temps =10000 jours

Phase3 : Consolidation, charge =18 kPa, Temps =1000000 jours

Phase4 : Consolidation, charge =18 kPa, Temps =1^{10} jours

Tableau 5: *Propriétés du sol à simuler*

λ^*	μ^*	κ^*	ν_{ur}	C (kPa)	K_0^{Nc}	$K_h=K_{v\ (m/jour)}$	Modèle	$\gamma_{h\ [kN/m^3]}$	$\gamma_{d\ [kN/m^3]}$	$\varphi°$
0.1	4.10^{-3}	0.015	0.2	5.0	0.5	1.10^{-4}	SSCM	18	13	32

La figure 13 présente les résultats de simulation.

Ce résultat semple fort intéressant, et pour l'interpréter, il faut expliquer la définition du coefficient K_0 à partir de résultats théoriques et à partir d'essais de laboratoire :

Détermination du coefficient K_0 à partir de résultats théoriques :

D'un point de vue théorique, l'état des contraintes initiales d'un massif naturel se trouve soit dans le domaine élastique, soit à l'équilibre limite. Cette constatation fixe des limite à la variation du coefficient K_0, compris entre les coefficients de poussée et de butée (K_a et K_p). Dans une loi de comportement isotrope donnée, capable de décrire la rhéologie du sol, K_0 est relié aux autres paramètres mécaniques (élastiques et plastiques) par des relations plus ou moins compliquées.

Dans le cas d'un massif homogène, semi-infini à surface horizontale et à déformation latérale nulle, l'utilisation de l'élasticité linéaire isotrope conduit à l'expression :

$$K_0=\frac{\nu'}{1-\nu'} \qquad (8.)$$

où ν' est le coefficient de Poisson du sol. Compte tenu des valeurs généralement attribuées à ν' (variant entre 0 et 0.5), cette formule peut conduire à des estimations irréalistes de K_0. Il en est de même pour des expressions déduites des lois de comportement plus complexe, comme des lois de type élastoplastique.

Jaky (1944) a ainsi étudié de façon théorique la stabilité d'un massif avec le critère de Mohr-Coulomb et a établi la valeur du rapport de contraintes σ_h'/σ_v' à l'équilibre de limite :

$$K_0=\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}=\frac{1-\sin\varphi'}{1+\sin\varphi'}(1+\frac{2}{3}\sin\varphi') \qquad (9.)$$

Cette expression est replacée par la formule approchée suivante, dite formule de Jaky (1944) :

$$K_0=1-\sin\varphi' \qquad (10.)$$

Détermination du coefficient K_0 à partir d'essais de laboratoire :

Il existe de nombreuses difficultés expérimentales non résolues, liées au caractère intact des échantillons, aux techniques de prélèvement et de conservation, au découpage et à l'initialisation de l'essai lui-même. Ces problèmes induisent des contraintes et des déformations qui ne peuvent pas être complètement contrôlées et qui perturbent l'interprétation des résultats. Malgré cela, la réalisation de cycles de charge-décharge-recharge permet d'obtenir des informations utiles et d'accéder à un état que l'on peut penser proche du comportement in situ surconsolidé (serratrice et Flavigny, 1993).

L'étude des pentes des chemins de contraintes en charge dans le plan (σ_h', σ_v') conduit à estimer une valeur K_0^{Nc} dans le domaine de fortes contraintes axiales (domaine normalement consolidé). Cette valeur est souvent proche de celle fournie par la formule de Jaky.

En conclusion, quel que soit la méthode d'initialisation des contraintes, le coefficient de terre au repos se stabilisera au bout d'un certains temps lorsque la contrainte de préconsolidation est atteinte.

La prise en compte des contraintes initiales constitue un aspect essentiel de la modélisation par éléments finis des massifs de sol argileux. Elles permettent en effet de représenter, par "l'initialisation du champ de contraintes", l'état des contraintes en place avant toute phase de travaux.

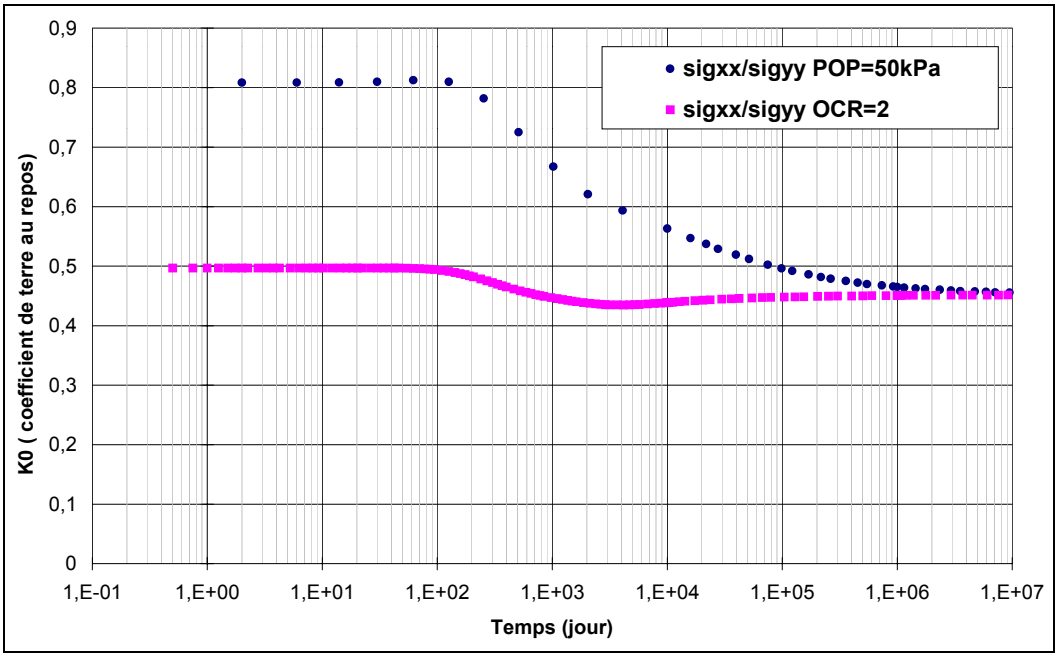


Figure 13 *: L'évolution du K_0 (coefficient de terre au repos) en fonction du temps*

2.3.5 Influence de l'élément d'interface sur le tassement calculé

Deux simulations ont été réalisées sur des essais oedométriques en conditions couplées de 0,01 m de largeur et de 0,01m de hauteur, l'un est avec un élément d'interface, et l'autre sans. Les propriétés mécaniques sont présentés dans le tableau 6. La condition de déformation axisymétrique est appliquée.

Tableau 6: *Propriétés du sol à simuler*

λ^*	μ^*	κ^*	ν_{ur}	C (kPa)	K_0^{Nc}	K_h=K_v (m/jour)	Modèle	γ_h [kN/m^3]	γ_d [kN/m^3]	φ°
0.1	4.10^{-3}	0.015	0.2	5	0.5	1.10^{-4}	SSCM	0.0	0.0	32

Concernant les conditions aux limites en déplacement et en contraintes, on a appliqué les mêmes conditions que les applications précédentes.

Afin de mettre un élément d'interface sur l'échantillon, on a mis un élément poutre à la surface de l'échantillon sous lequel l'élément d'interface est placé comme le montre la figure 14.

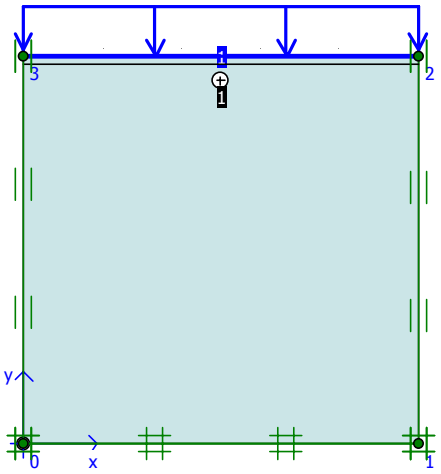


Figure 14 *: L'emlacement de l'élément d'interface*

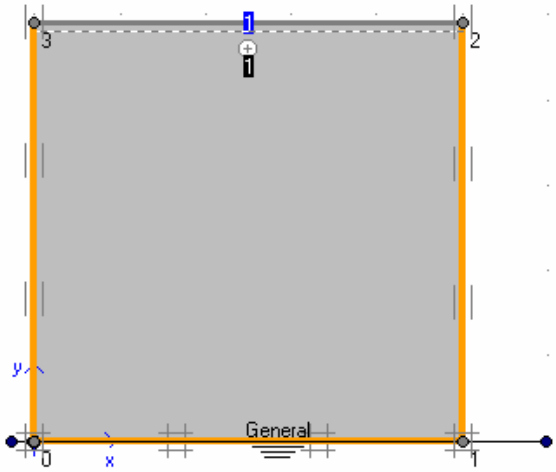


Figure 15 *Conditions aux limites hydrauliques*

Programme de charge:

Phase1 : calcul plastique charge =10 kPa, Temps=0 jours

Phase2 : consolidation charge =10 kPa, Temps =1 jours

Phase3 : calcul plastique charge =20 kPa, Temps =1 jours

Phase4 : consolidation charge =20 kPa, Temps =2 jours

Nous avons ensuite doublé la charge jusqu'à atteindre la charge de 640kPa, Temps =7 jours, ensuite une période de 100 jours de consolidation a été rajoutée.

Les résultats concernant ces deux calculs sont présentés sur la figures 16.

Pour mettre en évidence l'influence de l'élément d'interface, on retrace les courbes de la figure 19 en initialisant le temps pour chaque palier de chargement. Ces courbes sont représentées en figures 17. Les courbes en traits discontinus présentent les résultats obtenus à partir d'un essai avec un élément d'interface, tandis que les courbes en traits continus présentent des résultats obtenus à partir d'un essai réalisé sans élément d'interface.

Pour intérepreter les résultats, il faut expliquer la résistance d'interface (R_{iner}) : un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des itersections sol-structures.

Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par :

$$|\tau| < \sigma_n \tan\varphi_i + c_i$$

et pour un comportement plastique τ est donné par :

$$|\tau| = \sigma_n \tan\varphi_i + c_i$$

où φ_i et c_i sont l'angle de frottement et la cohésioin de l'interface et σ_n, τ sont la contrainte normale et la contrainte tangentielle agissant à l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de couche de sol.

Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}). Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes :

$c_i = R_{inter}\, c_{sol}$

$\tan\varphi_i = R_{inter} \tan\varphi_{sol} \leq \tan\varphi_{sol}$

Selon les résultats montrés ci-dessous, on constate que les contraintes (verticales et horizontales) restent identiques dans les deux cas (figure 18), par conséquent, le coefficient de terre au repos K0 est constant, et a une valeur égale à 0.5. On constate aussi que la déformation obtenue dépuis un essai avec un élément d'interface est à peu près 12% plus grande par rapport à celle obtenue à partir d'un essai sans élément d'interface. Ces résultats semblent raisonable, parce que, l'élément d'interface possède des propriétés, déduite des propriétés attribuées au sol par l'intermediare d'un facteur de réduction, R_{inter}. Pour l'argile R_{iter}=0.5, donc, la déformation au sein de l'endroit où l'élément d'interface s'est placé va être plus élevée par rapport aux points qui sont voisins de cet élément.

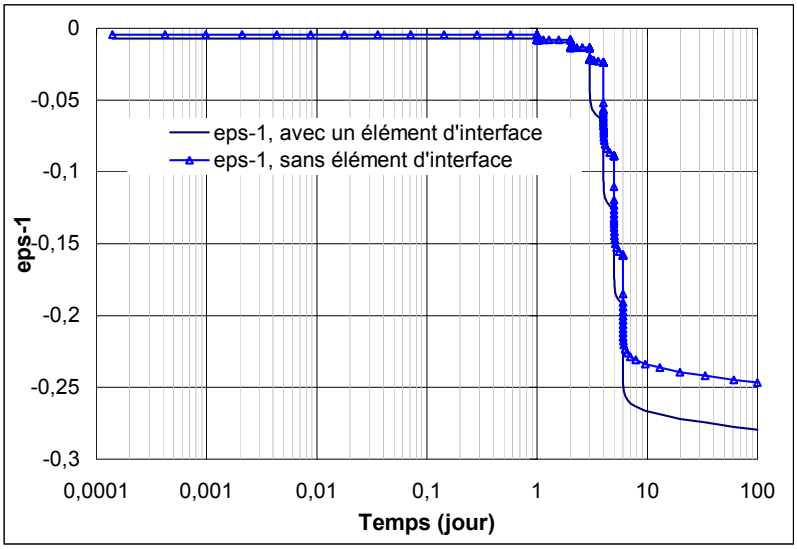


Figure 16 *: Influence de l'élément d'interface sur le tassement*

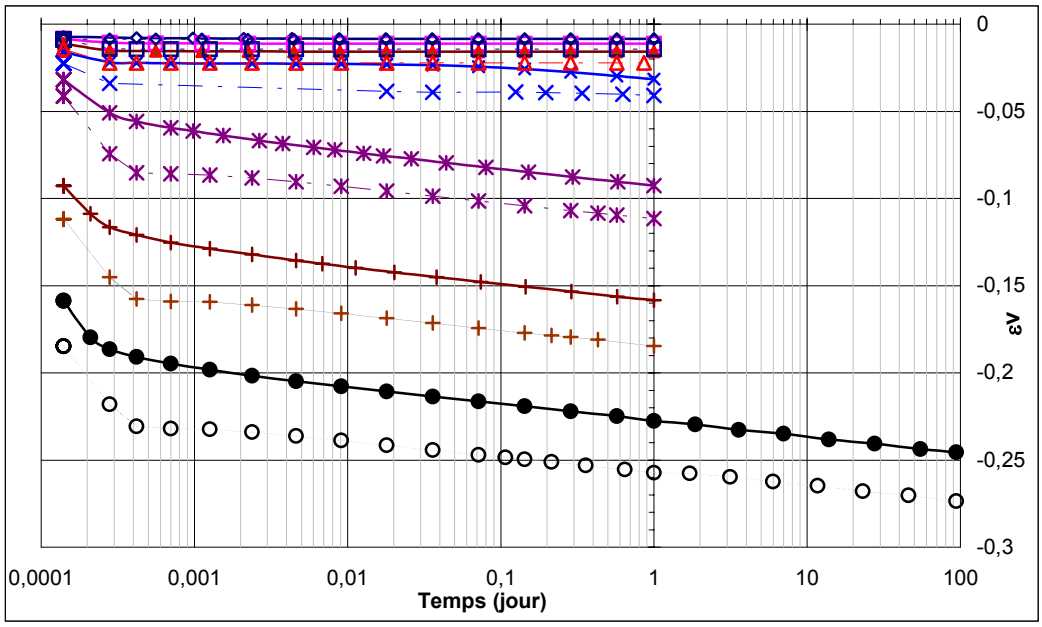


Figure 17 *: Influence de l'élément d'interface, les courbes en traits discontinus sont les tassements obtenus avec un élément d'interface*

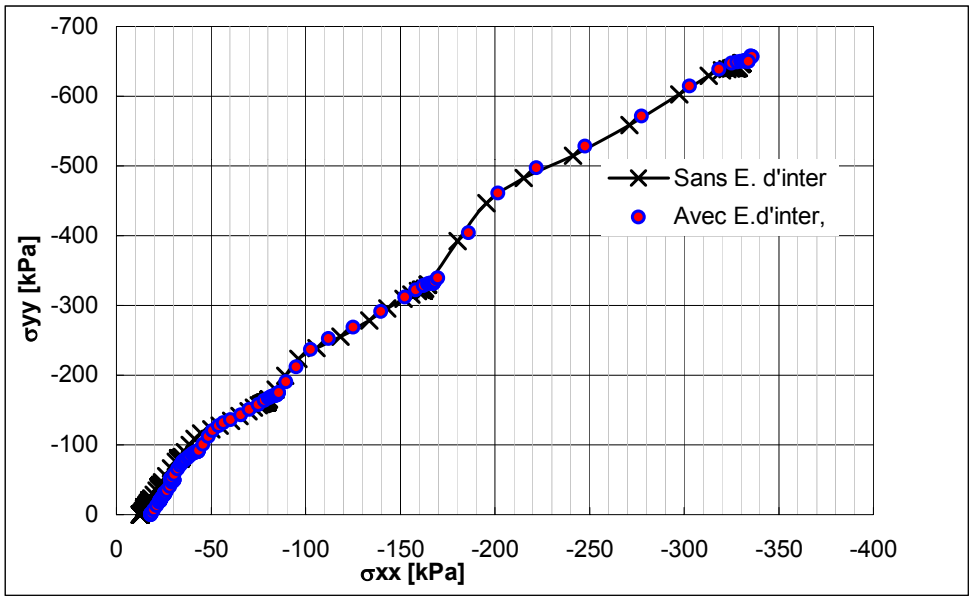
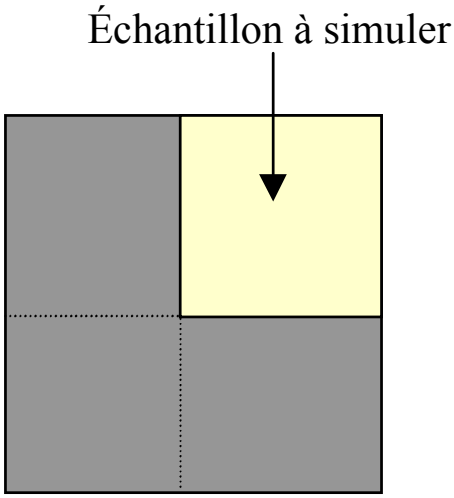


Figure 18 *: L'évolution du coefficient de terre au repos dans le cas où l'élément d'interface est présent*

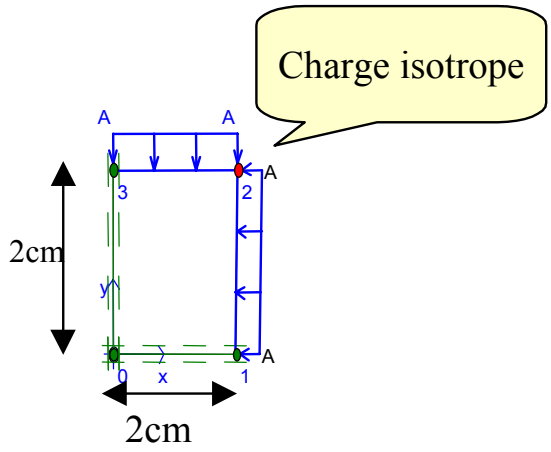
2.4 Résultats et validation du modèle de fluage, SSCM (essai triaxial)

Dans ce paragraphe des simulations d'essais triaxiaux seront réalisées. Le chargement est appliqué à des vitesses de déformations différentes. Le comportement du sol argileux est dépendant de la vitesse de déformation. Le maillage axisymétrique utilisé est montré sur la figure 19 : on simule un quart de l'échantillon (fig. 19a). Les conditions aux limites en déplacement et en contrainte lors de la consolidation isotrope sont présentées en fig. 19b.

Concernant les conditions aux limites lors du cisaillement, elles sont présentées sur la figure 20 : on impose un déplacement uniforme sur la face supérieure.



19a



19b

Figure 19 *: Les conditions aux limites en déplacement & en contrainte, (consolidation isotrope)*

Pour les propriétés du sol, on se reportera sur tableau 7. La surcharge POP est égale 50 kPa, la nappe phréatique n'a pas été appliquée. Quant aux conditions hydrauliques, les deux frontières externes (haute et droite) sont drainées, tandis que les autres sont fermées.

Tableau 7: *Propriétés du sol à modéliser*

λ^*	μ^*	κ^*	ν_{ur}	C (kPa)	K_0^{Nc}	$K_x=K_y$ (m/jour)	Modèles	γ_h [kN/m3]	γ_d [kN/m3]	$\varphi°$
0.1	4.10^{-3}	0.015	0.2	5.0	0.5	$1.0\ 10^{-4}$	SSM, SSCM	0.0	0.0	32

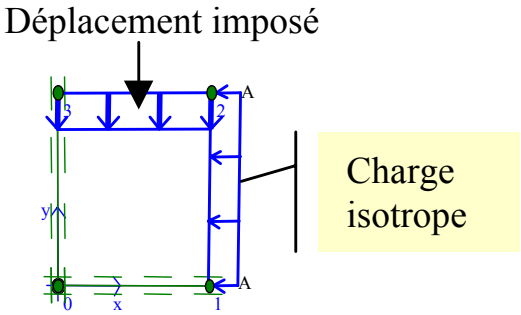


Figure 20 ***:*** *Les conditions aux limites en déplacement et en contrainte lors du cisaillement*

Programme de la compression isotrope :

Ces phases sont réalisées en conditions couplées en suivant les paliers suivantes :

Phase1 : calcul plastique ΣMlaodA=65 kPa, Temps=0.00 jours

Phase2 : Consolidation ΣMlaodA=65 kPa, Temps =0.01 jours

Phase3 : calcul plastique ΣMlaodA=130 kPa, Temps =0.01 jours

Phase4 : Consolidation ΣMlaodA=130 kPa, Temps =0.02 jours

Phase5 : calcul plastique ΣMlaodA=260 kPa, Temps =0.02 jours

Phase6 : Consolidation ΣMlaodA=260 kPa, Temps =0.03 jours

Phase7 : calcul plastique ΣMlaodA=520 kPa, Temps =0.03 jours

Phase8 : Consolidation ΣMlaodA=520 kPa, Temps =0.04 jours

2.4.1 Simulation avec un modèle élasto-plastique avec écrouissage (SSM)

Avant d'effectuer le calcul avec le modèle du fluage « SSCM », deux simulations sont réalisées avec le SSM en conditions drainées et couplées.

Le programme de compression isotrope précédent est appliqué lors de la consolidation isotrope, puis la charge verticale a été remplacée par un déplacement vertical imposé, ensuite l'échantillon est cisaillé en conditions drainées et couplées. Les résultats obtenus présentés sur les figures 21 & 22, sont en accords avec les essais expérimentaux.

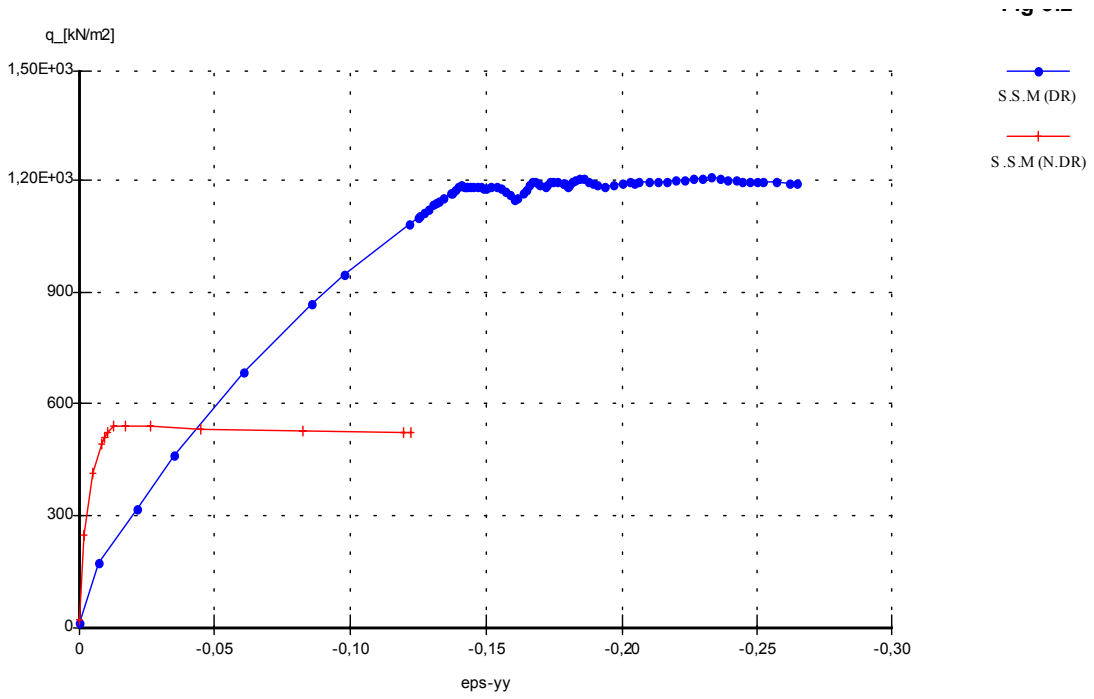


Figure 21 *: La contrainte déviatoire en fonction de la déformation*

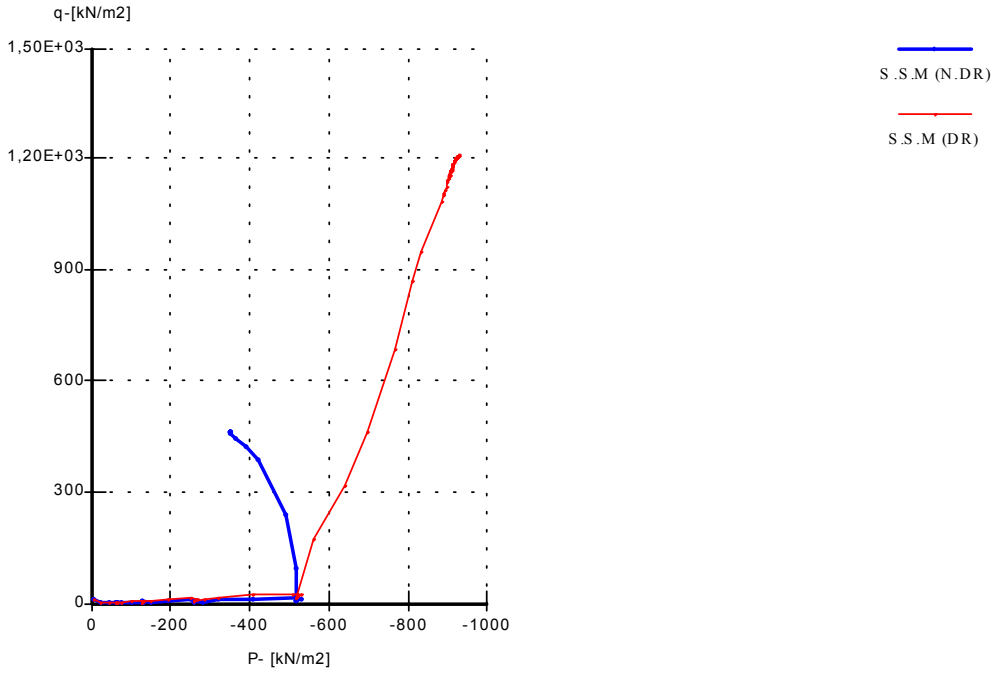


Figure 22 *: La contrainte moyenne P en fonction de la contrainte déviatoire q*

2.4.2 Essais triaxiaux non drainée à différentes vitesses de déformation

Dans cette section le modèle sera validé, par ses réponses, sur un essai triaxial non drainé à différentes vitesse de déformation : le déplacement est imposé à différentes vitesses de déformation.

Les phases du chargement isotrope contiennent des calculs plastiques instantanés couplés et des calculs de consolidation comme on l'a montré dans le programme de

compression isotrope. Les deux frontières externes (haute et droite) sont drainées tandis que les autres sont fermées. Avant la première phase de déformation axiale, la charge verticale est remplacée par un déplacement imposé verticalement. Au début du chargement axial, les déplacement sont remis à zéro. Le chargement axial est appliqué en activant le déplacement imposé à différentes vitesses. Dans ce cas une déformation axiale totale de 10% (2mm) est appliquée en 0,045 jour (0,154%/min), 0,09 jour (0,077%/min), et 0,54 jour (0,013%/min) respectivement. Les courbes contrainte-déformation (q-ε_1) pendant le chargement axial sont présentées sur la figure 23. On constate que la résistance du cisaillement dépend de la vitesse de déformation: la résistance est une fonction croissante de la vitesse de déformation. Pour les vitesses de déformations élevées, la génération de pression interstitielle est plus faible, et par conséquent, la valeur de **q** mobilisable est plus forte. La résistance est d'autant plus grande que la vitesse de déformation est forte.

Remarque1 : Le calcul est réalisé sur un échantillon sans élément d'interface

Remarque2 : la nappe phréatique est placé sur la surface de l'échantillon

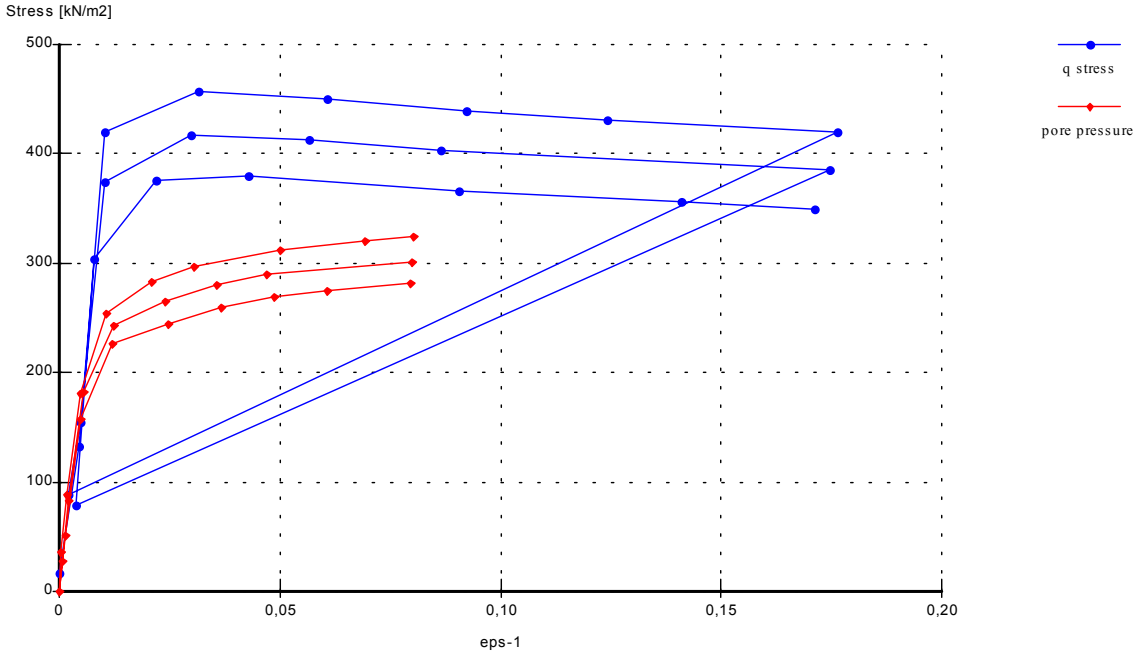


Figure 23 *: La contrainte déviatoire en fonction de déformation*

2.4.3 L'influence de l'élément d'interface sur la résistance au cisaillement

Pour étudier cette influence, nous avons fait deux simulations identiques sur un essai triaxial couplé, mais l'une de ces deux simulations est effectuée en prenant en compte l'application d'élément d'interface, situé à la surface de l'échantillon comme le montre la figure 24.

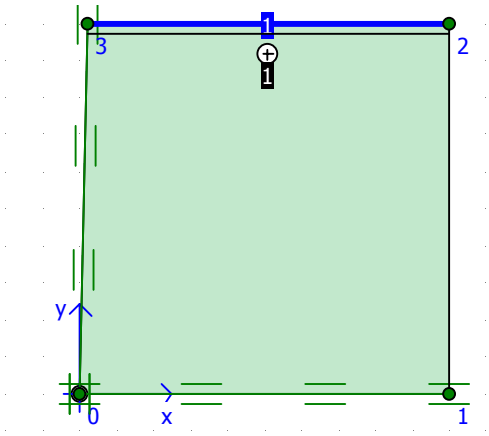


Figure 24 *: L'emplacement de l'élément d'interface*

Lors de la consolidation isotrope, le programme de compression isotrope est appliqué. Puis un déplacement de 10% a été appliqué à une vitesse de 0,013%/min. La comparaison des résultats dans les deux cas est présentée sur la figure 25.

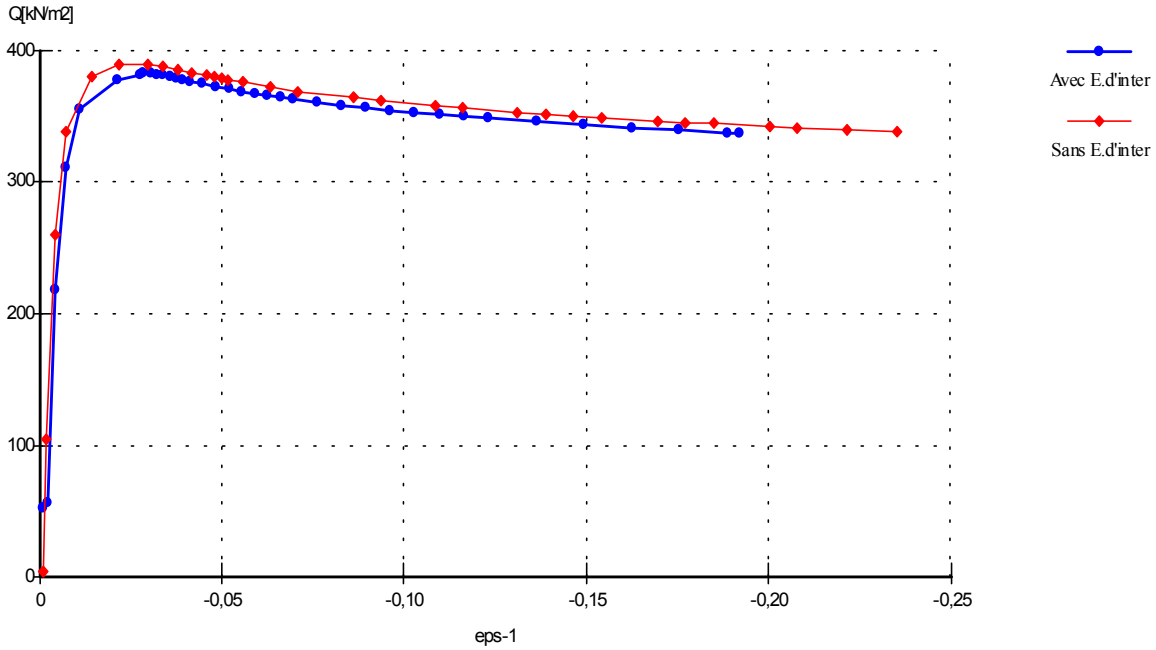


Figure 25 *: L'influence de l'élément d'interface sur la résistance du cisaillement*

Il est évident que la résistance au cisaillement avec un élément d'interface est légèrement plus petite, parce que les propriétés de sol de l'élément d'interface sont déduites à partir de ceux désignés aux sol par l'intermediare d'un facteur de réduction, R_{inter}. Pour l'argile R_{inter}=0.5, la déformation au sein de l'endroit où l'élément d'interface est placé va être plus élevée par rapport aux points qui sont voisins de cet élément, et par conséquent, la résistance est plus faible.

2.4.4 L'influence de la taille de l'échantillon 'maillage'

Dans le but d'évaluer l'influence de la taille de l'échantillon, deux calculs sont fait à une vitesse de déformation de 0,013%/min, l'un avec un maillage de 2*2 cm et l'autre 2*4 cm,.

Les figures 26 & 27 montrent la comparaison des résultats obtenus où on constate que la résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la hauteur de l'échantillon.

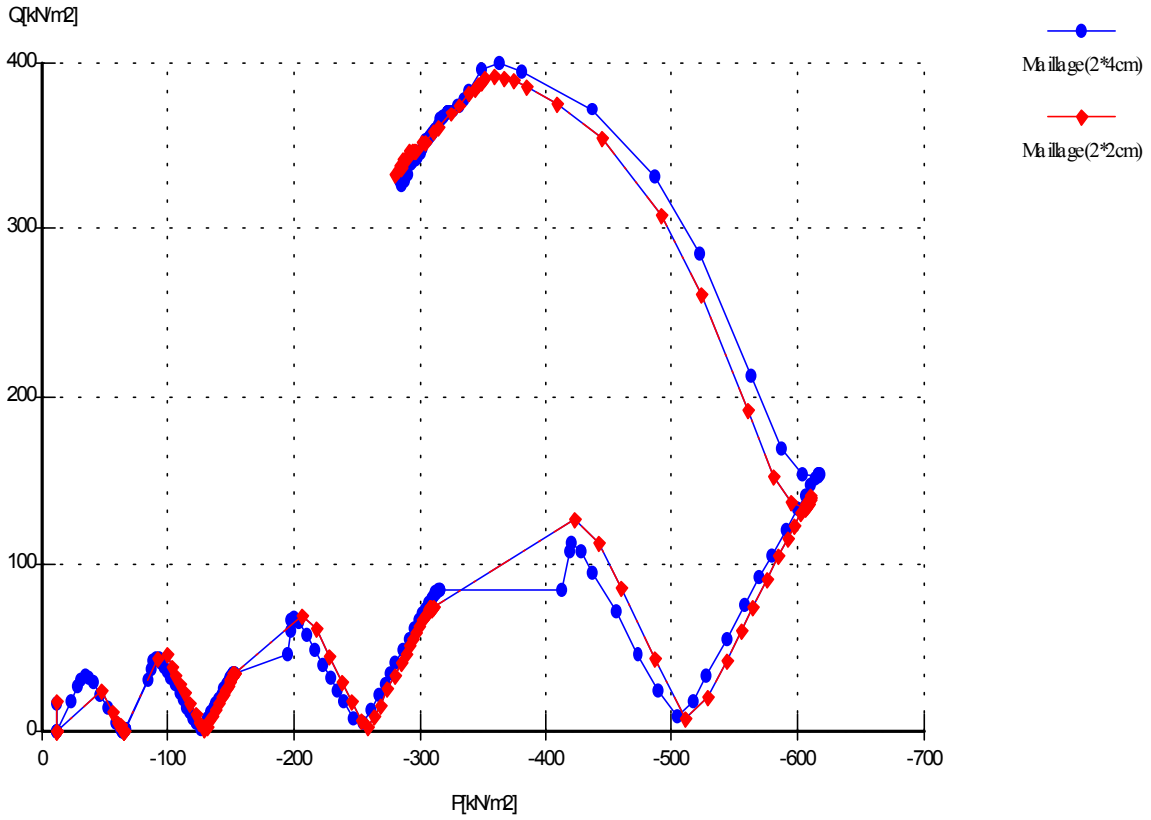


Figure 26 *: L'influence de la taille de l'échantillon 'maillage' sur la résistance dans le plan p-q.*

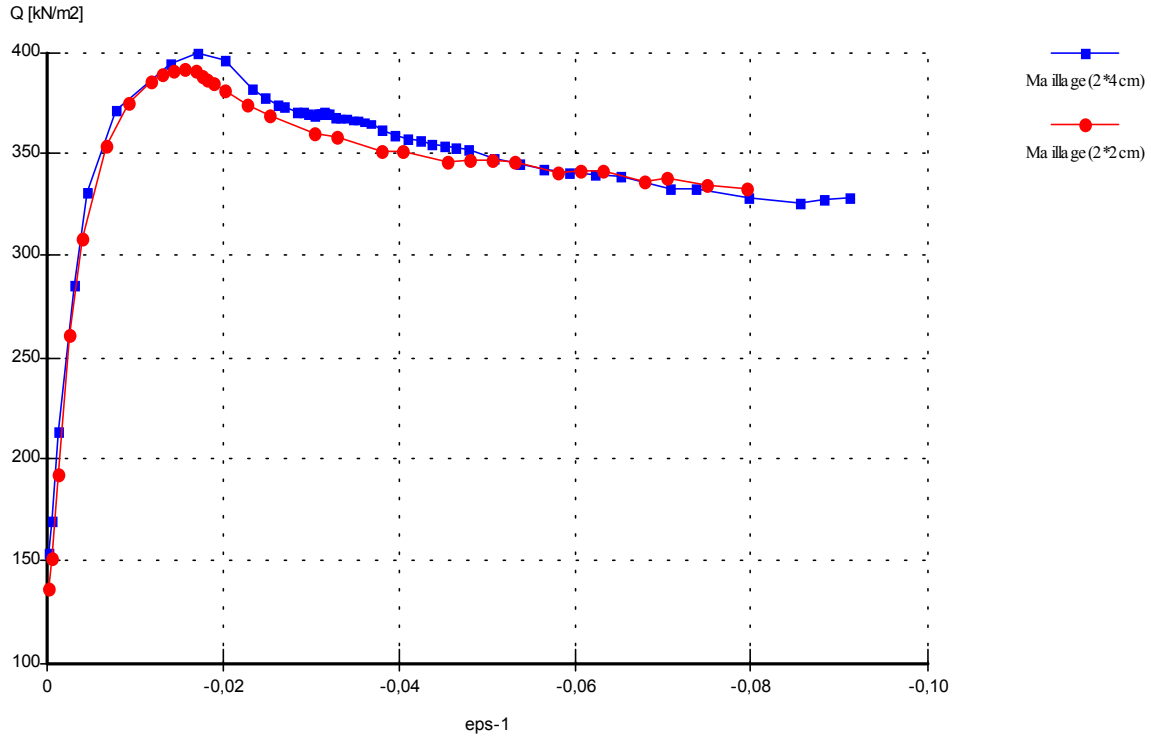


Figure 27 *: La contrainte déviatoire en fonction de déformation.*

2.4.5 L'influence de la finesse du maillage

Afin d'étudier cet effet, deux maillages sont construits, l'un est grossier (nombre d'élément est 128) et l'autre fin (nombre d'élément est 264). Les propriétés du sol et la procédure du calcul sont restés identiques à ceux des autres calculs.

Les résultats présentés sur les figures 28 & 29 montrent que cet effet est presque négligeable et normal.

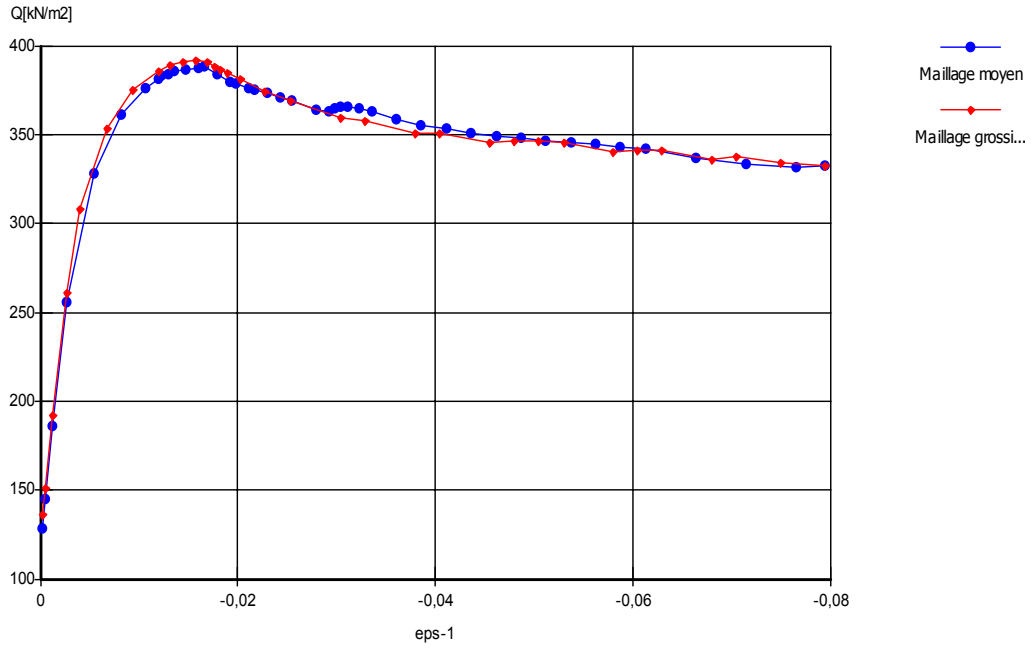


Figure 28 *: L'influence du nombre des éléments maillés dans un tel maillage*

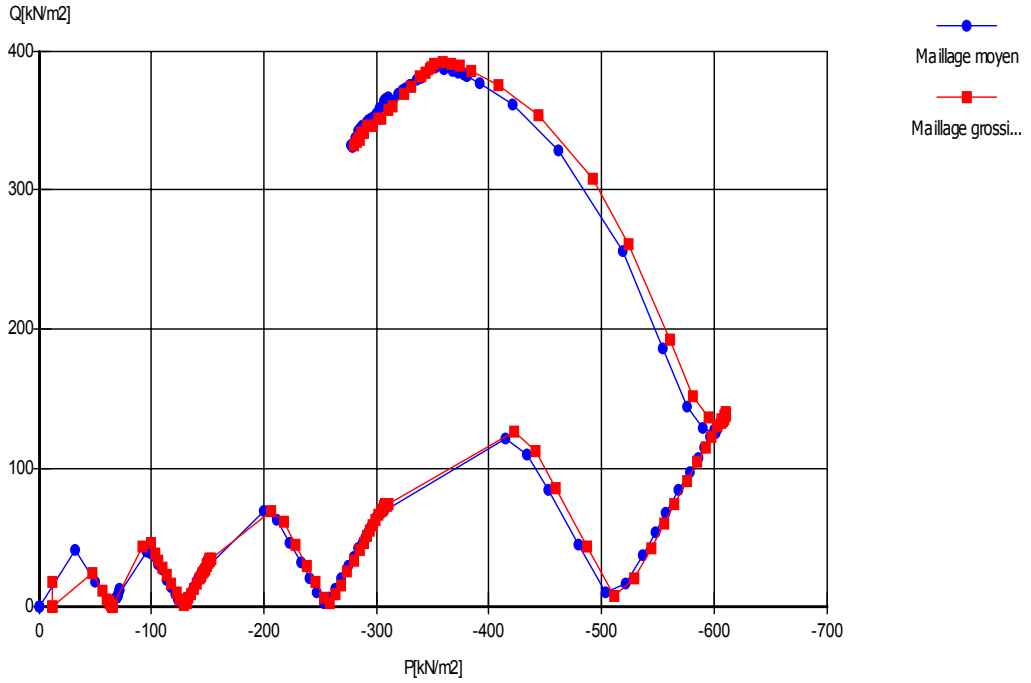


Figure 29 *: L'influence du nombre des éléments maillés sur la contrainte dans le plan p-q.*

2.4.6 Influence de la vitesse de déformation

Sur la figure 30, les courbes contrainte-déformation sont effectuées à des vitesses de déformation constantes 0.154, 0.0154, 0.00154, 0.000154, 0.0000154 (%/min), ainsi que à une vitesse de déformation décroissante (0.00772, 0.00154, 0.0002315, 0.00003086, 0.0000154 (%/min).

En fait, il n'y a pas de tendance générale parce que l'influence de l'hétérogénéité naturelle de l'argile était beaucoup plus grande que celle de la vitesse de déformation. La résistance maximale est principalement liée à la teneur naturelle en eau. Pour éliminer ces variations naturelles, nous avons utilisé la méthode proposée par Leinenklugel (1967), qui consiste à cisailler le même échantillon pendant que la vitesse de déformation varie par un coefficient de 10 durant l'essai. On présente sur la figure 31 les résultats de deux simulations réalisées avec le SSCM dans le plan q-p.

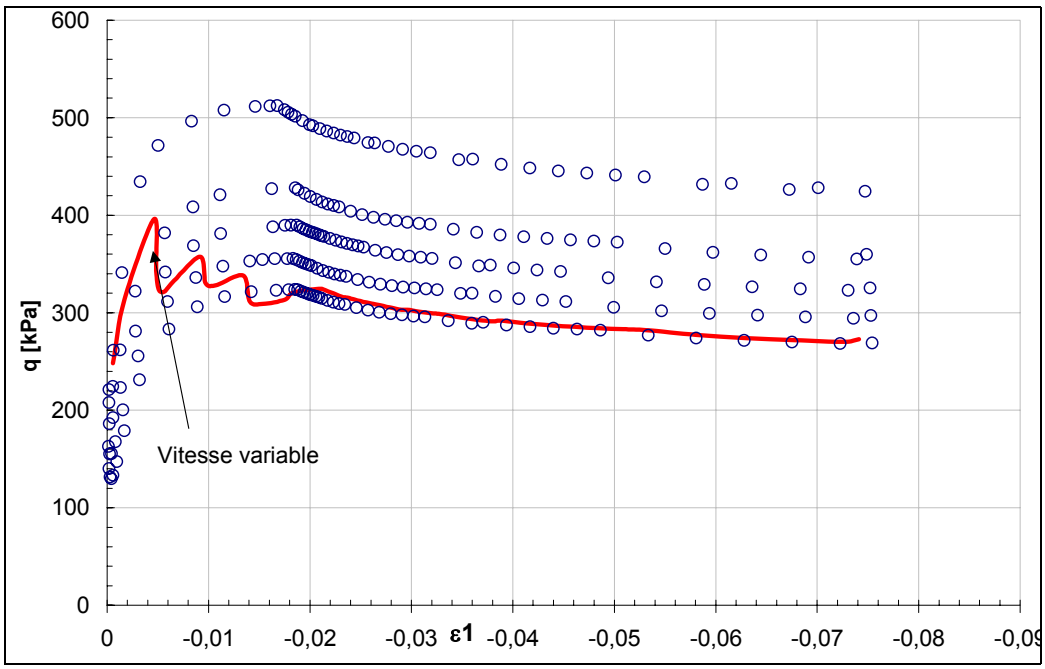


Figure 30 *: Influence de la vitesse de déformation sur les essais triaxiaux CU*

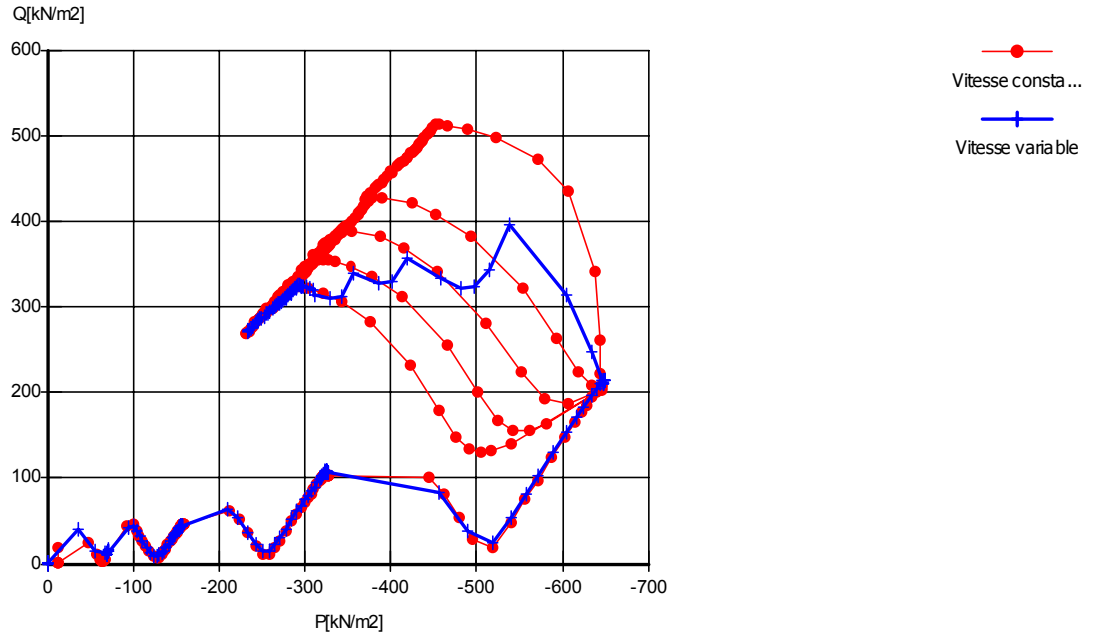


Figure 31 *: Influence de la vitesse de déformation sur l'essai triaxial CU*

On constate que la variation de la vitesse de déformation durant l'essai produit un accroissement ou décroissement brusque de la contrainte déviatoire, ainsi qu'on trouve la tendance de (Bjerrum, Simons& Torblaa, 1958 ; Bjerrum, 1973 ; Hicher, 1985 ; Flavigny, 1987 ; Murayama & Shibata, 1964 ; Singh & Mitchell, 1969 ; Graham, Crooks & Bell, 1983), chapitre I, & 6.3.

2.4.7 La rupture du fluage non drainé

2.4.7.a Test du fluage couplé

Dans ce paragraphe, nous simulons un essai triaxial non drainé. Les charges sont appliquées aux vitesses de déformations différentes. Le maillage axisymétrique utilisé a été montré dans le paragraphe 2.4.

Pour les propriétés du sol, on se reportera au tableau 7. La surcharge POP est égal 50 kPa, la nappe phréatique se situe à la surface de l'échantillon. Les conditions aux limites en déplacement sont montrées sur la figure 20. Quant aux conditions hydrauliques, les deux frontières externes (haute et droite) sont drainées, tandis que les autres sont fermées.

2.4.7.b Programme de la compression isotrope

Le même programme de compression isotrope que dans le paragraphe 2.4 est à nouveau appliqué ici.

Ensuite, la contrainte déviatoire [q] est appliquée en un seul incrément pendant 6,944 jours. Quatre essais sont faits pour prévoir le fluage, réalisés avec les contraintes 300, 305, 308 et 310 kPa. Il est à noter que les deux premiers essais, sous les contraintes 300 et 305 kPa, n'ont pas de rupture de fluage notable, en fait, le fluage s'atténue avec le temps. Pour des niveaux de contraintes égal à 308 et 310 kPa, les échantillons ont atteints la rupture. Les figures 32, 33 montrent les différents résultats obtenus pour ce calcul.

Trois autres calculs sont réalisés après avoir soumis l'échantillon à la consolidation isotrope sous une contrainte de confinement de 520 kPa pendant 1,5 jours. La contrainte

déviatoire est instantanément appliquée en seul incrément. Les résultats sont présentés sur les figures 34, 35.

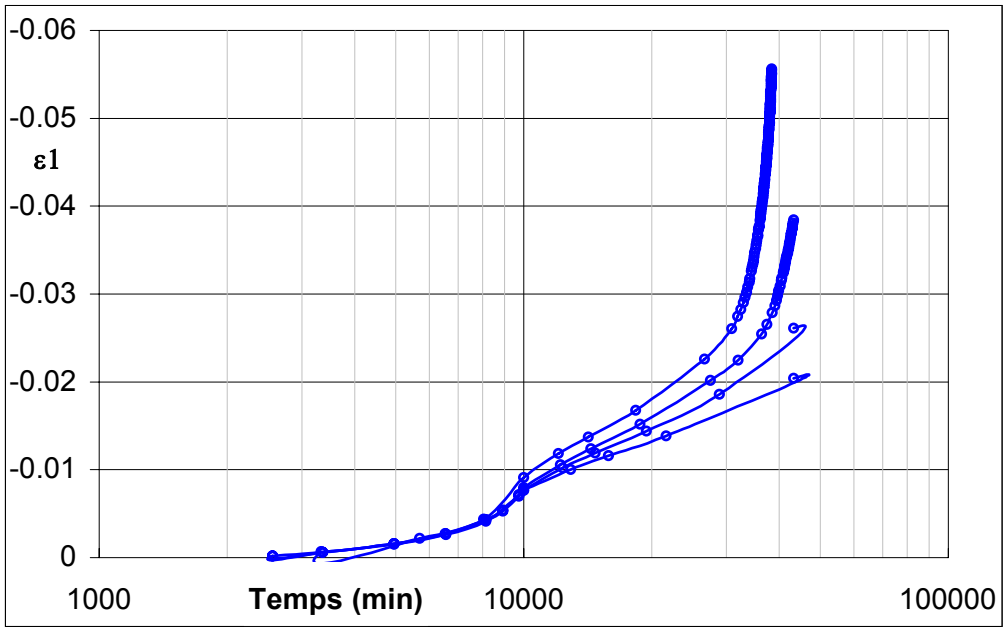


Figure 32 *: La prévision de déformation du fluage dans un essai triaxial C.I.U à l'échelle "log t"*

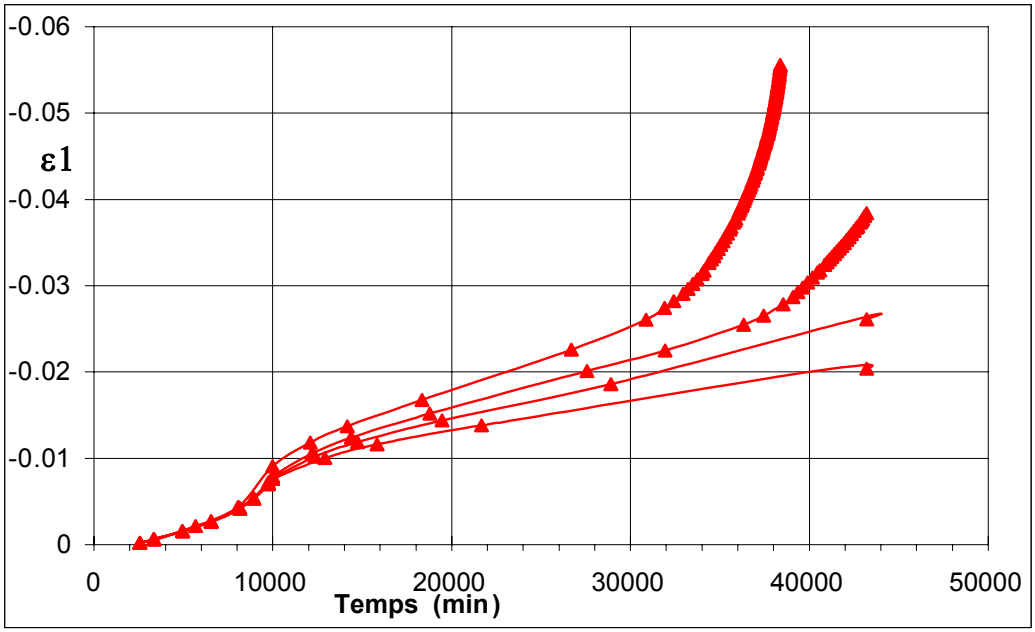


Figure 33 *: La prévision de déformation du fluage dans un essai triaxial C.I.U à l'échelle "t"*

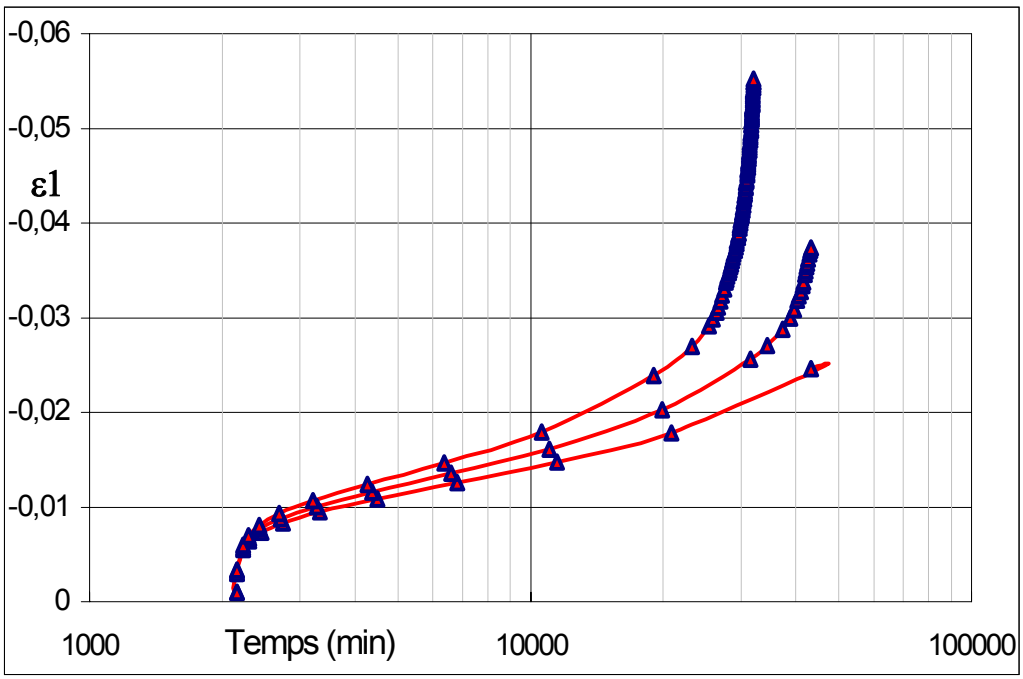


Figure 34 *: La prévision de déformation du fluage dans un essai triaxial C.I.U à l'échelle "log t"*

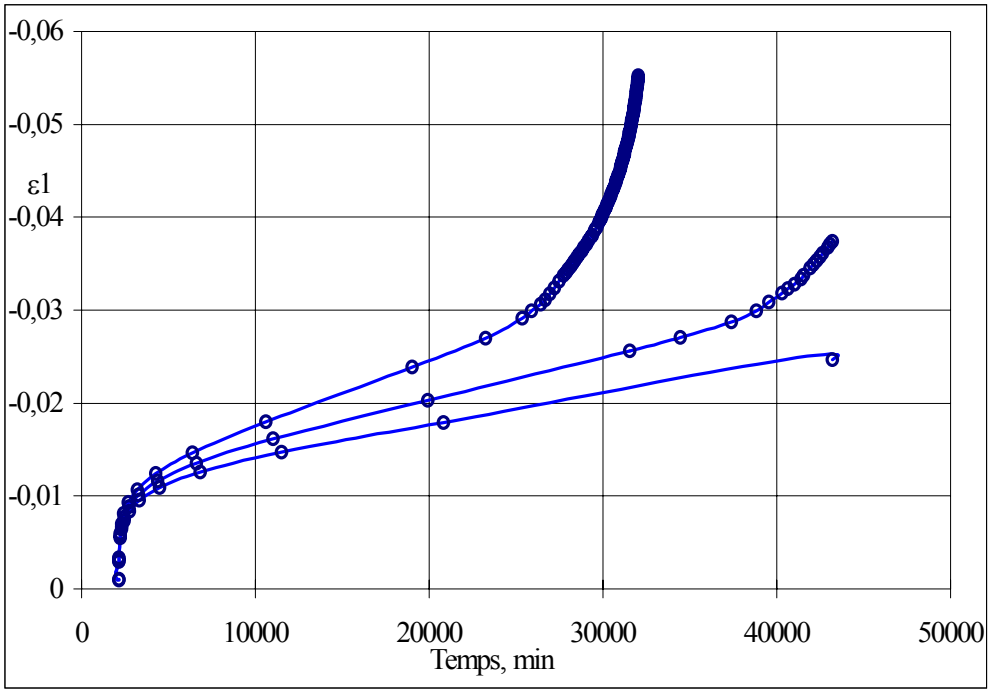


Figure 35 *: La prévision de déformation du fluage dans un essai triaxial C.I.U à l'échelle "t"*

Finalement, et d'après les résultats présentés ci-dessus, on constate que la déformation de fluage dépend de la contrainte déviatoire appliquée. Pour le plus petit rapport de contrainte, les vitesses du fluage sont petites et elles diminuent au cours du temps. Pour les grands rapports de contraintes, cependant, la vitesse du fluage augmente avec le temps et l'échantillon atteint la rupture, les vitesses de déformations deviennent infiniment grandes.

Afin de bien expliquer le fluage d'un essai triaxial non drainé, on fait appel au plan p-q, où on observe le déplacement du point représentatif des contraintes. Donc, la figure 36 montre

un essai du fluage commencé par une consolidation isotrope au point A : de A à B, il s'agit de la mise en charge avec développement d'une pression interstitielle. L'essai de fluage commence en B où le « déviateur » $q=\sigma'_1-\sigma'_3$ est maintenu constant. Pour un matériau normalement consolidé, avec des génération de pressions interstitielles positives, le point représentatif se déplacera, à q constant, vers la gauche ; il s'approchera donc de la surface limite de plasticité (q=Mp), Flavigny (1987). Dans ces conditions, la rupture par fluage tertiaire est possible et due à l'action combinée :

- du temps (et du comportement visqueux du squelette) ;

- de l'augmentation de pression interstitielle.

Enfin, on présente sur les figures 37 & 38 l'évolution des contraintes dans le plan **q-p**, ainsi que la contrainte déviatoire q en fonction de la déformation axial ε_1 lors d'un essai de consolidation isotrope subi au fluage triaxial couplé.

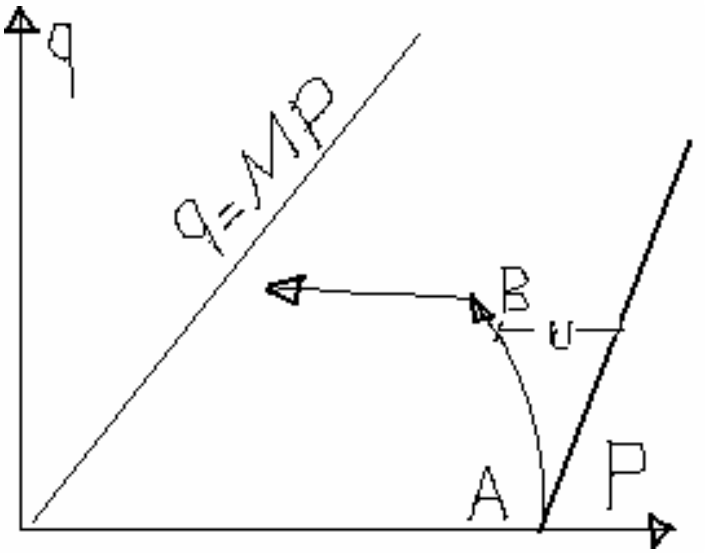


Figure 36 *:Chemin de contrainte dans un essai couplé*

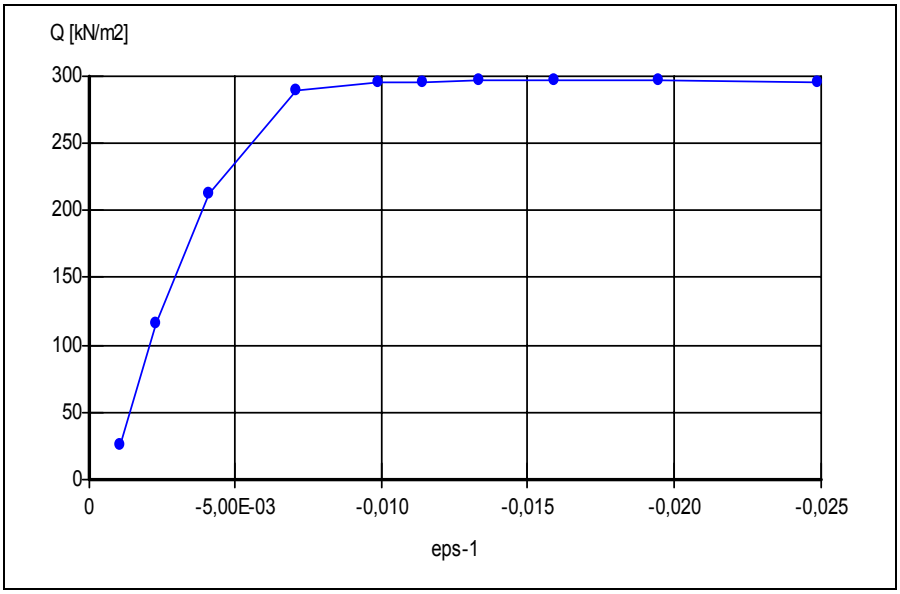


Figure 37 ***:*** *La prévision de déformation du fluage dans un essai triaxial C.I.U*

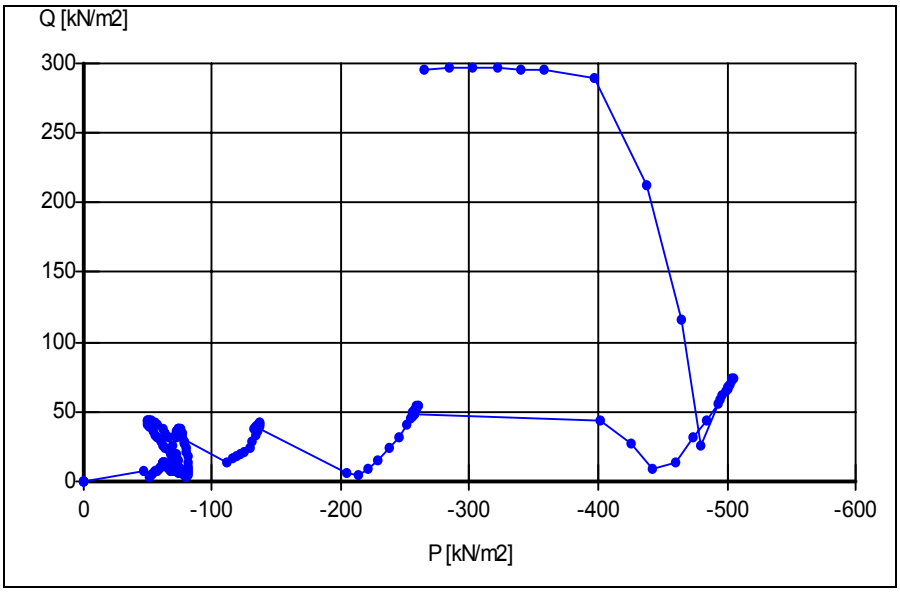


Figure 38 *: L'évolution des contraintes dans le plan p-q lors d'un essai triaxial C.I.U*

Un autre calcul est réalisé sur le même échantillon, mais en conditions drainées. Alors, afin de réaliser cet essai, on a pris en compte l'essai non drainé, donc, la contrainte isotrope a été calculé à partir du point B (i.e fin de la mise en charge), ensuite, compte tenu de l'hypothèse qui dit que dans un essai triaxial drainé le rapport q/p est 1/3, on a pu calculer la contrainte isotrope que l'échantillon a subie, donc elle est de l'ordre de 300 kPa, ensuite la contrainte de cisaillement est appliquée en conditions drainées. Puis la contrainte est maintenue constante lors du fluage. On constate que, lors d'un essai triaxial drainé, le point représentatif de contrainte reste constant lors du fluage, ce qui est tout à fait logique, car la pression interstitielle n'existe pas pour cet essai. On présente sur les figures 39 & 40 les résultats obtenus.

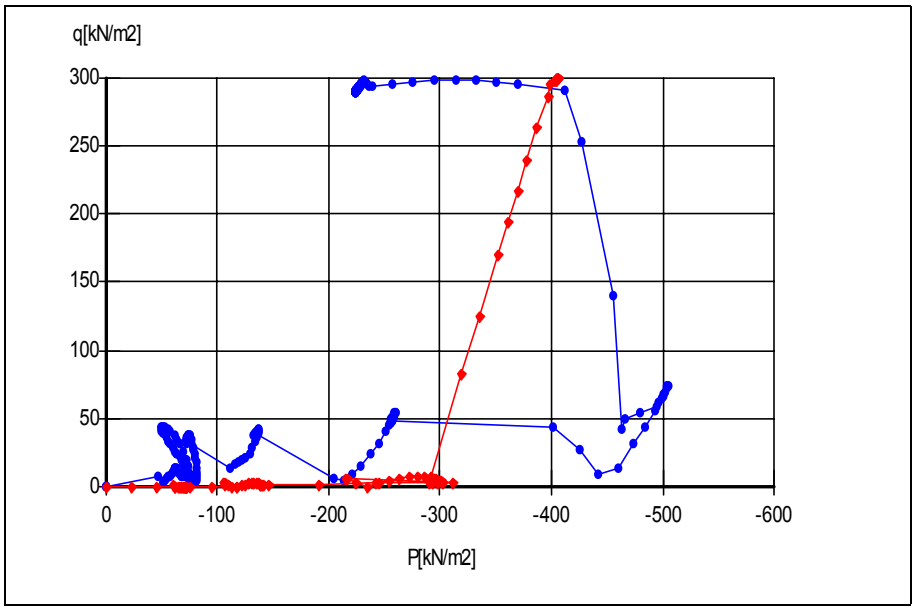


Figure 39 *: L'évolution des contraintes dans le plan p-q lors d'un essai triaxial C.I.U & d'u essai triaxial C.I.D*

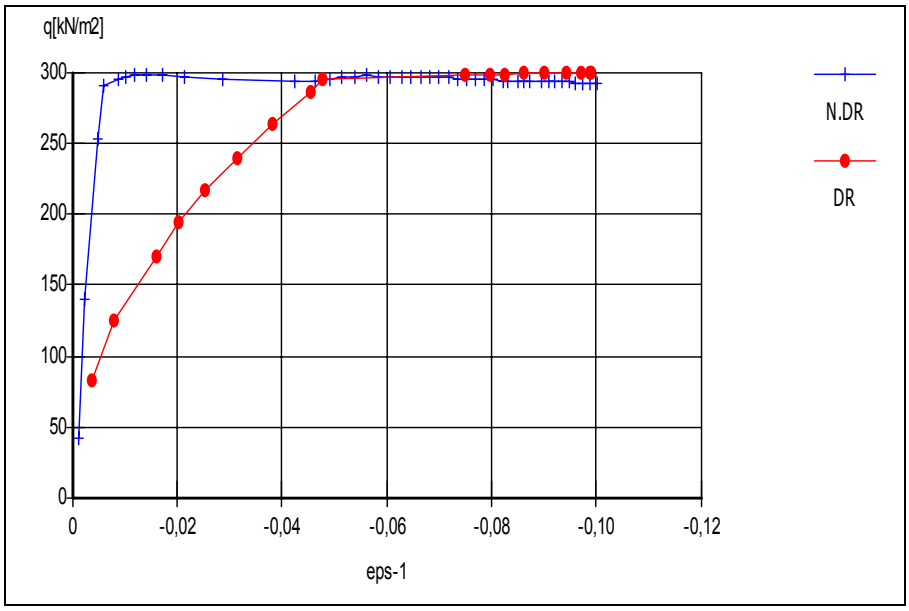


Figure 40 *: La prévision de déformation du fluage dans un essai triaxial C.I.U & d'un essai triaxial C.I.D*

2.5 Conclusion

Le modèle du fluage, formé par Vermeer et al (1997 & 1999), est capable de prévoir le comportement des sols argileux, incluant un effet dû au temps.

Le fluage couplé est significativement influencé par l'histoire de la contrainte de préconsolidation. Pour une contrainte de fluage donnée, l'échantillon consolidé sous des contraintes isotropes, va avoir une grande déformation de fluage par rapport à un échantillon consolidé de façon anisotrope. Le modèle simule bien la rupture par fluage couplé pour différents niveaux de contrainte.

Le modèle du fluage décrit ci-dessus a été développé à partir de la compression secondaire en 1-D et ensuite a été étendu pour traiter les problèmes en 3-D. Ce modèle permet d'avoir une implémentation robuste en élément finis. Ce modèle a été développé par Vermeer et al et il décrit bien les principaux aspects du rôle du temps sur les matériaux argileux.

Les développements ultérieurs consistent à valider ce modèle sur des essais de fluage de laboratoire et in situ réalisés à l'aide du Diflupress (il s'agit d'un dispositif dérivé d'un pressiomètre),.à développer une méthodologie d'estimation des paramètres du SSCM à l'aide du Diflupress et à comparer les prévisions de tassements sur des ouvrages réels tels que les bâtiments nucléaires ou la digue du Flumet (St Pierre d'Allevard). On dispose sur ces sites à la fois de mesures d'auscultation sur de grandes périodes de temps et de mesures in situ au Diflupress.

CHAPITRE VI

VALIDATION ET APPLICATIONS AUX OUVRAGES

1 INTRODUCTION 149

2 INITIALISATION DE CONTRAINTES DANS LES SOLS ET CALCUL PAR ELEMENTS FINIS 149

2.1 INTRODUCTION 149

2.2 LA PRESSION DE PRECONSOLIDATION 150

2.3 INFLUENCE DE σ'_p SUR LE TASSEMENT 151

2.4 L'INFLUENCE DE CONSOLIDATION SECONDAIRE 152

2.5 GENERATION DES CONTRAINTES INITIALES 154

2.5.1 OCR et POP 154

3 EXEMPLE D'INITIALISATION DES CONTRAINTES 155

3.1 SIMULATION 1: INITIALISATION DE CONTRAINTES PAR LE COEFFICIENT K_0 155

3.2 SIMULATION 2: INITIALISATION DE CONTRAINTES PAR UNE SURCHARGE POP . 156

3.3 RESULTATS OBTENUS 156

4 SIMULATION DES CONTRAINTES INITIALES ET DU TASSEMENT D'UN RADIER (CENTRE NUCLEAIRE DE ST-LAURENT-DES-EAUX) 156

4.1 HYPOTHESES DE MODELISATION 157

4.2 CALCULS REALISES 157

5 SIMULATION DE LA FONDATION D'UN SITE EXPERIMENTAL DU REMBLAI B DE CUBZAC-LES-PONTS 159

5.1 LE SITE EXPERIMENTAL 159

5.2 SIMULATIONS ET RESULTATS OBTENUS 160

6 CONCLUSIONS 162

7 LE COMPORTEMENT EN FLUAGE COUPLÉ SUR UN SOL CONSOLIDÉ ISOTROPIQUEMENT 162

7.1 SIMULATION DES ESSAIS DE FLUAGE COUPLE SUR L'ARGILE DE HANEY 162

7.2 LES ESSAIS DE FLUAGE NON DRAINE SUR L'ARGILE D'OSAKA 172

8 CONCLUSION 176

9 SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT A LONG TERME D'UN REMBLAI EN TERRE (*CUBZAC-LES-PONTS*) 176

9.1 INTRODUCTION 176
9.2 LE SITE EXPERIMENTAL 178
9.3 DONNEES EXPERIMENTALES 178
9.4 MODELISATION DU REMBLAI B DU SITE DE CUBZAC-LES-PONTS ET DU SOL DE FONDATION 179
9.4.1 Maillage et conditions aux limites 179
9.4.2 Démarche de calcul 180
9.4.3 Modélisation avec le modèle SSM 180
9.4.4 Modélisation numérique du comportement a long terme du remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts et du sol de fondation 182
9.4.4.a Démarche de calcul 182
9.4.4.b Représentation des résultats 183
9.4.4.c Analyse de tassement 187
9.5 PRESSIONS INTERSTITIELLES 188
9.5.1 PRESSIONS INTERSTITIELLES AVEC PERMEABILITE VARIABLE 194
9.6 CONCLUSION 197

10 SITE DE SAINT-LAURENT-DES-EAUX 197

10.1 INTRODUCTION 197
10.2 DONNEES DE SITE 198
10.2.1 Les tassements 198
10.2.2 La géologie-géotechnique du site 198
10.2.3 Caractéristiques de la centrale 198
10.2.4 Tassement différé 202
10.3 MODELISATION DU TASSEMENT DIFFERE DE LA CENTRALE DE ST-LAURENT 204
10.3.1 Maillage de référence 204
10.3.2 Conditions aux limites 205
10.3.2.a Histoire du chargement 205
10.3.3 Etat initial 205
10.3.4 Hypothèses de comportement 205
10.3.5 Exploitation de résultats 206
10.3.5.a Définition du tassement : tassement moyen 207
10.3.6 Rôle des contraintes initiales 209
10.4 ANALYSE DES TASSEMENTS 209

10.5 CONCLUSION 210
10.6 UTILISATION DIRECTE DE L'ESSAI AU DIFLUPRESS POUR LA PREVISION DU TASSEMENT DIFFERE 210
10.6.1 FACTEURS D'INFLUENCE DU TASSEMENT DIFFERE 210
10.6.2 METHODOLOGIE 210
10.6.3 RESULTATS DES ESSAIS AU DIFLUPRESS 212
10.6.4 ETUDE DES TASSEMENTS DIFFERES A PARTIR DE RESULTATS D'ESSAIS AU DIFLUPRESS. L. D 212
10.6.4.a Programme de chargement 213
10.6.4.b Relation entre la déformation verticale différée et la pente du fluage 214
10.6.4.c La corrélation entre β et μ* 218
10.6.4.d Effet de la surcharge POP sur la pente de fluage "β" 219
10.6.4.e Validation de l'essai au Diflupress. 220
10.7 CONCLUSION 223

11 EXPLOITATION DES RESULTATS DU SITE DU FLUMET 224

11.1 PRESENTATION GENERALE DU SITE. 224
11.2 GEOMETRIE (FIGURE 68 ET 69) 225
11.3 SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DU BARRAGE 226
11.3.1 But 226
11.3.2 Caractéristiques géotechniques du site 227
11.3.3 Maillage 227
11.3.4 Conditions aux limites 228
11.3.5 Données expérimentales 229
11.3.6 Les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux pour le calcul 231
11.3.7 Démarche de calcul 231
11.3.8 Représentation des résultats 232
11.3.9 Calcul avec écoulement 232
11.4 ANALYSE DES TASSEMENTS 237
11.5 CONCLUSION 237
11.6 EXPLOITATION DES RESULTATS DES ESSAIS AU DIFLUPRESS L.D 238
11.6.1 Résultats des essais au Diflupress. 238

11.6.2 Détermination des données nécessaires à la validation des essais.....240

11.6.2.a Détermination de l'état de contrainte initial. 241

11.6.3 Simulations réalisées avec le code PLAXIS 242

11.6.4 Analyse des résultats 247

1 INTRODUCTION

Différentes applications vont être abordées dans ce chapitre :

La modélisation d'ouvrages géotechniques nécessite d'abord l'initialisation des contraintes: ce point est abordé ci-dessous avant d'entreprendre la modélisation de quatre applications: en effet les tassements qui seront calculés dans ces différentes applications seront dépendants des contraintes initiales et notamment de la prise en compte de l'âge du dépôt.

La première est la validation du modèle sur des essais de fluage non drainés venus de la littérature. Deux argiles différentes seront étudiées, l'argile de Haney sous le nom de Haney clay (Liam Finn, 1973 ; Vaid et Campanella, 1977) et l'argile d'Osaka (Murayama et al, 1970).

La deuxième application sera faite sur un des remblais expérimentaux de Cubzac-les-Ponts (Michali, 1994), il s'agit d'une validation du modèle de fluage, et d'une comparaison entre ses prévisions et les résultats des mesures de tassements et de pressions interstitielles effectuées pendant plus de vingt ans sur ce site expérimental de remblai sur sol mou par les laboratoires des Ponts et Chaussées.

Les troisième et quatrième applications utiliseront les actions menées par l'EDF (Électricité De France) dans le cadre d'une étude de tassement du barrage de Flumet sur un site compressible à Saint-Pierre-d'Allevard ainsi que l'étude de tassement du radier de la centrale nucléaire de Saint-Laurent-des-Eaux. Ces actions avaient pour but de suivre les comportements du barrage et du radier. Elles décrivaient et analysaient les observations des tassements secondaires sur ces site.

2 INITIALISATION DE CONTRAINTES DANS LES SOLS ET CALCUL PAR ELEMENTS FINIS

2.1 Introduction

Un massif de sol ou de roche à l'état naturel est considéré comme état initialement au repos et en équilibre sous l'effet de la pesanteur, des conditions hydrauliques et d'éventuelles contraintes résiduelles issues de sa "formation" (plissement géologiques, dépôts sédimentaires, phénomènes de cimentation ou d'érosion, altérations physico-chimiques, etc…). L'équilibre mécanique est alors assuré par le champ de contraintes initiales, encore appelé contraintes en place. Les déformations sont définies à partir de cet état initial.

L'exécution de travaux ou d'essai in situ se traduisent par une perturbation plus ou moins importante de l'état initial des contraintes, qui engendre des déformations et une redistribution des contraintes pour atteindre un nouvel état d'équilibre. Les déformations peuvent être estimées au moyen de modèles de comportement des matériaux qui prennent en compte l'histoire des sollicitations et d'une méthode de résolution numérique (comme, par exemple, les éléments finis). La modélisation des ouvrages de géotechnique doit donc prendre en compte la détermination de l'état initial des contraintes, qui peut être déduit de mesures ou estimé a priori.

On examine ci-dessous différentes méthodes d'initialisation des contraintes à partir de la pression de consolidation et de modèle de comportement élasto-plastique.

2.2 La pression de préconsolidation

La pression de préconsolidation σ'_p est l'une des propriétés importantes d'un sol mou: elle correspond à un seuil d'écrouissage au delà duquel les déplacements irréversibles se manifestent. Cette pression définit la limite entre un comportement que l'on peut considérer comme élastique et un comportement plastique. La magnitude de σ'_p permet de calculer le rapport de σ'_p/σ'_{v0}, σ'_{v0} étant la contrainte verticale effective actuelle. Ce rapport est le degré de surconsolidation (OCR) (overconsolidation ratio). Les valeurs mesurés du degré de surconsolidation « OCR » pour différentes argiles molles sont de 1.2 à 3. Des mécanismes mécanique et physique contribuent au développement de la résistance entre les particules lors de la compression des argiles molles et donc à l'augmentation de σ'_p.

La charge et la décharge géologiques provoquées par des sédimentations ou des couches de glace ont produit la plupart des argiles surconsolidées. Dans les argiles molles et les silts, la fluctuation de la nappe phréatique, l'érosion de sédiments peuvent aussi contribuer à la préconsolidation. Pour les sols superficiels, au-dessus de la nappe phréatique ou dans la zone de battement de celle ci, il peut se produire un phénomène d'encroûtement, qui crée une contrainte de préconsolidation supérieure au poids des terres.

L'augmentation de la résistance des liaisons particules et par conséquent l'augmentation de la contrainte de préconsolidation se développe aussi quand l'argile molle ou le silt subissent la compression secondaire, sans qu'il y ait eu de surcharge.

Par exemple une argile lacustre peut avoir subi la consolidation secondaire pendant plusieurs siècles. Dans ces argiles, les valeurs du degré de surconsolidation de 1.4 à 1.6 peuvent se rencontrés à cause de l'effet de la seule consolidation secondaire.

Seuls les dépôts argileux récents, dont la consolidation primaire est juste terminée vont rencontrer un comportement normalement consolidé avec un degré de surconsolidation (OCR) égal à 1. C'est aussi le cas des argiles reconstituées en laboratoire.

L'effet du temps (consolidation secondaire, thixotropie, effets physico-chimiques) amène une quasi-surconsolidation avec des degrés de surconsolidation supérieurs à l'unité.

En conclusion, la préconsolidation d'une argile peut être due au poids du sol enlevé par l'érosion, au poids des glaces durant les périodes glacières ou au vieillissement du à la consolidation secondaire. Si la préconsolidation est due à une charge uniforme qui a été enlevée ($\sigma'_p - \sigma'_{v0}$) est la même pour tous points sur une verticale, et σ'_p/σ'_{v0} diminue progressivement avec la profondeur. Si la préconsolidation est due à la dessiccation, $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ et σ'_p/σ'_{v0} diminuent avec la profondeur. Dans tous les cas, si la préconsolidation est due au vieillissement provenant de la compression secondaire, σ'_p/σ'_{v0} reste constant et $\sigma'_p - \sigma'_{v0}$ augmente avec la profondeur (les courbes de consolidations sont parallèles entre elles dans le plan (e, log σ').

2.3 Influence de σ'_p sur le tassement

Dans un diagramme de e en fonction de $\log\sigma'_v$, la pente $\Delta e/\Delta\log\sigma'_v$ définit l'indice de recompression C_r pendant l'étape de recompression, et l'indice de compression C_c pendant la phase de compression après la contrainte de préconsolidation. En caractérisant la pente de recompression par une seule valeur de C_r et si C_c est constant entre σ'_p et σ'_{vf}, où $\sigma'_{vf}=\sigma'_{v0}+\Delta\sigma'_v$, alors le tassement S d'une couche de hauteur H_0, de pression de préconsolidation σ'_p, d'indice des vides e_0 initialement sous une contrainte σ'_{v0} et subissant une variation de contrainte σ'_v est donné par la formule classique.

$$S=\frac{C_r}{1+e_0}H_0\log\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}+\frac{C_c}{1+e_0}H_0\log\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \qquad (1.a)$$

ou

$$S=\frac{C_c}{1+e_0}H_0\left(\frac{C_r}{C_c}\log\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}+\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}\right) \qquad (1.b)$$

Les propriétés de matériau nécessaires pour calculer le tassement de consolidation sont C_c et σ'_p. L'indice C_r peut être estimé depuis des corrélations empiriques pour C_r/C_c.

Il faut noter que les valeurs de C_c et σ'_p sont déterminées à partir des résultats d'essais oedométriques sur des échantillons de très bonne qualité.

Le coefficient de compression C_c peut être définie à partir de la teneur naturelle en eau W_0 (Terzaghi et al, 1996) ont tracé C_c en fonction de W_0, pour des argile et de silte qui correspondent à une série de pression de consolidation de σ'_p à $2\sigma'_p$ (figure 1).

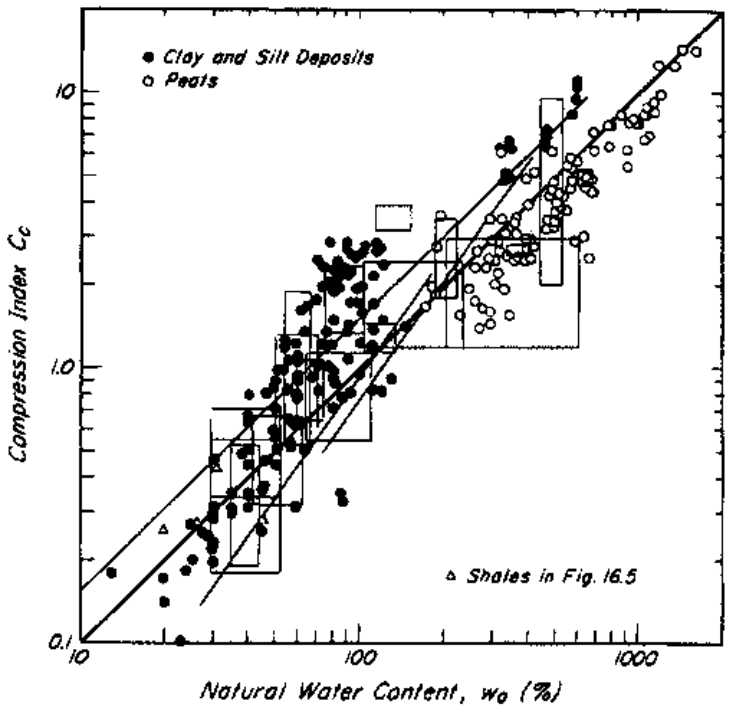


Figure 1 ***:*** *Corrélation empirique entre l'indice de compression et la teneur en eau in-situ pour les dépôts d'argile et du silt, (Terzaghi et al, 1996)*

Comme résultat du déchargement géologique ou du vieillissement, la plupart de dépôts de sol naturel montre une pression de préconsolidation. Donc, pour un chargement de construction typique, toute ou une partie de l'augmentation de $\Delta\sigma'_v$ se trouve pendant l'étape de recompression. Les corrélations montrent que l'indice de recompression, $C_r=\Delta e/\Delta\log\sigma'_v$, est significativement plus petit que C_c, la contribution de C_r dans la phase de rechargement dépend des valeurs respectives de σ'_{v0} et $\sigma'_{v\max}$ ainsi que de l'intensité de $\Delta\sigma'_v$.

Les valeurs de C_r sont en général référencées à celles de C_c mesurées entre σ'_p et $2\sigma'_p$ (Terzaghi et al, 1996). La plupart des valeurs de rapport C_r/C_c sont dans la gamme de 0.02 à 0.2. Les très faibles valeurs, inférieur à 0.02, correspondent aux dépôts d'argile molle hautement structurée et cohérente et à du silt.

2.4 L'influence de consolidation secondaire

La consolidation différée, et l'effet du vieillissement (Bjerrum, 1967) conditionnent le comportement des matériaux argileux mous tels que le montrent Tavenas et Leroueil (1977). Les traits essentiels de ce comportement sont présentes en figure 2 dans les plan (p', q) ou (v=1+e) et p', v étant le volume spécifique et e l'indice des vides. On reprend ci-dessous l'analyse de Tavenas et Leroueil sur les courbes d'état-limite.

Pendant le dépôt et la consolidation primaire, l'argile se trouve présentée par le point P, état de consolidation unidimensionnelle, avec la surface de charge associée VPW. Avec l'effet du temps et de la consolidation secondaire pendant le vieillissement du dépôt, l'indice

des vides diminue le volume sous contraintes effectives constantes du point P au point Q. Il en résulte une pression du préconsolidation apparente donnée par le point S avec une surface de charge correspondant à TSU.

Si une phase d'érosion avait eu lieu pendant cette période, la contrainte effective peut diminuer et correspondre à des points tels que R. Différentes zones peuvent alors être définies dans le plan (q, p) classique.

Si l'argile subit les conditions de contraintes de la zone I, la rupture va se produire immédiatement, lorsque l'état de contrainte effective atteint à la partie supérieure de l'état limite TSU à gauche de point T, ou sur l'enveloppe de Mohr-Coulomb TM.

Si les conditions des contraintes correspondantes à la zone II sont appliquées, de grandes déformations de consolidation vont se développer dès que le chemin de contraintes traverse la surface de charge TSU. La rupture ne se produira pas tant que le point représentatif de la contrainte effective reste dans la zone II et au-dessous de TM.

Dans la zone III, entre les deux surfaces de charge (instantanée et différée), l'argile va développer des déformations secondaires à une vitesse dépendant de la position du point représentatif de l'état de contrainte effective : cette vitesse va être élevée près de la surface TSU et plus faible si l'en est proche de la surface VPW.

Si l'argile subit des contraintes en zone IV, des déformations de fluage vont se produire et influer sur la surface de charge. La rupture par fluage peut alors se produire.

Finalement, pour appliquer des conditions des contraintes à l'intérieur de la zone V, la rupture n'aura pas lieu. Ces suggestions pour classer le comportement du sol en fonction de l'histoire de consolidation montre le rôle important de la pression de préconsolidation représentée par les points P, Q, ou S en conditions oedométriques ou W et U sous sollicitation isotrope. L'initialisations des contraintes est donc particulièrement importante.

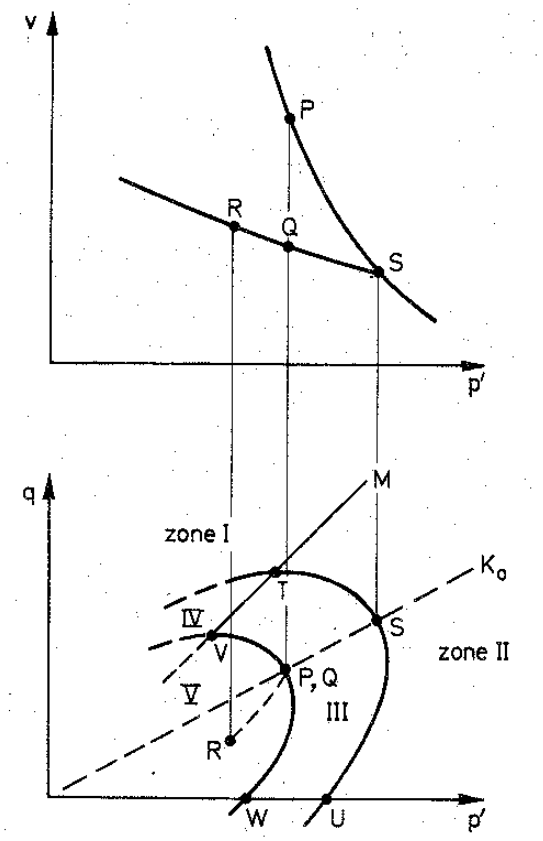


Figure 2 ***:****Chemins des contraintes pour le comportement visqueux d'argile (Tevenas &Leroueil, 1977)*

2.5 Génération des contraintes initiales

Si la contrainte verticale effective peut être calculée à partir du « poids des terres », la contraintes horizontale σ'_{H0} est en générale inconnue. Elle dépend de l'histoire du matériau et donc de la loi de comportement. Pour cette raison, on introduit le coefficient des terres au repos K_0 défini par $K_0 = \sigma'_{h0} / \sigma'_{v0}$.

2.5.1 OCR et POP

Quand on utilise les modèles de comportement de Plaxis, une contrainte initiale de préconsolidation peut être prise en compte. La surconsolidation peut être prise en compte de deux façons. La première est d'introduire le coefficient de surconsolidation (OCR) c'est à dire le rapport de la plus grande contrainte passée atteinte, σ'_p (voir Fig. 3), et la contrainte effective verticale actuelle in-situ, σ'_{v0}.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \qquad (2.)$$

Il est aussi possible de spécifier que l'état de contrainte initial est du à une surcharge uniformément appliquée qui a ensuite été enlevée, cette surcharge (POP, Pre-Overburden Pressure): est définie par :

$$POP = \left|\sigma'_p - \sigma'_{v0}\right| \qquad (3.)$$

Ces deux méthodes pour spécifier la contrainte de préconsolidation sont illustrées sur la figure 3.

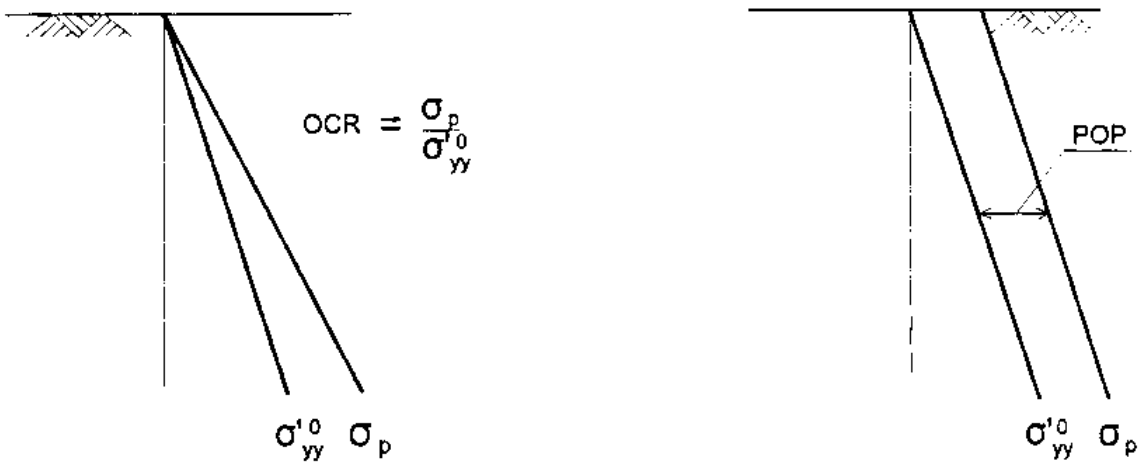


Figure 3 *: Illustration de la contrainte verticale de préconsolidation en relation avec la contrainte verticale in-situ,* $\sigma'^{0}_{yy} = \sigma'_{v0}$

La première méthode correspond à un coefficient K_0 constant avec la profondeur, tandis que la seconde donne un coefficient K_0 infini en surface et qui tend vers le coefficient K_0^{NC} d'un sol normalement consolidé, en profondeur, le sol devient normalement consolidé.

3 EXEMPLE D'INITIALISATION DES CONTRAINTES

Dans le but de montrer les différentes méthodes d'initialisation de contrainte, des simulations ont été effectuées avec le modèle du fluage implanté en Plaxis (SSCM). Deux simulations oedométriques ont été faites sur un échantillon de 2 mètres de hauteur et 1 mètre de largeur (conditions axisymétriques), en appliquant les étapes détaillées ci-dessous pour tester l'influence des contraintes initiales. L'échantillon simulé correspond à un sol sous le remblai B du site de Cubzac-Les-Ponts (&. 9), cet échantillon est simulé à 2 mètres de profondeur.

3.1 Simulation 1: initialisation de contraintes par le coefficient K_0

a) phase d'initialisation de contraintes: les contraintes ont été initialisées en utilisant le coefficient de terre au repos K_0 (formule de Jaky) sous le poids propre du matériau.

b) phase de calcul: dans cette phase, on a pris en compte l'effet des contraintes observées in-situ, où il y avait une contrainte de 25.3 kPa provenant des couches supérieure à la couche étudiée: cette contrainte est prise comme une charge uniforme repartie sur la modélisation d'oedomètre. Cette contrainte est rajoutée aux contraintes initiales. L'échantillon

est soumis à la consolidation secondaire durant 800 jours. A la fin de cette étape les déplacements résultants sont remis à zéro, et une nouvelle contrainte de 48.3 kPa est appliquée, correspondant à la contrainte supplémentaire apportée par le poids d'un remblai expérimental tel que le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts. L'échantillon a alors été consolidé jusqu'à ce que la surpression interstitielle restante soit de 0.001 kPa.

3.2 Simulation 2: initialisation de contraintes par une surcharge POP

a) phase d'initialisation de contraintes: afin d'initialiser les contraintes dans l'oedomètre, une valeurs de POP=35 kPa, correspondant au poids propre et à la surcharge de 25.3kPa, est prise en compte.

b) phase de calcul: la charge supplémentaire de 48.3 kPa est appliquée, et l'échantillons a été consolidé jusqu'à la même dissipation (0.001 kPa).

3.3 Résultats obtenus

Les tassements calculés de la tête de l'échantillon sont présentés sur la figure 4. Sur cette figure, on constate que les deux courbes de tassement sont identiques.

Les deux modes de calculs des contraintes initiales sont équivalents car la durée de 800 jour, pendant laquelle le fluage a été appliqué dans la consolidation sous K_0, a été choisie pour amener le sol à un état de contrainte voisin de celui obtenu par l'application d'une surcharge (POP).

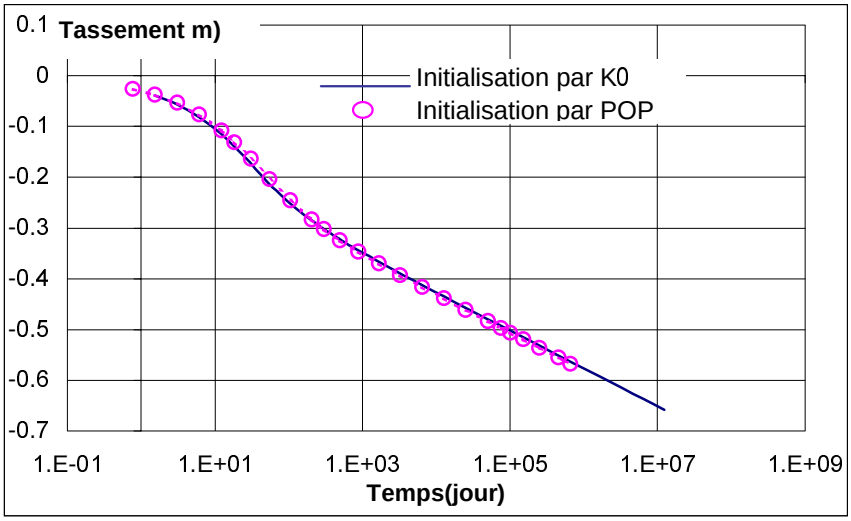


Figure 4 *: Comparaison des tassements calculés avec PLAXIS sur un oedomètre, contraintes initialisées par K_0 et par POP*

4 SIMULATION DES CONTRAINTES INITIALES ET DU TASSEMENT D'UN RADIER (CENTRE NUCLEAIRE DE ST-LAURENT-DES-EAUX)

Dans cette application, on présente seulement l'effet des contraintes initiales sur les tassements calculés d'un radier de réacteur nucléaire.

Il est nécessaire de noter que toutes les données sont prises de la thèse de Leidwanger, 1993: les hypothèses de modélisation du sous-sol sont donc identiques.

Le rayon moyen du radier du bâtiment réacteur de la centrale nucléaire est de 20 mètres. En faisant une analyse avec l'hypothèse d'axisymétrie, on modélise un domaine de sol allant de la surface du sol à la profondeur 45 mètres, sur un rayon de 90 mètres.

On choisit de mailler le domaine jusqu'à une profondeur de 45 mètres car on trouve à cette profondeur des matériaux au module de déformation suffisamment fort pour les considérer comme quasiment indéformables (Leidwanger, 1993).

On enregistre le déplacement du nœud situé sur l'axe de la fondation à la profondeur de –9 mètres.

4.1 Hypothèses de modélisation

On a choisi de diviser le domaine maillé en six couches de sol différentes dont une seule aura un comportement élasto-viscoplastique: la couche correspondante à la couche de Calcaire de Pithiviers (Leidwanger, 1993). Elle se situe à la profondeur de -12 mètres et une épaisseur de 8 mètres. Bien sûr, on adopte une répartition des couches homogène dans la direction horizontale.

De plus, on considère que le comportement des couches autres que la couche compressible est élastique linéaire. Pour chaque couche on donne le coefficient de Poisson et le module élastique (Leidwanger, 1993). Le module est déterminé pour chaque couche comme la moyenne harmonique des modules pressiométriques corrigés par le coefficient de structure α (Ménard, 1957). Les modules pressiométriques pris en compte sont ceux obtenus par les essais faits tous les mètres lors de la compagne de 1987 (Buet et Bufi, 1988) [Leidwanger,1993]. On présente à la figure 5 la répartition des couches et les modules pour les couches élastiques.

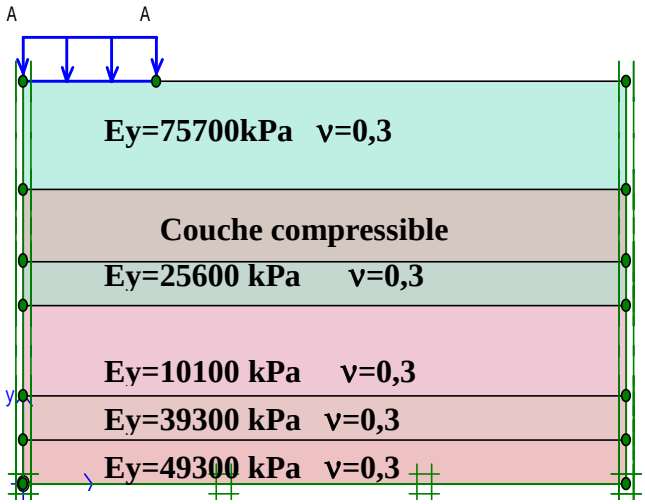


Figure 5 *: Répartition des couches et des modules pour les comportement élastique linéaire*

4.2 Calculs réalisés

Compte tenu de l'hypothèses de comportement, deux simulations ont été effectuées avec le modèle"SSCM" en considérant les hypothèses suivantes:

1) Toutes les couches élastiques sont supposées drainées ;

2) La couche compressible est considérée comme non drainée initialement et soumise à la consolidation, en la modélisant avec le modèle SSCM.

Les contraintes initiales dans les deux simulations ont été calculées, d'une part par le degré de surconsolidation (OCR=4) et d'autre part par une surcharge (POP=500 kPa). Puis la contrainte due au radier a été appliquée : dans le cas de la centrale de St-Laurent-des-Eaux, cette contrainte est égale à 350 kPa. Le fluage du sol s'est déroulé pendant 10000 jours.

Les tassements calculés et mesurés sont illustrés sur la figure 6

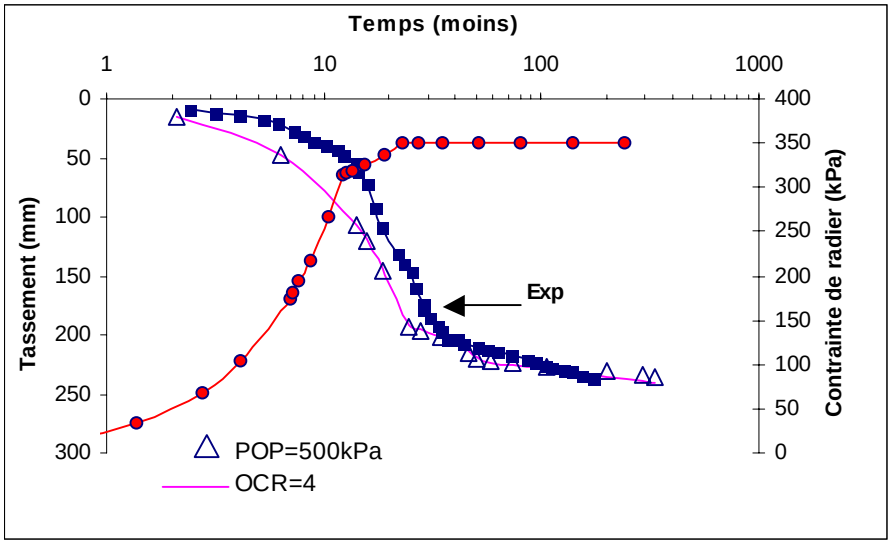


Figure 6 *: Comparaison des tassements calculés du bâtiment réacteur en fonction du temps avec les tassements mesurés in situ (St-Laurent)*

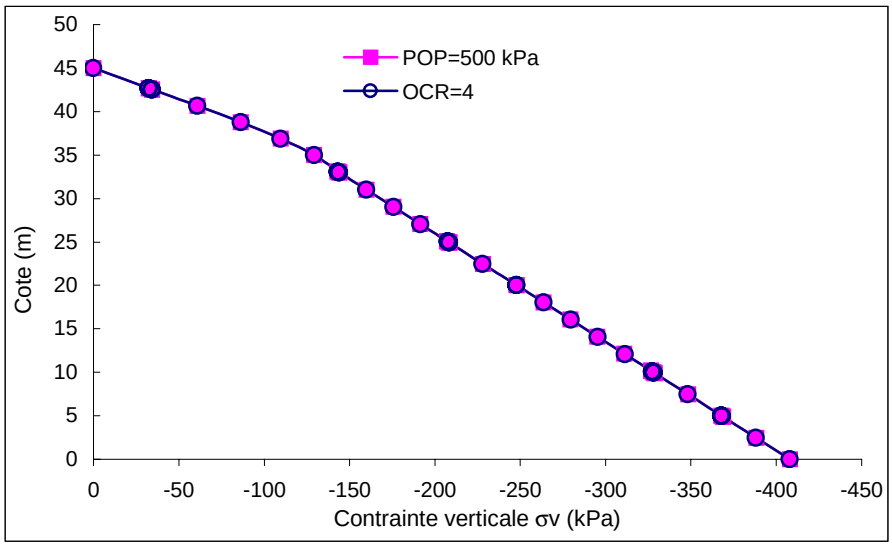


Figure 7 *: Evolution des contraintes horizontales avec la profondeur*

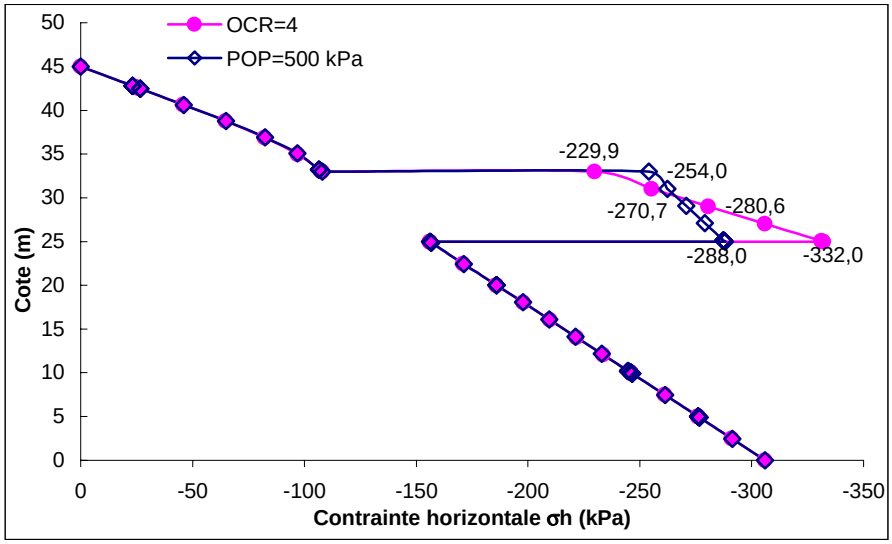


Figure 8 *: Evolution des contraintes verticales avec la profondeur*

D'après ces résultats, on constate que les deux modes d'initialisation des contraintes donnent des contraintes verticales identiques (figure 7): elles correspondent au poids de terres. Les contraintes effectives horizontales sont identiques pour toutes les couches sauf celle qui est compressible : ceci est dû au coefficient des terres au repos K_0 : il est variable dans le cas où POP=500 kPa, mais il est constant pour un sol surconsolidé, OCR=4. La différence reste modeste comme la montre la figure 8.

Quant aux tassements calculés (figure 6), on constate que les deux modes des calculs donnent des tassements identiques, et l'ordre de grandeur par rapport à la réalité est le même.

5 SIMULATION DE LA FONDATION D'UN SITE EXPERIMENTAL DU REMBLAI B DE CUBZAC-LES-PONTS

5.1 Le site expérimental

Au milieu des années 1970, les Laboratoires des Ponts et Chaussées ont construit des remblais expérimentaux sur un site d'argile molle situé dans la vallée de la Dordogne à Cubzac-les-Ponts (Figures 9 et 10). Trois des remblais (B, C et D) étaient destinés à l'étude des vitesses et amplitudes de tassements et les mesures ont été poursuivies sur ces trois remblais d'épaisseurs différentes pendant plus de vingt ans (Magnan et al, 1999).

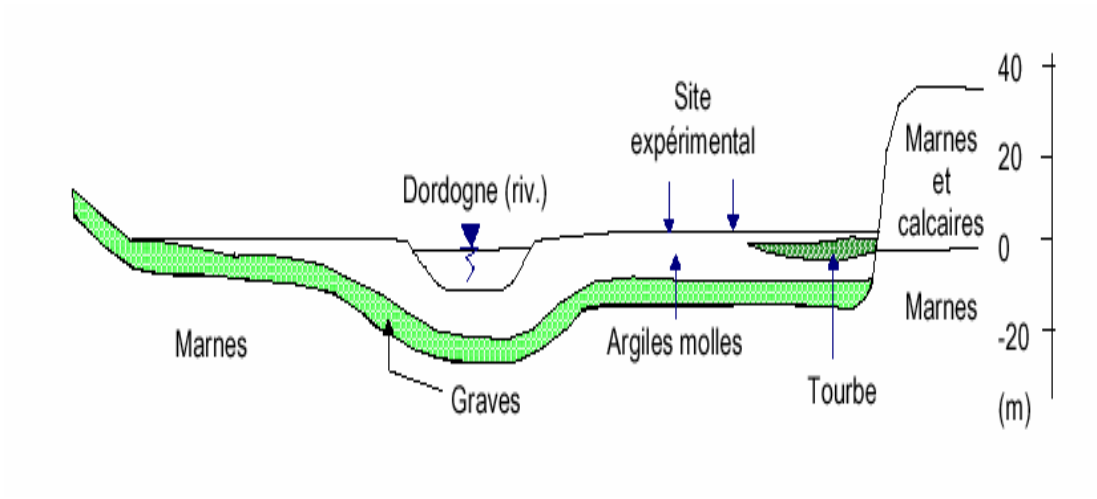


Figure 9 *: Coupe géotechnique de la vallée de la Dordogne au niveau de Cubzac-les-Ponts (Magnan et al, 1999)*

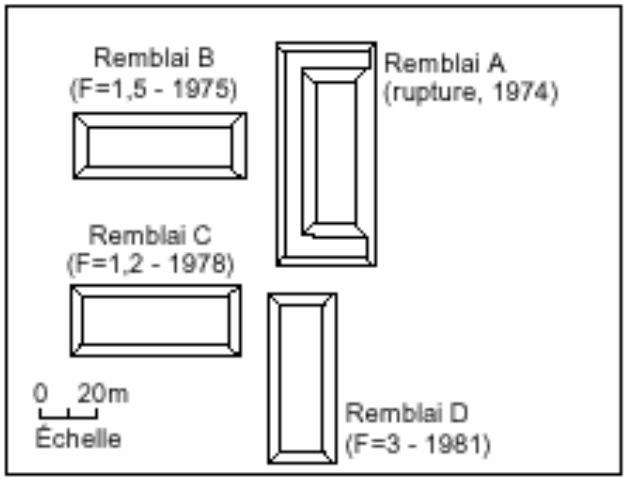


Figure 10 *: Disposition des remblais sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts (Magnan et al 1999)*

5.2 Simulations et résultats obtenus

Deux simulations sont réalisées avec le modèle de fluage (SSCM).

Dans la première simulation (simulation 1) après avoir initialisé les contraintes initiales par K_0, on a effectué les étapes suivantes:

- étape 1: la consolidation de fondation. Le sol de fondation est consolidée sous son poids propre pour une durée de 7000 jours, et puis les tassements résultants sont réinitialisés à zéro;

- étape 2: la construction du remblai. Le remblai est également modélisé par une construction par étapes (activation du remblai couche après couche);

- étape 3: tassement du remblai. La fondation a été consolidée pour une durée de 2407 jours, correspondant à la période d'observation citée par Michali, (1994).

Quant à la deuxième simulation (simulation 2), les mêmes étapes sont appliquées sauf l'étape 1 de consolidation sous le poids propre : les contraintes initiales sont uniquement calculées par le coefficient K_0.

Les tassements calculés et mesurés sont présentés sur la figure 11a. On constate le rôle du paramètre temps dans l'emploi du modèle SSCM: les tassements calculés sans prendre en compte la phase de consolidation de la fondation sont deux fois plus élevés que ceux calculés en prenant en compte cette phase de consolidation. Les différences entre les deux courbes de la figure 11 provient de l'effet de consolidation secondaire. Dans la simulation 1, le fluage a développé une surconsolidation apparente qui réduit le tassement sous l'effet de la charge du remblai (figure 11b). Au contraire, dans la simulation 2, les déformations proviennent du tassement différé du sol sous son poids propre et sous la surcharge du remblai pendant la durée de 2700 jours.

Avec le modèle SSCM, si l'on veut modéliser le processus de consolidation depuis son dépôt la durée de consolidation prise en compte devait être celle de l'age réel du dépôt. Cette donnée est difficile à estimer. Dans cette simulation, la durée de 7000 jours (soit 19 ans) a été choisie pour donner-avec la jeu de paramètres choisi (voir § 9) un degré de surconsolidation de 1.2.

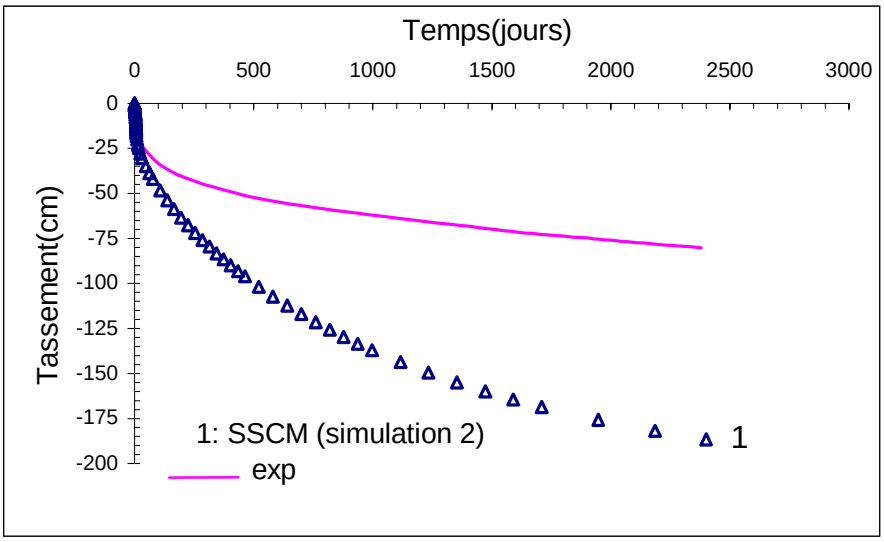


Figure 11 *a: Comparaison entre les tassements calculés avec les modèles SSCM et SSM de PLAXIS et les tassements observés in-situ (Michali, 1994)*

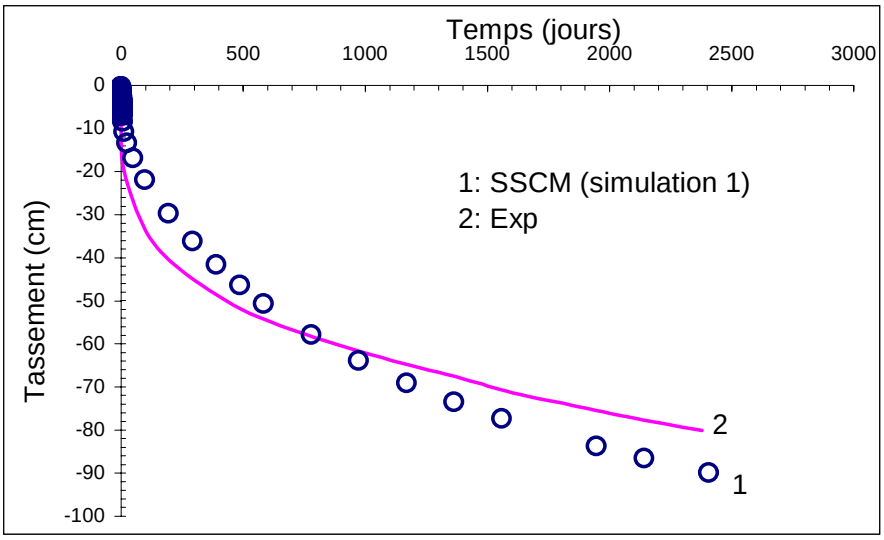


Figure 11 *b: Comparaison entre les tassements calculés avec les modèles SSCM et SSM de PLAXIS et les tassements observés in-situ (Michali, 1994)*

6 CONCLUSIONS

La prise en compte des contraintes initiales constitue un aspect essentiel de la modélisation par éléments finis des massifs de sol argileux. Celles ci sont importantes à connaître avant toute phase de travaux qui les modifieront à partir de cet état initial.

Les exemples présentés dans ce chapitre ont illustré les différentes possibilités et ont souligné les précautions à prendre lorsqu'on doit combiner divers chargements avec un état de contraintes initiales. De même, des précautions doivent être prises lorsqu'on utilise l'initialisation des contraintes avec un modèle de comportement élastovisco-plastique.

7 LE COMPORTEMENT EN FLUAGE COUPLÉ SUR UN SOL CONSOLIDÉ ISOTROPIQUEMENT

Les capacités prévisionnelles du SSCM sont maintenant examinés sur différents essais du laboratoire, notamment sur des essais de fluage non-drainé.

7.1 Simulation des essais de fluage couplé sur l'argile de Haney

Dans ce paragraphe, des simulations d'essais triaxiaux seront présentées. Le maillage axisymétrique utilisé est montré sur la figure 12, ainsi que les conditions aux limites en déplacement et en contrainte lors de la consolidation isotrope : on simule un quart d'échantillon triaxial.

Concernant les conditions aux limites lors du cisaillement, elles sont présentées sur la figure 13 : on applique sur la face supérieure une charge « B » correspondant au déviateur.

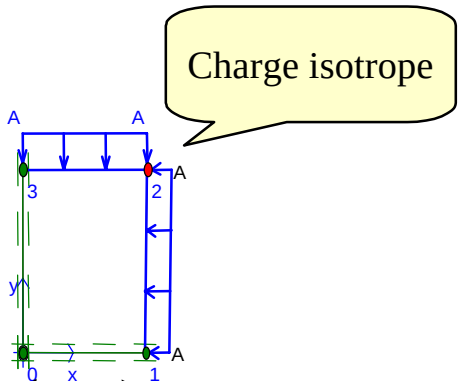


Figure 12 *: Les conditions aux limites en déplacement & en contrainte, (consolidation isotrope)*

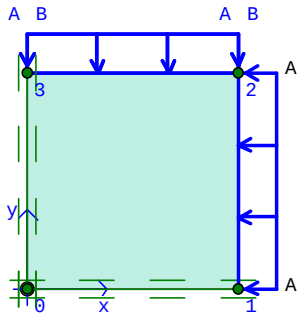


Figure 13 *: Conditions aux limites en chargement (consolidation isotrope & cisaillement)*

Quant aux conditions hydrauliques, les deux frontières externes (haute et droite) sont drainées, tandis que les autres sont fermées.

En ce qui concerne les propriétés du sol, nous avons utilisé trois séries d'expérimentation venues de la littérature:

7.1.a Propriétés de matériau (Liam Finn et Shead, 1973)

Liam Finn et Shead (1973) ont réalisé plusieurs essais triaxiaux non drainés de fluage sur des échantillons d'une argile sensible. L'argile est appelée « Haney Clay », c'est une argile vaseuse plastique d'origine marine. La classification de grains selon leurs dimensions est de 46% d'argile, 51% de limon, 3% de sable. La limite de liquidité est de 50%, la limite de plasticité est de 27%, et l'indice de plasticité 23%.

Les essais sont réalisés sur des échantillons qui avaient les dimensions suivantes : 6.35 cm de diamètre et 12.7 centimètre de hauteur. La pression du préconsolidation a été déterminée à partir d'essai de consolidation unidimensionnelle, sa valeur est de l'ordre de 260 kPa, tandis que la valeur de pression de préconsolidation obtenue à partir d'essai de consolidation isotrope est de l'ordre de 345 kPa.

Ces essais ont fournis la base expérimentale pour la validation du modèle SSCM sur de chemin de fluage non drainé.

Les paramètres du modèle utilisés dans la simulation sur « Haney clay » sont fournis dans le tableau 1.

***Tableau 1**: Paramètres de modèle*

Parameter	Haney clay: modèle SSCM
e_0	0.896
c	0.0kPa
φ_{MC}	30°
ψ	0°
λ^*	0.14
κ^*	0.02
μ^*	0.00688
ν_{ur}	0.15
$\gamma_w=\gamma_d$	0 00 kN/m^3
$Kf_v=Kf_h$	$1*10^{-5}$ m/day

où:

c, φ_{MC} et ψ sont les paramètres du modèle de Mohr- Coulomb.

λ^*, κ^* et μ^* sont les paramètres de rigidité de Soft Soil Creep Modèle.

ν_{ur} est le coefficient du Poisson (décharge-récharge) (valeur par défaut = 0.15).

Il faut noter que le poids volumique a été supposé égal à zéro pour éliminer l'effet de la contrainte initiale.

Matsui et Abe (1988) ont utilisé cette série d'essai comme base de données pour effectuer des simulations de comportement avec un modèle élasto-visco plastique. Les paramètres utilisés par Matsui et Abe (1988) sont fournis ci-après:

κ=0.031 λ=0.20 M=1.29	e_0=0.896 G=6000 kPa

A partir de ces paramètres, et après plusieurs simulations, le jeu de paramètre du tableau1 a été considéré comme optimal, avec des valeurs de λ^*, κ^* voisines de celles déduites de λ, κ respectivement (λ^*= 0.14, 0.106) et (κ^*= 0.02, 0.0164).

Les conditions de simulation numérique sont les suivantes :

L'échantillon a été chargé en conditions drainées sous une contrainte isotrope de préconsolidation (345kPa) durant un jour, puis la contrainte a été déchargée durant un jour supplémentaire, cette phase a été effectuée numériquement pour simuler la contrainte initiale et le déchargement du au prélèvement.

Ensuite l'échantillon triaxial a été consolidé pendant 1.5 jours sous l'effet d'une contrainte effective de confinement de 517.5 kPa correspondant à celle appliquée par Liam Finn et Shead, (1973). Avant d'appliquer la contrainte de cisaillement, on ferme le drainage, et on laisse les échantillons sous l'effet de la contrainte de confinement pendant 8 heures. Puis, une contrainte déviatoire, q, de 301.5 kPa a été appliquée en conditions non drainées et l'échantillon est soumis au fluage non drainé sous cette contrainte.

Il est important de noter que toute l'histoire de la déformation de l'échantillon a été simulée, y compris les déformations résiduelles qui résultent du chargement-déchargement avant l'application de la contrainte de consolidation.

Le fluage et la vitesse de fluage dépendent du niveau des contraintes. Ceux ci sont fonction de la contrainte de préconsolidation et de l'OCR. Pour les sols normalement consolidés, la vitesse de fluage est élevée, alors que pour les sols surconsolidés la vitesse de fluage est faible. En conséquence, quand le sol est chargé au-delà de la contrainte de préconsolidation, le fluage se développe rapidement et la contrainte de préconsolidation apparente augmente. Lorsque la contrainte est maintenue constante, la contrainte de préconsolidation croît avec le temps ; mais, lorsque le sol devient plus surconsolidé la vitesse de déformation du fluage décroît. On obtient alors une déformation additionnelle qui augmente logarithmiquement avec le temps, comme le montre les essais oedométriques de consolidation secondaire.

En général, pour un niveau de contrainte relativement faible, la vitesse de déformation est petite et diminue avec le temps. Pour un fort niveau de contrainte, la vitesse de déformation augmente avec le temps et finalement l'échantillon va atteindre la rupture, i.e. la vitesse de déformation devient infiniment grande.

La figure 14 présente l'évolution de la déformation du fluage sur un échantillon subissant une contrainte déviatoire de 301.5 kPa.

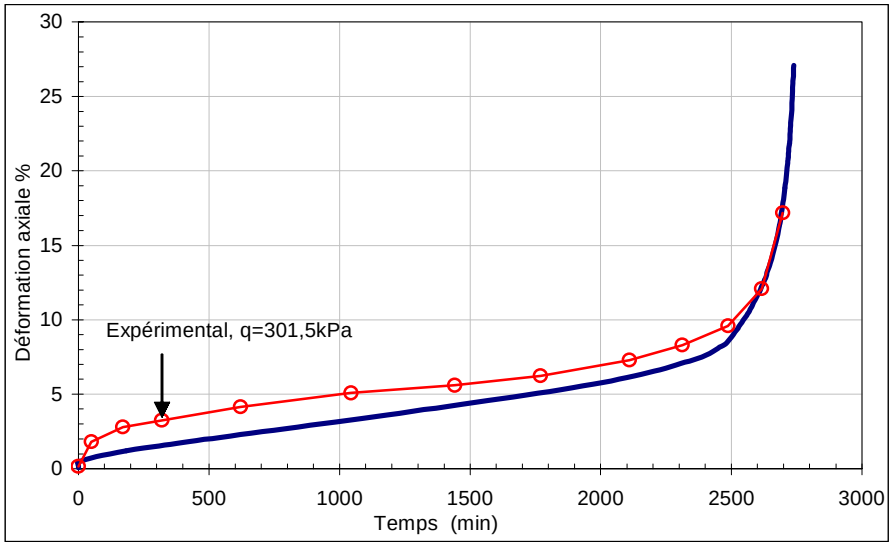


Figure 14 *: Déformation calculée et observée. (données expérimentales de Liam Finn et Shead, 1973)*

Il est évident que cette courbe « déformation/temps » présente les trois portions conventionnelles: le fluage primaire, secondaire, et tertiaire.

La figure 14 montre qu'il y a une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et numériques. Pour interpréter les résultats, il est nécessaire de chercher un critère de rupture qui ne soit pas dépendant des paramètres mesurés pendant la dernière phase de l'essai (Liam Finn et Shead, 1973). Il a été décidé de regarder plus attentivement la variation des vitesses de déformation durant l'essai (Liam Finn et Shead, 1973).

La figure 15 représente, pour l'essai de la figure 14, la vitesse de déformation en fonction du temps dans un diagramme log-log. Il y a un bon accord entre les valeurs numériques et l'expérience et une bonne représentation de la vitesse de déformation pendant l'essai complet.

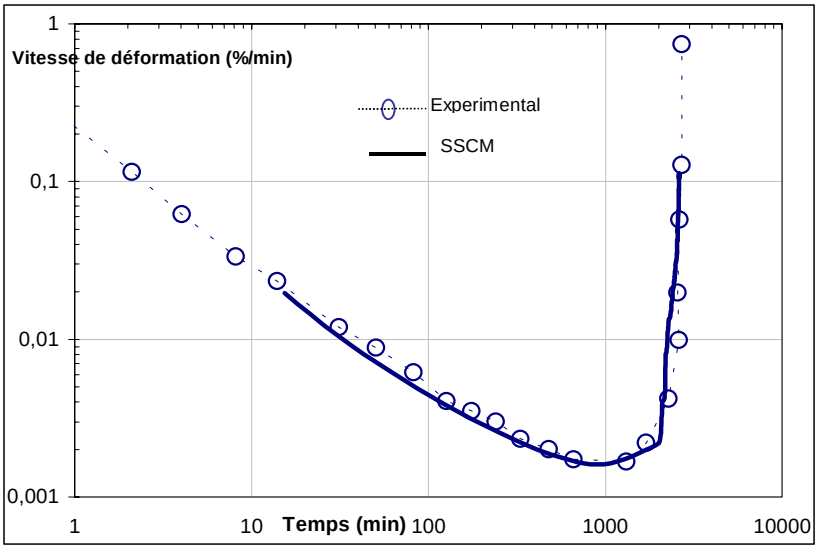


Figure 15 ***a****: Evolution de vitesse de déformation axiale avec le temps (données expérimentales de Liam Finn et Shead, 1973)*

La vitesse de fluage est au cours du temps décroissante, puis minimale avant d'augmenter jusqu'à la phase de rupture. Il n'y a aucun intervalle particulier de temps sur lequel on peut dire que la vitesse de déformation soit constante, le fluage secondaire n'est donc pas mis en évidence. Il a été suggéré que la courbe de déformation/temps de la figure 14 pouvait être divisée en fluage primaire, secondaire et tertiaire. Cependant, sur le graphe de vitesse de déformation (figure 15a), il apparaît qu'il n'y a pas du fluage secondaire. Ce fluage secondaire apparaît sur la courbe de déformation/temps qu'à cause de l'échelle de représentation graphique.

La vitesse de déformation est décroissante, passe par un minimum (souvent interprété comme du fluage secondaire) puis augmenter pour mener l'échantillon à la rupture.

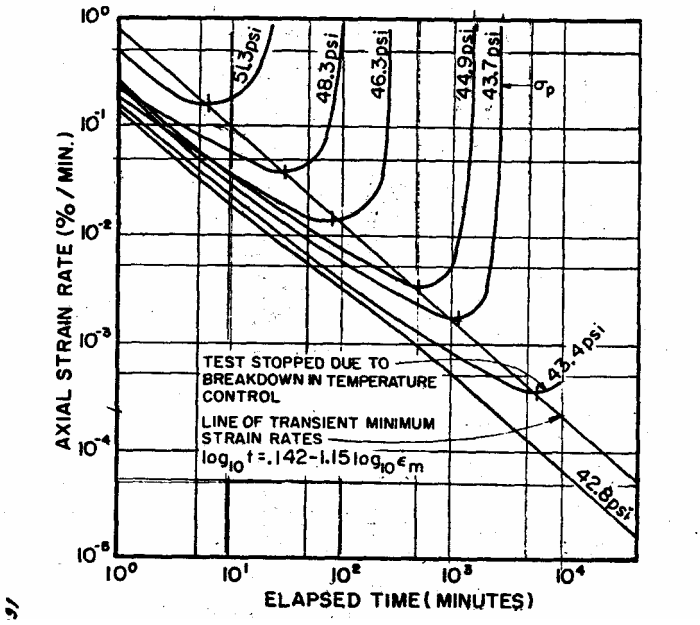


Figure 15b: *Les vitesses de déformation en fonction de temps (Liam finn et Shead, 1973)*

Lors du processus de fluage primaire la vitesse de déformation est décroissante jusqu'à ce qu'elle atteigne la vitesse minimale. Le fluage tertiaire, menant à la rupture commence alors.

7.1.b Simulation des essais de Vaid et Campanella (1977)

Vaid et Campanella (1977), ont aussi effectué des essais du fluage couplé sur l'argile de Haney. En prenant leurs résultats en compte, nous allons les reproduire en utilisant le modèle SSCM. Par conséquent, la procédure précédente est appliquée, mais dans ces tests, les échantillons étaient consolidés de manière isotrope à une pression de confinement de 515.0 kPa appliquée par Vaid et Campanella (1977) au lieu de 517.5 kPa : cette différence est minime (et peut ne correspondre qu'à des changement d'unités).

En fait, les résultats expérimentaux sur l'argile de Haney publiés dans les deux papiers sont différents les uns des autres. Prenons par exemple l'essai triaxial réalisé par Liam Finn et Shead (1973) à une contrainte déviatoire de 301.5 kPa. Le temps de rupture était de l'ordre de 2700 minutes (figure 14), tandis que le temps de rupture sous le même niveau de contrainte déviatoire donné par Vaid et Campanella (1977) est de l'ordre de 100 minutes (figure 16).

Ceci justifie qu'un autre jeu de paramètre ait été utilisé pour simuler la série d'essai de Vaid et Campanella (1977). Ces paramètres sont fournis sur le tableau 2.

Il faut noter que la contrainte déviatoire (q) a été appliquée en un seul incrément.

***Tableau 2**. paramètres du modèle*

Parameter	Haney clay: essai de Vaid et Campanella	Haney clay: Liam Finn et Shead
e_0	0.896	0.896
c	0 0kPa	0.0kPa
φ_{MC}	31°	30°
ψ	0°	0°
λ^*	0.12	0.14
κ^*	0.019	0.02
μ^*	0.008	0.00688
ν_{ur}	0.15	0.15
$\gamma_w=\gamma_d$	0 00 kN/m^3	0 00 kN/m^3
$Kf_v=Kf_h$	$1*10^{-6}$ m/day $2*10^{-6}$ m/day	$1*10^{-5}$ m/day

$k_{fv} = k_{fh} = 1{,}1* 10^{-6}$ m/jour (q =284.30 – 328.60 kPa)

$k_{fv} = k_{fh} = 2 * 10^{-6}$ m/jour (q =273.0 kPa)

La figure 16 montre les résultats de simulation pour les six essais de fluage non drainé, comparés avec les résultats expérimentaux.

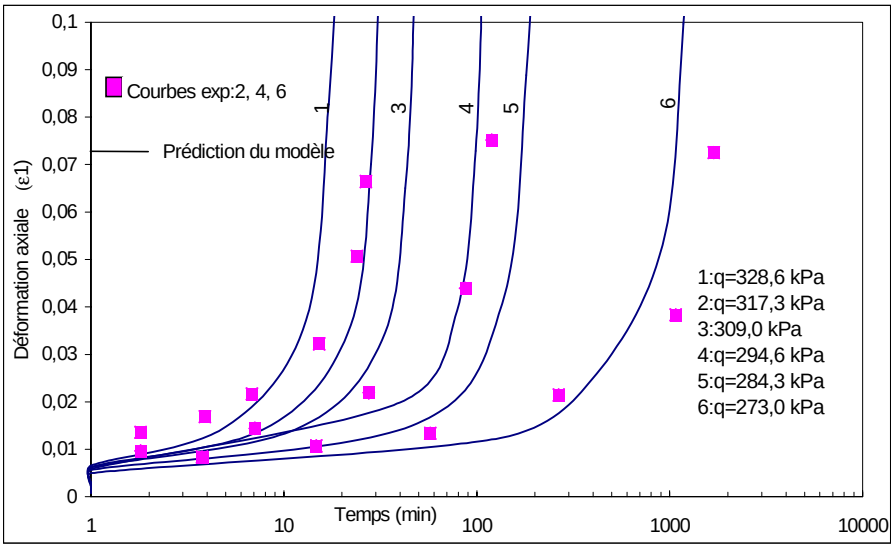


Figure 16 *: Déformations calculées et observées. La réponse du log temps de l'argile de Haney (Données expérimentales de Matsui et al. 1988 ; selon Vaid et Campanella. 1977).*

Le comportement de fluage dans ces essais dépend du niveau de contrainte. Sous l'effet d'une contrainte de cisaillement relativement petite (environ 30% de la résistance au cisaillement définie dans un essai conventionnel) les déformations de fluage sont petites. La vitesse de déformation décroît, tandis que la pression interstitielle augmente. Une fois la condition d'équilibre atteinte, la vitesse de déformation de fluage est nulle et la pression interstitielle est constante: aucun des essais ci-dessus ne correspond à ce cas.

Sous un niveau élevé de contrainte du cisaillement (mais moins de 70% de la résistance au cisaillement définie dans un essai conventionnel), les déformations de fluage semblent continuer jusqu'à une vitesse de déformation constante.

Sous l'effet d'une contrainte de cisaillement encore plus forte, une accélération de la vitesse de fluage a lieu, suivie par une rupture complète de l'échantillon (rupture de fluage).

7.1.c Comparaison avec les simulations de Stolle et al (1997)

Nous avons essayé d'appliquer les paramètres de l'argile de Haney donnés par Stolle et al. (1997), ces données sont résumées dans les tableau 3.

Tableau 3 *: Paramètres utilisés dans la simulation*

$\kappa^* = 0.016$	$\lambda^* = 0.105$	$\mu^* = 0.004$
$\phi_{MC} = 32^o$	$\psi = 0^o$	c = 0 kPa
$\phi_{cs} = 32.1^o$		$\nu = 0.25$

En utilisant ces paramètres, avec les mêmes conditions aux limites qu'en figures 12 & 13, nous avons effectué une simulation analogue à celle de Stolle et al. Les résultats de Stolle et al sont représentés en figure 17a, les notre en figure 17b. Il faut noter que ces simulations ont été effectuées avec p_{pc}^{eq} = 373 kPa pour Stolle et al et p_{pc}^{eq} = 405 kPa pour nos résultats. Cette pression de préconsolidation est inférieure à la contrainte de consolidation appliquée expérimentalement que les simulations de Stolle et al et la notre présentées ici doivent être effectuées sur un sol sous consolidé pour obtenir un accord correct entre les simulations et

l'expérience. Par contre, avec les jeux de paramètre des tableaux 1 et 2, il n'a pas été nécessaire de prendre en compte une sous consolidation.

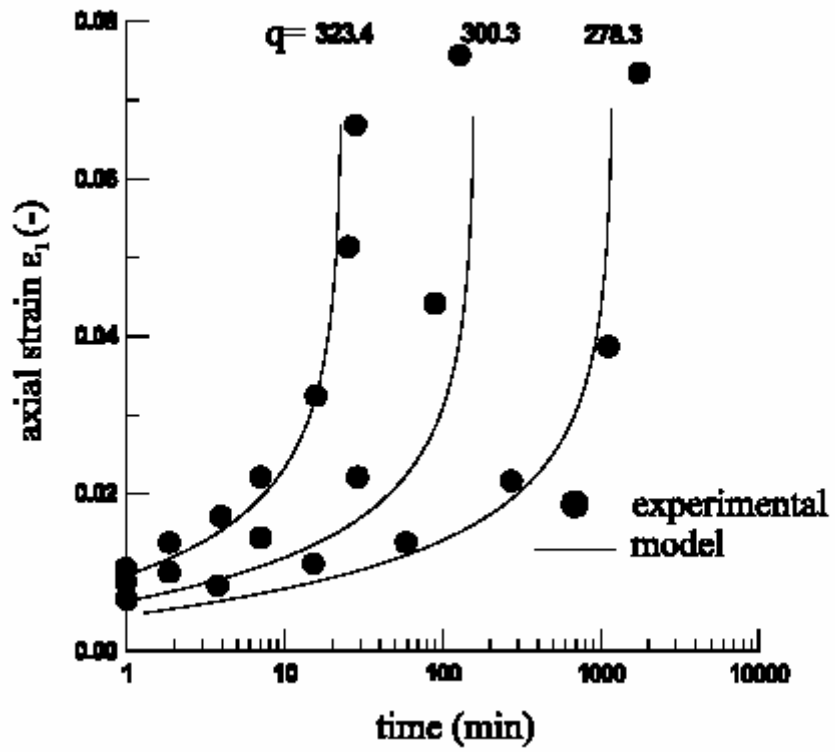


Figure 17a: *Déformations calculées par Stolle et al. (1997) et mesurées en fonction du temps.*

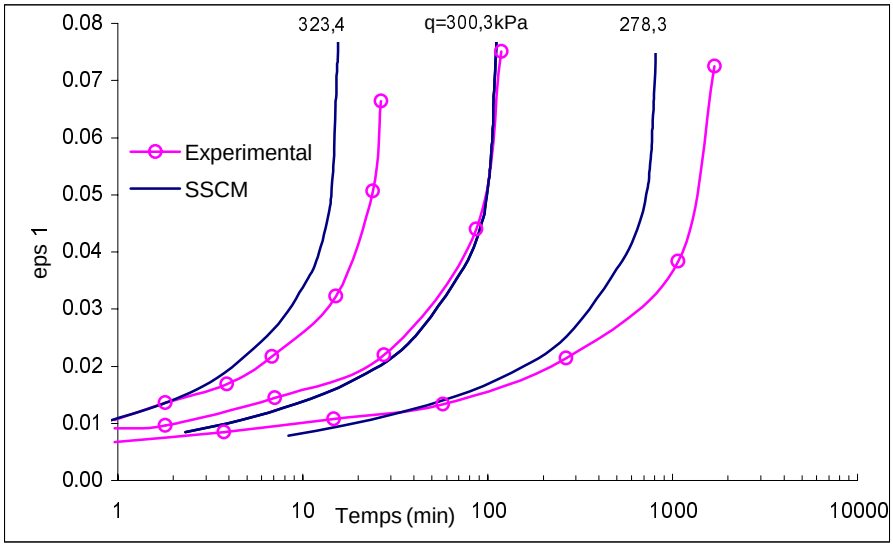


Figure 17 *b: Déformations calculées et mesurées en fonction du temps (données expérimentales de Matsui et al. 1988 ; selon Vaid et Campanella. 1977).*

Si l'on impose le jeu de paramètre défini par Stolle et al. (1997) avec un état normalement consolidé de 520 kPa, les résultats de simulation sont ceux sur la figure 18. En particulier, pour l'essai à un déviateur de 301 kPa, Stolle et al. (1997) déterminent un temps

de rupture de l'ordre de 200 minute (en accord avec l'essais de Vaid et Campanella, (1977), (figure 17a).

La simulation de la figure 18 donne un temps à la rupture de l'ordre de 6500 minute.

Ce temps à la rupture est beaucoup trop important et conduit à étudier le rôle du coefficient μ* sur le résultat des simulations numérique. En prenant les valeurs de paramètre du tableau 3 et en faisant varier μ* de 0,02 à 0,0085, on obtient les courbes de la figure 19. Le temps à la rupture est très sensible à la valeur de μ*.

Si l'on souhaite alors caler les paramètres du modèle SSCM sur des essais de fluage triaxiaux couplés, l'utilisation d'une figure telle que la figure 19 est utile.

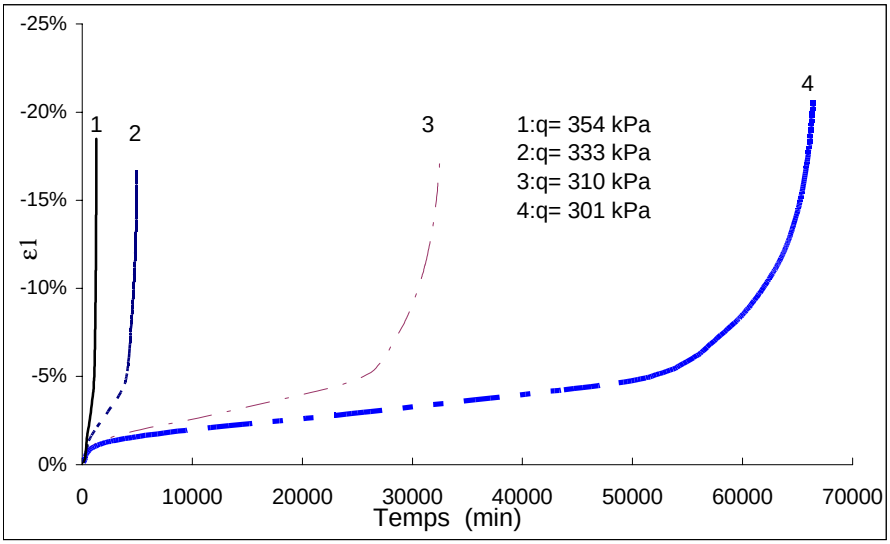


Figure 18 *: Les déformations estimées. La réponse en fonction du temps de l'argile de Haney. Elle a été consolidée isotropiquement puis soumise au fluage non drainé sous l'effet de la contrainte du cisaillement*

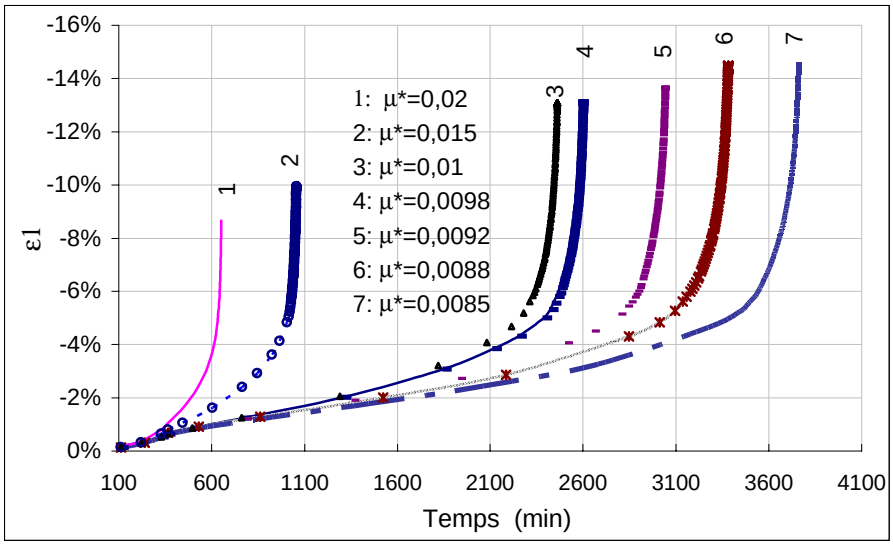


Figure 19 *:L' influence de paramètre μ* sur le temps de rupture*

Si l'on présente l'évolution du temps à la rupture en fonction du coefficient μ^*, on trouve la corrélation suivante : $T=0.2137\mu^{*-2.0389} \Rightarrow \mu^{*2.0389}=\frac{0.2137}{T}$, T étant le temps à la rupture. Cette corrélation est présentée sur la figure 20. cette courbe est valable pour un niveau de contrainte donné, dans notre cas q=301 kPa.

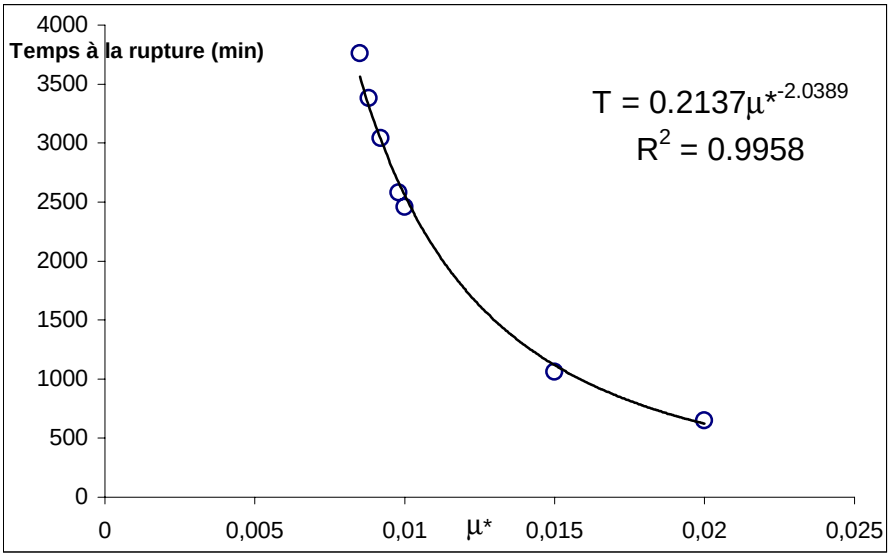


Figure 20 *: Corrélation entre le coefficient μ^* et le temps à la rupture*

En conclusion, nous avons pu obtenir une bonne description des essais de Liam Finn et Shead (1973) et de Vaid et Campanella (1977) en utilisant deux jeux de paramètres car ces deux séries d'essais sur l'argile de Haney présentent des différences importantes dont nous n'avons pas l'explication. Le rôle de la contrainte de consolidation est important : la différence entre les simulations des mêmes essais effectués par Stolle et al. (1997) et par nous même tient éventuellement au jeu de paramètre utilisé et à la prise en compte de la consolidation.

7.1.d Essais triaxiaux non drainés à différentes vitesses de déformation

Dans cette section, le modèle est testé par ses réponses sur un essai triaxial couplé à différentes vitesses de déformation. Les paramètres du modèle utilisés en cette application sont ceux du tableau 2.

Une contrainte de confinement de 517.5 kPa. Le chargement isotrope comporte une phase de chargement non drainé puis de consolidation. Les deux frontières externes (haute et droite) sont drainées tandis que les autres sont fermées. L'écrasement est simulé par un déplacement vertical imposé, la contrainte latérale étant constante. Le déplacement axial est appliqué à différentes vitesses. Dans notre cas, une déformation axiale totale de 12% (2.1mm) est appliquée à vitesse constante en 10.87 jour (0,00094%/minute), 4.98 jour (0,15%/min), et 2.6 jour (1.10%/min) respectivement. Les résultats de l'essai triaxial sont présentés sur la figure 21 qui montre les courbes contrainte-déformation (q-ε_1). On constate que la résistance du cisaillement dépend à la vitesse de déformation : elle est fonction croissante de la vitesse de déformation.

Le modèle décrit bien l'effet de la vitesse de déformation sur la résistance au cisaillement non drainé. Les résultats de la figure 21 en fonction de la vitesse de déformation sont tracées en figure 22, montrant une décroissance de la résistance de 9% par cycle logarithmique comparable avec les résultats de la littérature (Flavigny et Nova, 1990).

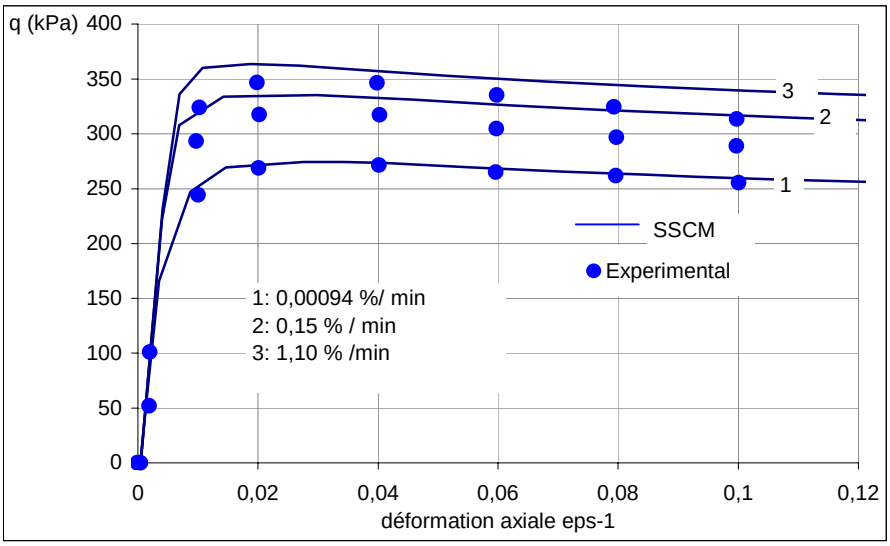


Figure 21 *: influence de la vitesse de déformation sur le comportement contrainte-déformation non drainé à des vitesses de déformation constantes (données expérimentales publiées par Yoginder P et al. (1977))*

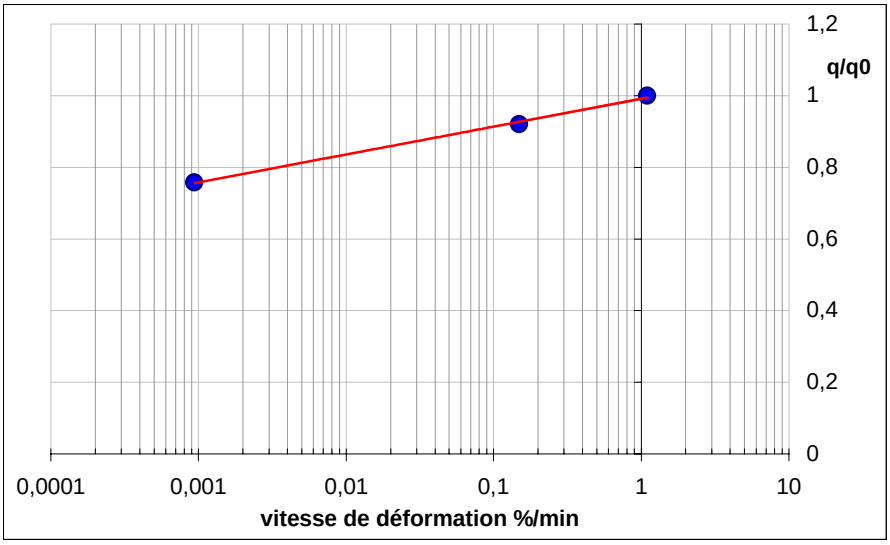


Figure 22 *: L'évolution de la résistance du cisaillement en fonction de la vitesse de déformation*

7.2 Les essais de fluage non drainé sur l'argile d'Osaka

Le modèle de fluage a été aussi testé sur l'argile d'Osaka en basant sur les résultats expérimentaux de Murayama et al. (1970), et utilisé par Sekiguchi (1984).

Cette argile est une argile alluviale naturelle, qui a été extraite sur le site de Umeda, Osaka. Des échantillons intacts de l'argile de Umeda ont été pris à l'occasion de construction d'une autoroute dans la région d'Umeda. Les propriétés de cette argile sont les suivantes : W_l

= 69.2% ; W_p *= 32.5% ;* I_p *= 36.7% ;* G_s *= 2.64*. La pression de préconsolidation de cette argile est 167 kPa, cette valeur est obtenue par l'essai oedométrique.

Murayama et al. (1970) ont effectué des séries d'essai du fluage non drainé sur cette argile. On va reproduire le fluage couplé de ce matériau en utilisant le modèle de comportement différé SSCM. Durant la simulation numérique, les échantillons ont été soumis à la pression de préconsolidation isotrope en conditions drainées durant un jour. Ensuite, un déchargement a été effectué durant un jour supplémentaire. Après cette étape, les conditions de la compagne expérimentale sont appliquées sur les échantillons qui étaient consolidés pendant 24 heures sous une contrainte du confinement égal à 294 kPa. On ferme ensuite le drainage, et on laisse les échantillons sous l'effet de cette pression du confinement pendant 8 heures avant le cisaillement. Finalement, la contrainte déviatoire est appliquée sur chaque échantillon en un seul incrément.

Sekiguchi (1984) a utilisé cette série d'essai comme base de données pour effectuer des simulations de comportement avec un modèle élasto-visco plastique. Les paramètres utilisés par Sekiguchi (1984) sont fournis dans le tableau 4.

***Tableau 4**. Paramètres du modèle*

C_α=0.00595 κ=0.105 λ=0.343 M=1.47	e_0=1.303 P_0=294kPa

A partir de ces paramètres, et après divers simulations, le jeu suivant de paramètre a été considéré comme optimal, avec des valeurs de λ^* et κ^* voisines de celle déduites de λ et κ respectivement (λ^*=0.148, 0.125) et (κ^*=0.045, 0.03).

Les paramètres de modèle utilisés dans les simulations sont montrés dans le tableau 5.

***Tableau 5**. Paramètres du modèle*

Paramètre	argile d'Osaka (courbes: 1,2,3&4)
e_0	1.303
c	0 00 kPa
φ_{MC}	36°
ψ	0.00°
λ^*	0.125
κ^*	0.03
μ^*	0.00733
ν_{ur}	0.15
γ_w	17.0 kN/m^3
γ_d	11.5 kN/m^3
Kf_v=Kf_h	1*10^{-4} m/day

Quatre essais du fluage couplés ont été considérés : ces essais ont été calculés pour des contraintes déviatoires, variant de 195.0 kPa pour l'essai n°1 à 255.0 kPa pour l'essai n°4. La figure 23 montre les résultats numériques et expérimentaux. Il est évident que la rupture de

fluage dépend sur la grandeur de la contrainte déviatoire. La prédiction de modèle est en assez bon accord avec les données expérimentales.

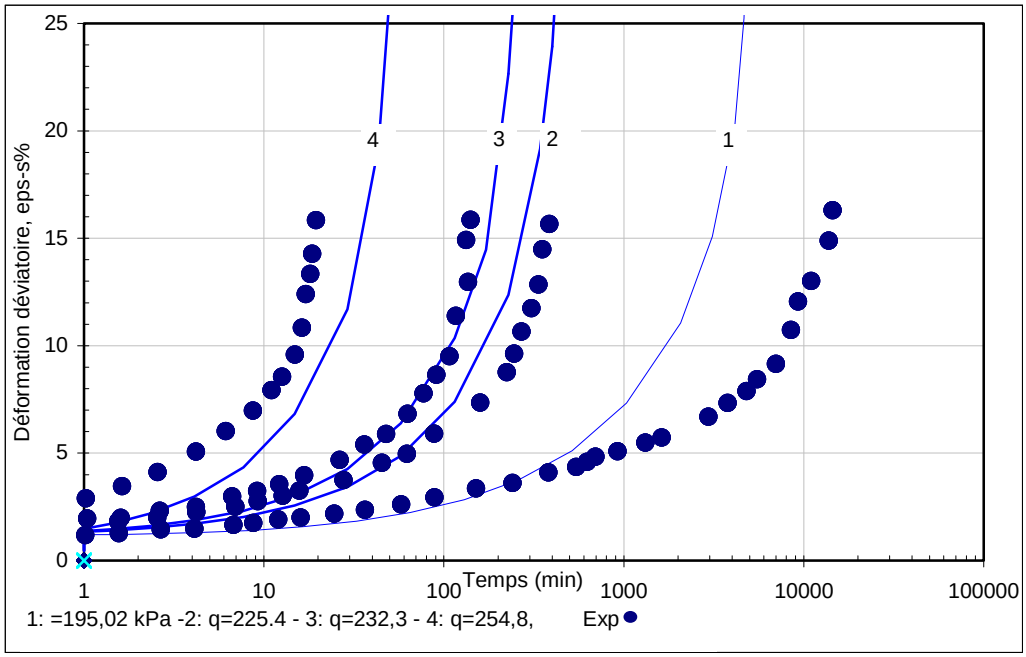


Figure 23 *: Le développement de déformation du fluage en fonction du temps pour l'argile d' Osaka (données expérimentales de Sekiguchi « 1984 » ; selon Murayama et al « 1970 »).*

Les vitesses de déformation calculées à partir des résultats numériques de la figure 23 sont représentés en figure 24.

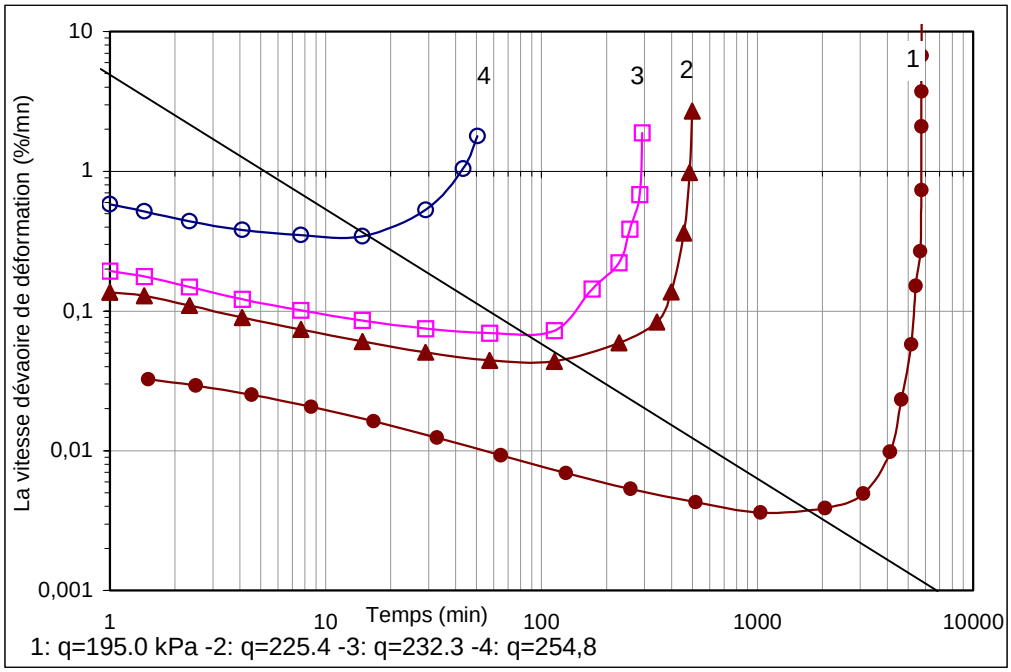


Figure 24 ***:*** *Les variations de vitesse de déformation déviatoire en fonction de temps*

Il est possible de relier les points de vitesse minimale par une ligne droite analogue à celle mise en évidence par Liam Finn et Shead (1973), présenté en figure 15b.

Nous n'avons pas cherché à mettre en évidence une limite de fluage, valeur de contrainte à partir de laquelle le fluage tertiaire ne se développerait pas. Celle ci a été mise en évidence par Liam Finn et Shead (1973). Vu le formalisme du modèle, tout essai de fluage couplé peut conduire à la rupture (mais pour des durées non représentative, à cause de la définition de μ* par cycle logarithmique.

La figure 25 représente les pressions interstitielles en fonction du logarithme du temps. Il est à noter que la pression interstitielle augmente durant l'essai et qu'il n'y a aucun changement de courbure ou de discontinuité sur la courbe de la pression interstitielle pendant la période de fluage secondaire. Cette constatation est en accord avec ce qui a expérimentalement été observé par Liam Finn et Shead (1973). A partir des résultats de la pression interstitielle, on note que plus la contrainte déviatoire est grande plus que la pression interstitielle est grande, et le temps à la rupture est petit, i.e, une accélération de la vitesse de déformation a lieu, suivie par la rupture complète de l'échantillon.

Le point représentatif des contraintes dans le plan (p, q) évolue vers la gauche, i.e, le cisaillement mobilisé augmente et c'est l'évolution de la pression interstitielle qui conduit à la rupture. On peut d'ailleurs noter que le terme de fluage couplé est impropre dans la mesure où seules les contraintes totales sont maintenues constantes et non les contraintes effectives. Dans ces essais, le déviateur $q = \sigma_1^{'} - \sigma_3^{'}$ est constant de même que le volume de l'échantillon. On peut alors interpréter l'essai improprement appelé fluage non drainé, comme un essai mixte appliquant à l'échantillon un déviateur de contrainte constant et une relaxation (à volume constant).

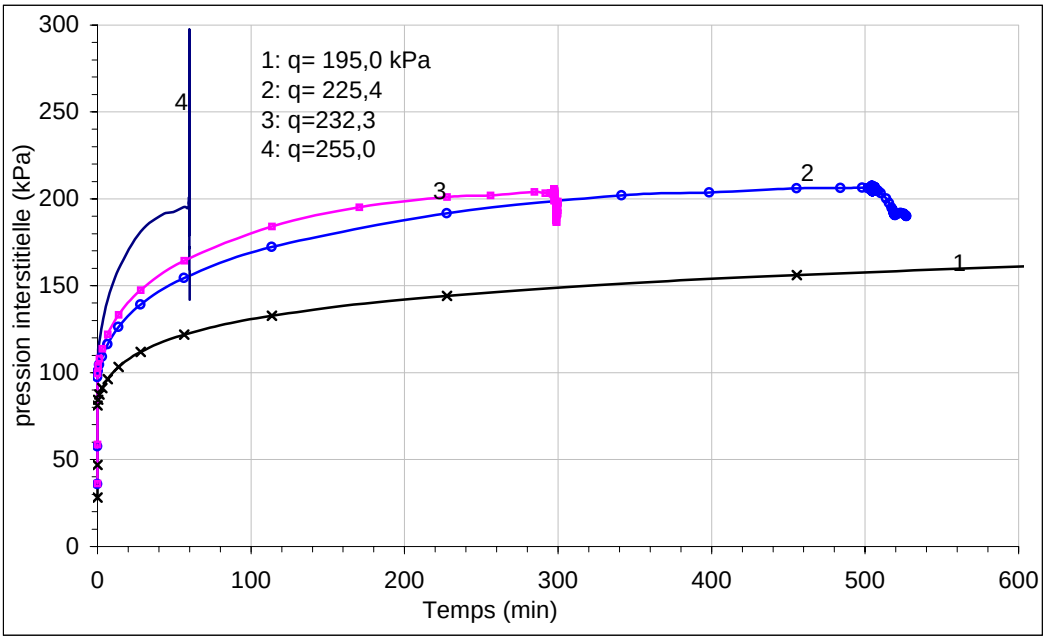


Figure 25 *: Essais du fluage non drainés (pression interstitielle en fonction du temps)*

8 CONCLUSION

Le modèle du fluage « Soft Soil Creep Model » est capable de prédire le comportement des sols argileux et l'influence du temps.

Trois paramètres constitutifs sont requis pour ce modèle: λ^* et κ^* correspondent aux paramètres de compressibilité isotrope du modèle Cam-Clay bien connu, tandis que μ^* règle l'effet du temps. La pression de préconsolidation et l'indice des vides initial sont aussi nécessaires.

Le modèle est implanté en élément finis et les résultats présentés ci dessus sur deux argiles montrent sa capacité à décrire le comportement en fluage de sols argileux dans des essais triaxiaux non drainés en laboratoire.

La détermination des paramètres à partir d'essais de la littérature peut montrer délicate: si les paramètres de compressibilité (C_c, C_s ou λ et κ) sont généralement fournis, le paramètre C_α nécessite des essais spécifiques: ceci explique vraisemblablement les difficultés rencontrés ci dessus tout pour la Haney clay où deux séries d'essais donnaient des résultats différents que pour l'argile d'Osaka où les valeurs fournis par Sekiguchi (1984) sont consistances avec les ordres de grandeurs classiques.

9 SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT A LONG TERME D'UN REMBLAI EN TERRE (*Cubzac-les-Ponts*)

9.1 Introduction

Une branche importante de la géotechnique est constituée par l'étude des fondations des structures, et notamment la détermination de leurs tassements. Cette connaissance (des tassements) doit être la plus complète possible pour la bonne prévision du comportement ultérieur de l'ouvrage.

Les tassements peuvent apparaître juste au début de la construction et se stabiliser par la suite : il s'agit alors de tassement instantané et de tassement de consolidation. La consolidation est un phénomène élasto-plastique, différé dans le temps, dont la durée dépend de la perméabilité du matériau. Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale. Dans certains cas, le tassement ne se stabilise pas et continue au-delà de la fin supposée de la consolidation primaire : il s'agit alors du tassement à long terme : ce phénomène est appelé consolidation secondaire ou fluage. Ces tassements secondaires peuvent avoir des conséquences graves sur l'ouvrage plusieurs décennies après la fin de sa construction. Le phénomène de fluage mérite donc d'être étudié avec précision pour pallier à ces éventuels problèmes.

La construction des ouvrages sur sols mous fait l'objet de cette partie: les propriétés mécaniques des sols mous en tant que sols de fondation sont caractérisés par:

- une faible résistance au cisaillement à court terme (c'est-à-dire tant qu'ils ne se sont pas consolidés sous les charges qui leurs sont appliquées). Cette résistance au cisaillement qui est alors appelée cohésion non drainée C_u, augmente lors de la consolidation du sol;

- une compressibilité importante conduisant, sous charges, à des tassements de grande amplitude qui, compte tenu de la faible perméabilité du sol, se développent pendant plusieurs années, voir même des dizaines d'années.

Ces sols sont généralement situés sous la nappe et sont donc quasi saturés. Ces propriétés mécaniques particulières rendent de tels sols inaptes à supporter des fondations d'ouvrages. Par contre, un remblai peut s'adapter à des déformations, même importantes, et par conséquent être fondé sur ces sols très compressibles.

Les problèmes posés par le comportement des sols mous chargés par des remblais sont de deux types: les problèmes de stabilité et les problèmes de tassement.

Une étude préalable doit permettre de définir la loi de tassement en fonction du temps et de préconiser éventuellement des méthodes pour réduire ou accélérer ce tassement.

Alors, le choix d'une solution doit être fait, d'une part, à partir de considérations économiques, d'autre part, à partir des éléments techniques arrivant en conclusion des études de stabilité et de tassement. L'aspect technique de cette partie sera essentiellement l'étude du tassement d'un remblai expérimental.

Les calculs de stabilité et de tassement ne sont effectués qu'après une étude sérieuse des sols de fondation qui permet de les diviser en couches affectées de caractéristiques physiques et mécaniques moyennes représentatives. Ces caractéristiques sont obtenues à partir d'essais in-situ et d'essais en laboratoire sur échantillons intacts extraits du sol par sondage.

Pendant et après la construction du remblai suivant la méthode choisie, il est nécessaire de vérifier que le sol de fondation se comporte bien comme prévu, ou au contraire de modifier les conclusions de l'étude en fonction du comportement constaté. Compte tenu de la relative incertitude de certains calculs, il est donc indispensable d'effectuer des mesures d'auscultation en place (mesures des tassements et des pressions interstitielles).

La construction des ouvrages sur sols mous a fait de grands progrès entre les années 1948 et 1970, grâce à l’expérience acquise sur les chantiers de construction et dans les centres de recherche des pays d’Europe et d’Amérique engagés à cette époque dans de grands programmes de construction routière. Les méthodes d’évaluation de la stabilité et des tassements des sols mous ont peu évolué au cours des vingt années suivantes. Mais il reste des divergences de vues entre spécialistes sur la description du fluage et sa prise en compte dans les projets. L’une des raisons de ce doute sur le fluage des sols mous réside dans la rareté des données expérimentales susceptibles de servir au calage aux méthodes de calcul.

Cette partie utilise l'action menée par les Laboratoires des Ponts et Chaussées depuis les années 1970, dans le cadre d'une étude sur la construction des remblais expérimentaux sur un site compressible situé dans la vallée de la Dordogne à Cubzac-les-Ponts. Cette action avait pour but de suivre les tassements des sols mous et décrivait et analysait les observations sur le site expérimental de remblai sur sols mous de Cubzac-les-Ponts.

L'étude présentée dans cette partie a été réalisée pour la validation du modèle de fluage, afin de comparer ses prévisions avec les résultats des mesures de tassements et de pressions interstitielles effectuées pendant plus de vingt ans sur le site expérimental de remblais sur sols mous de Cubzac-les-Ponts, on a donc modélisé la construction et le comportement dans le temps du remblai B de Cubzac-les-Ponts.

Après un rappel du remblai B de site Cubzac-les-Ponts, on présente les hypothèses et les résultats du calcul en éléments finis, puis on les compare avec les mesures de tassements et de pressions interstitielles effectuées en cours d'observations [(Michali, 1994); (Magnan et al, 1999)]. Ces résultats expérimentaux avaient déjà été utilisés par Michali (1994): nous nous sommes placés alors dans les mêmes conditions.

9.2 Le site expérimental

Le remblai B est le plus ancien des trois remblais édifiés sur le site expérimental des Laboratoires des Ponts et Chaussées à Cubzac-les-Ponts pour l'étude de la consolidation des argiles molles, (Lepidas, 1987), (Lepidas et Magnan, 1990).

La coupe géotechnique permet de distinguer trois couches principales :

- de 0 à 1,5 m : une couche d'argile molle surconsolidée, correspondant aux limites de fluctuation de la nappe ;

- de 1,5 à 3,5m : une couche d'argile très organique et très compressible, légèrement surconsolidée ;

- de 3,5 à 9 m : une couche d'argile molle organique légèrement surconsolidée.

Le matériau du remblai est constitué de gravier et de sable grossier, de poids volumique 21 kN/m^3.

La hauteur totale du remblai est de 2,3 m et sa construction a duré 6,3 jours, du 9 au 15 octobre 1975.

9.3 Données expérimentales

Magnan et al. (1999) fournissent les données des figures 9, 10, et 26 concernant les caractéristiques géotechniques du site de Cubzac-les-Ponts: la figure 9 présente la coupe géotechnique de la vallée de la Dordogne au niveau de Cubzac-les-Ponts, la figure 10 représente les positions des remblais expérimentaux de Cubzac-les-Ponts. La figure 26 synthèse les conditions géotechniques du site.

Michali (1994) a effectué différents calculs en utilisant le code GEFDYN en prenant en compte soit les propriétés du tableau 6 soit les paramètres d'une loi HUJEUX.

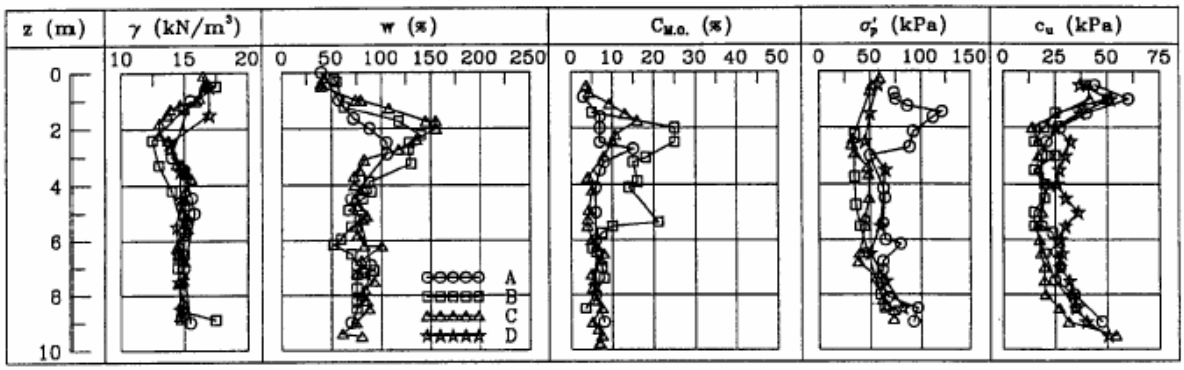


Figure 26 *: Propriétés moyennes des sols argileux sous les quatre remblais expérimentaux de* Cubzac-les-Ponts

***Tableau 6**: Caractéristiques mécaniques du site expérimental de Cubzac-les-Ponts (Michali, 1994)*

Couche (mètre)	σ'v0 (kPa)	γ (kN/m^3)	e_0	φ°	E MPa	K_v (m/s)	K_h (m/s)	Cs	Cc	C (kPa)	K_0
0-1	8,4	16,8	1,65	19	13	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	0,05	0,75	32	0,456
1-2	19,05	14,5	2,3	19	43	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	0,1	1,5	32	0,456
2-4	25,3	14	3,2	31	53	3.10^{-9}	$1,0.10^{-8}$	0,25	2,35	12	0,467
4-6	34,3	15	2,2	31	65	3.10^{-9}	$1,0.10^{-8}$	0,1	1,3	1	0,364
6-8	44,3	15	2,1	33	80	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	0,1	1,4	1	0,467
8-9	52,05	15,5	2	33	87	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	0,13	1,25	1	0,467
remblai	24	21	2	30	20	1	1	élas	élas	élas	élas

9.4 Modélisation du remblai B du site de Cubzac-les-Ponts *et du sol de fondation*

Le remblai B de Cubzac-les-Ponts fournit une base de données exceptionnelle avec le suivi du tassement et des pressions interstitielles sur près de 20 ans. L'objectif est alors d'utiliser le modèle SSCM pour simuler le comportement de ce remblai.

Plusieurs simulations ont été effectuées : elles sont détaillées ci-dessous.

9.4.1 Maillage et conditions aux limites

Nous avons alors modélisé le site d'une manière identique à celle de Michali (1994), les neuf mètres de sol compressible se trouvant sous le remblai B ont été modélisés par 6 couches.

Il est à noter que le choix du maillage est fait d'une façon identique à celle adoptée par (Michali, 1994), bien que nous n'ayons pas chercher à comparer nos résultats numériques à ceux obtenus par Michali (1994). Le maillage a les dimensions illustrées sur la figure 27.

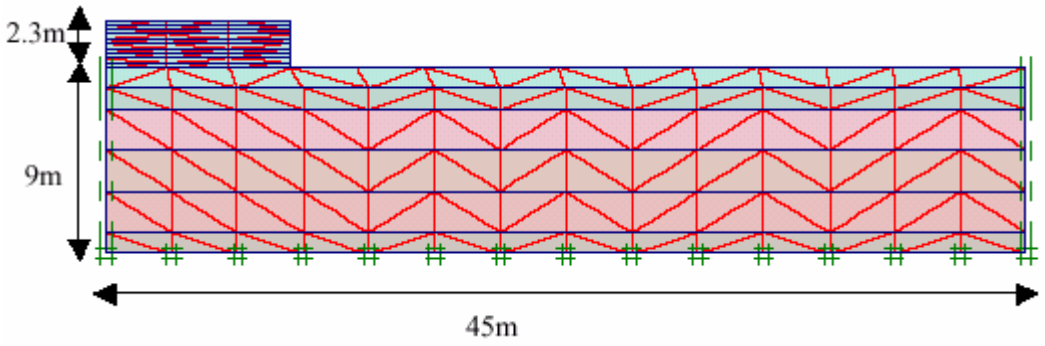


***Figure 27** : Maillage du remblai B et de sa fondation*

Le maillage utilisé dans les calculs représente la moitié du remblai et du sol de fondation car le problème est symétrique, figure 27.

La fondation a été maillée sur 45m de longeur, c'est-à-dire 5 fois la demi-largeur du remblai et 9m de hauteur avec les caractéristiques déterminées par la coupe géotechnique et les essais effectués dans des sondages sous le remblai.

La construction a été modélisée par 10 couches qui sont appliquées en 6.3 jours en accord avec le calendrier de la construction.

Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes:

- drainage par les faces inférieure, supérieure et droite du massif de sol;
- déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol;
- déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, avec une nappe phréatique placée à (-1m) de la surface de l'argile.

Remarque: l'exactitude de l'analyse en éléments finis ne dépend pas seulement de la loi de comportement et les paramètres utilisés mais aussi des techniques numériques adoptées, comme la méthode d'application du chargement de remblai et de la simulation de la variation de perméabilité de sol mou (Chai et Bergado, 1993).

Il faut noter que dans une analyse d'éléments finis, l'incrément de charge du remblai a la possibilité d'être appliqué par une des trois méthodes suivantes (Chai et Bergado, 1993):

(*i*) appliquer une charge surfacique

(*ii*) faire augmenter la gravité de toutes ou une partie des éléments du remblai, ou

(*iii*) placer une nouvelle couche des éléments du remblai.

Cette énoncé va nous servir pour effectuer les calculs avec Plaxis, car celui là nous permet de construire le remblai en plaçant une nouvelle couche des éléments du remblai.

9.4.2 Démarche de calcul

Le calcul est effectué en deux étapes, correspondantes respectivement à la construction du remblai par couches, puis à la consolidation du sol sous l'effet des contraintes provoquées par le remblai.

Le mécanisme de déplacement d'un remblai peut être normalement considéré comme un problème de déformation plane ; dans le cas du remblai B de site expérimental du Cubzac-les-Ponts le rapport longueur/largeur est de l'ordre de 3. ceci nous a conduit à choisir une modélisation axisymétrique plutôt qu'une modélisation en déformation plane. Le maillage représente 5 fois la longueur du remblai.

9.4.3 Modélisation avec le modèle SSM

Avant de simuler le remblai et sa fondation par le modèle de fluage « SSCM », on a étudié le problème sans prendre en compte l'effet du temps. C'est pourquoi, deux simulations ont été réalisées en utilisant un modèle élastoplastique avec écrouissage (SSM): les paramètres du calcul sont présentés dans le tableau 7.

Tableau 7a*: les paramètres de calcul de SSM*

Couche	Type	γ_d	γ_h	K_v	K_h	e_0
(mètre)		[kN/m^3]	[kN/m^3]	[m/s]	[m/s]	[-]
0-1	Drainé	16,8	16,8	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	1,65
1-2	Non drainé	14,5	14,5	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	2,3
2-4	Non drainé	14	14	3.10^{-9}	$1,0.10^{-8}$	3,2
4-6	Non drainé	15	15	3.10^{-9}	$1,0.10^{-8}$	2,2
6-8	Non drainé	15	15	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	2,1
8-9	Non drainé	15,5	15,5	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	2

***Tableau 7b**: les paramètres de calcul de SSM*

Couche	κ*	ν_{ur}	K_0^{nc}	M	c	φ	Ψ	λ*
(mètre)	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m^2]	[°]	[°]	[-]
0-1	0,018	0,15	0,67	1,13	32	19	0	0,123
1-2	0,029	0,15	0,67	1,13	32	19	0	0,198
2-4	0,057	0,15	0,48	1,62	12	31	0	0,243
4-6	0,03	0,15	0,48	1,65	1	31	0	0,176
6-8	0,03	0,15	0,46	1,75	1	33	0	0,196
8-9	0,0416	0,15	0,46	1,72	1	33	0	0,181

La première simulation est effectuée en utilisant les paramètres du tableau 7 ci-dessus, ces valeurs sont déduites de celles données par Michali (1994). Le paramètre K_0^{nc} correspond à l'utilisation des contraintes à partir des paramètres mécaniques.

La deuxième simulation est faite d'une façon semblable, mais avec une valeur de $K_v=5.10^{-9}$ m/s attribuée à la perméabilité verticale pour toutes les couches. La construction est faite par étape en suivant le programme de chargement: les 2,3 mètres du remblai sont construits en 6,3 jours (en divisant cette hauteur en 9 couches de remblai).

La figure 28 montre les tassements mesurés, et calculés sous l'axe du remblai (les tassements mesurés sont repris de Michali (1994)).

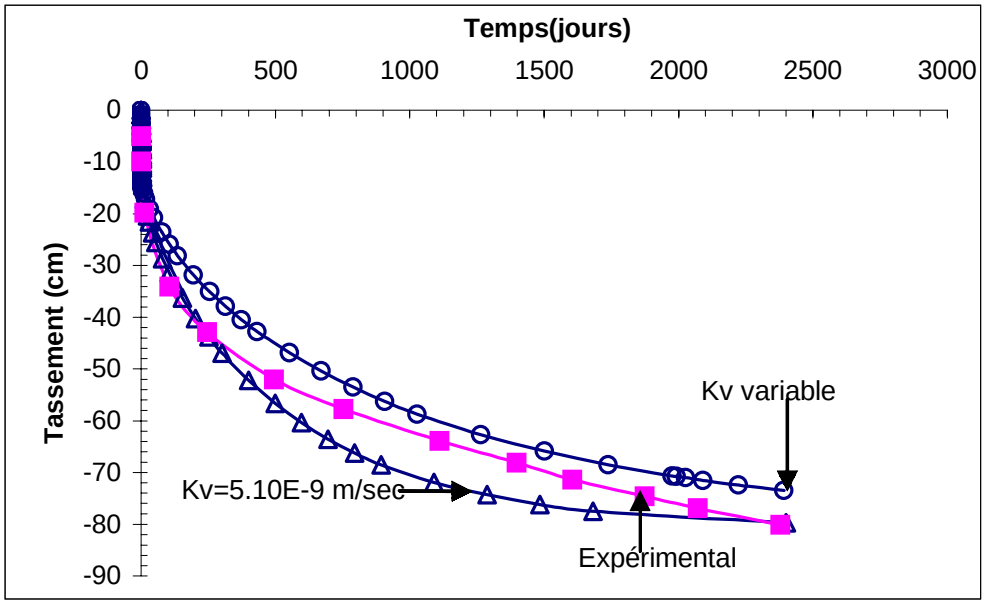


***Figure 28** : Comparaison entre le tassement mesuré et calculé, influence de la variation de perméabilité des couches*

D'après ces résultats, on constate que les tassements obtenus par le calcul sont très proches des tassements mesurés.

Les courbes du tassement calculées présentent un palier après la dissipation de pressions interstitielles, car la loi de comportement qui a été utilisée ne prend pas en compte le fluage.

Il est à noter que la perméabilité élevée ($K_v=5.10^{-9}$m/sec) accélère le tassement au début du chargement et de la consolidation.

Les deux courbes tendent vers la même asymptote correspondant à un tassement de fin de consolidation de l'ordre de 0.85 cm. On voit cependant le rôle important de la perméabilité pour caler les courbes de tassement fonction du temps.

9.4.4 Modélisation numérique du comportement a long terme du remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts et du sol de fondation

La construction de remblais sur les sols mous et compressibles produit des tassements appréciables qui se développent à long terme. Dans la plupart des cas, la consolidation primaire est responsable de la majeure partie du tassement global, mais le tassement différé, dû à la compression secondaire, peut être important pour certains sols.

Selon la nature du sol et les conditions du chargement, le mouvement horizontal dû à la déformation plastique peut se développer et produire des tassements verticaux. A cause de la complexité de la nature des tassements et pour d'autres raisons comme l'échantillonnage et les techniques des essais et les méthodes d'analyse, les prédictions de la magnitude et de la vitesse de tassements sont incertaines.

Les observations des tassements du remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts ont duré de 1970 à 2000: cette période est généralement suffisante pour atteindre la fin de la consolidation primaire et observer le début du fluage (Magnan et al, 1999).

Le phénomène du tassement différé a été analysé numériquement en utilisant la méthode des éléments finis avec le modèle du fluage (SSCM) défini précédemment.

Nous avons effectué plusieurs simulations, en faisant varier les paramètres les plus influents: λ^* et la perméabilité.

9.4.4.a Démarche de calcul

En plus des paramètres connus λ^* et κ^*, qui sont utilisés dans le SSM, tableau 7, le modèle de fluage (SSCM) comporte le paramètre μ^* (indice de compression secondaire modifié). Les valeurs de μ^* qui sont illustrées dans le tableau 8 ont été employées pour les simulations. Elles ont été déterminées à partir de la corrélation suivante: $\mu^*=\lambda^*/15$.

***Tableau 8**: Les valeurs du μ^* de SSCM*

Couche (m)	0-1	1-2	2-4	4-6	6-8	8-9
μ^*	0.0082	0.0132	0.0162	0.01177	0.013	0.012

Le remblai a été initialement désactivé, qui devrait par la suite être activé conformément à loi de chargement.

Trois simulations ont été effectuées afin de valider le modèle de fluage (SSCM):

1- on a effectué deux étapes de calcul, correspondant respectivement:

-a) à la construction du remblai en condition non drainée

-b) au développement ultérieur de la consolidation en attribuant une valeur de $\mu^* = 1*10^{-5}$ à chaque couche. Cette valeur très faible a été choisie pour se rapprocher de SSM, et obtenir des résultats similaires ;

2- cette simulation comprend elle aussi deux étapes, correspondant respectivement à la construction du remblai, puis à la consolidation de fondation, les valeurs de μ^* étant celles du tableau 8;

3- cette dernière simulation est effectuée en trois étapes, correspondant respectivement à la consolidation du sol sous son poids propre, puis à la construction du remblai, et finalement à la consolidation de fondation: ces deux dernières étapes sont identiques à celles ci dessus.

Durant les deux premières simulations, les deux étapes sont les suivantes:

1- premier étape: la construction du remblai a été modélisée par l'activation du remblai couche après couche d'une façon à suivre le calendrier de construction du remblai B, selon le schéma de chargement présenté sur la figure 29.

2- deuxième étape: la consolidation de fondation a été poursuivie durant les 2407 jours, où les tassements ont été mesurés et repris par Michali (1994), y compris le temps de la construction.

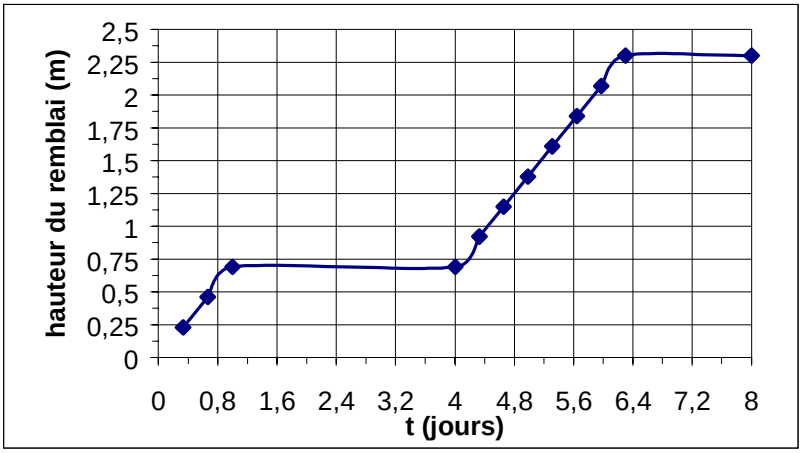


Figure 29 ***:*** *Calendrier de construction du remblai B (Michali, 1994)*

Quant à la troisième simulation, les trois étapes sont les suivantes:

1- première étape: les couches de sol ont été consolidées sous leur poids propre. La durée de cette consolidation a été choisi à 7000 jours: elle correspond à une légère augmentation du degré de surconsolidation. Elle a été choisie de façon à obtenir dans les deux étapes de calcul suivante des tassements maximums et des surpressions interstitielles proches de ce qui a été mesurée sur site.

2- deuxième étape: construction du remblai, le remblai a également été modélisé selon le schéma de chargement présenté sur la figure 29 qui correspond au calendrier de construction du remblai B (Michali, 1994).

3- troisième étape: la consolidation de fondation, la fondation a été consolidée pour une durée de 2407 jours y compris le temps de la construction (6.3 jours).

9.4.4.b Représentation des résultats

Les tassements calculés sont pris sur l'axe de symétrie, et on les représente sur les même figures avec les tassement observés sur l'ouvrage (Michali, 1994); les figures 30, 31 et 32 montrent ces comparaisons.

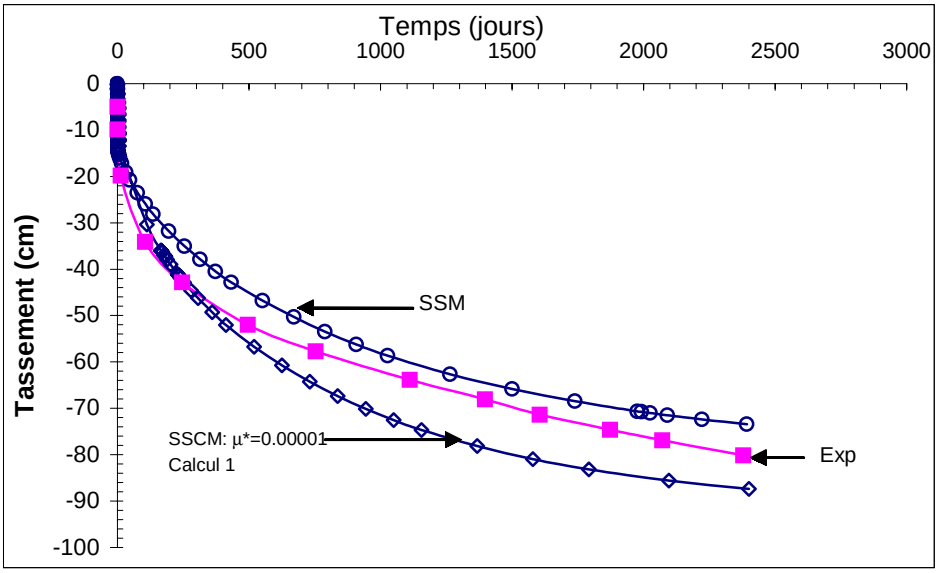


Figure 30 *: Comparaison entre les tassements calculés avec le SSM, le SSCM (μ*=0.00001) et mesurés (Michali, 1994)*

Les résultats montrés sur la figure 30, montrent que le modèle de fluage « SSCM » se comporte comme un modèle élasto-plastique lorsqu'on attribue une valeur très faible au coefficient du fluage 'μ*'. Dans ce cas, l'effet du temps est presque négligé, et les résultats des deux modèles « SSM et SSCM » sont semblables et proches l'un d'autre.

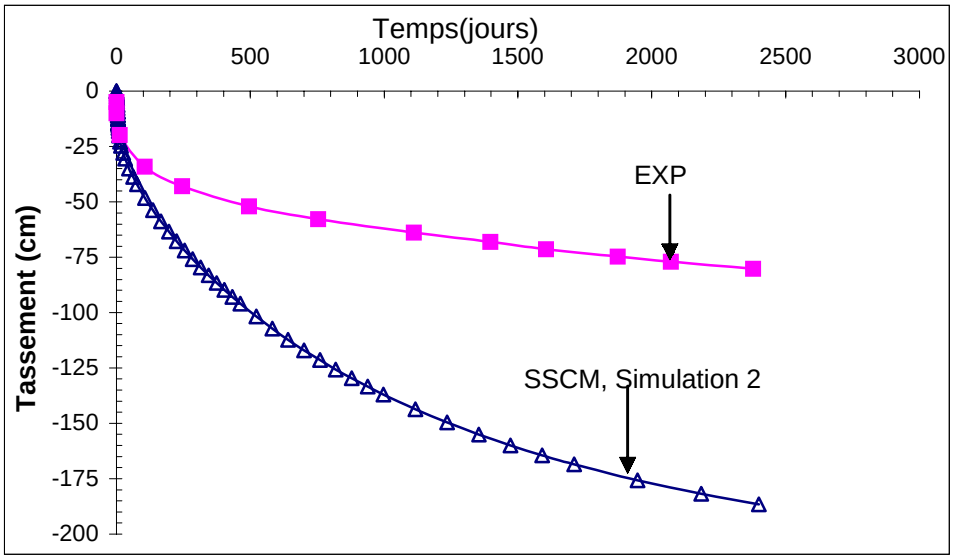


Figure 31 *: Comparaison entre les tassements calculés avec le SSCM et ceux mesurés par Michali (1994)*

La figure 31 montre une comparaison entre les tassements calculés avec le SSCM (simulation 2) et les tassements mesurés par Michali (1994). On constate que les tassements calculés avec le SSCM sont trop élevés par rapport à la réalité : ceci provient du fait que l'on intègre dans le tassement du remblai, le tassement secondaire des couches d'argiles sous leur poids propre.

Finalement, la figure 32 représente le résultat du troisième calcul, où la fondation a été consolidée sous son poids propre, en comparaison avec le résultat de simulation avec le modèle SSM, et le résultat expérimental obtenu par Michali (1994).

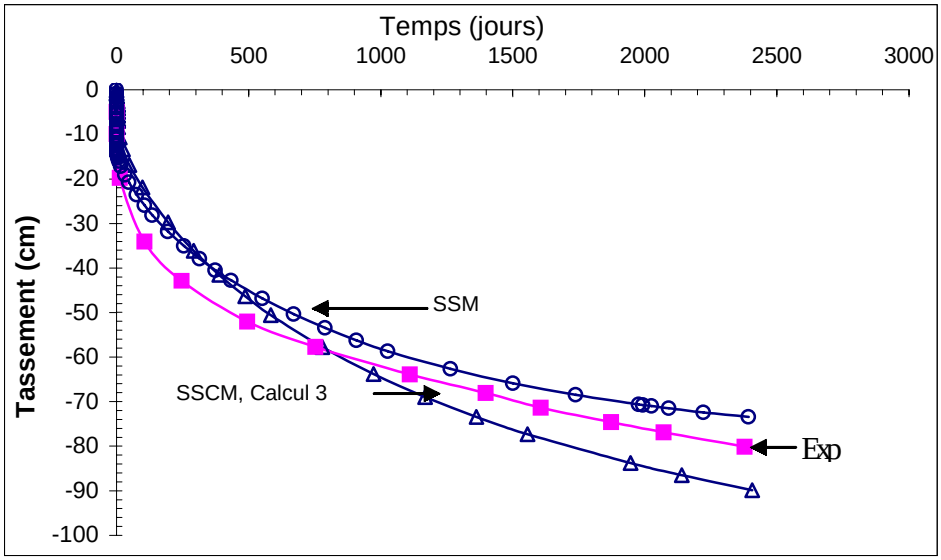


Figure 32 ***:*** *Comparaison des tassements calculés avec le SSCM et le SSM avec ceux mesurés.*

Ces résultats montrent que l'état de contraintes initial exerce une influence importante sur la réponse d'un massif de sol ou de roche. La modélisation des ouvrages de géotechniques doit donc prendre en compte la détermination de l'état initial des contraintes.

Les simulations précédentes réalisées avec le modèle du fluage avaient pour but la reproduction des tassements mesurés durant la période d'observation de 2400 jours (Michali, 1994).

Etant donné que le but des remblais expérimentaux du site de Cubzac-les-Ponts était l'étude des tassement des sols mous, Magnan et al (1999) ont continué l'observation sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts. Les tassements mesurés sous la partie centrale des trois remblais B, C et D sont représentés en fonction du logarithme du temps sur la figure 33 : la période d'observation s'étale près de 32 ans pour le remblai B: la pente de tassement secondaire global est de l'ordre de 0.1m par décade.

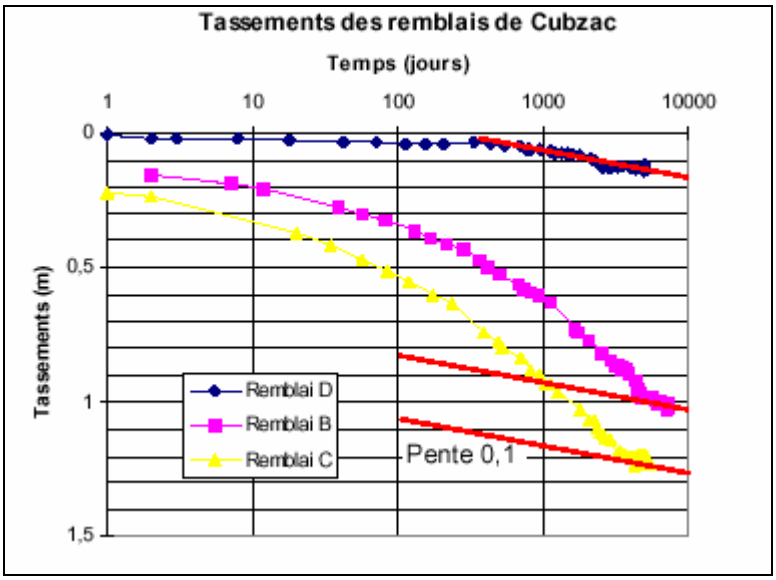


Figure 33 *:. Tassements observés sous le centre des trois remblais expérimentaux de Cubzac-les-Ponts (Magnan et al, 1999)*

Pour comparer à ces résultats, le sol de fondation a été consolidé durant 32 ans; cette période est suffisante pour observer le début de fluage. Les résultats de ce dernier calcul sont illustrés sur la figure 34. On constate que le tassement secondaire vient d'être développé. Ces résultats montrent que la pente de tassement secondaire est de l'ordre de 0.64 m par décade, ceci nous a conduit à déterminer les valeurs de μ^* à partir de la corrélation suivante: $\mu^*=\lambda^*/25$.

Les nouvelles valeurs de μ^* sont présentées dans le tableau 9, et les résultats correspondants sont présentés sur la figure 35.

Tableau 9*: Les valeurs du μ* de SSCM*

Couche (m)	0-1	1-2	2-4	4-6	6-8	8-9
μ*	0.00492	0.00792	0.00972	0.00704	0.00784	0.00724

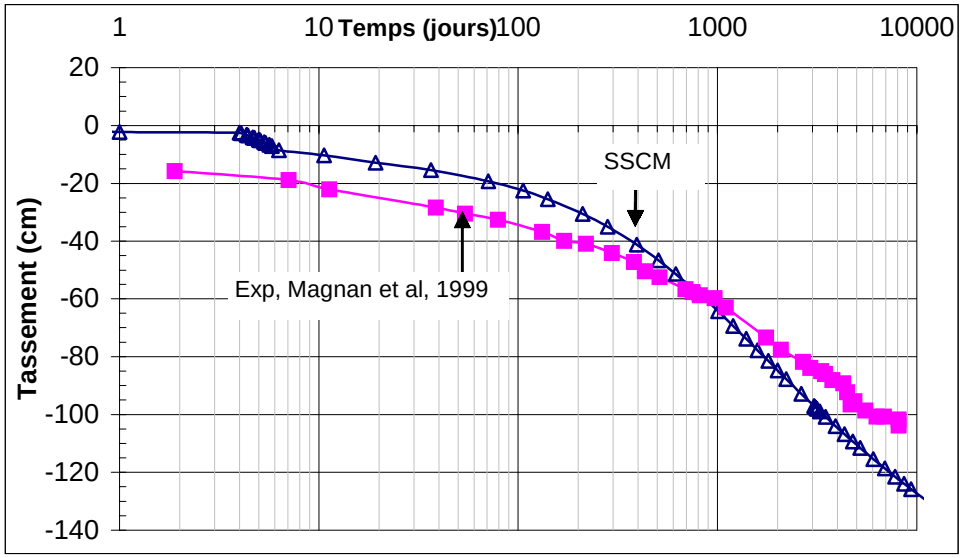


Figure 34 *: Comparaison entre les tassements calculés par le modèle du fluage (SSCM) au bout de 32 ans, et les tassements mesurés par Magnant et al (1999).*

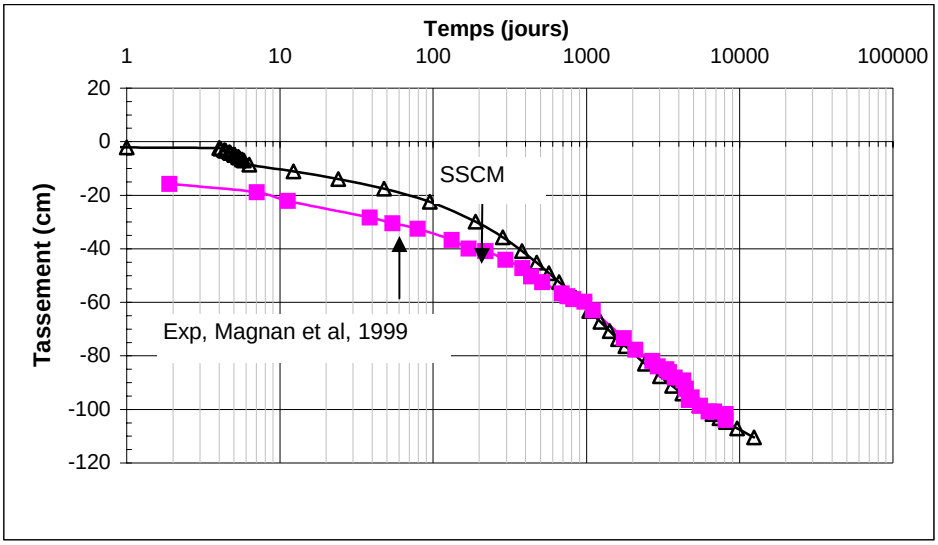


Figure 35 *: Comparaison entre les tassements calculés par le modèle du fluage (SSCM) au bout de 32 ans, et les tassements mesurés par Magnant et al (1999).*

On constate que le tassement calculé avec les nouvelles valeurs de μ^*(tableau 9) a le même ordre de grandeur que le tassement mesuré; et que la pente calculée de tassement secondaire a le même ordre de grandeur que celle mesurée in-situ, et sa valeur est égal à 0.1m par décade.

9.4.4.c Analyse de tassement

Les tassements du remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts ont été analysés à différentes époques (Magnan et al, 1983; Magnan et Mieussens, 1987; Lépidas et Magnan, 1990), mais sans connaître le tassement final de consolidation primaire, ce qui interdisait toute conclusion définitive sur la qualité des hypothèses de calculs. Dans le rapport de Magnan et al. (1983) il y avait un très grand nombre de calculs, donnant des valeurs du tassement final comprises entre 0,6m et 1,8m et dont la valeur la plus probable, obtenue par la méthode oedométrique en tenant compte du fluage, est voisine de 1,3m. Cependant la valeur du tassement mesuré, plus faible que le tassement obtenu par la méthode oedométrique, peut être due aux fluctuations du niveau de la nappe dans le sol, à l'enfoncement important du remblai par rapport à sa hauteur initiale (2,3m) ou à une mauvaise estimation des paramètres du sol (Magnan et al, 1999).

Quant aux tassement calculés avec un modèle élastoplastique avec écrouissage (SSM), on trouve que les tassements résultants sont en accord avec la réalité. L fait que le SSM ne prenne pas en compte l'effet du temps, on peut conclure que la fondation est encore en cours de consolidation primaire et que les surpressions interstitielles dues aux contraintes induites par le remblai ne se sont pas encore totalement dissipées.

Concernant les tassements calculés avec un modèle de fluage (SSCM), au vu des résultats obtenus, on constate qu'il est indispensable de tenir compte de l'histoire géologique du dépôt des sédiments car le fluage commence dès cet instant. Il est indispensable de connaître la contrainte de surconsolidation du sol afin de bien calculer les tassements en utilisant le SSCM. Sinon, pour un sol normalement consolidé, il faut que la fondation subisse au fluage jusqu'à que la pression de surconsolidation retrouve sa valeur initiale, car cette

pression augmente avec le temps, ce que signifie que le sol de fondation est devenu surconsolidé.

D'un point de vue expérimental, il n'y avait aucune mesure effectuée in-situ pour évaluer les surpressions interstitielles avant la construction du remblai B du site de Cubzac-les-Ponts, ce qui empêchait d'aboutir à une conclusion définitive sur la qualité des hypothèses des calculs. On trouve au bout de 2406 jours que les tassements calculés sont du même ordre de grandeur que les tassements mesurés. Cependant pour une durée de 32 ans (soit environ 10000 jours), on retrouve que le tassement mesuré est plus faible que le tassement calculé. Or cette valeur obtenue par le calcul est voisine de celle obtenue par la méthode oedométrique (Magnan et al, 1999). Finalement, pour $\Delta u \approx 0.0$, on constate que le tassement secondaire est manifestement observé (pente de la courbe de compression changée), ce résultat est difficile à interpréter pour le moment, car les observations ne sont pas encore effectuées.

9.5 Pressions interstitielles

Les résultats de mesure des pressions interstitielles dont on dispose ont été publiés par Magnan et Mieussens (1987) pour le remblai B. Ces résultats sont reproduits sur la figure 36 issus de Magnan et al. (1999).

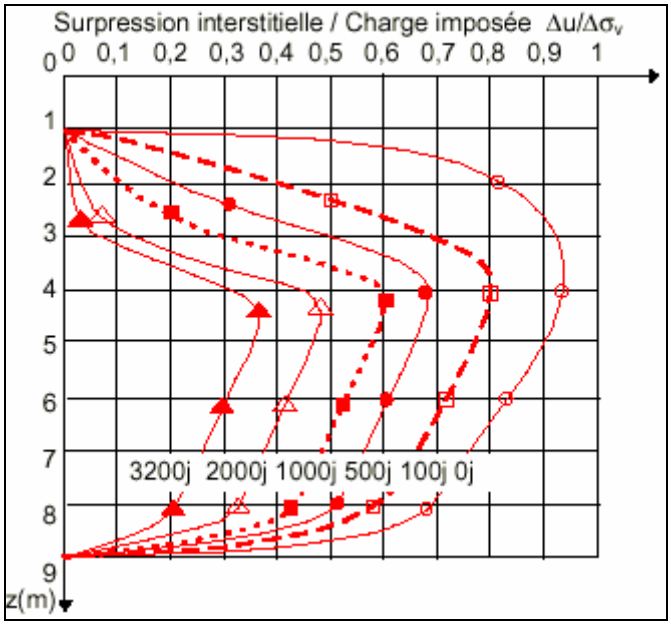


Figure 36 *: Surpressions interstitielles observées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (Magnan et Mieussens, 1999)*

La dissipation des pressions interstitielles est fortement dépendante de la perméabilité. Celle ci est de plus anisotrope et les sols sédimentaires montrent des perméabilités $K_h > K_v$. De plus, lors de la consolidation, la perméabilité verticale varie avec la compression de l'échantillon. La description des courbes de pression interstitielle ci dessus a alors nécessité de tester plusieurs jeux de valeurs de perméabilité: nous avons 6 couches de sol différentes (soit normalement 12 paramètres).

Sept simulations ont alors été effectuées en variant les perméabilités des couches de la fondation: les perméabilités horizontales et verticales du tableau 10 ont été testées.

Il faut noter que toutes simulations effectuées pour prévoir la pression interstitielle sont faites avec les paramètres des tableaux 7, 8.

***Tableau 10 a**: Valeurs des perméabilités utilisées lors des simulations*

Calcul	1		2		3		4	
couche	K_v m/s	K_h m/s	K_v m/s	K_h m/s	K_v m/s	K_h m/s	K_v m/s	K_h m/s
0-1	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$
1-2	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$
2-4	3.10^{-9}	$1,0.10^{-8}$	$1,5.10^{-9}$	$0,5.10^{-8}$	$0,75.10^{-9}$	$0,25.10^{-8}$	$1,0.10^{-9}$	$0,34.10^{-8}$
4-6	3.10^{-9}	$1,0.10^{-8}$	$1,5.10^{-9}$	$0,5.10^{-8}$	$1,5.10^{-9}$	$0,5.10^{-8}$	$1,5.10^{-9}$	$0,5.10^{-8}$
6-8	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	$0,5.10^{-9}$	$1,65.10^{-9}$	$0,67.10^{-9}$	$2,2.10^{-9}$	$0,67.10^{-9}$	$2,2.10^{-9}$
8-9	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	$0,5.10^{-9}$	$1,65.10^{-9}$	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	$0,67.10^{-9}$	$2,2.10^{-9}$

***Tableau 10b**: Valeurs des perméabilités utilisées lors des simulations*

Calcul	5		6		7	
couche	K_v m/s	K_h m/s	K_v m/s	K_h m/s	K_v m/s	K_h m/s
0-1	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$
1-2	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	$3.34.10^{-9}$	$1,0.10^{-8}$	$2,0.10^{-9}$	$0,6.10^{-8}$
2-4	$1,0.10^{-9}$	$0,34.10^{-8}$	$1,2.10^{-9}$	$0,4.10^{-8}$	$1,2.10^{-9}$	$0,4.10^{-8}$
4-6	2.10^{-9}	$0,67.10^{-8}$	2.10^{-9}	$0,67.10^{-8}$	$2,0.10^{-9}$	$0,67.10^{-8}$
6-8	$0,34.10^{-9}$	$1,1.10^{-9}$	$0,34.10^{-9}$	$1,1.10^{-9}$	$0,5.10^{-9}$	$1,65.10^{-9}$
8-9	$0,67.10^{-9}$	$2,2.10^{-9}$	$0,67.10^{-9}$	$2,2.10^{-9}$	$0,5.10^{-9}$	$1,65.10^{-9}$

Les surpressions interstitielles ont été calculées au bout de 0.0 jours (fin de la construction de remblai), à 100 , à 500, à 1000 & à 3200 jours, afin de les comparer avec les surpressions interstitielles mesurées par Magnan et al. (1999).

Les surpressions interstitielles calculées lors des différentes simulations effectuées, sous la partie centrale de remblai B, sont représentées en fonction de la profondeur sur les figures 37a à 37k.

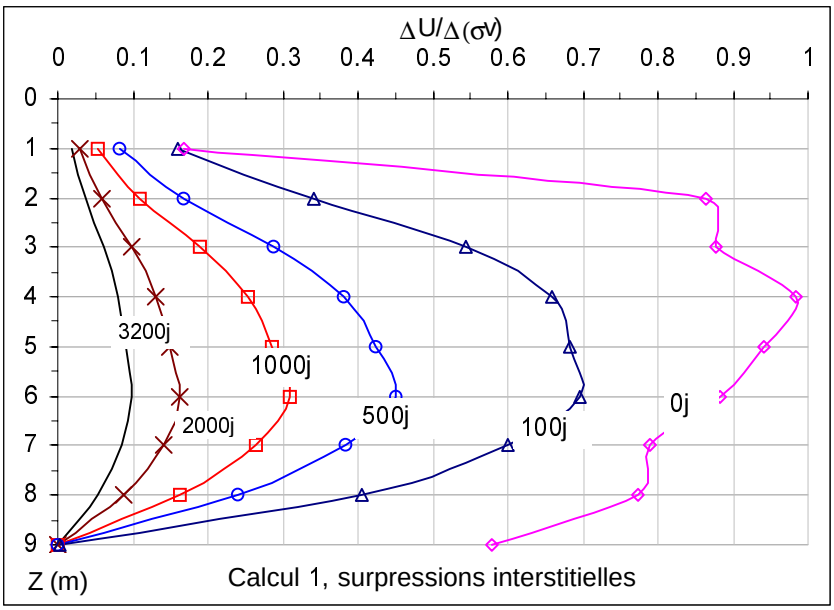


***Figure 37** a: Surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante)*

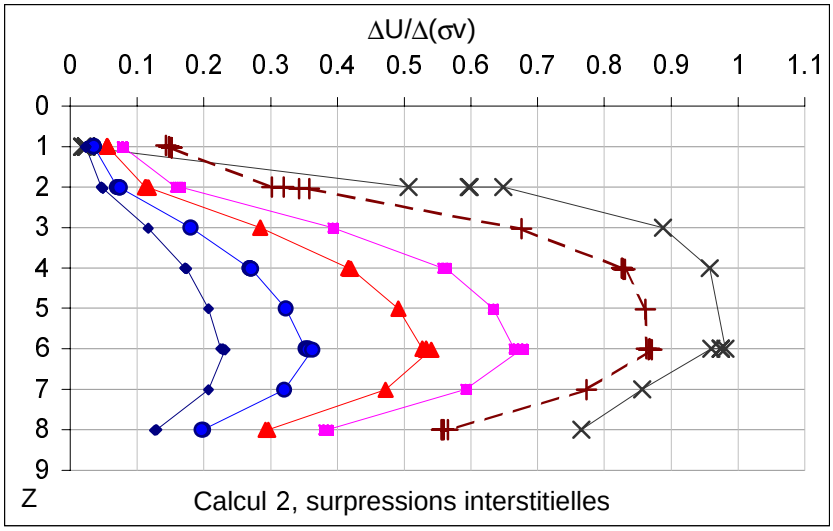


***Figure 37b**: Surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante)*

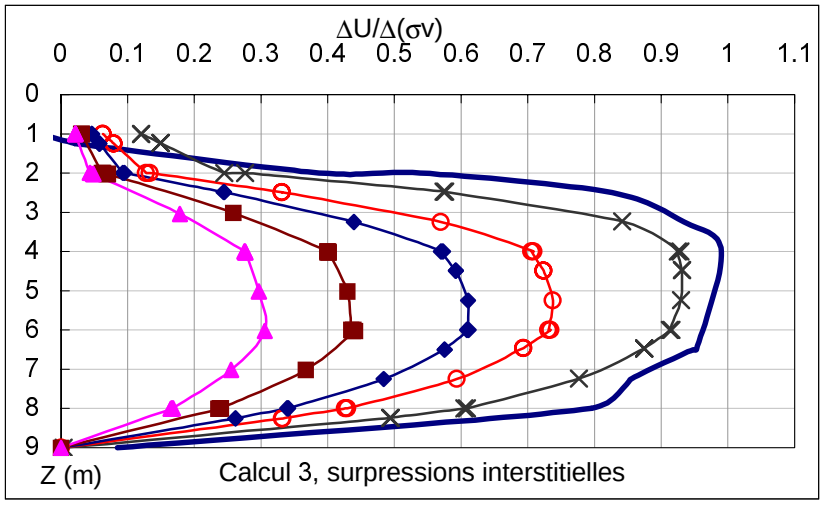


***Figure 37c**: Surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante)*

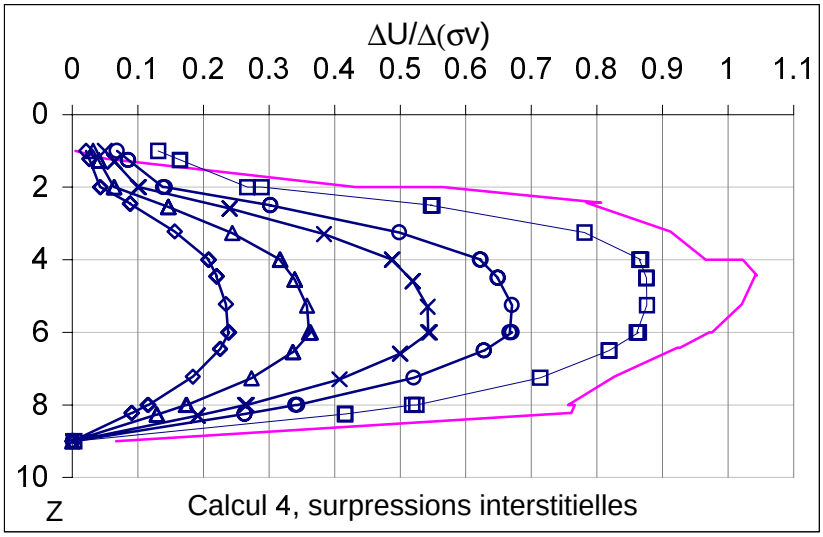


***Figure 37d**: Surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante)*

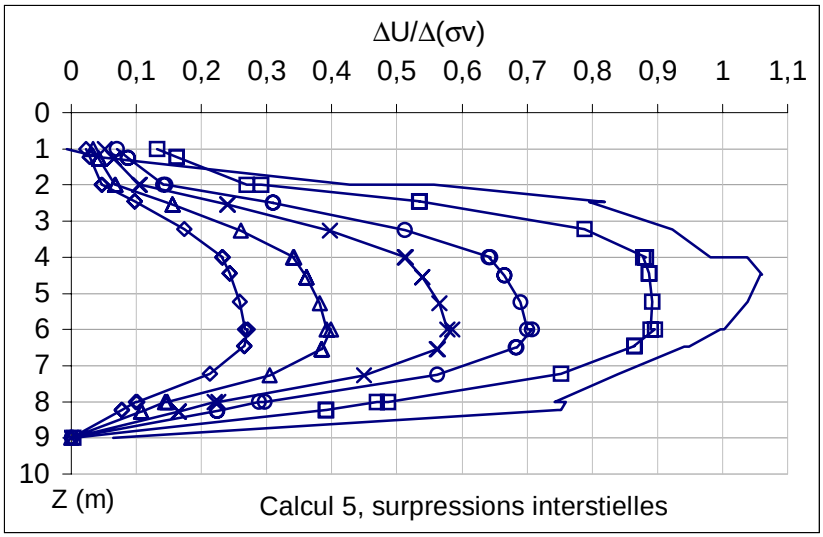


***Figure 37e**: Surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante)*

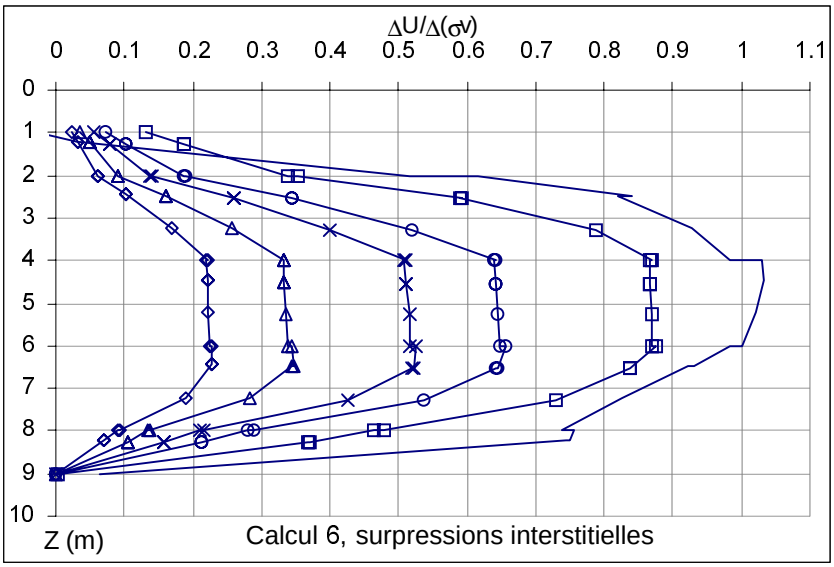


***Figure 37f**: Surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante)*

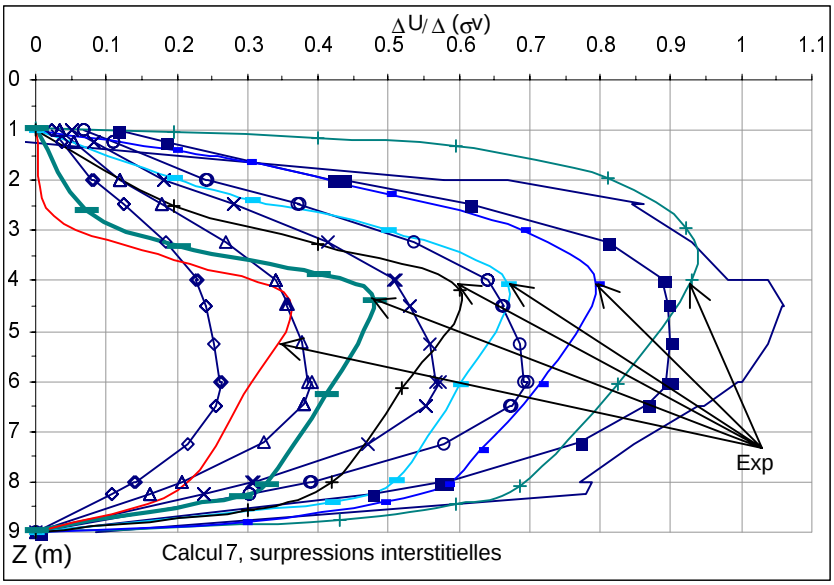


***Figure 37g**: Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante), et celles obtenues in situ par Magnan et al (1999).*

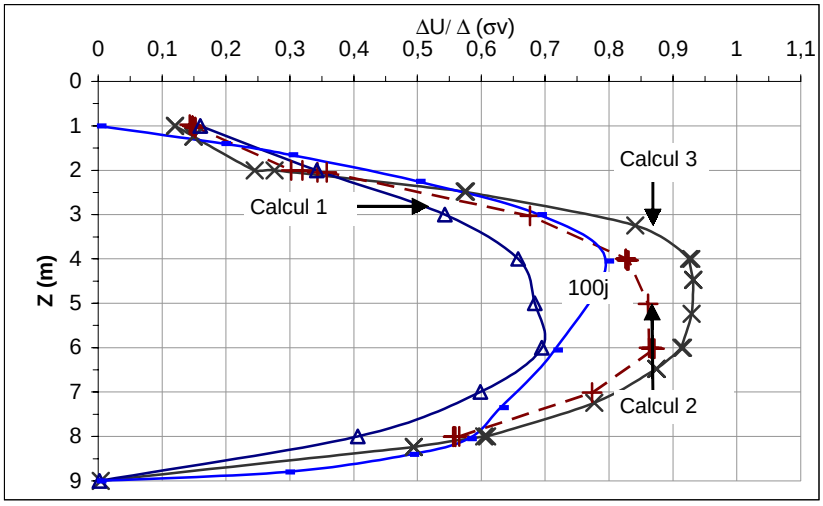


***Figure 37h**: Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante), et celles de l'expérimentale publiées par Magnan et al (1999), (temps de consolidation 100 jours).*

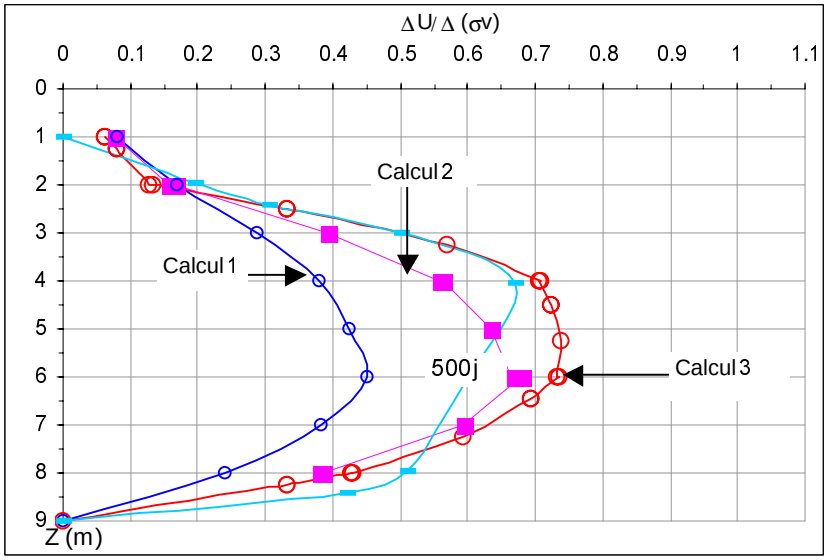


***Figure 37i**: Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante), et celles obtenues par Magnan et al (1999), (temps de consolidation 500 jours).*

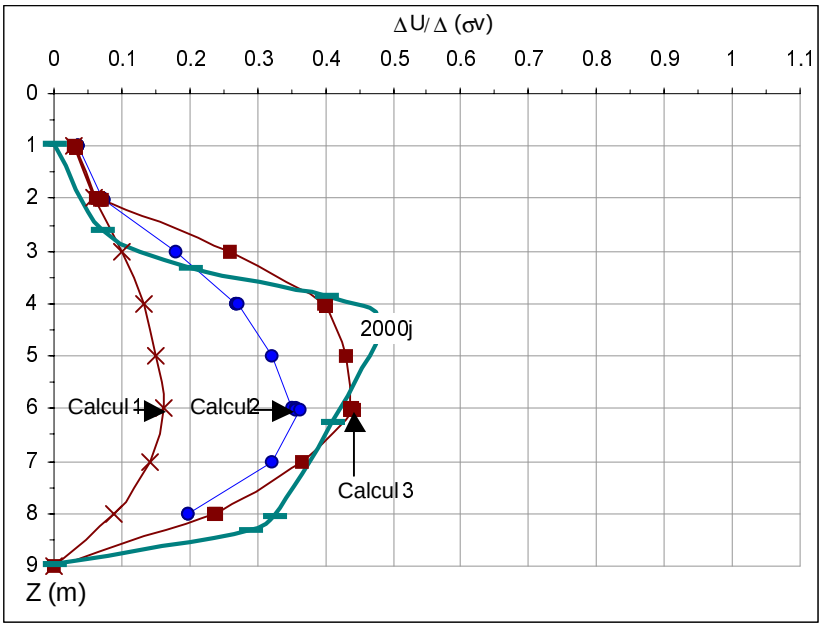


***Figure 37k**: Comparaison entre les surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité constante), et celles de l'expérimentale publiées par Magnan et al (1999, (temps de consolidation 2000jours).*

Les résultats montrés ci-dessus montrent que les surpressions interstitielles calculées sont plus fortes que celles mesurées, à des temps de 0.0, 100, et 500 jours, tandis qu'elles sont plus faibles que celles mesurées, pour des périodes de 1000, 2000, et 3200 jours. Ceci nous a amené à effectuer d'autres simulations en prenant en compte la variation de la perméabilité.

9.5.1 Pressions interstitielles avec perméabilité variable

La vitesse de consolidation est principalement influencé par la perméabilité de fondation. La perméabilité de sol mou varie durant les processus de chargement et de consolidation, et des changements significatifs se produisent avant et après la rupture du sol (Tavenas et Leroueil, 1980; Tavenas et al, 1983). En tous cas, la plupart des modèles d'éléments finis ne considèrent pas les changements significatifs dans la perméabilité des sols mous avant et après la rupture du sol (Tavenas et Leroueil, 1980).Pour cette raison, on ne peut pas obtenir de bonne simulation pour le processus complet de consolidation.

Par rapport aux données expérimentales de la figure 36, les résultats obtenus ne sont pas satisfaisants malgré les différents jeux de valeur de perméabilité employés. Ces résultats ont été obtenus en prenant une perméabilité constante dans chaque couche. Pour des temps courts (courbes à 0.0 et 100 jours) les surpressions interstitielles sont plus fortes que celles observées, tandis que le contraire se produit pour des temps de 2000 et 3200 jours : on obtient par le calcul $\Delta u/\Delta\sigma v$ de 0.25 à 0.4 (fig. 37g) contre 0.36 à 0.46 (fig. 36) en surpressions observées. Pour améliorer ces résultats, on présente ci-dessous des calculs effectués avec une perméabilité qui évolue au cours de la consolidation.

La perméabilité d'un milieu poreux est liée à la taille, à la forme, et à la distribution des leurs vides Taylor (1948), a proposé la relation suivante entre la perméabilité et l'indice des vides de l'argile :

$$K = K_0 \cdot 10^{\lfloor -(e_0 - e)/c_k \rfloor} \qquad (4.)$$

où e_0 est l'indice des vides initial, e est l'indice des vides à l'état considéré, k_0 est la perméabilité initiale, et C_k est une constante. Plusieurs argiles naturelles ont été utilisées pour étudier la variation de la perméabilité durant la consolidation à travers des essais en laboratoire (Tavenas et al, 1983). Il est suggéré que la formule de Taylor (eq. [4]) est validée, et la constante C_k peut être estimée en première approximation comme égale à la moitié de l'indice des vides initiale de sol

Trois nouveaux calculs ont été effectués : on a repris les paramètres du calcul 1 (tableau 10) avec diverses valeurs de C_k pour les trois calculs. De plus la valeur de perméabilité de la couche (2-4 m) a été réduite car les résultats de la figure 36 montrent que les surpression interstitielles maximales sont vers 4 mètres de profondeur.

Les valeurs sont présentées dans le tableau 11.

Tableau 11: *Paramètres du modèle (perméabilité variable)*

Calcul	8			9			10		
couche	K_v m/s	K_h m/s	C_k	K_v m/s	K_h m/s	C_k	K_v m/s	K_h m/s	C_k
0-1	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	0,825	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	0,825	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	0,825
1-2	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	1,15	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	1,15	5.10^{-9}	$1,5.10^{-8}$	1,15
2-4	$7,5.10^{-10}$	$2,5.10^{-9}$	1,6	$7,5.10^{-10}$	$2,5.10^{-9}$	1,6	$7,5.10^{-10}$	$2,5.10^{-9}$	1,6
4-6	3.10^{-9}	$1,0.10^{-8}$	1,3	3.10^{-9}	$1,0.10^{-8}$	1,6	3.10^{-9}	$1,0.10^{-8}$	2
6-8	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	1,4	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	1,8	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	2,5
8-9	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	1,25	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	1,25	1.10^{-9}	$3,3.10^{-9}$	1,25

La figure 38 montre les résultats de ces simulations. En effet, la prise en compte de la variation de perméabilité du sol mou améliore la prévision du comportement. On constate aussi: les trois simulations fournissent presque les mêmes résultats.

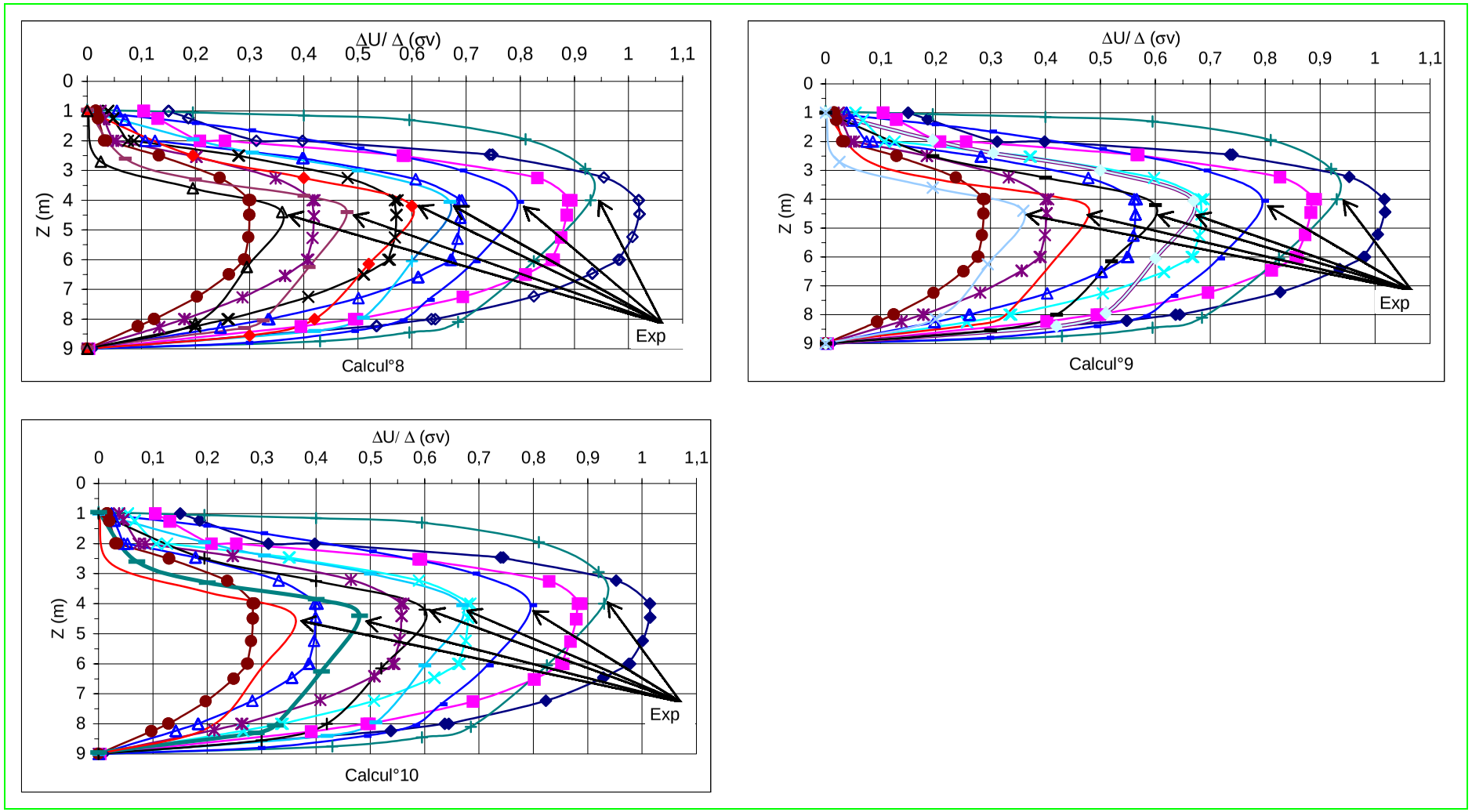


Figure 38 *: Surpressions interstitielles calculées sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts (perméabilité variable)*

9.6 Conclusion

Les tassements de fluage des sols mous argileux sont rarement observés sous des ouvrages en vraie grandeur. Comme le tassement primaire du sol du site expérimental de Cubzac-les-Ponts a été observé ainsi que son tassement secondaire, cette expérience a alors fourni des données utilisables pour la validation du modèle de fluage (SSCM).

La technique présentée dans cette étude pour simuler le processus de construction, considérant la variation de perméabilité du sol mou, peut améliorer la prévision en éléments finis du comportement d'un remblai sur sol mou. Les points suivants peuvent être retenus.

(1) Pour les remblais construits sur sol mou, des tassements considérables peuvent être produits durant le processus de consolidation.

(2) En utilisant une valeur constante de la perméabilité de fondation du sol, on n'a pas pu simuler tout le processus de la réponse de fondation pendant et après la construction. Il a été alors nécessaire de considérer la variation de la perméabilité du sol mou.

(3) Avant de construire le remblai sur un sol mou, il est indispensable de consolider sa fondation sous son poids propre (contraintes initiales), ou bien d'approcher la bonne valeur de pression de préconsolidation, afin de mieux estimer les contraintes initiales.

(4) Les ordres de grandeur des tassements et pressions interstitielles calculés avec le modèle du fluage (SSCM) sont satisfaisants.

10 SITE DE SAINT-LAURENT-DES-EAUX

10.1 Introduction

L'étude du tassement différé des centrales nucléaires et plus généralement des bâtiments lourds est un problème complexe. En effet, si l'on connaît relativement bien la charge appliquée au sol, il est plus difficile de quantifier correctement les déformations induites dans le sol par l'application d'une charge importante.

L'utilisation d'une loi de comportement suppose d'abord la détermination des paramètres du modèle qui caractérisent le comportement du sol. Généralement, on utilise des essais de laboratoire homogènes qui présentent l'avantage de suivre des chemins de contrainte relativement simples.

Dans le cas présent, on dispose d'essais de fluage in-situ faits avec un appareil mis au point par EDF, le Diflupress L.D. Il s'agit d'essais non homogènes qui ne permettent pas de détermination directe de paramètres de modèles rhéologiques. L'utilisation de ces seuls essais rend l'identification des paramètres du modèle pour le moins compliquée car on modélise l'essai au Diflupress comme un problème aux limites bien particulier. Les paramètres ne sont plus identifiés sur des chemins simples (Leidwanger, 1993).

On sait exploiter les essais de fluage faits sur échantillons homogènes à partir d'appareils de laboratoire comme l'appareil oedométrique ou l'appareil triaxial. Ces essais présentent des courbes de fluage qui, si elles sont tracées dans un diagramme semi-logarithmique, peuvent être décrites par des expressions mathématiques en fonction du temps. Les essais au Diflupress présentent, dans le même système d'axes, le même genre de courbes. En faisant l'hypothèse que les déformations ont essentiellement lieu au voisinage de la sonde du Diflupress et que le problème peut se réduire à un problème unidimensionnel, on peut établir une première analogie entre les essais homogènes de laboratoire et l'essai non

homogène in-situ. Cette démarche a été suivie par Leidwanger (1993) pour l'interprétation de ces essais au Diflupress, définissent une pente de fluage β analogue au coefficient $C\alpha$.

La méthodologie utilisée par (Leidwanger, 1993) a été de caler les paramètres d'un modèle de Dafalias-Kaliakin sur des essais de laboratoire et des essais au Diflupress L.D et d'effectuer des simulations numériques 2D en axisymétrique. On reprend ci dessous la même démarche en utilisant le modèle SSCM.

10.2 Données de site

10.2.1 Les tassements

On présente ici le site de centrale électrique, la position des bâtiments, les propriétés des bâtiments et la géologie de site. Ces données sont tirés de rapport internes EDF écrit par Buet et Bufi (1988).

On distingue sur le site de Saint-Laurent quatre tranches nucléaires mais nous nous intéressons aux deux tranches de 900 MW.

Quant aux deux tranches de 500 MW, les tassements différés ne posent pas de problèmes car les bâtiments les plus lourds reposent sur des fondations par parois moulées ancrés dans une couche de sol peu compressible. Par contre, pour les tranches de 900 MW, les bâtiments les plus lourds reposent sur des radiers séparés dont le niveau inférieur de la fondation se trouve dans la couche d'alluvions juste au-dessus de la couche compressible.

10.2.2 La géologie-géotechnique du site

On présente sur la figure 39, la coupe géologique, Est-Ouest, du site sous les bâtiments réacteurs des tranches à 900 MW. Ces deux bâtiments sont appelés SL3 et SL4 (Leidwanger, 1993). Les parois moulées des tranches de 500 MW sont ancrées dans la couche 1 de l'Eocène. Des essais au Diflupress ont été réalisés dans la couche compressible de Pithiviers. Son épaisseur est de l'ordre de 6 à 12 mètres sur le site. Il est à noter que la couche qui suit la couche de Pithiviers a les mêmes propriétés géotechniques que cette dernière. Ces deux couches sont sollicités par les contraintes induites par les deux tranches SL3 et SL4.

10.2.3 Caractéristiques de la centrale

On présente la géométrie de la centrale sur la figure 40. Sur la figure 41, on présente la vue en plan, la charge en tonnes de chaque bâtiment, la charge nette (la charge totale moins le poids des terres excavées). Les tassements observés sont dus à cette charge. Les deux bâtiments qui appliquent les charges les plus importantes au sol sont les bâtiments réacteur de chaque tranche. L'étude du tassement sera faite sous une charge nette de 350 kPa. La figure 42 présente le tassement observé pour le bâtiment réacteur de chaque tranche en fonction du temps. La construction a commencé en 1976.

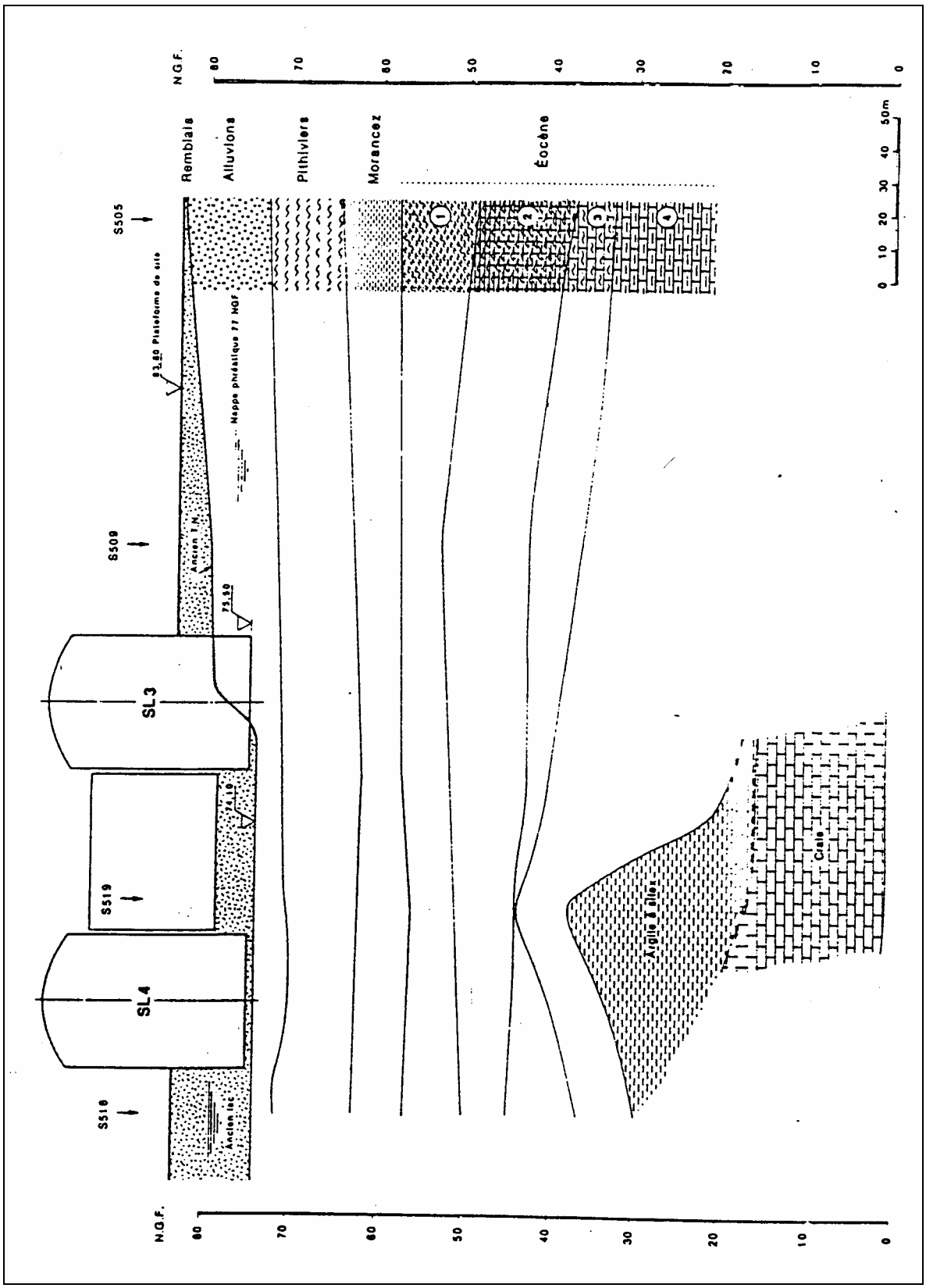


Figure 39 *:Coupe géologique du site sous les bâtiments réacteurs de SL3 et SL4 (Leidwanger, 1993)*

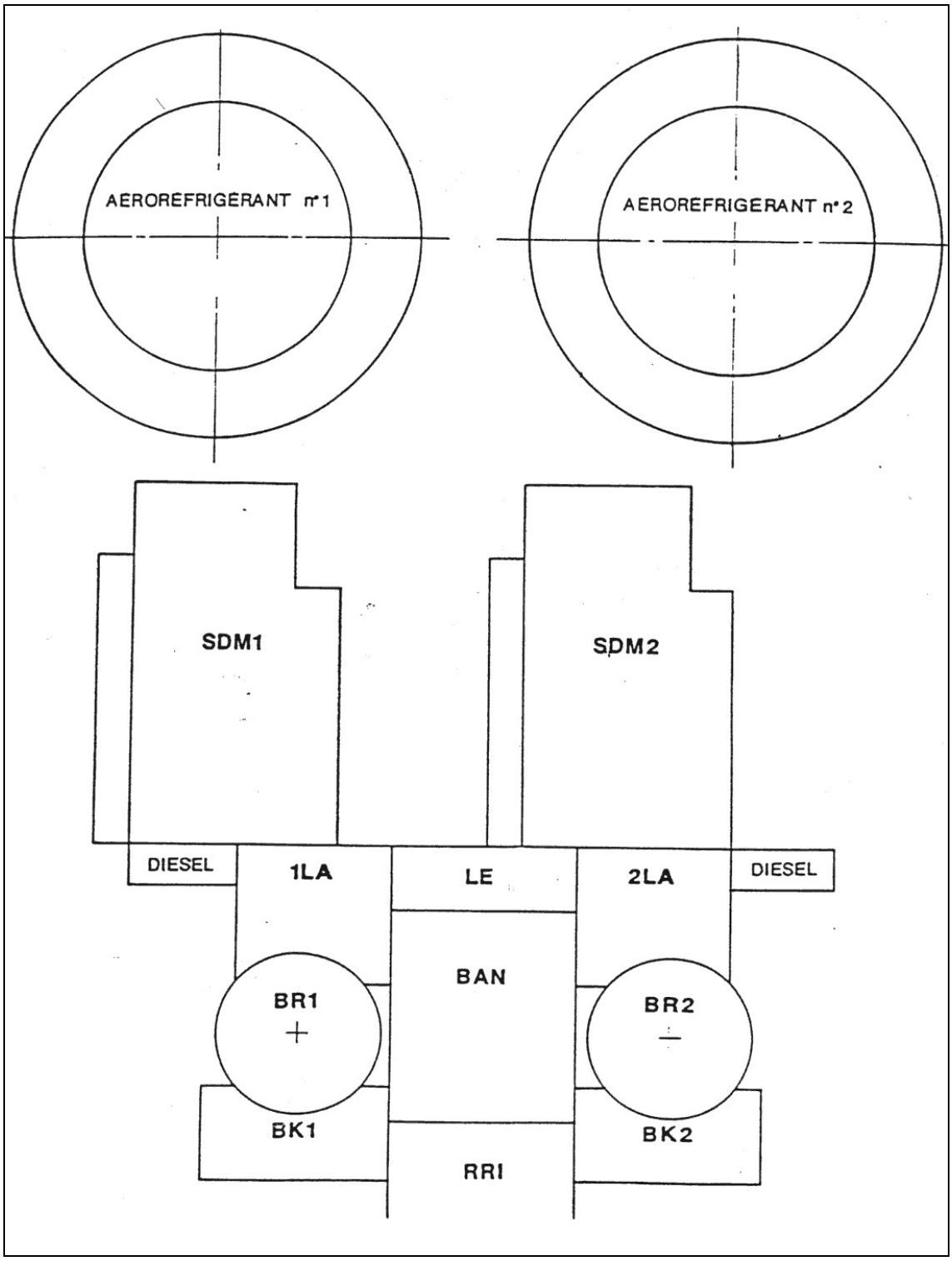


Figure 40 ***:*** *Géométrie de la centrale (Leidwanger, 1993)*

Ouvrage	Surface (m^2)	Niveau de fondation (en mètres sous la côte de 83,80)	Cote NGF de fondation	Charge totale		Charge nette
Tranche SL3				en tonnes	en kPa	en kPa
Réacteur BR1	1182	- 8,3	75,5	52 000	440	350
Bâtiment combustible BK1	1265	- 11,0	72,8	28 000	221	71
Bâtiment de liaison 1LA	1035	- 5,4	78,4	26 500	256	210
Salle des machines SDM1	4978	- 9,15	74,65	87 000	175	65
B.A.N. BAN	2300	- 5,30	78,5	50 900	221	190
Locaux électriques 9LA	708	- 6,60	77,2	13 800	195	135
Tranche SL4				en tonnes	en kPa	en kPa
Réacteur BR2	1182	- 8,3	75,5	50 500	427	350
Bâtiment combustible BK2	1400	- 11,0	72,8	27 800	198	50
Bâtiment de liaisons 2LA	1035	- 5,40	78,4	25 000	241	210
Salle des machines SDM2	4978	- 9,15	74,65	84 000	169	61

Figure 41 *: Caractéristiques des bâtiments de St-Laurent (Leidwanger, 1993)*

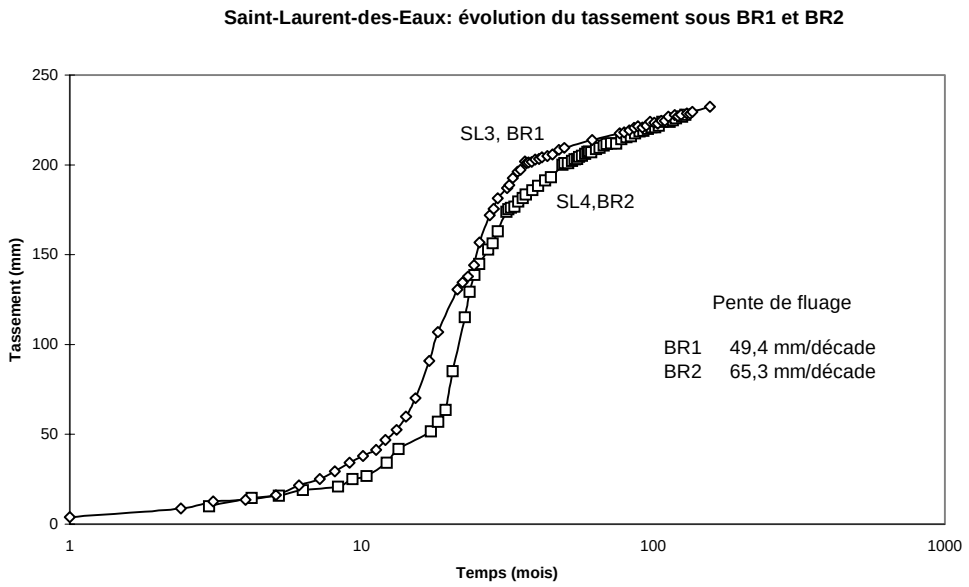


Figure 42 *: Sainte Laurent-des-Eaux, évolution du tassement sous BR1 et BR2*

Les tassements secondaires sous les tranches 1 et 2 sont respectivement de 49 et 65mm/décade.

10.2.4 Tassement différé

On présente, sur la figure 43, les tassements moyens observés en fonction du temps du bâtiment réacteur de la tranche SL3 du site de Saint-Laurent, ainsi que l'évolution de la charge totale appliquée lors de la construction.

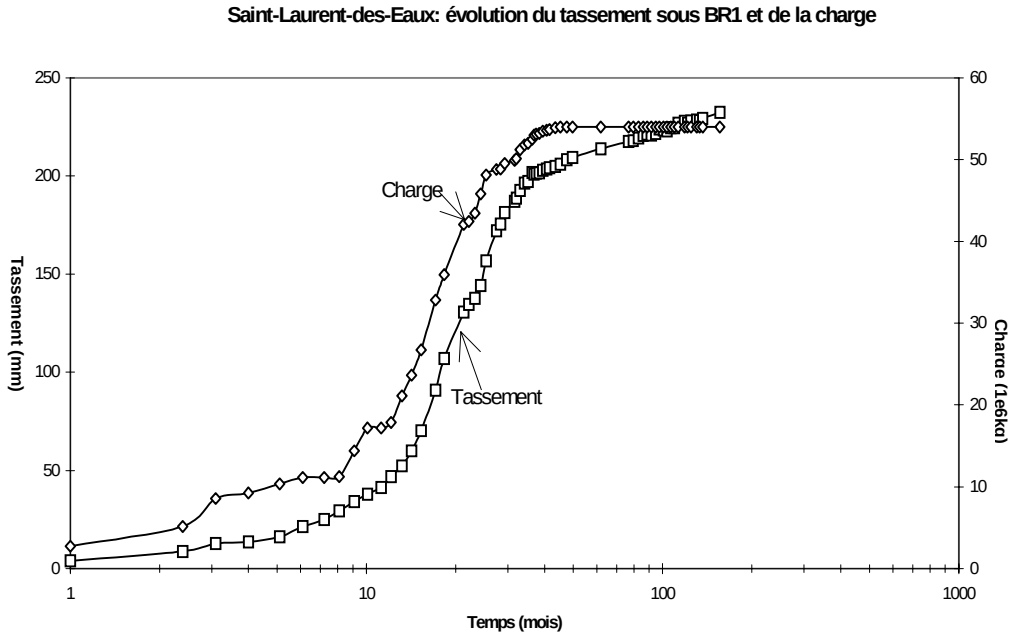


Figure 43 *: Evolution du tassement sous BR1 et de la charge (Leidwanger, 1993)*

On note que le tassement observé est atteint 23 cm d'environ après sept ans et demi de la fin de construction. Buet et Bufi, 1988 ont calculé le tassement par les méthodes classiques en

basant sur les résultats des essais de laboratoire, et ont trouvé un tassement finale de l'ordre de 15 cm. Vu la grande différence entre le tassement prévisionnel et le tassement observé, Buet et Bufi, 1988 ont fait une campagne d'essais pressiométriques afin d'évaluer le tassement après construction. Ces essais pressiométriques classiques ont été faits tous les mètres sur une profondeur de 42 mètres. Ensuite, ils ont exploités les résultats en faisant un calcul élastique avec une hypothèse de chemin de contrainte triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$). On détermine les contraintes horizontales et verticales dans chaque couche de sol à partir des tables de Giroud (1973).

Quant au module élastique, il a été déterminé à partir des valeurs de module pressiométrique E_M mesuré dans chaque couche et corrigé avec le coefficient de structure α défini par Ménard en fonction de la nature du sol et du rapport $\frac{E_M}{P_l}$ (P_l est la pression limite).

On fournit les valeurs du coefficient α dans le tableau 12. Cette méthode de calcul a donné une estimation du tassement total d'environ 8 cm pour une contrainte appliquée en surface de 100 kPa. Alors pour des contraintes de 350 à 450 kPa, les tassements estimés sont variés de 28 à 36 cm.

Tableau 12 : *Coefficient rhéologique α pour différents types de sol*

		Surconsolidé	Normalement consolidé	Remanié ou altéré
tourbe	EM/Pl			
	alpha		1	
argile	EM/Pl	>16	9-16	7-9
	alpha	1	2/3	1/2
limon	EM/Pl	>14	8-14	
	alpha	2/3	1/2	1/2
sable	EM/Pl	>12	7-12	
	alpha	1/2	1/3	1/3
sable et gravier	EM/Pl	>12	6-10	
	alpha	1/3	1/4	1/4

Si on regarde maintenant les résultats de la figure 48, on constate que le tassement secondaire évolue linéairement en fonction du logarithme du temps. Ces phénomènes s'étendent à l'ensemble des bâtiments du site nucléaire de Saint-Laurent-des-Eaux.

Alors, il est possible de déterminer le tassement différé par cycle logarithmique du temps qui correspond à la partie linéaire de la courbe, ce tassement est connu par Δw.

Les valeurs de tassement Δw pour l'ensemble des bâtiments du site de Saint-Laurent sont présentées dans le tableau 13 (Leidwanger, 1993).

Tableau 13 : *La pente du tassement différé*

	Δw / cycle log (t)
BR1	49,4 mm
BR2	65,3 mm
BAN	26,5 mm
BK1	24,4 mm
BK2	32,8 mm
1LA	31,4 mm
2LA	34,4 mm
LE	12,4 mm

10.3 Modélisation du tassement différé de la centrale de St-Laurent

10.3.1 Maillage de référence

Le rayon moyen du radier du bâtiment réacteur de la centrale nucléaire est de 20 mètres. En faisant une analyse avec l'hypothèse d'axisymétrie, on modélise un massif de sol allant de la surface du sol à la profondeur 45 mètres, sur un rayon de 90 mètres (figure 44).

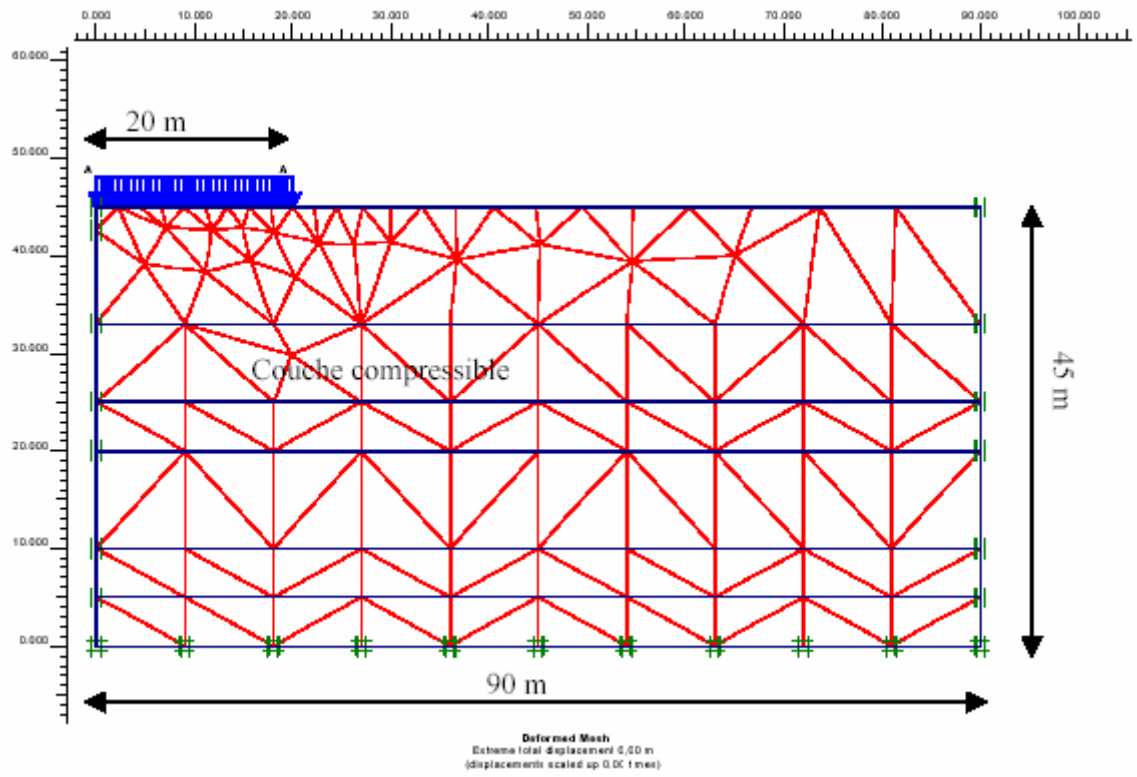


Figure 44 *: Maillage de référence*

On choisit de mailler le domaine jusqu'à profondeur de 45 mètres car on trouve à cette profondeur des matériaux au module de déformation suffisamment fort pour les considérer comme indéformables (Leidwanger, 1993).

La charge du bâtiment réacteur est simulée par une pression. uniforme repartie sur un rayon de 20 mètres: ces conditions de modélisation sont les mêmes que celles utilisées par Leidwanger.

Les tassements calculés sont enregistrés sur le nœud situé sur l'axe de la fondation à la profondeur de –9 mètres. Car le tassement induit dans la réalité par le bâtiment réacteur commence à la profondeur de -8.30 mètres. Pour des raisons de maillage, on enregistre le tassement du nœud le plus proche de la profondeur de -8.30 mètres.

10.3.2 Conditions aux limites

10.3.2.a Histoire du chargement

La charge du bâtiment réacteur est simulée en suivant à peu près la vitesse de chargement réellement appliquée lors de la construction. Donc 50% de la charge est appliquée en 14 mois puis on atteint 90% de la charge en 10,6 mois supplémentaires. Enfin la charge totale est atteinte 46 mois environ après le début de construction (soit environ 4 ans). La figure 45 présente la charge appliquée en fonction du temps qui a été imposée pour la modélisation.

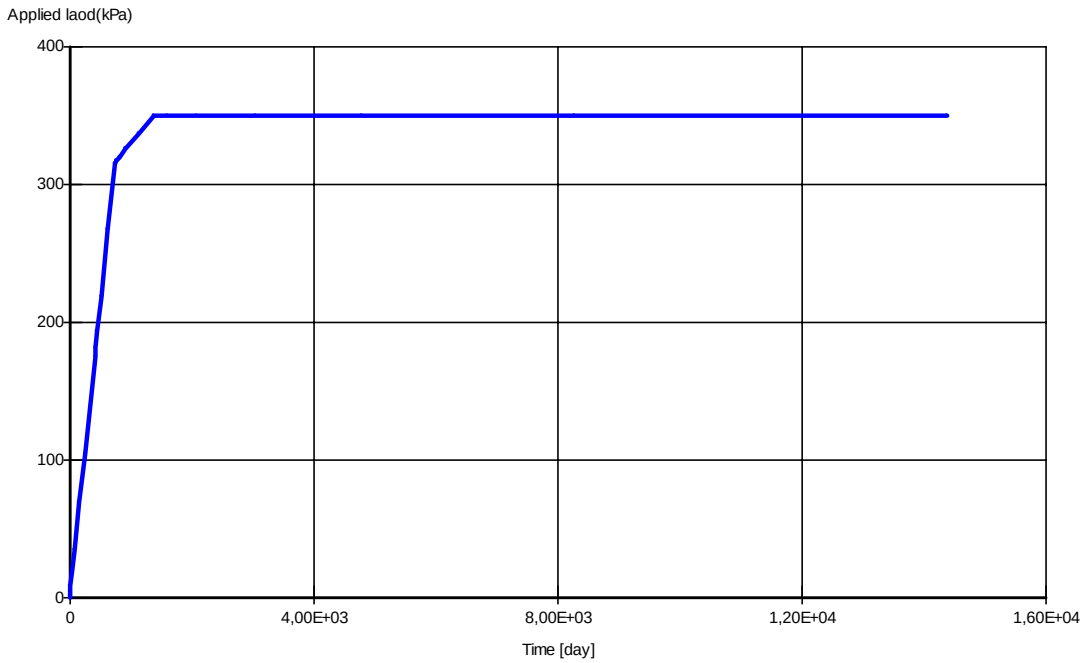


Figure 45 *: Histoire du chargement*

10.3.3 Etat initial

On considère que le poids volumique moyen du sol homogène sur tout le maillage (18 kN/m^3). On fait l'hypothèse que le niveau de la nappe phréatique se trouve en surface alors que dans la réalité elle se trouve à la profondeur de –8 mètres (Leidwanger, 1993).

Le coefficient des terres au repos est pris égale à 0.75 sur toute la hauteur du maillage, sauf dans la couche compressible. Dans celle ci, le coefficient K_0 est variable et est calculé à partir de la surcharge POP égale à 100 kPa, correspondant au poids des terres excavées

10.3.4 Hypothèses de comportement

Six couches de sol différentes ont été modélisées dont une seule aura un comportement élasto-viscoplastique: la couche correspondante à la couche de Pithiviers. Elle se situe à la

profondeur de -12 mètres et une épaisseur de 8 mètres. On considère que la répartition des couches est homogène dans la direction horizontale.

Le comportement des autres couches que la couche compressible est considéré élastique linéaire. Les paramètres utilisés dans la simulation sont présentés dans le tableau 14, ces paramètres sont pris de la thèse de Leidwanger, 1993.

Tableau 14 : *Les paramètres utilisés dans la simulation*

Couche	1		3		4		5		6	
	Ey (kPa)	ν	Ey (kPa)	ν	Ey (kPa)	ν	Ey (kPa)	ν	Ey (kPa)	ν
	75700	0.3	25600	0.3	10100	0.3	39300	0.3	49300	0.3

Compte tenu de l'hypothèses de comportement, deux simulations ont été effectuées avec le modèle du fluage "SSCM" en considérant les hypothèses suivantes:

1) Toutes les couches élastiques sont supposées drainées;

2) La couche compressible est considérée non drainée initialement et soumise à la consolidation.

Remarque : Les paramètres de SSCM ont été calculés à partire des paramètres du modèle Cam-Clay Model λ & κ. Ces deux paramètres sont déjà définis par (Leidwanger, 1993), dont leurs valeurs sont : λ = 0.13, κ = 0.0217. L'indice des vides pour la couche compressible est égal à *0.96.*

Si on applique les deux relations qui relient les paramètres λ, κ avec les paramètres modifiés λ*, κ*, on retrouve les valeurs présentées sur la figure 46.

Le paramètre de fluage μ* a été calculé d'une façon à respecter l'ordre de grandeur entre ce paramètre et le paramètre de compression modifié (λ*): *λ*/μ* = 15 à 25.* Dans notre cas on a pris *μ* = λ*/20.*

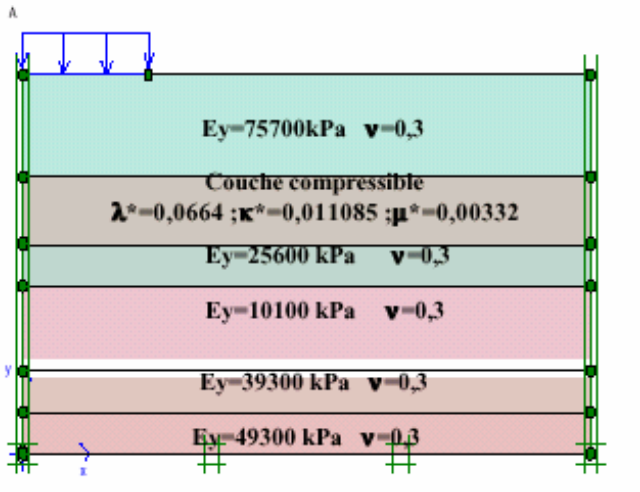


Figure 46 *: Répartition des couches et des modules pour les comportement élastique linéaire*

10.3.5 Exploitation de résultats

On souligne dès à présent que l'on s'intéresse avant tout au tassement différé obtenu par la modélisation et que l'on le compare au tassement différé réellement observé sur le site de St-Laurent-des-Eaux.

10.3.5.a Définition du tassement : tassement moyen

Le sol se déforme en surface comme il s'était soumis au chargement d'une fondation souple. Le tassement plus important au centre et moins important en périphérie. C'est l'inconvénient d'utiliser une fondation souple. Or, dans le cas d'une radier de centrale, il s'agit plutôt d'une fondation rigide qui s'enfonce théoriquement de la même façon sur l'ensemble de la surface. Le tassement d'une fondation rigide est moins important que le tassement au centre d'une fondation souple. On n'a pas choisi de modéliser la fondation par un radier pour se placer dans une configuration analogue à celle de Leidwanger. De plus, la modélisation d'une fondation souple évite de rencontrer des problèmes de discontinuité aux bords de la fondation rigide.

On définit le tassement moyen de la modélisation de la figure 46 en considérant les tassements calculés à une profondeur de 9 m sur un rayon de 20m, voisine de celle de bas du radier (figure 39).

Avec les hypothèses précédentes, nous avons obtenus les résultats présentés en figure 47.

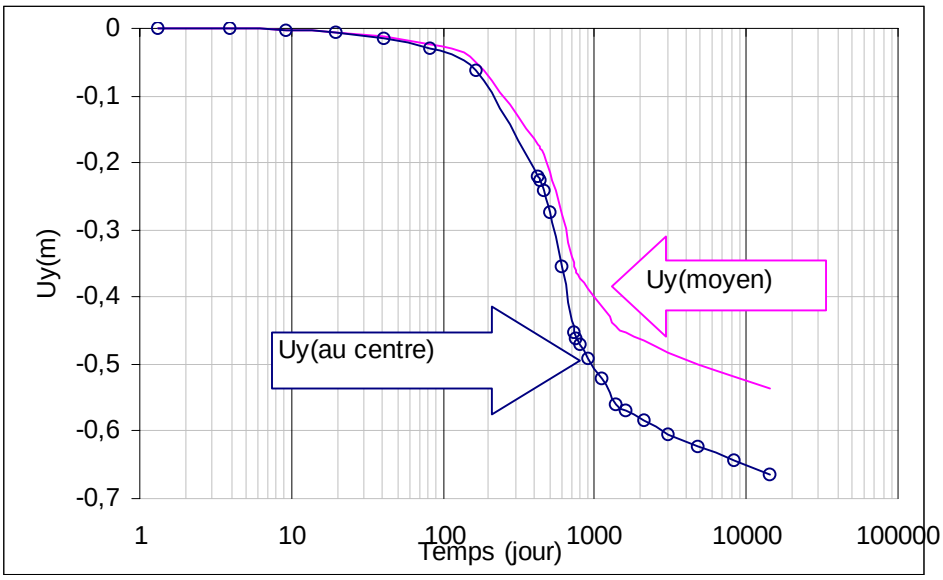


Figure 47 *: Tassement moyen et tassement au centre*

Il est évident que le tassement calculé est trop élevé par rapport à la réalité : le tassement atteint sept ans et demi après la fin de la construction est d'environ 23 cm alors que le calcul précédent donne 50 cm comme tassement moyen. On retrouve le même ordre de grandeur que le calcul effectué par Leidwanger avec les mêmes valeurs de λ et κ. Ceci nous amène à effectuer une autre simulation avec une valeur de μ^* très faible ($\mu^* = 0.00055$) afin de savoir si μ^* influence le résultat du tassement ou non. Le résultat de cette simulation est montré sur la figure 48 en comparaison avec le résultat de la première simulation.

On constate que la courbe du tassement calculé, avec une valeur de $\mu^* = 0.00055$, présente un palier légèrement incliné après la dissipation des pressions interstitielles : la loi du fluage « SSCM » s'est comportée comme une loi élastoplastique, on note aussi que la très faible valeur de μ^* conduit à des déformations différées très faibles.

On note aussi que le tassement calculé, avec $\mu^* = 0.00055$, est encore trop élevé par rapport à la réalité: on a un tassement calculé de l'ordre de 42.6 cm, ce qu'il fait presque deux fois le tassement mesuré (23 cm): ce résultats est analogue à celui de Leidwanger.

L'évolution des contraintes est présentée en figure 49. ces contraintes sont prises à 9 m de profondeur, dans la couche fluante sous l'axe du radier.

Ces premiers calculs fournissent, comme ceux de Leidwanger (1993) des tassements de consolidations trop important. Deux possibilités peuvent alors être utilisées pour s'approcher mieux des valeurs observées :

- soit diminuer les paramètres λ^* et κ^* pour obtenir des tassements moindre. Ceci serait en contradiction avec les essais de laboratoire que Leidwanger (1993) a utilisé pour déterminer λ et κ.

- soit prendre en compte l'effet du temps sur les contraintes initiales.

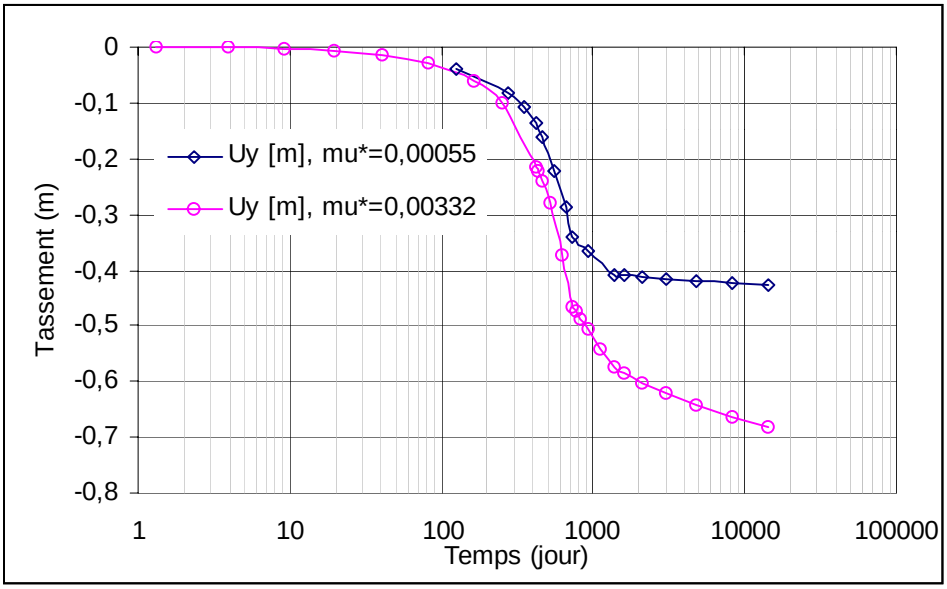


Figure 48 *: Influence de paramètre du fluage « μ^* » sur les résultats de simulation*

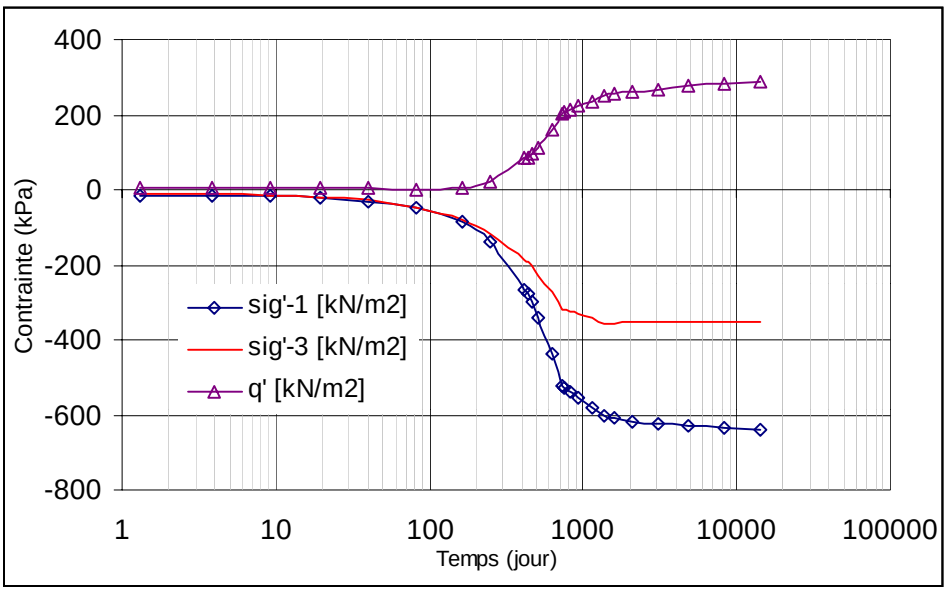


Figure 49 ***:*** *L'évolution des contraintes en fonction du temps*

10.3.6 Rôle des contraintes initiales

Deux simulations ont été effectuées avec le modèle du fluage "SSCM" en considérant les hypothèses suivantes:

1) Toutes les couches élastiques sont supposées drainées;

2) La couche compressible est considérée non drainée initialement et soumise à la consolidation.

3) On considère que le poids volumique du sol moyen sur tout le maillage (18kN/m^3), il varie dans la réalité de 18 à 21 kN/m^3. La nappe phréatique se trouve à la profondeur de -8 mètres.

Les contraintes initiales dans les deux simulations ont été calculées, d'une part avec un degré de surconsolidation (OCR=4) et d'autre part par une surcharge (POP=500kPa). Puis la contrainte du radier a été appliquée, dans le cas de la central de St-Laurent-des-Eaux cette contrainte est égale à 350kPa, et le fluage du sol s'est déroulé pendant 10000 jours.

Les tassements calculés et mesurés sont illustrés sur la figure 50.

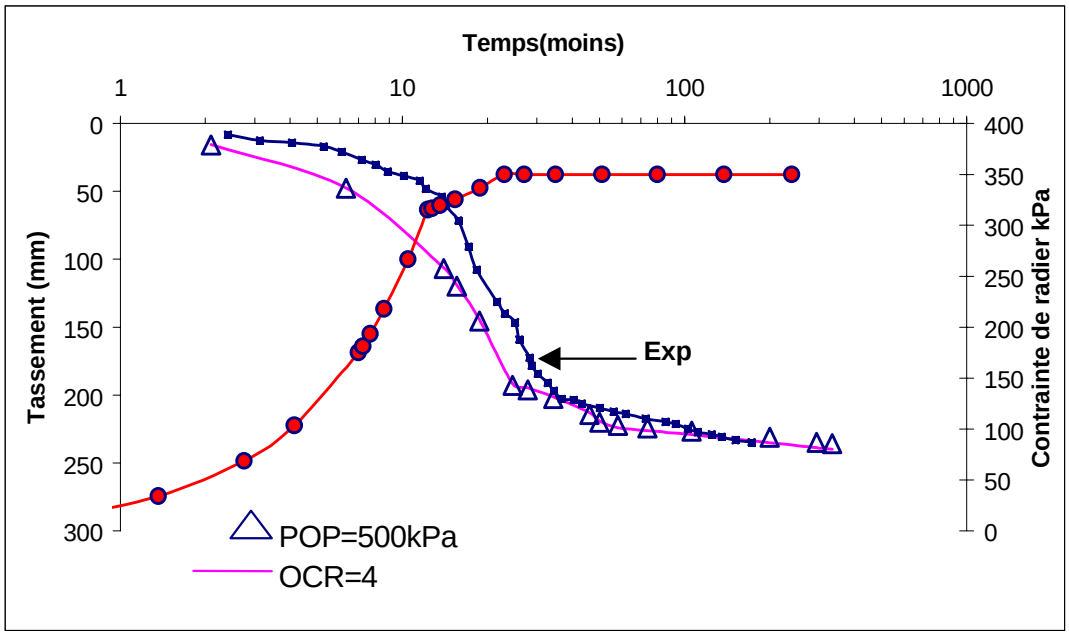


Figure 50 *: Comparaison des tassements calculés du bâtiment réacteur en fonction du temps avec les tassements mesurés in situ (St-Laurent)*

La figure 50 conduit aux remarques suivantes :

1- les tassements calculés avec les deux modes d'initialisation des contraintes sont identiques ;

2- l'ordre de grandeurs des tassements est satisfaisant.

10.4 Analyse des tassements

Concernant les tassements calculés avec un modèle de fluage (SSCM), au vu des résultats obtenus, on constate qu'il est indispensable de tenir en compte l'histoire géologique du dépôt des sédiments car le fluage commence au premier instant du dépôt. Il est indispensable alors de connaître la contrainte de surconsolidation du sol afin de bien calculer

les tassements, avec le SSCM. Un sol normalement consolidé en terme de contrainte effective appliquée développe, par effet du temps, une surconsolidation apparente. Cette surconsolidation peut être traitée, soit par le degré de surconsolidation, soit par une surcharge (POP) équivalente qu'il est indispensable de prendre en compte pour estimer correctement les tassements.

10.5 Conclusion

La méthodologie mise au point a permis de mener à bien la simulation numérique de tassement différé de l'ouvrage.

Les tassements de fluage des sols mous argileux sont rarement observés et mesurés sous des ouvrages en vraie grandeur. Le site de Saint Laurent des Eaux fournit un exemple très intéressant de cas réel où le tassement primaire et le tassement secondaire sont disponibles pour une modélisation par un modèle élasto-viscoplastique.

Les ordres de grandeur des tassements calculés avec le modèle du fluage (SSCM) sont satisfaisants.

La prise en compte des contraintes initiales constitue un aspect essentiel de la modélisation par éléments finis des massifs de sol argileux. Elles permettent en effet de représenter, par "l'initialisation du champ de contraintes", l'état des contraintes en place avant toute phase de travaux. Cette initialisation est indispensable pour une simulation correcte.

10.6 Utilisation directe de l'essai au Diflupress pour la prévision du tassement différé

10.6.1 Facteurs d'influence du tassement différé

Pour analyse les tassements différés des différents bâtiments d'une centrale nucléaire, il est nécessaire de prendre en compte les caractéristiques de chacun des bâtiments et du sou sol

Quant à l'influence de l'épaisseur de la couche compressible pour le même site, elle varie peu alors que les tassements différés varient beaucoup, elle ne constitue pas un facteur de dépendance pour le tassement différé.

Finalement, le seul facteur influant sur la pente de tassement différé est la contrainte appliquée. Ceci permet de penser qu'il existe une relation entre la caractéristique de l'essai de fluage au Diflupress et la pente de tassement différé par cycle logarithme du temps (Leidwanger, 1993).

10.6.2 Méthodologie

Il faut déterminer la contrainte induite par chaque bâtiment en milieu de couche. Pour établir le lien entre les caractéristiques mesurées au Diflupress et les tassements différés: on analyse séparément les tassements différés et les pentes de fluage.

En utilisant les différents essais de laboratoire ou essais in situ, on peut identifier les couches responsables du tassement différé observé sur les différents bâtiments.

Ensuite, en utilisant un calcul élastique, on peut calculer la contrainte verticale transmise dans une couche donnée et sous un bâtiment donné (Poulos et Davis, 1974). Leidwanger (1993) a appliqué cette méthode de calcul pour calculer les contraintes induites au centre de chaque bâtiment en tenant compte de tous les bâtiments voisins.

Par la suite, on utilise l'essai au Diflupress dans chaque couche compressible: ceci permet de corréler la pression appliquée par la sonde et la caractéristique de l'essai de fluage β

(Leidwanger, 1993). Il y a en fait deux relations possibles comme on l'a vu précédemment (Chapitre II) et qu'on les rappelle ici, qui donnent toutes deux des résultats intéressants.

$$\beta = exp\frac{(P - P_o) - a'}{b'} \qquad (5.)$$

$$\beta = m\left(\frac{\psi}{1{,}02 - \psi}\right)^n \qquad (6.)$$

où les constantes α', b', m et n ont été déterminées à partir des essais au Diflupress.

Les différents paliers de contraintes appliqués dans l'essai au Diflupress permettent de déterminer β.

En supposant maintenant que les valeurs de β soient déterminées pour la même gamme de contraintes que les contraintes induites par les bâtiments réacteurs, on choisit alors la valeur de β correspondant à la contrainte transmise dans la couche, calculée précédemment.

Finalement, Leidwanger (1993) a calculé la déformation de fluage en divisant la pente de tassement différé par cycle logarithme du temps par la hauteur H_C de la couche fluante, puis, elle en a tracé la déformation verticale différée ($\Delta w/H_C$) de la couche fluante en fonction de la pente de fluage β pour le niveau de contrainte caractérisant la surcharge appliquée.

La figure 51 représente les résultats obtenus avec le Diflupress L.D pour les deux sites de centrales testés. (Nogent et St-Laurent) (Leidwanger, 1993).

Pour les caractéristiques stratigraphiques, géométriques et géotechniques de ces deux sites, on peut se reporter à la thèse de Leidwanger (1993).

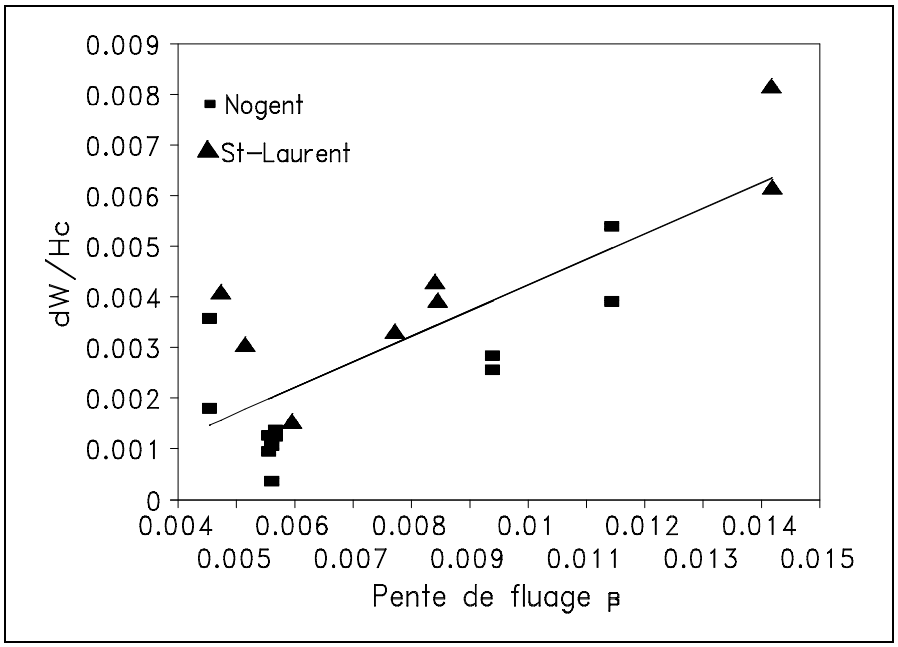


Figure 51 *: Relation déformation-pente de fluage pour Nogent et St-Laurent (Leidwanger, 1993).*

Ceci permet de penser qu'il peut exister une corrélation entre la caractéristique de l'essai de fluage au Diflupress et la pente de tassement différé par cycle logarithme du temps. Comme il est montré sur les figures que la pente β et la pente de tassement différé par cycle logarithme du temps augmentent linéairement avec l'augmentation de contrainte.

10.6.3 Résultats des essais au Diflupress

Les essais ont été réalisés en 1990 sur le site nucléaire de Saint-Laurent-des-Eaux. Trois essais ont été effectués à la profondeur de 17 mètres, soit à peu près au milieu de la couche compressible de Pithiviers, avec des pressions appliquées au sol de 400, 495 et 600 kPa.

10.6.4 Etude des tassements différés a partir de résultats d'essais au Diflupress. L. D

Notre travail se présente comme ceci : dans un premier temps, on a calé les paramètres de la loi de fluage « SSCM » à partir des résultats des simulations de tassements différés au site de Saint-Laurent. Ensuite, nous effectuerons une modélisation du Diflupress et on simulera les tassements différés à partir des paramètres calés sur le site du St Laurent.

Dans le but de relier la déformation verticale différée ($\Delta w/H_c$) et la pente β (pente de fluage), les calculs ont été réalisés, pour modéliser le Diflupress et la fondation du radier.

Concernant la modélisation d'un essai au Diflupress, on effectue un calcul d'expansion de cavité cylindrique à deux dimensions, un massif de 20 mètres de hauteur et 10 mètres de largeur est pris en compte, afin de mieux modéliser les deux premières couches. Le maillage est représenté en figure 52 avec les conditions aux limites, en axisymétrie.

Après déchargement correspondant à l'exécution du forage, le chargement pressiométrique est appliqué à la base de forage selon la figure 53. A partir des déplacements des nœuds à la paroi, un calcul d'intégration permet de calculer le volume de la sonde et d'en déduire la déformation.

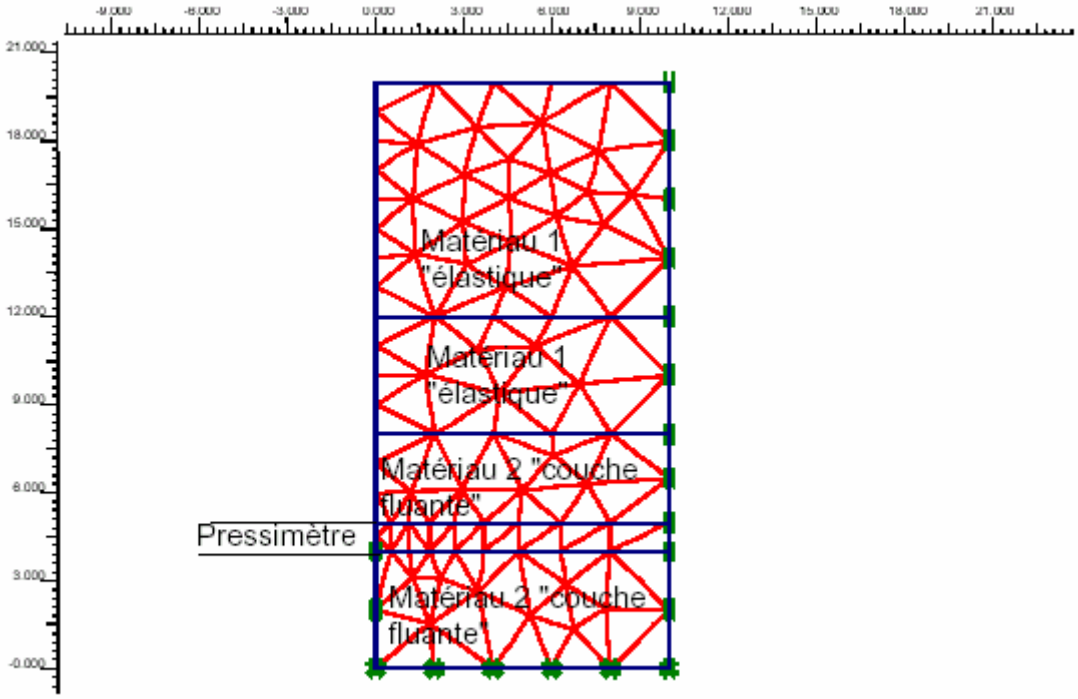


Figure 52 *: Visualisation du maillage et des conditions aux limites en déplacement*

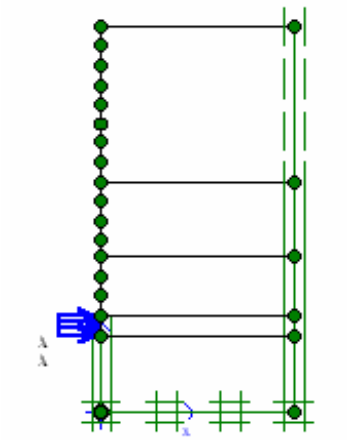


Figure 53 *: Chargement de la sonde*

La nappe phréatique est placée sur la surface du maillage. Les propriétés des sols sont présentés dans le tableau 15.

Tableau 15 : *Propriétés du sol pour la simulation*

Matériau2	λ*	κ*	μ*	φ°	C(kPa)	γ_d (kN/m^3)	Kx=Ky m/j	γ_h (kN/m^3)	ν_{ur}
	0,066	0,011	0,00332	37	0,00	14	0,000864	18	0,2
Matériau1	élastique	E_{ref} (kPa)	ν	G_{ref} (kPa)	E_{oed} (kPa)	γ_d (kN/m^3)	Kx=Ky (m/j)	γ_h (kN/m^3)	
		75700	0,3	29120	101900	14	0,000864	18	

Après avoir fait le maillage et appliqué les conditions aux limites en déplacements, les contraintes initiales sont calculées en conditions drainées sur tout l'échantillon ; ensuite, on a modélisé la réalisation du forage, ce calcul fait par étapes.

Une fois le forage réalisé, la charge pressiométrique est appliquée tout le longueur de la sonde (97 cm de longueur et 63 mm de diamètre), comme elle est présentée sur la figure 59.

Remarque **:** le problème est traité en déformations axisymétriques et les matériaux sont drainés.

10.6.4.a Programme de chargement

Une série des chargement est appliquée sur le paroi du forage au milieu de la couche compressible à une profondeur de 16 mètres.

a) La première charge de 350 kPa est appliquée par un seul incrément pendant 0.01 jours, en effectuant un calcul plastique. La phase du chargement sera suivie par plusieurs phases de consolidation, durant lesquelles le paramètre temps varie de 0.01 à 7.0 jours. On calcule la déformation radiale due au chargement de pressiomètre Diflupress L.D.

b) La deuxième charge de 450 kPa (350+100) est appliquée pendant 0.01 jour. La consolidation se fait par étapes. Le paramètre temps se varie de 7.0 à 14.0 jours.

c) La troisième charge de 600 kPa (450+150) est appliquée pendant 0.01 jours. La consolidation se fait par étapes. Le paramètre temps se varie de 14.0 à 21.0 jours.

d) La quatrième charge de 750 kPa (600+150) est appliquée pendant 0.01 jours. Le paramètre temps se varie de 21.0 à 28.0 jours.

A la fin de calcul, on utilise les déplacements horizontaux sur le paroi de la sonde, pour calculer la déformation radiale due au chargement pressiométrique.

Pour obtenir la variation de volume de la sonde on calcule les variations de volume de la sonde entre deux nœuds successifs définie par:

$$dV_i = 2\Pi * Ur_i * r_o * dz \qquad (7.)$$

La variation volumique totale de la sonde définie par:

$$\Delta V = \sum_{i=1}^{i=n-1} dVi \qquad (8.)$$

où:

n: le nombre de nœuds en surface de sonde

r_0: le rayon initial de la sonde

Ur_i: le déplacement en nœud i

dz: la distance entre deux nœuds successifs

On obtient ainsi la variation de volume de la sonde, correspondant à ce qui est mesuré dans le Diflupress $\alpha 0=0.5\Delta V/V0$. En accord avec la méthodologie d'interprétation de Leidwanger, on trace les courbes donnant $0.5\Delta V/V0$ en fonction du temps, avec une origine des temps à chaque début de palier de chargement et en réinitialisant aussi le volume V0.

Les pentes β sont calculées par cycle logarithmique sur la partie linéaire du chaque palier de charge, et sont présentés sur la figure 54.

10.6.4.b Relation entre la déformation verticale différée et la pente du fluage

Dans le but de trouver une relation entre la déformation verticale différée $(\Delta w/H_c)$ et la pente β (pente de fluage), on a effectué plusieurs calculs de tassement différé sur la fondation du site de St Laurent-des-Eaux. Ces simulations sont faites d'une manière à appliquer les contraintes de 350, 450, 600& 750 kPa. Le sol a les mêmes propriétés pour les quatre calculs (figure 46).

Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 55. La figure 56 présente les différentes relations obtenues : $(\Delta w/H_c)$ en fonction de la pente β**,** la pente β en fonction de la pression appliquée ($\Delta P=P-P0$), et $Ln\ \beta$ en fonction de la pression appliquée ($\Delta P=P-P0$).

Les résultats obtenus sont fort intéressants, car on retrouve la même genre de corrélation, entre ln β et la contrainte appliquée, que celle obtenue par Leidwanger (1993), comme l'on montre sur la figure 56, et la différence reste modeste.

Quant à la corrélation entre la déformation verticale différée et la pente de fluage β, il existe une différence trop élevée, parce que la déformation verticale différée obtenue par le calcul est trop grande par rapport à la réalité, cela peut être du aux tassements calculés qui sont deux fois plus grand que le tassement mesuré pour une contrainte de 350 kPa

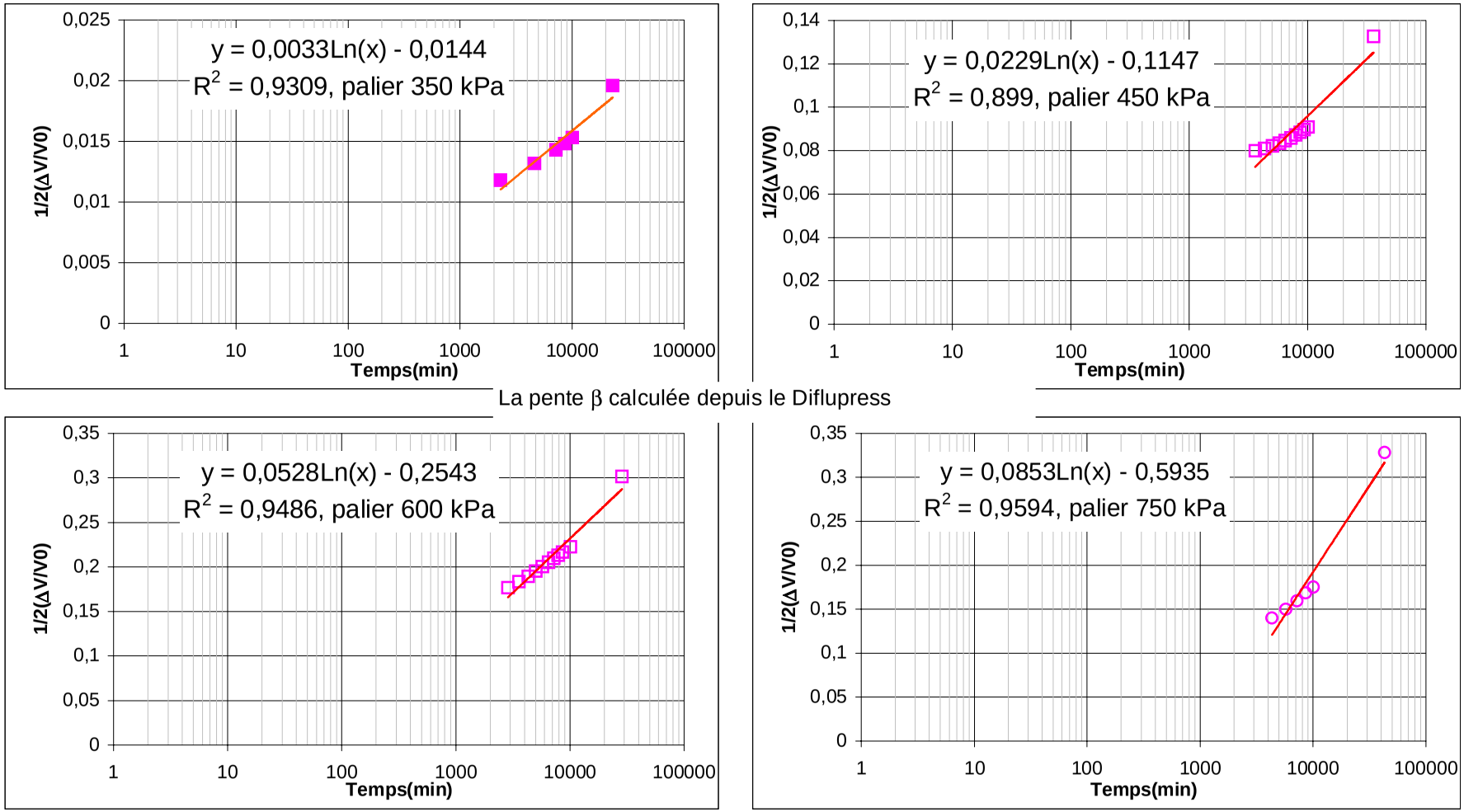


Figure 54 *: Calcul de β pour différents paliers de chargement*

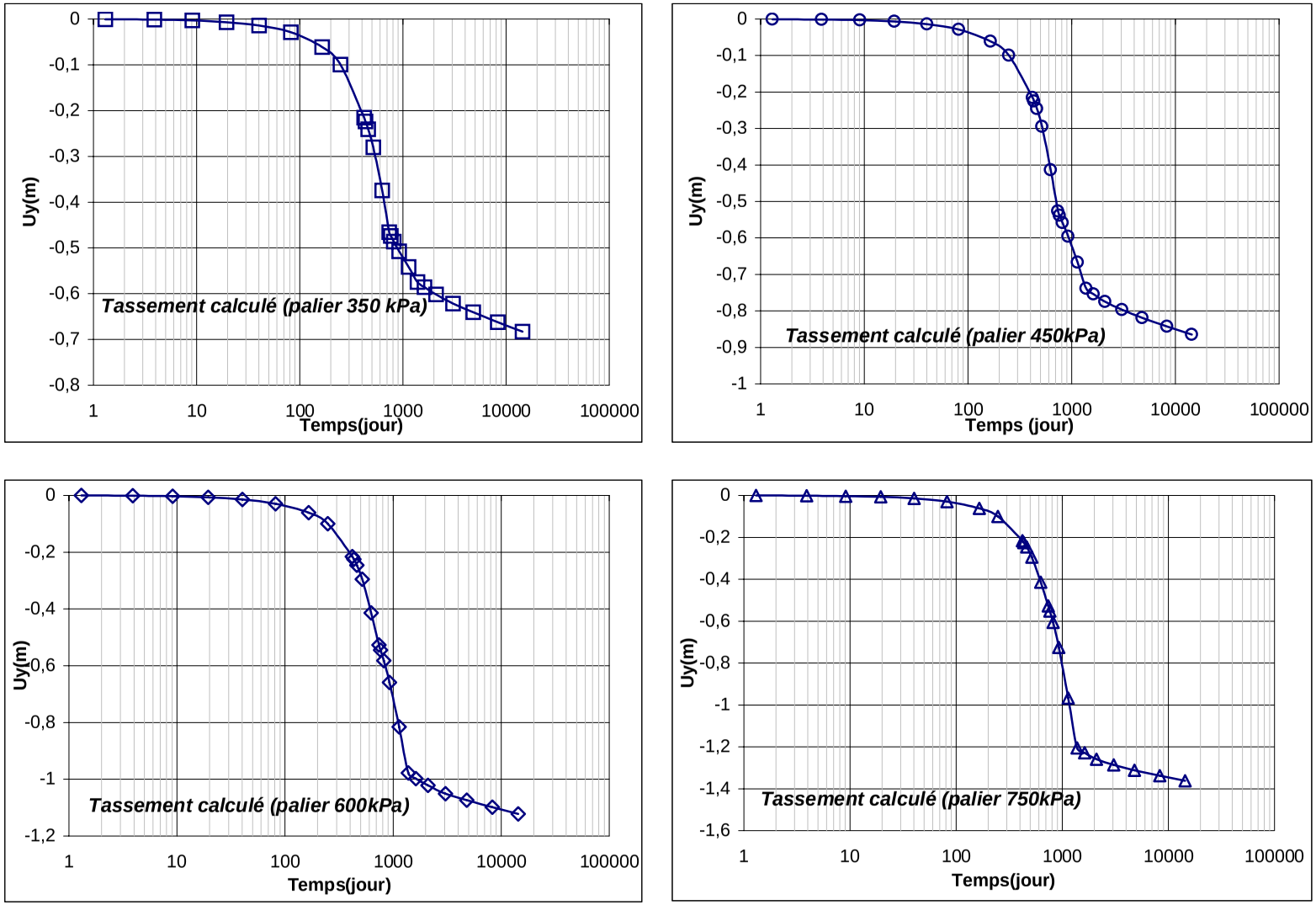
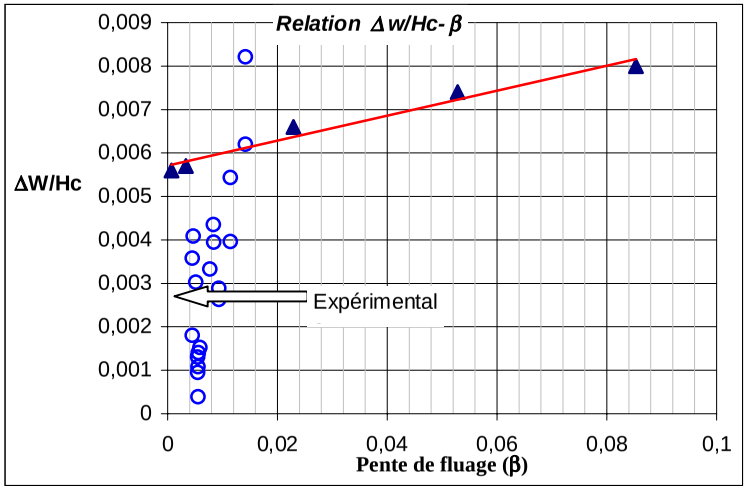
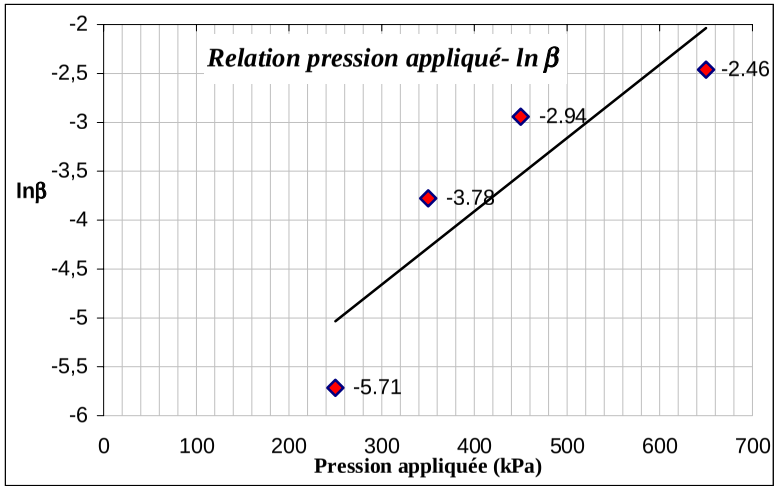


Figure 55 *: Tassement calculé lors de chargement à différents niveaux de contrainte*





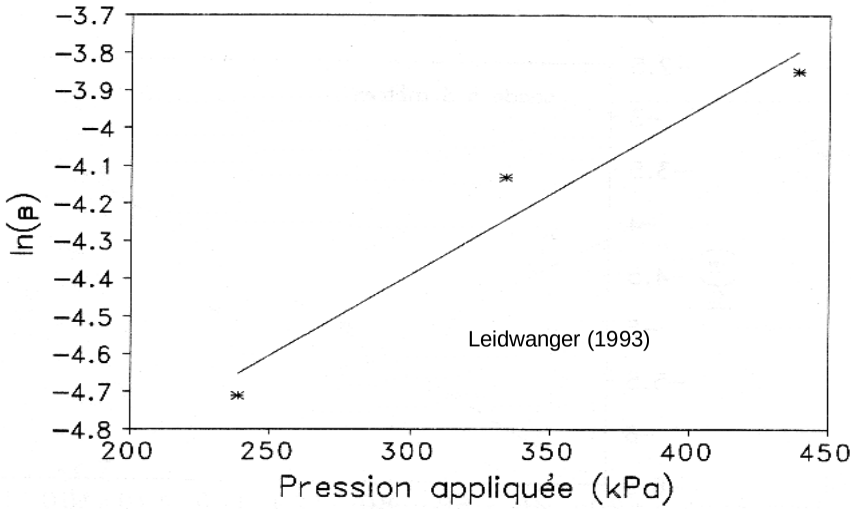


Figure 56 *: Corrélations entre :la déformation verticale différée et β, la pression appliquée et lnβ, β et la pression appliquée.*

*10.6.4.c La corrélation entre β et μ**

Pour trouver une relation entre la pente du fluage « β » et le paramètre du fluage de SSCM « μ* », nous avons effectué trois simulations, nous avons donc attribué trois valeurs différentes à μ* (μ*= 0.0026 ; 0.00332 et 0,00443). Les autres paramètres sont constants. Les résultats sont présentés sur les figures 57 et 58.

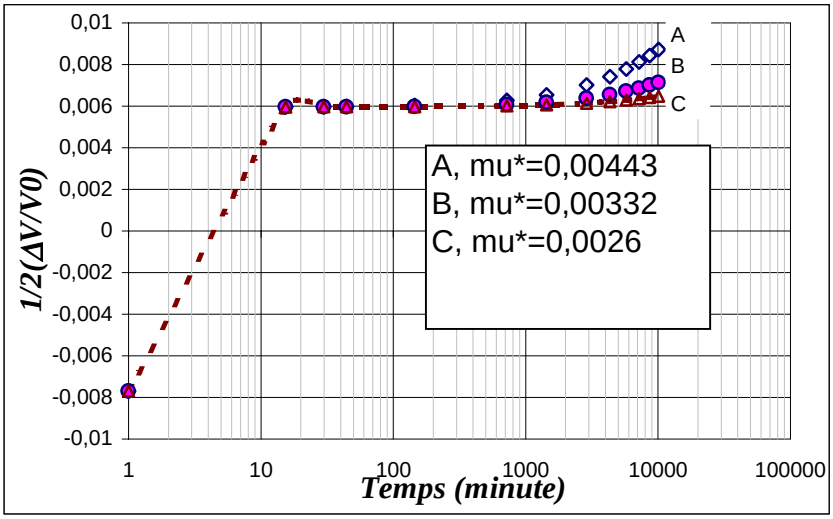


Figure 57 *: L'influence du paramètre μ* sur la déformation radiale*

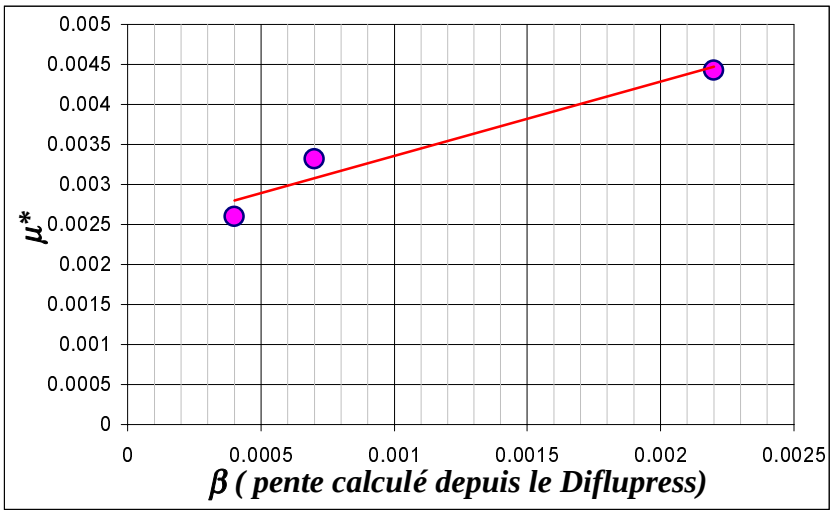


Figure 58 *: La relation entre le paramètre du fluage « μ* » et la pente du fluage « β »*

Nous constatons que le paramètre du fluage de SSCM « μ* » influence directement la pente du fluage « β ». Cependant, la pente du fluage « β » augmente avec l'augmentation du paramètre de fluage « μ* » d'une manière à avoir une relation quasi linéaire, comme il est montré sur la figure 58. Cette conclusion nous paraît tout à fait logique, car, le paramètre du fluage « μ* » porte la même signification que la pente du fluage « β », où $\mu^* = \Delta\varepsilon_v / \Delta\log(t)$.

10.6.4.d Effet de la surcharge POP sur la pente de fluage "β"

Dans ce paragraphe, on va simuler l'essai réalisé au Diflupress. Pour cela, nous allons effectuer une modélisation axisymétrique bidimensionnelle de l'essai au Diflupress. Le maillage est défini sur la figure 59.

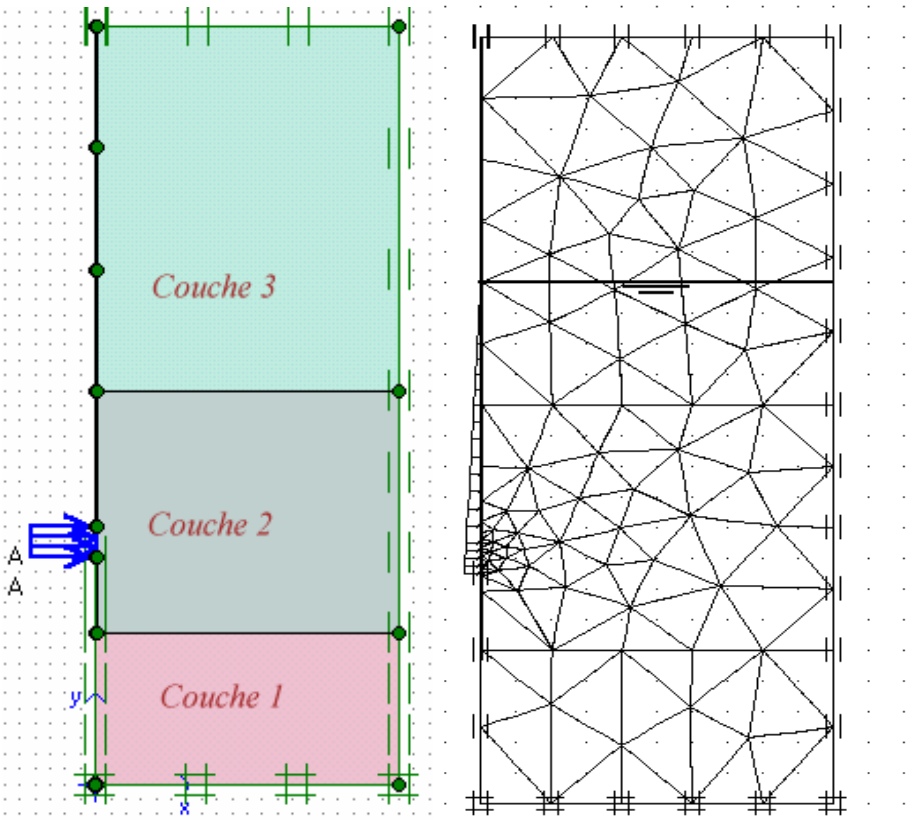


Figure 59 *:Visualisation des couches et des conditions aux limites en déplacement, ainsi que la visualisation de contrainte appliquée et la nappe phréatique.*

Le sol est modélisé sur une épaisseur de 25 m et un rayon de 10 m. Il est constitué de trois couches de propriétés mécaniques différentes. Les couches 1 et 3 ont leurs propriétés fixées une fois pour toutes, alors que la couche 2 est la couche fluante (couche de calcaire du Pithiviers), On cherche les propriétés de cette couche.

Tableau 16 : *Paramètres pour la simulation*

Couche	Module d'Young (kPa)	Coef. de Poisson	γ (kN/m^3	Perméabilité m/j
1	25600	0.3	20	8,640^E-04
3	75700	0.3	20	8,640^E-04

Il faut noter que les valeurs de E_y sont reprises de la thèse de Leidwanger (1993).

Pour la couche 2, les données disponibles sont les suivantes: l'essai se faisant à la profondeur moyenne de 17 m, la contrainte verticale totale σ_{zz} est estimée à 340 kPa. La contrainte horizontale totale σ_{xx} peut être évaluée à partir de l'essai de relaxation: σ_{xx}=160 kPa. La nappe phréatique se situant 9 m au-dessus de la profondeur moyenne de l'essai, la

pression interstitielle vaut u=90 kPa. Le module oedométrique entré à partir d'essai de laboratoire vaut 12900 kPa.

Concernant les valeurs attribuées aux paramètres de modèle du fluage « SSCM », ils ont les mêmes valeurs que les autres simulations (voir figure 46). Le seul paramètre à faire varier celui de contrainte initiale « POP » (Pre-Overburden Pressure).

Compte tenu de l'hypothèses de comportement, quatre simulations ont été effectuées avec le modèle du fluage "SSCM" en considérant les hypothèses suivantes:

1) Toutes les couches élastiques sont supposées drainées;

2) La couche compressible est considérée non drainée initialement et soumise à la consolidation.

3) On considère que le poids volumique du sol est homogène sur tout le maillage (20 kN/m^3).

10.6.4.e Validation de l'essai au Diflupress.

Nous disposons des données expérimentales sur les essais réalisés au Diflupress. Ces données concernent les trois paliers de chargement effectués au Diflupress. Les valeurs de pressions appliquées et les pentes du fluage mesurées sont les suivantes (tableau 19):

Tableau 17 *: Résultats expérimentaux (St-Laurent-des-Eaux)*

Palier	Pression sonde [kPa]	Pente de fluage β
1	400	0,008994
2	495	0,016043
3	600	0,021291

Nous avons tout d'abord étudié l'influence de la contrainte initiale sur la pente du fluage « β ». Différentes simulations sont alors effectuées du Diflupress, pour un niveau de contrainte dans la sonde de l'ordre de 400 kPa. Différentes valeurs de POP ont été prise en compte : 20.65, 22, 50, 100, 125, 150 et 200 kPa. Ensuite, nous avons tracé la relation entre la pente du fluage « β » et la surcharge « POP », cette relation est présentée sur la figure 60.

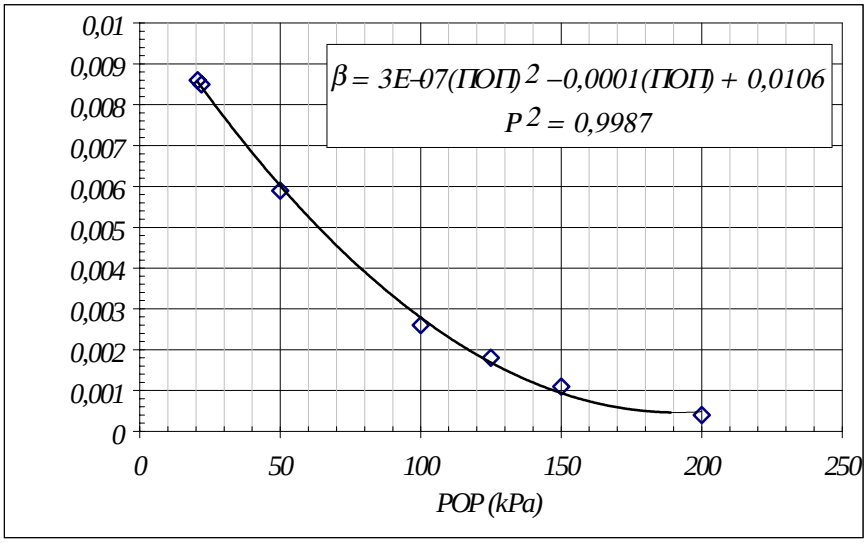


Figure 60 *: L'évolution de la pente du fluage β en fonction du rapport de contrainte POP (Pre-Overburden Pressure)*

Il est évident que la pente du fluage « β » est très influencée par la valeur de contrainte initiale comme le montre la figure 60. Pour des valeurs élevées de POP, β a des valeurs faibles. Compte tenu de la relation obtenue, nous avons fait trois simulations en attribuant à POP les valeurs 50, 22 et 20.65 kPa. On a effectué les mêmes paliers de chargement que ceux présentés dans le tableau 17. Finalement, nous avons essayé de faire trois simulations différentes à une valeur de POP de l'ordre de 50 kPa, tous les paramètres sont constants, dont les contraintes sont appliquées par paliers continus. La figure 61 présente la déformation volumique $\alpha=0.5\ \Delta V/V_0$ en fonction du temps pour une valeur de POP égale à 50 kPa.

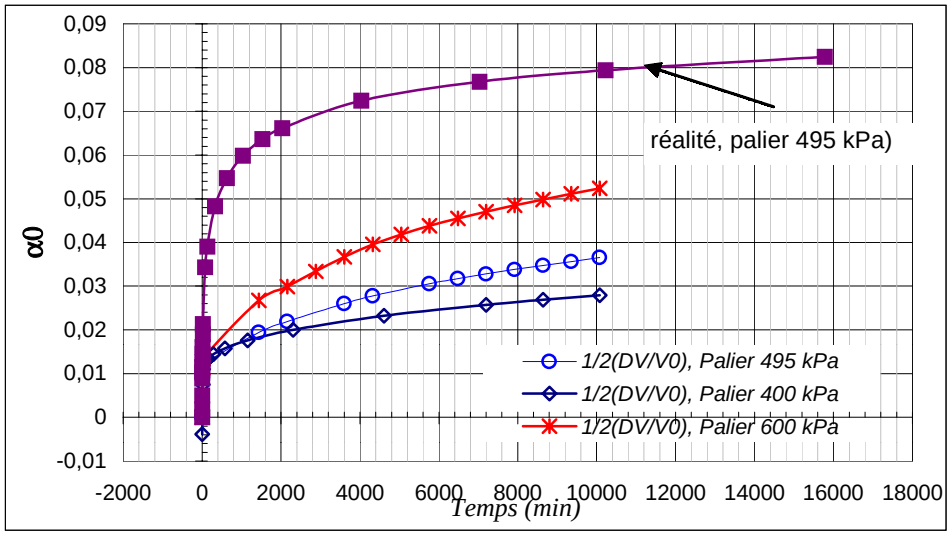


Figure 61 *: La déformation en fonction du temps (POP=50 kPa)*

On présente sur la figure 62 la déformation α en fonction du temps pour POP=50 kPa, mais cette fois les contraintes sont appliquées indépendamment sur le maillage.

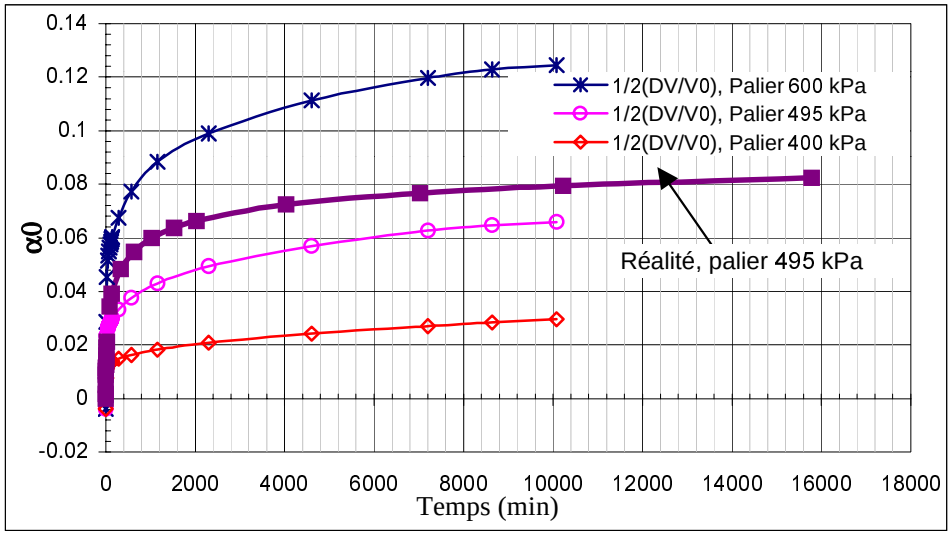


Figure 62 *: La déformation en fonction du temps (POP=50 kPa)*

Les figures 63 et 64 présentent respectivement les résultats de simulations pour POP = 22 et 20.65 kPa.

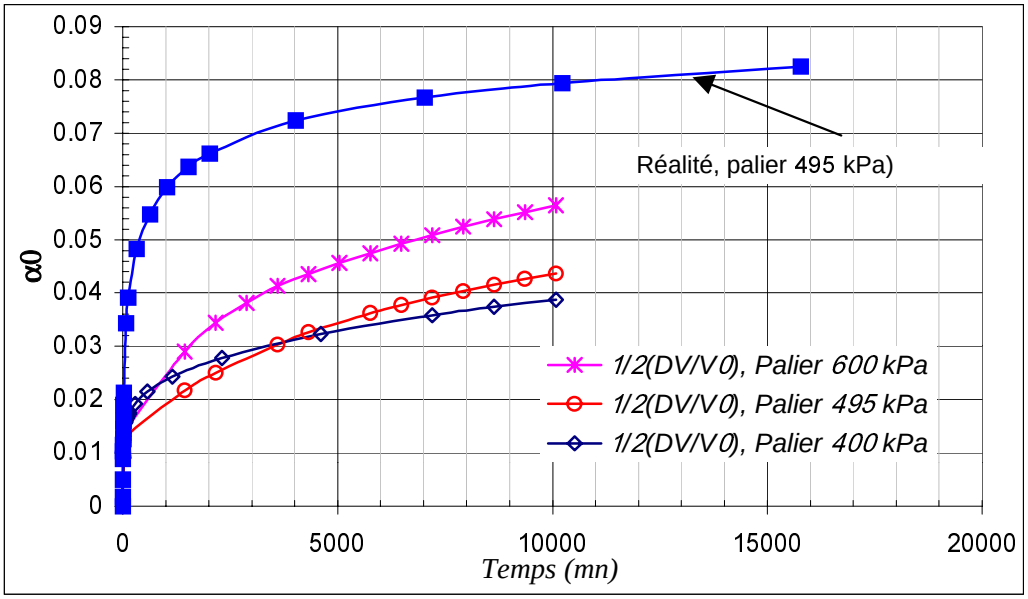


Figure 63 *: La déformation en fonction du temps (POP=22 kPa)*

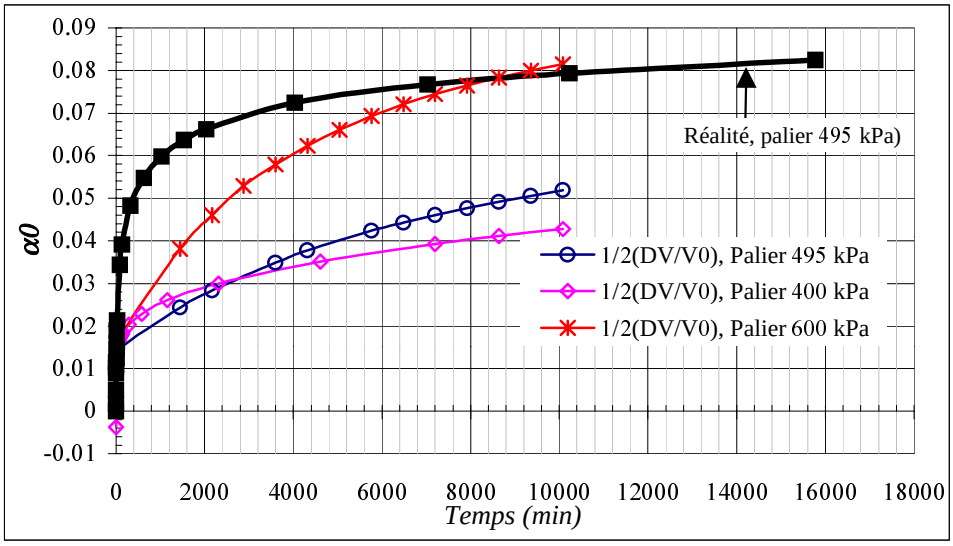


Figure 64 *: La déformation en fonction du temps (POP=20.65 kPa)*

Ces résultats montrent qu'il n'y a pas de conclusion générale sur la simulation de l'essai pressiométrique au Diflupress, car les résultats sont divergés les uns aux autres.

A partir de ces résultats, on peut tracer la courbe de la figure 65 donnant la comparaison entre les pressions appliquées dans la sonde et la pente de fluage soit mesurée soit calculée pour les différentes valeurs de POP.

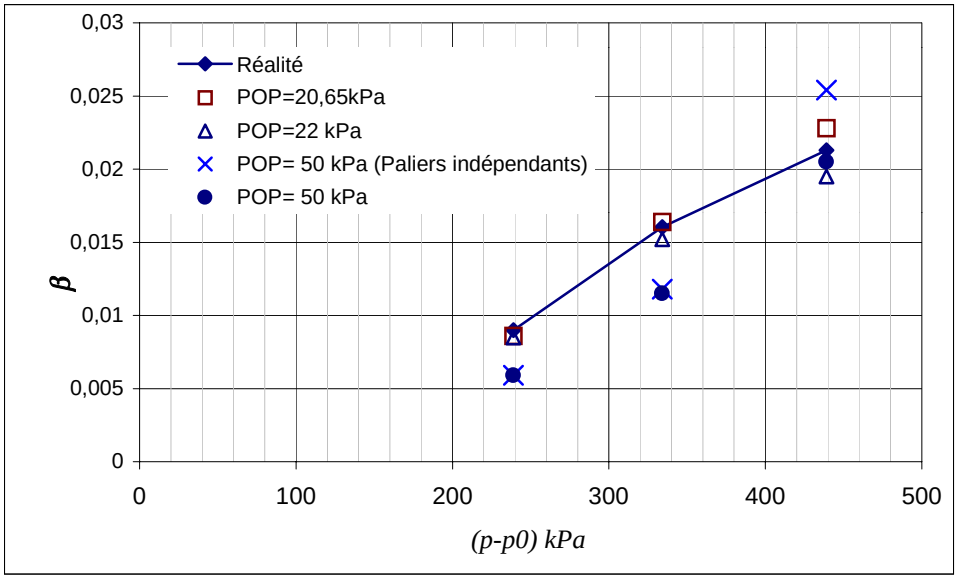


Figure 65 *: La pente du fluage en fonction de contraintes appliquées, Comparaison avec les résultats expérimentaux..*

D'après ces résultats, nous constatons que le calcul donne une bonne corrélation entre la pente de fluage β et la contrainte appliquée, mais celle ci dépend de la surcharge appliquée lors de l'initialisation de contrainte. Les résultats obtenus par le calcul à un niveau de contrainte de 22 kPa sont en bon accord à ce qu'on trouve dans la réalité, tandis que les autres résultats divergent pour des contraintes appliquées faibles, et ils s'approchent de la réalité pour des fortes contraintes.

Il est évident que la pente de fluage β n'est pas influencée pour une valeurs de POP élevée, ceci explique pourquoi les valeurs de cette pente se rapprochent les unes des autres pour des contraintes appliquées élevées, cela signifie qu'on s'approche de l'état initial de contraintes in-situ.

10.7 Conclusion

D'après les résultats obtenus, nous constatons que les valeurs de pente du fluage « β » sont plus grandes par rapport à la réalité, cependant, la pente, du fluage mesurée, la plus grande est de l'ordre de 0.018, tandis que la pente, du fluage calculée, la plus grande est de l'ordre de 0.0229 dont le rapport entre les deux valeurs est de l'ordre de '1.3'. Cela signifie que les résultats de la simulation sont 30% plus grands que les résultats de mesure. Ce qui n'est pas raisonnable. Ces différences peuvent être dues :

aux hypothèses de comportement adoptées pour les simulations ;

à l'état initial de contraintes ;

D'autre raison peuvent influencer les résultats de simulation au Diflupress.L.D: tel que le drainage, car, nous avons considéré la couche compressible drainée. Ceci nous a conduit à considérer les couches compressibles comme des matériaux non drainés qui vont subir par la suite au fluage. Toutes ces raisons nous ont conduit à faire une autre série de simulations, nous avons alors mené ces différentes simulations à la lumière de contrainte initiale qui joue un rôle très important. Les résultats obtenus sont encourageant, cependant, il faut estimer la bonne valeur de POP (Pre-Overburden Pressure).

Pour les résultats de tassement sur la fondation de St Laurent-des-Eaux, nous remarquons que le tassement calculé sous l'effet d'une contrainte de référence de 350 kPa est de l'ordre de 63 cm, ça veut dire trois fois plus grand que le tassement mesuré qui est de l'ordre de 23 cm. Comme nous avons déjà signalé, ci dessus, que la prise en compte des contraintes initiales constitue un aspect essentiel pour la modélisation. Elles permettent en effet de représenter, par "l'initialisation du champ de contraintes", l'état des contraintes en place avant toute phase de travaux.

Concernant l'ordre du grandeur des tassements différés, obtenu par la simulation, nous constatons qu'il est en bon accord avec la réalité, car la pente $\Delta w/Hc$ par cycle logarithmique est liée directement au paramètre de fluage du SSCM « μ^* ». Il faut noter que μ^* n'influence que les tassement secondaire, mais le tassement primaire peut être influencé par les deux autres paramètres du SSCM « λ^* & κ^* ».

Quant à l'évolution de β « pente du fluage » en fonction de contrainte, on retrouve la conclusion de (Leidwanger, 1993), tel que : on retient comme facteur influant sur la pente de tassement différé la contrainte appliquée.

Enfin, les résultats obtenus par la simulation des tassements différés sur le site de Saint-Laurent à partir de la validation des essais au Diflupress fournit des résultats encourageants.

11 EXPLOITATION DES RESULTATS DU SITE DU FLUMET

11.1 Présentation générale du site.

Le barrage du Flumet (Isère) constitue la partie aval de l'aménagement Arc-Isère et sert de bassin de stockage pour l'usine du Cheylas. Situé à Saint-Pierre-d'Allevard, il est alimenté par la galerie d'amenée (figure 66) passant sous le massif de Belledonne (17 km de long).

Figure 66 *: Le barrage du Flumet dans l'aménagement Arc-Isère*

Le barrage repose sur un ensemble de terrains hétérogènes, composés de dépôts fluvio-glaciaires (galets, graviers et sables) de la côte 375 à 450 m NGF et d'une alternance de remplissages lacustres (silts argileux ou tourbeux) et d'éboulis de pente (sables fins à grossiers), de 450 ; NGF à l'actuel (figure 67).

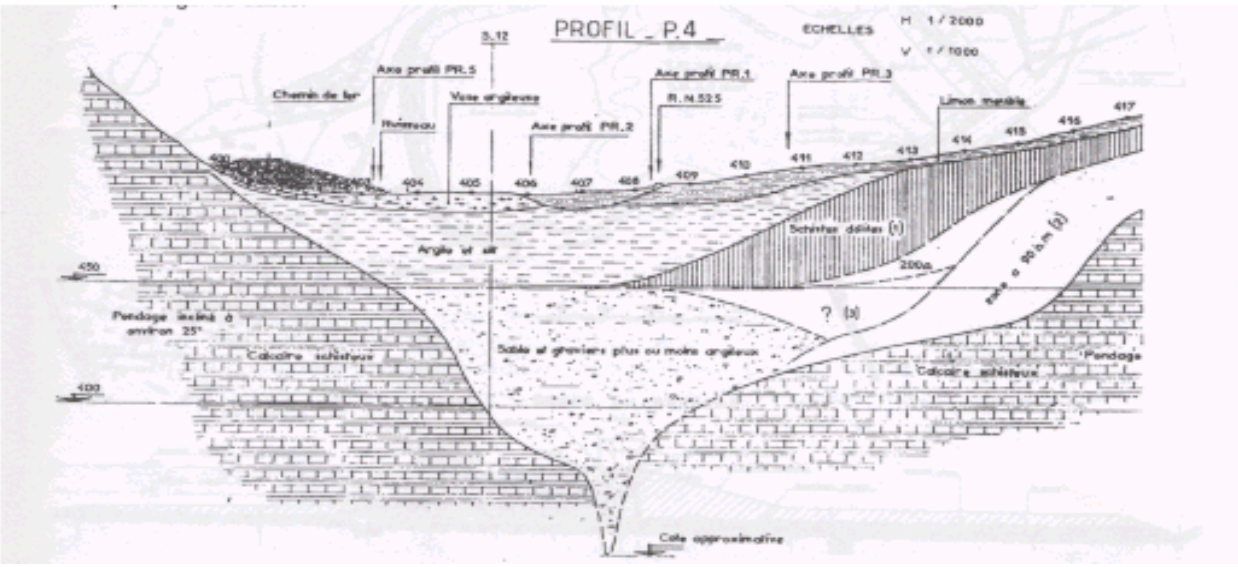


Figure 67 *: Géologie du site du Flumet*

Les formations superficielles récentes surmontant ces terrains hétérogènes sont composées de terre végétale, de silt organique et de tourbe. L'ensemble est établi sur un substratum fissuré et altéré, composé de calcaire schisteux daté de Lias (côte : 375 m) et entaillé par un sillon étroit (côte 340 m) à remplissage de sable.

Depuis 1976, le barrage du Fumet a fait l'objet d'une attention particulière en raison de la géologie complexe du site et de la présence de matériaux « difficiles » [C.F.G.B, 1976]. En effet, l'ouvrage a présenté pendant sa construction des tassement très importants (>1m) liés principalement à la présence, dans les dix premiers mètres de la fondation, de matériaux argileux et vaseux. Cette vase argileuse n'a d'ailleurs pas été totalement curée lors de la construction du barrage.

L'hydrogéologie du site est, elle aussi, particulièrement compliquée. En dessous des couches argilo-vaseuses de surface, se situent des horizons plus sableux et graveleux de plus forte perméabilité. Ces horizons inférieurs sont le siège d'une nappe artésienne probablement alimentée par les versants, et dont les fluctuations sont directement corrélées aux variations saisonnières. Ces fluctuations ont, semble-t-il une influence non négligeable sur le comportement du barrage. De plus, cet artésianisme génère dans les matériaux de fondation, une très faible consolidation, rendant ces matériaux argileux plus déformables.

11.2 Géométrie (figure 68 et 69)

La digue de 600 m de longueur totale et de 18 m de hauteur maximale au-dessus de la fondation est soumise à des marnages très importants.

Elle présente:

- un noyau central argileux construit avec les matériaux disponibles sur le site et prolongé à l'amont par un tapis constitué des mêmes matériaux de 4 m d'épaisseur maximale; à l'amont, une bêche empêche toute infiltration sous le tapis;

- une recharge amont en matériaux provenant du marinage de la galerie et comportant trois niveaux de matériaux drainants de 0.70 m d'épaisseur; le talus à 4/1 de cette recharge est protégé du batillage par une couche de 0.50 m de matériaux de carrière;

- la recharge aval en matériaux divers disponibles sur le site repose sur la fondation par l'intermédiaire d'une couche drainante constituée de sable fin, sable grossier et gravier d'une épaisseur totale de 1.30 m; son talus présente un fruit de 3/1.

En outre, la mauvaise fondation nécessite des banquettes à l'amont et à l'aval du barrage constitués par deux dépôts de matériaux divers en vue d'éviter le refoulement du terrain sous le poids de l'ouvrage.

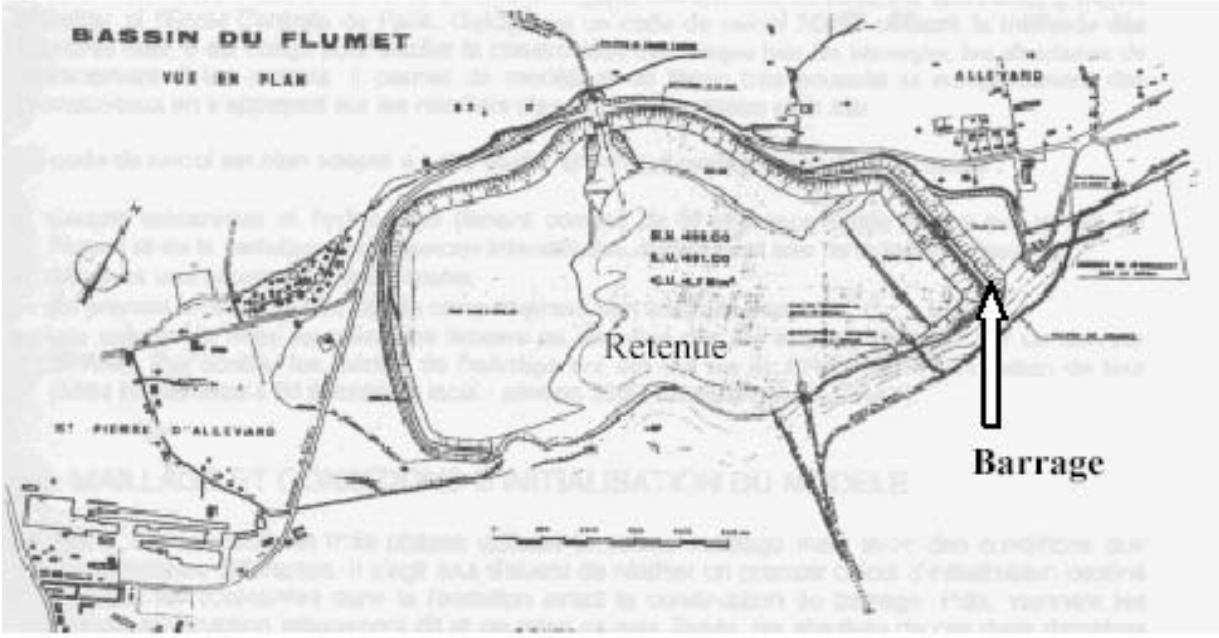
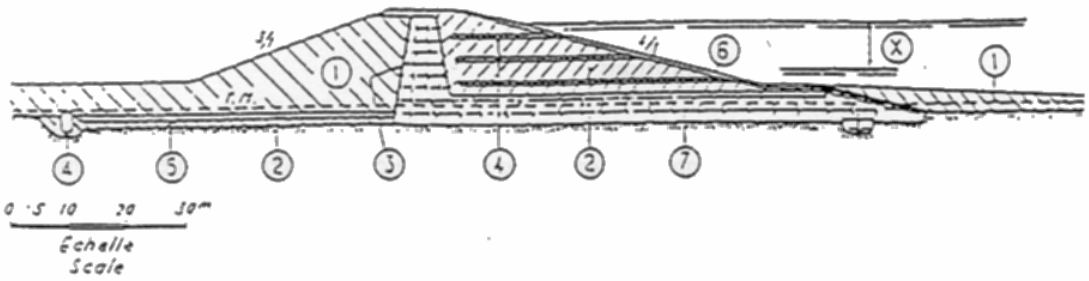


Figure 68 *: Vue en plan du barrage du Flumet (d'après la REAL, 1974)*



(1) : Materiaux divers disponibles sur le site.
(2) : Marinage de la galerie de Belledonne.
(3) : Sable fin.
(4) : Materiau drainant (4/40 mm).
(5) : Sable grossier
(6) : Enrochements5/25cm.
(7) : Materiaux argileux.
(X) : Marnage journalier.

Figure 69 ***:*** *Vue schématique de l'ouvrage*

11.3 Simulation numérique du comportement du Barrage

11.3.1 But

La construction d'un ouvrage impose des contraintes et des déformations aux sols de fondation qui sont fonction des caractéristiques mécaniques et hydrauliques des terrains. La

conséquence la plus importante de ces sollicitations est un tassement de la surface. Pour les sols à grains fins, le tassement est dépendant du temps. Les déplacement verticaux que l'on peut mesurer en surface résultent des déformations instantanées des terrains, de la consolidation et du fluage. La surcharge imposée par la construction d'un ouvrage est tout d'abord reprise par l'eau à l'intérieur du sol, provoquant une augmentation de la pression interstitielle. Lors de la consolidation, la charge est reportée sur les grains par dissipation de ces pressions. L'ensemble de ce mécanisme provoque les tassements. Les tassements primaires et secondaire sont traités dans cette étude.

La modélisation du barrage permet de calculer les déformations instantanées et les tassements de consolidation en fin de construction du barrage et de mise en eau. Ces tassements sont caractérisés par leur amplitude et leur évolution au cours du temps. L'amplitude des tassements dépend des caractéristiques des sols de fondation. Celles-ci sont modélisées par le modèle du comportement.

L'objectif de la modélisation du barrage est d'associer la meilleure représentation possible de la géométrie de l'ouvrage, des chargements et surtout les différentes couches de sol à travers les paramètres du modèle de comportement.

11.3.2 Caractéristiques géotechniques du site

La géologie est complexe mais des regroupements de niveaux stratigraphiques peuvent être effectués lorsque leurs différences ne sont pas fondamentales. On distingue ainsi cinq niveaux géologiques principaux dans les sols de fondation et cinq matériaux différents dans le corps du barrage (noyau, recharge amont, recharge avale, drains, dépôt amont).

***Tableau 18** : Niveaux stratigraphiques principaux dans les sols de fondation*

Profils		**Côte NGF (m)**	Nature de niveau stratigraphique
Non pris en compte		450	Substratum rocheux
Fondation profonde	Matériau 9	De 450 à 460	Galets, graviers, sables
	Matériau 8	De 460 à 468	Argiles, silts, sable fin
	Matériau 7	De 468 à 472	Id.
	Matériau 6	De 472 à 476	Id.
Fondation superficielle	Matériau 5.1	De 476 à 483	Argiles, silts, tourbe
	Matériau 5.2		Id.
	Matériau 5.3		Id.
Couche décapée avant construction		De 483 à 486	Vase argileuse

11.3.3 Maillage

Le maillage réalisé tient compte des couches définies ci-dessus et des différents éléments de la structure du barrage (noyau, recharges, etc.). Il est conçu pour pouvoir simuler la construction par couches.

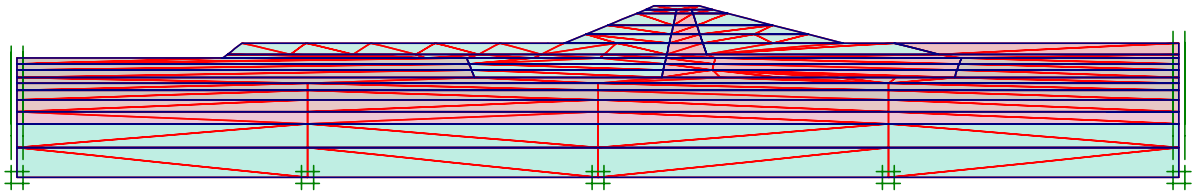


Figure 70 *a: Visualisation des couches et du remblai*

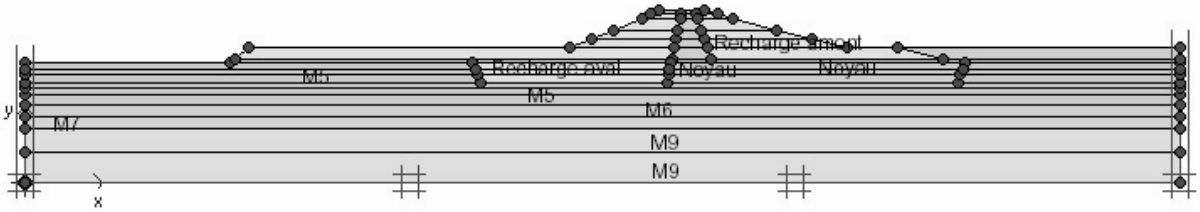


Figure 70 b *:Visualisation des couches et du remblai*

La fondation a été maillée sur 387,5m de longeur et 45m de hauteur avec les caractéristiques déterminées par les essais effectués dans des sondages sous le remblai.

La construction a été modélisée par 10 couches qui sont appliquées en 1125 jours en accord avec le calendrier de la construction.

11.3.4 Conditions aux limites

Les conditions aux limites prises en compte dans ces calculs sont les suivantes:

- drainage par les faces inférieure et supérieure du massif de sol;
- déplacements horizontaux nuls en bas et sur les faces latérales du massif de sol;
- déplacements verticaux nuls en bas du massif de sol.

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique des pressions interstitielles, avec une nappe au niveau de la base du noyau argileux, des déplacements horizontaux et verticaux nuls en tous les points du maillage et des contraintes initiales déduites du poids volumique et du coefficient de pression des terres au repos dans le domaine surconsolidé, K_0^{oc}, ou par le degré de surconsolidation OCR ou par la surcharge POP. Le remblai est initialement désactivé, et sera ensuite activé conformément à loi de chargement.

Dans le processus de chargement, l'activation d'une couche d'élement est la solution optimale pour prendre en compte la construction par étape (Chai et Bergado, 1993).

Pendant l'étape de construction du remblai, nous imposons une pression interstitielle nulle dans les recharges amont et aval. La mise en eau est ensuite prise en compte en considérant l'existence d'une pression hydrostatique dans la recharge amont. La figure 71 montre les conditions appliquées pendant cette dernière étape. Cette étape commence à la fin de la construction du remblai et durera 150 jours. La nappe phréatique générale passant par les points (A, B, C) est appliquée. Cette nappe phréatique générale génère seulement la pression de l'eau extérieure sur le coté droit du barrage et correspond à cote de retenue.

Une nappe phréatique passante par les points (D, E) est seulement appliquée pour la couche à la cote 45. Une autre nappe phréatique passante par les points (A, F) est appliquée sur la couche de base (cote 0). Ensuit, la pression interstitielle est interpolée entre ces valeurs.

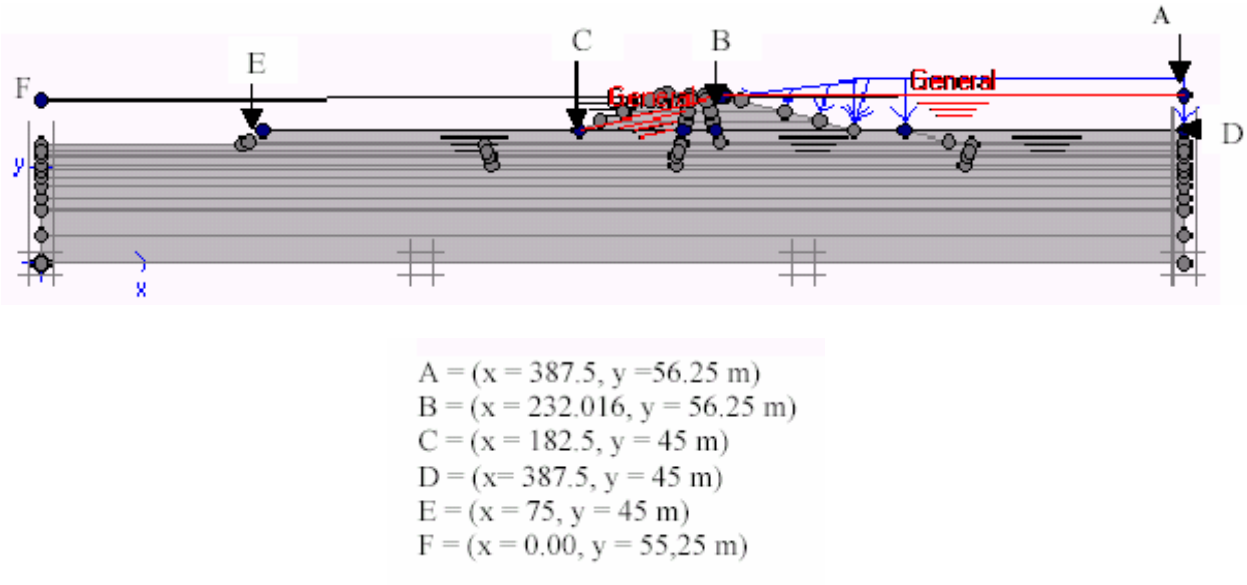


Figure 71 *: La mise en charge de l'eau*

11.3.5 Données expérimentales

Les valeurs des paramètres spécifiques des sols sont représentées dans le tableau 19: les sols sont regroupé par "faciès" c'est-à-dire en fonction de leur nature minéralogique et de leur teneur en matière organique. On distingue 7 faciès par ordre de teneur en matière organique décroissant :

Les tourbes (T)

Les argiles organiques (AO)

Les silts organique (SO)

Les argiles silteuses (AS)

Les silts argileux (SA)

Les silts sableux

Les sables (SS)

Les principaux indices analysés sont:

La teneur en eau de l'échantillon

Les limites d'Atterberg

L'indice de plasticité

La cohésion

Le degré de saturation

Le poids volumique du sol sec

L'angle de frottement effectif

L'indice des vides initial

Faciès lithologiques	Sondage N°	Côte (m)	Profondeur (m)	W (%) en place	Echantillon étuvé WL %	WP %	Ip %	Compression simple Cu nr (bar)	W CS %	S %	γ d g/cm3	Cu (bar) - Vane test non remanié (CuVTnr)	remanié (CuVTr)	Essai triaxial consolidé non drainé Wi % (initial)	γd i	Si %	Wf % (final)	γd f	Sf %	c' (bars)	φ' (degré)	e calculé
Tourbe (marron noir sans structure visible)	PR5	481,75-481,4	4,05-4,40	-	64.2	36.3	27.9	0.04	60.5	90.2	0.96	0.07	0.05	-	-	-	-	-	-	-	-	1.81
	PR6	481.2-480.1	4,40-5,50	80.2	50.4	31.5	18.9	-	-	-	-	0,30-0,36	0,11-0,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Argile organique (grise molle)	PR1	483,4-483	2,40-2,80	70.8	64.5	36.2	28.3	0.12	90.8	99.6	0.8	0,11-0,17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.38
		483-482,6	2,80-3,20	120.8	78.7	55	23.7	0.1	123.3	99.2	0.6	0,10-0,19	-	323	0.24	-	177	0.37	-	0.18	29°	3.50
		482,6-482,2	3,20-3,60	180.5	73	62	11	0.1	92.9	92.9	0.7	0,13-0,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.86
		481,8-481,4	4-4,40	42.9	55.2	27.4	27.8	0.36	39.7	100	1.3	0,3-0,4-0,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.08
		481,4-481	4,40-4,80	45.2	53.4	29.3	24.1	0.11	47	100	1.3	0,15-0,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.08
	PR4	481-480,4	4,20-4,80	47.3	52.6	29	23.6	0.13	45.4	100	1.22	0,14-0,16	0,10-0,12	-	-	-	-	-	-	-	-	1.21
	PR5	484,8-483,7	1-2,10	-	-	-	-	0.1	79.6	97	0.84	0,10-0,13	0,07-0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	2.21
Argile silteuse (organique, gris noir à gris clair)	PR1	484-483,4	1,80-2,40	36,9-54,5	30,8-37,4	23,1-24,8	7,7-12,6	0,12-0,07	42,7-38	100-98	1.3	0,10-0,15	-	36.6	1.8	98	30	1.5	100	0.18	29°	1.08
		482,2-481,8	3,60-4	48.6	48.9	28.3	20.6	0.14	51.4	100	1.2	0,15-0,16	0,14-0,18	47.8	1.2	100	35	1.4	100	0.05	31°	1.25
		480,6-480,2	5,20-5,60	33	27.3	20.8	6.5	0.14	31	100	1.5	0,12-0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.80
	PR6	472,3-471,6	13,30-14	32.2	37.5	22.9	14.6	-	-	-	-	0,28-0,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Silt tourbeux (marron gris mou)	PR8	474,2-473,5	11-11,70	70.6	28.5	21.5	7	0.19	43.9	100	1.25	0,16-0,20	0,05-0,15	-	-	-	-	-	-	-	-	1.16
		471,5-471	13,70-14,20	37.4	41.4	26.2	15.2	0.38	41.5	100	1.28	0,28-0,39	0,13-0,20	-	-	-	-	-	-	-	-	1.11
	PR9	489,9-488,3	6,50-8,10	39.4	34.9	25.2	9.7	0.34	39.2	98.2	1.4	0,22-0,25	0,15-0,17	-	-	-	-	-	-	-	-	0.93
Silt organique (gris clair à foncé mou à plastique passages sableux)	PR4	485,2-483,4	0-1,80	38.2	34.2	24	10.2	0.28	34.9	98.4	1.38	0.14	0,10-0,11	-	-	-	-	-	-	-	-	0.96
	PR9	486,7-486,2	9,70-10,20	36.2	32.3	22.4	9.9	0.27	31.9	99.5	1.47	0,21-0,25	0,08-0,10	-	-	-	-	-	-	-	-	0.84
		485,1-484,6	11,30-11,80	35.4	41.8	25.3	13.7	0.55	33.9	99.4	1.43	0,25-0,38	0,16-0,24	-	-	-	-	-	-	-	-	0.89
		483-481,9	13,40-14,50	43.5	58.7	33.4	25.3	0.28	43.1	97.3	1.24	0,30-0,35	0,17-0,23	-	-	-	-	-	-	-	-	1.18
Silt argileux (organique gris noir, mou passages sableux)	PR1	485,8-484	0-1,80	24,8-32,5	26.9	20-24	2,6-7	0,31-0,08	25-28	73-96	1,4-1,5	0,10-0,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.86
		478,2-477,8	7,60-8	47.4	38.4	27	11.4	0.26	36.6	98.8	1.4	0,15-0,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.93
	PR6	477,4-477	8,20-8,60	37.9	31.4	26.1	5.3	-	-	-	-	0,20-0,25	0,10-0,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		474,75-474,4	10,85-11,20	39.6	24.2	22.4	1.8	-	-	-	-	0,17-0,26	0,03-0,09	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		469,2-468,55	16,40-17,05	31.9	28	22.4	5.6	-	-	-	-	0.35	0,15-0,19	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	PR8	474,7-474,2	10,50-11	-	28.5	22.3	6.2	0.28	38.7	100	1.34	-	-	38.4	1.3	100	35	1.42	100	0	36°	1.01
	PR9	491,5-490,4	4,90-6	21,5-35,9	36.6	25.4	11.2	-	-	-	-	0,10-0,19	0,08-0,13	41	1.28	97	31.8	1.45	100	0	31°-26°	-
Silt sableux (gris blanc)	PR7	475,1-474,9	10,30-10,50	86	50.5	46.8	3.7	0.35	88.5	100	0.8	0.29	0.07	-	-	-	-	-	-	-	-	2.38
	PR9	494,4-493,7	2-2,70	38	44	27.5	16.5	0.14	37.2	97.5	1.33	0,15-0,18	0,11-0,13	40	1.27	95.1	32.1	1.45	100	0	34°	1.03
Sable fin à grossier (gris noir à clair passages d'argiles organique/silteuse présence de galets)	PR1	481-480,6	4,80-5,20	36.3	26.2	21	5.2	0.12	30.5	100	1.5	0,23-0,33	-	38.9	1.36	100	31.6	1.5	100	0	34°	0.80
	PR6	478,4-478,15	7,20-7,45	39.7	25	23.4	1.6	0.32	40.1	100	1.35	0.18	0.1	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
		477,8-477,4	7,80-8,20	38	31.4	26.1	5.3	-	-	-	-	0,20-0,25	0,09-0,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tableau 19 : *Synthèse des échantillons analysés* ***(EH.DT ED 97 080 A)***

11.3.6 Les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux pour le calcul

Les paramètres des modèles de calcul ont été déduits des essais expérimentaux réalisés lors de l'étude expérimentale du site de Flumet. Ces données expérimentales sont présentées dans le tableau 19.

Les paramètres des calculs sont présentés dans le tableau 20.

Tableau 20: *Paramètres utilisés dans le calcul*

Numéro	Identification	Type	γ_d	γ_h	K_h	K_v	λ^*	K^*	OCR
			[kN/m^3]	[kN/m^3]	[m/s]	[m/s]	[-]	[-]	[-]
1	<M9>	Couplé	14	18,5	1.10^{-7}	1.10^{-7}	0,027	0,00388	1.72
2	<M7>	Couplé	8	14,88	1.10^{-6}	1.10^{-6}	0,0435	0,0062	1.73
3	<M6>	Couplé	13,5	18,63	1.10^{-5}	1.10^{-5}	0,052	0,00743	1.76
4	<Noyau>	Couplé	15	20	1.10^{-8}	1.10^{-8}	0,01	0,001	POP=80kPa
5	<M5>	Couplé	12,4	17,8	1.10^{-7}	1.10^{-7}	0,116	0,0166	1.8
6	<Recharge amont et aval>	drainé	13,4	18,5	1.10^{-5}	1.10^{-5}	0,0224	0,00224	POP=80kPa
μ^*	ν_{ur}	K_0^{nc}	M	c_ref	φ	Ψ	C_k	e_0	
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m^2]	[°]	[°]	[-]	[-]	
0,00135	0,15	0,64	1,25	1	32	0	0.46	0.93	
0,002175	0,15	0,64	1,5	1	32	0	1.19	2.38	
0,0026	0,15	0,59	1,38	1	32	0	0.5	1	
0,0004	0,15	0,53	1,55	2	38	0	0.4	0.8	
0,0058	0,15	0,64	1,25	1	32	0	0.6	1.18	
0,000896	0,15	0,64	1,25	1	31	0	0.5	1	

On s'intéresse particulièrement aux tassements des couches de fondation. Celles ci sont supposées non drainés. Les matériaux de surcharge amont et aval sont elles considérées comme drainées. Pour le noyau, nous avons fait la même hypothèse, pour ne pas prendre en compte la consolidation du noyau en cours de construction.

11.3.7 Démarche de calcul

Compte tenu des conditions aux limites précédentes, quatre calculs ont été effectués afin de calculer les tassements de l'ouvrage avec le modèle de fluage. Chaque simulation comprend trois étapes principales, correspondant respectivement :

a) à l'initialisation de contraintes ;

b) à la construction du barrage ;

c) à la consolidation des couches de fondation.

Les contraintes initiales ont été calculées dans le premier calcul avec une surcharge POP = 80 kPa pour tous les matériaux, dans le deuxième calcul avec un degré de surconsolidation, variable pour les différents matériaux. Quant au troisième calcul, les contraintes initiales ont été calculées à l'aide de K_0 de sol normalement consolidé, puis les couches de fondation sont consolidées sous l'effet de leurs poids propre jusqu'à obtenir une valeur du degré de surconsolidation OCR équivalente à celle estimé en place. Ensuite, après réinitialisation, la construction du barrage est simulée en prenant en compte les étapes de construction.

Un quatrième calcul a été effectué en ne prenant pas en compte le comportement élasto-viscoplastique dans le noyau et les recharges amont et aval, mais uniquement un comportement élastoplastique (SSM) plus une perméabilité K_f variable.

11.3.8 Représentation des résultats

Les tassements calculés sont pris sur l'axe du barrage, et on les présente sur les mêmes figures que les tassement observés sur l'ouvrage (Flavigny et Catel, 1997); les figures 72a, 72b, 72c, et 72d montrent ces comparaisons.

Ces quatre figures montrent un accord global entre les tassements mesurés et les tassements calculés.

La prise en compte de l'évolution de perméabilité en fonction du tassement (fig. 72d) fournit comme dans le cas du remblai de Cubzac-les-Ponts les meilleurs résultats.

On retrouve aussi avec cette application le rôle majeur de l'initialisation des contraintes des trois courbes de calcul, la consolidation des couches de fondation sous leur poids propre donne des résultats légèrement plus favorable.

11.3.9 Calcul avec écoulement

La mise en eau dans les calculs précédents est prise en compte en considérant l'existence d'une pression hydrostatique dans la recharge amont, alors que les calculs d'écoulement permanent, avec ou sans surface libre sont possibles avec PLAXIS.

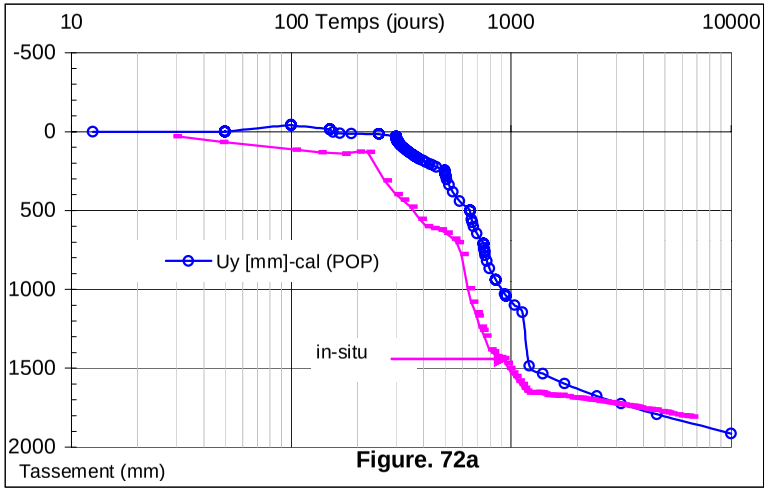
Il est bien sûr possible de prendre en compte l'interaction mécanique qui se crée entre l'ouvrage et l'écoulement. Par exemple la mise en eau d'un barrage, en créant une poussée d'Archimède créera un gonflement de l'ouvrage.

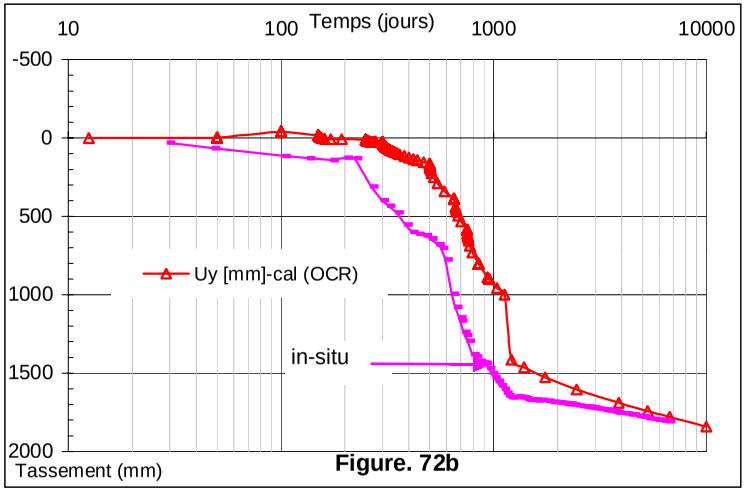
Ces calculs d'écoulement nécessitent de créer les conditions aux limites de l'écoulement: elles sont, comme classiquement, de deux types:

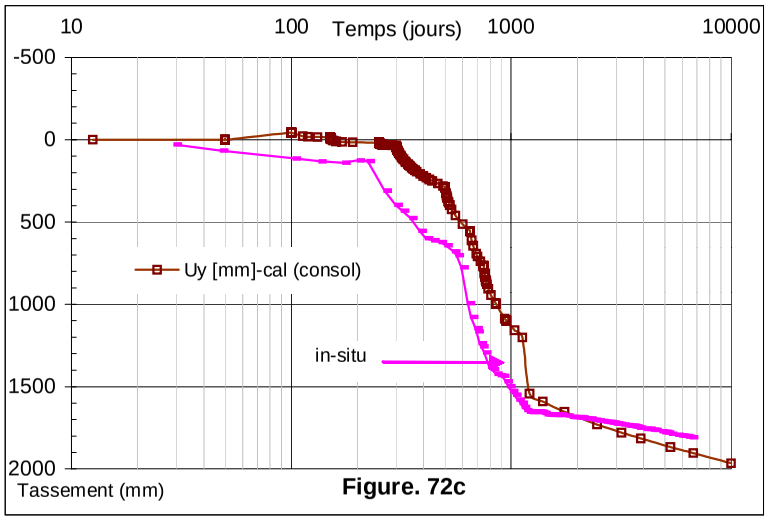
Soit une frontière imperméable: ce sont en fait des lignes de courant. Soit des équipotentielles correspondant à des lignes où le potentiel est connu.

Pour la recherche d'une surface libre inconnue, on impose sur le contour extérieur une frontière fermée pour l'écoulement.

Les conditions aux limites hydrauliques correspondantes sont montrées sur la figure 73. Sur cette figure la frontière imperméable est appliquée sur la limite inférieure du maillage, sur la crête et le coté aval. On définit les charges hydrauliques sur tous les autres segments. Une fois ces charges sont appliquées, le calcul d'écoulement permanent est lancé : il va permettre d'initialiser les pressions interstitielles. Ce calcul de pression interstitielle suit le calcul de déformation effectué pour simuler la construction de l'ouvrage. En ce qui concerne la surface libre, elle est tracée et indiquée par les traits pleins. L'essentiel de la perte de charge se produit dans le noyau (figure 74)







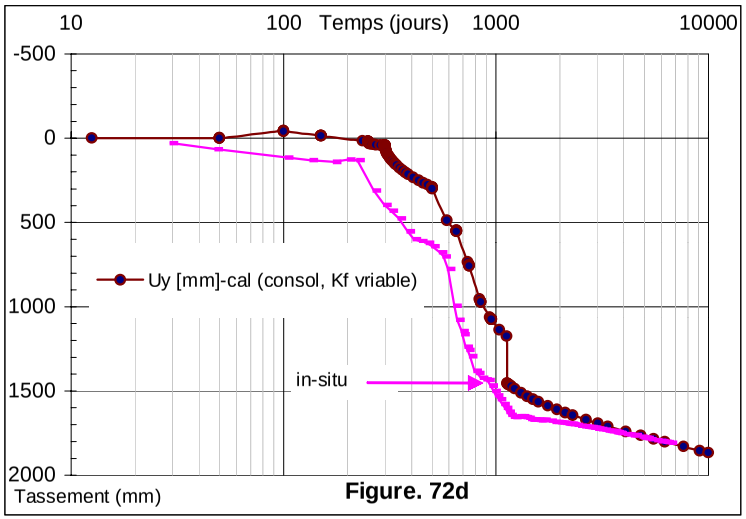


Figure 72 *:Comparaison entre le tassement calculé et mesuré in-situ (Flavigny et Catel, 1997)*

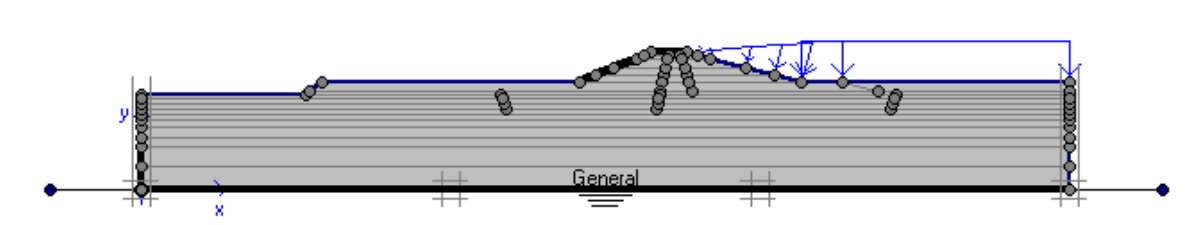


Figure 73 ***a****: Définition des conditions hydrauliques*

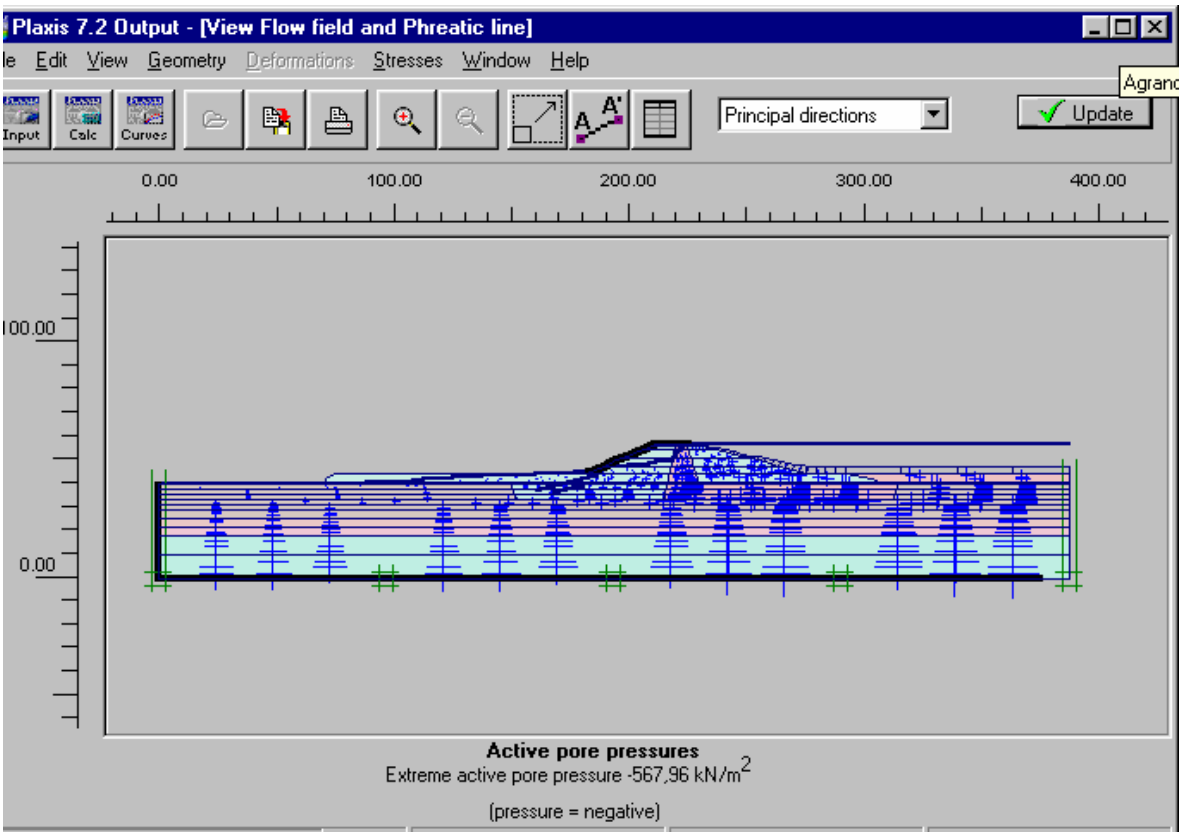


Figure 73b :*La pression interstitielle calculée*

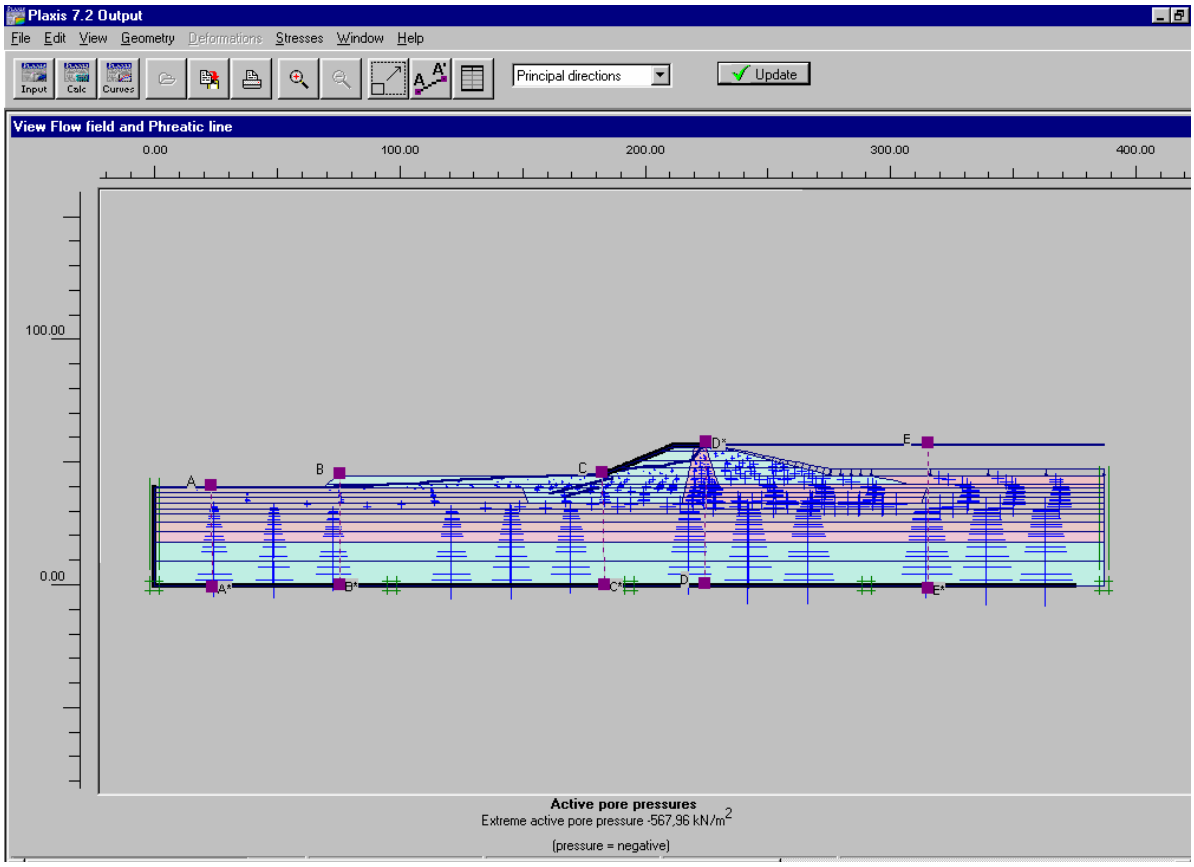


Figure 73c :*La pression interstitielle calculée*

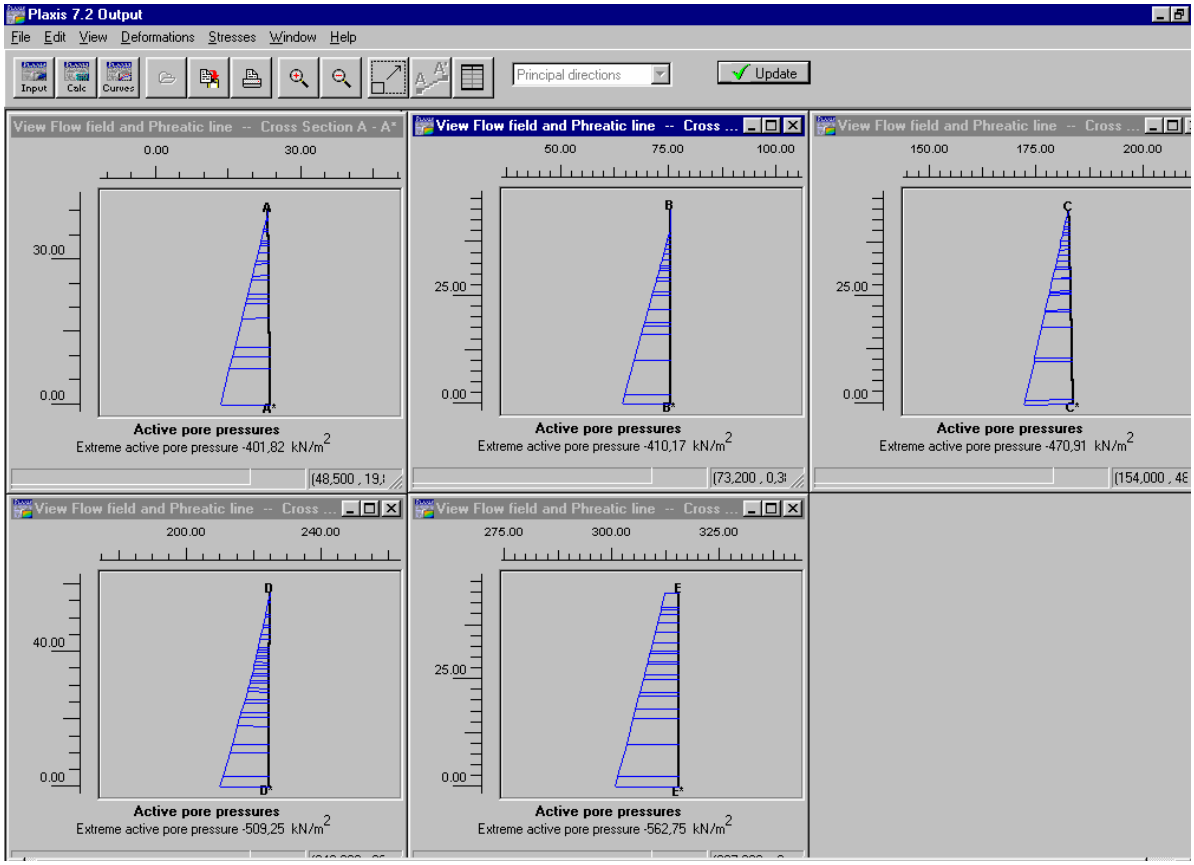


Figure 73d :*La distribution des pressions interstitielles calculées*

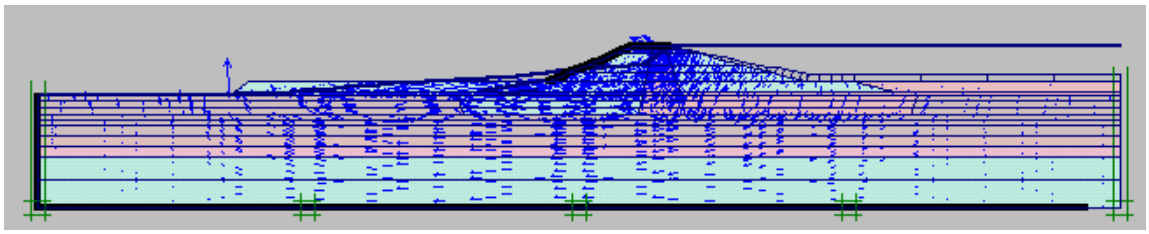


Figure 74 ***a****: Ecoulement sous le barrage*

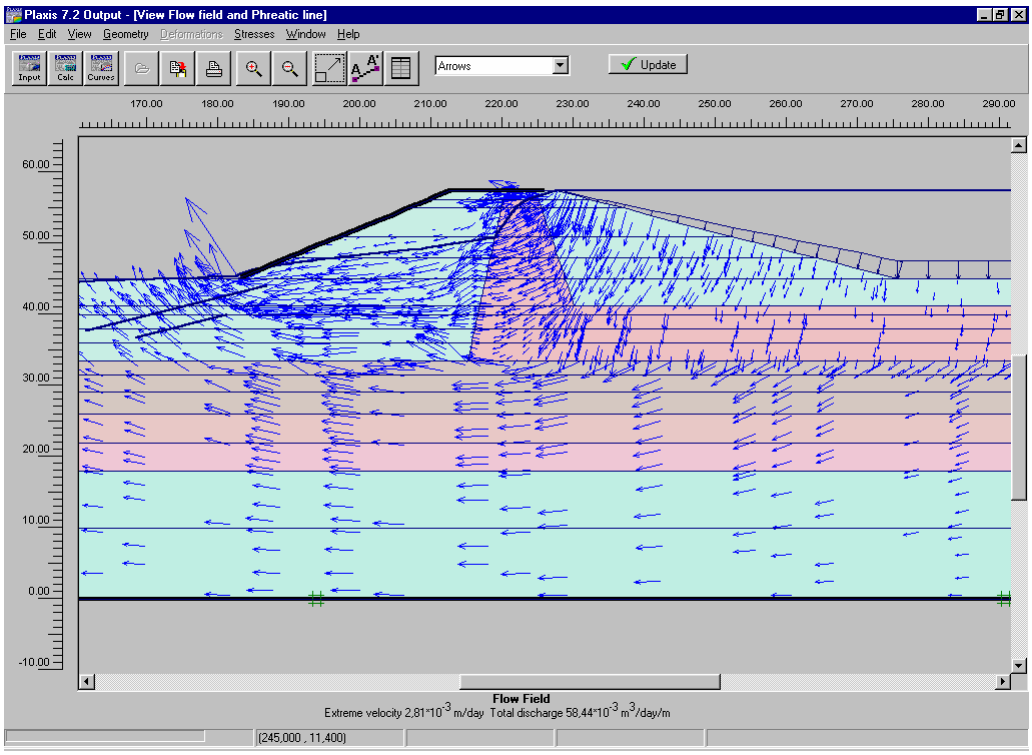


Figure 74b*: Ecoulement sous le barrage*

Le tassement résultat de ce dernier calcul est présenté sur la figure 75.

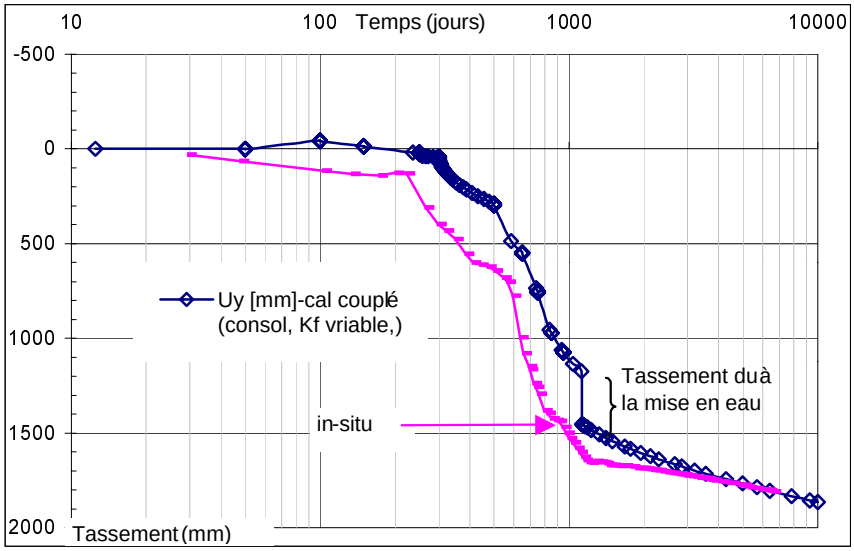


Figure 75 ***:*** *Comparaison entre le tassement calculé et mesuré in-situ (Flavigny &Catel, 1997)*

11.4 Analyse des tassements

Concernant les tassements calculés avec le modèle de fluage (SSCM), au vu des résultats obtenus, on constate qu'il est indispensable de tenir en compte l'histoire géologique du dépôt des sédiments car la consolidation et le fluage commencent dès cet instant.

Il est alors indispensable de connaître la contrainte de surconsolidation équivalente du sol afin de bien calculer les tassements, avec le SSCM. Sinon, pour un sol normalement consolidé, il faut que la fondation subisse au fluage jusqu'à que la pression de surconsolidation retrouve sa valeur initiale: car cette pression augmente avec le temps, ce qui signifie que le sol de fondation devient surconsolidé.

On trouve qu'au bout de 7000 jours de consolidation, les tassements calculés sous le barrage du Flumet ont le même ordre de grandeur que les tassements mesurés. Le fait de prendre en compte la variation de perméabilité, permet de prévoir le comportement des remblais sur sols mous par la simulation du processus de consolidation, car la vitesse de consolidation est principalement influencée par la perméabilité de fondation. La perméabilité d'un sol mou varie durant le processus de chargement et de consolidation, et ces changements sont significatifs (Tavenas et Leroueil, 1980; Tavenas et al, 1983).

La figure 72d présente les tassements calculés en prenant en compte la variation de perméabilité, où on constate que les tassements calculés sont du même ordre de grandeur que les tassements mesurés. De plus, la pente de tassement différé est de 200mm/décade environ, identique à celle mesurée in-situ.

La figure 75 montre les tassements résultats à partir d'un calcul couplé, on constate que ces tassements sont identiques à ceux présentés sur la figure 72d.

11.5 Conclusion

La méthodologie mise au point a permis de bien mener à une simulation numérique de tassement différé d'ouvrage.

Le tassement primaire du sol de fondation du barrage de Flumet a été observé ainsi que son tassement secondaire: cette expérience a fourni des données utilisables pour la validation du modèle de fluage (SSCM).

La technique présentée dans cette étude pour simuler le processus de construction, considérant la variation de perméabilité du sol mou, améliore la prévision en éléments finis du comportement d'un remblai sur le sol mou.

Les points suivants peuvent être retenus.

(1) Pour les remblais construits sur sol mou, des tassements considérables peuvent être produits durant la processus de construction.

(2) En utilisant une valeurs constante de la perméabilité de fondation du sol, on ne peut pas simuler tout le processus de réponse de la fondation pendant et après la construction. Il est nécessaire de considérer la variation de perméabilité du sol mou.

(3) Avant de simuler la construction d'un remblai sur un sol mou, il est indispensable de consolider sa fondation sous son poids propre (contraintes initiales), ou bien connaître la bonne valeur de pression de préconsolidation, et du coefficient K_0 afin de mieux calculer les contraintes initiales.

(4) Les ordres de grandeur des tassements calculés avec le modèle du fluage (SSCM) sont satisfaisants.

La prise en compte des contraintes initiales constitue un aspect essentiel de la modélisation par éléments finis des massifs de sol argileux. Elles permettent en effet de représenter, par "l'initialisation du champ de contraintes", l'état des contraintes en place avant toute phase de travaux.

Le chargement de contraintes initiales peut être utilisé pour simuler de manière approchée l'effet de certains phénomènes physiques (effet de pressions interstitielles, effet de vieillissement).

Les exemples présentés ci-dessous ont illustré ces différentes possibilités et ont souligné les précautions à prendre lorsqu'on doit combiner divers chargements avec un état de contraintes initiales. De même, des précautions doivent être prises lorsqu'on utilise l'initialisation des contraintes avec un modèle de comportement élastovisco-plastique.

11.6 Exploitation des résultats des essais au Diflupress L.D

En 1995, au cours d'une campagne d'essais au Diflupress, il a été réalisé des essais pressiométriques classiques afin de déterminer les emplacements des sondes Géocell. Après ces essais, il a donc été décidé de placer deux sondes pour des essais de fluage longue durée, l'une à -8.5 m, l'autre à -12.5 m.

Nous allons maintenant, comme pour le site de Saint-Laurent, utiliser ces essais en vue d'effectuer la simulation des tassements différés de la digue.

11.6.1 Résultats des essais au Diflupress.

Le sondage effectué à la profondeur -8.5 m est le sondage SD1, celui effectué à la profondeur -12.5 m est le SD3. Les résultats des essais de fluage du SD1 sont indiqués sur les figures 76 et 77, ceux du SD3 sont reportés sur les figures 78 et 79.

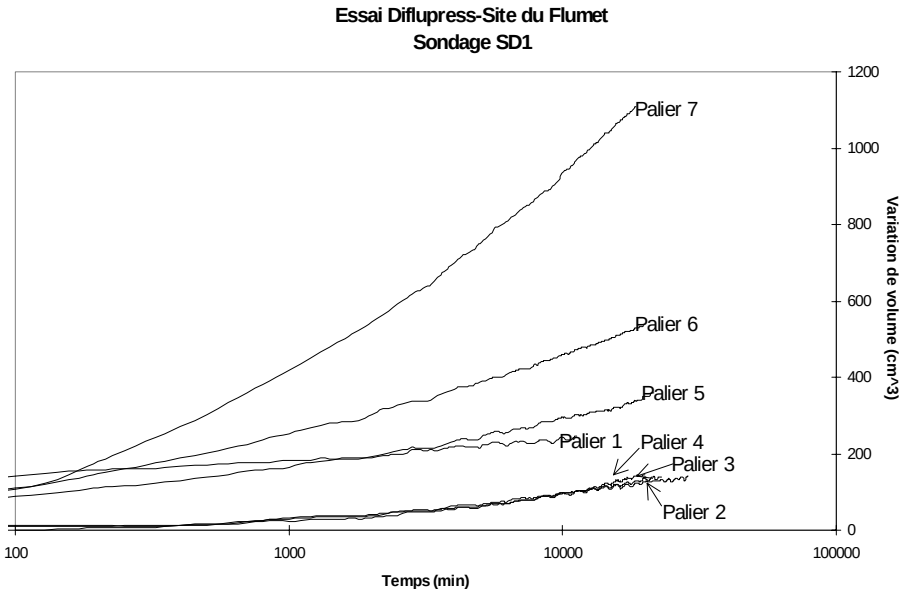


Figure 76 *: sondage SD1.Volume injecté en fonction du temps.*

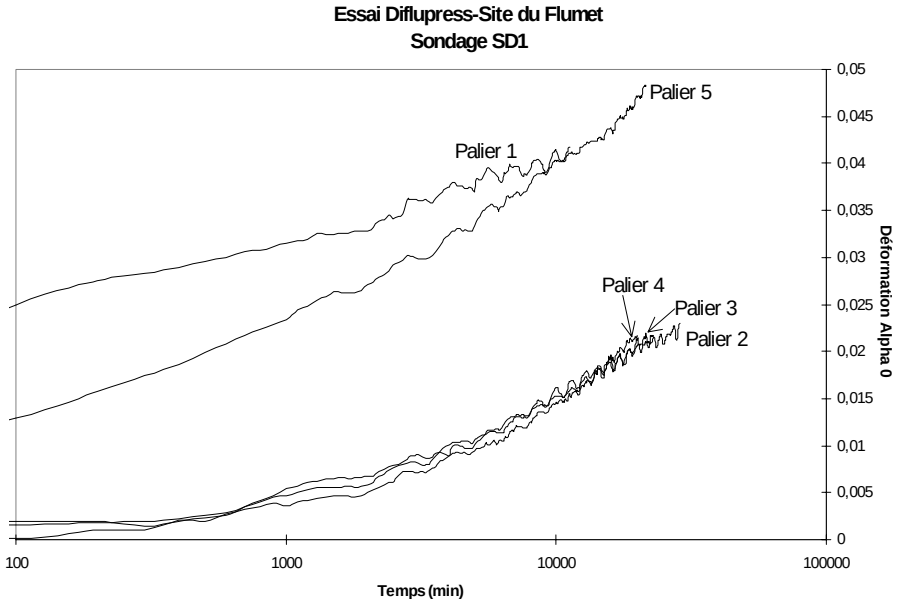


Figure 77 *: sondage SD1. Déformation α_0 en fonction du temps.*

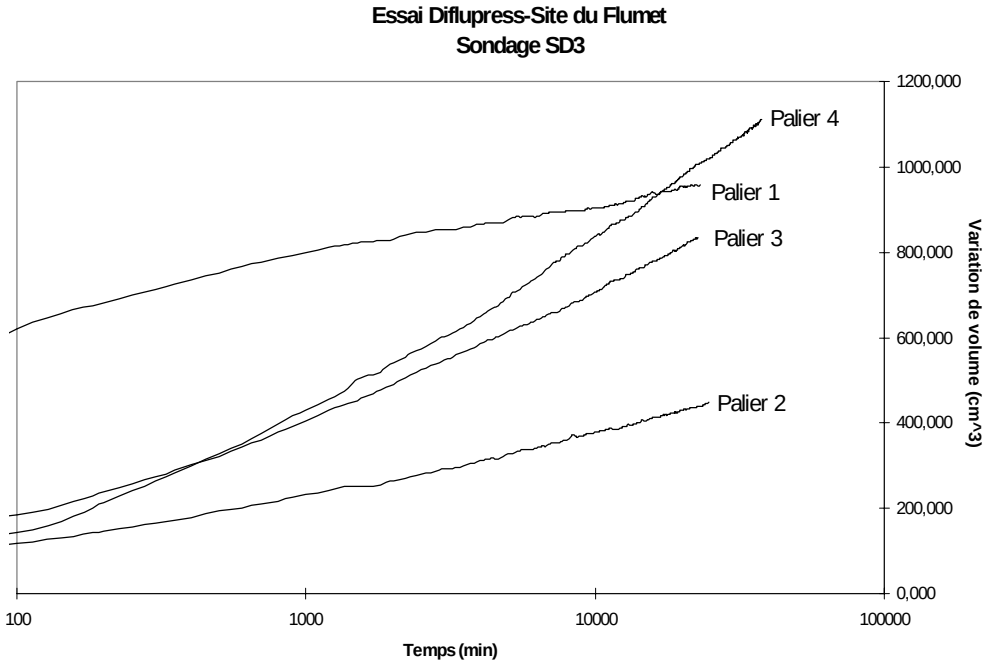


Figure 78 *: sondage SD3.Volume injecté en fonction du temps.*

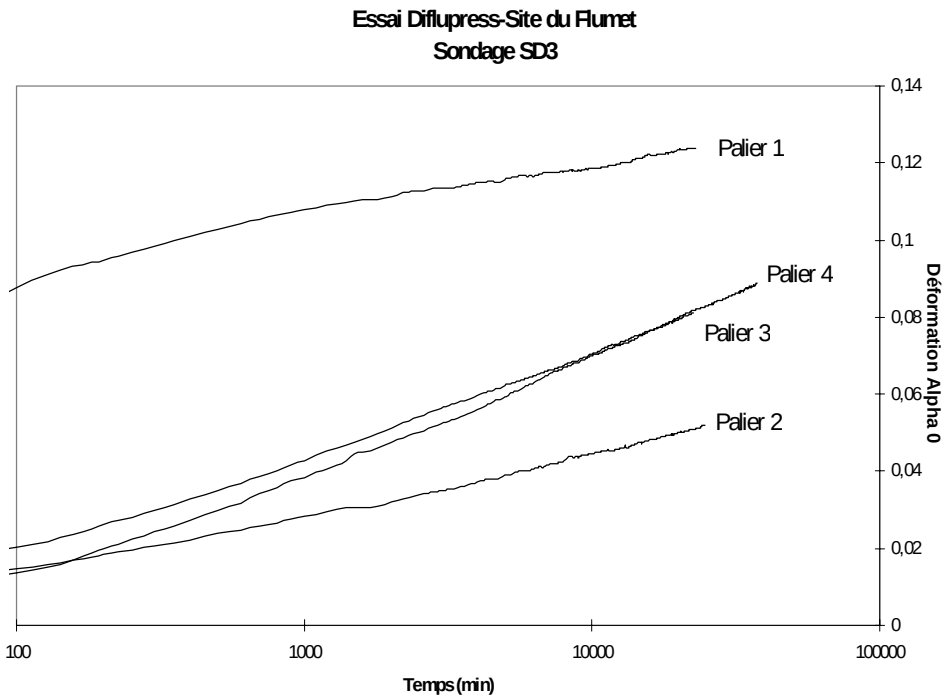


Figure 79 *: sondage SD3.Déformation α_0 en fonction du temps.*

Le tableau ci-dessous résume l'ensemble des essais effectués :

Tableau 21*: Les essais au Diflupress effectués sur le site du Flumet (essai SD1)*

Palier	Pression nette (kPa)	Durée de l'essai en mn
1-1	103	11300
1-2	127	28800
1-3	159	23000
1-4	190	20000
1-5	246	21500
1-6	301	19800
1-7	362	18500

On remarque que les courbes de déformation présentent toutes des allures de courbes de fluage, c'est-à-dire qu'elles présentent une partie linéaire pour des temps supérieurs à 100 ou 1000 minutes. Les courbes de la figure 77 présentent des oscillations: celles ci sont dûes essentiellement aux variations de températures (Belleville, 1997).

11.6.2 Détermination des données nécessaires à la validation des essais.

On dispose des données suivantes:

Profondeur en m	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
E_M/(Pl-P0)	4,2	5,8	4,6	4.6	4,1	3,6	8,6	8,6	5,0	5,7

E_M: module pressiométrique

P_l: pression limite du sol

P_0: poids des terres, déterminé à partir de l'essai de relaxation.

Sondage SD1: Pl=450 kPa

P0=50 kPa d'où: E_M=1840 kPa.

Sondage SD3: Pl=540 kPa

P0=80 kPa d'où: E_M=3956 kPa.

Sondage SD1: E_y=3700 kPa

Sondage SD3: E_y=7900 kPa

Sondage SD1: $\frac{E_M}{Pl\text{-}P0}=4.6$ à -9 m

Sondage SD3: $\frac{E_M}{Pl\text{-}P0}=8.6$ à -13 m.

Ce rapport permet de déterminer l'état de consolidation du sol en place (tableau 22).

***Tableau 22**: Coefficient rhéologique α pour différents types de sol (Ménard, 1975).*

		Surconsolidé	Normalement consolidé	Remanié ou altéré
tourbe	EM/Pl			
	alpha		1	
argile	EM/Pl	>16	9-16	7-9
	alpha	1	2/3	1/2
limon	EM/Pl	>14	8-14	
	alpha	2/3	1/2	1/2
sable	EM/Pl	>12	7-12	
	alpha	1/2	1/3	1/3
sable et gravier	EM/Pl	>12	6-10	
	alpha	1/3	1/4	1/4

Pour obtenir le module d'Young, on corrige le module pressiométrique par le coefficient rhéologique: $E_y=\frac{E_M}{\alpha}$. Des valeurs de $\frac{E_M}{Pl\text{-}P0}$, on déduit que α=0.5. Le sol apparaît alors comme sous-consolidé: cet effet pourrait être du au remaniement du forage.

11.6.2.a Détermination de l'état de contrainte initial.

- le poids volumique des 5 m de recharge est pris égal à 21 kN/m^3
- le poids volumique humide des argiles est pris égal à 19 kN/m^3

Il existe deux nappes: l'une, superficielle, créée par la retenue, l'autre, naturelle, artésienne. Les niveaux de nappes sont les suivants:

- -5.1 m/TN pour le sondage SD1
- -6.2 m/TN pour le sondage SD3.

Les valeurs de K_0 mesurées lors des essais de relaxation à la mise en place du Diflupress sont extrêmement faibles, et correspondraient à des sols très sous-consolidés, de degré de surconsolidation (OCR) respectivement : 0.05, 0.09 et 0.04.

Ainsi, soit le forage a été remanié, soit les terrains testés sont effectivement sous-consolidés. La recharge avale a été mise en place simultanément à la construction de l'ouvrage et celle ci est terminée depuis plus de 20 ans.

Une explication possible serait liée à la présence de deux canalisations ovoïdes à 5/7 mètres du site d'essai qui allégeraient le remblai.

Les caractéristiques initiales mesurées sont :

Sondage SD1 : (essai à -8.5m)

u=(8.5-5.1)*10=34 kPa

σ_v=5*21+3.5*19=171.5 kPa

σ'_v=137.5 kPa

σ_h=50 kPa

σ'_h=16 kPa.

Sondage SD3: (essai à -12.5 m)

u=(12.5-6.2)*10=63 kPa

σ_v=5*21+7.5*19=247.5 kPa

σ'_v=184.5 kPa

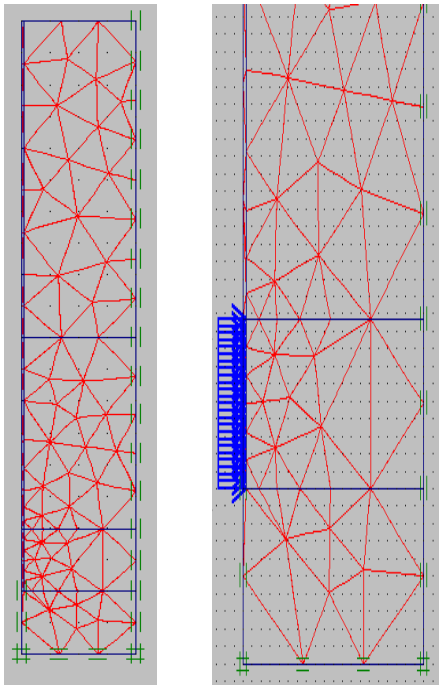
σ_h=80 kPa

σ'_h=17kPa

11.6.3 Simulations réalisées avec le code PLAXIS

Nous simulons l'essai du fluage SD1 afin de valider le modèle du fluage « SSCM ».

Un maillage de 9 m d'hauteur et 2 m de largeur a été pris en compte. Le maillage est représenté sur les figures 80a et 80b avec des conditions d'axisymétriques.



80a ***80b***

***Figure 80 : 80a** : Maillage et conditions aux limites ; **80b** : Chargement de la sonde*

L'état initial est caractérisé par une distribution hydrostatique de la pression interstitielle, avec une nappe phréatique à –5.1 m (figure 81), et une contrainte initiale calculée depuis le poids volumique et le coefficient de terre au repos dans le domaine surconsolidé, K_0^{oc}, et par :

$$POP = \left|\sigma_p - \sigma_{yy}^{'0}\right|$$

La simulation est constituée de trois étapes, correspondant respectivement à l'initialisation de la contrainte, à la réalisation du forage, et à l'essai du chargement.

La contrainte initiale était calculée avec le coefficient de terre au repos 'K_0' pour la couche compressible, tandis que le comportement du rechargement aval est simulé par un modèle élasto-plastique avec écrouissage tel que le SSM ; de plus, la contrainte initiale était calculée avec une valeur de POP de 80 kPa.

Ensuite, les tassements résultants sont remis à zéro et la réalisation du forage est simulée par étape.

Les déformations dues à la réalisation du forage sont remises à zéro. Après déchargement correspondant à l'exécution du forage, le chargement pressiométrique est appliqué à la base de forage selon la figure 94b. Sept paliers du chargement sont appliqués, dont leurs valeurs sont : 153, 177, 209, 240, 296, 351, et 412 kPa. Ces paliers sont identiques aux paliers expérimentaux.

Concernant les paramètres du SSCM, nous avons utilisé les paramètres du tableau 20.

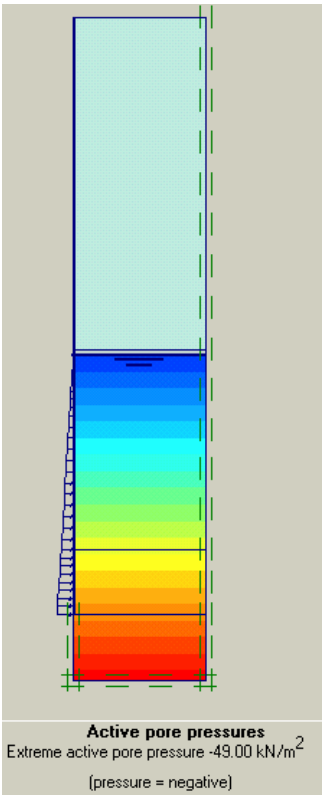


Figure 81 *: La distribution de pression interstitielle*

En considérant les hypothèses de comportement, nous effectuons une simulation avec le modèle du fluage « SSCM », avec la prise en compte des hypothèses suivantes:

a) la couche de recharge avale (couche supérieure sur le maillage) est supposée drainée ;

b) la couche compressible est initialement considérée non drainée et va subir la consolidation.

Les déformations calculées et mesurées sont présentées en fonction du temps sur la figure 82, sur cette figure on distingue quatre courbes correspondant aux paliers 2, 3, 4, et 5.

La figure 83 nous montre des comparaisons entre les déformations calculées et celles mesurées pour des contraintes du chargement de 153, 351, et 412 kPa (paliers 1, 6, et 7).

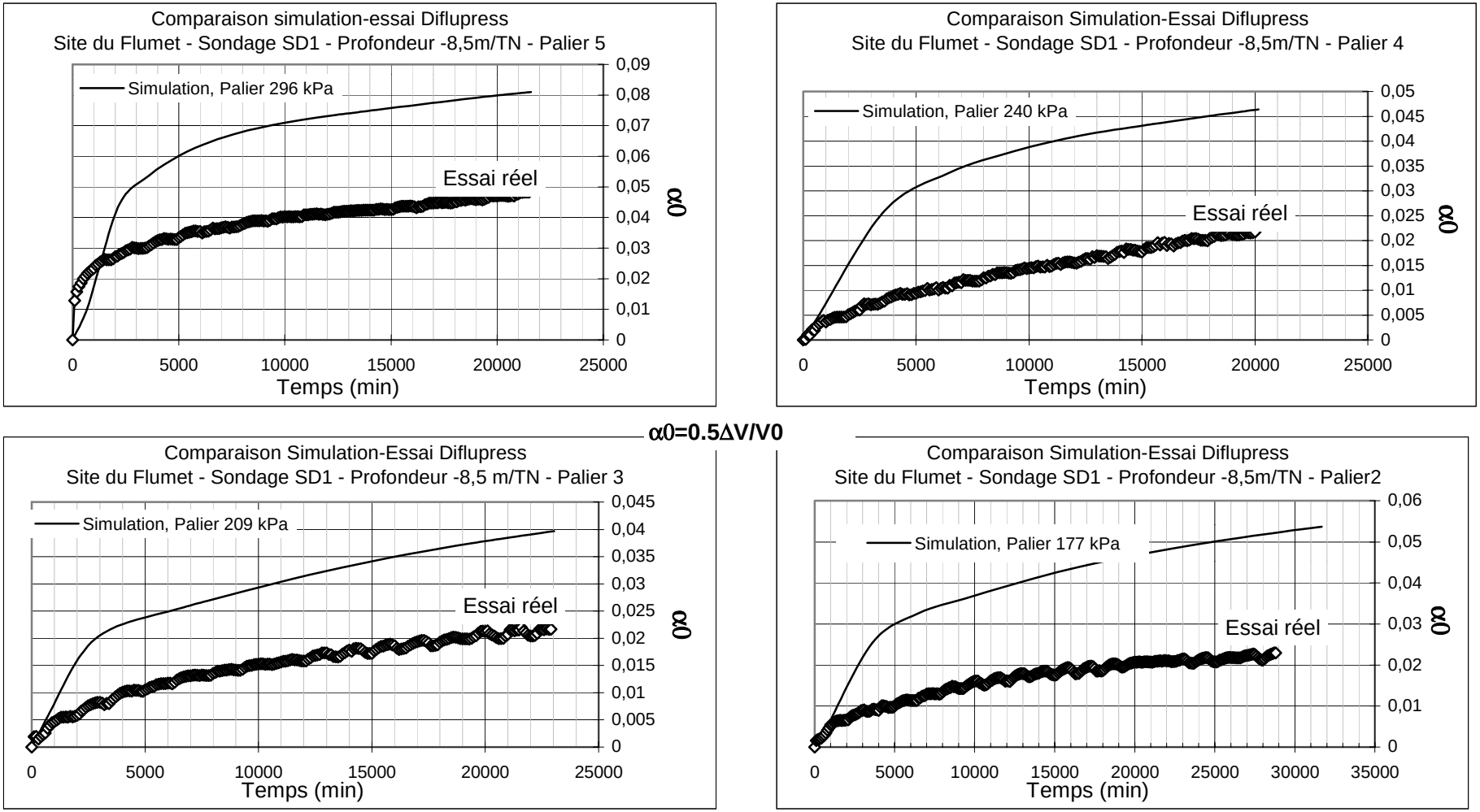


Figure 82 *Comparaison entre les déformations calculées et mesurées au Diflupress*

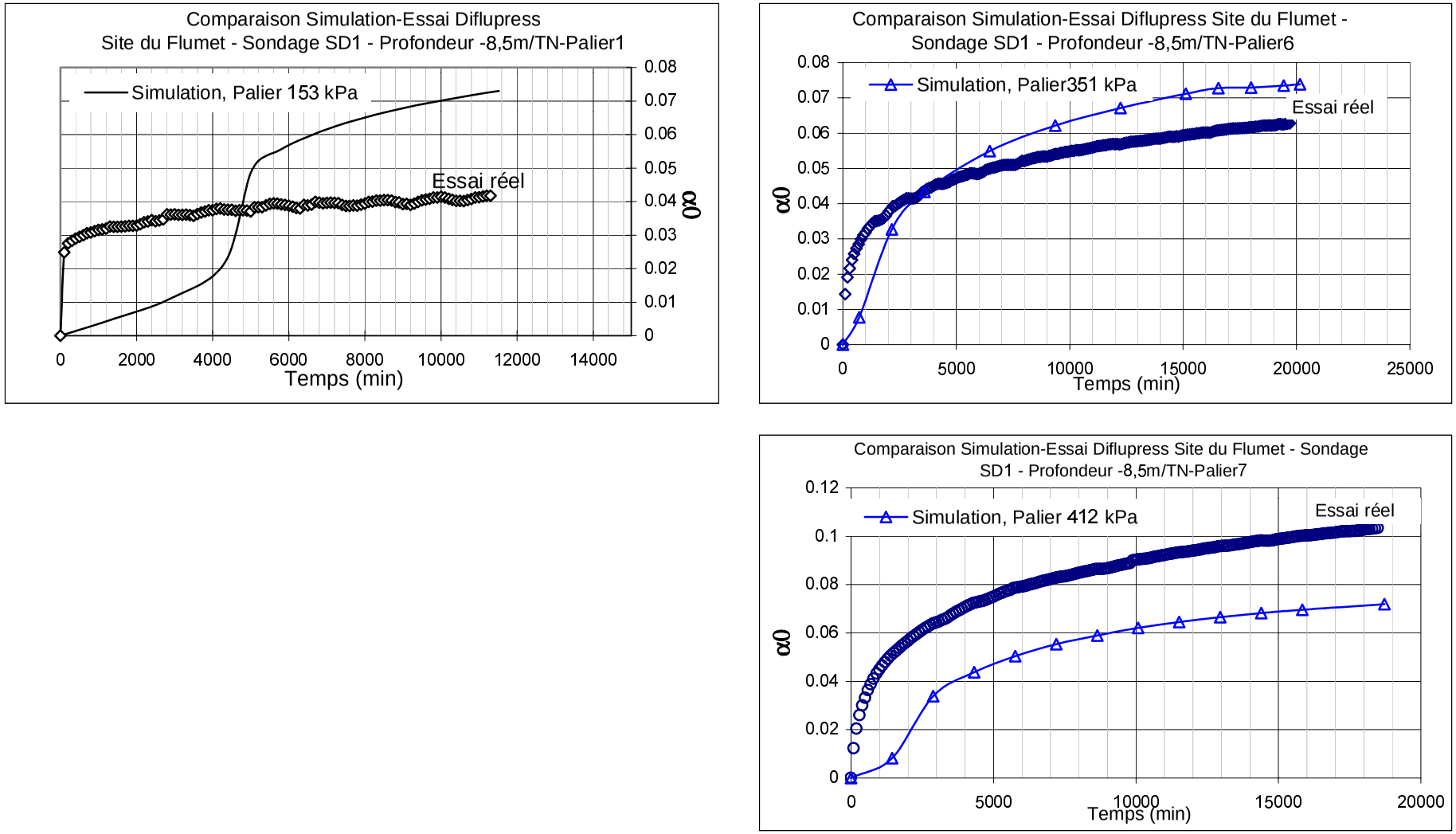


Figure 83 *: Comparaison entre les déformations calculées et mesurées au Diflupress.*

Finalement, on présente sur la figure 84 la corrélation entre la pente du fluage « β » et la contrainte appliquée ($P-P_0$). Il faut noter que les simulations numériques sont effectuées de la même façon que les essais au Diflupress et menés à la corrélation suivante :

$\ln\beta = 0{,}495\ (P-P_0)-4.855$, cette relation est en bon accord avec les résultats expérimentaux.

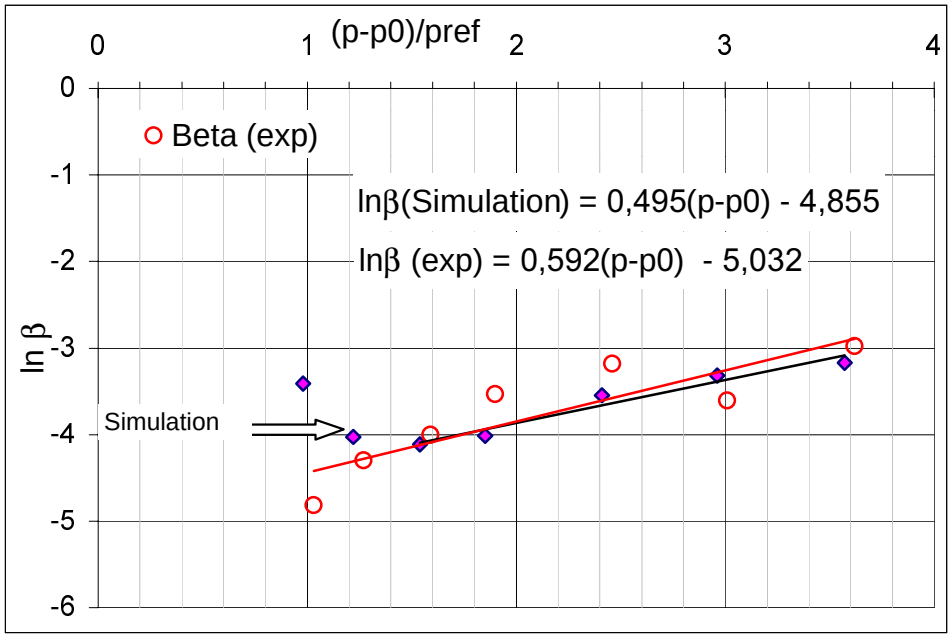


Figure 84 *: La pente du fluage « β » en fonction de la contrainte appliquée(Pref=100kPa)*

11.6.4 Analyse des résultats

Le fluage ou la vitesse de fluage dépendent du niveau de contrainte en relation de la contrainte de préconsolidation et de degré de surconsolidation. Pour les sols normalement consolidés, la vitesse de fluage est élevée, pour les sols surconsolidés la vitesse de fluage est faible.

Pour des contraintes du chargement inférieure à 380 kPa, dans nos simulations les paliers du chargement sont 153, 177, 209, 240, et 296 kPa, alors, les déformations calculées sont plus petites que les déformations mesurées.

Quant aux deux derniers paliers (351 et 412 kPa), on constate que la déformation calculée et mesurée ont le même ordre du grandeur pour une pression de 351 kPa, car cette contrainte a le même ordre du grandeur que la pression limite (380 kPa). Tandis que la déformation obtenue à une contrainte de 412 kPa, une pression supérieure à la pression limite, on constate que la déformation calculée est plus petite que la déformation mesurée.

La prise en compte des contraintes initiales constitue un aspects essentiel de la modélisation par éléments finis des massifs de sol argileux. Elles permettent en effet de représenter, par "l'initialisation du champ de contraintes", l'état des contraintes en place avant toute phase de travaux.

Quant à la relation obtenue entre la pente du fluage « β » et la pression appliquée ($P-P_0$), elle est en bon accord avec la relation de mesure.

CHAPITRE VII

CONCLUSIONS

1 CONCLUSIONS GENERALES

A l'issue de ce travail, il est utile de résumer les conclusions les plus importantes de cette étude consacrée aux sols fins argileux saturés.

- Le comportement différé des sols est lié à la microstructure du squelette argileux : l'étude bibliographique montre ce rôle.

- Cinq sols fins ayant fait l'objet de vastes campagnes d'essais dans divers laboratoires ont été étudiés de façon approfondie. Deux d'entre eux étaient la référence pour plusieurs auteurs (l'argile de Haney, et l'argile d'Osaka) tandis que les trois autres faisaient l'objet des actions de recherches menées par le laboratoire Centrale des Pons et Chaussées (Cubzac-les-Ponts), ou par EDF (Electricité de France) dans le cadre d'une étude du tassement différé d'ouvrage avec deux applications : le radier de la centrale nucléaire de Saint-Laurent-des-Eaux et du barrage de Flumet.

- Les simulations des essais triaxiaux couplés permettent la validation du modèle de fluage (SSCM).

- L'analyse des résultats d'essais sur l'argiles de Haney et l'argile d'Osaka met en évidence le rôle essentiel des contraintes initiales qui doivent être prises en compte lors de la modélisation, et fournit une base de données pour la validation du modèle élasto-viscoplastique tel que le SSCM.

- Le SSCM est capable de simuler le comportement de sols cohésifs et notamment la dépendance du temps.

- Le SSCM fournit des prédictions encourageantes à condition qu'un ensemble de valeurs appropriées soit déterminé pour les paramètres pertinents du modèle ;

- Les sites expérimentaux testés fournissent des données utilisables pour la validation du modèle de fluage (SSCM).

- La prise en compte des variations de perméabilité du sol argileux peut améliorer la prévision du comportement.

- Durant le processus de consolidation, les sols argileux peuvent produire des tassements considérables.

- L'ordre du grandeur des tassements différés simulés est en bon accord avec la réalité.

- L'étude approfondie des résultats expérimentaux sur les trois sites de Cubzac-les-Pont, St Laurent, et Flumet permettent de trouver des paramètres mécaniques raisonnables qui conduisent à des résultats numériques satisfaisants. Les résultats numériques obtenus pour les simulations de ces trois sites complexes mettent en évidence l'importance de la détermination des paramètres. Si l'on peut trouver un bon jeu des paramètres, on peut reproduire les comportements essentiels sans devoir nécessairement recourir à des lois extrêmement complexes.

- Pour le Diflupress L.D, nous ne mentions que la corrélation mesurée expérimentalement entre la pente β et le niveau de contrainte appliquée est en accord avec nos simulations.

- Finalement, le fluage dépend du niveau des contraintes en relation de la contrainte de préconsolidation et de degré de surconsolidation.

- Dans le modèle SSCM que nous avons utilisé le paramètre μ* joue un rôle important. Les matériaux que nous avons simulé présentent des valeurs de C_α/C_c (=μ*/λ*) en accord avec les résultats de la littérature : matériau de Vaasa (Plaxis, 2001), ainsi que les matériaux de Bardet (1997) d'après Mesri et Godlewski. (1977).

Tableau 1 : *Les valeurs du coefficient de consolidation secondaire pour différents sols*

	Type de sol	C_α/C_c
Présente étude	Vaasa trial embankment, Finland (Plaxis, 2001)	0.046-0.064
	Saint Laurent-des-Eaux	0.05
	Flumet	0.04-0.05
	Haney clay	0.049-0.067
	Osaka clay	0.059
	Cubzac-Les-Ponts	0.066-0.067
Littérature	Whangamarino clay	0.03-0.04
	Norfolk organic silts	0.03
	Calcareous organic silt	0.035-0.06
	Amorphous and fibrous peat	0.035-0.083
	Canadian Muskeg	0.09-0.10
	Leda clay (Canada)	0.03-0.06
	Peat	0.075-0.085
	Post glacial organic clay	0.05-0.07
	Soft blue clay	0.026
	Organic clays and silts	0.04-0.06
	Sensitive clay, Portland	0.025-0.055
	San Francisco Bay Mud	0.04-0.06
	New Liskeard varved clay (Canada)	0.03-0.06
	Mexico City clay	0.03-0.035
	Hudson River silt	0.03-0.06
	New Haven organic clay silt	0.04-0.075

2 PERSPECTIVES

2.1 Domaines de recherche

Au terme de ce travail, nous pouvons proposer plusieurs vois d'approfondissement.

- Pour un sol argileux, cette thèse a privilégié l'aspect différé des déformations. Il nous paraît nécessaire d'étudier davantage, à l'aide d'essais triaxiaux et oedométriques, comment évoluent les déformations différées en fonction du temps.

- Les effets de viscosité ont été pris en compte pour la modélisation du comportement mécanique. Il nous semble qu'une étude comparative avec d'autres codes d'éléments finis pourrait être utiles.

- Dans le domaine des déformations différées, il conviendrait d'étudier plus en détail le comportement des sols fortement surconsolidés (argiles raides et roches tendres), pour élargir la base expérimentale.

- Le développement d'une loi élasto-viscoplastique pour modéliser les déformations différées des sols saturés mériterait beaucoup d'attention non seulement sur le plan théorique mais aussi (et peut-être surtout) sur le plan expérimental.

- Malgré les nombreuses simulations effectuées sur l'essai de fluage au Diflupress.L.D, une étude approfondie pourrait utilement mettre en évidence l'exploitation de cet appareil dans le domaine des sols fluants. Notre étude montre la dépendance entre la pente de fluage β mesurée au Diflupress et le paramètre de consolidation secondaire C_α (ou μ^*). Il conviendrait de valider cette relation sur des sites documentés. La prise en compte des pressions interstitielles dans l'essai au Diflupress L.D serait aussi intéressante.

Evidement, la prise en compte des effets thermiques et chimiques, de la localisation des déformations, etc. peuvent aussi être cités. Il s'agit de thèmes tellement vastes qu'ils ne peuvent certainement pas être considérés comme des approfondissements de notre travail mais bien comme des domaines de recherche.

2.2 Domaines d'application

Pour conclure cette thèse, nous souhaitons insister aussi sur les domaines dans lesquels nos recherches peuvent être appliquées.

- Il est clair que les sols argileux, qu'ils soient utilisés pour la construction des ouvrages lourds (Barrages, Centrales nucléaires, etc.…), constituent des applications directes des études développées ici.

- Dans le domaine du Génie Civil, nos résultats peuvent être utiles à plusieurs niveaux :

- ✓ les protocoles et les interprétations d'essais homogènes de fluage (oedométriques, triaxiaux) sur sols saturés pourraient être revus en fonction des considérations des chapitres V et VI ;
- ✓ l'interprétation d'essais in-situ (Pressiomètre, Diflupress. L.D) pourrait également être réexaminée à la lumière des résultats des chapitres IV et VI ;
- ✓ on sait que la stabilité des talus est fort influencée par le phénomène de fluage du sol, il nous paraît donc important que les études de stabilité des pentes prennent en compte le comportement élasto-viscoplastique de sol, notamment pour l'interprétation des relevés temporels d'inclinomètre ;
- ✓ il en va même pour les études de fondations sur sols mous, les techniques de préchargement et l'interprétation des tassements des préchargement peuvent être améliorés par la prise en compte de nos résultats.

REFERENCES

[1] Mohammad. A, Flavigny. E, Boulon. M , (2002): "The role of soil initial stress's in finite element simulations". *5th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE), Paris*.

[2] Mohammad. A, Flavigny. E, Boulon. M, (2001) : « Long term behavior finite element analysis of a dam with in-situ measurements of the viscoplastic properties of its foundations ». *The Third International Conference on Soft Soil Engineering (3rd ICSSE), Hong Kong, pp. 299-304.*

[3] Mohammad. A, Flavigny. E, Boulon. M , (2001): "Finite element analysis of secondary compression using an elastic visco-plastic model". *Fourth Alexandria International Conference on Structural and Geotechnical Engineering, vol 2, pp. 881-891.*

[4] Mohammad. A, Flavigny. E, Boulon. M, (2001) : « Le module pressiométrique : rappel et modélisation numérique ». *XVème CONGRÈS FRANÇAIS DE MÉCANIQUE, Nancy*.

[5] Mohammad. A, Flavigny. E, (2000) : « Initialisation de contraintes initiales dans les sols et calcul par Eléments Finis ». XII Colloque Franco-Polonais de Mécanique des Sols et des Roches Appliquée.

[6] Adachi, T., Oka, F., Mimura, M. (1988):" Flow analysis of clay layer due to berth construction"., *Proc. 6th Int. Conf. Nom. Meth. Geomech., 1988,pp. 697-704.*

[7] Adachi. T., Oka, F., Mimura, M. (1987):"Mathematical structure of an overstress elastic-viscoplastique model for clay", *Soils & Foundations, 27(3), pp. 31-42 (1987).*

[8] Adachi, T., Oka, F. (1982): "Constitutive equation for normally consolidated clays based on elasto-viscoplasticity". *Soils and Foundations 22: 57-70.*

[9] Anderson, W. F., Pyrah, I. C. (1989). "Consolidation and creep effects in the PMT in clay". *Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol 1, August 1989, 153-157.*

[10] Baguelin, F., Jézéquel, J.F. et Shields, D.H. (1978) : « The pressuremeter and foundation engineering ». *Aedermannsdorff (CH), Trans Tech Publications.*

[11] Baguelin, F., Frank, R. (1976) : "Choix des variables de déformation pour l'analyse de l'essai pressiométrique". *Rapport interne, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.*

[12] Bahar, R., Cambou, B., Labanieh, S., et Foray, P: « Estimation of soil parameters using a pressuremeter test », *The pressuremeter and its new avenues, 1995 A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 65- 72.*

[13] Bardet, J. P. (1997): « Experimental soil mechanics ».

[14] Belleville, A. (1997): « Validation du logiciel Z.Soil, application à l'étude du comportement différé des fondations de bâtiments lourds » ; *Rapport de stage, ENSHMG.*

[15] Bergado, D., Ahmed, S., Sampaco, C., Balasubramaniam, A. S. (1990). " Settlements of Bangna-Bangpakong highway on soft Bangkok clay". *Journal of Geotechnical Engineering, vol. 11b, n°1, January, pp. 136-155.*

[16] Biot. M. A. (1941):"General theory of three-dimensional consolidation", *J. Appl. Phys., 12, pp. 155-164 (1941).*

[17] Bjerrum, L. (1973). " Probleme of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and other*)". State of the Art repport, Session 4, Proc-8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, vol. 3, pp.111-160.*

[18] Bjerrum, L (1967): "Engineering geology of Norwegian normally- consolidated marine clays as related to settlement of buildings". *Seventh Rankine Lecture. Géotechnique, Vol. 17, pp. 81-118.*

[19] Bjerrum, L., Simons, N.,& Torblaa, I. (1958). "The effect of time on the shear strength of soft marine clay". *Proc. Conf. On Earth Pressure Problems. Bruxelles. I.*

[20] Borja, R.I. & E. Kavaznjian 1985. A constitutive model for the 1-0-t behaviour of wet clays. *Geotechnique 35: 283-298.*

[21] Borja, R.I. & S.R. Lee 1990. Cam-clay plasticity, part 1: implicit integration of elasto-plastic constitutive re-lations. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 78: 48-72.*

[22] Briaud, J. l. (1992). "The pressuremeter". *A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield*

[23] Brinkgreve, R.B.J (1994): "Geomaterial models and numerical analysis of softening". *Doctoral thesis, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology.*

[24] Buet, P., Bufi. G. (1988): « Fichier St-Laurent-des-Eaux ». E.D.F. *Direction de l'équipement, Division Géologie-Géotechnique.*

[25] Bufi, G. (1991) : "Compte-rendu des essais de fluage au Diflupress". *Digue de Lazer, LeBuëch. E.D.F. Direction de l'Equipement, Division Géologie-Géotechnique.*

[26] Bufi, G. (1990): "New long-term pressuremeter creep test". *Proceeding of the Third International Symposium on Pressuremeters. Thomas Telford, London, April, pp. 95-104.*

[27] Buisman, K. (1936): "Results of long duration settlement tests". *Proceedings 1 st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass. Vol. 1: 103-107.*

[28] Burland, J. B. (1965): "The yielding and dilatation of clay". *(Correspondence). Géotechnique, Vol. 15, pp. 211-214.*

[29] Butterfield, R. (1979): "A natural compression law for soils (an advance on e-log p)". *Geotechnique 29:469-480.*

[30] Cassan, M. (1978) : « Les essais in situ en mécanique des sols - 1 », *TOME 1, réalisation et interprétation, Paris (1978).*

[31] Catel, P., Drouadaine, L. (1991) : "Diflupress: Essais d'inertie sur sonde GEOCELL. *E.D.F. Direction de l'Equipement, Division Géologie-Géotechnique.*

[32] Catel, P., Jourjon, A. (1993) Buech (1992) : "Compte-rendu.des essais au Diflupress". *E.D.F. Direction de l'Equipement, Division Géologie-Géotechnique.*

[33] Chai, J. C., and Bergado, D. Y. (1993):"Some techniques for finite element analysis of embankments on soft ground"; *Can. Geotech. J. 30, 710-719 (1993).*

[34] Charlier, R. (1987): "Approche unifiée de quelques problèmes non linéaires de mécanique des milieux continus par la méthodes des éléments finis (grandes

déformations des métaux et des sols, contact unilatéral des solides, conduction thermique et écoulement en milieux poreux) ». *Thèse de Doctorat, Université de Liège.*

[35] Christensen, R. W., Wu, T. H. (19??): "Analysis of clay deformation as a rate process". *Journal of the A.S.C.E., vol. 90, SM6.*

[36] Combarieu, O. (1996) : "A propos de la détermination de l'angle de frottement des sols Pulvérulents au pressiomètre". *Revue Française de géotechnique N°77, 1996, pp. 51-57.*

[37] Combarieu, O. (1995) : « L'essai pressiométrique et la résistance au cisaillement des sols ». *Bull. liaison Labo. P & Ch-196-mar-avr. 1995-Réf. 3886, pp 51-57.*

[38] Cox, J. B. (1981) : « Settlement of 55 km long highway on soft Bangkok clay". *Proceeding of Tenth ICSMFE, Stockholm, vol. 1, pp. 157-160.*

[39] Crawford, C. B. (1965). "Resistance of soil structure to consolidation". *Can. Geotech. J., 2:2:90-115. See also National Research Council. Canada. Division of Building Research. Research paper 247.*

[40] Crawford, C. B., Bozozuk, M. (1990). "Thirty years of secondary consolidation in sensitive marine clay". *Can Geotech Journal, n° 27, pp. 315-319.*

[41] Crawford, C. B., Campanella, R. G. (1991). "Comparaison of field consolidation with laboratory and in-situ tests". *Can Geotech Journal, n° 28, pp. 103-112.*

[42] Crawford, C. B., deBoer, L. J. (1987). "Field observations of soft clay consolidation in the Fraser Low land". *Can Geotech Journal, n° 24, pp. 308-317.*

[43] Crawford, C. B., & Sutherland, J. G. (1971). " The Empress Hotel, Victoria, British Columbia". *Sixty five years of foundations settlements. Can Geotech Journal, n° 8, pp. 77-93.*

[44] Dafalias. Y. F. (1982):"Bounding surface elastoplasticity viscoplasticity for particulate cohesive media", *in Vermeer. P. a and Luger. H. J, (eds), IUTAM Symp. on Deformation and Failure of Granular Materials. Balkema, Rotterdam, 1982, pp. 97-107.*

[45] Den Haan, E.J. 1994. Vertical Compression of Soils. *Thesis, Delft University*.

[46] Desai. C. S, Kuppusamy. T, Koutsoftas. D. C, and Janardhanamm. R. (1979):"A one-dimensional finite element procedure for nonlinear consolidation", *Proc. 3rd Int. Conf. Num. Meth. in Geomech., 1979, pp. 143-148.*

[47] Duncan. J. M, Byrne. P, Wong. K. S, and Mabry. P. (1980):"Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses and mouvement in soil", Univercity of California, Berkeley, Department of Civil Engineering. *Geotech Engineering Research Report.*

[48] Fahey, M. et Jewell, R.J. (1990): "Effect of pressuremeter compliance on measurement of shear modulus". *Third Int. Symp. on Pressuremeter, Oxford, Thomas Telford ed., London, pp 115-124.*

[49] Fawaz, A. 1993. "Etude expérimentale et numérique du pressiomètre en milieu pulvérulent". *Thèse de Doctorant, Univ de Joseph Fourier, Grenoble-France.*

[50] Flavigny. E, Catel. P (1997):" Comportement à long terme d'une digue en terre", *Rencontres Universitaire de Génie Civil*, *Strasbourg-France.* Vol. I, pp. 177-184.

[51] Flavigny, E. (1987). « Propriétés visqueuses des géomatériaux ». *Manuel de Rhéologie des Géomatériaux. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.*

[52] Garlanger, J.E. 1972. The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. *Geotechnique 22: 71-78.*

[53] Giroud, J.P. (1973) : « Tables pour le calcul des fondations ». *Tome II, Dunod, Editeur, Paris, 505 pages.*

[54] Goldstein, M. N. (1979). "Mechanics properties of soils (stress-strain and déformation characteristics)". *Strolizdat Moscow, 310 p. En Russe.*

[55] Graham, J., Crooks, J. H. A., & Bell, A. L. (1983). "Time effects on the stress-strain behavior of soft natural clays". *Géotechnique, vol. 33, n° 3, pp. 327-340.*

[56] Hamouche, K.K., Leroueil, S. et Roy, M. (1995) : « Some improvements of the Cambridge pressuremeter use ». *The pressuremeter and its new avenues, Proc. Of the 4th International symposium on pressuremeters, Sherbrooke, 17-19 may 1995, G. Ballivy ed. Balkema, Rotterdam, pp 361-366*

[57] Hicher, P. Y. (1985)." Comportement mécanique des argiles saturées sur divers chemins de sollicitations monotones et cycliques". *Application à une modélisation élastoplastique et viscoplastique. Thèse de Doctorat d'état, Université, Paris VI.*

[58] Hill, R. 1950. " The mathematical theory of plasticity". *Oxford Univ. Press, New York.*

[59] Janbu, N. 1969. The resistance concept applied to soils. *Proceedings of the 7 th ICSMFE, Mexico City 1:191-196.*

[60] Jørgensen, M. B. (1987). "Secondary settlements of 4th Danish road embankements on soft soils". *Proceedings of the Ninth ECSMFE, Dublin, vol. 2, pp. 557-560.*

[61] Kabbaj. M, Oka. F, Leroueil. S, and Tavenas. F. (1986):"Consolidation of natural clays and laboratory testing", *in Young. R. N and Townsend. F. C (eds), Consolidation of soil: testing and Evalution, ASTM STP 892, ASTM,1986, pp. 378-404.*

[62] Kasdi. A; « Détermination des paramètres des modèles élasto-plastique à partir de l'essai pressimétrique », *Thèse présentée à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, (16 Nov. 1994).*

[63] Katsuhiko, A., (1994) : « Relationship between time effects in triaxial test and secondary compression, ». *Soil and Foundatios Vol. 34, No. 3, PP 59-69, Sept. 1994, Japanse Society of Soil Mecanics and Foundation Engineering*.

[64] Kulhawy, F. H. & Mayne, P. W. 1990. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. *Cornell University, Ithaca, New York.*

[65] Ladd. C. C, Foott. R, ishihara. K, Schlosser. F, and Poulos. H. J. (1977):"Stress-deformation and strength characteristics", *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Foun. Eng., Tokyo, 1977, pp. 421-494.*

[66] Leidwanger, C. (1993). Etude des tassements différés à partir de résultats d'essais au Diflupress Longue Durée. *Thèse de Doctorat, Laboratoire Sols, Solides, Structures de Grenoble, (UJF, INPG, CNRS URA 1511).*

[67] Leinenklugel. (1967)." Deformation und Festigkeitsver-holten bindinger Ersstoffe". *Thèse karlsruhe, Heft 66.*

[68] Lepidas. I, et Magnan. J. P. (1990):"Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique", *Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées, Paris, rapport de recherche LPC, 1990, pp. 157-167.*

[69] Lepidas. I. (1987):"Fluage et consolidation des sols argileux. Modélisation numérique", *Thèse de Doctorat, ENPC.*

[70] Leroueil, S. (1991): "Cisaillement et consolidation". *Cours GCI-60327, Université LAVAL, Département de Génie Civil, Faculté des sciences et de génie.*

[71] Leroueil. S, Kabbaj. M., Tavenas. F. (1988):"Study of the validity of σ'_v-ε_v model in situ conditions", *Soils & Foundations, 23(3), pp. 13-25 (1988).*

[72] Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., Bouchard, R. (1985). " Stress-Strain-Strain rate relation for the compressibility of natural clays. *Géotechnique, vol. 35, n° 2, pp. 159-180.*

[73] Leroueil, S., Tavenas, F., Sanson, L., Morin, P. (1983). « Preconsolidation pressure of Champlain clays ». *Part II: Laboratory ditermination. Can. Geotech. J, vol. 20 (4), pp. 803-816.*

[74] Leroueil, S., et al. (1978). « Construction pore pressures in clay foundations under embankements". *Part II: Generalized behavior. Can Geotech Journal, n° 15, vol. 1, pp. 66-82.*

[75] Leroueil, S. (1977): "Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles". *Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada.*

[76] Liam Finn W. D., Shead D (1973): "Creep and creep rupture of an undisturbed sensitive clay". *–8th ICSMFE, Moscou, Vol. 1. 1, pp. 135-142.*

[77] Magnan. J. P, Breton. J. P, Rajot. J. P, et Tar. H. (1999):"Fluage des sols mous des remblais et des fondations superficielles", *Proceedings of the Twelfth European Conférences on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering / Amsterdam / Netherlands / 7–10 June 1999,vol 2, pp. 1121-1126.*

[78] Magnan. J. P, Mieussens. C. (1987):" Ten years of observations and numerical analyses of Cubzac-les-Ponts test fill B", *Proc. Int. Sypos. On Geotech. Eng. of Soft Clays, Mexico City, vol. 1, pp. 257-264.*

[79] Magnan. J. P, Mieussens. C, et Queyroi. D. (1983):"Etude d'un remblai sur sol compressible: le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts", *Rapport de recherche LPC N° 127.*

[80] Matsuo, S, Kamon, M., (1977) : "Microscopic study on deformation and strength of clays," *Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 201-204.*

[81] Matsui T & Abe N (1988): "Verification of elasto-viscoplastic model of normally consolidated clays in undrained creep". *Proc. 6th Int. Conf. Num. Methods Geomech., Vol. 1, pp. 453-459.*

[82] Ménard, L. (1975): "Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et des résultats obtenus pour le calcul des fondations". *Notice générale, centre d'études géotechniques. L. Ménard.*

[83] Ménard, L. (1961) : « Influence de l'amplitude et de l'histoire d'un champ de contraintes sur le tassement d'un sol de fondation ». *V° ICSMFE, Paris, pp 249-253.*

[84] Ménard, L. 1957a. "An apparatus for mesuring the strength of soils in place". *M.Sc. Thesis, Univ. Of Illinois.*

[85] Ménard, L. 1957b. " Mesures in situ des propriétés physiques des sols". *Annales des ponts et chaussées, 127, 357-377.*

[86] Mesri. G, and Choi. Y. K. (1985):"The uniqueness of the end of-primary void ratio-effective stress relationship", *Proc. 11th. Int. Conf. On Soil Mech and Foun. Eng, San Francisco, CA, Vol. 2,1985, pp. 587-590.*

[87] Mesri, G., Godlewski, R.M, (1977): "Time and stress compressibility interrelationship". *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103 (GT5), pp. 417-430.*

[88] Mesri, G. (1973). « Coefficient of secondary compression ». *Journal of the ASCE., vol. 99, SM1, January, pp. 123-137.*

[89] Michali,.A. I. (1994): "Méthode pour l'identification des paramètres d'une loi élastoplastique à partir d'essais de laboratoire et in-situ, modélisation numérique du tassement d'un remblai sur sol compressible", *Thèse de Doctorat, Ecole centrale des Arts et Manufactures, Châtenay-Malabry.*

[90] Mitchell, J. K. (1994). "Shearing resistance of soils as a rate process". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, American Society of Civil Engineering, vol. 90, SM1; pp. 29-61.*

[91] Mitchell, J. K. (1993). "Fundamentals of soil behaviour". *2nd ed., John Wiley and Sons, New york, 437 p.*

[92] Mokrani. L ; « Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration », *Thèse présenté à l'Institut National Polytechnique de Grenoble, (11 Oct. 1991).*

[93] Monnet, J., Khlif, J. 1994. "Etude théorique de l'équilibre élastoplastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre". *Revue Française de géotechnique, N°67, pp. 3-12.*

[94] Murayama, S., Kurihara, N., and Seiguchu, H (1970): "On creep rupture of normally consolidated clays,". *Annuals, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No. 13 B, pp. 525-541 (in Japanese).*

[95] Murayama, S., Sekigushi, M., Ueda, T. "A study of the stress-strain-time behavior of saturated clays based on a theory of non linear viscoelasticity". *Soils and Foundations. Vol. 14 N°2 (Juin 1974).*

[96] Pierrard, J. M. « Sur la détermination et l'utilisation des lois de comportement des fluides viscoélastiques ». *Thèse D. I.- Grenoble (1971).*

[97] Plaxis; Experienced Plaxis Users, 25, 26, 27 and 28 March 2001.

[98] PLAXIS; Finite Element Code for soil and rock analyses, Version 7, *A.A. BALKEMA/ROTTERDAM/BROOKfIELD/1998.*

[99] PLAXIS. ; « PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses », *Version 6, A.A. BALKEMA/ ROTTERDAM/ BROOKFIELD/ 1995.*

[100] Prevost, J.-H. 1976. Undrained Stress-Strain-Time Behaviour of Clays. *Journal of the Geotechnical Engi-neering Division GT12: 1245-1259.*

[101] Roscoe. K. H, and Burland. J. B. (1968):"On the generalized stress-strain behavior of wet clays", *Proc. of Eng. Plasticity, Cambridge, Cambridge University Press. Cambridge, U. K. pp. 535-609.*

[102] Roscoe, K.H., Schofield, A.N, Thurairajah, A., (1965): "Correspondence, Geotechnique". *Vol. 15, pp. 127-130.*

[103] Rousset, G., Bouilleau, M. (1991). « In-situ dilatomèter creep and relaxation test-Application to time dependent behavior of deep clays". *Roch Mechanics as a Multidisplinary Science, Rogiers ed., A. A. Balkema.*

[104] Salençon, J. 1966. "Expansion quasi-statique d'une cavité a symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique". *Annales des ponts et chaussées, Paris 3/1966, 175-187.*

[105] Sällfors, G. (1975). « Preconsolidation pressure of soft high-plastic clays. PHD. *Thesis, Goterborg, Sweden.*

[106] Sarac, D., Popovic, M. (1981). « Settlements of embankement organic soil". *Proceeding of the Tenth ICSMFE, Stockholm, vol. 1, pp. 233-238.*

[107] Schanz, T., Vermeer, P.A. et Bonnier, P.G. (1999) : "The hardening soil model : Formulation and verification". *Beyond 2000 in Computational Geotechnics, A.A.Balkema/Rotterdam/Brookfield/1999, pp 281-296.*

[108] Schiffman. R. L, and Arya. S. K. (1977):"One- dimensional consolidation", *in Desai. C. S and Christian. J. T (eds), Numerical Methods in Geotechnical Engineering. McGraw-Hill, New York, 1977, pp. 364-398.*

[109] Schmid, W. E. (1962). « New cocept of shearing strength for saturated soils », *pt. 2, Soil-Sols, n°2, pp. 19-28.*

[110] Schofield. A. N, and Worth. C. P. (1968):"Critical State Soil Mechanics", *McGraw-Hill, London, UK, 1968.*

[111] Schultze, E. 1971. "Essais de fluage sur des sols normalement compactés". Compte-rendu des journées Françaises de Mécanique des Sols. " Comportement des sols avant rupture".

[112] Sekiguchi H (1984): "Theory of undrained creep rupture of normally consolidated clay based on elasto- viscoplasticity". *Soils and Foundations Vol. 24, No. 1, pp. 129- 147, Mar. 1984. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.*

[113] Sekiguchi, H. 1977. Rheological characteristics of clays. *Proceedings of the 9 th ICSMFE, Tokyo 1:289-292.*

[114] Shields, D., Domaschuk, L., Funegard, E. (1990). "Creep rates of spray ice". *Can Geotech Journal, n° 27, pp. 185-194.*

[115] Singh, A., &Mitchell, J. K. (1969). "Creep potential and rupture of soils". *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico. I. pp. 379-384.*

[116] Singh, A., Mitchell, J. K. 1968. "General stress strain time function for soils". *Journal of the A.S.C.E., 94, SM1, pp. 21-46.*

[117] Stolle D.F.E., Bonnier P.G., Vermeer P.A. (1997), A soft Soil model and experiances with two integration schemes. *In : S. Pietruszczak&G.N. Pande (eds), proceeding NUMOG IV symposium, Montreal (Canada). Balkema Publishers.*

[118] Stolle, D.F.E. 1991. An interpretation of initial stress and strain methods, and numerical stability. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 15: 399-416.*

[119] Tavenas. F, Jean. P, Leblond. P, and Leroueil. S. (1993):"The permeability of natural soft clays", *Part II: permeability characteristics. Can. Geotech. J, vol. 20, pp. 645-660.*

[120] Tavenas. F, Jean. P, Leblond. P, and Leroueil. S. (1983):"The permeability of natural soft clays", *Part II: permeability characteristics. Can. Geotech. J, vol. 20, pp. 645-660.*

[121] Tavenas. F, and Leroueil. S. (1980):"The behavior of embankments on clay foundations", *Can. Geotech. J, vol. 17, pp. 236-260.*

[122] .Tavenas, F. (1979). "The behavior of embankements on clay foundations: state of the art". *Proc. 32nd Can geotech Conf. 9 Canadian Geotechnical Society.*

[123] Tavenas, F., Leroueil, S., La Rochelle, P., Roy, M. (1978). « Creep behavior of an undisturbed lightly overconsolidated clay". *Can Geotech Journal 15.*

[124] Tavenas. F, and Leroueil. S. (1977):" Effects of stresses and time on yeilding of clays". *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg (1), pp. 319-326, Tokyo*

[125] Taylor. D. W. (1948):"Fundamentals of soil mechanics", *John Wiley & Sons, Inc., New York.*

[126] Taylor, D. W. (1942). "Research on consolidation of clays". *Massachusetts Institute of Technologiy. Departement of Civil and Sanitary Engineering. Serial, 82. 147 pp.*

[127] Ter-Stepanian, G. (1975). « Creep of clay during shear and its rheological model ». *Géotequenique, vol. 25, n°2, pp. 299-320.*

[128] Ter-Stepanian, G. (1996). "Concentration du fluage avec le temps". *Revue Française de Géotechnique, N° 74, pp 31-43.*

[129] Terzaghi. K, Peck. B. R, Mesri. G. (1996):" Soil Mechanics in Engineering Practice", *(Article 16 Compressibility of Confined Layers of Soil), pp. 100-122.*

[130] Terzaghi, K., Peck, R. B.L (1967). "Soils mechanics in engineering practice". *John Wiley and Sons, Inc. New-York, 729pp.*

[131] Terzaghi, Ch. (1931). « The static rigidity of plastic clays ». *Journal of Rheology, vol. 2, n°3, pp. 253-262.*

[132] Terzaghi. K. (1943):"Theoretical Soil Mechanics", *Wiley, New York, 1943.*

[133] Vaid Y. P &Campanella R. G (1977): "Time- dependent behaviour of undisturbed clay". *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT7, July, 1977, pp. 693-709.*

[134] Vermeer P. A, Neher, H. P., (1999): "A soft soil model that accounts for creep". *Beyond 2000 in computational geotechnics-10 years of PLAXIS international. Amsterdam/ The Netherlands/18-20 March 1999, pp.249- 261.*

[135] Vermeer P.A., Stolle D.F.E., Bonnier P.G., (1997): "From the classical theory of secondary compression to modern creep". *Computer Methods and Advances in Geomecanics, Vol. 4, Wuhan 1997, pp. 2469- 2478.*

[136] Vermeer, P.A. & Langen van, H. (1989): "Soil collapse computations with finite elements". *Ingenieur-Archiv 59: 221-236.*

[137] Vualliat, P. (1980). "Propriétés visqueuses d'une argile: Expériences et formulation incrémentale". *Thèse de Doctorat , INPG, Février 1980.*

[138] Wood, DM, & Wrpth, CP. 1977. " Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests". *Géotechnique, 27, 2, 181-201.*

[139] Wroth, C.P. Hughes, J.M.O, (1973) : " An instrument for the in situ measurement of the properties of soft clays". *Proc. VIII ICSMFE, Moscou, vol 1.2, pp 487-494.*

[140] Yin. J. H, and Graham. J. (1999): "Elastic viscoplastic modelling of the time dependent stress- strain behaviour of soils". *Can. Geotech. J., 36, pp. 736-7451999).*

[141] Yin. J. H, and Graham. J. (1996):"Elastic visco-plastic modelling of one dimensional consolidation", *geotechnique, 46(3), pp. 515-527 (1996).*

[142] Yin. J. H, and Graham. J. (1994):"Equivalent times and elastic visco-plastic modelling of time-dependent stress-strain behaviour of clays", *Can. Geotech. J., 31, pp. 42-52 (1994).*

[143] Yin. J. H, and Graham. J. (1989):"Viscous elastic plastic modelling of one-dimensional time dependent behaviour of clays", *Can. Geotech. J., 26, pp. 199-209 (1989).*

[144] Yoginder P. Vaid[1] and Richard G. Campanella,[2] M. ASCE. (1977): " Time- dependant behaviour of undisturbed clay". Journal of the geotechnical engineering division., ASCE, No. GT7, PP. 693- 709, July 1977.

THESE DE DOCTORAT

Titre de l'ouvrage :

Étude du comportement différé des sols et ouvrages géotechniques

Nom de l'auteur :

Mohammad AL HUSEIN

Etablissement :

Université Joseph Fourier – Grenoble I

Résumé : Le travail de recherche présenté dans ce mémoire se situe dans le domaine de la géomécanique. Il a pour but l'étude du comportement différé des sols mous en confrontant les résultats obtenus par modélisation numérique aux expérimentations et observations sur site.

Dans une première partie, l'état actuel des recherches concernant les principales actions menées sur l'interprétation du fluage (consolidation secondaire), dans le but d'estimer les déformations différées d'ouvrages. Cette présentation donne un aperçu historique de ce phénomène et les différentes méthodes proposées pour l'utilisation des résultats du fluage pour la construction en géotechnique.

Dans une seconde partie, l'étude se penchera sur les essais au pressiomètre, ainsi que les essais au Diflupress. L.D, essai pressiométrique de longue durée développé pour l'étude in-situ du fluage. L'objectif de cette partie est de rappeler la complexité de la notion de module de déformation, notamment en fonction de l'amplitude des déformations.

Dans une troisième partie, on présente les modèles de comportement, employés dans les simulations numériques. Puis, les modèles HSM (Hard Soil Model) et SSM (Soft Soil Model) dans le code Plaxis sont décrits avant de détailler le modèle SSCM (Soft Soil Creep Model) qui sera utilisé dans la suite de cette étude. Ce modèle est validé sur différents types d'ouvrages et différents sols fins.

Dans une quatrième partie, nous présentons la simulation de l'essai pressiométrique, et nous étudions la dépendance du module pressiométrique 'E_M' et la pression limite 'p_l' en fonction de: des différents paramètres intrinsèques du sol (module de Young E ou de cisaillement G, coefficient de Poisson ν, angle de frottement ϕ, angle de dilatance Ψ, C cohésion, coefficient de terre au repos K_0...), des caractéristiques géométriques de la sonde (diamètre, hauteur).

Dans une cinquième partie, nous présentons la validation du modèle SSCM sur des essais homogènes de laboratoire (triaxial et oedomètre), et nous analysons le comportement de deux ouvrages en remblai et d'un grand radier.

Mots clés : Fondation, ouvrages géotechniques, tassement différé, fluage, Diflupress .L.D, pressiomètre, pression limite pressiométrique, essais triaxiaux, essais oedométriques, modèle numérique, éléments finis, loi de comportement, sol, site expérimental.