



N° d'ordre:

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

## **MEMOIRE**

Présenté pour l'obtention du diplôme de:

**Magister**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Géotechnique**

P a r

**Nassima BAKIR**

*Thème*

**CARACTERISATION DU FLUAGE DES SOLS FINS  
ET DE LEUR INTERACTION AVEC LES OUVRAGES  
(APPLICATION AU DIMENSIONNEMENT  
DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES)**

**Soutenu publiquement le 16 / 04 / 2006 devant le jury composé de:**

<b>Dr BENMEBAREK S.,</b>	<b>Professeur,</b>	<b>Université de Biskra,</b>	<b>Président</b>
<b>Dr KHEMISSA M.,</b>	<b>M.C.,</b>	<b>Université de M'sila,</b>	<b>Directeur de thèse</b>
<b>Dr MOKRANI L.,</b>	<b>M.C.,</b>	<b>Université de Sétif,</b>	<b>Examineur</b>
<b>Dr BOUDAUD Z.,</b>	<b>M.C.,</b>	<b>Université de M'sila,</b>	<b>Examineur</b>
<b>Dr RAHMOUNI Z.,</b>	<b>M.A.C.C.,</b>	<b>Université de M'sila,</b>	<b>Examineur</b>

## RESUME

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherches sur le comportement des sols situés dans la wilaya de M'sila, avec pour objectif de déterminer leurs caractéristiques mécaniques en vue du calcul des tassements qu'ils subissent sous l'action des ouvrages et de leur évolution dans le temps. Elle comporte une synthèse bibliographique sur la consolidation et le fluage des sols argileux. Outre les résultats des essais d'identification, elle présente et analyse les résultats des essais de compressibilité, de consolidation et de fluage oedométriques exécutés sur des échantillons de sol prélevés sur le site de Sidi Hadjrès. Elle présente enfin une application numérique au dimensionnement d'un remblai routier à l'aide du logiciel CONMULT-LCPC de calcul de la consolidation des sols multicouches.

**Mots-clés** : argile- essai oedométrique – compressibilité – consolidation – fluage – tassement – remblai.

## **ABSTRACT**

The study presented in this memory joins within the framework of researches program on the behavior of soil located in the wilaya of M'sila, wich have for objectives to determine their mechanical characteristics to calculate the settlements which they are subjected under the effect of works actions and their evolution in time. It includes a bibliographical synthesis on consolidation and fluage of the clayey soils. Besides the results of identification's tests, it introduces and analyze the results of compressibility, consolidation and creep oedometric testing of clayey soils which were taken on the site of Sidi Hadjres. It presents finally a numerical application to design of a road with CONMULT-LCPC software to calculate the consolidation of multilayers soils.

**Keywords:** clay - oedometric test - compressibility – consolidation – creep – settlement – embankment.

## ملخص

الدراسة المقدمة في هذه المدكرة تتدرج في اطار برنامج الابحاث حول تفاعل الأراضي الواقعة في ولاية المسيلة، بهدف تعيين الخصائص الميكانيكية حتى يتسنى لنا حساب التراص المحدث بفعل المنشآت على مدى الزمن. كما تحوي هذه الدراسة على خلاصات مرجعية بشأن تماسك و زحف الغضار. بالاضافة الى نتائج تجارب التعرف، تمثل و تحلل نتائج تجارب المضغوطية، التماسك و الزحف الأودومتري المطبق على عينات من التربة المأخوذة من موقع سيدي هجرس. و أخيرا تمثل هذه الدراسة تطبيقا عدديا لتحديد أبعاد غمر الطريق بواسطة البرنامج CONMULT-LCPC المعلوماتي المخصص لحساب تماسك الأراضي المتعددة الطبقات .

**كلمات مفاتيح :** غضار - تجربة أودومترية - المضغوطية - التماسك - الزحف - التراص - الغمر

**RESUME** L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherches sur le comportement des sols situés dans la wilaya de M'sila, avec pour objectif de déterminer leurs caractéristiques mécaniques en vue du calcul des tassements qu'ils subissent sous l'action des ouvrages et de leur évolution dans le temps. Elle comporte une synthèse bibliographique sur la consolidation et le fluage des sols argileux. Outre les résultats des essais d'identification, elle présente et analyse les résultats des essais de compressibilité, de consolidation et de fluage oedométriques exécutés sur des échantillons de sol prélevés sur le site de Sidi Hadjrès. Elle présente enfin une application numérique au dimensionnement d'un remblai routier à l'aide du logiciel CONMULT-LCPC de calcul de la consolidation des sols multicouches.

**Mots-clés** : argile- essai oedométrique – compressibilité – consolidation – fluage – tassement – remblai.

**ABSTRACT** The study presented in this memory joins within the framework of researches program on the behavior of soil located in the wilaya of M'sila, wich have for objectives to determine their mechanical characteristics to calculate the settlements which they are subjected under the effect of works actions and their evolution in time. It includes a bibliographical synthesis on consolidation and fluage of the clayey soils. Besides the results of identification's tests, it introduces and analyze the results of compressibility, consolidation and creep oedometric testing of clayey soils which were taken on the site of Sidi Hadjrès. It presents finally a numerical application to design of a road with CONMULT-LCPC software to calculate the consolidation of multilayers soils.

**Keywords** : clay - oedometric test - compressibility – consolidation – creep – settlement embankment.

**ملخص** الدراسة المقدمة في هذه المدكرة تدرج في اطار برنامج الابحاث حول تفاعل الاراضي الواقعة في ولاية المسيلة، بهدف تعيين الخصائص الميكانيكية حتى يتسنى لنا حساب التراص المحدث بفعل المنشآت على مدى الزمن. كما تحوي هذه الدراسة خلاصات مرجعية بشأن تماسك و زحف الغضار. بالاضافة الى نتائج تجارب التعرف، تمثل و تحلل نتائج تجارب المضغوطية، التماسك و الزحف الأودومتري المطبق على عينات من التربة المأخوذة من موقع سيدي هجرس. و أخيرا تمثل هذه الدراسة تطبيقا عدديا لتحديد أبعاد غمر الطريق بواسطة البرنامج المعلوماتي المخصص لحساب تماسك الأراضي المتعددة الطبقات .

**كلمات مفاتيح** : غضار – تجربة أودومتريّة – المضغوطية – التماسك – الزحف – التراص – غمر

## REMERCIEMENT

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

Je voudrais tout d'abord exprimer mes plus sincères remerciements à mon encadreur Dr. KHEMISSA Mohamed, Maître de Conférence à l'Université Mohamed Boudiaf de M'sila. Il a fait preuve d'une grande disponibilité, m'a fourni un soutien constant et une aide précieuse. Il a toujours su me conseiller durant l'élaboration de ce travail de recherche, me faisant profiter ainsi de ses compétences théoriques et de son expérience.

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

-Dr. BENMEBAREK sadok, Professeur, Université Mohamed kheider de Biskra, d'avoir accepté la présidence du jury de soutenance.

-Dr. MOKRANI Larbi, Maître de conférences, Université de Setif, d'avoir accepté d'être examinateur.

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

-Dr. RAHMOUNI Zine-El-Abidine, Maître assistant chargé de cours, Université Mohamed Boudiaf de M'sila, d'avoir accepté d'être examinateur.

Sans oublier M. NACHI, Directeur du LTPC (Antenne de M'sila) qui m'a autorisé à faire mes essais au Laboratoire et à m'en procurer des carottes de sols prélevés sur le site de Sidi Hadjrès.

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

*A la mémoire de mon père*

*A mon mari, et à toute ma famille*

# TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

RESUME

ABSTRACT

ملخص

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE PREMIER

## CONSOLIDATION ET FLUAGE DES SOLS ARGILEUX ( Synthèse bibliographique )

1.1 INTRODUCTION .....	3
1.2 EFFETS DU TEMPS SUR LE COMPORTEMENT DES ARGILES.....	4
1.3 ASPECTS PHENOMENOLOGIQUES .....	6
1.4 APPROCHE EXPERIMENTALE.....	8
1.4.1 Procédure de l'essai œdométrique .....	8
1.4.2 Caractéristiques de compressibilité et de perméabilité.....	9
1.4.2.1 Caractéristiques de compressibilité.....	10
1.4.2.2 Caractéristiques de perméabilité.....	11
1.4.3 Caractéristiques de consolidation et de fluage.....	12
1.4.3.1 Caractéristiques de consolidation.....	12
1.4.3.2 Caractéristiques de fluage.....	14
1.4.3.3 Couplage des phénomènes de consolidation primaire et secondaire.....	17

<b>1.5 MODELES DE COMPORTEMENT.....</b>	<b>17</b>
<b>1.5.1 Modèle élastoplastique.....</b>	<b>18</b>
<b>1.5.1.1 Fondements théoriques.....</b>	<b>18</b>
<b>1.5.1.2 Bases expérimentales.....</b>	<b>21</b>
<b>1.5.1.3 Modèle Cam-Clay.....</b>	<b>24</b>
<b>1.5.2 Modèle viscoplastique.....</b>	<b>26</b>
<b>1.5.2.1 Fondements théoriques.....</b>	<b>27</b>
<b>1.5.2.2 Bases expérimentales.....</b>	<b>28</b>
<b>1.5.2.3 Modèle Mélanie.....</b>	<b>29</b>
<b>1.6 CONCLUSIONS.....</b>	<b>33</b>

## DEUXIEME CHAPITRE

### LE SITE DE SIDI HADJRES

<b>2.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>34</b>
<b>2.2 LOCALISATION DU SITE .....</b>	<b>34</b>
<b>2.3 PROFILS GEOTECHNIQUE.....</b>	<b>36</b>
<b>2.4 CAROTTES TESTEES.....</b>	<b>36</b>

## TROISIEME CHAPITRE

### PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAIS

<b>3.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>39</b>
<b>3.2 PROGRAMME D'ESSAIS.....</b>	<b>39</b>
<b>3.2.1 Essais d'identification .....</b>	<b>39</b>
<b>3.2.2 Essais œdométriques.....</b>	<b>40</b>

<b>3.3 TECHNIQUES EXPERIMENTALES ET APPAREILLAGE D'ESSAI.....</b>	<b>40</b>
<b>3.4 PREPARATION DES EPROUVETTES ET EXECUTION DES ESSAIS.....</b>	<b>40</b>
<b>3.4.1 Choix des prises d'essais et découpage des éprouvettes.....</b>	<b>41</b>
<b>3.4.2 Pesage et mise en place des éprouvettes.....</b>	<b>41</b>
<b>3.4.3 Chargement et acquisition des mesures.....</b>	<b>41</b>
<b>3.5 INTERPRETATION DES RESULTATS D'ESSAIS.....</b>	<b>43</b>

#### QUATRIEME CHAPITRE

### **PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS**

<b>4.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>45</b>
<b>4.2 RESULTATS DES ESSAIS.....</b>	<b>45</b>
<b>4.2.1 Essais d'identification.....</b>	<b>45</b>
<b>4.2.2 Essais de compressibilité et de consolidation œdométrique.....</b>	<b>45</b>
<b>4.2.3 Essais de fluage œdométrique.....</b>	<b>52</b>
<b>4.3 DISCUSSION DES RESULTATS D'ESSAIS.....</b>	<b>52</b>
<b>4.3.1 Caractéristiques de compressibilité et de perméabilité.....</b>	<b>52</b>
<b>4.3.2 Caractéristiques de consolidation et de fluage.....</b>	<b>54</b>
<b>4.3.3 Synthèse : Loi de fluage.....</b>	<b>55</b>
<b>4.4 CONCLUSIONS.....</b>	<b>59</b>

#### CINQUIEME CHAPITRE

### **APPLICATION AU CALCUL DES REMBLAIS**

<b>5.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>60</b>
<b>5.2 MODES DE RUPTURE DES REMBLAIS.....</b>	<b>60</b>
<b>5.3 METHODES DE CALCUL DES REMBLAIS.....</b>	<b>62</b>
<b>5.3.1 Calculs de stabilité.....</b>	<b>62</b>

5.3.2 Calcul de déformation.....	62
5.4 CALCUL A L'AIDE DU LOGICIEL CONMULT-LCPC.....	63
5.4.1 Fondements théoriques et bases expérimentales.....	64
5.4.2 Résolution numérique en différences finies.....	67
5.5 APPLICATION PRATIQUE (Comportement d'un remblai routier : Cas théorique).....	68
5.5.1 Données et hypothèses des calculs.....	68
5.5.2 Résultats des calculs et discussion.....	70
5.6 CONCLUSIONS.....	70
CONCLUSION GENERALE.....	76
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	78
ANNEXES.....	81

## INTRODUCTION GENERALE

C'est en raison de leur caractère visqueux que les sols fins manifestent des comportements qui dépendent non seulement du type de sollicitations auxquelles ils peuvent être soumis ou de leur intensité, mais aussi des vitesses de variation de ces sollicitations au cours du temps. L'expérience met en évidence l'influence du temps sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité des sols fins. Cependant, cette influence s'exerce de manière plus ou moins importante selon la structure du sol considéré, de sa consistance et de sa compacité. Sur le plan pratique, le comportement rhéologique des sols fins est régi par la loi unique "contrainte – déformation – vitesse de déformation" qui peut être décrite à partir des résultats d'essais classiques de laboratoire.

Les nombreux dégâts occasionnés dans quelques ouvrages de Génie Civil (bâtiments de faibles hauteur, maisons individuelles, route, etc.), situés dans le triangle formé par les villes de M'sila, Bou saâda et Sidi Aissa dans la wilaya de M'sila suite aux variations volumiques des sols de leurs fondations, nous ont incité à inscrire cette étude en vue d'accumuler des données géotechniques sur les sols situés dans cette zone et sur leur variabilité naturelle et ses implications pratiques sur le dimensionnement, le coût et la sécurité des ouvrages.

Cette étude porte essentiellement sur la prévision de l'amplitude des tassements des sols de Sidi Hadjrès et de leur évolution dans le temps au moyen d'essais oedométriques conventionnels à chargement par poids. Elle a pour objectifs, d'une part, de confirmer les résultats d'essais obtenus sur d'autres argiles naturelles et, d'autre part, d'examiner les effets du temps sur le comportement à l'état limite de cette argile. Les résultats présentés dans ce mémoire ont été obtenus en réalisant un certain nombre d'essais de compressibilité oedométriques pour la détermination des paramètres de compressibilité et de consolidation des sols testés, ainsi que par la réalisation d'un certain nombre d'essais de fluage oedométrique caractérisant les effets du temps sur le comportement de ces sols.

Le mémoire comporte cinq chapitres :

- dans le premier chapitre, on présente une synthèse bibliographique qui rend compte des développements récents en matière de recherche théoriques et expérimentales sur la consolidation et le fluage des sols fins;
- dans le second chapitre, on présente le site de Sidi Hadjrès puis l'on décrit les profils géotechniques des sols explorés ;
- dans le troisième chapitre, on présente le programme expérimental exécuté et l'on décrit les procédures d'essais suivis ;
- dans le quatrième chapitre, on présente les résultats des essais réalisés et l'on analyse les principales caractéristiques de compressibilité, de consolidation et de fluage œdométriques, afin d'examiner les effets du temps sur les caractéristiques de compressibilité et de consolidation des sols. On y établit notamment la loi de fluage ;
- dans le cinquième chapitre, on présente les méthodes de dimensionnement des remblais sur sols compressibles, puis l'on applique les données obtenues auparavant au calcul d'un remblai routier après avoir décrit l'outil numérique utilisé.

## CHAPITRE PREMIER

# CONSOLIDATION ET FLUAGE DES SOLS ARGILEUX

### ( Synthèse bibliographique )

#### 1.1 INTRODUCTION

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, a fait l'objet de nombreux travaux de recherches, depuis plus de trois décennies, tant sur le plan théorique qu'expérimental. Ces recherches visent principalement à fournir aux projeteurs des règles et normes communes pour le calcul des ouvrages. Les études expérimentales in-situ comme de laboratoire effectuées à travers le monde ont permis en particulier de développer à l'aide d'essais oedométriques conventionnels à chargement par poids des procédures d'essais simples et économiques pour l'étude de la compressibilité et de la consolidation des sols fins compressibles. Parmi les grandes étapes de cette évolution, on peut retenir les travaux de Terzaghi (1925), de Casagrande (1932) et de Taylor (1942). Ces travaux ont été repris par la suite par Bjerrum (1967), qui a introduit le terme de consolidation différée pour décrire la consolidation secondaire que peuvent subir les dépôts naturels sous contraintes effectives constantes ou peu variables. Il en a déduit un schéma de calcul appelé "modèle des lignes de temps de Taylor-Bjerrum". Mais, c'est Roscoe et al. (1958) qui, sur la base d'études théoriques et expérimentales, furent les premiers à établir des relations générales pour le comportement des argiles molles en s'appuyant sur des concepts (concept d'état limite et concept d'état critique) inspirés des travaux antérieurs. Il en est résulté un modèle rhéologique fondé sur la notion d'état critique appelé modèle CAM-CLAY, qui permet de décrire le comportement des argiles molles normalement consolidées et isotropes. Les études postérieures ont mis en évidence l'importance de ces concepts pour caractériser le comportement des argiles molles naturelles en particulier. Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de S<sup>t</sup>-Alban (Québec), de Magnan et al. (1982) sur l'argile de Cubzac-les-Ponts (France) et de Khemissa et al. (1993) sur l'argile de Guiche (France) confirment l'applicabilité de ces concepts, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte des effets du temps et des propriétés d'anisotropie caractéristiques des argiles naturelles. Il en est résulté le modèle MELANIE, qui permet de décrire le comportement des argiles molles naturelles légèrement surconsolidées et anisotropes.

## 1.2 EFFETS DU TEMPS SUR LE COMPORTEMENT DES ARGILES

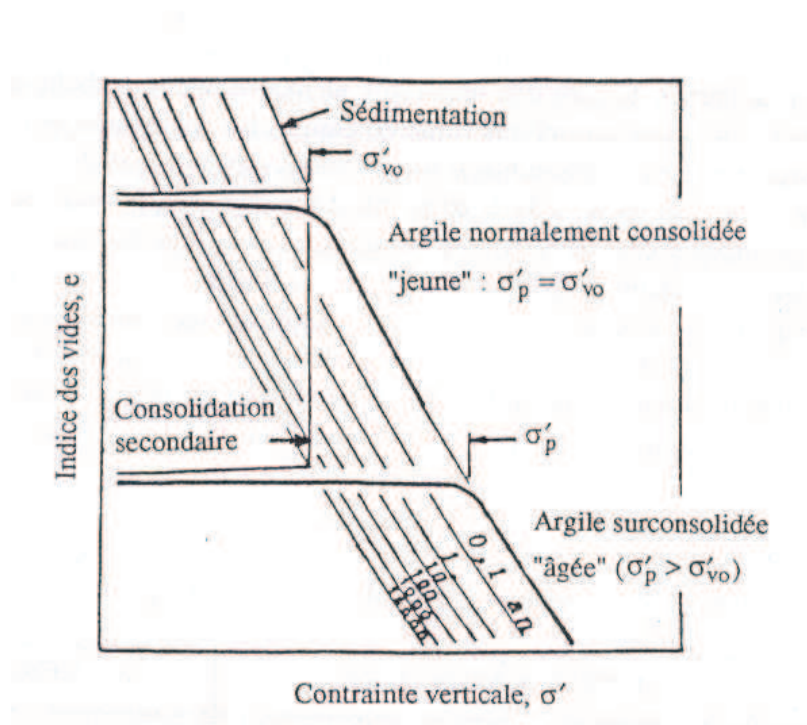
C'est en raison de leur caractère visqueux que les sols argileux, notamment les argiles molles, manifestent des comportements qui dépendent non seulement du type de sollicitations auxquelles ils sont soumis ou de leur intensité, mais aussi des vitesses de variation de ces sollicitations au cours du temps. De nombreuses études expérimentales, effectuées sur des sols naturels ou reconstitués, ont mis en évidence cette influence du temps sur leurs caractéristiques de résistance et de déformabilité (caractéristiques de compressibilité et de perméabilité, caractéristiques de consolidation et de fluage, caractéristiques de cisaillement et de rupture), notamment celles correspondant à leur état limite.

L'influence du temps sur le comportement des sols argileux s'exerce de manière plus ou moins importante selon la structure, la consistance et la compacité du sol considéré. Sur le plan pratique, les effets du temps ont été analysés suivant deux aspects différents :

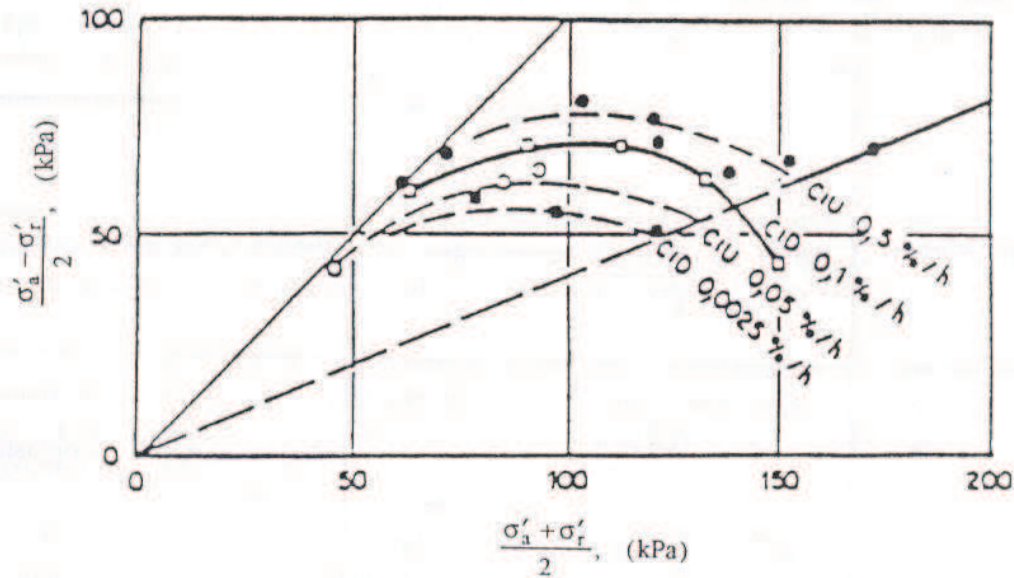
- les effets de l'âge ou du vieillissement : Taylor (1942), puis Bjerrum (1967) ont montré que le vieillissement des argiles sous contraintes effectives constantes ou peu variables, se traduisant par l'apparition de nouvelles liaisons intergranulaires rigides qui renforcent la structure du squelette solide, conduit à une réduction de leur indice des vides par suite des déformations de fluage qu'elles subissent. La réduction de l'indice des vides d'une argile donnée s'accompagne d'un accroissement de sa pression de préconsolidation et donc de sa résistance structurale. Cet effet semble être très prononcé dans le cas des argiles plastiques, pour lesquelles l'accroissement de résistance dû au vieillissement est proportionnel à celui de leur pression de préconsolidation. La figure 1.1 illustre schématiquement l'effet du temps sur les caractéristiques de compressibilité et de consolidation d'une argile naturelle à deux âges différents. On observe sur cette figure, que lorsque l'argile est jeune, c'est à dire au début de sa formation, elle se trouve dans un état normalement consolidé caractérisé, en chaque point du massif de sol, par une pression de préconsolidation  $\sigma'_p$  égale à la pression effective  $\sigma'_{v_0}$  exercée par les terres sus-jacentes. Par contre, lorsqu'elle est âgée, c'est-à-dire quelques milliers d'années après sa formation, cette argile se trouve dans un état surconsolidé caractérisé par une pression de préconsolidation supérieure à la pression effective des terres sus-jacentes. Ainsi, plus l'argile est âgée, plus elle est résistante et plus son rapport de surconsolidation  $R_{oc} = \sigma'_p / \sigma'_{v_0}$  est élevé, ce qui se traduit par un accroissement de sa surface d'état limite. Plus cette surface est grande, plus l'argile est capable de subir des déformations réversibles importantes sans que son état limite soit atteint ;
- les effets de la vitesse ou de la durée de chargement : Crawford (1964) puis Bjerrum (1967) ont montré que la pression de préconsolidation apparente (définie par la limite des petites déformations) d'une argile naturelle est réduite lorsque la durée d'application des charges est augmentée et inversement. Ceci est, semble-t-il, attribué à une autre

matérialisation du phénomène de la consolidation secondaire qui est liée au vieillissement de l'argile. A l'inverse, une diminution de la vitesse de chargement, c'est-à-dire de la vitesse de déformation de l'argile, correspond à un accroissement de la durée d'application des charges qui aurait pour conséquence la diminution non seulement de la pression de préconsolidation de l'argile, mais également de tous les seuils qui définissent sa courbe d'état limite. La figure 1.2 illustre schématiquement l'influence du temps sur les caractéristiques de cisaillement d'une argile naturelle. On observe sur cette figure que les point d'état limite de l'argile évoluent en fonction de sa vitesse de déformation, ce qui se traduit là aussi par un accroissement de sa surface d'état limite.

Cependant, l'expérience met en outre en évidence l'influence des conditions d'essais sur les caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols. Aussi, l'approche expérimentale basée sur l'essai oedométrique conventionnel à chargement par poids met en évidence l'influence des paliers de chargement adoptés.



**Figure 1.1** Histoire géologique et compressibilité des argiles naturelles (Bjerrum, 1967).



**Figure 1.2** Effets du temps sur les caractéristiques de cisaillement d'une argile naturelle (Lo et Morin, 1972).

### 1.3 ASPECTS PHENOMENOLOGIQUES

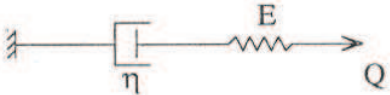
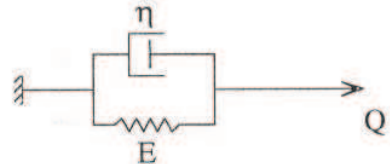
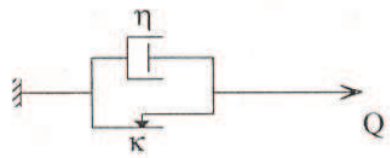
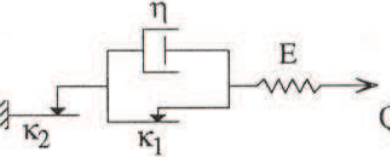
La formulation mathématique des lois de comportement des matériaux s'appuie à la fois sur des données expérimentales et sur les connaissances théoriques acquises en mécanique des milieux continus (principe de la mécanique et de la thermodynamique, élasticité, plasticité, viscosité et leurs combinaisons). Deux approches en ont été explorées par les chercheurs : l'approche microscopique et l'approche macroscopique. La première, considérée comme une approche élémentaire, applique les principes généraux de la physique des solides aux éléments de particules solides. Quant à la seconde, considérée comme une approche globale, elle applique les principes de la mécanique des milieux continus à un élément de volume macroscopique représentatif du matériau étudié. Ces deux approches sont décrites brièvement dans ce qui suit :

- l'approche microscopique tente de modéliser les mécanismes de déformation et de rupture aux échelles atomique et cristalline ou moléculaire avec comme paramètres l'orientation des particules et le développement de défauts et de microfissures, les forces de contact inter particulaires, etc. Le comportement global résulte d'une intégration ou d'une moyenne des variables microscopiques à l'échelle d'un élément de volume de matière. Dans cette approche, les variables microscopiques (densité de dislocation, texture, etc.) sont difficilement mesurables et utilisables dans les calculs pratiques. Les recherches aboutissent dans certains cas à des lois de comportement globale de

caractère très général dont les résultats n'ont, semble-t-il, jamais débouché sur des applications pratiques ;

- l'approche macroscopique, quant à elle, assimile le milieu réel à un milieu continu macroscopique dont la modélisation mathématique repose sur des corps idéaux (corps de Maxwell, Kelvin-Voigt, Bingham-Norton, Runesson, etc.) construits par assemblage de ressorts (raideur  $E$ ), amortisseurs (coefficient d'amortissement  $\eta$ ) et patins de plasticité (coefficient de frottement sec  $\kappa$ ) (tab. 1.1) et sur la simulation des résultats d'essais in-situ comme de laboratoire. Dans cette approche, l'utilisation des corps idéaux a été limitée en raison du nombre élevé de paramètres que comportent ces modèles analogiques et du fait que leur détermination peut être délicate et leur signification physique n'est pas toujours évidente. Quant la simulation des résultats d'essais, elle peut utiliser des modèles fondés sur des lois de comportement de forme plus simple (théorie incrémentale par exemple), ainsi que des modèles mathématiques caractérisés par des équations très simples et dont les paramètres peuvent être identifiés expérimentalement au moyen d'essais courants faciles à réaliser et peu coûteux.

**Tableau 1.1** Quelques modèles analogiques appliqués aux sols argileux

MODELES	SCHEMATISATION	DESCRIPTION
Maxwell		Modèle viscoélastique avec déplacement instantané fini
Kelvin - Voigt		Modèle viscoélastique avec déplacement instantané nul
Bingham - Norton		Modèle viscoplastique
Runesson		Modèle élastique-viscoplastique-plastique

En raison de leur structure granulaire, poreuse et polycristalline, les sols se classent parmi les matériaux hétérogènes difficilement assimilables à des milieux continus, homogènes et isotropes, et ce à toutes les échelles d'observation (au microscope, visuelle). Les lois de comportement qui les caractérisent ne peuvent donc que refléter ces hétérogénéités et discontinuités. Pour l'établissement de lois de comportement et la construction de modèles de calcul adaptés à ce type de matériau, aucune des deux approches présentées ci-dessus ne convient parfaitement. Cependant, comme la première ne permet pas une approche aisée du comportement des sols fins, c'est la seconde approche qui semble être le mieux adaptée. La simulation numérique des essais utilisées pour établir les lois de comportement et la comparaison des résultats des calculs avec les données expérimentales permettent d'établir une première validation numérique des lois adoptées.

## **1.4 APPROCHE EXPERIMENTALE**

On se restreint ci-après à la description de la procédure d'essai œdométrique usuellement utilisée pour l'étude des caractéristiques de compressibilité et de perméabilité des sols fins, ainsi que de leurs caractéristiques de consolidation et de fluage.

### **1.4.1 Procédure de l'essai œdométrique**

Avec la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1925), l'essai œdométrique est devenu l'essai de référence dans toutes les études géotechniques de sols compressibles peu perméables. Cet essai, utilisé tant par les praticiens que par les chercheurs, permet de déterminer les caractéristiques de compressibilité et de perméabilité ainsi que les caractéristiques de consolidation et de fluage des sols fins, notamment des argiles molles.

L'essai consiste à placer une éprouvette dans une enceinte cylindrique rigide latéralement pour que les déformations radiales soient nulles, avec une paroi intérieure très lisse et souvent lubrifiée pour que les frottements générés au cours de la consolidation au contact paroi-sol soient négligeables. La préparation de l'éprouvette et sa mise en place dans l'enceinte œdométrique dépendent de la consistance du sol. Les modes opératoires en vigueur définissent des procédures pratiques de préparation des éprouvettes (choix de la prise d'essai, découpage et mise en place de l'éprouvette dans l'enceinte œdométrique, etc.) à suivre afin d'obtenir des résultats cohérents et représentatifs. Selon l'appareil utilisé, l'éprouvette est sollicitée, soit par un système de poids par l'intermédiaire d'un levier, soit par un système de chargement pneumatique ou hydraulique qui applique des forces dans l'axe du piston en contact avec l'éprouvette sur sa face supérieure ou inférieure pendant que l'autre face est maintenue fixe. Le drainage du sol s'effectue sur une seule face (drainage simple) ou sur les deux faces en même temps (drainage double) à travers des pierres

poreuses généralement composées de matières céramiques ou métalliques. Un papier filtre est souvent placé, notamment dans le cas d'éprouvettes plus ou moins déstructurées, entre le sol et les pierres poreuses afin d'empêcher les particules solides de s'infiltrer dans les pores des pierres poreuses. Les pierres poreuses et le papier filtre doivent être systématiquement saturés car leur saturation a une influence sur les résultats d'essais.

Dans l'essai conventionnel, les charges sont appliquées à l'éprouvette par paliers successifs avec, en règle générale, doublement de la charge d'un palier au suivant. La durée des paliers de chargement est fixée à 24 heures, car cette durée pendant laquelle les déformations de l'éprouvette sont enregistrées en fonction du temps, est suffisante pour atteindre la fin de la consolidation primaire dans la plupart des sols naturels. Une charge initiale est généralement appliquée sur le piston de l'oedomètre en fonction de la consistance du sol et de sa résistance mécanique afin de fermer les fissures éventuelles, notamment dans les éprouvettes déstructurées, et d'empêcher le gonflement du sol après saturation de celui-ci dans l'enceinte oedométrique. Cette charge est typiquement comprise entre 1 et 10 kPa pour les argiles naturelles (de l'ordre de 5 kPa pour les argiles molles), mais au moins égale au poids du piston (elle entraîne une déformation initiale, dont la valeur après stabilisation doit être notée). Dans les modes opératoires des LPC (Magnan et al, 1985), un cycle de déchargement-rechargement suit le passage de la pression de préconsolidation (repérée par le coude de la courbe représentant les variations du tassement de l'éprouvette en fonction de la contrainte appliquée). Ce cycle de déchargement-rechargement a pour objectif de simuler l'histoire de l'échantillon d'essai pour pouvoir apprécier son état de remaniement et obtenir une valeur plus fiable de la compressibilité du sol dans le domaine surconsolidé, dans lequel les déformations sont réversibles avec un faible écrouissage.

#### **1.4.2 Caractéristiques de compressibilité et de perméabilité**

La compressibilité des sols fins, sous l'action de leur poids propre et des surcharges qui les sollicitent (remblais, ouvrages d'art, etc.), se manifeste par un transfert progressif de ces charges du fluide interstitiel, généralement de l'eau, vers le squelette, constitué par des particules minérales associées parfois à des éléments organiques, selon leur milieu de déposition, en fonction des conditions aux limites spatiales et temporelles de drainage. Au fur et à mesure que le temps passe, le matériau acquiert une certaine résistance et devient de moins en moins déformable.

Les premiers travaux traitant de la compressibilité des sols fins en laboratoire datent du début du 20<sup>ème</sup> siècle. Pour les sols saturés, Terzaghi (1923) a établi le principe des contraintes effectives caractérisé par l'équation suivante:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1.1)$$

dans laquelle  $\sigma'$ ,  $u$  et  $\sigma$  désignent respectivement la contrainte effective (particules solides), la pression interstitielle (eau interstitielle) et la contrainte totale appliquée.

### 1.4.2.1 Caractéristiques de compressibilité

Les caractéristiques de compressibilité (pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ , indice de compression  $C_c$  et indice de gonflement  $C_s$ ) se déterminent classiquement à partir des essais oedométriques conventionnels à chargement par paliers. Les valeurs de ces paramètres peuvent être influencées par la qualité des éprouvettes d'essais et des méthodes expérimentales utilisées, ainsi que par d'autres facteurs plus ou moins appréciables comme la température, l'humidité, la composition chimique du fluide interstitiel ou la composition minéralogique du squelette. Ces paramètres peuvent être déterminés graphiquement sur la courbe représentant les variations de l'indice des vides en fonction des contraintes appliquées. Cette courbe, appelée courbe de compressibilité, est généralement représentée dans un diagramme ( $e, \log \sigma'$ ) proposé par Casagrande (1936) et confirmé par la suite par d'autres chercheurs à travers le monde.

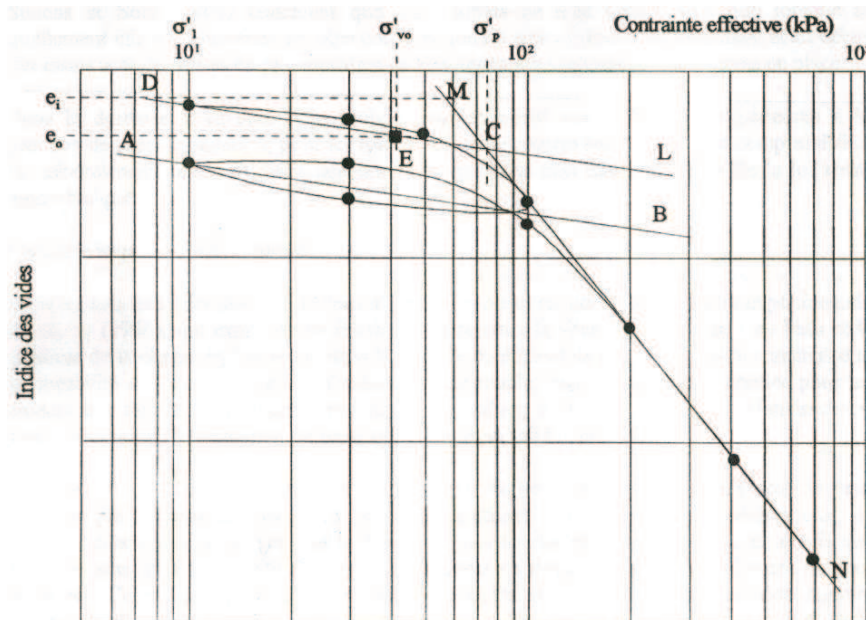
Les variations de l'indice des vides en fonction des contraintes effectives peuvent être représentées par une loi semi-logarithmique caractérisée par la relation suivante:

$$\Delta e = -C_x \Delta(\log \sigma') \quad (1.2)$$

dans laquelle  $C_x = C_s$  dans le domaine surconsolidé ( $\sigma' < \sigma'_p$ ) et  $C_x = C_c$  dans le domaine normalement consolidé ( $\sigma' > \sigma'_p$ ).

Dans le diagramme ( $e, \lg \sigma'$ ), on observe une courbure plus ou moins prononcée selon que l'éprouvette est intacte ou remaniée et le coude correspond à la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ , définie comme la pression maximale subie par le dépôt d'argile en place au cours de son histoire. Constituant une limite qui sépare le domaine surconsolidé du domaine normalement consolidé, cette pression peut donc fournir une indication intéressante sur la pression à laquelle le sol en place est capable de résister sans subir de grands tassements dont les conséquences pourraient être préjudiciables à la sécurité des biens et des ouvrages. Les indices de gonflement  $C_s$  et de compression  $C_c$  correspondent aux pentes des deux branches linéarisables de la courbe de compressibilité situées respectivement avant et après la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ . La figure 1.3 illustre

schématiquement la méthode de détermination des caractéristiques de compressibilité à partir des résultats d'essais oedométriques selon les méthodes d'essais LPC (Magnan et al., 1985).



**Figure 1.3** Principe de l'interprétation des courbes de compressibilité oedométrique selon les méthodes d'essais LPC (Magnan et al., 1985).

#### 1.4.2.2 Caractéristiques de perméabilité

Dans les sols fins, l'écoulement de l'eau à travers les pores est gouverné par la loi expérimentale de Darcy (1956), qui exprime une relation linéaire entre la vitesse d'écoulement de l'eau et le gradient de la charge hydraulique, dans laquelle le coefficient de proportionnalité caractérise la perméabilité du milieu.

La perméabilité des sols fins est une fonction complexe d'un certain nombre de facteurs tels que le volume des vides, la tortuosité du système poreux, la structure des particules solides (forme et dimensions des grains) et leurs compositions chimique et minéralogique, ainsi que d'autres facteurs d'origine thermique qui agissent directement sur la viscosité du fluide et du squelette.

La recherche d'une relation entre le coefficient de perméabilité et l'indice des vides a fait l'objet de nombreuses études expérimentales. Il en est résulté une relation semi-logarithmique de la forme :

$$\Delta e = -C_k \Delta(\log k_v) \quad (1.3)$$

qui peut aussi s'écrire sous la forme :

$$k_v = k_{v0} \exp\{(e - e_0)/0.434 C_k\} \quad (1.4)$$

où  $C_k$  désigne le taux de variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides et  $k_{v0}$  le coefficient de perméabilité correspondant à l'indice des vides en place  $e_0$ .

### 1.4.3 Caractéristiques de consolidation et de fluage

Il est bien établi que le temps joue un rôle important dans l'évolution des déformations volumiques des sols fins, en particulier des argiles molles, sous des contraintes totales constantes ou peu variables, caractérisant ainsi les phénomènes de consolidation primaire et secondaire. Les effets du temps peuvent être analysés en fonction de la durée et de la vitesse de chargement (ou de déformation), qui ont une influence considérable sur le comportement des argiles molles et notamment sur leur déformabilité. La vitesse de consolidation est contrôlée principalement par la perméabilité qui joue un rôle prédominant durant la consolidation primaire, puis par la déformabilité du squelette solide, qui joue un rôle déterminant durant la consolidation secondaire. L'expression de cette vitesse est donc différente selon que l'état des déformations se trouve en phase primaire ou en phase secondaire. En phase primaire, le processus de consolidation est en effet contrôlé par le coefficient de consolidation en fonction du taux de compressibilité du sol sous contraintes totales constantes ou variables et, en phase secondaire, par l'indice de fluage qui exprime le taux de variation de l'indice des vides au cours du temps sous contraintes effectives constantes. Le coefficient de consolidation et l'indice de fluage constituent donc les principaux paramètres expérimentaux qui caractérisent la consolidation primaire et secondaire, respectivement. De la qualité de leur détermination dépend l'évaluation précise de la vitesse de consolidation (primaire et secondaire) et, par conséquent, du tassement (primaire et secondaire) du sol nécessaire au calcul des ouvrages.

#### 1.4.3.1 Caractéristiques de consolidation

Les principes de base de la consolidation des sols fins sont expliqués en détail dans les traités de mécanique des sols. Assimilant l'écoulement de l'eau dans les pores du sol à un problème de transfert de chaleur, Terzaghi (1925) a résolu le problème de la consolidation unidimensionnelle moyennant quelques hypothèses simplificatrices (sol homogène et parfaitement saturé, fluide interstitiel incompressible, écoulement unidimensionnel obéissant à la loi de Darcy, perméabilité constante, hypothèse des

petites déformations, etc.). Dès lors, il a été admis que le comportement en consolidation des sols argileux est régi par une loi fondamentale qui exprime les variations de la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles par l'équation suivante :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (1.5)$$

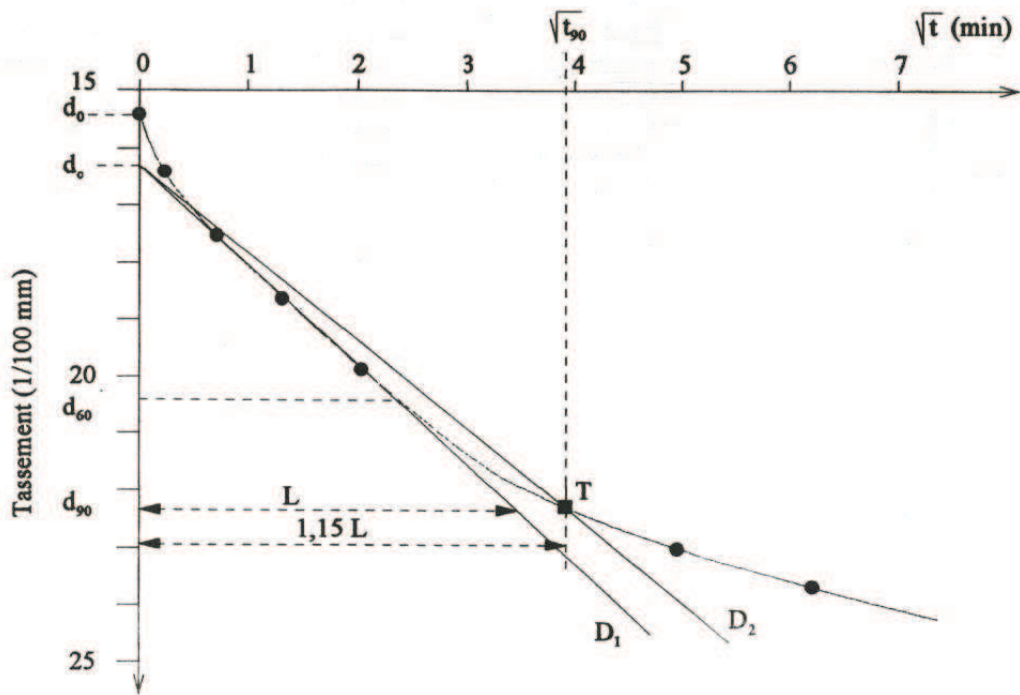
dans laquelle  $c_v$  désigne le coefficient de consolidation du sol.

Le coefficient de consolidation n'est pas une propriété intrinsèque du matériau, mais plutôt un paramètre qui dépend de la structure du sol, de sa compressibilité et de sa perméabilité. Il est donné par la relation suivante :

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (1.6)$$

dans laquelle  $a_v = -\partial e / \partial \sigma$  désigne le coefficient de compressibilité du sol,  $k$  son coefficient de perméabilité et  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau interstitielle ( $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  dans la pratique de la mécanique des sols).

Les caractéristiques de consolidation peuvent être déterminées graphiquement sur la courbe appelée "courbe de consolidation", représentant les variations de l'indice des vides, soit en fonction du logarithme du temps ( $e, \log t$ ) pour la méthode de Casagrande (1936), soit en fonction de la racine carrée du temps ( $e, \sqrt{t}$ ) pour la méthode de Taylor (1942). Toutefois, dans le cas des argiles molles, les procédures d'essais LPC recommandent d'utiliser la méthode de Taylor, dont le principe est présenté sur la figure 1.4. Sur cette figure, la droite  $D_1$  correspond à la partie quasi-linéaire du début de la courbe de tassement, elle coupe l'axe des ordonnées en un point  $d_c$  qui est le zéro corrigé (la lecture initiale  $d_0$  n'est pas prise en compte dans la construction graphique). La droite  $D_2$  est, quant à elle, la droite passant par le point  $d_c$  et de pente 1,15 fois plus faible que celle de  $D_1$ . L'intersection de cette dernière avec la courbe de compressibilité donne le point, noté  $t_{90}$ , correspondant à 90 % de consolidation primaire.



**Figure 1.4** Principe de l'interprétation des courbes de consolidation oedométrique selon les méthodes d'essais LPC (Magnan et al., 1985).

### 1.4.3.2 Caractéristiques de fluage

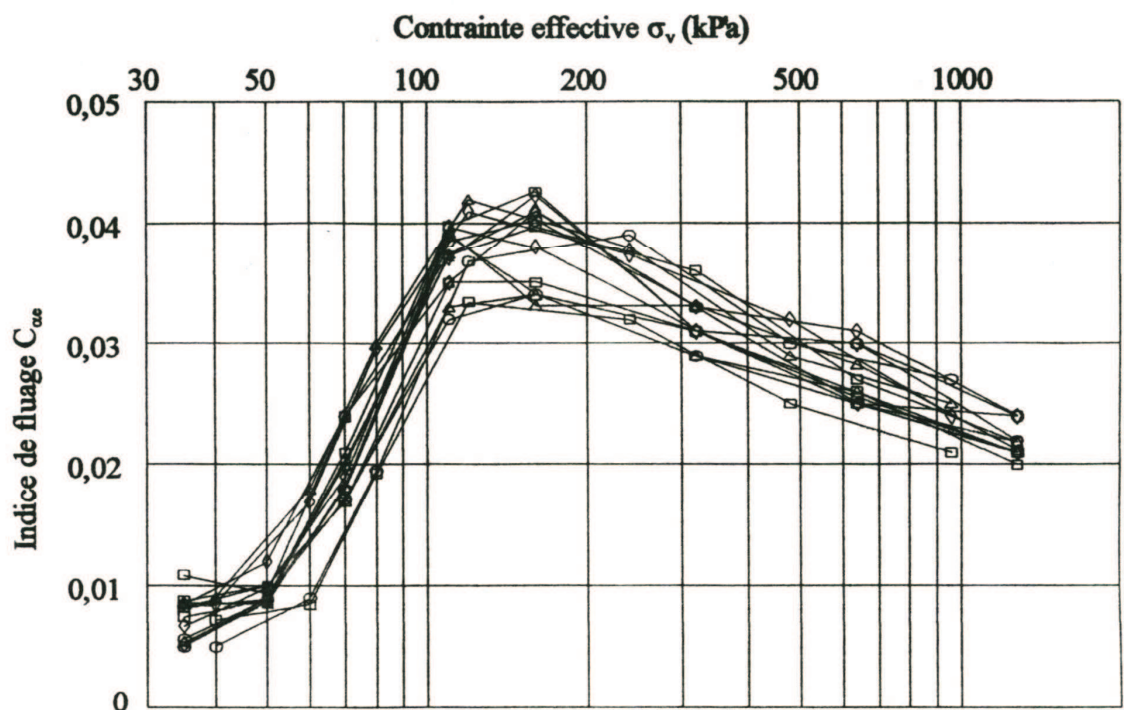
Les observations effectuées in-situ comme en laboratoire montrent que les sols argileux continuent à se déformer après la fin de la consolidation primaire, sous contraintes effectives constantes ou peu variables : c'est le phénomène de consolidation secondaire. Définie comme la réduction du volume du sol sous charge constante ou peu variable du fait principalement du réarrangement interne des particules solides, la consolidation secondaire est due essentiellement aux propriétés visqueuses du squelette. Buisman (1936) a été l'un des premiers à observer que les tassements secondaires croissent approximativement de façon linéaire avec le logarithme du temps. Il a établi une relation expérimentale dans laquelle il exprime les variations de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps par la relation suivante :

$$\Delta e = C_{ae} \Delta(\log t) \quad (1.7)$$

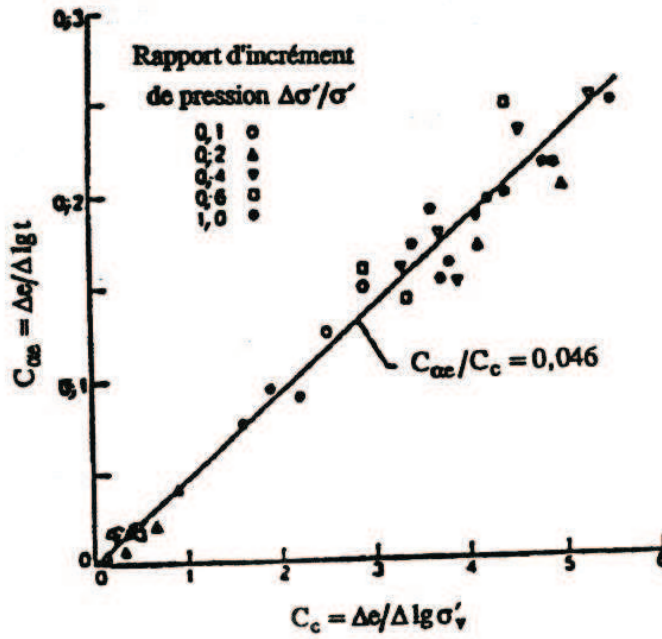
dans laquelle  $C_{ae}$  désigne l'indice de fluage caractérisant la viscosité du squelette .

Cette relation, validée par des essais de fluage oedométrique, n'est valable que lorsque la consolidation primaire est entièrement achevée. Elle traduit l'effet du temps sur

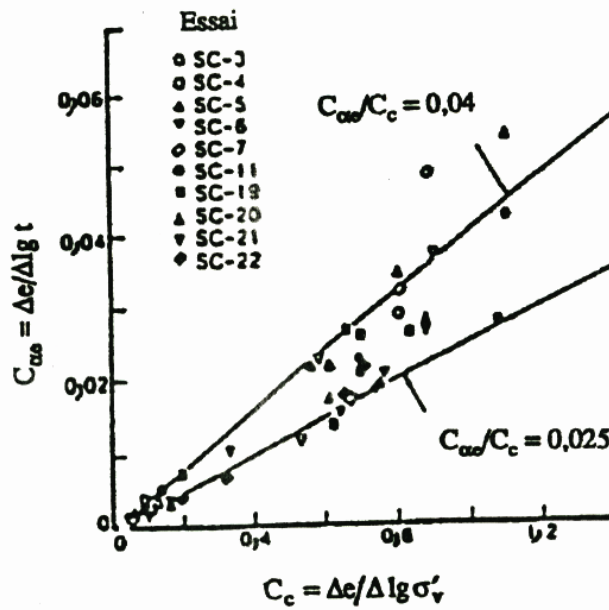
le comportement en consolidation du sol à l'état normalement consolidé. Des résultats d'essais oedométriques conventionnels, obtenus sur l'argile molle de Guiche située dans la basse vallée de l'Adour en France (Khemissa et Magnan, 2000), ont montré que l'indice de fluage varie de façon importante avec la contrainte effective de consolidation (fig. 1.5). Les résultats d'essais présentés par Mesri et Godlewski (1977) sur des argiles molles d'origines diverses montrent que l'indice de fluage peut être relié à l'indice de compression (fig. 1.6). Le rapport  $C_{\alpha e}/C_c$ , typiquement de l'ordre de 0,02 à 0,06, indique que les processus de variation du volume du sol en fonction de la contrainte effective et du changement de la structure du squelette (arrangement interne des grains) au cours du temps sont de même nature.



**Figure 1.5** Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour, France) (Khemissa et Magnan, 2000).



a/- argile de Mexico



b/- argile de Singapour

Figure 1.6 Variation de l'indice de fluage  $C_{sw}$  en fonction de l'indice de compression  $C_c$  pour deux argiles molles naturelles (Mesri et Godlewski, 1977).

### 1.4.3.3 Couplage des phénomènes de consolidation primaire et secondaire

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, est basé sur une loi de compressibilité semi-logarithmique dans laquelle on peut incorporer l'effet de la viscosité du squelette. Ceci étant, plusieurs chercheurs ont essayé de trouver des relations générales combinant les effets résultant des deux phénomènes de consolidation primaire et secondaire sur le comportement des argiles molles. Il en est résulté des lois, plus ou moins complexes, qui peuvent se réduire à la forme symbolique suivante :

$$f(\sigma, \dot{\sigma}, e, \dot{e}) = 0 \quad (1.8)$$

dans laquelle  $\dot{\sigma}$  et  $\dot{e}$  désignent les vitesses de variation respectivement de la contrainte effective  $\sigma$  et de l'indice des vides  $e$ . De nombreuses solutions analytiques et numériques ont été proposées dans lesquelles sont prises en compte, ensemble ou séparément, les vitesses de variation de la contrainte effective et de l'indice des vides (Taylor, 1942 ; Bjerrum, 1967 ; etc.).

## 1.5 MODELES DE COMPORTEMENT

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, peut être décrit comme non linéaire, visqueux et irréversible. Plusieurs formulations mathématiques ont pu en être établies. Dans leur ensemble, ces formulations reposent sur des approches élastoplastiques et mêmes élastiques non linéaires. Toutefois, malgré le consensus général des praticiens et des chercheurs sur l'utilité des modèles élastoplastiques ou des modèles élastiques non linéaires pour la simulation du comportement des sols, ces modèles posent encore différents problèmes. Les observations effectuées en laboratoire et en place sur les argiles molles naturelles montrent que les déformations ne sont pas instantanées, ce qui conduit à modéliser également des phénomènes visqueux (effet du temps et de la vitesse de déformation), qui peuvent être approchés par des lois de type viscoélastique (lorsque les déformations sont totalement réversibles) ou élasto-viscoplastiques (lorsque les déformations sont en partie irréversibles). Il en est alors résulté des modèles plus ou moins compliqués, mais globalement assez représentatifs du comportement des sols fins et des argiles molles naturelles, en particulier. Cependant, s'il apparaît évident que ces lois sont bien adaptées à la modélisation du comportement des argiles molles, leur validation expérimentale n'est souvent que partiellement effectuée, en général sur un type de sol particulier et sur des chemins de sollicitations particulières et avec des

paramètres géotechniques plus ou moins représentatifs de son état en place. Aussi, leurs applications restent-elles actuellement limitées.

### 1.5.1 Modèles élastoplastiques

Dans le schéma élastoplastique classique, la réponse d'un matériau à une sollicitation donnée se produit de manière instantanée. Cette réponse exprime le comportement des matériaux non vieillissants (invariance par translation sur la variable temps) et sans viscosité (indépendance de la vitesse à laquelle la réponse s'est effectuée). Il en résulte que la relation de comportement des matériaux solides sans vieillissement, ni viscosité, ne saurait dépendre implicitement ou explicitement du temps physique.

#### 1.5.1.1 Fondements théoriques

Le schéma élastoplastique classique a pour origine la nécessité de décrire l'apparition de déformations permanentes ou irréversibles. Il s'appuie sur deux concepts fondamentaux: le critère de plasticité et la loi d'écoulement plastique. Le critère de plasticité exprime la notion de seuil de plasticité (ou limite d'élasticité) mise en évidence expérimentalement en sollicitation uniaxiale (Coulomb, 1773 ; Tresca, 1864 ; Von Misès, 1913 ; etc.). Quant à la loi d'écoulement plastique, elle définit dans le cas de sollicitations multiaxiales la façon dont évolue l'incrément de déformation plastique, c'est à dire qu'elle précise la direction de l'écoulement plastique.

La théorie de plasticité incrémentale, dont le champ d'application n'est pas restreint par la nature des sollicitations et qui présente l'avantage de se prêter à une programmation numérique en éléments finis, est appliquée aux sols. Elle repose sur les éléments suivants :

- dans le cas des sols, les contraintes peuvent être effectives ou totales, représentant ainsi les réponses drainées et non drainées. Les incréments de contraintes et de déformations correspondant à l'un ou l'autre des deux états sont reliés par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} d\sigma_{ij} &= C_{ijkl} d\varepsilon_{kl} \\ \text{et} & \\ d\varepsilon_{ij} &= D_{ijkl} d\sigma_{kl} \end{aligned} \tag{1.9}$$

dans lesquelles  $C_{ijkl}$  et  $D_{ijkl}$  désignent les tenseurs de rigidité et de souplesse, lesquels dépendent de l'histoire des contraintes et déformations ;

- dans l'hypothèse des petites perturbations, l'incrément des déformations  $d\epsilon_{ij}$  est décomposé en une partie élastique  $d\epsilon_{ij}^e$  et une partie plastique  $d\epsilon_{ij}^p$  :

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (1.10)$$

- il existe une surface de charge, ou surface d'état limite, représentant dans l'espace des contraintes principales la limite des états de contraintes que l'on peut atteindre à partir de l'état actuel des contraintes sans que se produisent de déformations plastiques. Cette surface est caractérisée par une fonction de charge, qui constitue le critère de plasticité. Le critère de plasticité définit le domaine à l'intérieur duquel les déformations sont réversibles par l'inégalité suivante :

$$f(\sigma_{ij}, k) < 0 \quad (1.11)$$

dans laquelle  $k$  désigne un paramètre d'écrouissage qui reflète l'histoire de la déformation plastique. Dans le cas où

$$f(\sigma_{ij}, k) = 0 \text{ et } df_k = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}(\sigma_{mn}, k) d\sigma_{ij} > 0, \text{ il se produit des déformations plastiques.}$$

Tandis que si

$$f(\sigma_{ij}, k) = 0 \text{ et } df_k = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}(\sigma_{mn}, k) d\sigma_{ij} < 0, \text{ les déformations restent élastiques ;}$$

- l'écrouissage nécessite une règle d'écoulement, qui permet de calculer l'incrément de déformation plastique suivant une loi associée lorsque la fonction de charge est égale au potentiel plastique et non associée dans le cas contraire. L'incrément de déformation plastique est défini par l'expression suivante :

$$d\epsilon_{ij}^p = \frac{1}{h(\sigma_{ij}, k)} < df_k > \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}(\sigma_{mn}) = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}(\sigma_{mn}) \quad (1.12)$$

dans laquelle  $h$  désigne le module plastique (ou module d'écrouissage),  $g$  le potentiel plastique et  $d\lambda$  un scalaire positif ou nul (multiplicateur de plasticité) tel que :

$$\langle u \rangle = \begin{cases} u & \text{si } u > 0 \\ 0 & \text{si } u \leq 0 \end{cases} ;$$

- la condition de consistance ( $df_x = 0$ ), qui assure que les états de contraintes demeurent sur la surface d'état limite au cours de son évolution, permet de déterminer le module d'érouissage par l'expression suivante :

$$h(\sigma_{ij}, k) = -\frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{ij}^p}(\sigma_{mn}, k) \frac{\partial k}{\partial \varepsilon_{ij}^p}(\varepsilon_{mn}^p) \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}(\sigma_{mn}) \quad (1.13)$$

- le principe du travail plastique maximal (Hill, 1950), qui se traduit par la condition de normalité de l'incrément de déformation en tout point sur la frontière convexe de la surface d'état limite, correspond à l'inégalité suivante :

$$(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^*) d\varepsilon_{ij}^p \geq 0 \quad (1.14)$$

dans laquelle  $\sigma_{ij}^*$  et  $\sigma_{ij}$  désignent les tenseurs des contraintes correspondant à deux points situés respectivement l'un à l'intérieur de la surface d'état limite et l'autre sur la frontière de cette dernière (fig. 1.7) ;

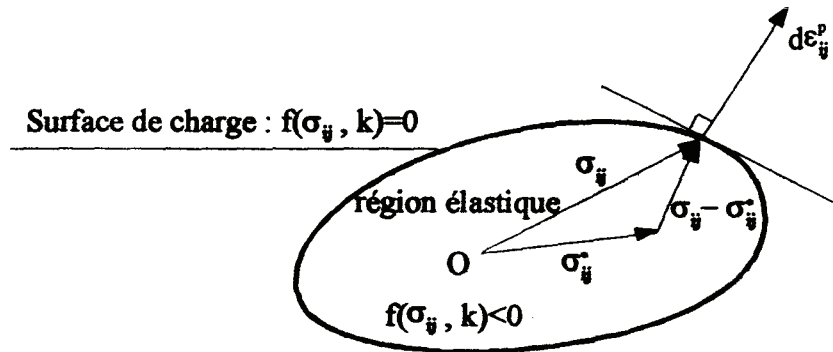


Figure 1.7 Principe du travail plastique maximal de Hill (1950).

- la condition de stabilité, selon le postulat de Drucker (1964), définit les matériaux stables en érouissage positif ( $\sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^p > 0$ ) et les matériaux instables en érouissage négatif ( $\sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^p < 0$ ). Les matériaux pour lesquels  $\sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^p = 0$  sont en élasticité ou en plasticité parfaite.

Dans le cas où la loi est associée ( $f=g$ ), l'incrément de déformation plastique est dirigé suivant la normale extérieure à la frontière de la surface d'état limite et le postulat de Drucker (1964) est ainsi respecté. Les données expérimentales ne confirment pas toujours cette hypothèse ; par conséquent, de nombreux modèles ont été proposés pour les sols dans lesquels la règle d'écoulement non associée ( $f \neq g$ ) est adoptée. Les différences entre ces modèles sont liées à la surface d'état limite (position et allure) et à la manière dont les paramètres d'écrouissage interviennent dans l'expression de la fonction de charge. Ainsi, des modèles de plasticité avec écrouissage isotrope, où les surfaces d'état limite évoluent isotropiquement par rapport à l'axe d'isotropie des contraintes dans l'espace des contraintes principales, et des modèles avec écrouissage anisotrope, où les surfaces d'état limite successives se déduisent de la surface initiale par translation dans l'espace des contraintes principales, ont été proposés. Cependant, il semble que ce dernier type de modèle n'ait pas encore reçu d'applications pratiques, sans doute en raison, d'une part, du manque de vérifications expérimentales et, d'autre part, de leur grande complexité.

#### *1.5.1.2 Bases expérimentales*

Le comportement des sols naturels est défini par une pression limite, la pression de préconsolidation, qui constitue un seuil critique des contraintes au delà duquel la compressibilité de ces sols augmente et leur structure interne est modifiée pour passer d'un état structuré plus résistant à un état déstructuré moins résistant. Les propriétés caractérisant ces deux états peuvent être décrites comme suit :

- l'état structuré, dans lequel les déformations volumiques et de cisaillement sont petites et réversibles (de type viscoélastiques ou élastique pur), correspond à l'état surconsolidé caractéristique des argiles résistantes et "âgées" ayant subi au cours de leur histoire géologique des surcharges plus grandes que la pression effective des terres à l'état actuel ;
- l'état déstructuré, dans lequel les déformations volumiques et de cisaillement sont importantes et en grande partie irréversibles (de type élastoplastique ou viscoplastique), correspond à l'état normalement consolidé caractéristique des argiles moins résistantes, "jeunes" déposées récemment et se trouvant dans un état d'équilibre géostatique.

Sur la base des travaux de Hvorslev (1936) et Rendulic (1936) et d'un certain nombre d'études expérimentales sur des argiles reconstituées en laboratoire, Roscoe et al. (1958) ont proposé les concepts d'état limite et d'état critique comme règles de base pour l'étude du comportement des argiles molles. Ces concepts, dans lesquels les états de contraintes et de déformations sont liés à l'histoire du chargement, permettent d'exprimer les phénomènes de compressibilité et de résistance au cisaillement de ces argiles et ce dans les

deux états (surconsolidé et normalement consolidé) définis ci-dessus. Ils en caractérisent donc les propriétés de déformabilité et de résistance mécanique :

- l'état limite est défini par une surface de charge, appelée surface d'état limite, qui représente la limite entre les régions de l'espace des contraintes principales correspondant aux petites et aux grandes déformations, c'est-à-dire, dans le cas des argiles, la limite qui sépare le domaine surconsolidé du domaine normalement consolidé. Cette limite est constituée par l'ensemble des points d'état limite (points correspondant aux valeurs ultimes des déviateurs de contraintes) des chemins de contraintes simulés en laboratoire dans les essais de compression (et d'extension) triaxiale et de consolidation anisotrope, à partir d'états de consolidation du domaine surconsolidé.
- l'état critique est défini comme une limite des contraintes qui sépare le domaine où ne se produisent pour l'essentiel que des déformations volumiques de l'argile du domaine caractérisé par le développement de déformations déviatoriques accompagnées d'un changement dans la forme de la structure de cette dernière, c'est-à-dire la zone située entre l'état ultime et la rupture. En d'autres termes, l'état critique est associé à l'existence d'un "indice des vides critique" (défini comme une extension de la notion de densité critique) atteint au moment où se développent des déformations plastiques de cisaillement sans variation de volume et de contraintes.

Dans leur forme originale, les concepts d'état limite et d'état critique ne s'appliquent qu'à des argiles normalement consolidées et isotropes (argiles idéales). Des études postérieures montrent que les principes qui forment la base de ces concepts sont qualitativement applicables aux argiles molles naturelles, surconsolidées et anisotropes. Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de S<sup>t</sup>-Alban (Québec) ont permis d'établir une méthode expérimentale pour la détermination de la courbe d'état limite des argiles molles naturelles à partir des résultats d'essais triaxiaux classiques et d'essais oedométriques conventionnels à chargement par palier. Les travaux de Magnan et al. (1982) sur l'argile de Cubzac-les-ponts (France), puis ceux de Khemissa et al. (1993) sur l'argile molle de Guiche (France) ont permis de vérifier la technique proposée par Tavenas et Leroueil (1979) et confirmer ainsi son applicabilité aux argiles molles anisotropes. La figure 1.8 présente les courbes d'état limite de ces deux argiles molles françaises.

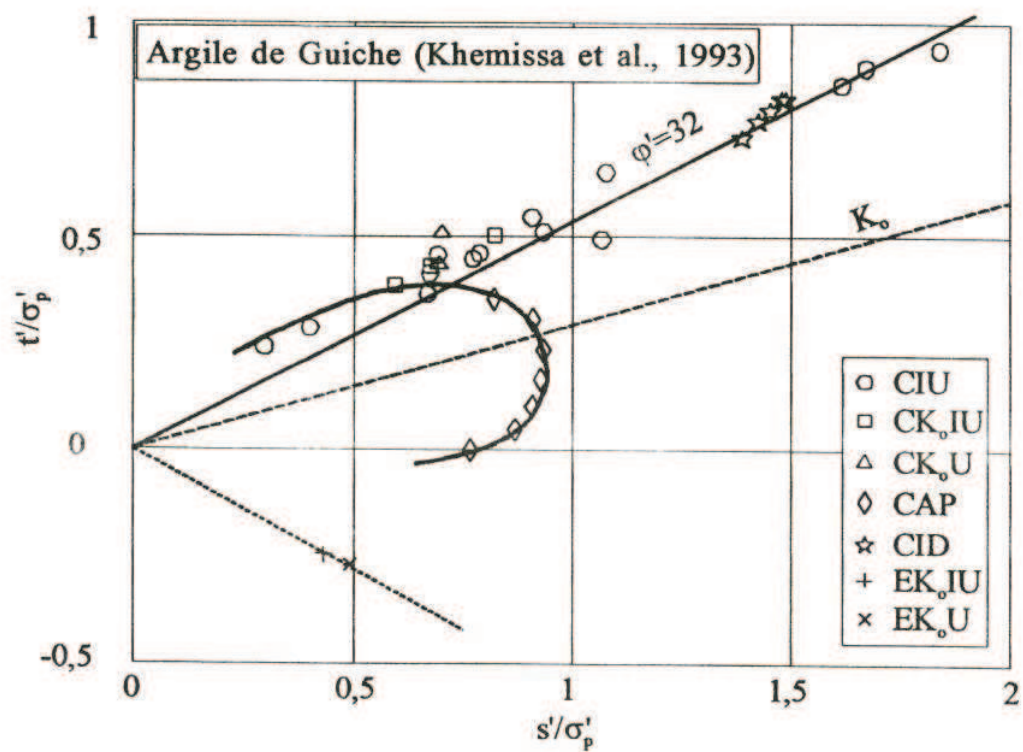
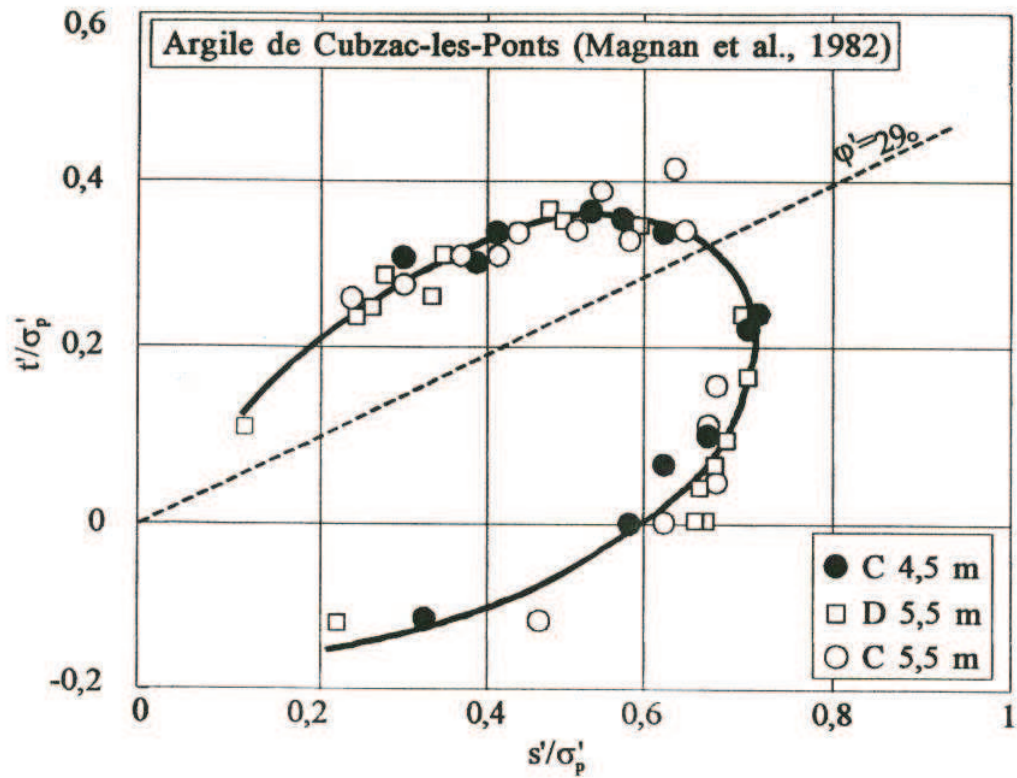


Figure 1.8 Courbes d'état limite de deux argiles molles françaises.

### 1.5.1.3 Modèle Cam-clay

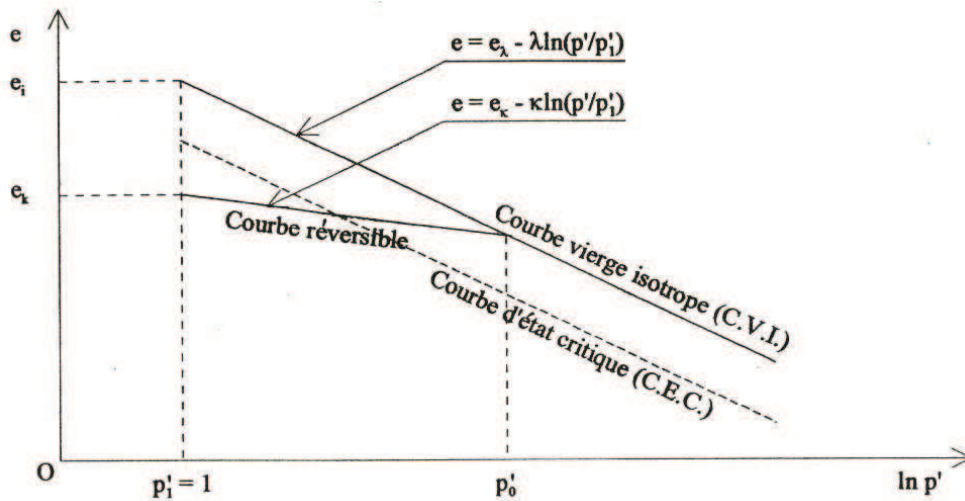
Le modèle CAM-CLAY original (Roscoe et al., 1958) et ses versions ultérieures (Roscoe et Burland, 1968 ; Schofield et Wroth, 1968) ont été élaborés pour caractériser le comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope des sols argileux, isotropes et non visqueux (argiles reconstituées en laboratoire). Ce modèle repose sur les concepts d'état limite et d'état critique évoqués ci-dessus et dans lesquels l'évolution des déformations est analysée en termes de transfert d'énergie dont la dissipation se fait par frottement, lesquelles déformations se composent de déformations volumiques réversibles et irréversibles et de déformations de cisaillement irréversibles.

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

- dans le plan  $(e, \ln p')$ , les courbes de chargement (courbe vierge isotrope) et de déchargement (courbe réversible) sont caractérisées respectivement par une pente analogue à l'indice de compression  $C_c$  ( $\lambda = C_c / \ln 10$ ) et par une pente  $\kappa$  analogue à l'indice de gonflement  $C_s$ , ( $\kappa = C_s / \ln 10$ ). Leurs équations respectives sont les suivantes :

$$\begin{aligned} e &= e_\lambda - \lambda \ln(p'/p'_1) \\ \text{et} & \\ e &= e_\kappa - \kappa \ln(p'/p'_1) \end{aligned} \tag{1.15}$$

dans lesquelles  $e_\lambda$  et  $e_\kappa$  désignent les valeurs de l'indice des vides correspondant respectivement à la courbe vierge isotrope et la courbe réversible sous la contrainte de référence  $p'_1 = 1$  kPa (fig. 1.9) ;



**Figure 1.9** Courbe vierge isotrope (C.V.I.) et courbe réversible dans le plan  $(e, \lg p')$ .

- dans le plan  $(p', q)$  la forme de la courbe d'état limite (C.E.L) est, selon la version du modèle utilisée, soit une amande soit une ellipse (fig 1.10). Les équations correspondantes sont les suivantes :

$$f(p', q, p'_0) = \frac{q}{Mp'} + \ln \frac{p'}{p'_0} \leq 0 \quad (CAM - CLAY) \quad (1.16)$$

et

$$f(p', q, p'_0) = p'^2 - p'_0 p' + \frac{q^2}{M^2} \leq 0 \quad (CAM - CLAY \text{ mod})$$

dans lesquelles  $p'_0$  désigne le paramètre d'écroissance égal à la pression de consolidation isotrope correspondant au point d'intersection de la courbe d'état limité avec l'axe des contraintes isotropes (axe  $p'$ ). L'évolution de l'écroissance est gouvernée par la relation suivante :

$$\frac{dp'_0}{p'_0} = \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (1.17)$$

soit après intégration :

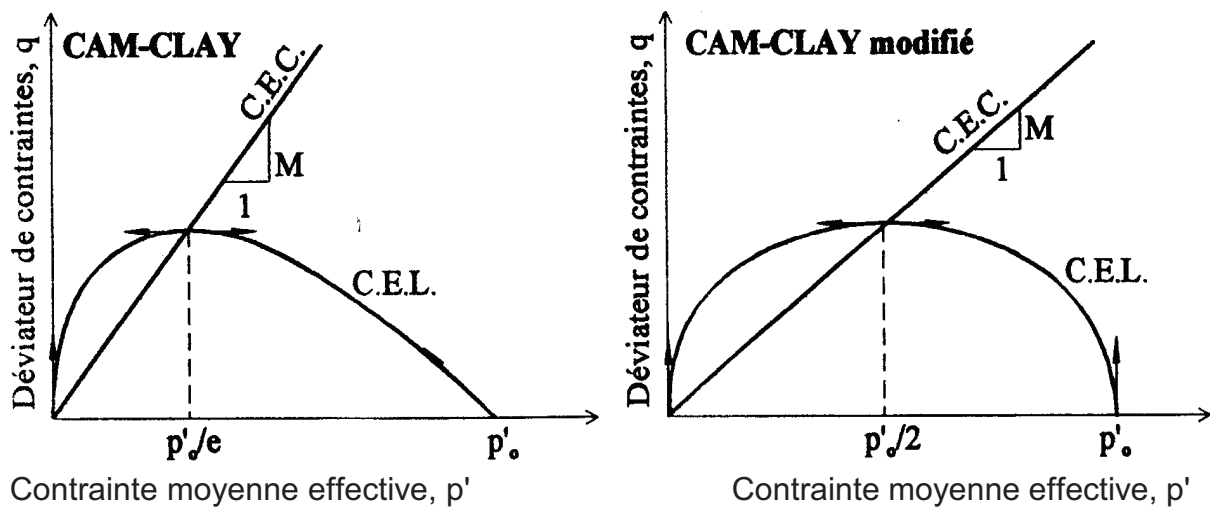
$$p'_0 = p'_{c0} \exp \left\{ \frac{1+e_0}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^p \right\} \quad (1.18)$$

avec  $p'_{c0}$  la valeur initiale du paramètre d'écroissance ;

- la projection de la courbe d'état critique (C.E.C.) dans le plan  $(p',q)$  correspond à une enveloppe de rupture fixe, comparable à celle définie par le critère de Mohr-Coulomb. L'équation de cette courbe est donnée par l'expression suivante:

$$q = Mp' \quad (1.19)$$

dans laquelle  $M = 6\sin \varphi' / (3 - \sin \varphi')$  désigne un paramètre constant, fonction de l'angle de frottement interne effectif  $\varphi'$  du sol, qui caractérise le niveau de contraintes atteint au moment de la rupture (fig. 1.10) ;



**Figure 1.10** Courbes d'état limite (C.E.L.) et d'état critique (C.E.C.) dans le plan  $(p',q)$  pour les deux versions originale et modifiée du modèle CAM-CLAY.

### 1.5.2 Modèles viscoplastiques

Certains matériaux subissent un écoulement de fluage, sous un état de contraintes effectives donné, ce qui a conduit à développer des théories qui décrivent l'évolution des déformations en fonction du temps, telles que la viscoélasticité lorsque ces déformations sont réversibles après la suppression des sollicitations (comme en élasticité) ou la viscoplasticité dans le cas contraire, c'est-à-dire lorsque les déformations sont irréversibles (comme en plasticité). Le comportement élasto-viscoplastique est une combinaison de ces deux théories.

### 1.5.2.1 Fondements théoriques

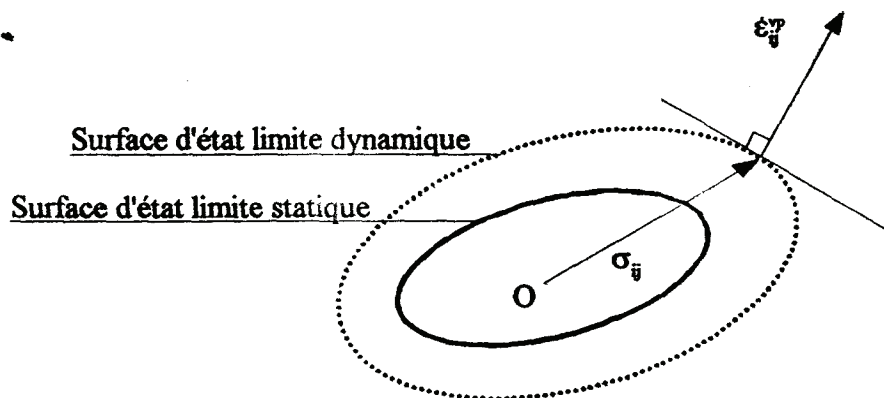
Le schéma viscoplastique développé par Perzyna (1963) a pour but de décrire l'écoulement par fluage de la matière tout en restant dans un cadre assez proche du schéma élastoplastique classique. La viscosité du matériau y apparaît sous la forme d'une fonction régissant l'amplitude des déformations viscoplastiques pour un état de contraintes donné. Les hypothèses de base caractérisant cette théorie sont résumées comme suit :

- on définit deux surfaces de charge : l'une, dite statique caractérisée par la fonction de charge  $f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p)$ , représente le seuil de plasticité au-delà duquel se développent des déformations viscoplastiques et à l'intérieur duquel les déformations du matériau peuvent être élastiques (lois élasto-viscoplastiques) ou viscoélastiques (lois viscoélastiques-viscoplastiques) ; l'autre, dite dynamique caractérisée par la fonction de charge  $f_d(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{vp})$ , est sensible à la vitesse de déformation (fig. 1.11).

Ces deux fonctions sont reliées entre elles par une fonction  $F$ , qui représente la différence des contraintes entre l'état de contraintes actuel et le seuil de plasticité suivant la relation suivante :

$$F = \frac{f_d(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^{vp}) - f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p)}{f_s(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p)}, \quad (1.20)$$

dans laquelle  $\sigma_{ij}$  désigne le tenseur des contraintes,  $\varepsilon_{ij}^p$  le tenseur des déformations plastiques et  $\varepsilon_{ij}^{vp}$  le tenseur des déformations viscoplastiques ;



**Figure 1.11** Surfaces d'état limite statique (S.E.L.S.) et dynamique (S.E.L.D.) d'après la théorie de viscoplasticité de Perzyna (1963).

- les déformations viscoplastiques qui se développent au cours d'une sollicitation donnée au delà du seuil de plasticité peuvent s'exprimer en termes de vitesse de déformation, qui est définie par l'expression suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \dot{\gamma} \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}} \quad , \quad (1.21)$$

dans laquelle  $\dot{\gamma}$  désigne un paramètre de viscosité du matériau et  $\Phi(F)$  une fonctionnelle représentant les effets de la vitesse de déformation sur l'état limite du matériau et telle que :

$$\langle \Phi(F) \rangle = \begin{cases} 0 & \text{si } F < 0 \\ \Phi(F) & \text{si } F > 0 \end{cases}$$

Pour une valeur  $F=0$ , c'est-à-dire lorsque les deux fonctions d'état limite statique et dynamique coïncident, l'incrément de déformation se réduit à sa composante plastique d'expression :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f_s}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1.22)$$

où  $d\lambda$  désigne le multiplicateur de plasticité.

### 1.5.2.2 Bases expérimentales

La prise en compte du fluage des sols argileux dans les modèles de comportement consiste à établir, pour un état de contraintes donné, une relation qui exprime l'évolution de la déformation de fluage au cours du temps, laquelle doit être couplée avec la loi définissant le comportement élastoplastique. La relation générale qui en résulte représente le comportement élastoplastique avec fluage, ou comportement élasto-viscoplastique, caractéristique des argiles molles naturelles. Les résultats des essais de consolidation à l'oedomètre permettent d'établir une relation entre la vitesse de déformation et le temps par l'expression suivante (Buisman, 1936):

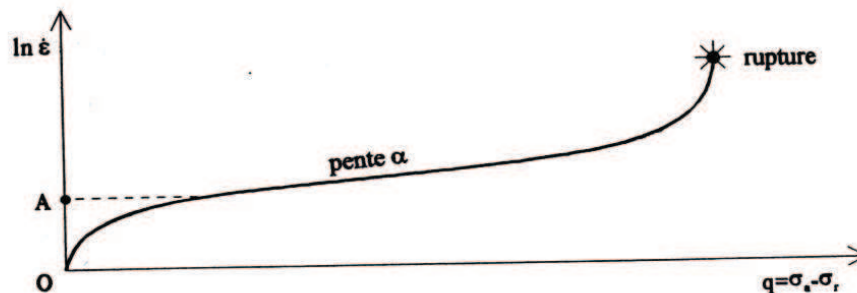
$$\dot{\varepsilon} = \frac{C_\alpha}{t} \quad , \quad (1.23)$$

dans laquelle  $C_\alpha = C_{\alpha e} / (1 + e_0)$  désigne le taux de fluage du sol,  $C_{\alpha e}$  son indice de fluage et  $e_0$  son indice des vides initial.

D'autre part, les résultats des essais de fluage à l'appareil triaxial permettent également d'établir la relation suivante (Singh et Mitchell, 1968) :

$$\dot{\varepsilon} = A \left( \frac{t}{t_0} \right)^m \exp\{\alpha q\} \quad (1.24)$$

dans laquelle  $\alpha$  désigne un paramètre mesurant l'effet de l'intensité des contraintes sur le taux de fluage,  $A$  reflète l'amplitude du fluage,  $m$  (variant entre 0,75 et 1) contrôle le taux avec lequel la vitesse de fluage diminue avec le temps,  $q = \sigma_a - \sigma_r$  est le déviateur des contraintes et  $t_0$  un temps de référence (fig. 1.12).



**Figure 1.12** relation entre la vitesse de déformation et le déviateur des contraintes (Singh et Mitchell, 1968).

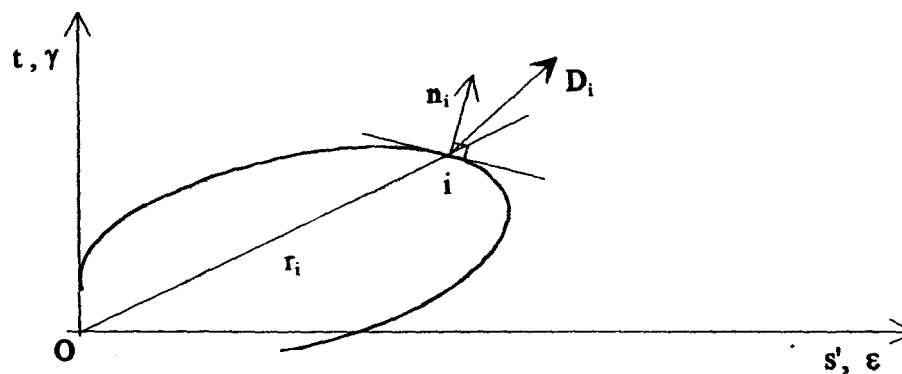
### 1.5.2.3 Modèle Mélanie

Le modèle MELANIE (Mouratidis et Magnan, 1983 ; Lepidas et Magnan, 1991) a été construit sur la base d'un grand nombre d'études numériques et expérimentales (essais de laboratoire et en vraie grandeur) dans le but de disposer d'un outil capable de décrire le comportement des argiles molles naturelles, considérées comme des matériaux élastoplastiques, anisotropes, écrouissables et sensibles au fluage. Fondé sur les concepts d'état limite et d'état critique proposés par Roscoe et al. (1958) et inspiré des travaux de Tavenas et Leroueil (1977)), le modèle MELANIE constitue une évolution du modèle CAM-CLAY avec comme caractéristiques particulières la prise en compte des effets de l'anisotropie et de la viscosité rencontrées dans les argiles naturelles. Les propriétés d'anisotropie se traduisent par l'adoption d'une loi de comportement anisotrope pour le

squelette solide dans le domaine élastique. Quant aux propriétés de viscosité, elles se traduisent par l'adoption d'une loi de fluage pour un état de contraintes effectives donné.

La mise au point du modèle MELANIE repose sur la détermination de la surface d'état limite du sol argileux, laquelle s'appuie sur les trois concepts suivants :

- une règle d'écoulement plastique non associée, dite "loi bissectrice", déduite des résultats d'essais triaxiaux classiques et d'essais oedométriques conventionnels, dans lesquels la direction du tenseur d'écoulement plastique est donnée par la bissectrice  $D_i$  de l'angle formé par la normale  $n_i$  à la courbe d'état limite et la droite  $r_i$  joignant l'origine  $O$  des coordonnées au point représentant l'état des contraintes effectives (fig. 1.13) ;
- le couplage de deux critères de plasticité : un critère de plasticité elliptique inspiré du modèle CAM-CLAY modifié et le critère de Mohr-Coulomb (fig. 1.14). Ainsi, le domaine élastique n'occupe pas toute la surface comprise dans l'ellipse, mais une partie de celle-ci, dépendant des caractéristiques de cisaillement  $c'$  et  $\varphi'$  du sol. Le critère de Mohr-Coulomb joue le rôle d'une fonction de charge supplémentaire couplée au critère élastoplastique avec écrouissage ;



**Figure 1.13** Règle d'écoulement non associée du modèle MELANIE. Direction de l'incrément de la déformation plastique sur la courbe d'état limite (Mouratidis et Magnan, 1983).

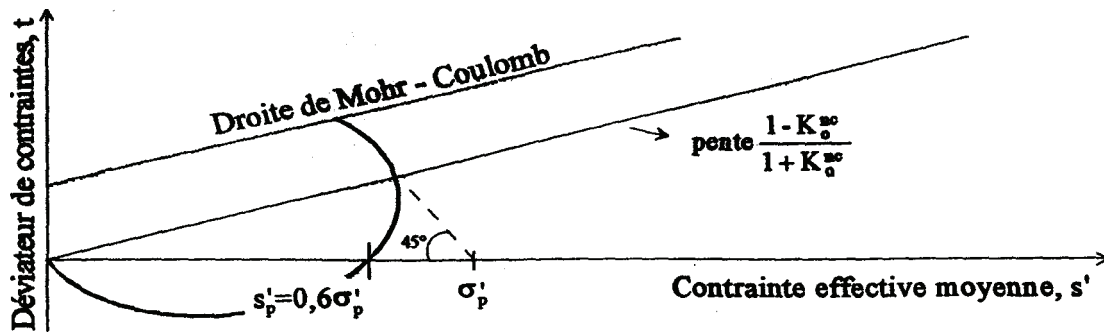


Figure 1.14 Couplage de l'élastoplasticité et du critère de Mohr-Coulomb dans le modèle MELANIE (Mouratidis et Magnan, 1983).

- une loi de fluage identique à la loi d'écoulement plastique (loi normale ou loi bissectrice, selon la règle d'écoulement utilisée) par rapport à la surface d'état limite de référence, ce qui conduit à calculer les composantes volumique et déviatorique de la déformation de fluage en appliquant le même principe que celui utilisé dans la théorie de viscoplasticité de Perzyna (1963). La déformation de fluage, qui dépend de l'état actuel (et non de sa variation) et du temps, est déterminée en se basant sur le concept des lignes de temps de Taylor-Bjerrum (fig.1.15).

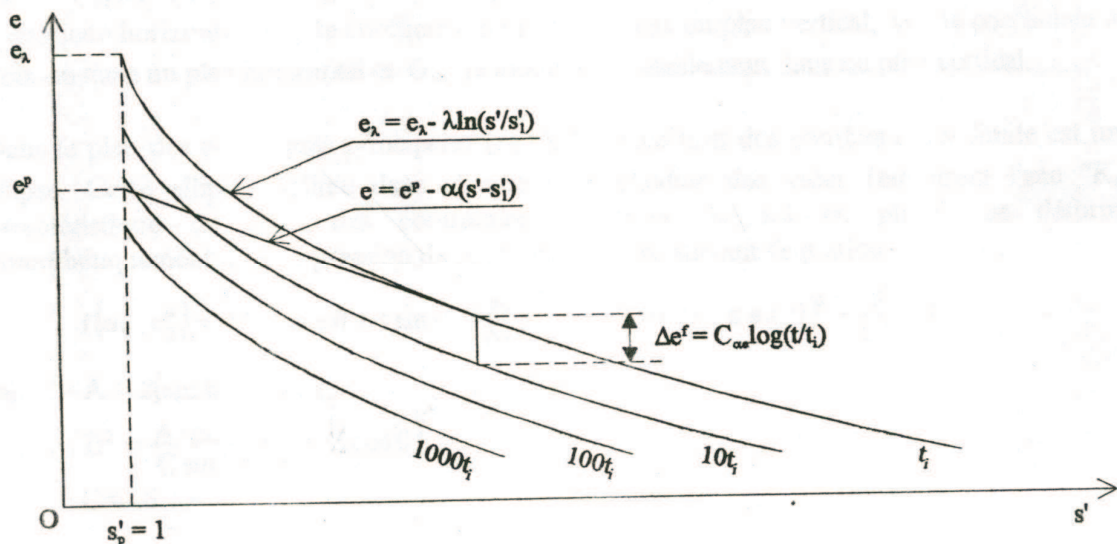
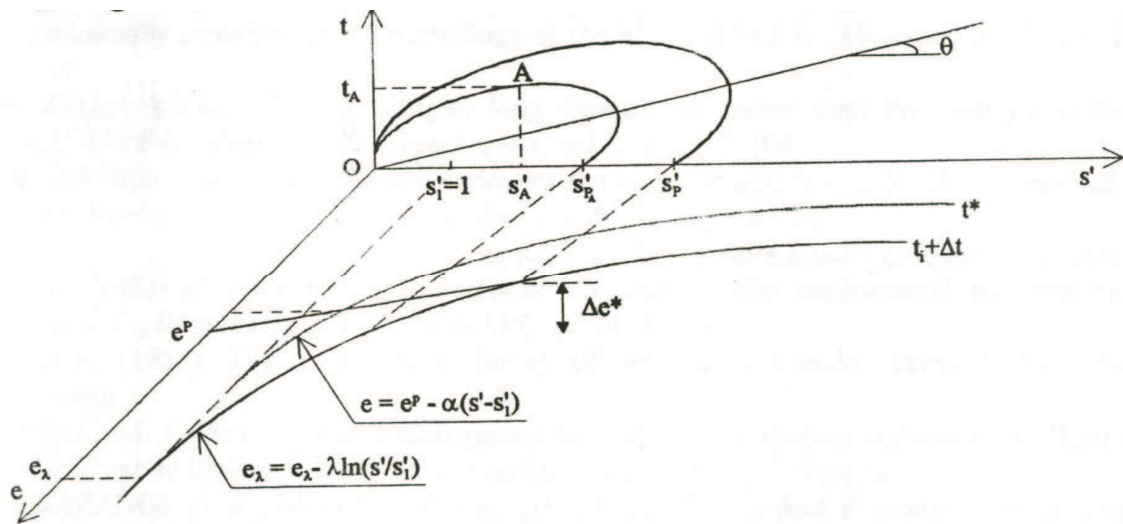


Figure 1.15 Définition du réseau des courbes isotropes du modèle MELANIE suivant le principe des lignes de temps de Taylor-Bjerrum (Lépidas et Magnan, 1991).

La déformation de fluage est déterminée en calculant le temps  $t^*$  qu'il aurait fallu attendre pour que la déformation subie par le massif de sol ait été obtenue par fluage, c'est-à-dire la valeur du temps nécessaire pour que la courbe de compressibilité, déterminée expérimentalement en laboratoire à partir des résultats d'un essai oedométrique, se décale jusqu'au point considéré par l'effet du fluage. On déduit que la variation de l'indice des vides due au fluage pendant l'intervalle de temps  $\Delta t$  est définie par la formule :

$$\Delta e^f = C_{ae} \log \frac{t^* + \Delta t}{t^*} \quad (1.25)$$

où  $C_{ae}$  désigne l'indice de fluage supposé constant (fig. 1.16)



**Figure 1.16** Définition du temps  $t^*$  en fonction de l'état de contrainte en un point (Lépidas et Magnan, 1991).

## 1.6 CONCLUSIONS

Les essais de laboratoire, en général, et les essais oedométriques, en particulier, dans lesquels les conditions aux limites spatiales et de drainage sont maîtrisables, constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité des sols fins, notamment des argiles naturelles. L'analyse des données expérimentales acquises à travers le monde confirme pour l'essentiel les principes de comportement de ces sols sous la combinaison des phénomènes de compressibilité, de consolidation et de fluage auxquels ils sont soumis. Cependant, la qualité des essais oedométriques dépend beaucoup de celle des échantillons de sol prélevés et de leur représentativité, ainsi que des procédures d'essais adoptées et des méthodes d'interprétation des résultats utilisées. Les bases théoriques n'étant pas suffisantes à l'état actuel pour caractériser complètement le comportement des sols sous l'action des ouvrages, l'exploitation des données expérimentales doit être effectuée avec une certaine prudence.

Les données expérimentales montrent que le comportement des argiles molles naturelles notamment les argiles molles peut être défini par des lois de type élastoplastique ou viscoplastique. Dans l'hypothèse des petites déformations, ce comportement est dû essentiellement aux propriétés visqueuses du sol (typique des argiles molles) qui se traduisent, d'une part, par l'effet de la vitesse de déformation et, d'autre part, par le fluage. Il en est résulté des modèles fondés sur la notion de surfaces d'état limite pour les différents niveaux de sollicitations possibles, surfaces qui, dans les applications pratiques, jouent le rôle de seuil maximal au-delà duquel apparaissent des déformations plastiques ou viscoplastiques et à l'intérieur duquel le comportement du sol est supposé viscoélastique ou élastique.

Le développement considérable des modèles de comportement, aussi divers par leur formulation mathématique que par leur base expérimentale, pose néanmoins des problèmes de validation et d'utilisation pratique. Sans doute est ce dû aux réticences qui subsistent encore pour l'utilisation de ces modèles, tant pour la détermination de leur paramètres que pour leur application à des problèmes réels. Il est cependant très difficile d'en dégager des conclusions objectives et définitives uniquement au vu de leur formulation mathématique.



## CHAPITRE DEUX

### LE SITE DE SIDI HADJRES

#### 2.1 INTRODUCTION

C'est en raison des dommages apparus dans quelques ouvrages de génie civil d'importance majeure (bâtiments de faible hauteur, et maisons individuelles, routes, etc.) situés dans le triangle formé par les villes de M'sila, Bou saâda et Sidi Aissa dans la wilaya de M'sila, que nous avons jugé opportun d'inscrire la présente étude afin de contribuer à la connaissance du comportement des sols dans cette zone. Cette étude vise à accumuler des données géotechniques sur les sols étudiés et sur leur variabilité naturelle et ses implications pratiques sur le dimensionnement, le coût et la sécurité des ouvrages. Elle porte essentiellement sur la prévision de l'amplitude des tassements du sol de fondation des ouvrages et de leur évolution dans le temps au moyen d'essais œdométriques conventionnels à chargement par poids.

#### 2.2 LOCALISATION DU SITE

La commune de Sidi Hadjrès est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure 2.1). L'extension du site urbain de cette commune comporte, entre autres, la construction d'un Centre Culturel.

Le choix de ce site a été motivé notamment par la disponibilité d'un nombre suffisant de carottes permettant de réaliser le programme expérimental défini.

Les échantillons utilisés dans la présente étude proviennent de carottes prélevées par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP, Antenne de M'sila) à partir de deux sondages désignés S1 et S2 au moyen d'un carottier à piston stationnaire de 100 mm de diamètre pouvant contenir des carottes jusqu'à 50cm de longueur.



**Figure 2.1** Position géographique de la commune de Sidi Hadjerès dans la wilaya de M'sila

## **2.3 PROFILS GEOTECHNIQUES**

L'examen visuel des carottes prélevées dans les deux sondages S1 et S2 et l'analyse de leurs propriétés physiques déterminées par le LCTP (Antenne de M'sila) ont permis d'établir les coupes géotechniques des figures 2.2 et 2.3 au droit des sondages S1 et S2, dans lesquelles on rencontre à partir de la surface :

- une croûte de terre végétale jusqu'à 30 cm de profondeur,
- une couche de marne argileuse gypseuse jaunâtre allant de 1.5m jusqu'à 5.5m de profondeur,
- une couche de marne argileuse verdâtre et altérée jusqu'à 10m de profondeur.

## **2.4 CAROTTES TESTEES**

Les niveaux de prélèvement des carottes dans lesquelles ont été découpées les éprouvettes soumises aux essais d'identification et aux essais mécaniques sont indiqués sur les figures 2.2 et 2.3.

Projet : Centre Culturel

Sondage : S1

Site : Sidi Hadjres

Z (m)	Coupe	Description	Position des Carottes		
01		Marne argileuse gypseuse jaunâtre à brunâtre	E1	1.40	
02					2.00
			E2	2.50	
03					2.90
			E3		
04					3.40
			E4		3.85
05					5.10
			E5		5.50
06				Marne argileuse fissurée verdâtre	
07					
08	E6	7.90			
09					8.20
10					
11		Fin de sondage			
12					
13					
14					
15					

Figure 2.2 Coupe géotechnique au droit du sondage S1

Projet : Centre Culturel

Sondage : S2

Site : Sidi Hadjeres











Z (m)	Coupe	Description	Position des Carottes		
01		Marne argileuse consistante altérée gypseuse jaunâtre		1.50	
02			E1	1.90	
03		Marne argileuse consistante altérée verdâtre			
04					
05					
06					
07					
08					
09					
10					
11			Fin de sondage		
12					
13					
14					
15					

Figure 2.3 Coupe géotechnique au droit du sondage S2

## CHAPITRE TROIS

# PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAIS

### 3.1 INTRODUCTION

Outre les essais d'identification, le programme expérimental réalisé comporte des essais œdométriques de compressibilité et de consolidation œdométrique, mais aussi des essais de fluage œdométriques pour l'établissement d'une loi de fluage caractérisant les effets du temps sur le comportement des sols étudiés. Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essais ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur et la méthode d'interprétation des résultats d'essais s'inspire beaucoup des connaissances acquises antérieurement sur les sols compressibles à travers le monde (LCPC - France , N.G.I - Norvège, U. Laval – Québec , etc.).

### 3.2 PROGRAMME D'ESSAIS

L'étude du comportement des sols de Sidi Hadjrès a été effectuée en exécutant un certain nombre d'essais d'identification et d'essais œdométriques conventionnels à chargement par poids. Le programme expérimental réalisé a progressivement évolué au cours de cette étude au fur et à mesure que des indications supplémentaires sur telle ou telle propriété mécanique du sol et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugés nécessaires non seulement en fonction de la quantité des informations déjà obtenues, mais aussi en fonction de leur qualité.

#### 3.2.1 Essais d'identification

Ils comportent :

- les essais granulométriques et sédimentométriques ,

- les essais de limites d'Atterberg (limite de liquidité et de plasticité, indice de plasticité) pour caractériser la consistance du sol et permettre de ce fait de le classer,
- les essais de détermination des paramètres d'état (poids volumiques humide et sec, teneur en eau),

### **3.2.2 Essais œdométriques**

Ils comportent :

- quatre essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, permettant de déterminer les caractéristiques de compressibilité et de consolidation des sols, notamment les indices de compression et de gonflement et la pression de préconsolidation ,
- quatorze essais de fluage œdométriques permettant d'examiner les effets du temps sur le comportement des sols, qui ont été réalisés sur des éprouvettes découpées à des niveaux voisins que ceux des essais précédents et ayant de ce fait des caractéristiques physico-chimiques voisines.

## **3.3 TECHNIQUE EXPERIMENTALE ET APPAREILLAGE D'ESSAI**

Les essais d'identification, mais aussi les essais œdométriques ont été exécutés conformément aux méthodes d'essai LPC en vigueur. Le choix de ces méthodes d'essai a été surtout motivé par leur disponibilité et par l'expérience acquise dans les laboratoires des travaux publics algériens au cours de plusieurs décennies. Ces méthodes d'essai décrivent les différentes procédures à suivre pour le choix et la préparation des éprouvettes soumises aux essais, le programme de chargement à appliquer, le calcul et l'interprétation des résultats. Les essais d'identification physique et les essais œdométriques ont été réalisés au moyen d'appareils classiques ne faisant l'objet d'aucun commentaire particulier.

## **3.4 PREPARATION DES EPROUVETTES ET EXECUTION DES ESSAIS**

Les essais ont été exécutés sur des éprouvettes taillées dans des carottes prélevées dans les deux sondages S1 et S2 indiqués ci-avant. Les carottes prélevées sont stockées et

recouvertes d'une couche de paraffine afin que le sol puisse conserver autant que possible ses propriétés physico-chimiques telles qu'elles se trouvent en place.

### **3.4.1 Choix des prises d'essai et découpage des éprouvettes**

Le choix des prises d'essais a été effectué sur des galettes considérées comme homogènes, tout en évitant autant que possible les petites hétérogénéités et en éliminant le matériau proche du contour exposé au remaniement.

Le découpage des éprouvettes a été effectué à l'aide de la trousse coupante de la bague oedométrique pouvant recevoir une éprouvette de 50 mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur. L'échantillon est enfoncé dans la cellule oedométrique, tandis que l'on retaille progressivement à l'aide d'un couteau le matériau qui s'oppose à l'enfoncement de la bague. Cette opération est poursuivie jusqu'à ce que l'argile ait entièrement traversé la bague. Après quoi, on arase les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette au moyen d'un fil tendu appuyé sur la bague. De la qualité de préparation des éprouvettes dépendent incontestablement la précision des résultats d'essais, leur cohérence et leur représentativité de l'état du sol en place.

### **3.4.2 Pesage et mise en place des éprouvettes**

L'éprouvette contenue dans la bague oedométrique est pesée pour déterminer les paramètres physiques initiaux du sol, puis placée sur la pierre poreuse inférieure qui repose au fond du bac. Après avoir centré la bague à l'aide d'un centreur et serré ses écrous, on place le piston sur la pierre poreuse supérieure qui repose sur la bague et l'on remplit ensuite le bac avec de l'eau dont le niveau est maintenu à peu près constant tout au long de l'essai.

### **3.4.3 Chargement et acquisition des mesures**

Les charges ont été appliquées par paliers successifs de 24 heures et par poids avec un taux d'accroissement de 1.5 dans le domaine surconsolidé et 2 dans le domaine normalement consolidé. Une charge initiale de 10kPa a été appliquée pour fermer les fissures éventuelles dues à la destruction du matériau et empêcher son gonflement après l'opération de montage décrite ci-dessus. Le tassement de l'éprouvette est mesuré au

moyen d'un comparateur gradué au centième de millimètre. Un cycle de déchargement-rechargement est effectué dès que l'on détecte un coude sur la courbe représentant les variations de l'épaisseur de l'éprouvette en fonction des pressions appliquées. Les tableaux 2.1 et 2.2 donnent la liste des essais oedométriques exécutés et les charges appliquées aux éprouvettes.

**Tableau 2.1** Liste des essais de compressibilité oedométriques.

N°	Sond/échant	Profondeur (m)	Charges appliquées (kg)
01	S1/E3	2.90 – 3.40	0.2 - 0.7 - 1.2 - 2.7 - 3,7 - 5,7 - 8,7 - 13,2 - 8.7 - 3.7 - 8.7 - 13.2 - 23,7 - 42,7 - 76,7 - 23.7 - 13.2 - 8.7 - 3.7 - 0.2
02	S1/E4	3.40 – 3.85	0.2 - 0.7 - 1.7 - 2,7 - 4,7 - 6,7 - 10,7 - 6.7 - 4.7 - 6.7 - 10.7 - 20,7 - 40,7 - 76,7 - 40.7 - 20.7 - 10.7 - 6.7 - 4.7 - 0.2
03	S1/E4	3.40 – 3.85	0.2 - 0.7 - 1.2 - 1.7 - 2.2 - 3.2 - 2.2 - 1.7 - 2.2 - 6.2 - 12.2 - 24.2 - 48.2 - 76.5 - 49.5 - 21.7 - 9.7 - 2.2 - 0.2
04	S1/E5	5.10 – 5.50	0.2 - 1 - 1.7 - 2.2 - 3,2 - 4,7 - 7,2 - 10,7 - 7.2 - 4.7 - 7.2 - 10.7 - 20.7 - 30.7 - 70.7 - 102.7 - 70.7 - 38.7 - 14.7 - 4.7 - 0.2

**Tableau 2.2** Liste des essais de fluage oedométriques.

N°	Sond/échant	Profondeur (m)	Charges appliquées (kg)
01	S1/E4	3.40 – 3.85	1
02	S1/E4	3.40 – 3.85	2
03	S1/E4	3.40 – 3.85	6
04	S1/E4	3.40 – 3.85	12
05	S1/E4	3.40 – 3.85	24
06	S1/E4	3.40 – 3.85	48
07	S1/E6	7.90 – 8.20	6
08	S1/E6	7.90 – 8.20	12
09	S1/E6	7.90 – 8.20	24
10	S1/E6	7.90 – 8.20	48
11	S1/E6	7.90 – 8.20	6
12	S1/E6	7.90 – 8.20	12
13	S1/E6	7.90 – 8.20	24
14	S1/E6	7.90 – 8.20	48

### 3.5 INTERPRETATION DES RESULTATS D'ESSAIS

Les résultats des essais d'identification permettent de classer le sol et de déterminer la famille des sols à laquelle il appartient (la classification d'un sol est basée sur la connaissance de la nature de celui-ci et de l'état dans lequel il se trouve). La classification LPC /USCS utilisée ici présente l'avantage d'être d'un maniement relativement simple.

Les résultats bruts des essais œdométriques sont exprimés en termes de forces et de déplacements correspondant aux lectures effectuées au moyen de comparateurs. L'interprétation de ces données a d'abord consisté à déduire les valeurs des contraintes et des déformations correspondantes, puis à exprimer la relation qui les relie sous forme numérique en calculant les différents paramètres du sol et sous forme de courbes qui définissent son comportement pour l'ensemble des sollicitations auxquelles il a été soumis au cours des essais.

L'interprétation des résultats d'essais œdométriques a consisté à déterminer les caractéristiques de compressibilité et de perméabilité du sol, d'une part, et ses caractéristiques de consolidation et de fluage, d'autre part, à partir des courbes suivantes :

- la courbe  $(e, \lg \sigma')$ , appelée courbe de compressibilité, exprime la relation entre l'indice des vides et la contrainte normale appliquée à l'éprouvette (figure 1.3 du chapitre 1). Elle est constituée de deux branches linéarisables dont l'intersection correspond à la pression de préconsolidation  $\sigma'_p$ , qui sépare le domaine surconsolidé ( $\sigma' < \sigma'_p$ ) où les déformations sont petites et réversibles du domaine normalement consolidé ( $\sigma' > \sigma'_p$ ) où les déformations sont importantes et en grande partie irréversibles. Les pentes respectives des deux branches linéarisées sont égales aux indices de gonflement  $C_s$  et de compression  $C_c$ , correspondant respectivement aux domaines surconsolidé et normalement consolidé définis ci-dessus;
- la courbe  $(e, \lg k)$ , appelée courbe de perméabilité, exprime la relation entre l'indice des vides et le coefficient de perméabilité du sol. Pour les contraintes supérieures à la pression de préconsolidation, cette courbe est linéaire et est caractérisée par une pente  $C_k$ , représentant le taux de variation de la perméabilité, et par l'indice des vides  $e_k$ , correspondant à une perméabilité de

référence. Cette courbe permet en outre de déduire le coefficient de perméabilité  $k_{v0}$  du sol en place;

- les courbes  $(e, \sqrt{t})$ , appelées courbes de consolidation, qui expriment la relation entre l'indice des vides et la racine carrée du temps (méthode de Taylor), pour chaque palier de chargement dans un essai de compressibilité (figure 1.4 du chapitre 1). Ces courbes permettent de déterminer graphiquement les temps  $t_{90}$  correspondant à 90% de consolidation primaire et le coefficient de consolidation  $c_v$  qui décrit la vitesse de consolidation primaire sous l'action d'une charge donnée;
- les courbes  $(e, \lg t)$ , appelées courbes de fluage, qui expriment la relation entre l'indice des vides et le logarithme du temps (méthode de Casagrande). Ces courbes permettent de déterminer le temps  $t_{100}$  correspondant à 100% de consolidation primaire et l'indice de fluage  $C_{\alpha e}$  qui décrit la vitesse de consolidation secondaire du sol sous l'action d'une charge donnée.

## **PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS**

### **4.1 INTRODUCTION**

On présente et analyse dans ce chapitre les résultats des essais d'identification et les résultats des essais mécaniques (essais de compressibilité, de consolidation et de fluage œdométriques) exécutés sur les sols de Sidi Hadjrès. On établira ensuite la loi de fluage caractéristique de ces sols.

### **4.2 RESULTATS DES ESSAIS**

#### **4.2.1 Essais d'identification**

Le tableau 4.1 rassemble les valeurs des paramètres d'identification déterminées dans les deux sondages S1 et S2 entre 1.5 m et 5.3 m de profondeur. Ces valeurs sont sensiblement identiques sur toute la profondeur explorée, ce qui permet de noter que le sol est homogène dans la zone étudiée. Selon la classification LPC en vigueur (Magnan, 1980), il s'agit d'une argile marneuse très plastique (At).

#### **4.2.2 Essais de compressibilité et de consolidation œdométriques**

Les courbes de compressibilité ( $e, \lg \sigma'$ ), de perméabilité ( $e, \lg k_v$ ) et de consolidation ( $\Delta h, \sqrt{t}$ ) sont présentées en annexe à ce mémoire (annexe A) sur les figures A1 à A.4. Le tableau 4.2 donne un exemple détaillé des calculs pour l'essai de compressibilité n°1. Les caractéristiques initiales et de compressibilité sont récapitulées dans le tableau 4.3 pour la méthode d'essais LPC en vigueur et la méthode classique de Casagrande, les caractéristiques de perméabilité dans le tableau 4.4 et les caractéristiques de consolidation et de fluage dans le tableau 4.5.

**Tableau 4.1.** Résultats des essais d'identification.

Sondage	S1		S2
Echantillon	E1	E3	E1
Profondeur (m)	2.50/2.85	4.90/5.30	1.50/1.90
Teneur en eau $w$ (%)	20.84	27.18	23.89
Poids volumique sec $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	16.1	15.4	15.6
Poids volumique humide $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.5	19.4	19.6
Degré de saturation $S_r$ (%)	82.99	97.31	91.28
% de passants par 2mm	97.29	100	91.0
% de passants par 0.08mm	92.58	98.90	84.5
Limite de liquidité $W_L$	70.5	40.62	72.2
Indice de plasticité $I_p$	43.29		41.1
Sulfates (CaSO <sub>4</sub> , 2H <sub>2</sub> O)			5.94
Chlorures (NaCl)			0.82
Carbonate de calcium (CaCO <sub>3</sub> )			18.10

**Tableau 4.2** Exemple détaillé des calculs : Essai de compressibilité n°1

Sondage S1							
Echantillon E1							
Profondeur : 2.90 - 3.40 m				Eprouvette : S = 19.635 cm <sup>2</sup> H = 20mm			
w total humide = 106.39 g				h <sub>p</sub> = W <sub>d</sub> / γ <sub>s</sub> S = 11.54mm			
w total sec = 89.34 g							
Tare = 28.19 g				e <sub>i</sub> = (H <sub>0</sub> -h <sub>p</sub> )/h <sub>p</sub> = 0.733			
weau = 17.05 g							
W <sub>d</sub> = 61.15g							
Dates	Pressions (kPa)	Tassement H(1/100 mm)	H=H <sub>0</sub> -H (mm)	e=(H-h <sub>p</sub> )/h <sub>p</sub>	e <sub>moy</sub>	c <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)	k <sub>v</sub> (m/s)
14-04-2003	10.2	—	20	0.733		—	—
15-04-2003	188.7	0.9	19.99	0.6456	0.6893	—	—
16-04-2003	290.7	7.9	19.92	0.6396	0.6426	—	—
19-04-2003	443.7	19	19.81	0.6299	0.6348	—	—
20-04-2003	673.2	35.7	19.64	0.6155	0.6227	—	—
21-04-2003	443.7	27	19.73	0.623	0.6193	—	—
22-04-2003	188.7	4.4	19.96	0.6426	0.6328	—	—
23-04-2003	443.7	21.9	19.78	0.6274	0.635	—	—
24-04-2003	673.2	36.5	19.64	0.6148	0.6211	—	—
26-04-2003	1208.7	68.5	19.32	0.5871	0.6009	3.8 E-8	1.20E-11
27-04-2003	2177.7	118.7	18.81	0.5435	0.5653	2.7 E-8	7.80E-12
28-04-2003	3911.7	186.7	18.13	0.4846	0.5141	1.7 E-8	4.00E-12

Détail des calculs pour σ' = 3911.7 kPa

$$E_{\text{oed}} = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\left(\frac{h_{100}}{h_0}\right)} = \frac{3911.7 - 2177.7}{\frac{18.81 - 18.13}{20}} = 51 \text{ MPa}$$

$$c_v = \frac{0.848}{60t_{90}} = \frac{0.848}{60 \times 81} = 1.7 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2 / \text{s}$$

$$k_v = c_{vn} \cdot m_{vn} \cdot \gamma_w = 1.7 \cdot 10^{-8} \cdot \frac{0.5435 - 0.4846}{1 + \frac{0.5435 + 0.4846}{2}} \cdot 10 = 4.0 \cdot 10^{-12} \text{ m/s}$$

### Tableau 4.3

**Tableau 4.4** Caractéristiques de perméabilité

Essai	$e_k$	$C_k$	$k_{v0}$ ( $\times 10^{-11}$ m/s)
1	2.59	0.18	2.9
2	2.62	0.18	3.24
3	3.96	0.31	4.5
4	8.04	0.67	0.8

$e_k$  - indice des vides correspondant à un coefficient de perméabilité égal à 1 m/s

$C_k$  - taux de variation de la perméabilité

$k_{v0}$  - coefficient de perméabilité du sol en place

**Tableau 4.5**

Le dépouillement des résultats des essais de compressibilité et de consolidation oedométriques a été effectué selon les méthodes d'essais LPC en vigueur (Magnan et al., 1985), mais aussi et à titre de comparaison selon la méthode classique de Casagrande. Cette dernière donne des valeurs très éloignées de la norme qui ne semble pas être représentatives du comportement du sol. Seule l'approche selon les méthodes d'essais LPC est retenue pour la suite des calculs et de l'interprétation des résultats. On précisera que :

- l'indice des vides en place  $e_0$  a été estimé sur les courbes de compressibilité pour une contrainte verticale égale à la pression effective  $\sigma'_{v0}$  des terres en place;
- le module oedométrique  $E_{oed} = \Delta\sigma'/\Delta(h_{100}/h_0)$  défini par le rapport de l'incrément de contrainte correspondant à un palier de chargement donné au tassement obtenu après achèvement de la consolidation primaire, c'est-à-dire pour  $\Delta h_{100} = \Delta h$  ( $t=t_{100}$ ) où  $t_{100}$  représente le temps correspondant à 100% de consolidation primaire et  $h_0$  la hauteur initiale de l'éprouvette ;
- les coefficients de consolidation  $c_v$  sont déterminés au moyen des deux expressions suivantes :

$$c_v = \begin{cases} \frac{0.848}{60 t_{90}} & \text{pour la méthode de Taylor} \\ \frac{0.197}{60 t_{50}} & \text{pour la méthode de Casagrande} \end{cases}$$

dans lesquelles  $t_{90}$  et  $t_{50}$  désignent les temps, exprimés en minutes, correspondant respectivement à 90% et 50% de consolidation primaire ;

- le coefficient de perméabilité verticale  $k_v$  est relié au module oedométrique  $E_{oed}$  et au coefficient de consolidation  $c_v$  par la relation suivante :

$$k_v = c_v \frac{\gamma_w}{E_{oed}},$$

où  $\gamma_w = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$  désigne le poids volumique de l'eau ;

- le taux de perméabilité  $C_k = \Delta e / \Delta(\lg k_v)$  et l'indice des vides  $e_k = e$  ( $k_v = 1 \text{ m/s}$ ) sont déterminés sur la droite de perméabilité d'équation  $e = e_k + C_k \lg k_v$  ; le coefficient de perméabilité  $k_{v0}$  du sol en place étant estimé sur cette droite pour l'indice des vides en place  $e_0$ .

On notera que les valeurs du module oedométrique  $E_{oed}$  ont été calculées non pas pour le tassement obtenu à la fin du palier de chargement considéré comme le préconisent les méthodes d'essais LPC en vigueur, mais pour un tassement correspondant à 100 % de

consolidation primaire, ceci afin d'atténuer les effets de la consolidation secondaire qui ont tendance à diminuer les valeurs de  $E_{\text{ocd}}$ . D'autre part, les valeurs de  $k_v$  déterminées par l'une ou l'autre des deux méthodes utilisées (Taylor et Casagrande) semblent cohérentes, notamment pour les paliers de chargement situés dans le domaine normalement consolidé.

### 4.2.3 Essais de fluage œdométrique

Les courbes de tassement ( $\Delta h, \lg t$ ) sont présentées en annexe à ce mémoire (annexe A) sur les figures A5 pour les essais exécutés entre 3.4 et 3.85m de profondeur et sur les figures A6 (1<sup>ère</sup> série) et A7 (2<sup>ème</sup> série) pour les essais exécutés entre 7.80 et 8.20m de profondeur. Les caractéristiques de fluage sont récapitulées dans le tableau 4.6.

- le taux de fluage  $C_\alpha$  est donné par la pente de la droite linéarisant la partie finale de la courbe de fluage :

$$C_\alpha = \frac{\Delta h_2 - \Delta h_1}{h_0} \cdot \frac{1}{\lg \frac{t_2}{t_1}}$$

- L'indice de fluage  $C_{\alpha e}$  est donné par la relation suivante :

$$C_{\alpha e} = C_\alpha (1 + e_i)$$

où  $e_i$  désigne l'indice des vides initial de l'essai.

On notera par ailleurs que les valeurs de  $C_\alpha$  et  $C_{\alpha e}$  varient sensiblement d'une éprouvette à l'autre, en fait d'un palier à l'autre, confirmant ainsi l'influence de l'intensité de la charge sur l'évolution du fluage du sol.

## 4.3 DISCUSSION DES RESULTATS D'ESSAIS

### 4.3.1 Caractéristiques de compressibilité et de perméabilité

L'analyse qualitative des résultats d'essais de compressibilité œdométrique conduit aux observations suivantes :

- les variations de l'indice des vides en fonction des contraintes appliquées ont la forme de courbes de compressibilité constituées de deux sections linéarisables, confirmant ainsi l'existence de deux domaines de contraintes distincts. Le premier, appelé domaine surconsolidé, correspondant aux faibles charges appliquées aux éprouvettes, les déformations subies par celles-ci y sont petites et réversibles et la compressibilité est caractérisée par un indice de gonflement élevé. Le second, appelé domaine normalement consolidé, correspondant aux fortes charges, les déformations y sont importantes et en grande partie irréversibles et la compressibilité est caractérisée par un indice de compression également élevé. Ces deux domaines sont séparés par la pression de préconsolidation de l'argile, qui correspond au coude reliant les deux sections de chaque courbe de compressibilité. On notera que la courbe de déchargement recoupe la courbe de chargement, mettant ainsi en évidence le caractère gonflant du sol;

## Tableau 4.6

- les variations de l'indice des vides en fonction du temps sous un incrément de charges donné permettent de constater qu'à court terme (quelques minutes), l'eau interstitielle influe considérablement sur l'évolution du processus de consolidation de l'argile dont l'effet, initialement prépondérant, s'atténue au cours du temps pour devenir quasiment négligeable à long terme.

L'analyse quantitative permet de constater que :

- les valeurs mesurées de l'indice des vides correspondant à la pression effective des terres en place et le poids volumique sec varient sensiblement non seulement d'un sondage à l'autre, mais aussi d'un échantillon à l'autre du même sondage. Ainsi, pour une teneur en eau comprise entre 20.7 et 29.5%, le poids volumique sec varie de 14.7 à 17.0 kN/m<sup>3</sup> et l'indice des vides en place entre 0.60 à 0.76. Les valeurs de l'indice des vides en place étant très proches, on peut conclure à l'homogénéité du sol sur toute la profondeur explorée;
- la pression de préconsolidation est comprise entre 700 et 1050 kPa. Le degré de surconsolidation  $R_{oc} = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$  défini par le rapport de la pression de préconsolidation et de la pression effective des terres en place est compris entre 9.3 et 13.8, confirmant ainsi le caractère très surconsolidé de l'argile. L'indice de gonflement a des valeurs comprises entre 0.04 et 0.05 et l'indice de compression entre 0.18 et 0.24. Les variations de ces deux paramètres en fonction de la profondeur sont similaires à l'indice des vides en place, mais leur rapport reste quasiment constant et voisin de  $C_s / C_c = 0.22$ . D'autre part, le rapport de compression  $C_c / (1 + e_0)$  est égal à 0.12, ce qui confirme le caractère gonflant et peu compressible de cette argile.
- le coefficient de perméabilité verticale du sol en place est de l'ordre de  $3 \cdot 10^{-11}$  m/s ce qui confirme le caractère peu perméable du sol.

La dispersion relative des résultats d'essais peut être imputée au matériel d'essais (frottements entre le sol et la paroi interne de la cellule oedométrique, excentrement des charges, etc.), à l'influence des dimensions des éprouvettes et de la qualité de leur préparation (déstructuration par effet de remaniement) ainsi qu'au nombre et à la qualité des mesures effectuées. Cette dispersion peut aussi s'expliquer par le fait que les éprouvettes ont été taillées dans des échantillons prélevés à différentes profondeurs au niveau desquelles le sol ne se trouve pas forcément dans le même état de surconsolidation.

### 4.3.2 Caractéristiques de consolidation et de fluage

L'analyse qualitative des résultats d'essais de fluage œdométrique conduit aux observations suivantes :

- les courbes de consolidation  $(e, \sqrt{t})$  et de fluage  $(e, \lg t)$  sont caractérisées par deux sections successives de caractéristiques différentes qui traduisent des comportements particuliers : la première, caractérisée par une vitesse de déformation croissante, définit la phase de consolidation (ou de fluage) primaire et la seconde, caractérisée par une vitesse de déformation sensiblement constante, définit la phase de consolidation (ou de fluage) secondaire. Durant la consolidation primaire, l'eau interstitielle est chassée du sol pendant que les particules solides se resserrent ; la réduction de l'indice des vides traduit un

nouvel arrangement des particules solides et la création de nouveaux liens entre elles. Durant la consolidation secondaire, le transfert progressif des charges vers le squelette est en partie à l'origine des déformations différées qui sont contrôlées par la viscosité ;

- cependant, les courbes correspondant aux faibles paliers de chargement inférieurs à la pression de préconsolidation du sol ne semblent pas présenter une zone de transition assez marquée qui aurait séparé les zones de compression primaire et secondaire, ce qui est le cas pour les forts paliers de chargement. Au contraire, on notera un gonflement des éprouvettes confirmant ainsi notre présomption du caractère gonflant du sol pour les faibles paliers de chargement;
- les courbes de consolidation ont permis de déterminer le temps  $t_{90}$  correspondant à 90% de consolidation primaire (méthode de Taylor) et le coefficient de consolidation  $c_v$ , ainsi que le coefficient de perméabilité vertical  $k_v$  pour les forts paliers de chargement dans la partie linéarisée des courbes (c'est-à-dire dans le domaine normalement consolidé). Les valeurs de  $c_v$  sont comprises entre  $1.7 \times 10^{-8}$  et  $3.6 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s, les coefficients de perméabilité entre  $0.4 \times 10^{-11}$  et  $2.1 \times 10^{-11}$  m/s, et  $t_{90}$  entre 49 et 81 min ;
- les courbes de fluage ont permis de déterminer le temps  $t_{100}$  correspondant à 100% de consolidation primaire (méthode de Casagrande) et le taux de fluage  $C_\alpha$  pour les forts paliers de chargement et le calcul de l'indice de fluage  $C_{\alpha e}$  correspondant. Les valeurs de  $C_{\alpha e}$  sont comprises entre 0.00085 et 0.0079 selon le palier de chargement considéré avec une valeur moyenne de  $C_{\alpha e} = 0.004$ . Les valeurs très faibles de  $C_{\alpha e}$  traduisent le caractère très surconsolidé et peu sensible au fluage de cette argile marneuse. La relation  $C_{\alpha e} = (0.02 \text{ à } 0.07)C_c$  établie pour les argiles compressibles (Magnan et al., 2001) ne semble être vérifiée pour l'argile de Sidi Hadjerès.

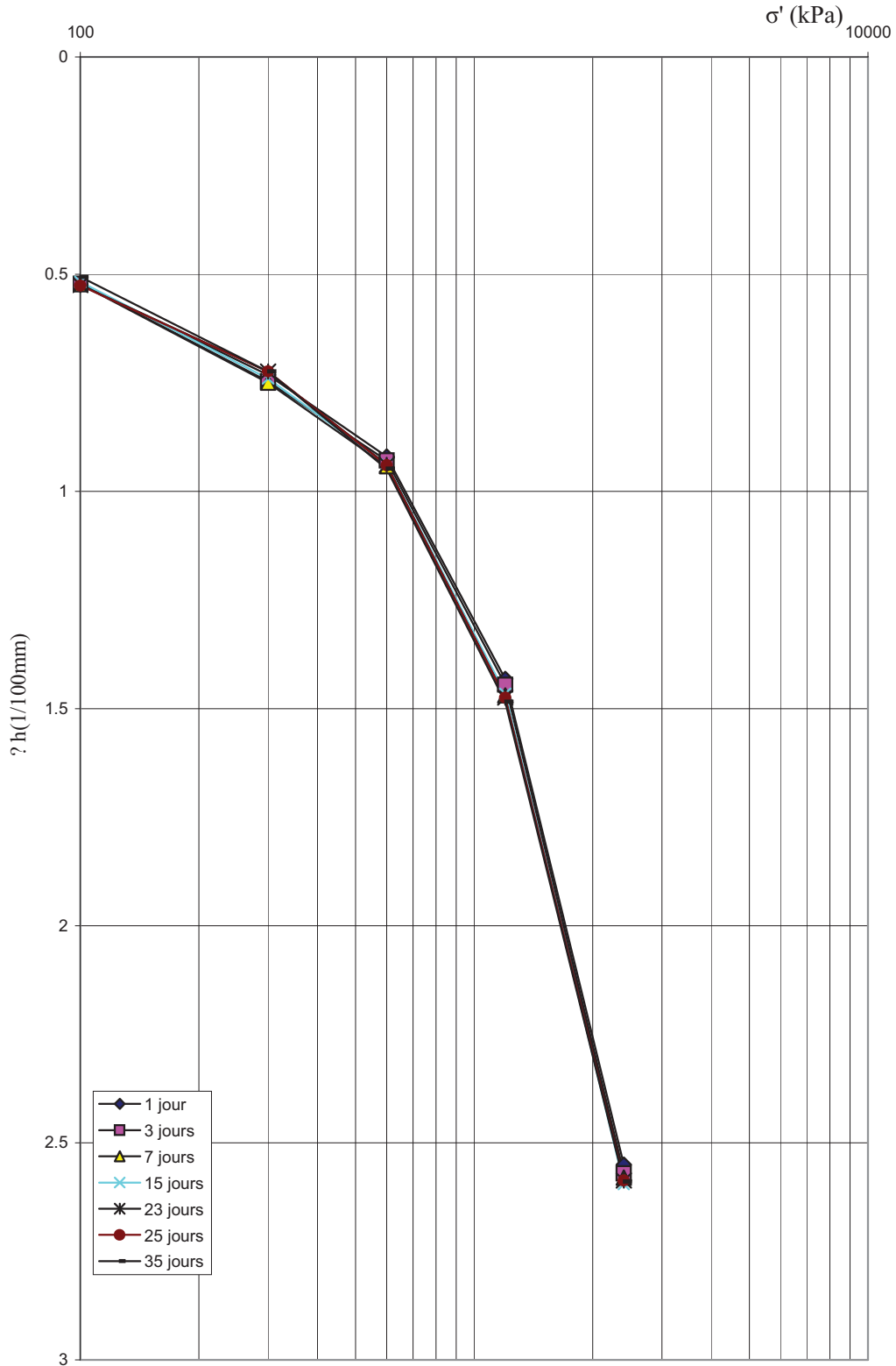
On notera ici les mêmes remarques formulées ci-avant sur la dispersion des résultats des essais.

### 4.3.3 Synthèse : loi de fluage

Les courbes de compressibilité calculées pour différentes durées de chargement (1 jour, 3 jours, 7 jours, etc.) à partir des courbes de fluage sont représentées sur la figure 4.1. Ces courbes sont caractérisées par des allures semblables et comparables à celles obtenues dans les essais de compressibilité œdométriques conventionnels à chargement par paliers. Dans chacune d'elles, les sections appartenant respectivement aux deux domaines surconsolidé et normalement consolidé sont parallèles entre elles, ce qui semble confirmer la théorie des isotaches de Suklje (1969). Il en résulte aussi que les indices de gonflement et de compression ne semblent pas être affectés par le temps. Par contre, la pression de préconsolidation décroît lorsque la durée de chargement augmente.

En particulier, la courbe de compressibilité correspondant à 1 jour de chargement (palier de 24 heures), choisie comme courbe de référence, confirme les

Figure 4.1 Courbes de compressibilité calculées



résultats déjà obtenus dans les essais classiques de compressibilité oedométriques à chargement par palier. Cette courbe est caractérisée par une pression de préconsolidation  $\sigma'_p = 900$  kPa, un indice de gonflement  $C_s = 0.04$  et un indice de compression  $C_c = 0.9$ . Les rapports  $C_{\alpha c}/C_c = 0.004$  et  $C_s/C_c = 0.04$  correspondants sont caractéristiques des argiles peu compressibles, l'encadré ci après donne les valeurs du rapport  $C_{\alpha c}/C_c$  de quelques argiles naturelles compressibles.

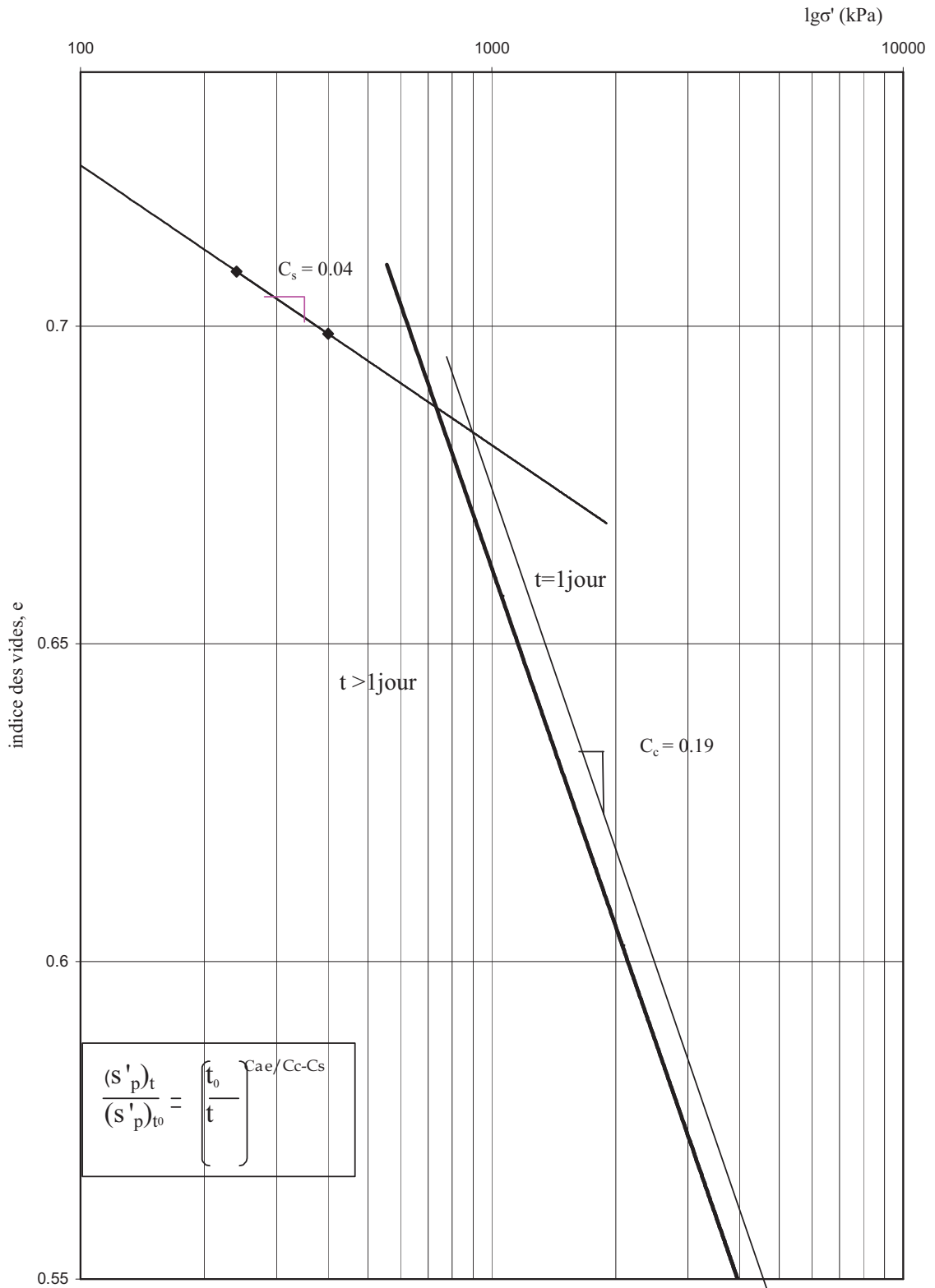
	St Alban (Québec)	Cubzac-les-ponts (France)	Guiche (France)
w %	48-54	60-80	59-78
$C_{\alpha c}/C_c$	0.024	0.047	0.046
Références	Leroueil et al. (1985)	Magnan et al. (1983)	Khemissa et al. (1993)

L'influence du temps sur les propriétés mécaniques des sols de Sidi Hadjeres peut être caractérisée par l'équation suivante, qui exprime les variations de sa pression de préconsolidation  $\sigma'_p$  en fonction du temps t (figure4.2) :

$$\frac{(\sigma'_p)_t}{(\sigma'_p)_{t_0}} = \left[ \frac{t_0}{t} \right]^{\frac{C_{\alpha c}}{C_c - C_s}}$$

dans laquelle  $(\sigma'_p)_{t_0}$  désigne la pression de préconsolidation correspondant à un palier de  $t_0 = 24$  heures,  $C_c$  et  $C_s$  les indices de compression et de gonflement et  $C_{\alpha c}$  l'indice de fluage.

Figure 4.2 Loi de fluage de l'argile de Sidi Hadjerès



#### 4.4. CONCLUSIONS

Les résultats des essais présentés dans ce chapitre ont permis de vérifier quelques aspects du comportement du sol argileux de Sidi Hadjrès (compressibilité, perméabilité, consolidation) déjà vérifiés sur d'autres argiles naturelles à travers le monde. Ces résultats ont permis aussi d'analyser un autre aspect expérimental particulier qu'est le fluage œdométrique, c'est-à-dire l'influence du temps (ou la durée d'application des charges) sur les caractéristiques de compressibilité et de consolidation du sol, notamment sur sa pression de préconsolidation.

De l'analyse des résultats des essais, on peut dégager les conclusions suivantes :

- la détermination des paramètres de compressibilité, de consolidation et de fluage, en elle-même, ne semblent pas présenter de difficultés majeures ;
- malgré une certaine dispersion des résultats, les caractéristiques œdométriques de cette argile peuvent être considérées comme homogènes sur toute la profondeur explorée et est caractérisée par les valeurs suivantes :

$$\sigma'_p = 900 \text{ kPa}$$

$$C_s = 0.04$$

$$C_c = 0.19$$

$$k_{vo} = 3 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$$

$$C_{\alpha_e} = 0.004$$

- les essais de fluage ont permis de caractériser l'effet de la durée de chargement sur les caractéristiques de compressibilité de l'argile. Une formulation mathématique a été établie pour la pression de préconsolidation.

Ces résultats sont caractéristiques d'une argile marneuse très plastique, très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage.

## CHAPITRE CINQ

# APPLICATION AU CALCUL DES REMBLAIS

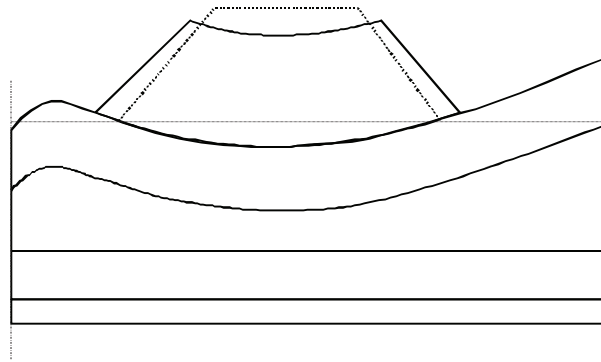
### 5.1 INTRODUCTION

Outre une étude géotechnique détaillée du massif argileux de fondation, le dimensionnement d'un remblai exige que soient précisées certaines données comme la fonction de l'ouvrage (remblai routier courant, remblai d'accès à un ouvrage, digue en terre, etc.), ses caractéristiques géométriques (hauteur minimum et largeur en crête, emprise disponible), la méthode et le calendrier de sa construction (en une seule ou en plusieurs étapes, utilisation ou non de drains, etc.). Ces données permettent de prédire le mode de rupture probable du remblai et de choisir la méthode de dimensionnement adéquate pour évaluer sa stabilité, l'amplitude et la vitesse des tassements et des déplacements horizontaux du massif argileux de fondation.

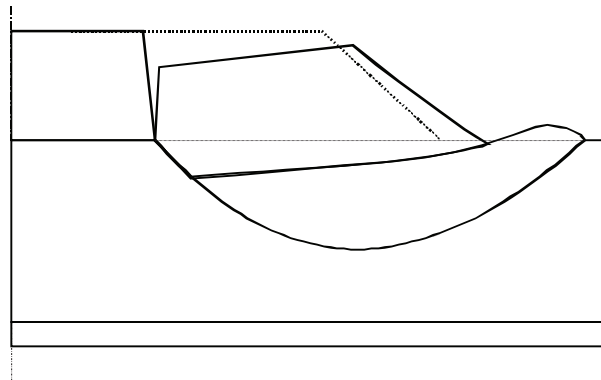
### 5.2 MODES DE RUPTURE DES REMBLAIS

La majorité des dépôts argileux présentent en surface une croûte d'argile altérée et fissurée, qui joue un rôle prépondérant dans la définition du mode de rupture des remblais et dans le choix du modèle de calcul correspondant. Ainsi

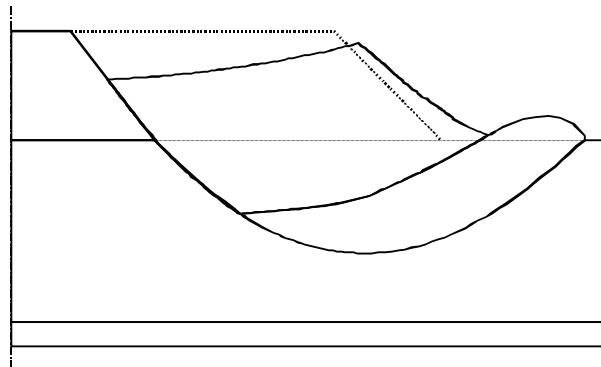
- dans le cas où la croûte superficielle serait inexistante, le remblai se comporte comme une poutre en flexion et la rupture se produit par poinçonnement du sol de fondation (figure 5.1a);
- lorsque la croûte est mince, la rupture du remblai se produit par glissement avec apparition d'une fissure verticale dans le corps de celui-ci en raison des déplacements horizontaux provoqués par le chargement du sol de fondation (figure 5.1b);
- si, au contraire, cette croûte est épaisse, elle pourra limiter les déplacements horizontaux et empêcher la fissuration préalable du remblai. Dans ce cas, la rupture se produit par glissement sans fissuration (figure 5.1c).



a/ Rupture par poinçonnement



b/ Rupture avec fissuration



c/ Rupture sans fissuration

**Figure 5.1.** Modes de rupture des remblais.

## 5.3 METHODES DE CALCUL DES REMBLAIS

Le calcul des remblais est couramment abordé du point de vue de la stabilité. Toutefois, la prise en compte des déformations avant la rupture s'avère de plus en plus nécessaire dans la pratique de l'ingénieur. Le développement des outils numériques de calcul sur ordinateur est la mise au point des modèles rhéologiques et des algorithmes de résolution ont permis de tenir compte du comportement observé du terrain. On décrit brièvement ci-après les méthodes de calcul de stabilité et de déformation manuelles et automatiques.

### 5.3.1 Calculs de stabilité

Le calcul de stabilité d'un remblai de géométrie donnée dépend de son mode de rupture. Ainsi:

- Pour la stabilité au poinçonnement, le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. L'abaque de Matar et Salençon (1979) permet d'évaluer la pression limite sur un sol dont la résistance croît linéairement avec la profondeur et, par conséquent, le coefficient de sécurité correspondant ;
- pour la stabilité au glissement, l'analyse se fait habituellement au moyen de méthodes de calcul à la rupture qui donnent par l'intermédiaire du coefficient de sécurité une idée de l'état d'équilibre du massif de fondation par rapport à l'équilibre limite. Le coefficient de sécurité se détermine à l'aide d'abaques dans le cas de configurations simples ou d'avant projet (abaques de Pilot et Moreau, 1973) ou à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur pour les configurations complexes.

### 5.3.2 Calculs de déformations

Les déformations des remblais et les tassements différés que peut subir le sol de fondation jouent un rôle déterminant pour les méthodes de construction et les coûts. Dans certaines conditions, ces déformations peuvent conduire à la rupture du remblai. Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai. Les calculs peuvent être effectués soit par la méthode œdométrique classique, soit à l'aide d'abaques [abaque de Giroud (1973) pour le calcul du tassement immédiat, abaque d'Osterberg (1957) pour le calcul du tassement de consolidation, etc.], soit à l'aide de programmes de calcul sur ordinateur (CONMULT-LCPC, CESAR-LCPC, etc...), soit encore par extrapolation des mesures faites sur un remblai d'essai ou sur un autre ouvrage en terre voisin.

## 5.4 CALCULS A L'AIDE DU LOGICIEL CONMULT-LCPC

CONMULT-LCPC est un logiciel destiné au calcul sur micro-ordinateur, à l'aide de la méthode des différences finies, de la consolidation unidimensionnelle des massifs de sol multicouches, avec la prise en compte du fluage et de la non saturation éventuelle des matériaux qui les constituent.

La version actuelle de ce logiciel, appelée CONMULT-3-0 (Magnan et Khemissa, 1994), est dotée d'une interface graphique permettant de créer ou d'afficher sur l'écran le contenu des fichiers des données et des résultats des calculs, de représenter graphiquement sous forme de courbes ces résultats sur l'écran, de les éditer sur imprimante (pour les tableaux) ou sur table traçante (pour les graphiques) et de les insérer dans un fichier de traitement de texte. Elle nécessite un micro-ordinateur compatible IBM PC puissant et rapide, La figure 5.2 présente l'écran principal et la figure 5.3 le sous-menu "tracer" du logiciel CONMULT-LCPC (version 3.0).



Figure 5.2 Ecran principal du logiciel CONMULT-LCPC (version 3.0).

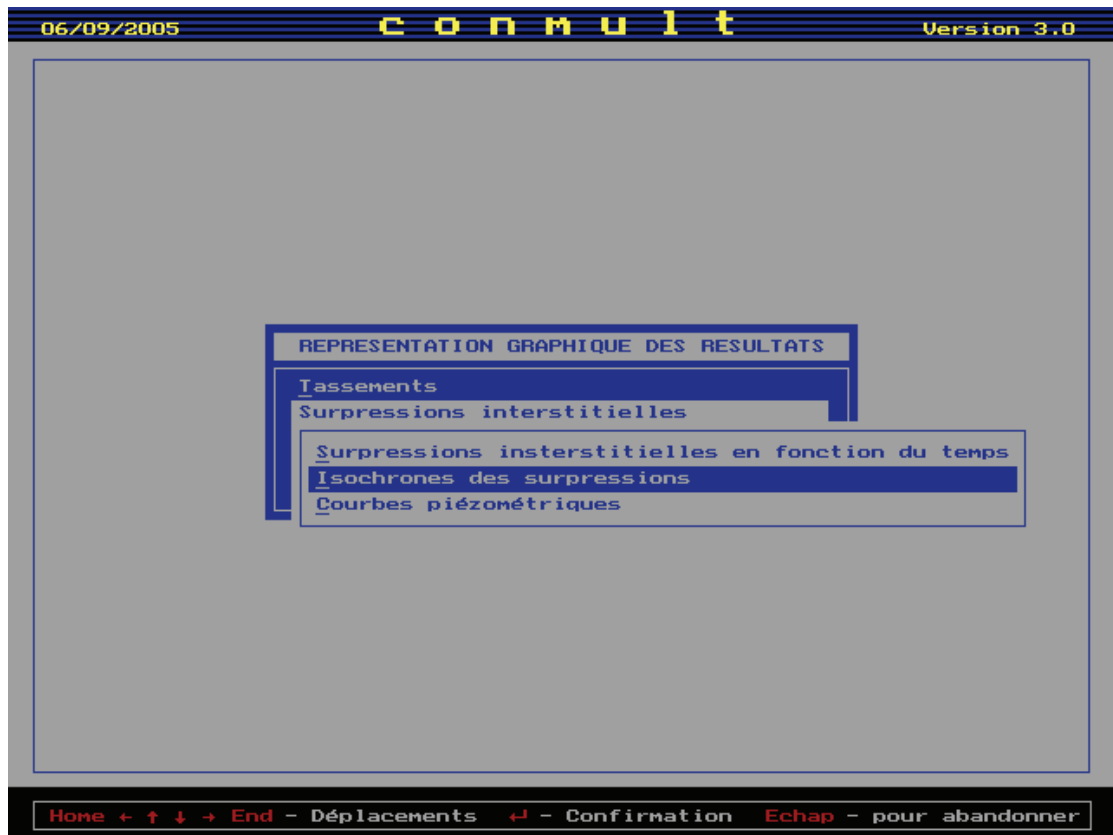


Figure 5.3 Sous-menu “Tracer” du logiciel CONMULT-LCPC.

#### 5.4.1 Fondements théoriques et bases expérimentales

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, peut être décrit comme non linéaire, visqueux et irréversible. Il est basé sur une loi de compressibilité semi-logarithmique dans laquelle on peut incorporer l'effet de la viscosité du squelette et l'effet de la compressibilité du fluide interstitiel. Taylor (1942) propose de tenir compte du fluage en introduisant le concept de résistance structurale plastique liée directement au temps. Bjerrum (1967) propose ensuite de tenir compte de la consolidation secondaire que peuvent subir les dépôts naturels sous contraintes constantes ou peu variables. Il en est résulté le modèle des lignes de temps de Taylor-Bjerrum, qui permet de décrire le comportement des sols fins en fonction du temps indépendamment de l'histoire de leur chargement et selon lequel la consolidation secondaire commence à se développer avant même que la consolidation primaire ne se soit totalement achevée.

Le calcul de la consolidation des sols fins résulte du couplage de la loi de comportement du squelette et de la loi d'écoulement du fluide interstitiel compressible. Ce couplage est traduit par les relations suivantes :

- l'indice des vides varie en fonction de la contrainte effective selon la loi :

$$\Delta e = -C_x \Delta \lg \sigma'_v \quad , \quad 5.1$$

dans laquelle  $C_x$  est égal à l'indice de gonflement  $C_s$  dans le domaine surconsolidé et à l'indice de compression  $C_c$  dans le domaine normalement consolidé ;

- le coefficient de perméabilité varie en fonction de l'indice des vides selon la loi :

$$\Delta e = C_k \Delta \lg k_v \quad , \quad 5.2$$

qui peut aussi s'écrire sous la forme :

$$k_v = k_{v_0} \exp\left\{\frac{e - e_0}{0,434C_k}\right\} \quad , \quad 5.3$$

où  $C_k$  désigne le taux de variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides et  $k_{v_0}$  le coefficient de perméabilité initial correspondant à l'indice des vides initial  $e_0$  ;

- le coefficient de compressibilité de l'eau interstitielle varie en fonction de la pression interstitielle selon la loi (Magnan et Dang, 1977) :

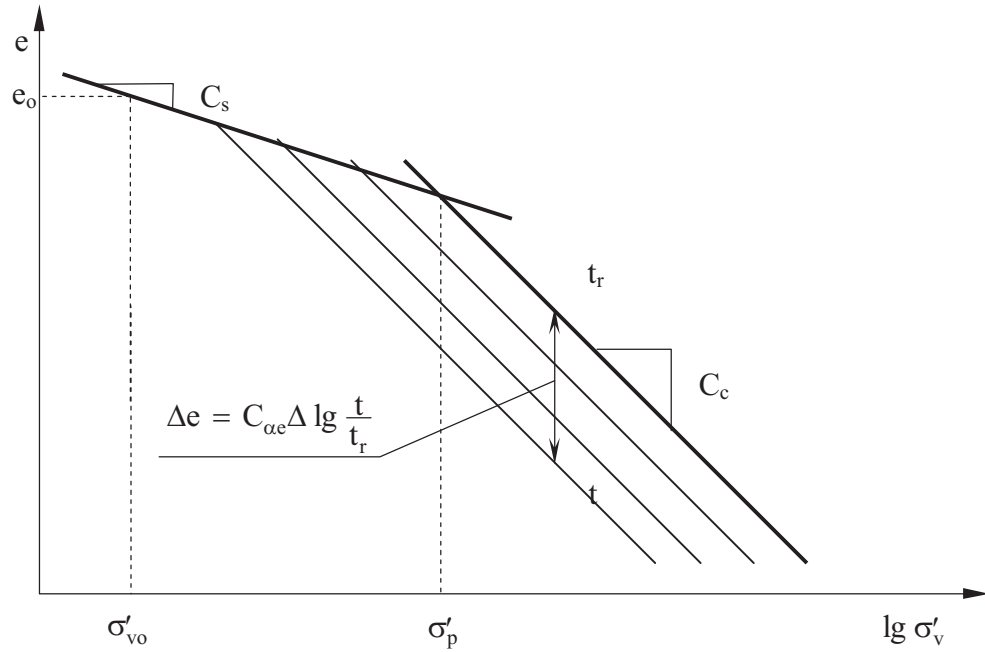
$$a_w = \frac{C}{u + 130 \text{ kPa}} \quad , \quad 5.4$$

où  $C$  est une constante.

Dans le modèle des lignes de temps de Taylor-Bjerrum, l'indice des vides varie au cours du temps sous contrainte effective constante selon la loi :

$$\Delta e = C_{ae} \Delta \lg \frac{t}{t_r} \quad , \quad 5.5$$

dans laquelle  $C_{ae}$  désigne l'indice de fluage caractérisant la viscosité du squelette et  $t_r$  un temps de référence (fig. 5.4).



**Figure 5.4.** Modèle des lignes de temps de Taylor-Bjerrum.

La combinaison des équations précédentes conduit à résoudre une équation différentielle, appelée équation générale de la consolidation, de la forme :

$$\left(1 + \frac{a_w e \sigma'_v}{0,434 C_x}\right) \frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{C_{\alpha e} \sigma'_v}{0,434 C_x} \frac{1}{t^*}, \quad 5.6$$

dans laquelle  $c_v$  désigne le coefficient de consolidation défini par la relation suivante (Mieussens et al., 1985) :

$$c_v = \frac{k_v (1 + e) \sigma'_v}{0,434 \gamma_w C_x}, \quad 5.7$$

où  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$  est le poids volumique de l'eau interstitielle et  $t^*$  un temps fictif défini par l'expression suivante (Lépidas et Magnan, 1991) :

$$t^* = t_r \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \right)^{\frac{C_c - C_s}{C_{\alpha e}}}, \quad 5.8$$

où  $\sigma'_p$  est la pression de préconsolidation.

L'équation 5.6 s'applique dans chaque couche homogène du massif. Aux interfaces des couches, des conditions de continuité des contraintes effectives et des pressions interstitielles et de continuité du débit du fluide interstitiel sont imposées. Cette dernière condition s'écrit pour deux couches voisines sous la forme :

$$k_{v1} \left( \frac{\partial h}{\partial z} \right)_1 = k_{v2} \left( \frac{\partial h}{\partial z} \right)_2 \quad , \quad 5.9$$

où  $k_v$  désigne le coefficient de perméabilité et  $h$  la charge hydraulique.

#### 5.4.2 Résolution numérique en différences finies

La résolution numérique de l'équation générale de la consolidation, effectuée par la méthode des différences finies à l'aide du programme CONMULT-LCPC dans le cas d'un massif de sols multicouches aux caractéristiques variables, admet les hypothèses suivantes :

- le sol est saturé d'un liquide compressible et doué de fluage,
- les charges appliquées par étapes, comportant chacune une phase de montée en palier, sont uniformes dans le sol ou bien varient comme sous un remblai trapézoïdal.

Cette procédure s'applique aussi bien aux massifs de sols en place qu'aux éprouvettes œdométriques ; les résultats obtenus dépendent toutefois des échelles de temps correspondants. Elle permet d'obtenir en chaque point du sol l'évolution des surpressions interstitielles et du degré de consolidation en fonction du temps. Mais, contrairement au calcul manuel, les tassements ne sont pas déterminés en fonction du degré de consolidation, mais en fonction de l'indice des vides calculé à chaque instant à partir des variations des contraintes effectives locales (et non de leur valeur moyenne). La discrétisation dans l'espace (en fonction de la cote  $z$ ) est uniforme à l'intérieur de chaque couche, mais varie d'une couche à l'autre en fonction des valeurs relatives des coefficients de consolidation actuels des différentes couches. Le passage des surpressions interstitielles au temps  $t$  à celles au temps  $t+\Delta t$  s'effectue au moyen des formules suivantes (fig. 5.5) :

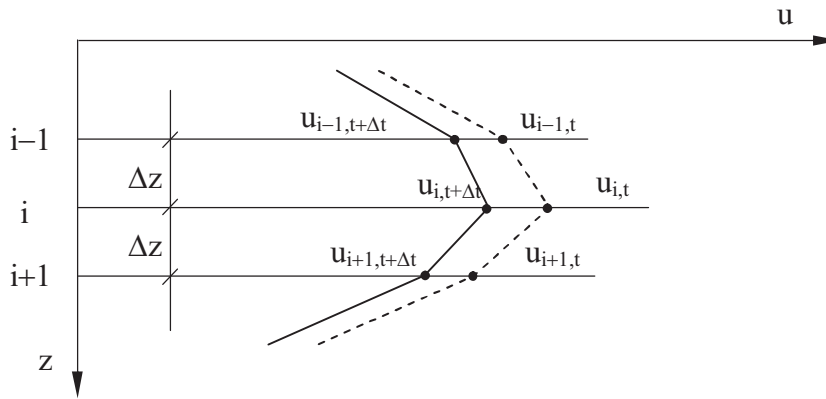
- à l'intérieur des couches (évolution de la pression interstitielle à l' $i$ ème niveau) :

$$u_{i,t+\Delta t} = u_{i,t} + \frac{\alpha(u_{i+1,t} + u_{i-1,t}) - 2\alpha u_{i,t} + \frac{C_{\alpha e} \sigma'_{vt}}{0,434 C_{xt}} \lg \frac{t + \Delta t}{t}}{1 + \frac{a_{w,t} e_t \sigma'_{vt}}{0,434 C_{xt}}} \quad , \quad 5.10$$

avec  $\alpha = \frac{c_v \Delta t}{(\Delta z)^2} \quad ;$

- aux interfaces (continuité du débit au contact des couches) :

$$u_{i,t} = \frac{u_{i-1,t} \frac{k_{v1}}{\Delta z_1} + u_{i+1,t} \frac{k_{v2}}{\Delta z_2} + (k_{v2} - k_{v1}) \gamma_w}{\frac{k_{v1}}{\Delta z_1} + \frac{k_{v2}}{\Delta z_2}} \quad 5.11$$



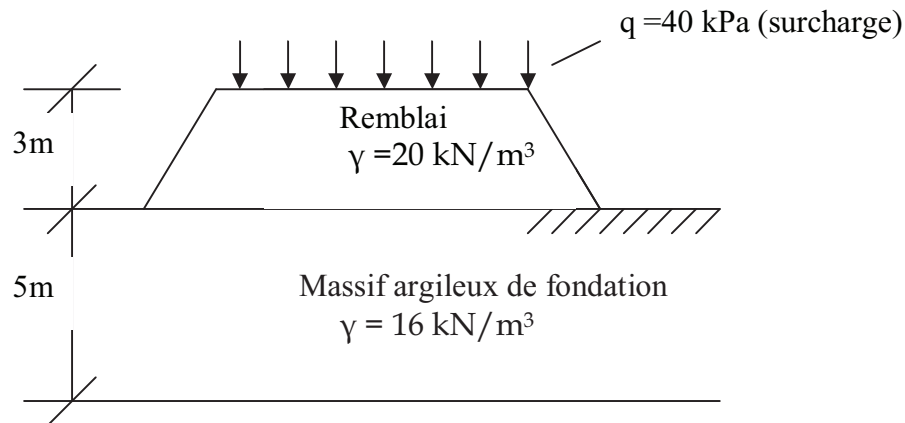
**Figure 5.5.** Notations utilisées pour le calcul en différences finies (l'indice i correspond à la discrétisation dans l'espace).

La convergence du processus itératif est assurée pour les valeurs de  $\alpha < 0,5$  (la valeur programmée dans CONMULT-LCPC est de 0,4 ; les valeurs de  $\Delta t$  sont ajustées à chaque itération pour que la plus grande valeur de  $\alpha$  dans les couches soit en permanence égale à 0,4 compte tenu des variations de  $c_v$  au cours du calcul).

## 5.5 APPLICATION PRATIQUE (Comportement d'un remblai routier :cas théorique)

### 5.5.1 Données et hypothèses des calculs

Les calculs portent sur la consolidation du massif argileux de fondation d'un remblai routier. Ce massif argileux, supposé saturé, est constitué d'une seule couche (massif homogène: monocouche) drainante sur ses deux faces supérieures (niveau du terrain naturel) et inférieure (substratum), avec des paramètres caractéristiques d'une argile surconsolidée (calcul de type A simulant le comportement de l'argile marneuse de Sidi Hadjrès), puis ceux d'une argile normalement consolidée (calcul de type B simulant le comportement d'une argile molle française située sur le site expérimental d'Angers). La nappe est supposée inexistante. La figure 5.6 présente une coupe schématique du remblai routier et du massif argileux de fondation.



Les caractéristiques mécaniques des sols sont données dans l'encadré ci-après.

Type de calculs (nature du sol)	A (argile surconsolidée)	B (argile normalement consolidée)
Indice des vides en place $e_o$	0,68	1,58
Pression de préconsolidation $\sigma'_p$ (kPa)	900	92
Indice de gonflement $C_s$	0,04	0,03
Indice de compression $C_c$	0,19	0,52
Indice de fluage $C_{\alpha e}$	(*)	(*)
Coefficient de perméabilité en place $k_{vo}$ (m/s)	$3 \times 10^{-11}$	$10^{-9}$
Taux de variation de la perméabilité $C_k$	0,18	0,7
Degré de saturation $S_r$ (%)	100	100

(\*) Les valeurs de l'indice de fluage considérées dans les deux types de calculs sont regroupées dans l'encadré ci-après en fonction du numéro de calcul effectué.

N° de calcul	$C_{\alpha e}$
0	0.00
1	0.01
2	0.02
3	0.03
4	0.04
5	0.05

On s'intéresse ici à l'évolution des tassements et des pressions interstitielles du massif pendant 9000 jours sous l'action du remblai construit en 5 jours et sous l'action d'une surcharge  $q = 40$  kPa.

### 5.5.2 Résultats des calculs et discussion

Les résultats des calculs sont présentés en annexe à ce mémoire (annexe B1 pour l'argile surconsolidée et B2 pour l'argile normalement consolidée). On s'est restreint à ne présenter que les courbes des tassements et des surpressions interstitielles. (Les fichiers des données et des résultats détaillés des calculs sont stockés dans la disquette jointe à ce mémoire).

Les figures 5.7a et 5.7b présentent l'évolution des tassements en fonction du temps en échelle linéaire et logarithmique pour l'ensemble des valeurs de l'indice de fluage  $C_{\alpha e}$  considérées dans le cas de l'argile surconsolidée et les figures 5.8a et 5.8b les mêmes courbes dans les cas de l'argile normalement consolidée.

L'analyse qualitative des résultats de calculs conduit aux observations suivantes:

- Evolution normale des tassements en fonction du temps qui tendent à se stabiliser une fois la consolidation primaire achevée. Cette tendance est bien visible dans le cas de l'argile normalement consolidée que dans le cas de l'argile surconsolidée. Pour cette dernière, la consolidation primaire ne semble pas encore être achevée pour les valeurs les plus élevées de l'indice de fluage.
- Influence remarquable du fluage sur l'évolution des tassements du sol de fondation du remblai : le tassement croît avec l'indice de fluage, aussi bien pour l'argile normalement consolidée que surconsolidée ;
- Evolution parabolique des surpressions interstitielles ; les moins élevées d'entre-elles correspondent aux degrés de consolidation les plus élevés.

## 5.6 CONCLUSIONS

Cette application numérique a montré l'intérêt qu'il faut accorder à la prise en compte du fluage dans le calcul des remblais. Elle permet de conclure que les tassements maximaux obtenus pour une valeur donnée de l'indice de fluage comparés aux tassements admissibles permettent de déterminer la hauteur du remblai maximale à ne pas dépasser ; les autres dimensions (largeur, pendage) étant souvent fixées par des dispositions constructives réglementaires.









## CONCLUSION GENERALE

Cette étude avait pour finalité d'analyser les effets du temps (phénomènes de consolidation et de fluage) sur le comportement d'un sol argileux et de leur prise en compte dans le calcul des ouvrages, lesquels effets peuvent se manifester soit par la durée d'application des charges, soit par la vitesse de déformation que peut subir le sol sous une charge donnée maintenue constante ou peu variable. Elle a comporté une synthèse bibliographique sur la consolidation et le fluage des sols argileux, une étude expérimentale sur le comportement œdométrique des sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) et une application numérique au dimensionnement d'un remblai routier.

La synthèse bibliographique a permis de conclure que :

- les essais œdométriques constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés de résistance et de déformabilité des sols fins, notamment des argiles naturelles;
- les données expérimentales acquises sur diverses argiles naturelles montrent que leur comportement peut être défini par des lois de type élastoplastique (sans prise en compte des effets du temps) ou élasto-viscoplastique (avec prise en compte des effets du temps ou de viscosité) en raison de leurs propriétés visqueuses qui se traduisent par l'effet de la consolidation secondaire et du fluage ;
- les modèles de comportement développés, aussi divers par leur formulation mathématique que par leur base expérimentale posent encore des problèmes de validation et d'utilisation pratique.

L'étude expérimentale effectuée sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) a permis de vérifier quelques aspects de leur comportement (plasticité, compressibilité, consolidation et fluage) déjà vérifiées sur d'autres argiles naturelles comparables. Malgré une certaine dispersion des résultats d'essais, cette étude a permis de conclure que :

- d'après la classification usuelle, les sols de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) peuvent être classés comme une argile marneuse très plastique. Les sondages effectués révèlent que cette argile est homogène sur toute la profondeur explorée ;
- les essais de compressibilité et de consolidation œdométrique ont montré que cette argile marneuse est très surconsolidée et peu perméable ;
- les essais de fluage œdométriques ont donné des valeurs très faibles de l'indice de fluage, ce qui veut dire que cette argile marneuse est très peu sensible au fluage, une formulation mathématique a néanmoins été établie pour la pression de préconsolidation caractérisant l'effet de la durée d'application des charges sur la consolidation de cette argile marneuse.

L'application numérique portant sur le dimensionnement d'un remblai routier a montré l'intérêt qu'il faut accorder à la prise en compte du fluage dans le calcul des ouvrages en terre. Elle a conclu que les tassements maximaux obtenus pour une valeur donnée de l'indice de fluage comparés aux tassements admissibles permettent de dimensionner le remblai.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BJERRUM L. (1967).** Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Géotechnique*, vol. 17(2), pp.83-118.
- BJERRUM L. (1973).** Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. Proceedings of the 8<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Moscow, vol. 3, pp. 111-160.
- CRAWFORD C.B. (1964).** Interpretation of the consolidation test. American Society of Civil Engineers, journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 90(5), pp.87-102.
- MAGNAN J.-P., KHEMISSA M. (1994).** Conmult-LCPC (version 3.0) : Consolidation des sols multicouches. L.C.P.C., Paris.
- KHEMISSA M., MAGNAN J.-P., JOSSEAUME H., (1993).** Etude des propriétés mécaniques de l'argile de Guiche (vallée de l'Adour). Etudes et recherches des LPC, série GT, n° 153, 204 pages.
- KHEMISSA M., MAGNAN J.-P. (2000).** Variabilité des résultats d'essais oedométriques sur l'argile molle de Guiche. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 227, pp.41-50
- LEPIDAS I., MAGNAN J.-P. (1991).** Fluage et consolidation des sols argileux : modélisation numérique. Rapport de recherche des LPC, n°157, 170 pages.
- LO , K.Y., MORIN , J.P., (1972).** Strength anisotropy and time effects consolidation test. American society of Civil Engineers, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 95(1) , pp.77-97.

- MAGNAN J.P. (1980).** Classification géotechnique des sols. A propos de la classification LPC. Bulletin de liaison des LPC, n°109, pp.45-52
- MAGNAN J.P. (1986).** Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles. Rapport de recherche LPC, n° 142, 255 pages.
- MAGNAN J.P., DANG M.T. (1977).** Theoretical and experimental analysis of the compressibility of pore fluid in a nearly saturated clayey soil. Proceedings of the International Symposium of Soft Clay, Bangkok, pp. 675-689
- MAGNAN J.-P., MIEUSSENS C., SOYEZ B., VAUTRAIN J. (1985).** Essais oedométriques. L.C.P.C., Méthodes d'essai LPC, n° 13, 83 pages.
- MAGNAN J.P., SHANHANGUIAN S., JOSSEAUME M. (1982).** Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. Revue française de géotechnique, n° 20, pp.13-19
- MESRI G., GODLEWSKI P.M. (1977).** Time and stress compressibility inter relationship. A.S.C.E., Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol.103(5), pp.417-430
- MOURATIDIS , A., MAGNAN, J.-P. (1983) .** Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. Rapport de Recherche LPC n°121, 124 pages.
- ROSCOE K.H., SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1958).** On the yielding of soils. Géotechnique, vol 8(1), pp. 22-53.
- ROSCOE K.H., BURLAND J.B. (1968).** On the generalized stress-strain behaviour of "wet clay". Symposium on Engineering Plasticity, Cambridge (USA), pp.535-610.
- SCHOFIELD, A.N., WROTH, C.P. (1958).** Critical State Soil Mechanics, Mc Graw-Hill, Londres.
- SINGHA., MICHEL J.K. (1980).** General stress- strain- time functions for soils. A.S.C.E., journal of the soil Mechanics and foundations division, vol.94(1),pp.21-46

**TAVENAS, F., LEROUEIL, S., (1977).** Effects of stress and time on yielding of clays.  
Proceeding of the 9<sup>th</sup> International Conference on Soils Mechanics and Foundation  
Engineering, Tokyo, vol.1, pp.319-326

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

# **ANNEXES**

## **A - RESULTATS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES**

**A1. Essai de compressibilité et de consolidation n°1**

**A2. Essai de compressibilité et de consolidation n°2**

**A3. Essai de compressibilité et de consolidation n°3**

**A4. Essai de compressibilité et de consolidation n°4**

**A5. Essai de fluage (profondeur : 3.40 – 3.85 m)**

**A6. Essai de fluage (profondeur : 7.90 – 8.20 m / 1<sup>ère</sup> Série)**

**A7. Essai de fluage (profondeur : 7.90 – 8.20 m / 2<sup>ème</sup> Série)**

Figure A.1a Courbe de Compressibilité (essai n°1)

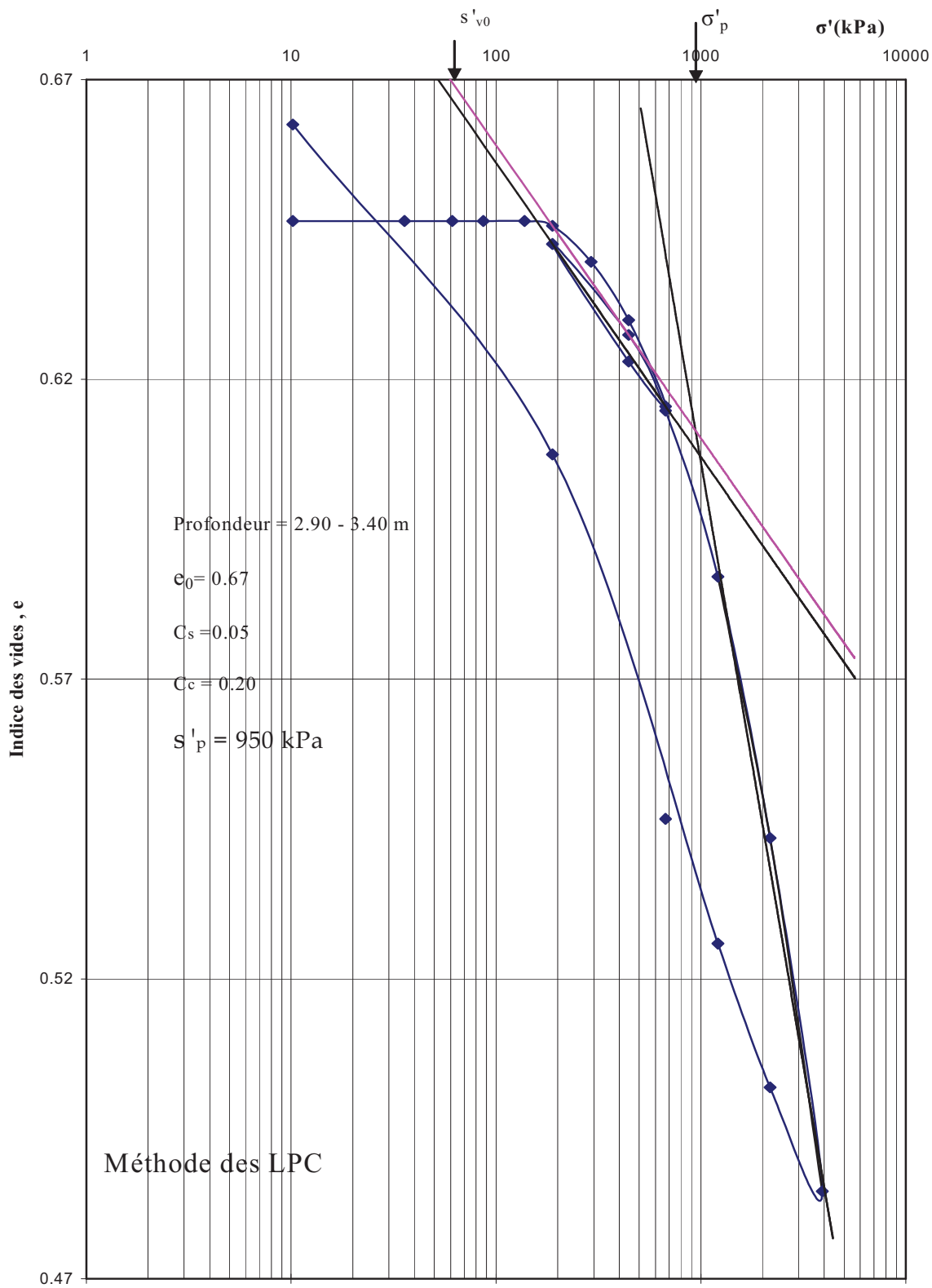


Figure A.1b Courbe de Compressibilité (essai n°1)

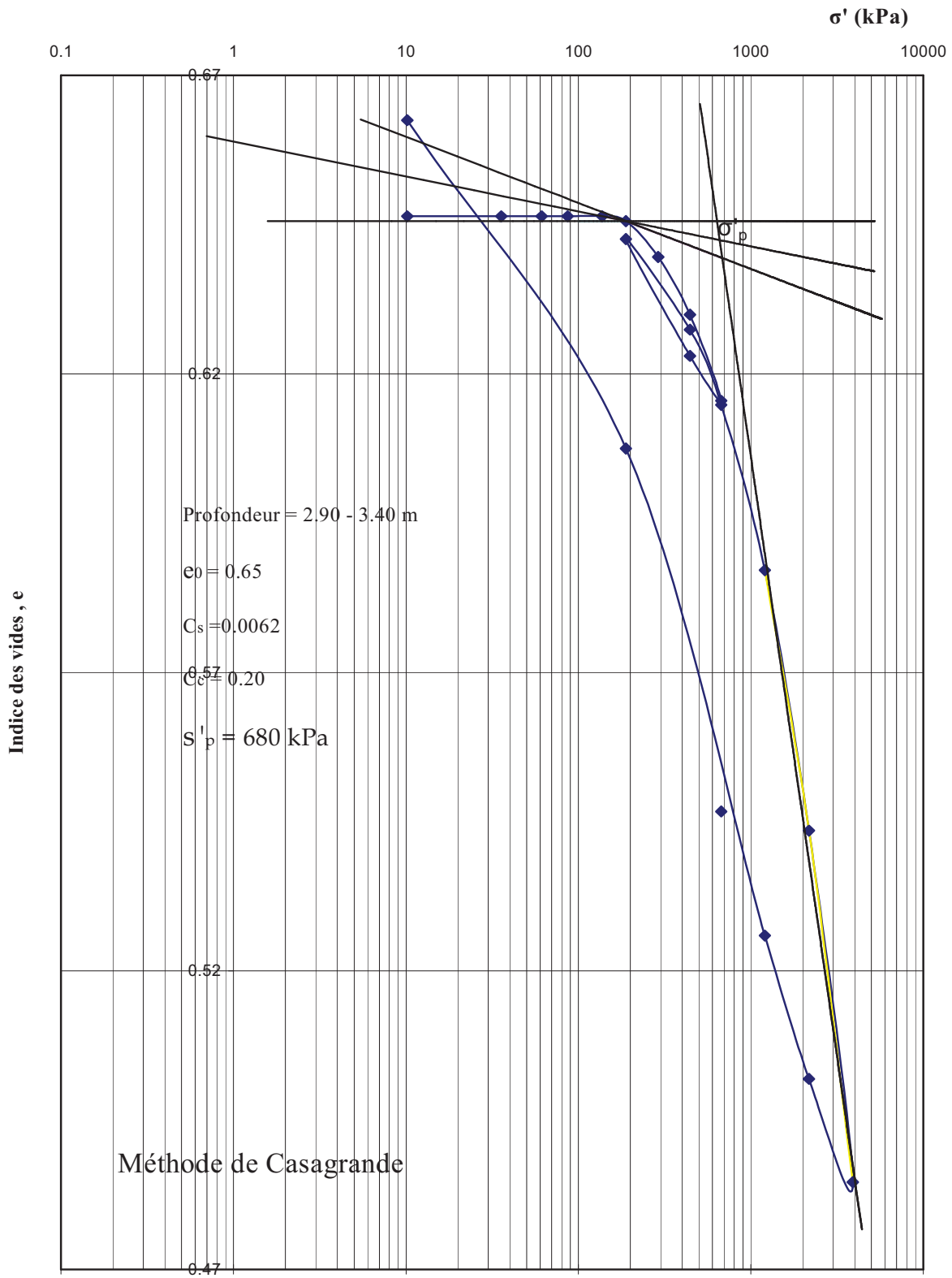


Figure A.2a Courbe de Compressibilité (essai n°2)

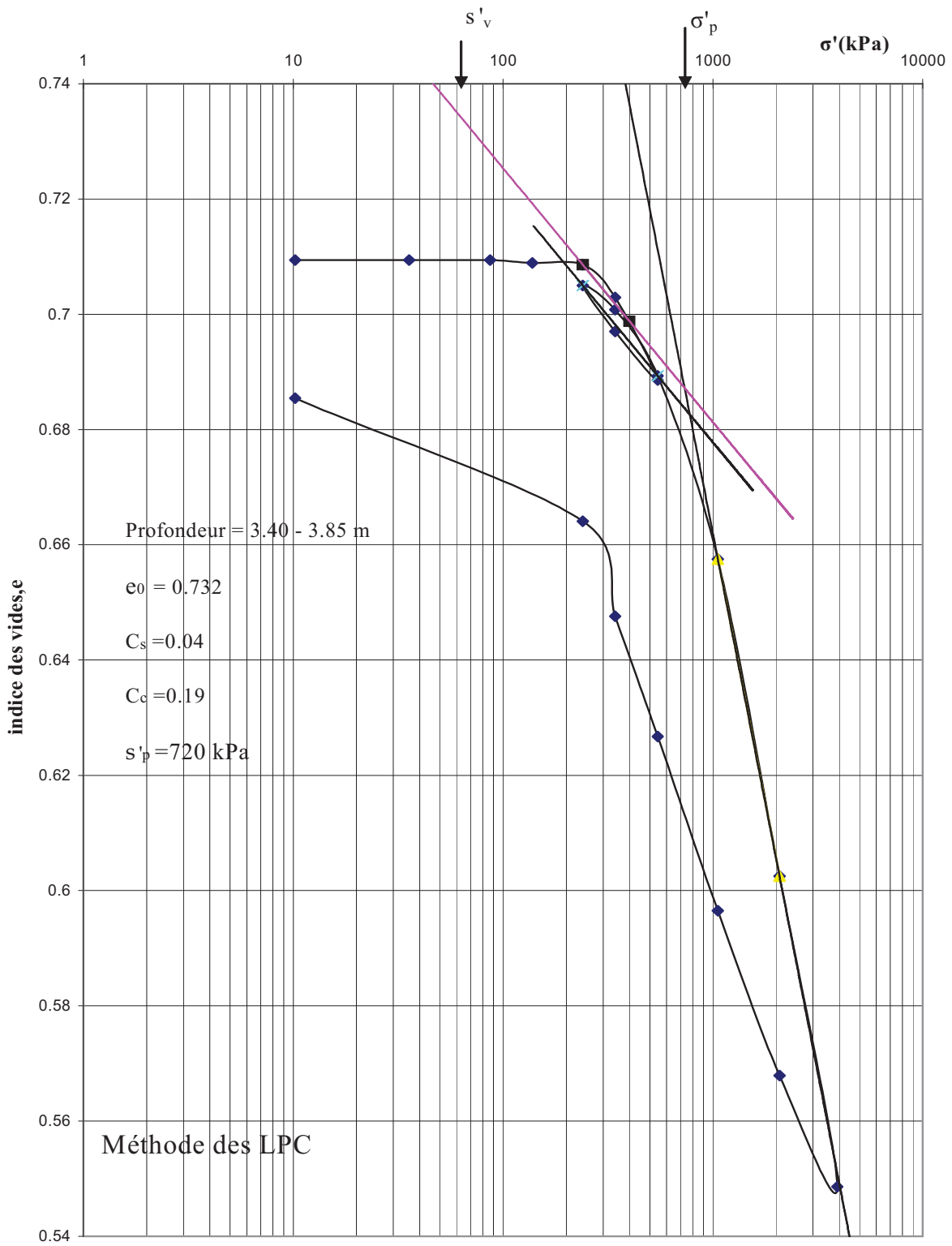


Figure A.2b Courbe de Compressibilité (essai n°2)

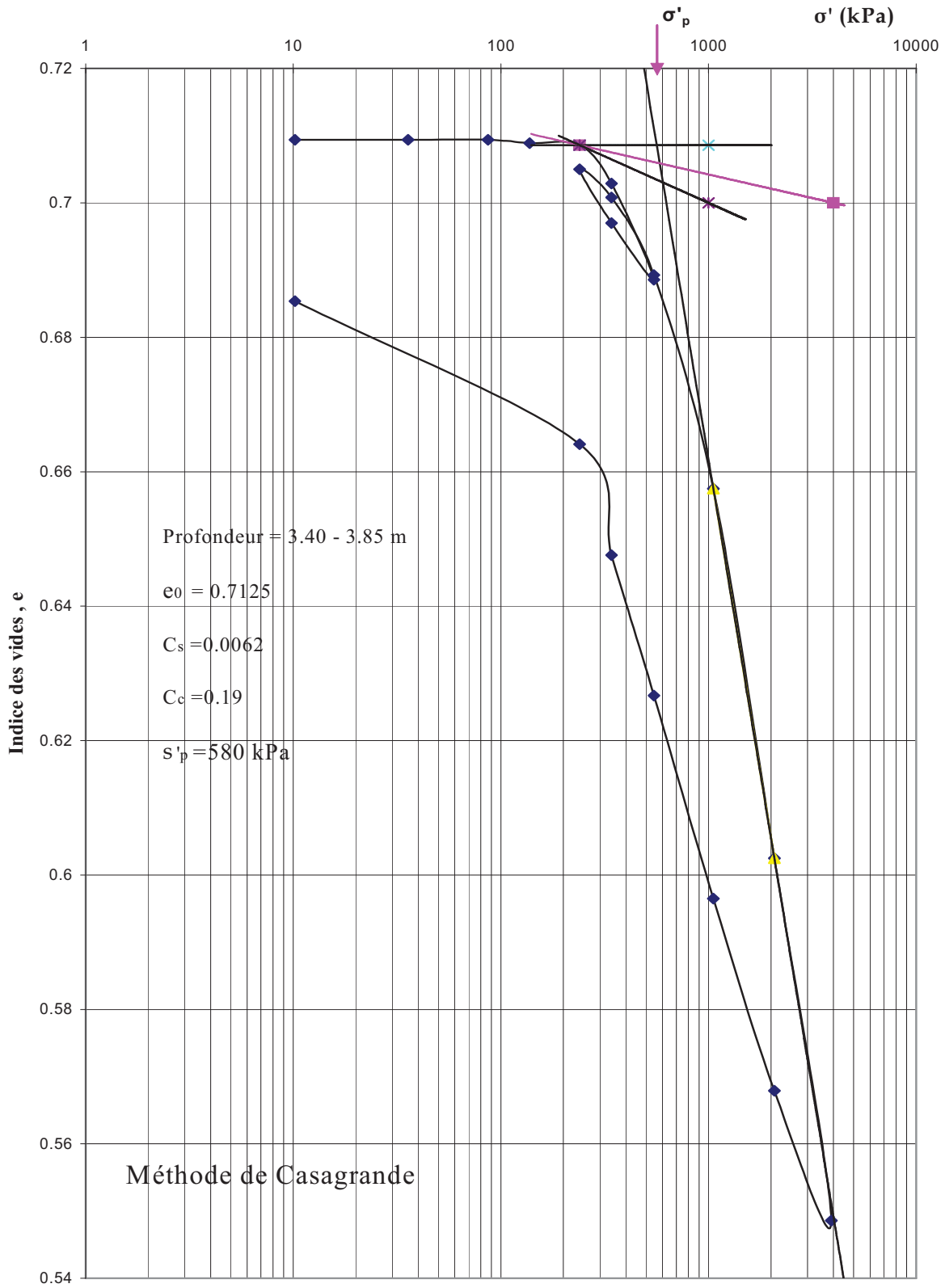


Figure A.3a Courbe de compressibilité (essai n°3)

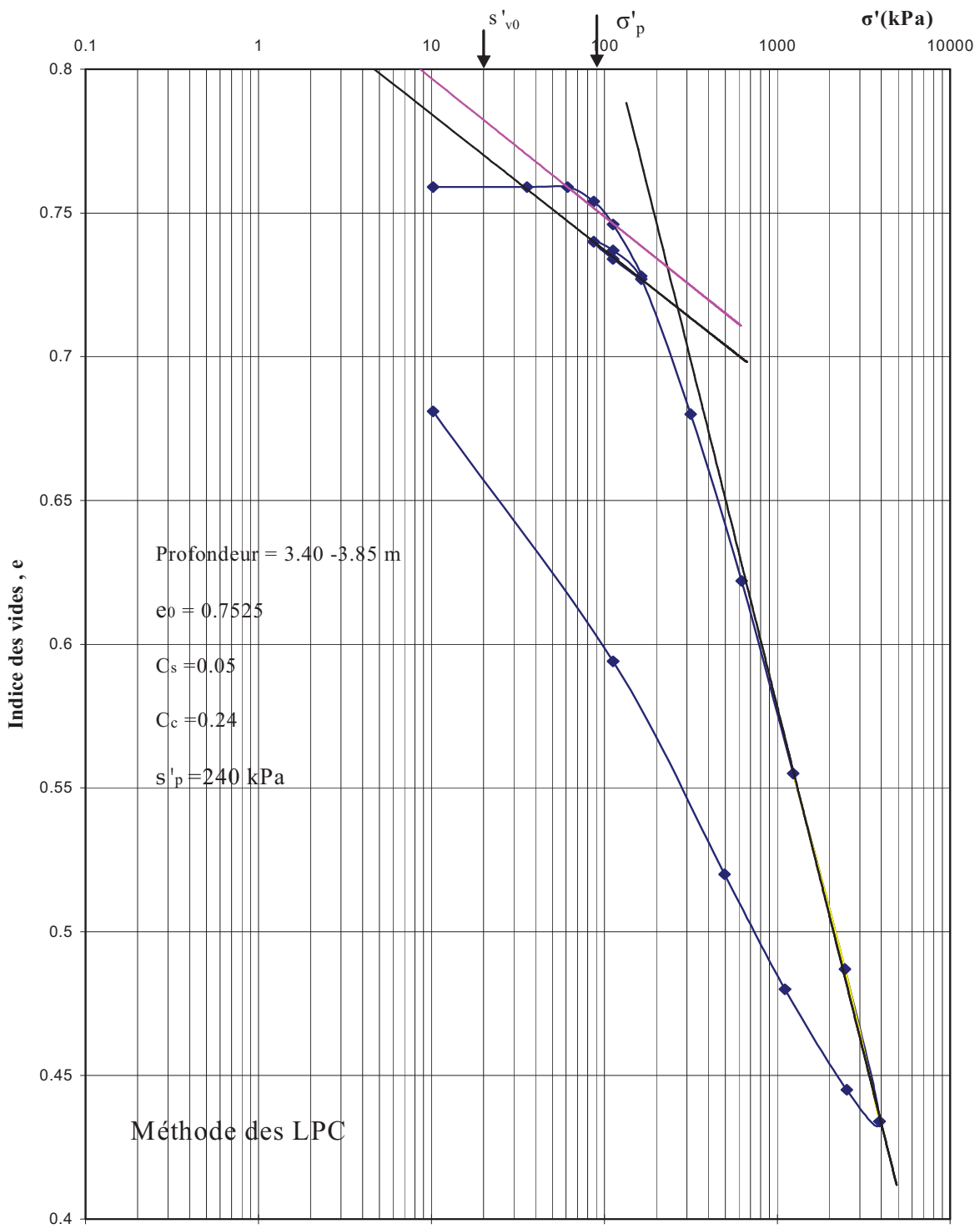


Figure A.3b Courbe de compressibilité (essai n°3)

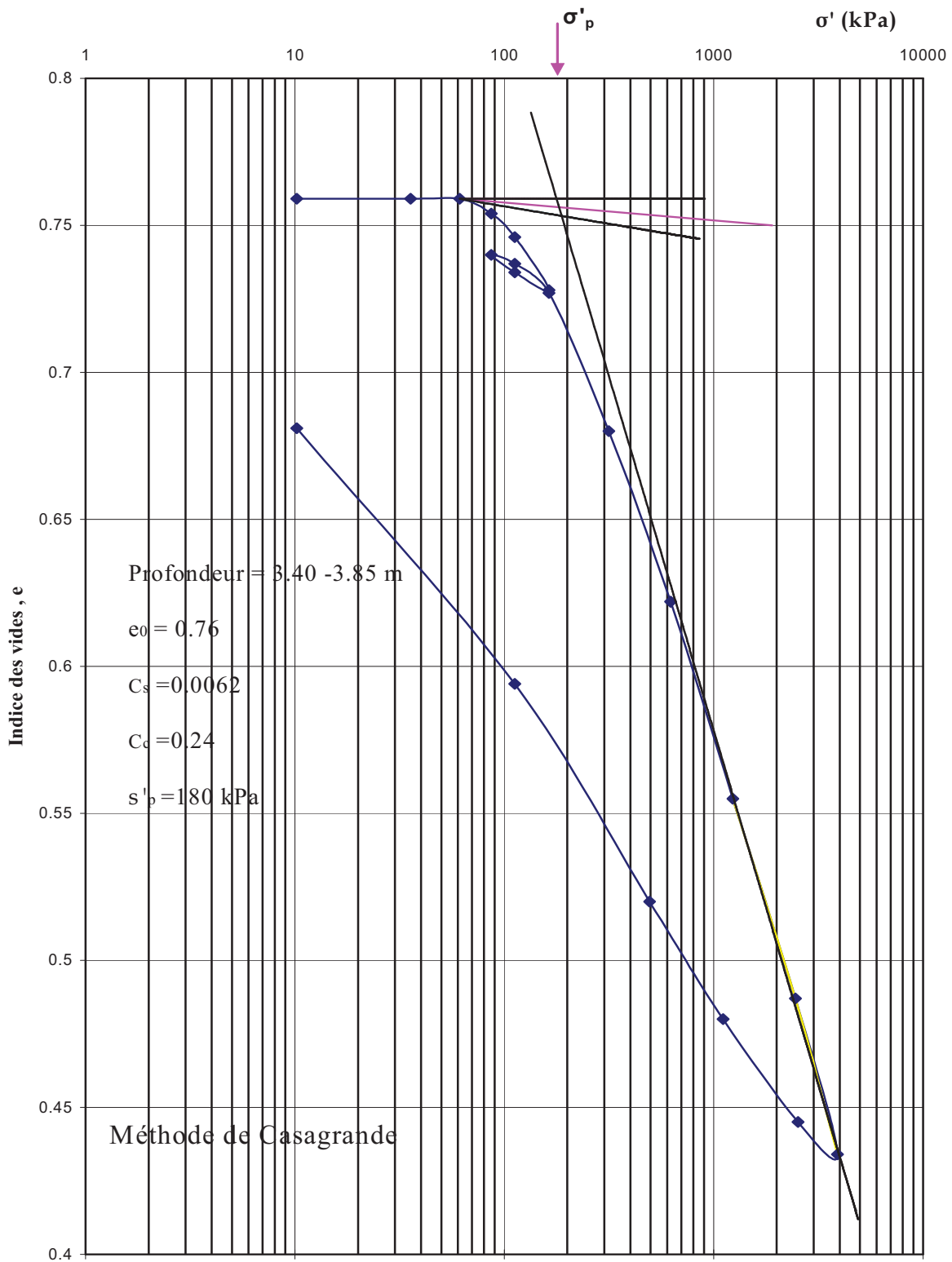


Figure A.4a Courbe de compressibilité (essai n°4)

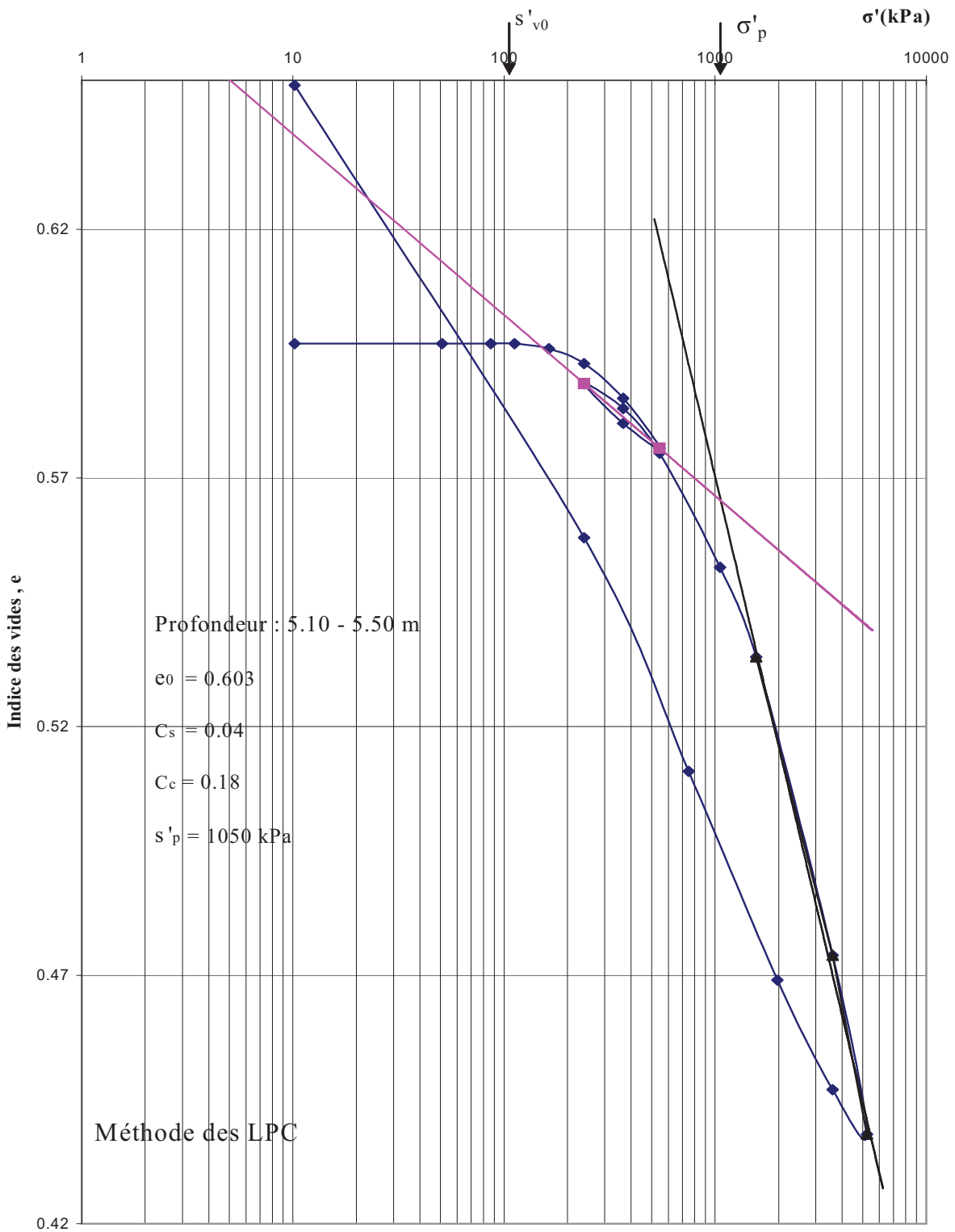
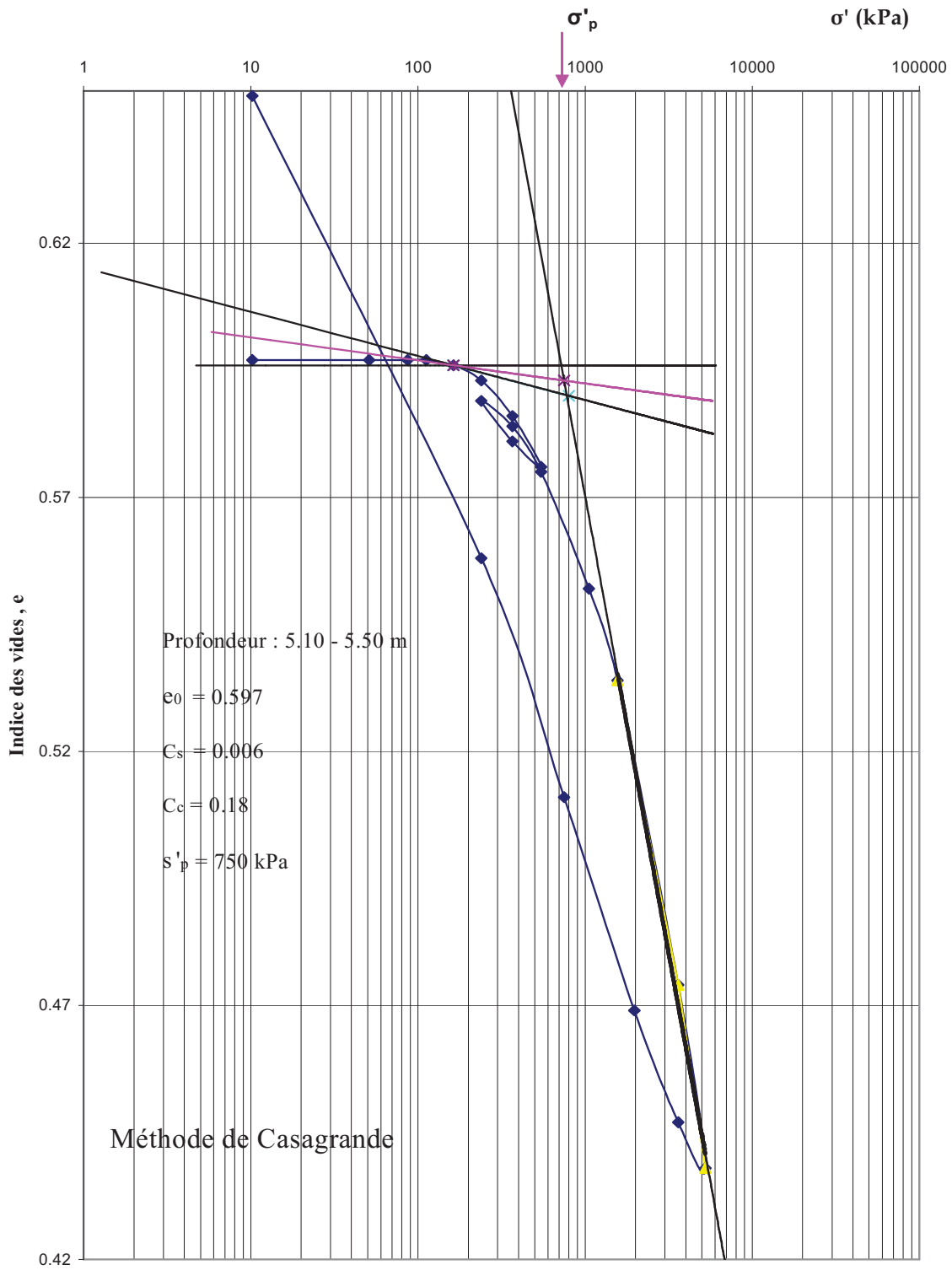


Figure A.4b Courbe de compressibilité (essai n°4)



**Tableau 4.3** Caractéristiques de compressibilité

Essai n°	1	2	3	4	
Sondage Si	S1	S1	S1	S1	
Echantillon Ei	E1	E2	E3	E4	
Profondeur (m)	2.90 - 3.40	3.40 - 3.85	3.40 - 3.85	5.10 - 5.50	
caractéristiques initiales	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.4	20.3	19.1	20.5
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	16.5	16.4	14.7	17.0
	w (%)	24.0	23.7	29.5	20.7
	$s'_{v0}$ (kPa)	65	75	70	110
	$e_0$	0.65	0.71	0.76	0.60
Méthode d'essais LPC	$C_s$	0.05	0.04	0.05	0.04
	$C_c$	0.20	0.19	0.24	0.18
	$\sigma'_p$ (kPa)	950	720	240	1050
	$R_{oc}$	13.8	9.6	4.0	9.5
Méthode de Casagrande	$C_s$	0.006	0.006	0.006	0.006
	$C_c$	0.20	0.19	0.24	0.18
	$\sigma'_p$ (kPa)	680	580	180	750
	$R_{oc}$	10.5	7.7	2.6	6.8
Observations	–	–	Remanié	–	

**Tableau 4.5** Caractéristiques de consolidation et de fluage

Essai n°	$\sigma'$ (kPa)	Caractéristiques de consolidation			Caractéristiques de fluage		
		$t_{90}$ (min)	$c_v$ ( $\times 10^{-8}$ m <sup>2</sup> /s)	$k_v$ ( $\times 10^{-12}$ m/s)	$t_{100}$ (min)	$C_\alpha$	$C_{ae}$
1	673.2	–	–	–	–	–	–
	1208.7	39	3.6	12	82	0.00156	0.00247
	2177.7	52	2.7	7.8	80	0.00257	0.00397
	3911.7	81	1.7	4	93	0.00419	0.00623
2	545.7	–	–	–	–	–	–
	1055.7	60	2.4	9	90	0.00156	0.00278
	2075.7	56	2.5	8.3	103	0.00223	0.00358
	3911.7	72	1.96	4	90	0.00629	0.00974
3	316.2	–	–	–	–	–	–
	622.2	77	1.8	21	–	–	–
	1234.2	64	2.2	5	78	0.00634	0.00986
	2458.2	67	2.1	8	105	0.00459	0.00684
4	545.7	–	–	–	–	–	–
	1055.7	60	2.4	7	72	0.00101	0.00157
	1565.7	49	2.9	6	75	0.00115	0.00176
	3605.7	49	2.9	5.7	75	0.00277	0.00409

$\sigma'$  - palier de chargement

$t_{90}$  - temps correspondant à 90% de consolidation primaire

$c_v$  - coefficient de consolidation

$C_\alpha$  - taux de compression secondaire (ou de fluage)

$C_{ae}$  - indice de fluage

**Tableau 4.6** Caractéristiques de fluage

Sondage Si Echantillon Ei	Essai n°	Profondeur (m)	CARACTERISTIQUES INITIALES				CARACTERISTIQUES DE FLUAGE						Observation
			$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	W %	$\sigma'$ (kPa)	$t_{100}$ (min)	$\epsilon_i$	$C_\alpha$	$C_{\alpha e}$			
S2 - E3	1	3.40 - 3.85	18.9	15.3	23.4	50	-	-	-	-	-	gonflement	
	2	3.40 - 3.85	19.9	15.7	26.5	100	-	-	-	-	-	gonflement	
	3	3.40 - 3.85	21.1	16.7	26.3	300	-	-	-	-	-	gonflement	
	4	3.40 - 3.85	19.3	15.4	25.7	600	85	0.6886	0.00196	0.00331			
	5	3.40 - 3.85	19.3	15.1	27.6	1200	65	0.7286	0.00457	0.0079			
	6	3.40 - 3.85	19.2	15.5	23.7	2400	110	0.6752	0.0022	0.00369			
S1 - E4	1	7.90 - 8.20	18.7	15.4	21.3	300	55	0.6143	0.00407	0.00657			
	2	7.90 - 8.20	20.8	17.1	21.8	600	-	-	-	-	-	remanié	
	3	7.90 - 8.20	22.6	19	18.9	1200	-	-	-	-	-	remanié	
	4	7.90 - 8.20	17.7	14.6	21.2	2400	150	0.3475	0.00303	0.00408			
	5	7.90 - 8.20	19.3	15.9	21.7	300	-	-	-	-	-	gonflement	
	6	7.90 - 8.20	21.3	17.8	19.3	600	-	-	-	-	-	gonflement	
	7	7.90 - 8.20	19.2	15.8	21.6	1200	80	0.6239	0.000524	0.00085			
	8	7.90 - 8.20	19.1	15.7	21.4	2400	180	0.6207	0.0026	0.0042			

$t_{100}$  - temps correspondant à 100% de consolidation primaire

$C_\alpha$  - taux de fluage

$C_{\alpha e}$  - indice de fluage



Figure 5.7a Evolution des tassements en fonction du temps en échelle logarithmique. Argile surconsolidée

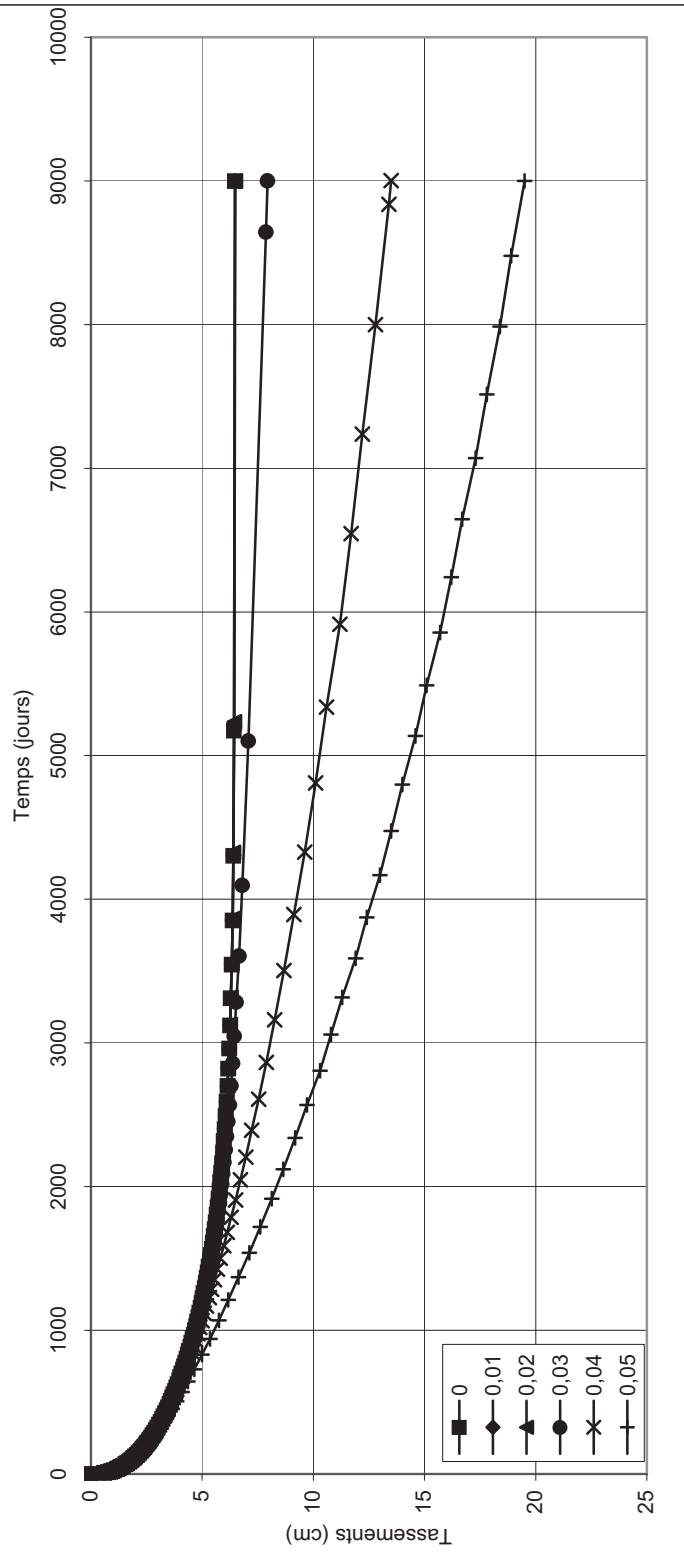


Figure 5.7b Evolution des tassements en fonction du temps en échelle logarithmique. Argile surconsolidée

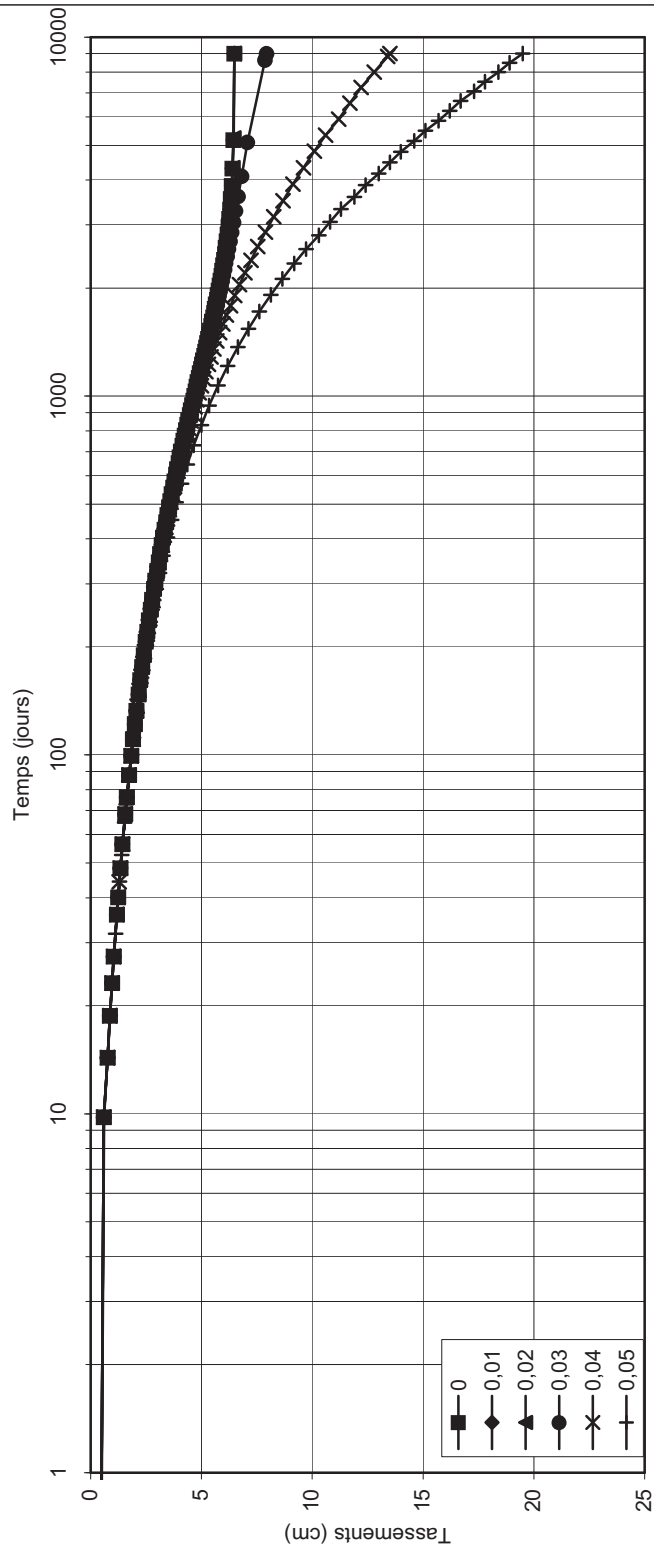


Figure 5.8a Evolution des tassements en fonction du temps en échelle linéaire. Argile normalement consolidée

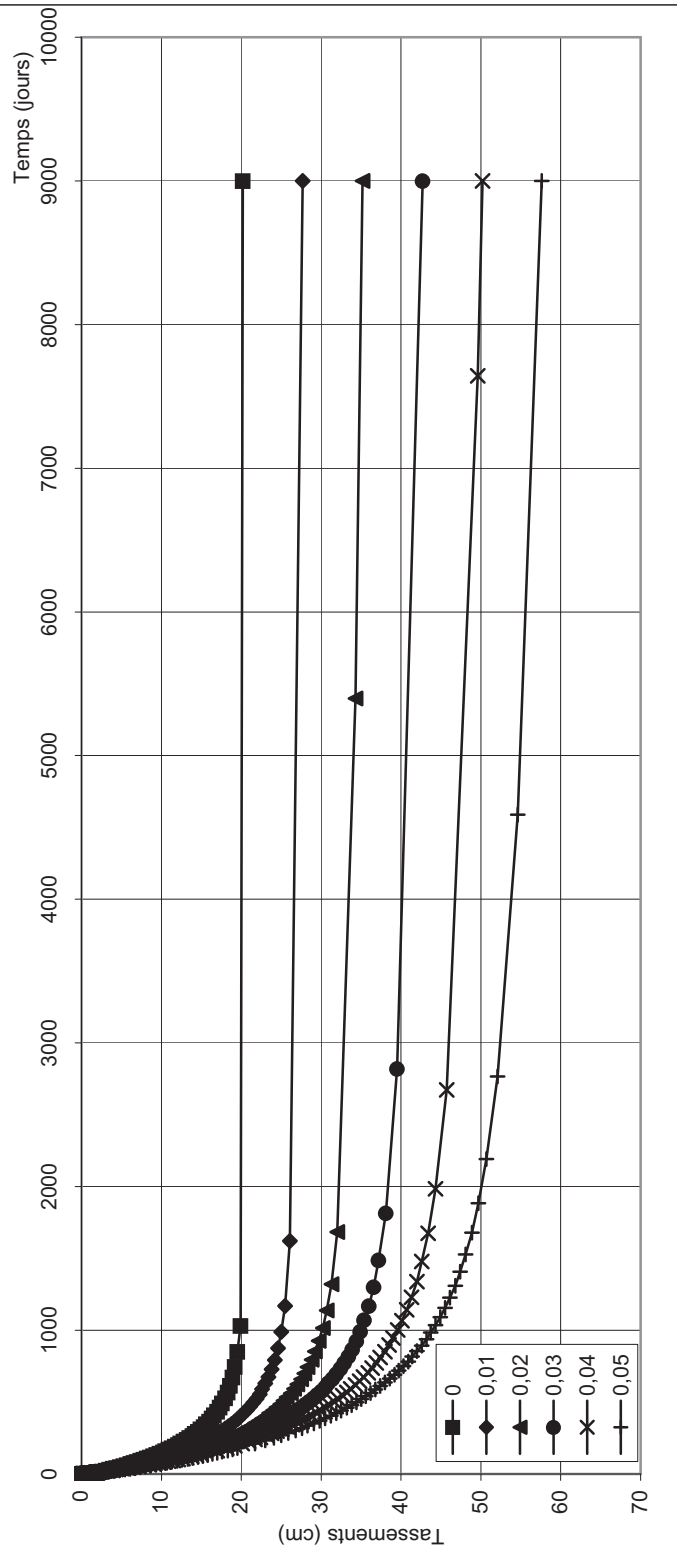


Figure 5.8b Evolution des tassements en fonction du temps en échelle logarithmique. Argile normalement consolidée

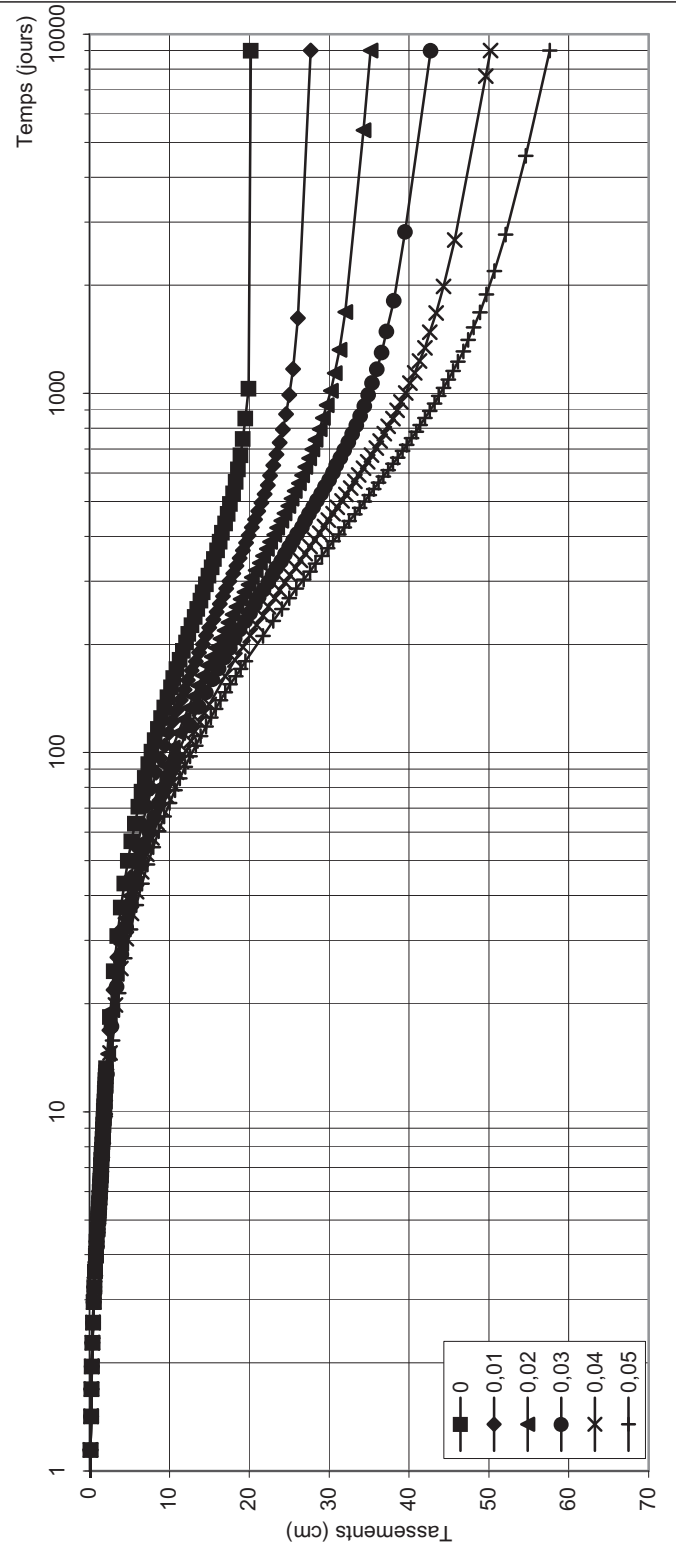


Figure A.1c Courbes de consolidation (essai n°1)

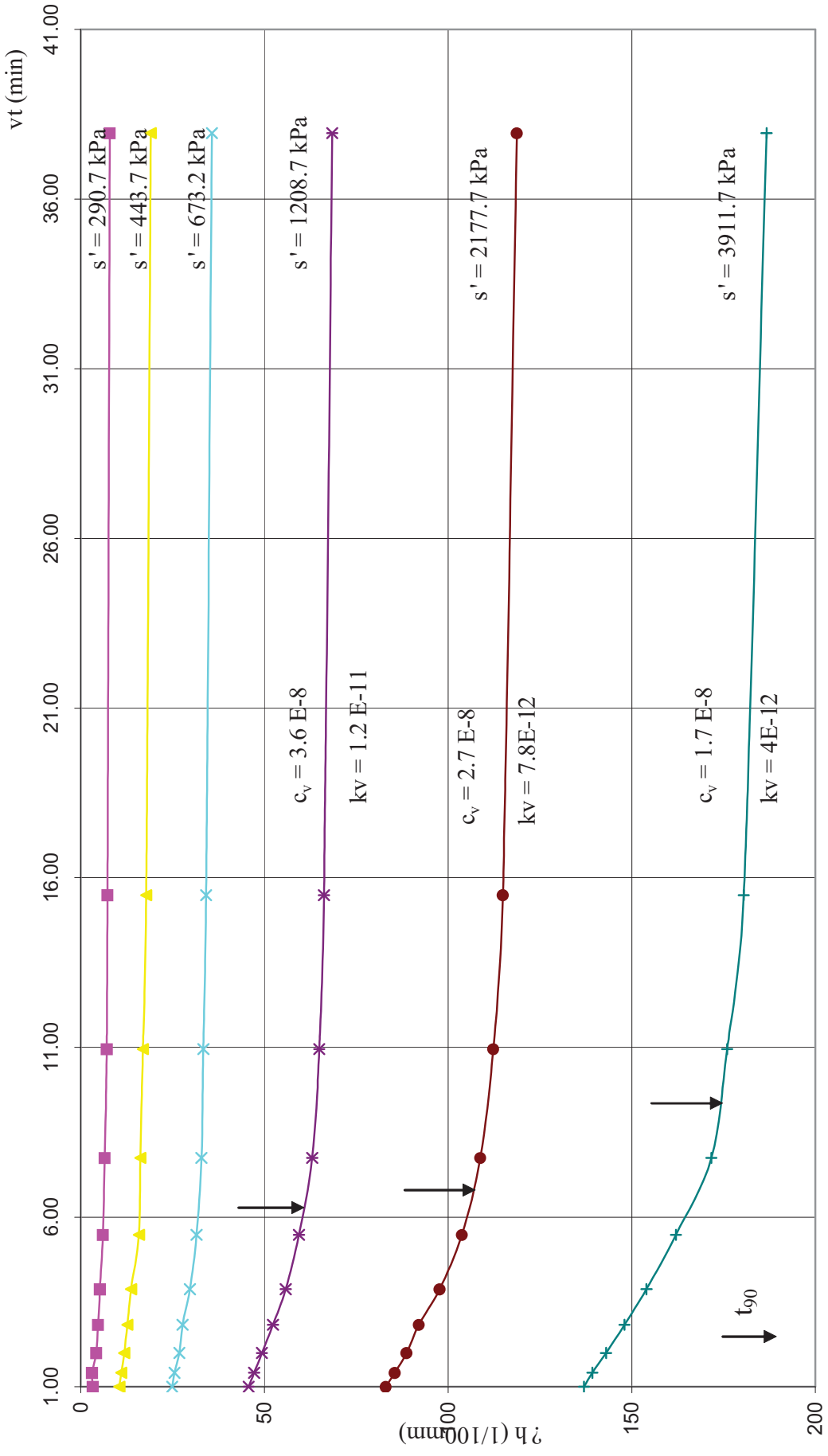


Figure A.1d Courbe de perméabilité (essai n° 1)

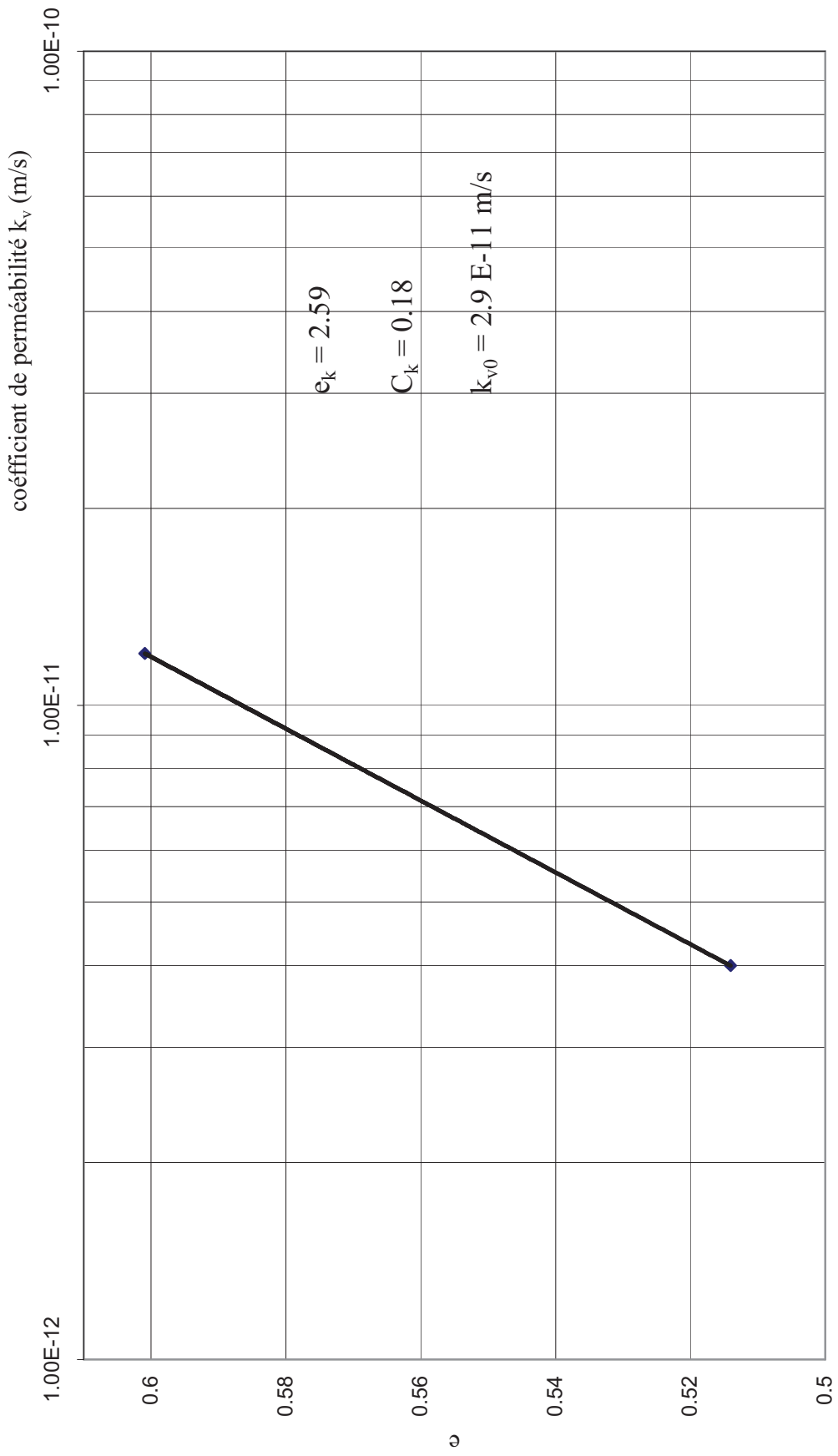


Figure A.1e Courbe de consolidation (essai 1a)

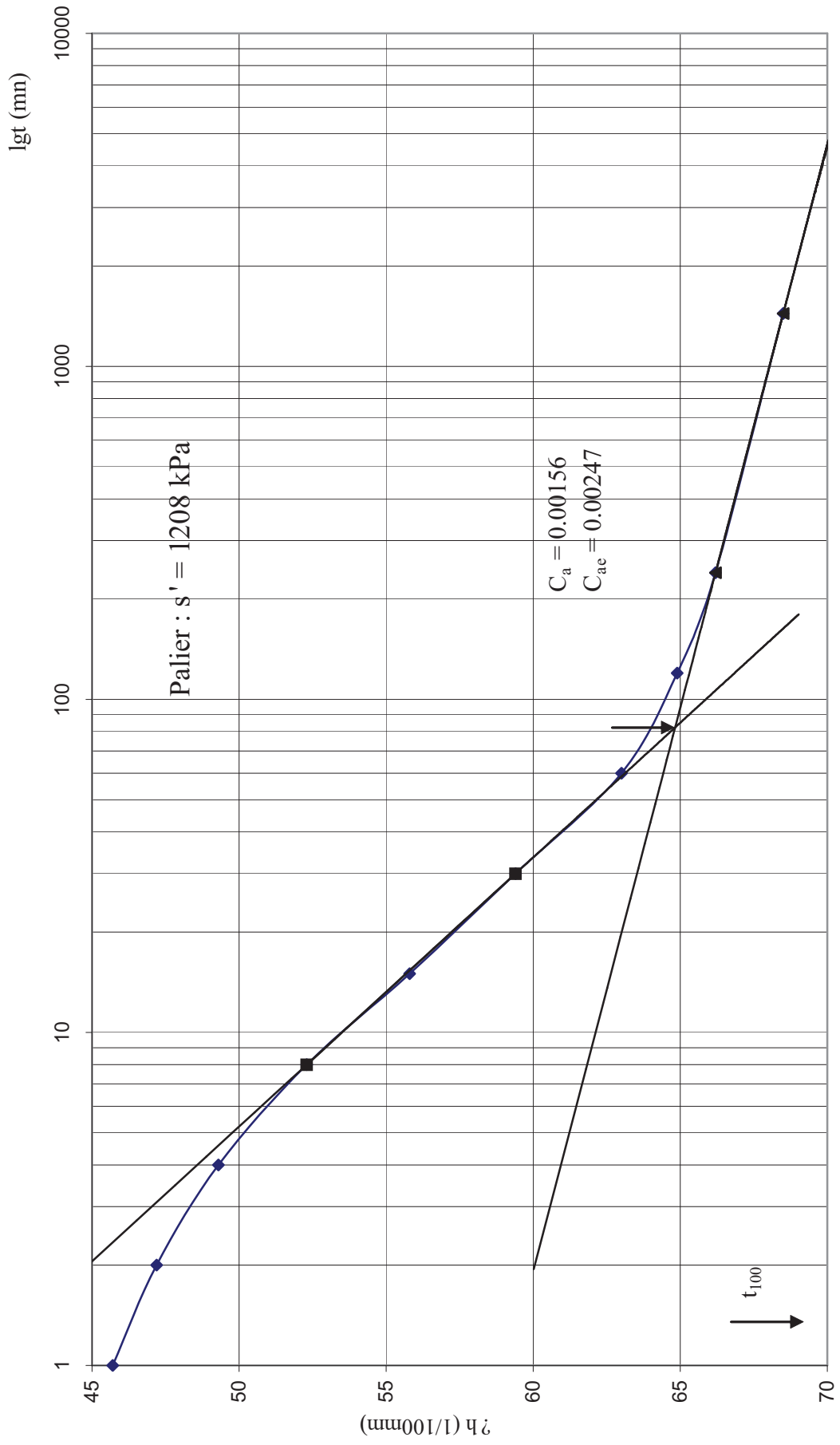


Figure A.1f Courbe de consolidation (essai 1b)

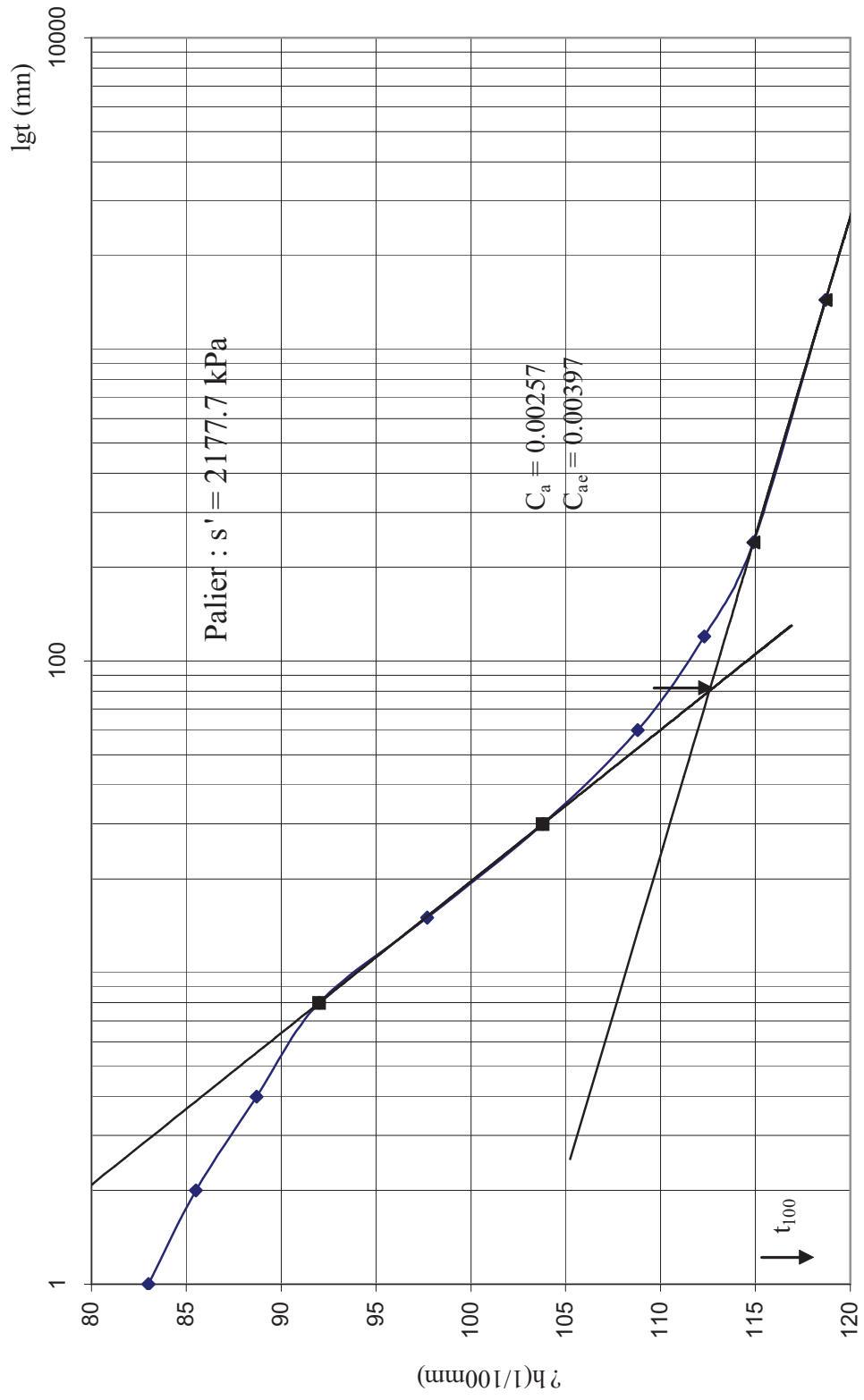


Figure A.1g Courbe de consolidation (essai 1c)

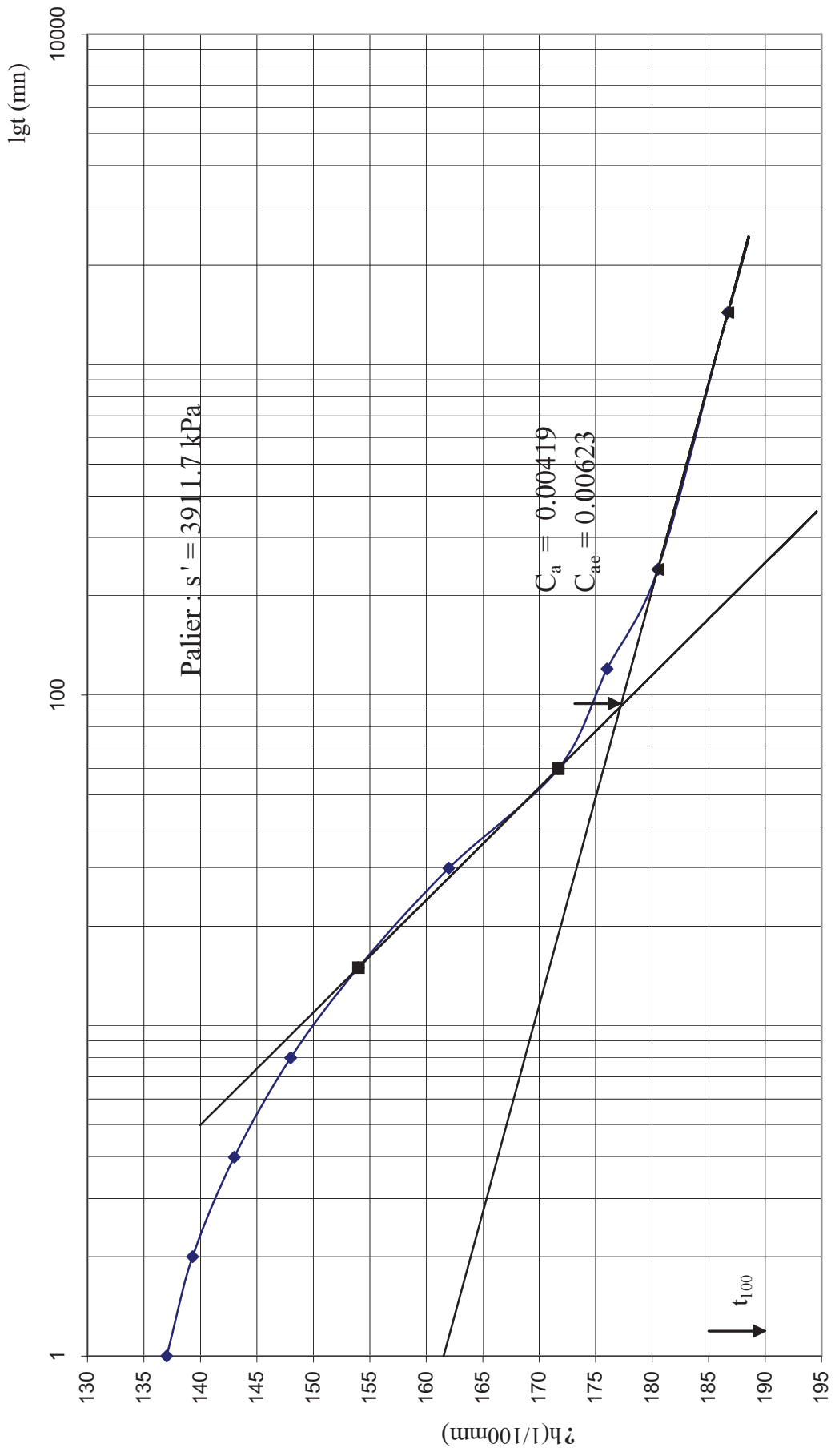


Figure A.2c Courbes de consolidation (essai n°2)

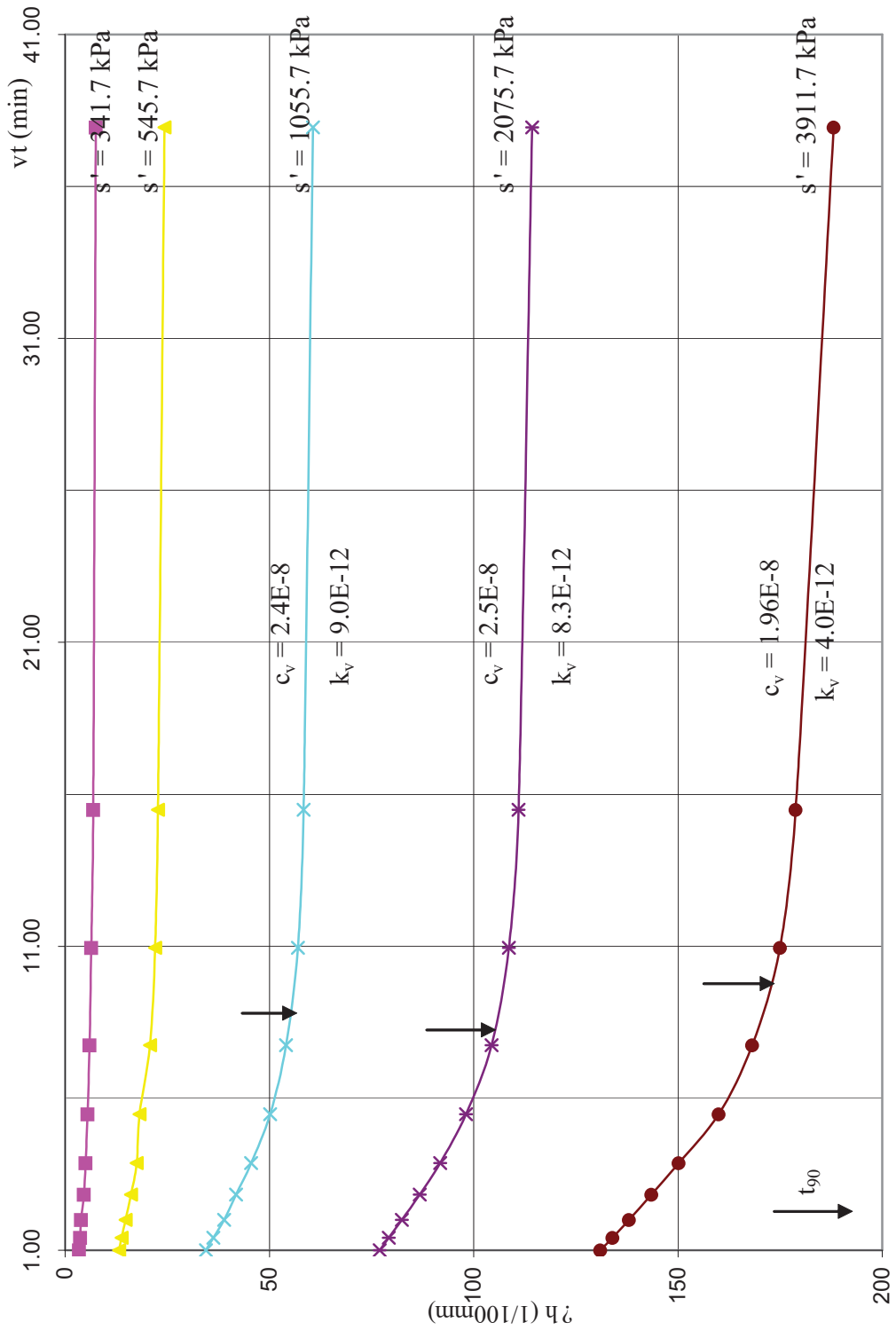


Figure A.2d Courbe de perméabilité (essai n°2)

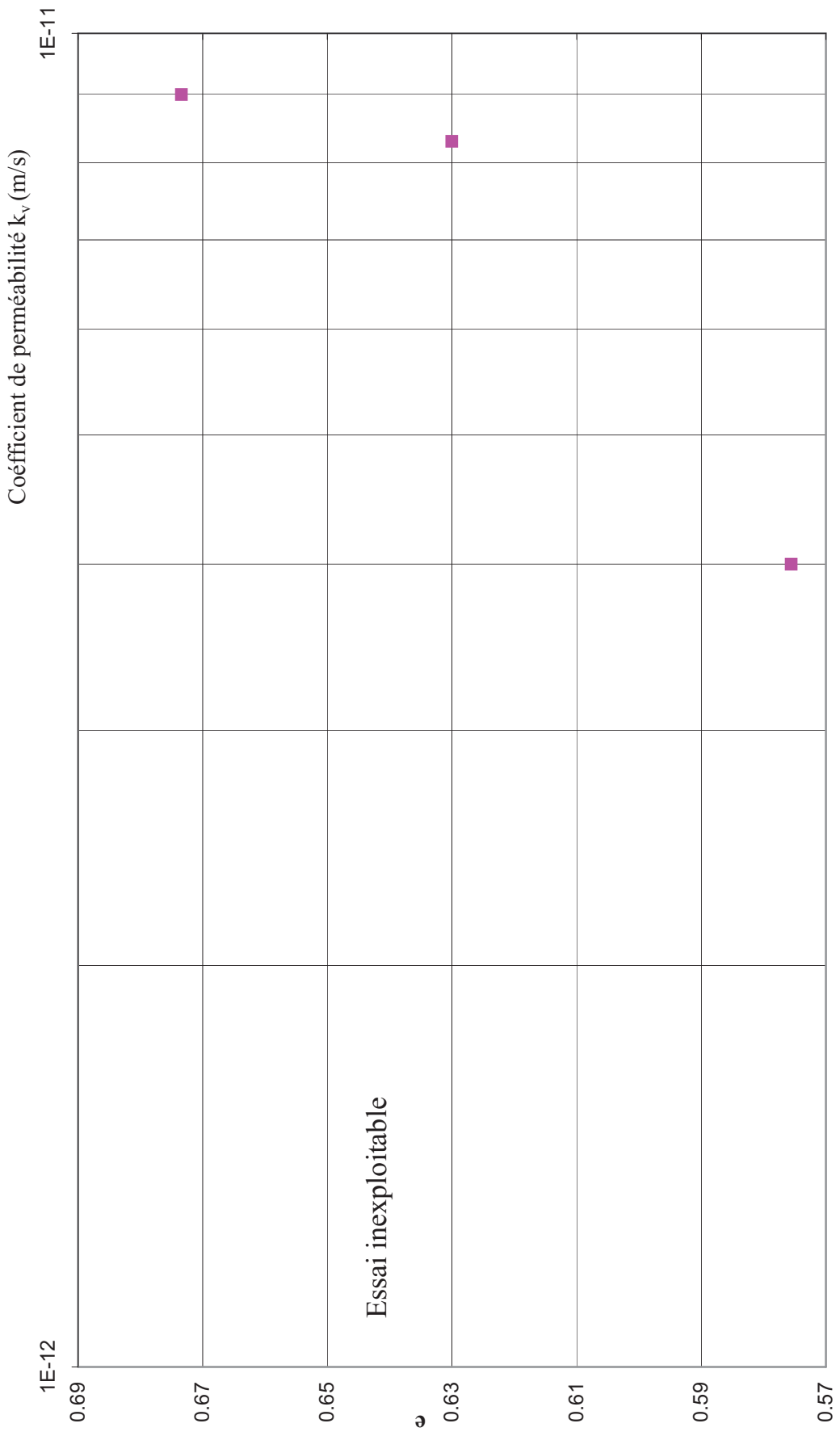


Figure A.2e Courbe de consolidation (essai 2a)

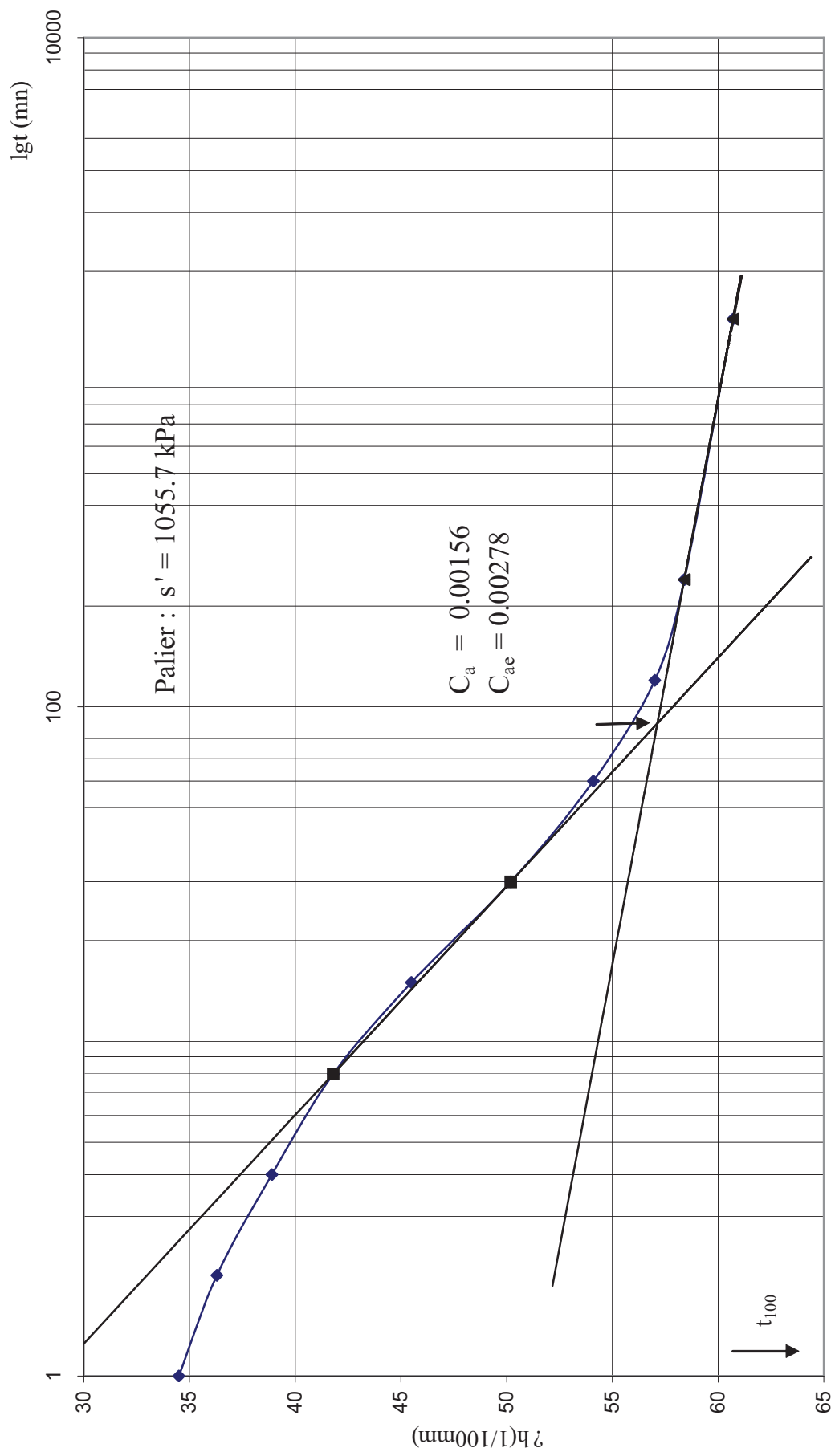


Figure A.2f Courbe de consolidation (essai 2b)

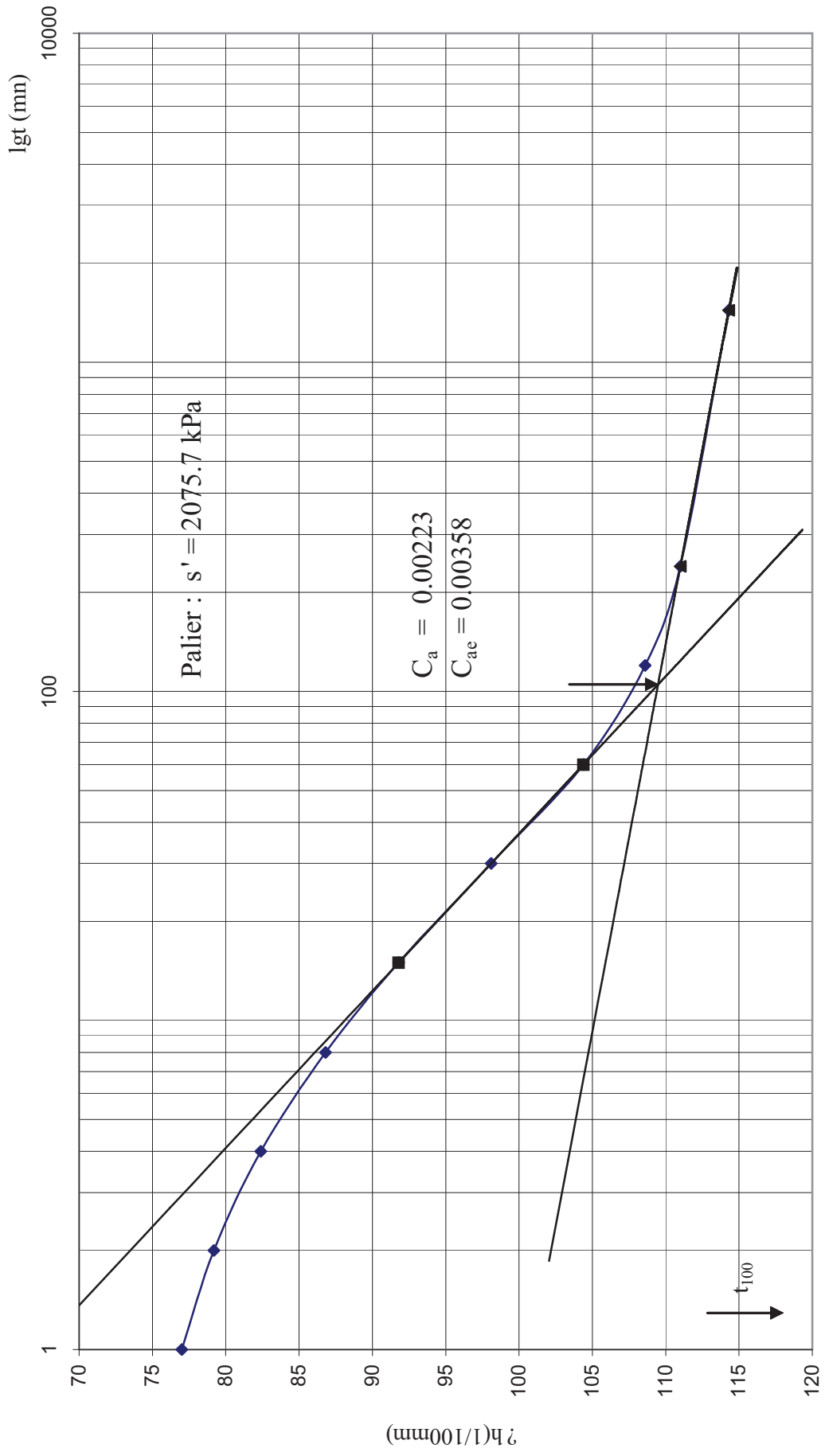


Figure A.2g Courbe de consolidation (essai 2c)

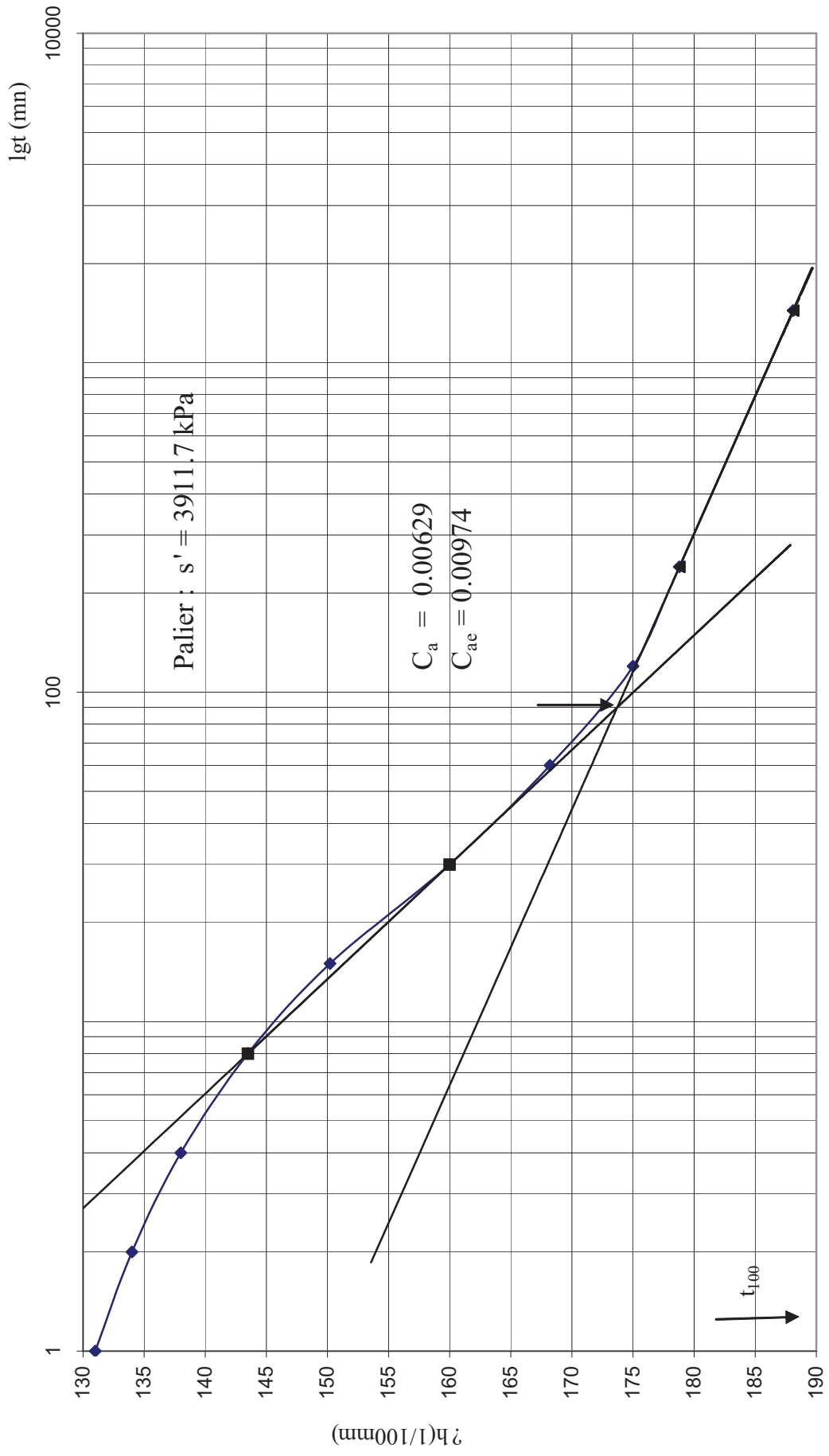


Figure A.3c Courbes de consolidation (essai n° 3)

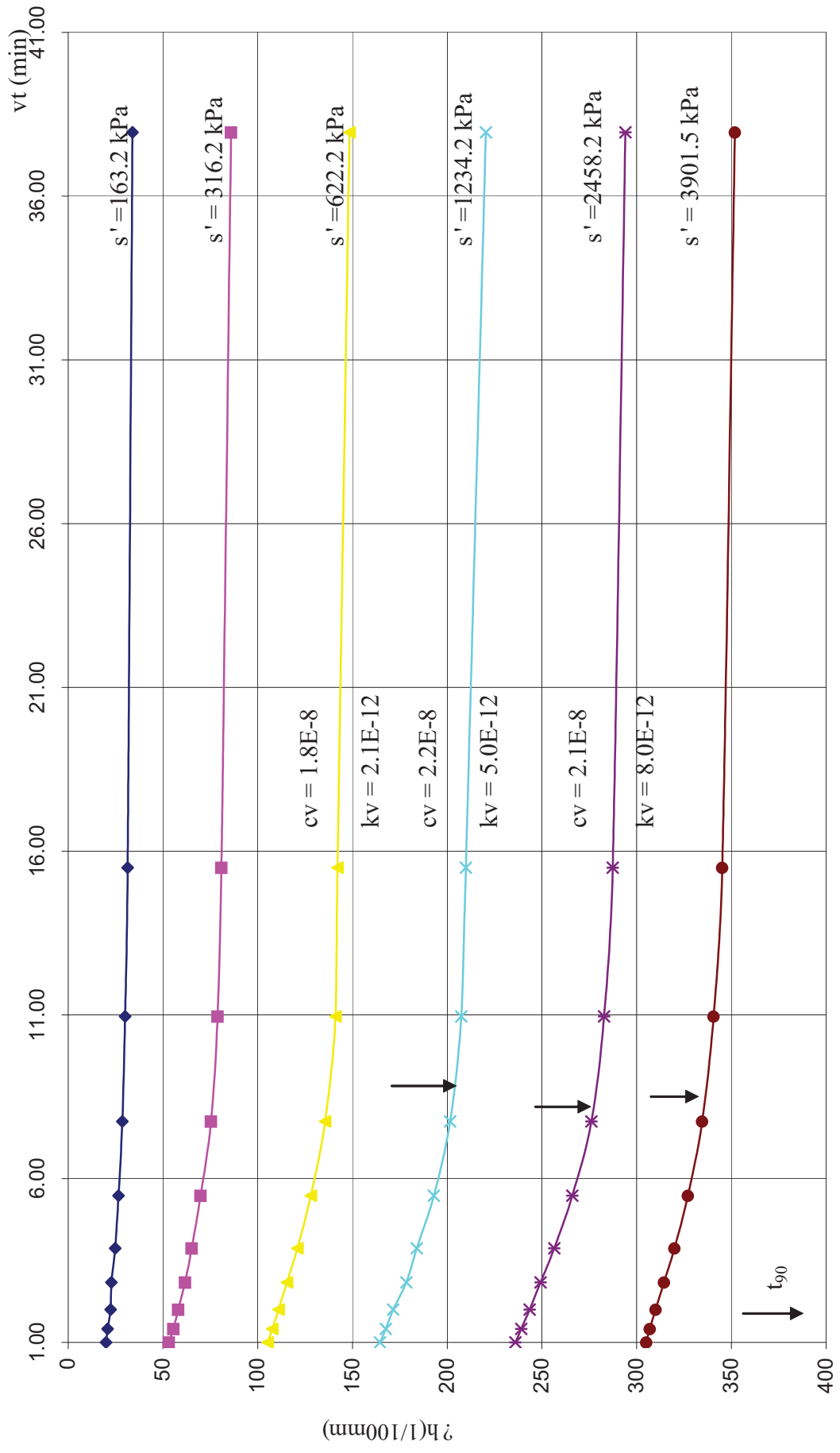


Figure A.3d Courbe de perméabilité (essai n°3)

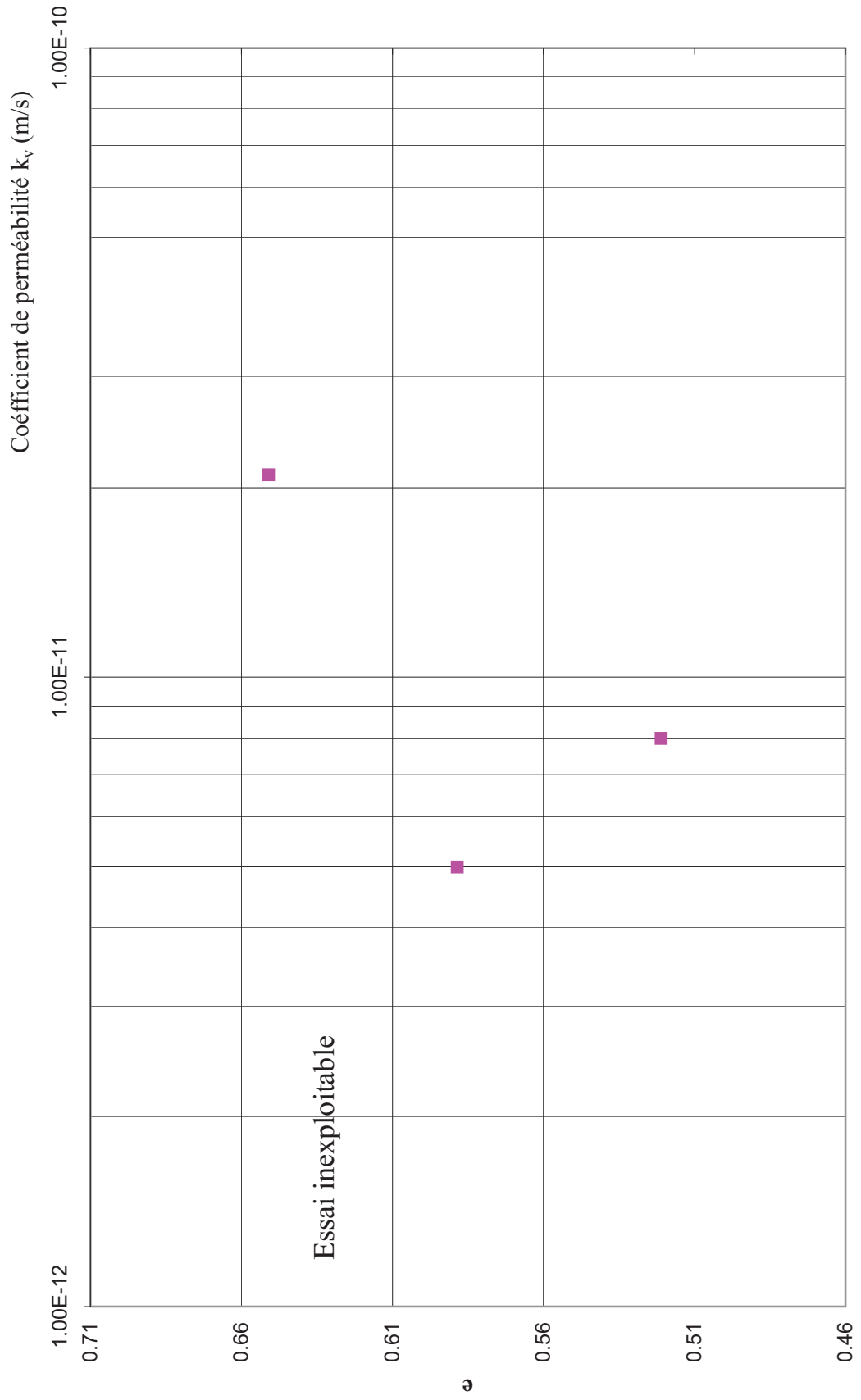


Figure A.3e Courbe de consolidation (essai 3a)

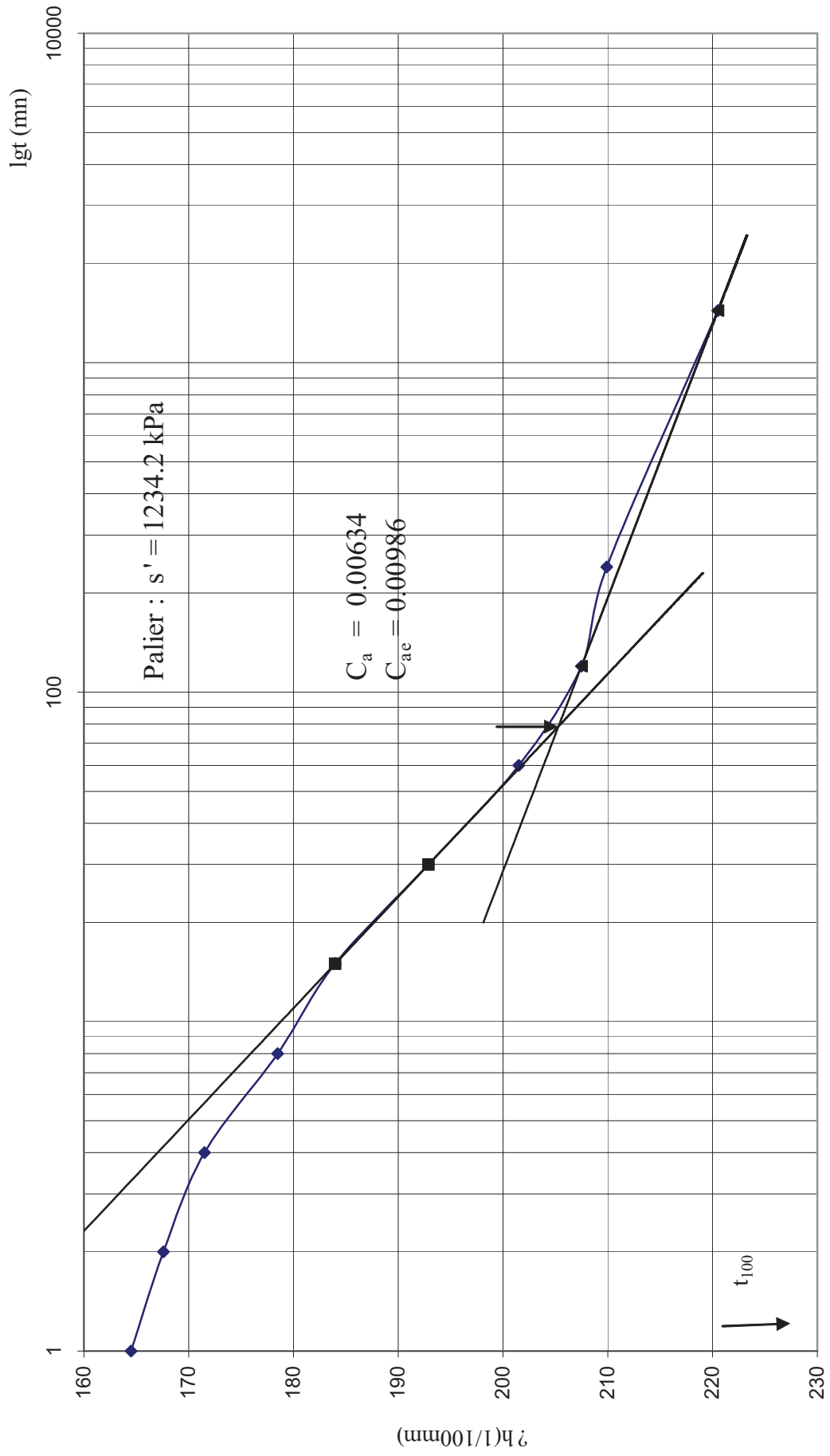


Figure A.3f Courbe de consolidation (essai 3b)

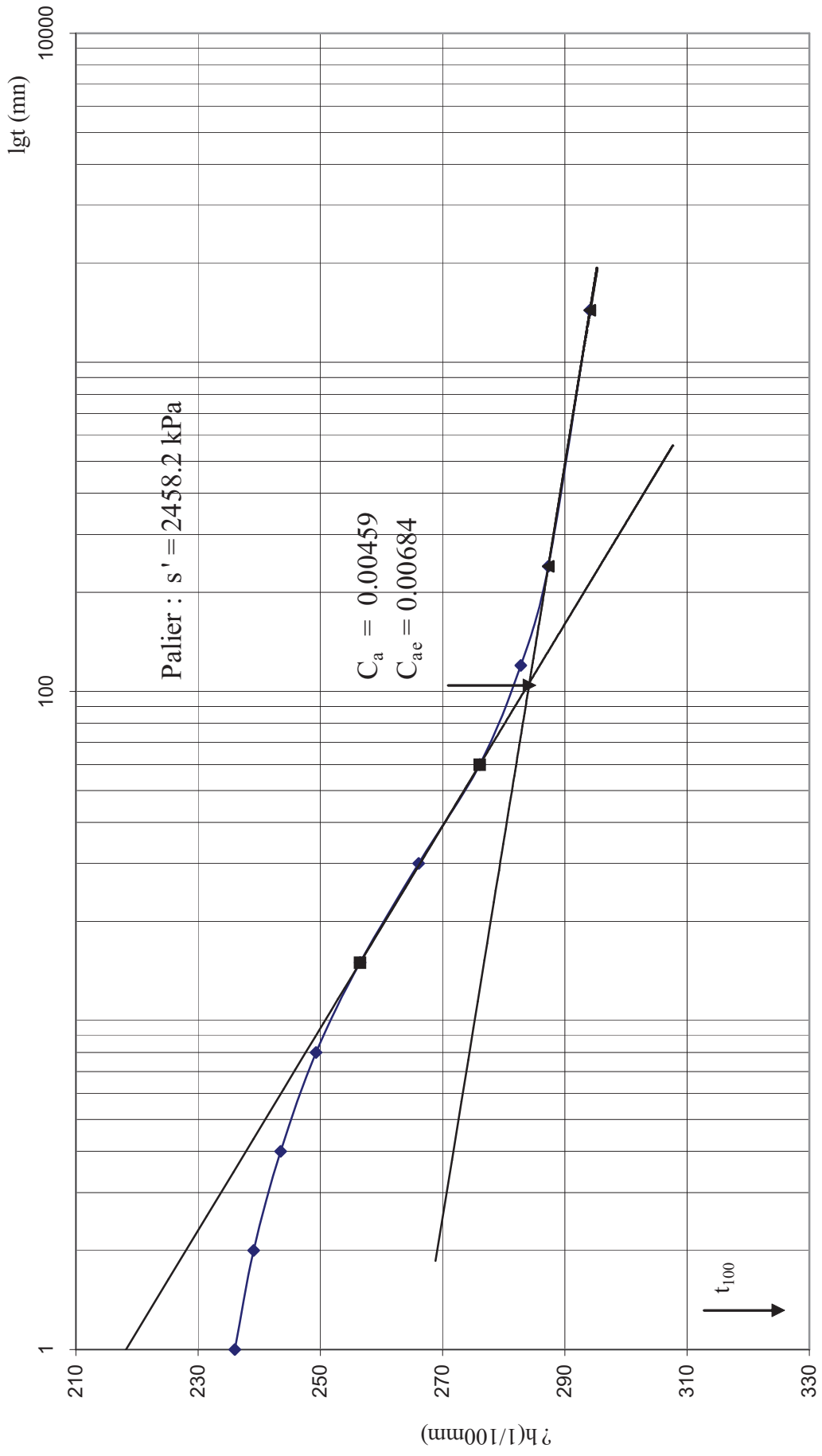
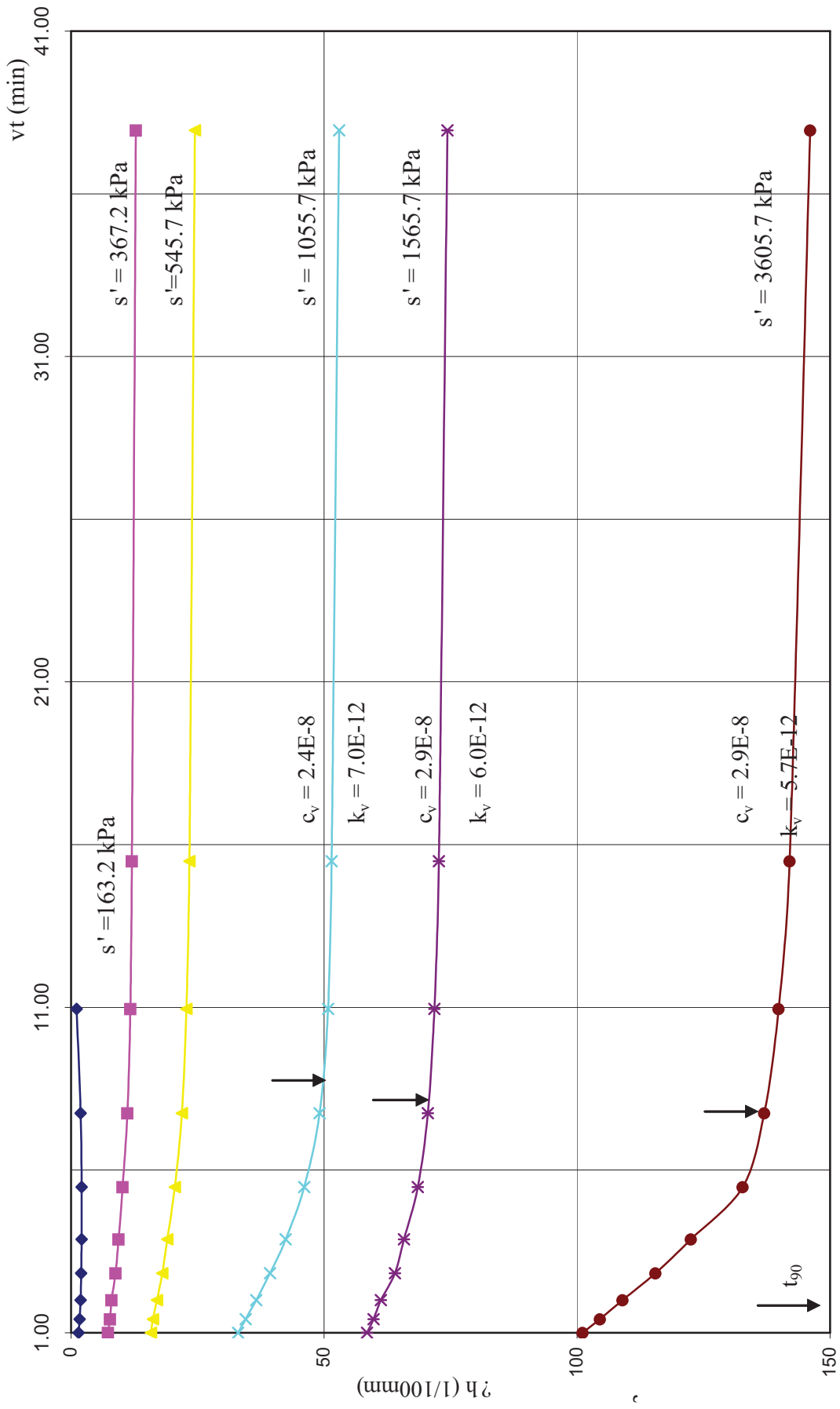


Figure A.4c Courbes de consolidation (essai n°4)



**Figure A.4d Courbe de perméabilité (essai n°4)**

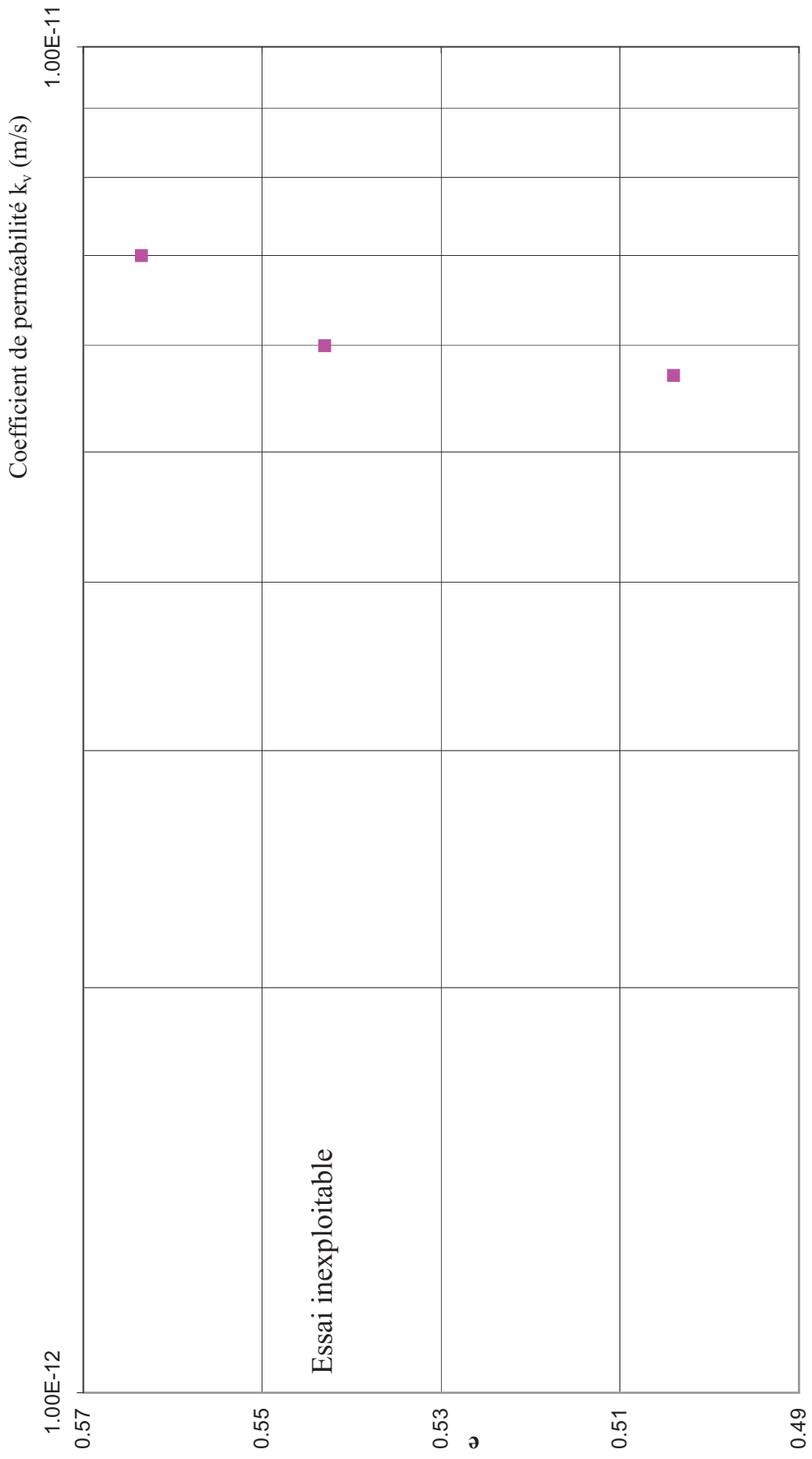


Figure A.4e Courbe de consolidation (essai 4a)

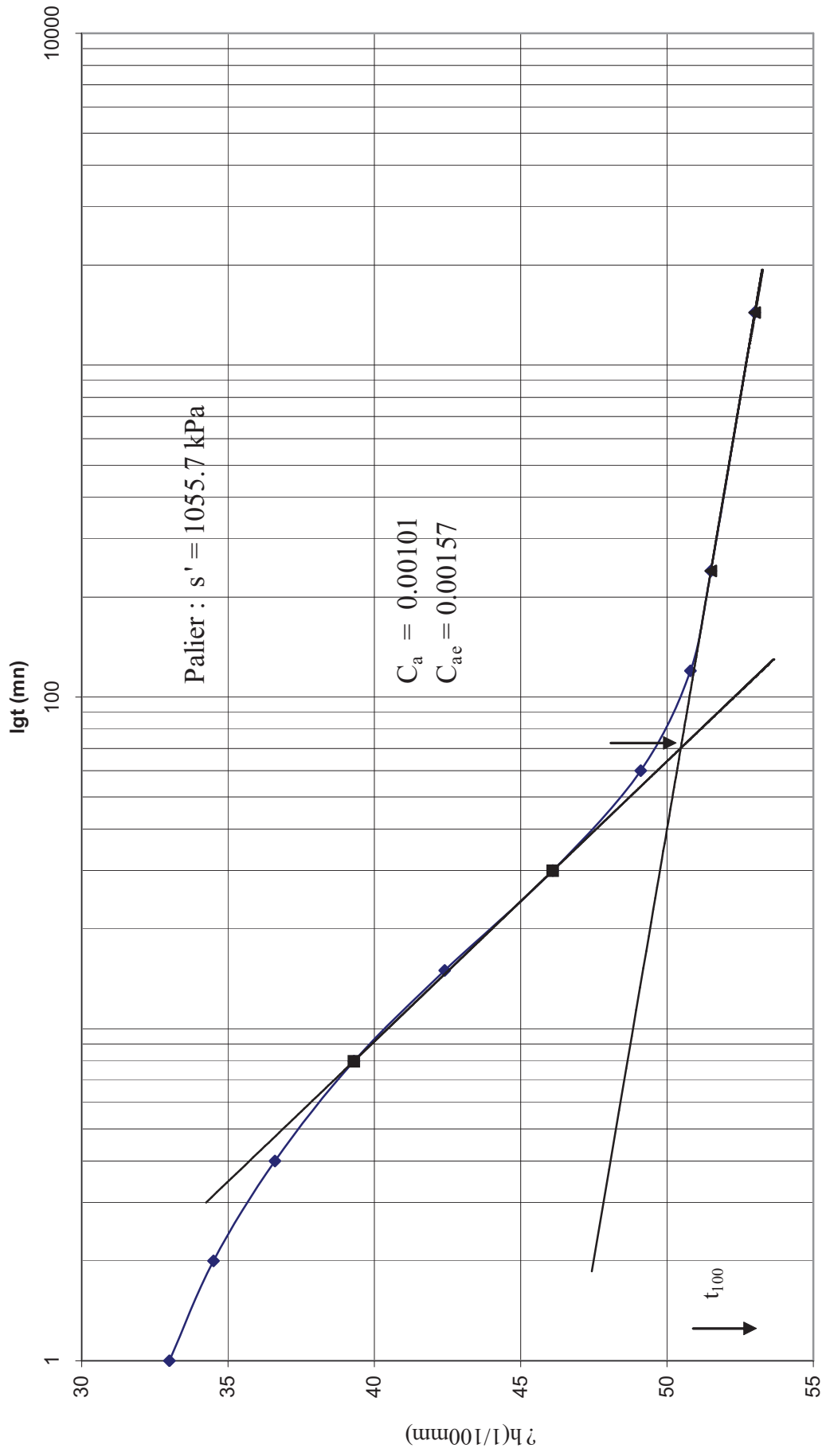


Figure A.4f Courbe de consolidation (essai 4b)

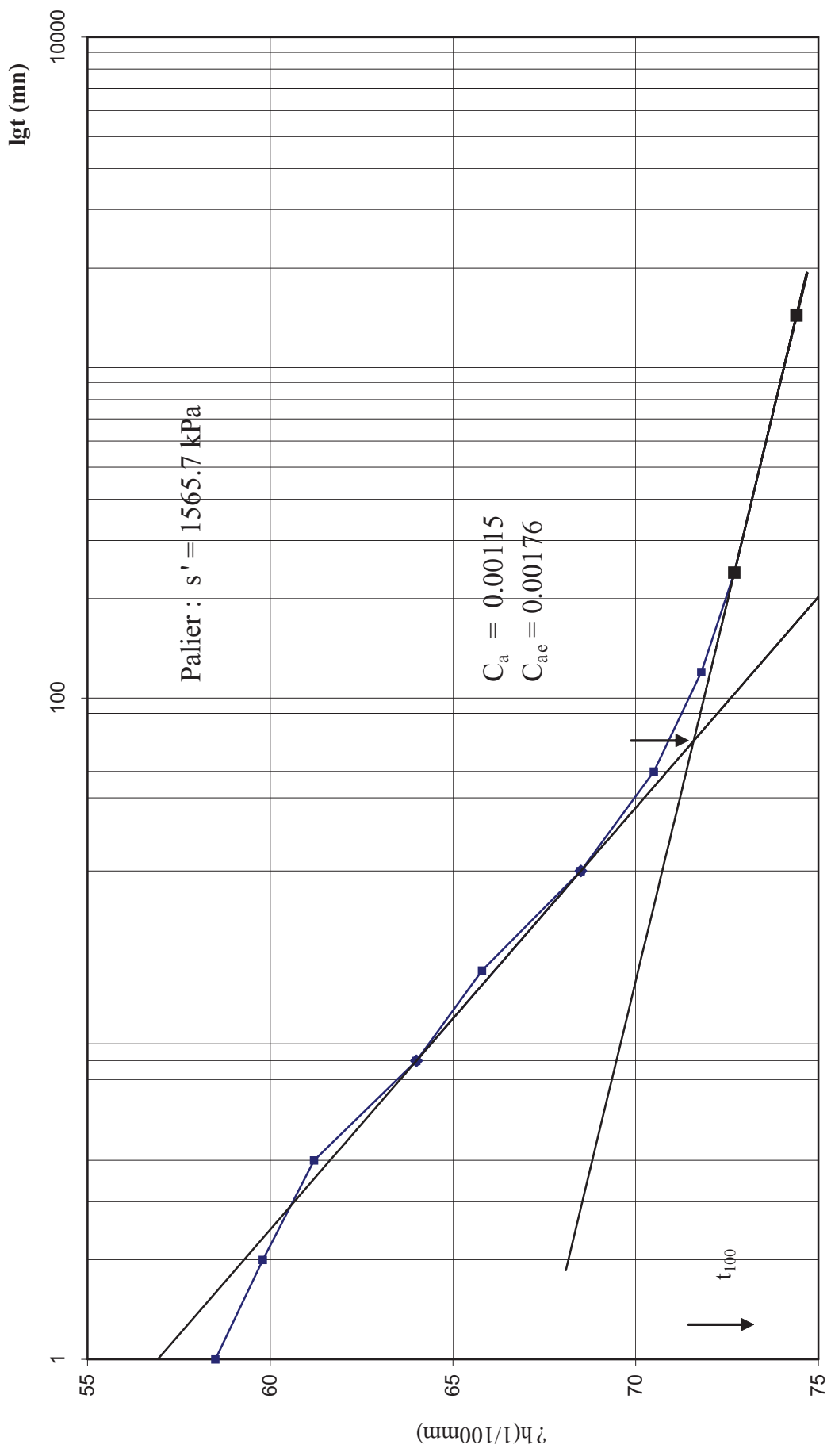


Figure A.4g Courbe de consolidation (essai 4c)

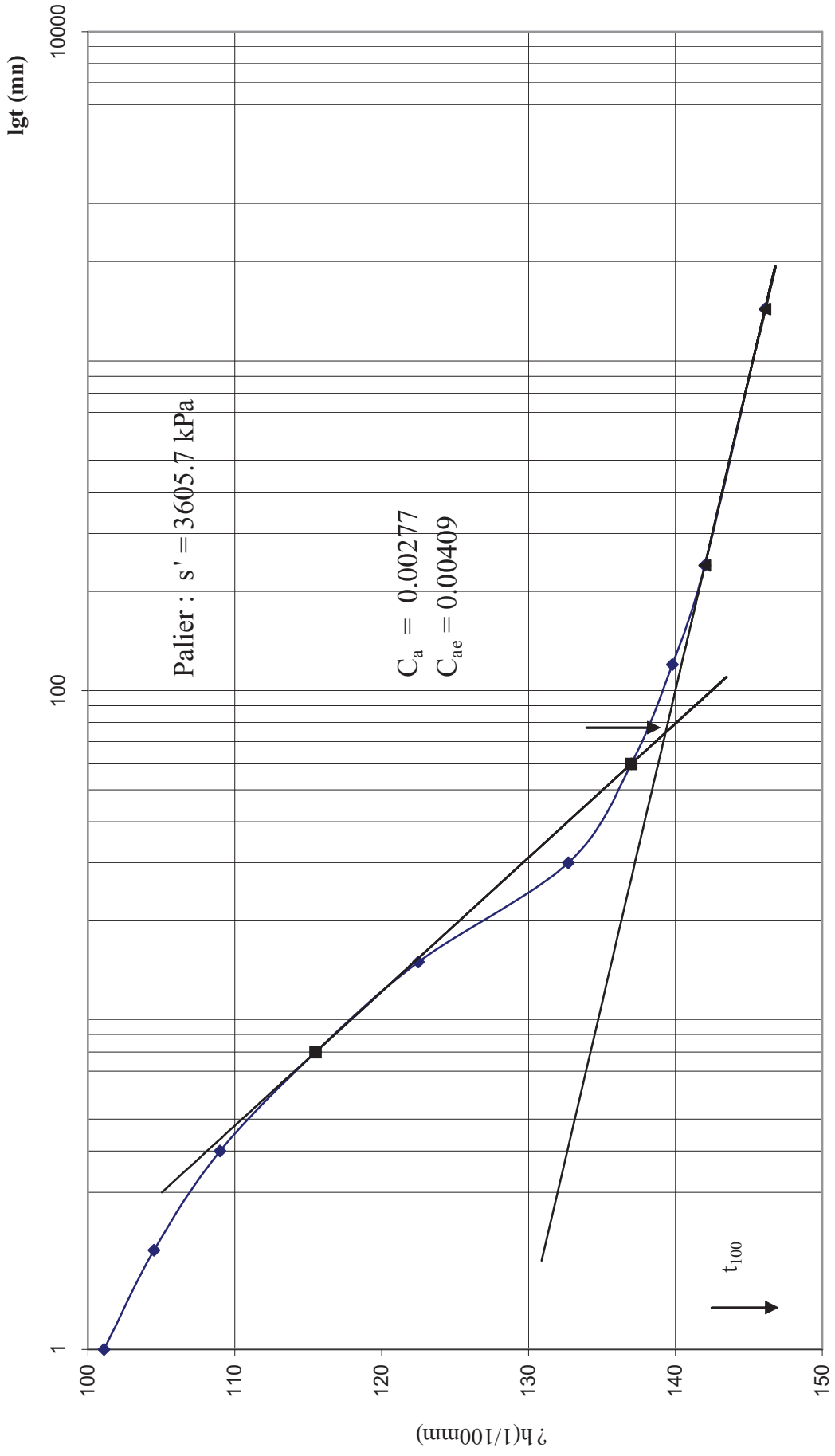




Figure A.5b Courbe de fluage (essai n°2)  
Prof : 3.40-3.85m

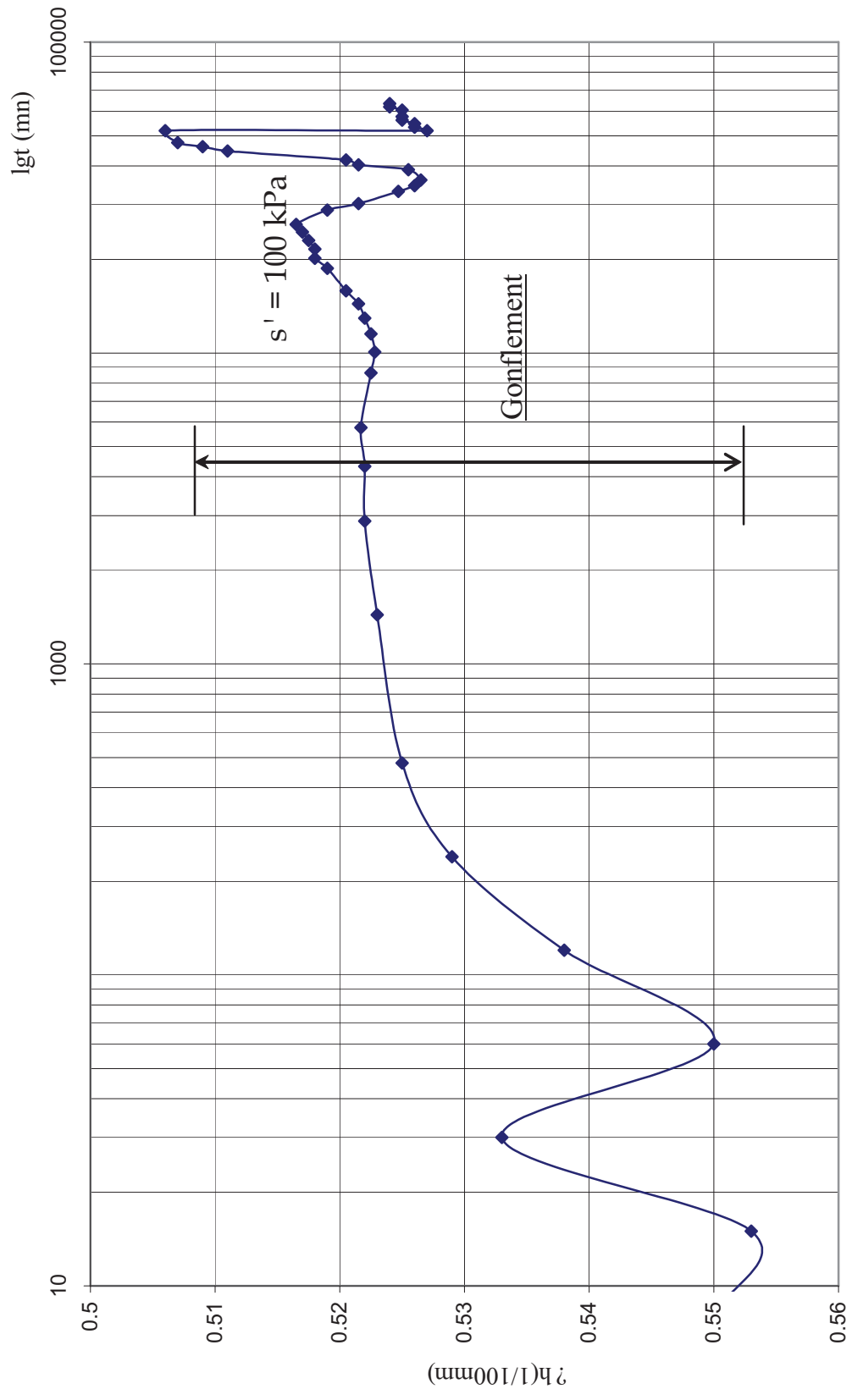


Figure A.5c Courbe de fluage (essai n°3)  
 Prof : 3.40-3.85m

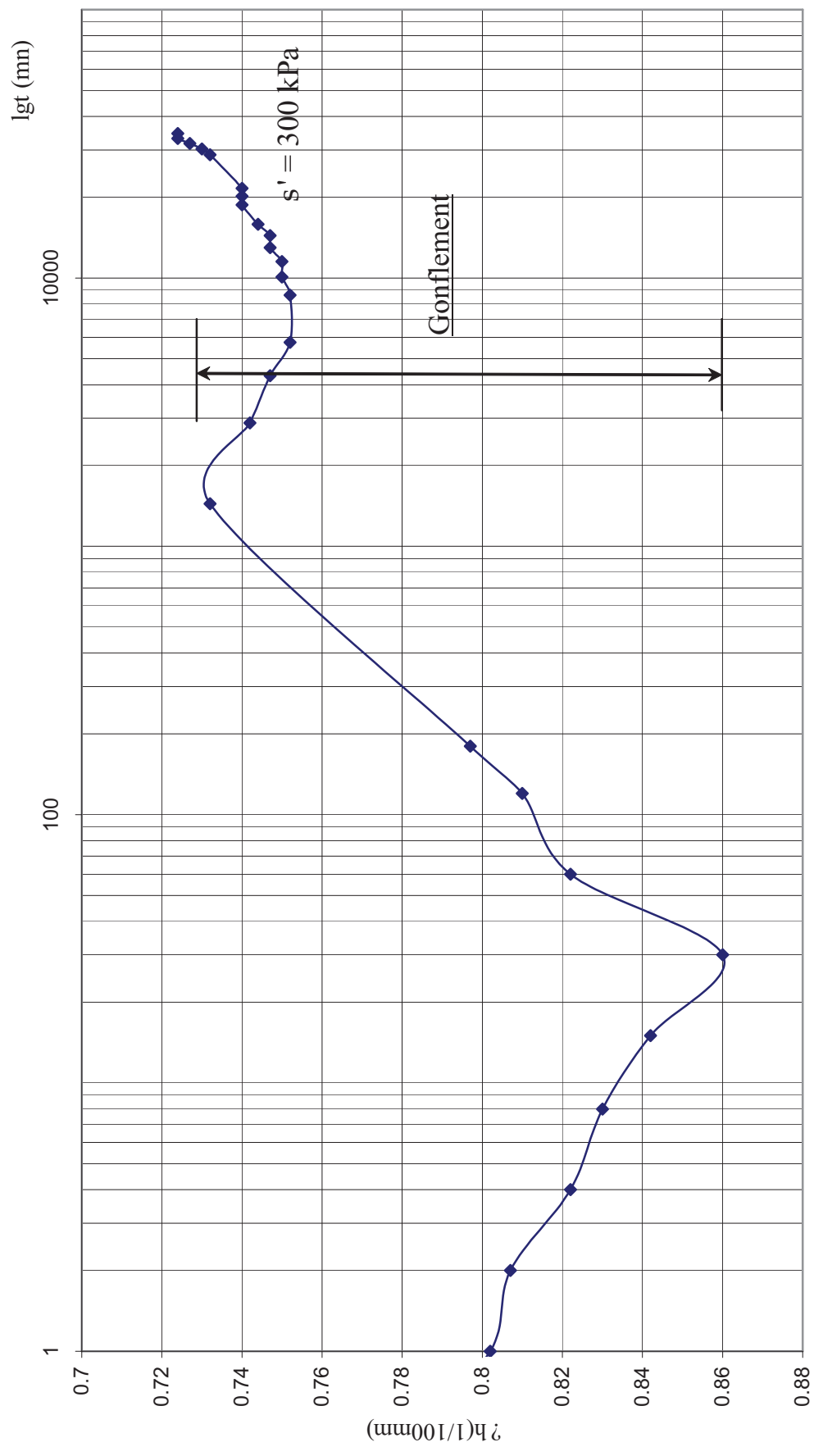


Figure A.5d Courbe de fluage (essai n°4)  
 Prof : 3.40-3.85m

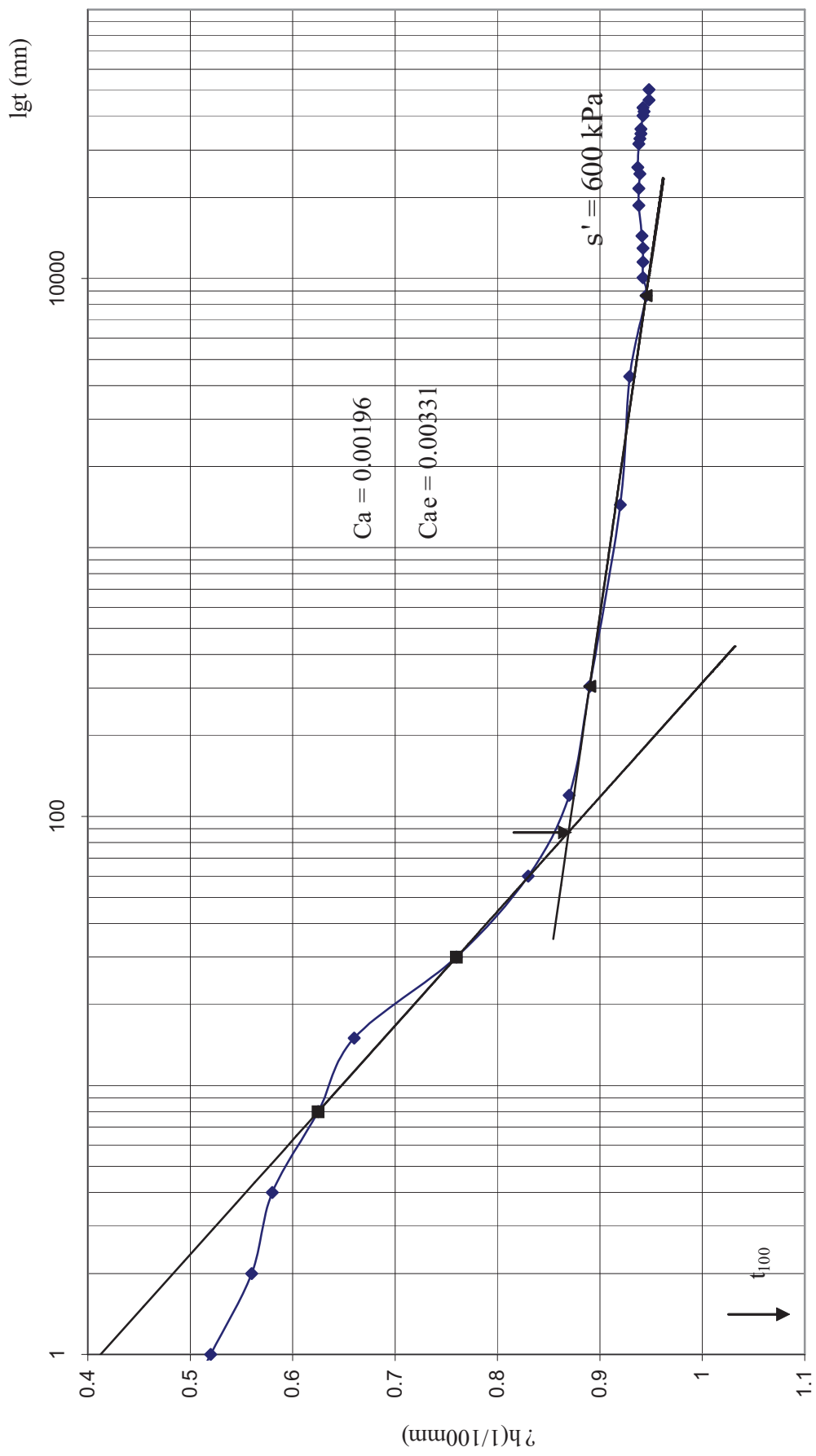


Figure A.5e Courbe de fluage (essai n°5)  
 Prof : 3.40 - 3.85m

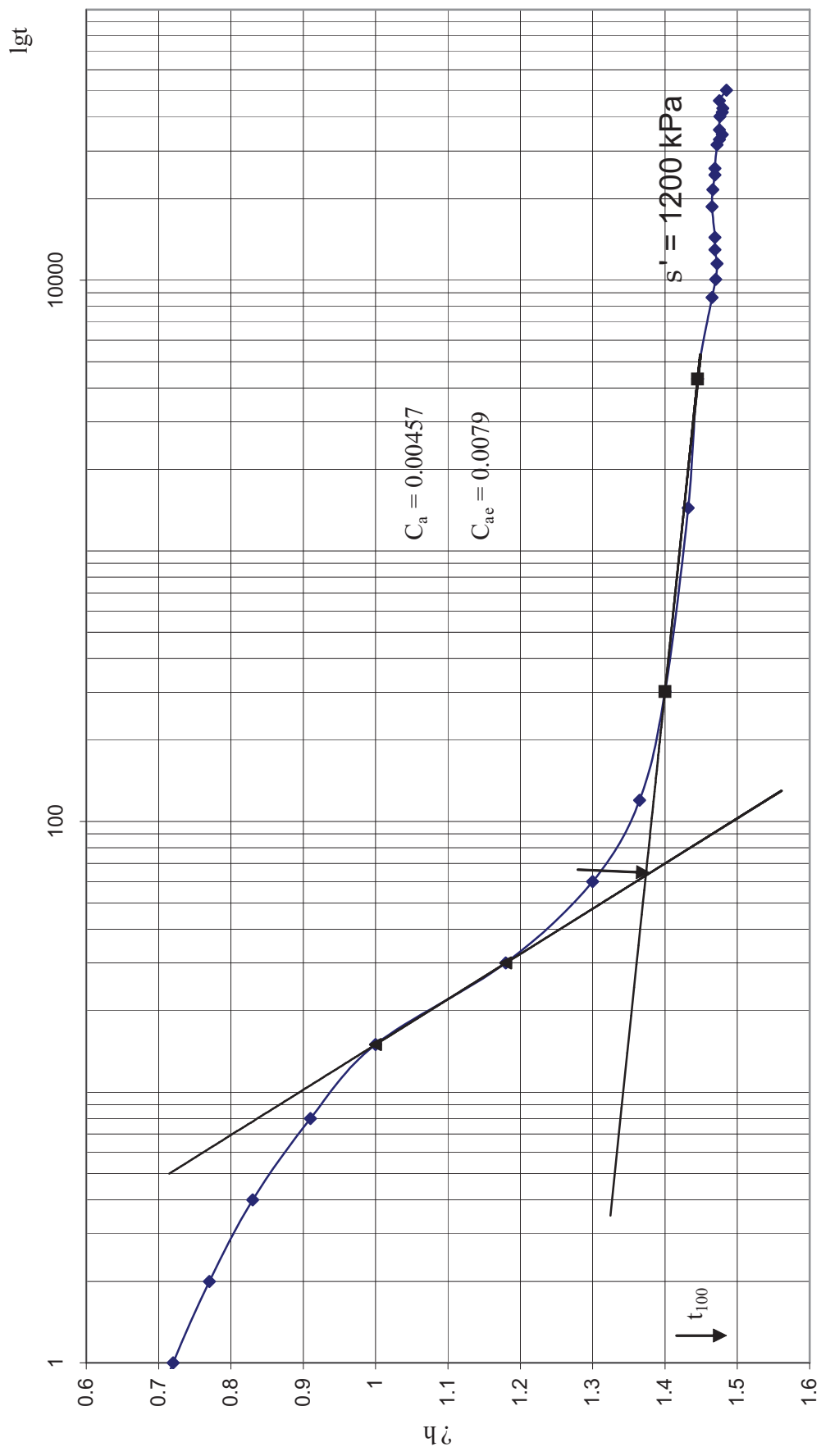


Figure A.5f Courbe de fluage (essai n°6)  
 Prof : 3.40-3.85m

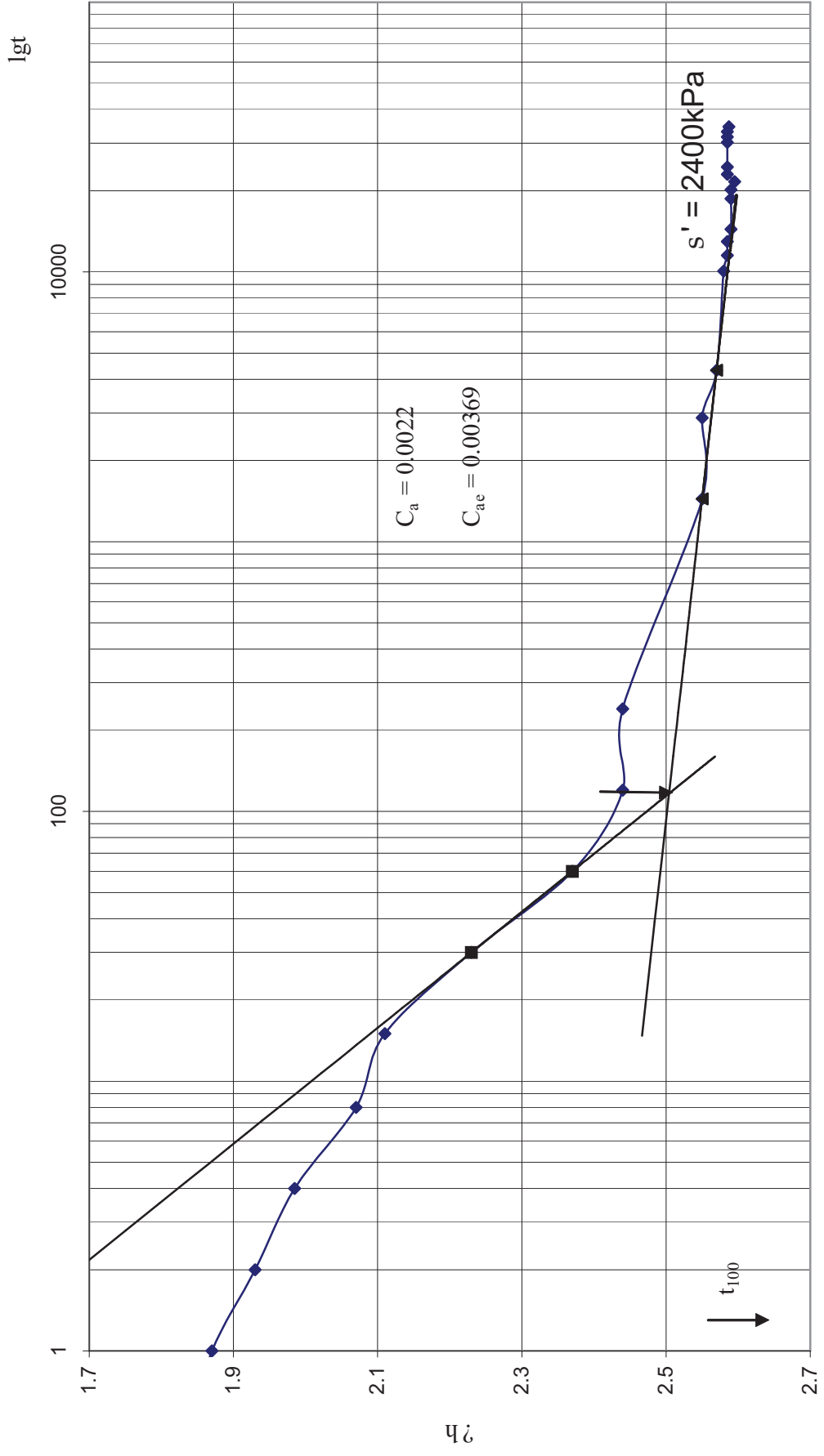


Figure A.6a Courbe de fluage (essai n°1)  
Prof : 7.90 - 8.20 m

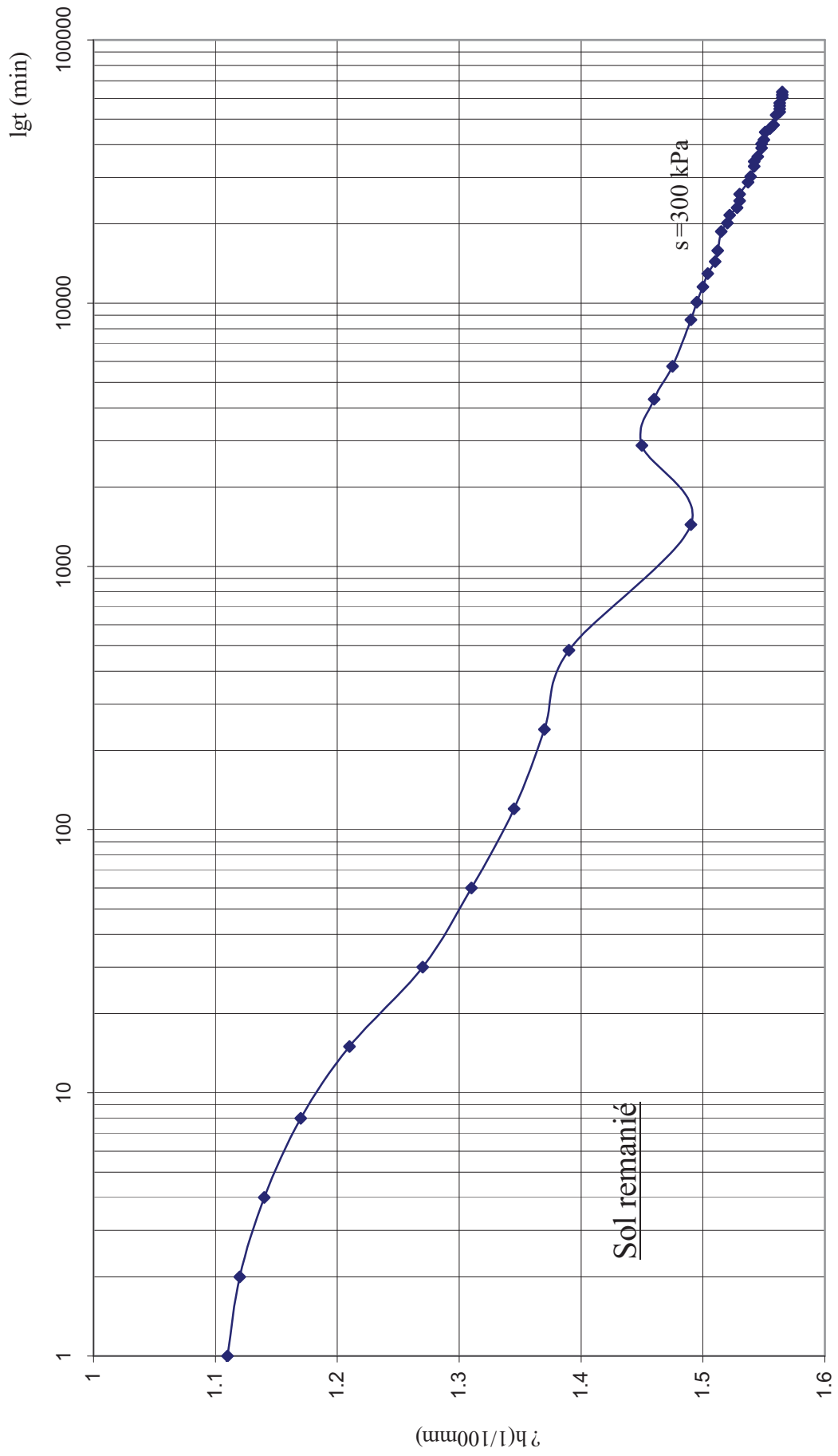


Figure A.6b Courbe de fluage (essai n°2)  
 Prof : 7.90-8.20 m

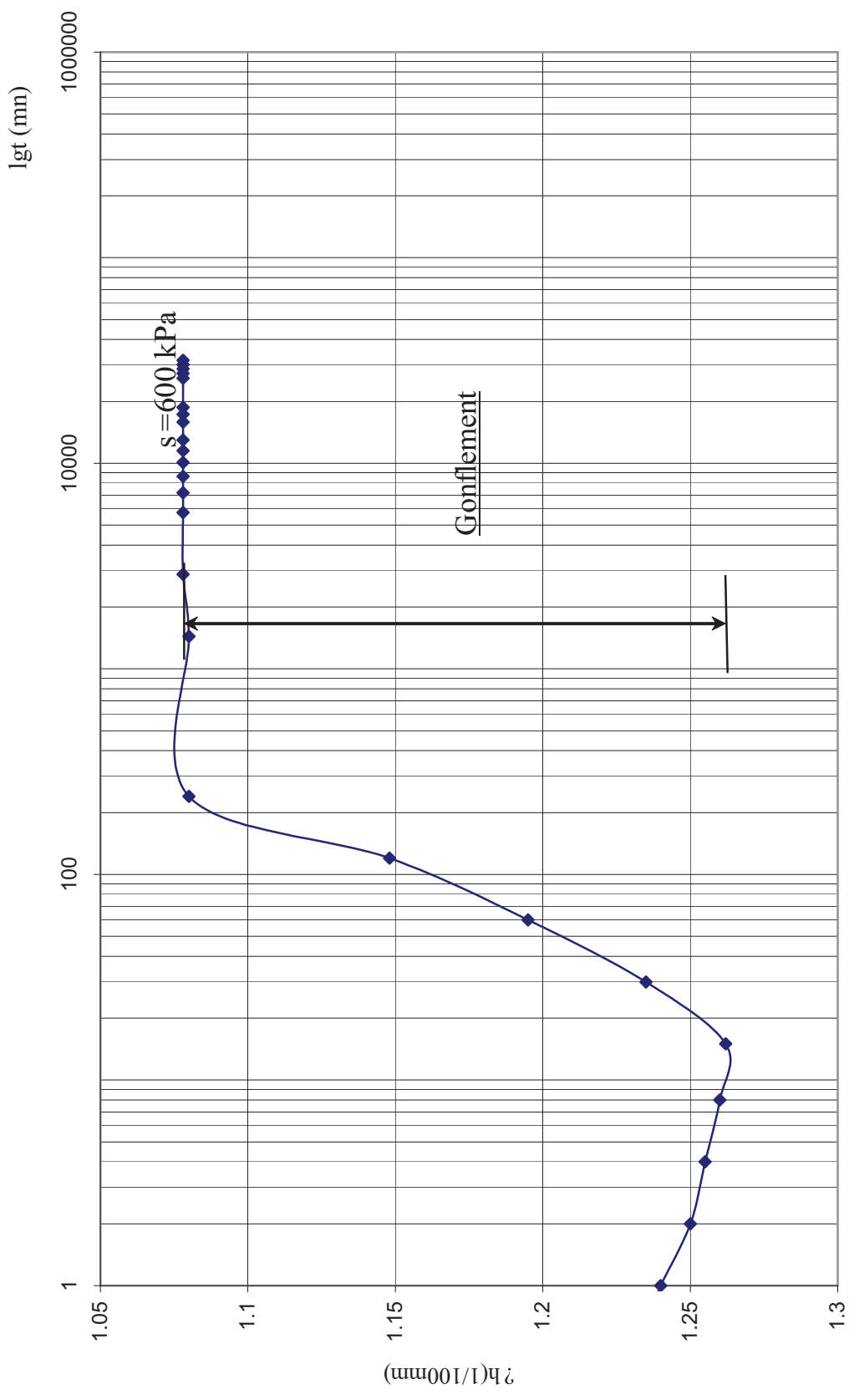


Figure A.6c Courbe de fluage (essai n°3)  
 Prof : 7.90-8.20m

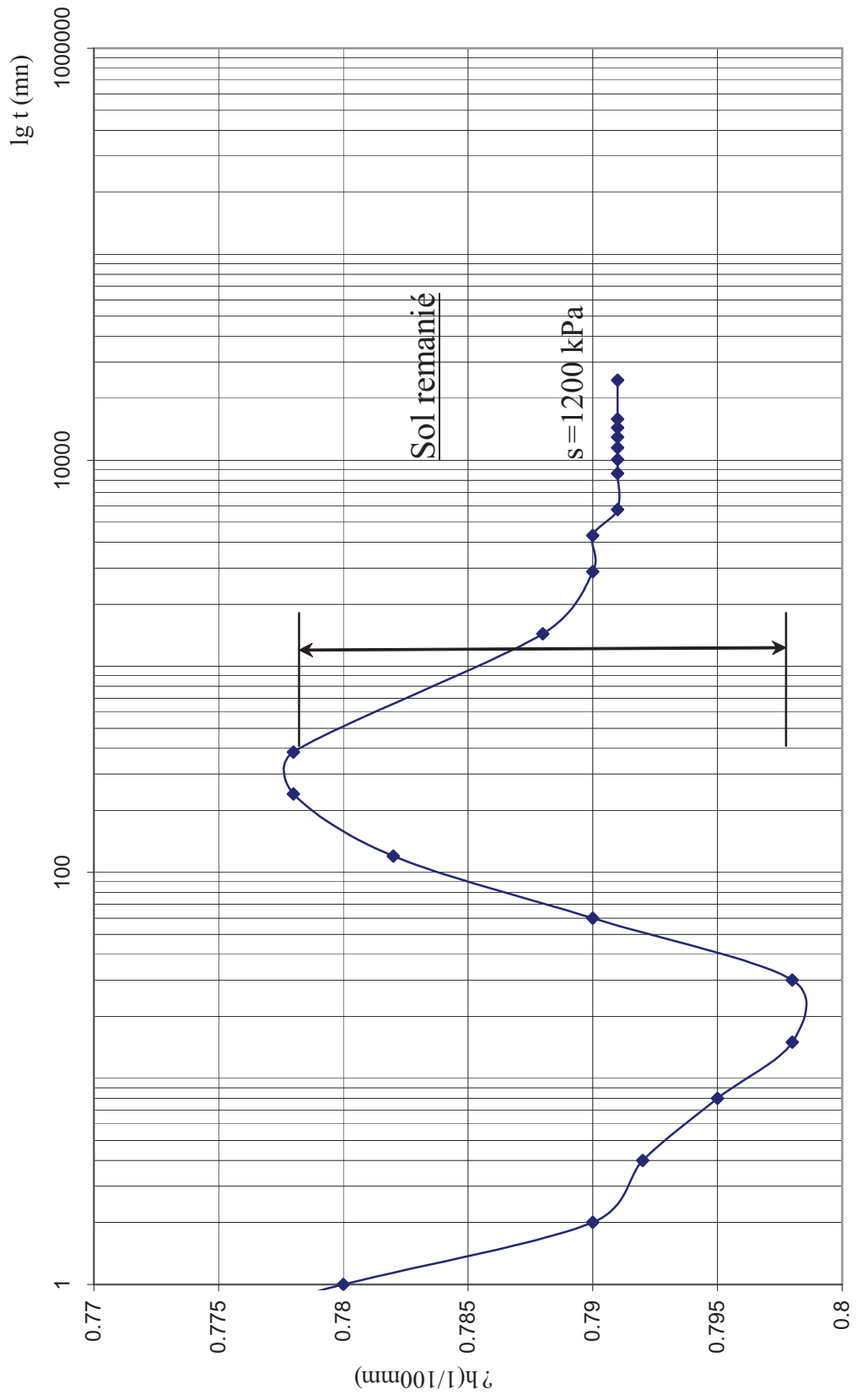


Figure A.6d Courbe de fluage (essai n°4)  
 Prof : 7.90-8.20m

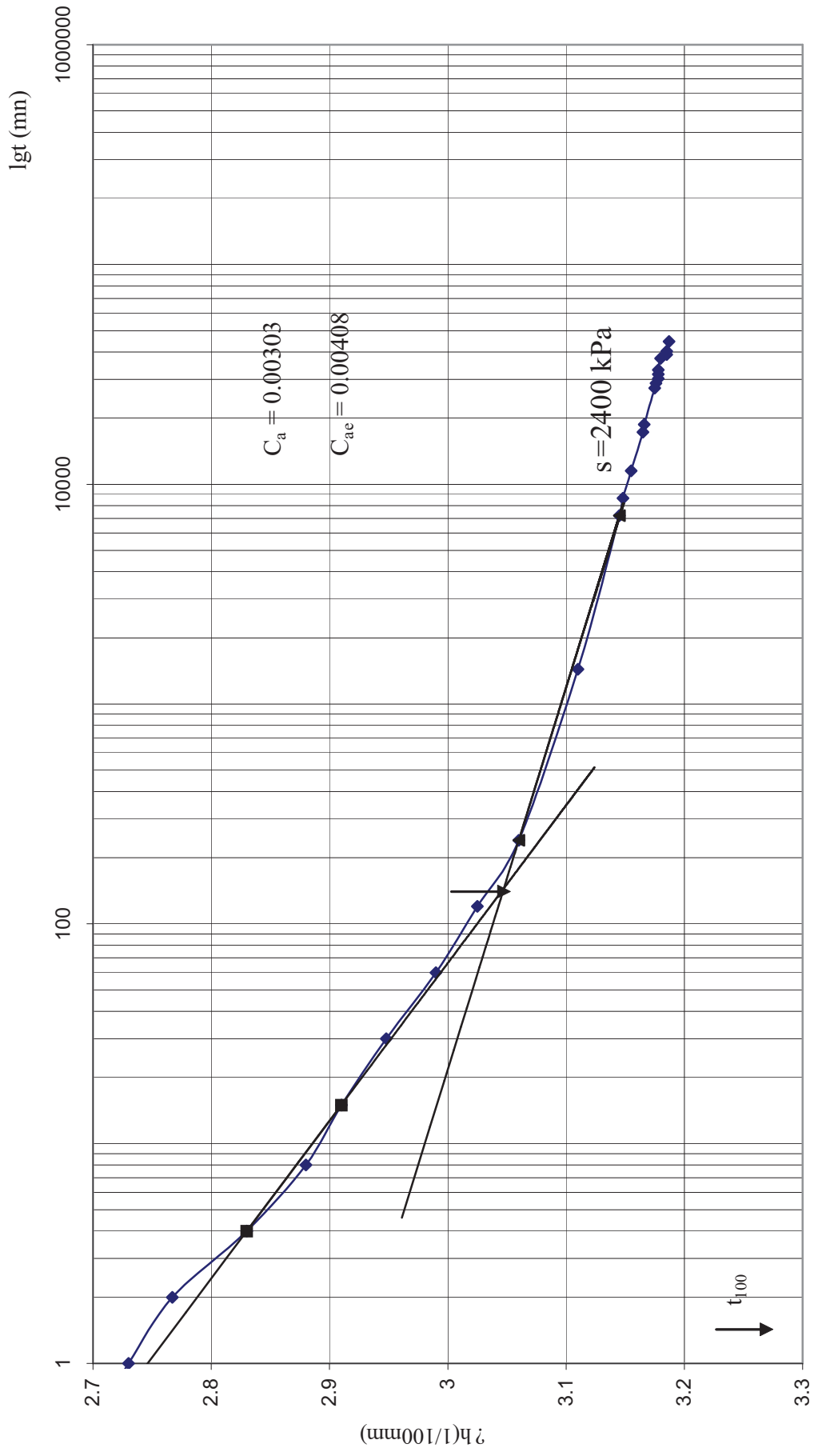


Figure A.7a Courbe de fluage (essai n°5)  
Prof : 7.90 - 8.20m

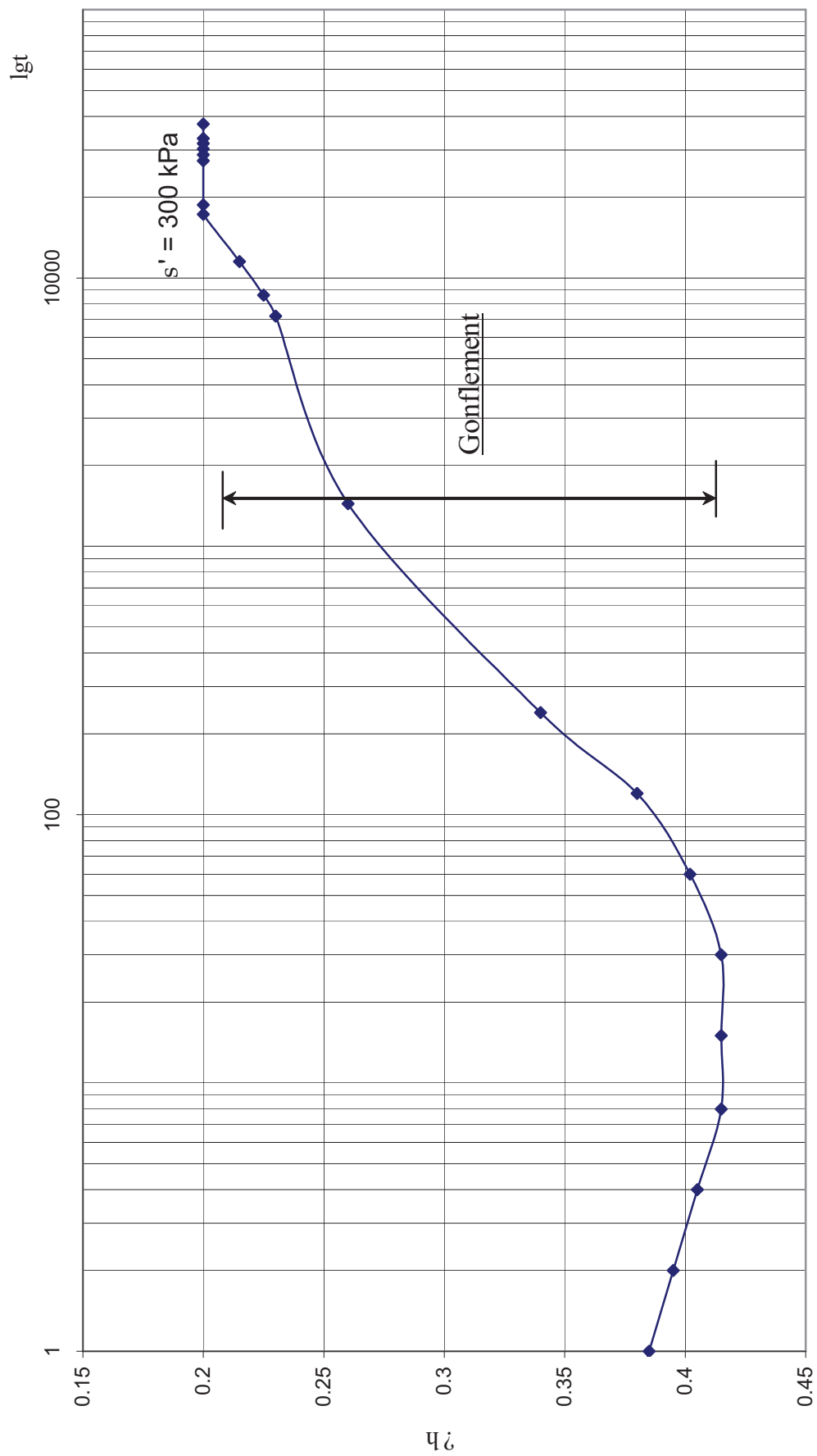


Figure A.7b Courbe de fluage (essai n°6)  
Prof : 7.90 - 8.20m

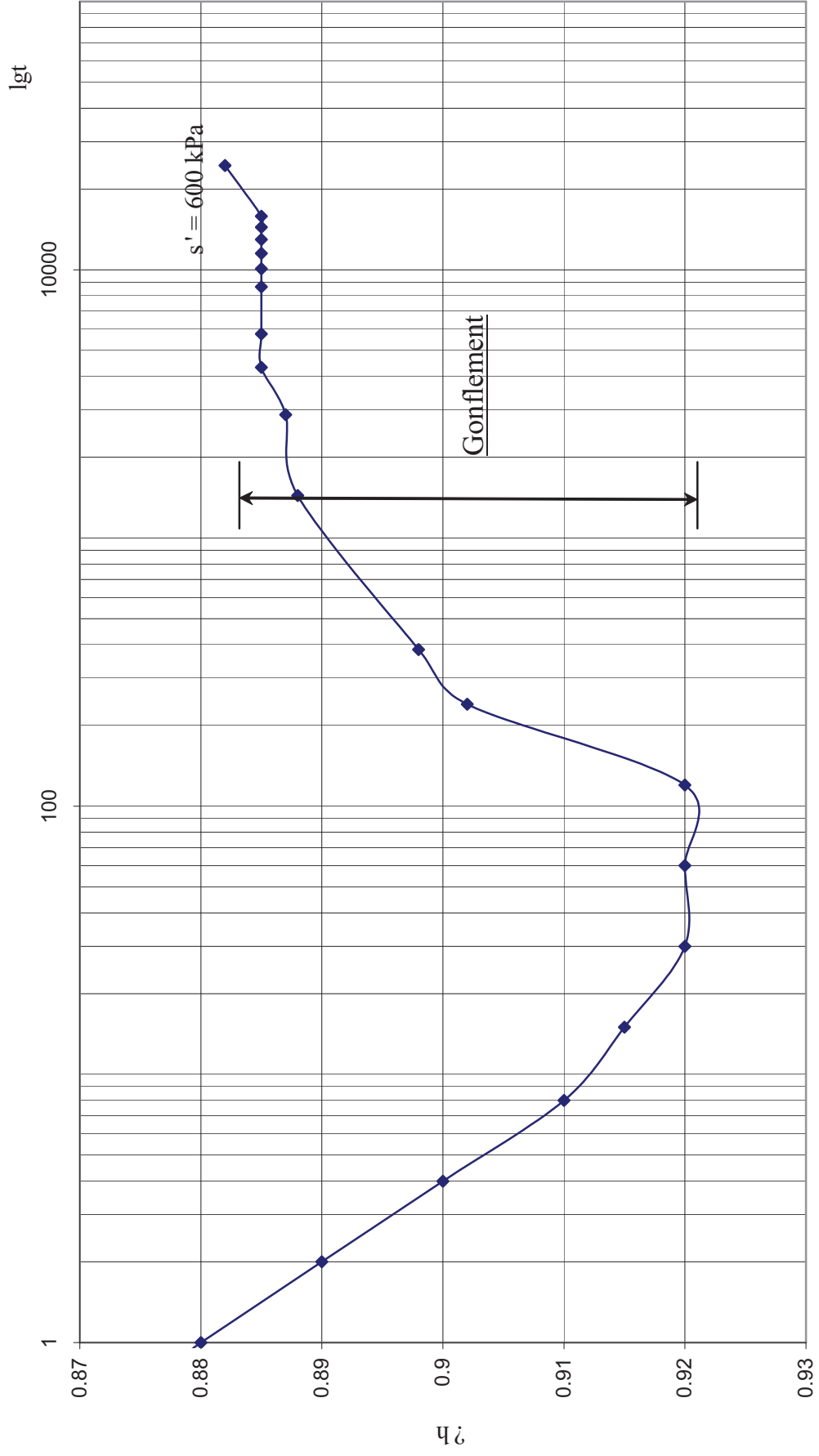


Figure A.7c Courbe de fluage (essai n°7)  
 Prof : 7.90 - 8.20m

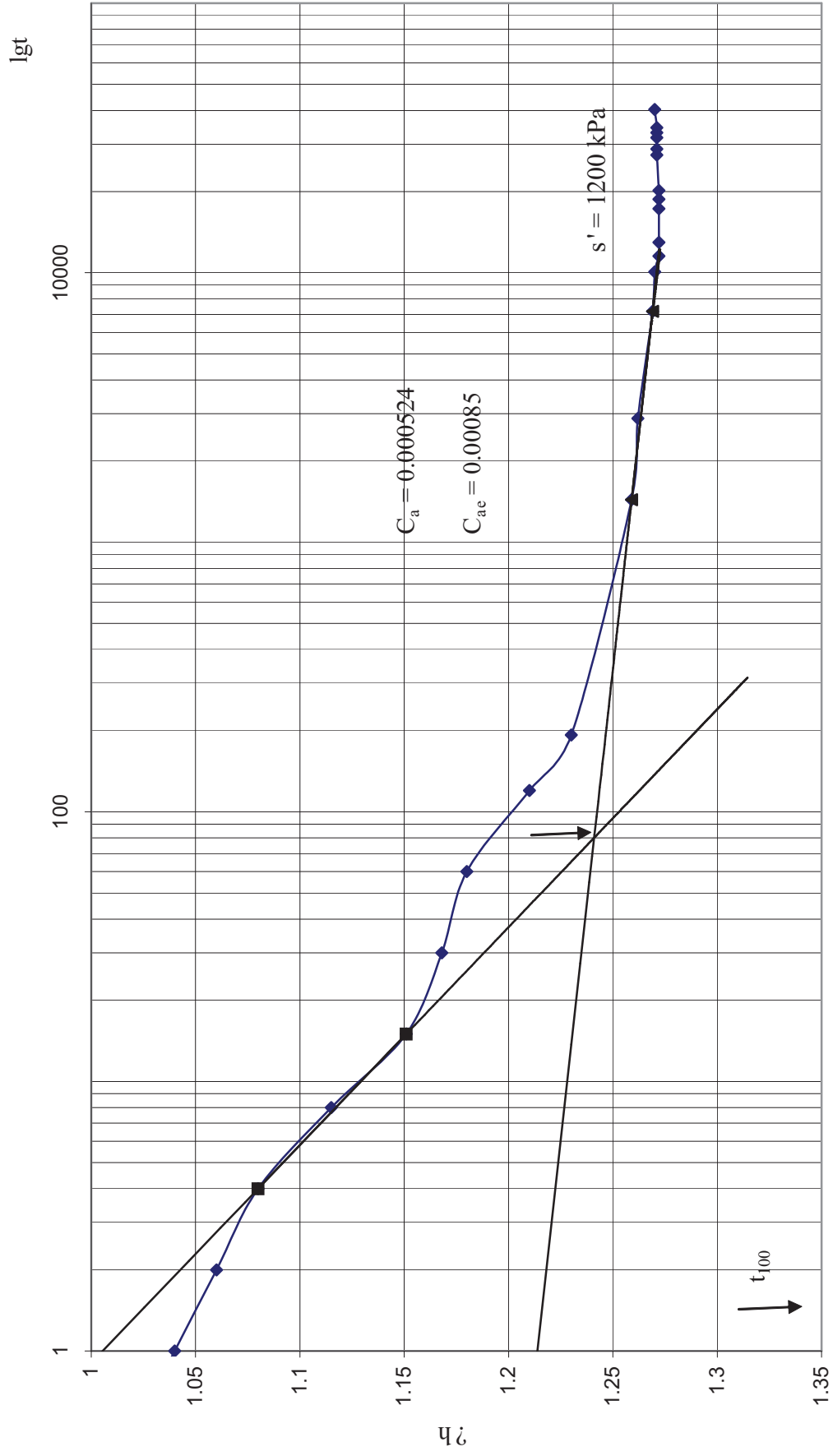
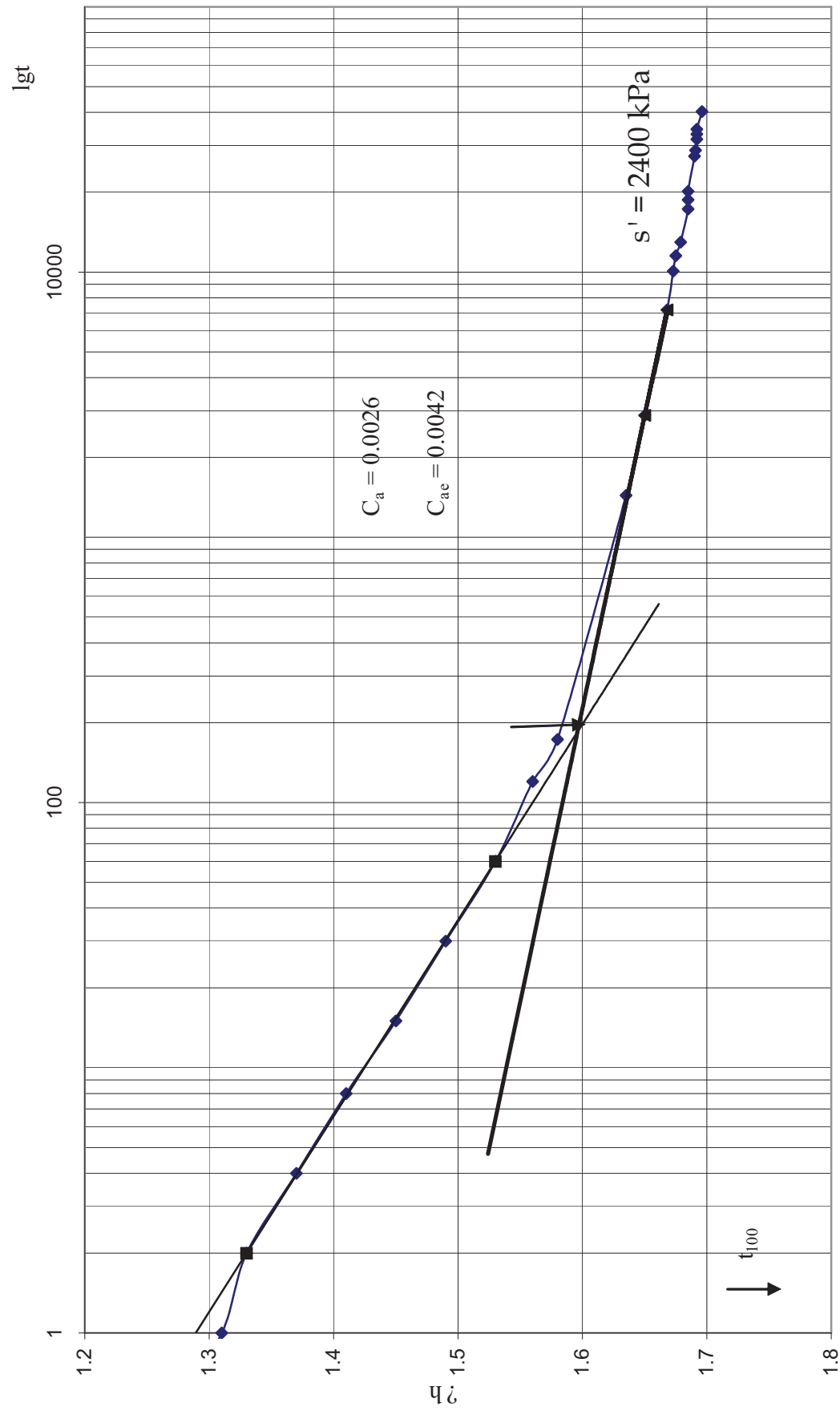


Figure A.7d Courbe de fluage (essai n° 8)  
 Prof : 7.90 - 8.20m





## **B – RESULTATS DES CALCULS**

### **B1. Cas d'une argile surconsolidée (type : argile marneuse de Sidi Hadjes)**

B1.0. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0$

B1.1. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,01$

B1.2. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,02$

B1.3. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,03$

B1.4. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,04$

B1.5. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,05$

### **B2. Cas d'une argile normalement consolidée (type : argile d'Angers, France)**

B2.0. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0$

B2.1. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,01$

B2.2. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,02$

B2.3. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,03$

B2.4. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,04$

B2.5. Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,05$

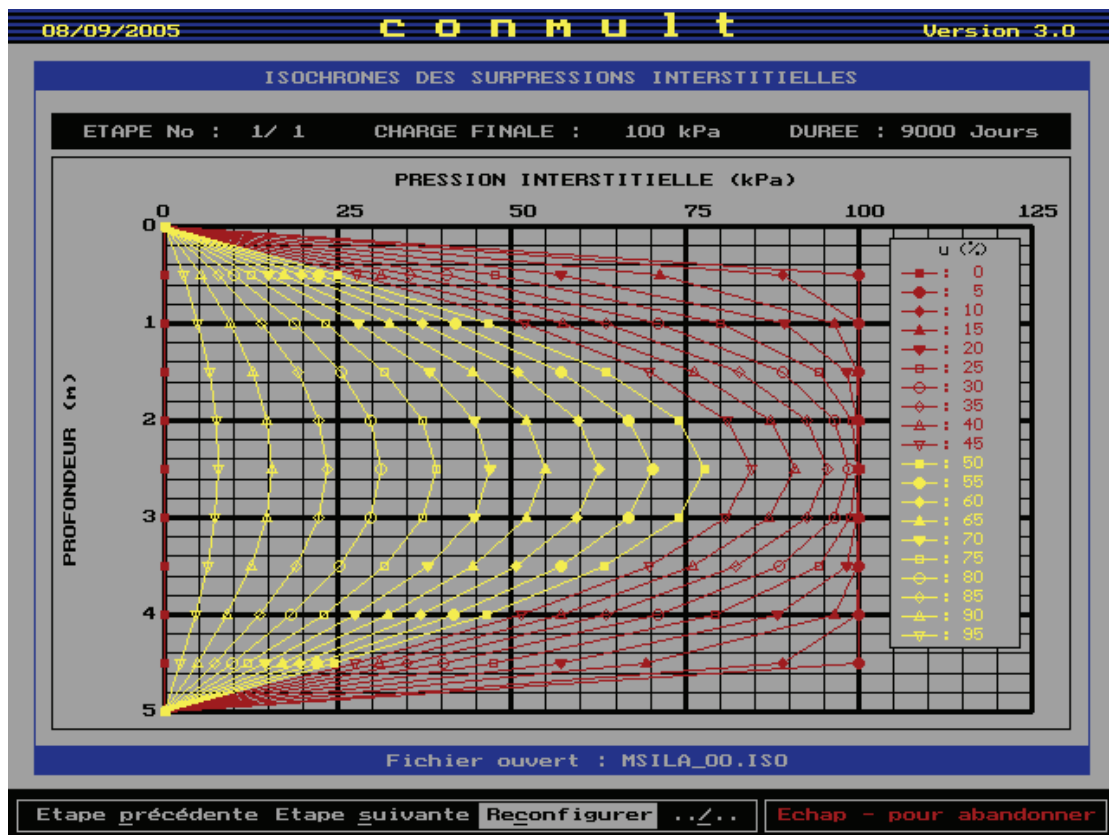
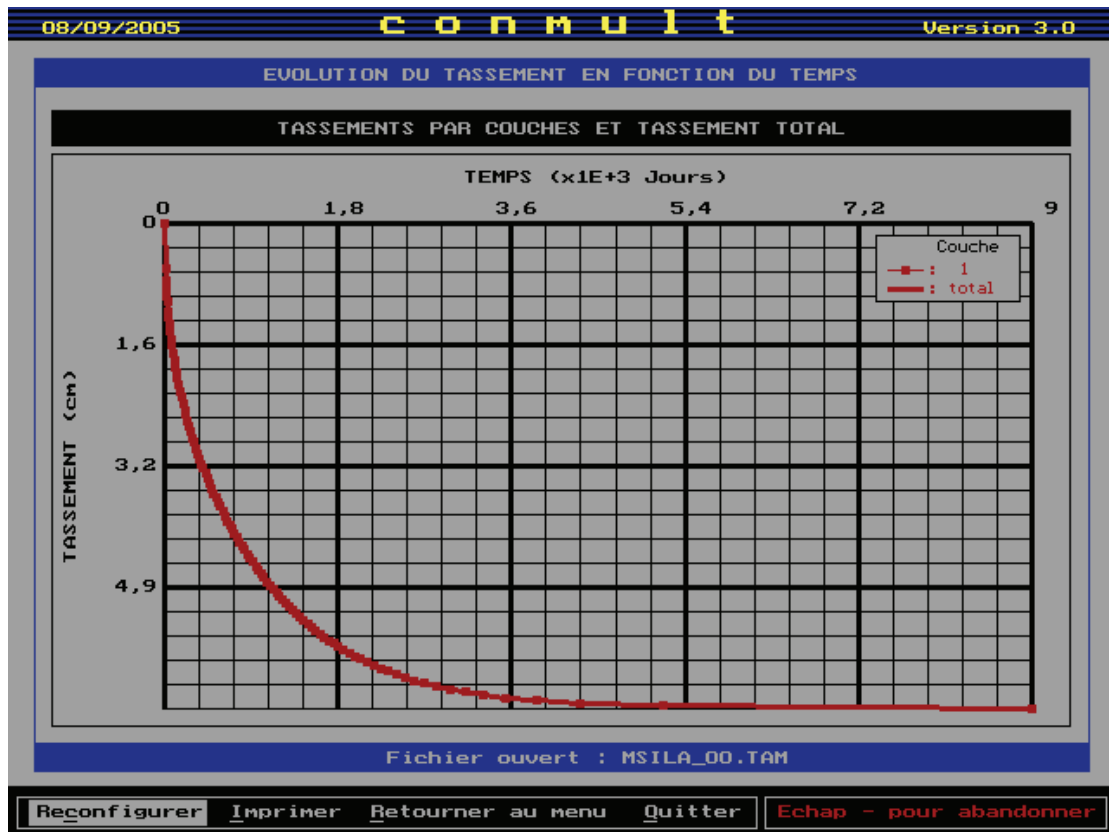


Figure B.1.0 Cas d'une argile surconsolidée (type : argile marneuse de Sidi Hadjres)  
 Calcul avec  $C_{\alpha e}=0$ .

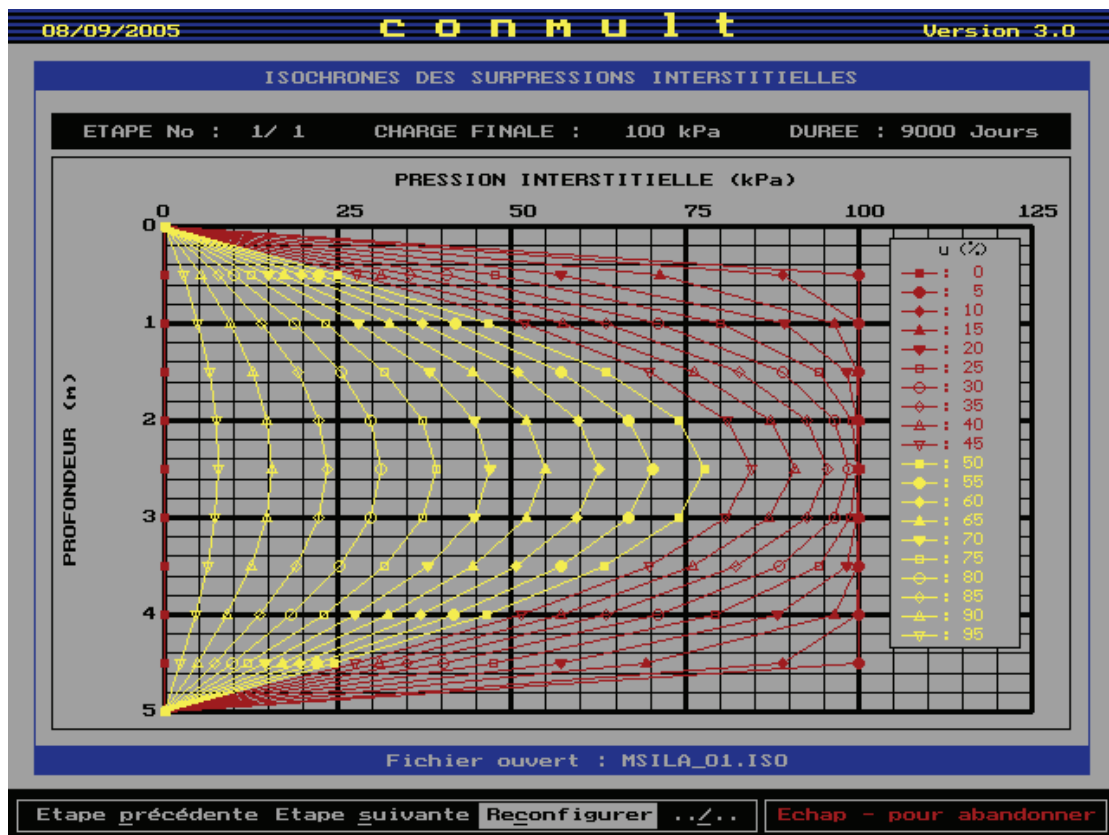
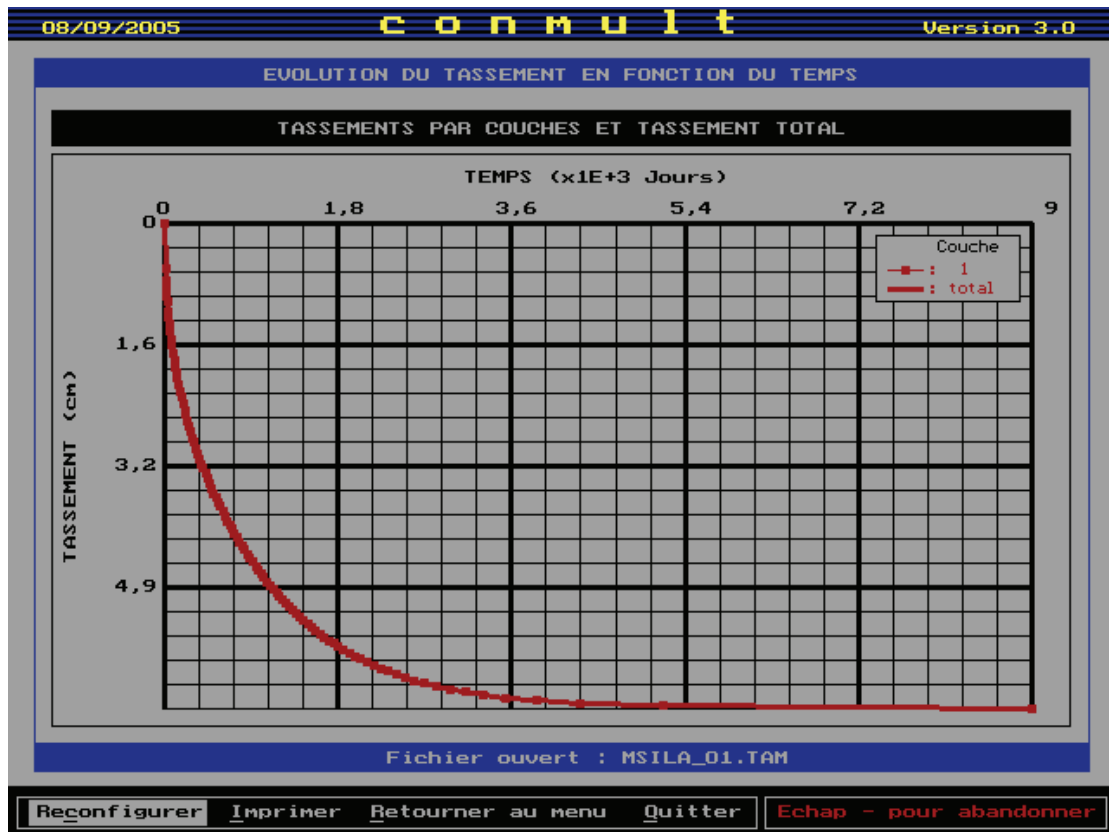


Figure B.1.1 Cas d'une argile surconsolidée (type : argile marneuse de Sidi Hadjres)  
 Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,01$ .

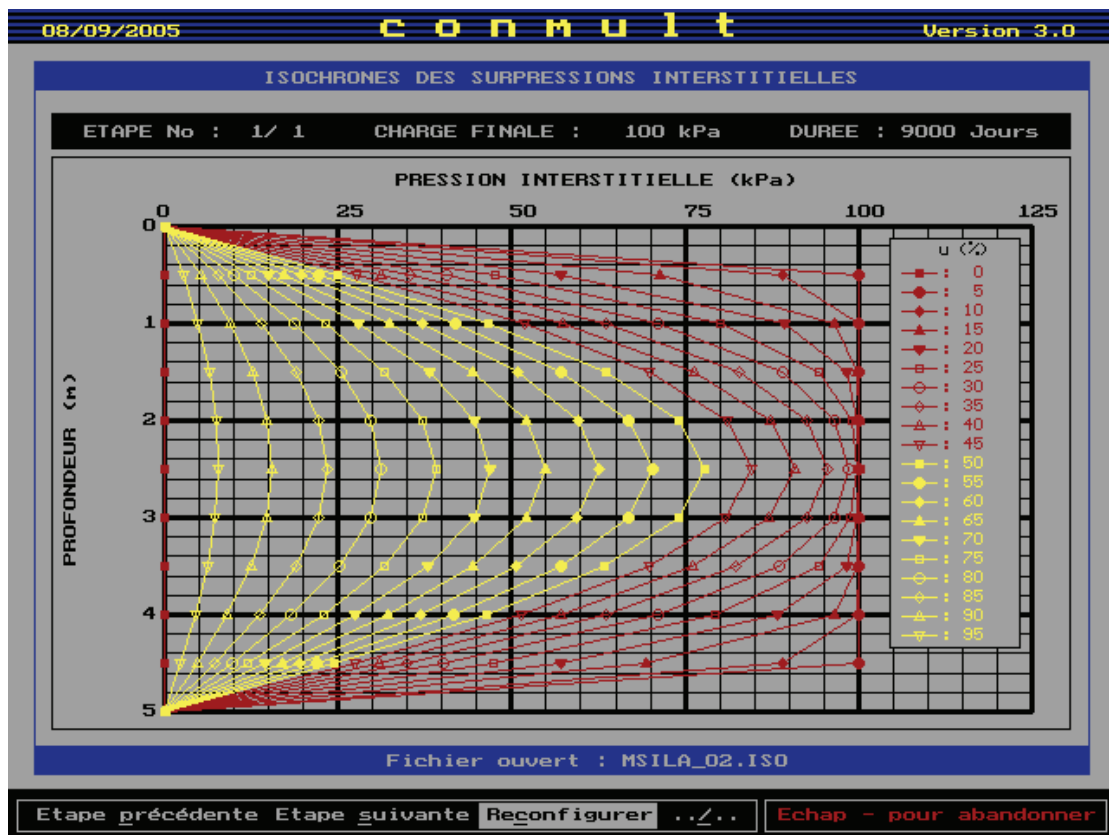
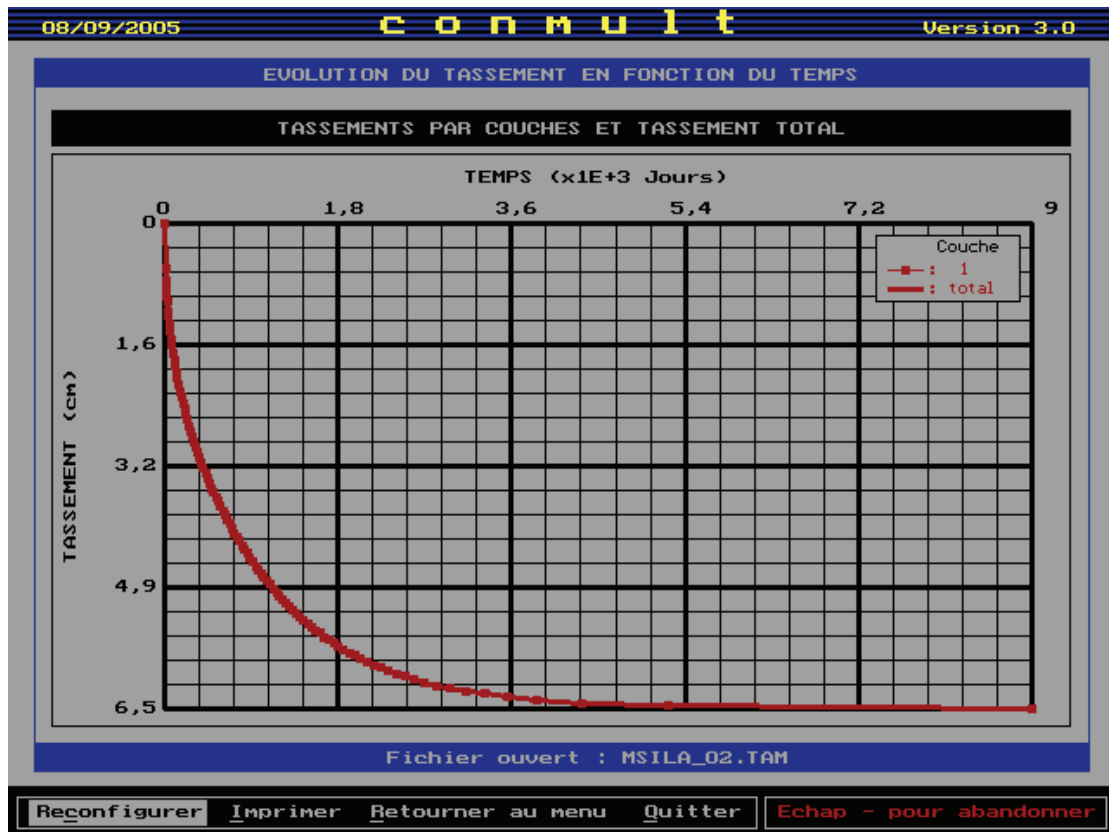


Figure B.1.2 Cas d'une argile surconsolidée (type : argile marneuse de Sidi Hadjres)  
 Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,02$ .

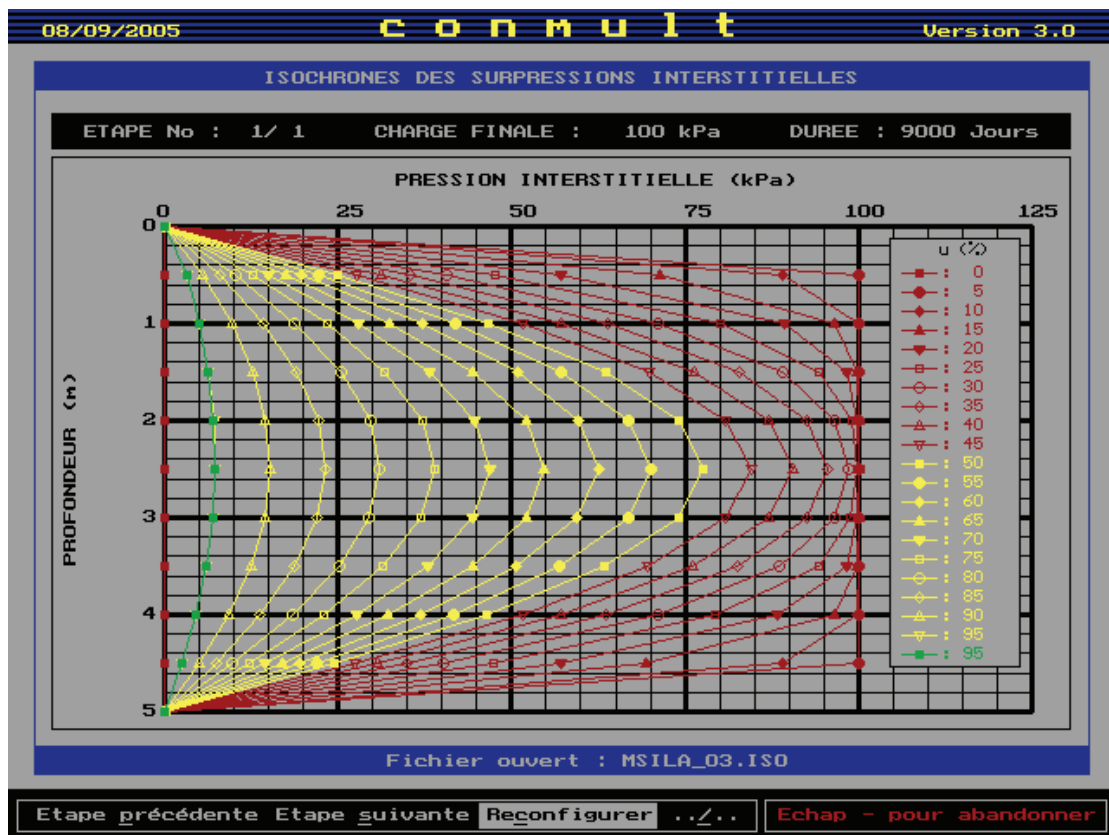
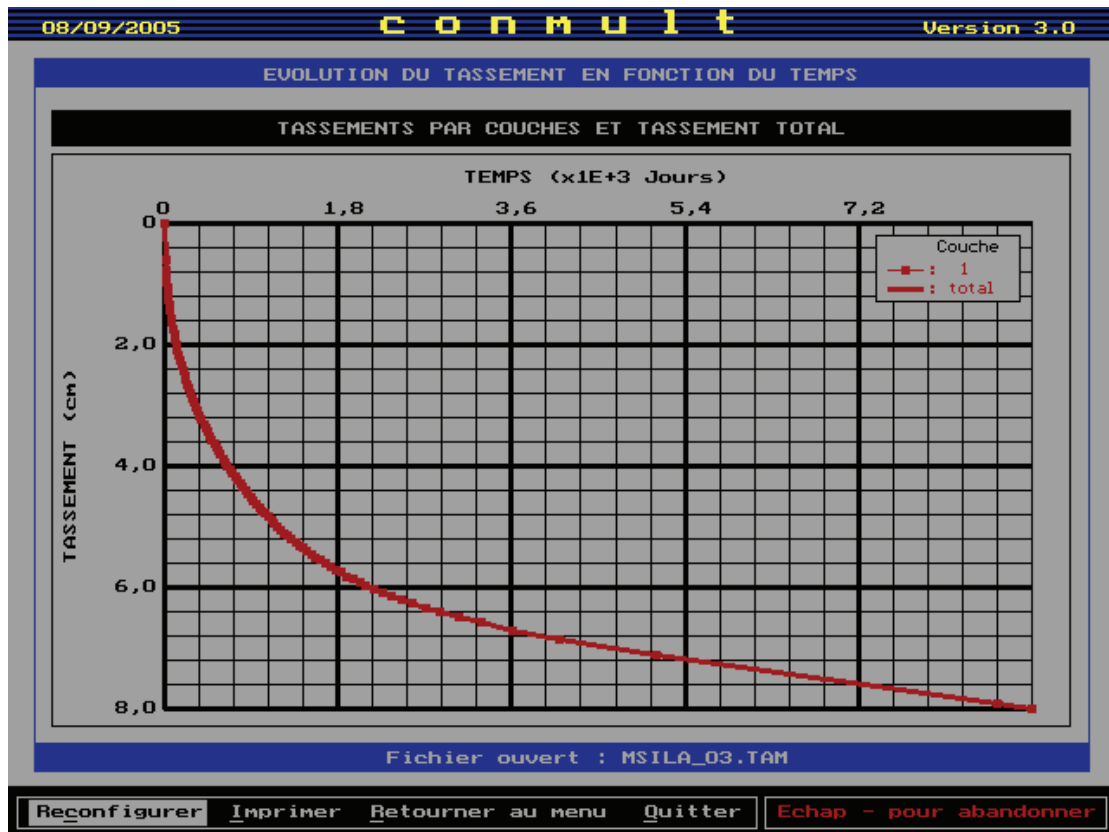


Figure B.1.3 Cas d'une argile surconsolidée (type : argile marneuse de Sidi Hadjres)  
 Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,03$ .

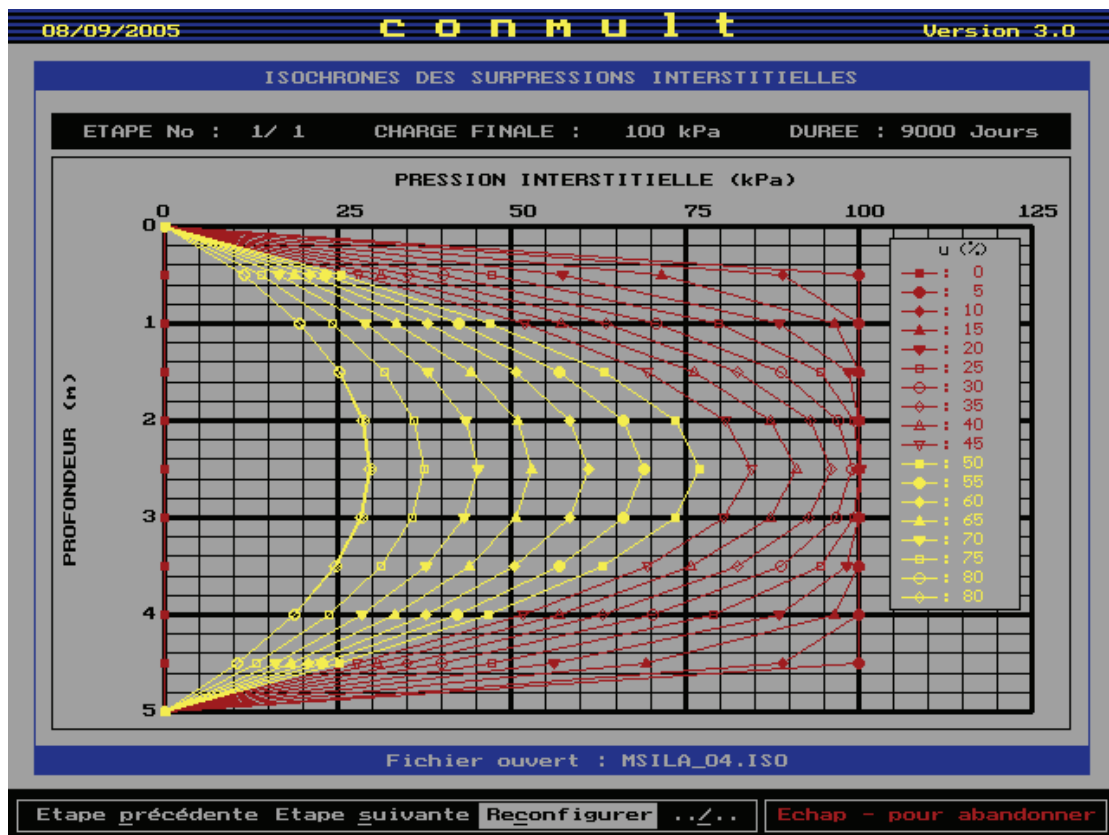
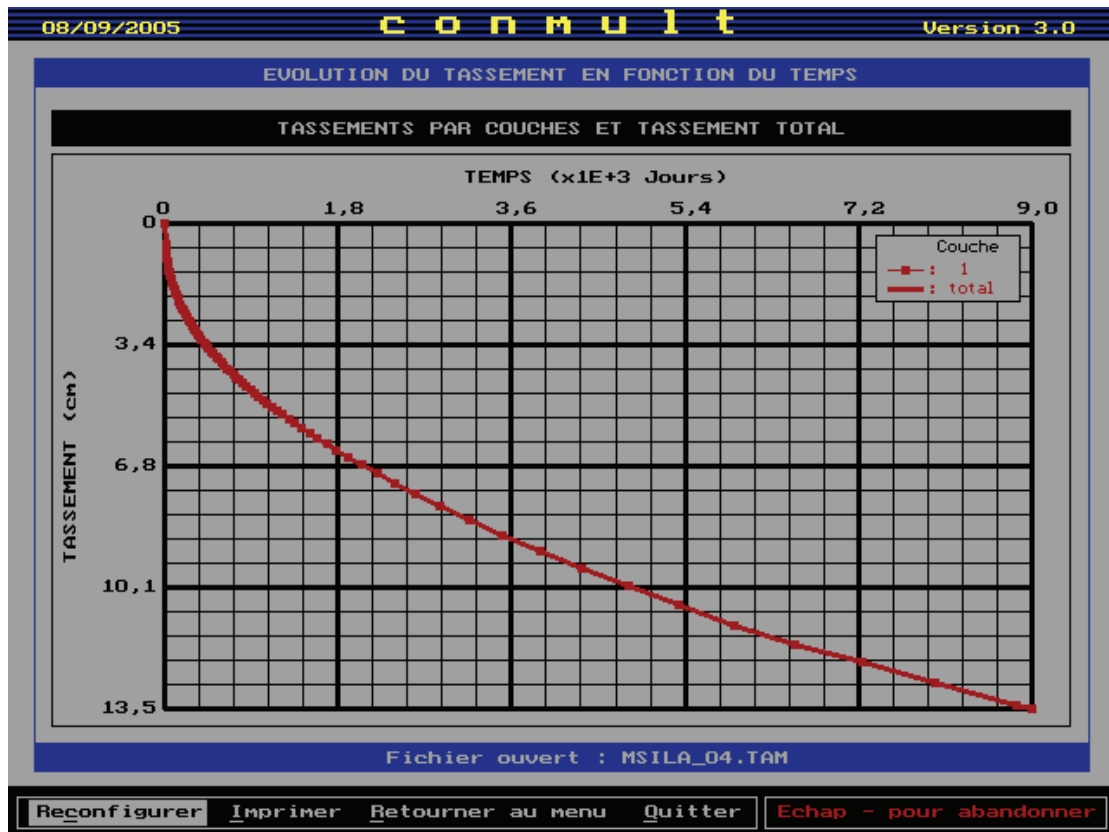


Figure B.1.4 Cas d'une argile surconsolidée (type : argile marneuse de Sidi Hadjres)  
Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,04$ .

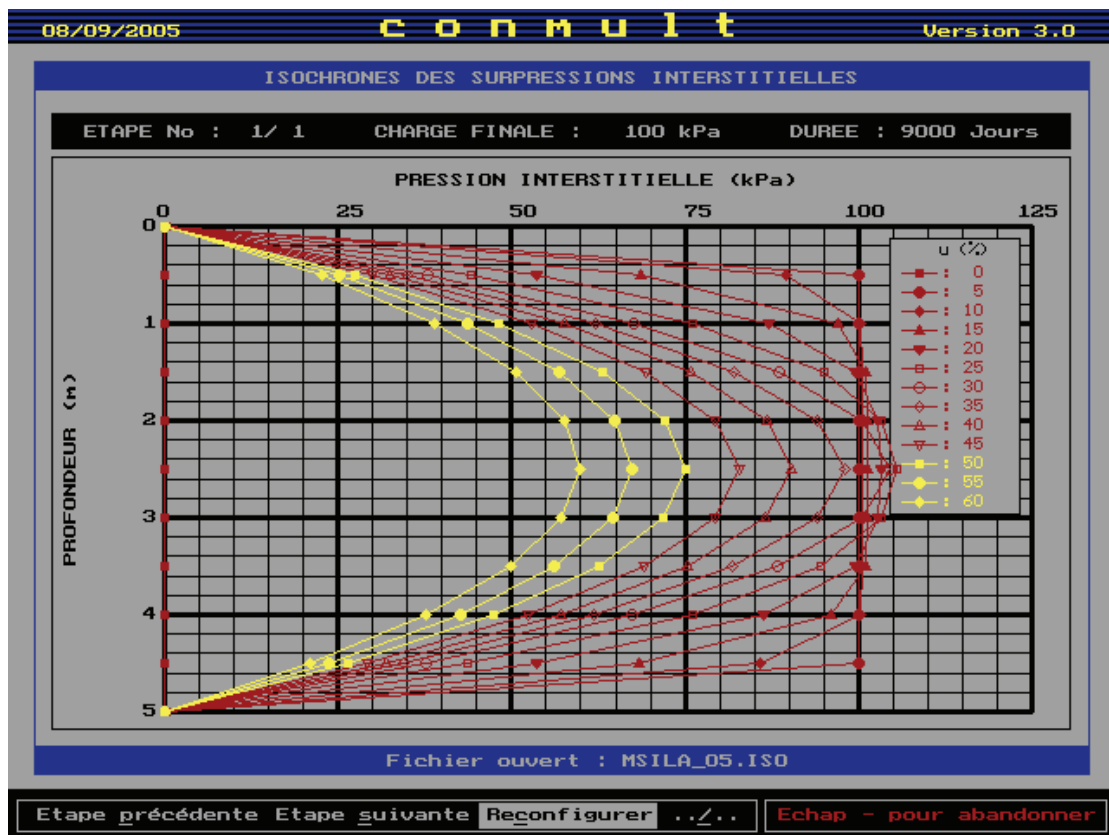
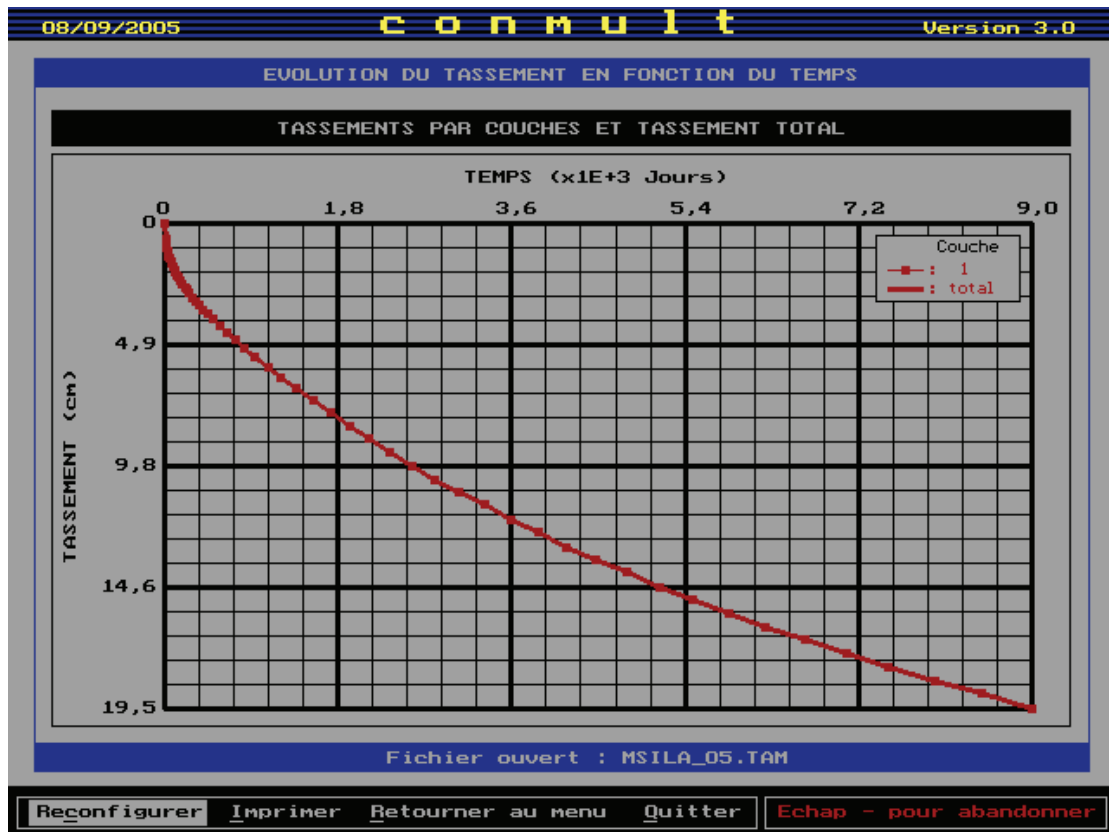


Figure B.1.5 Cas d'une argile surconsolidée (type : argile marneuse de Sidi Hadjres)  
 Calcul avec  $C_{\alpha e} = 0,05$ .

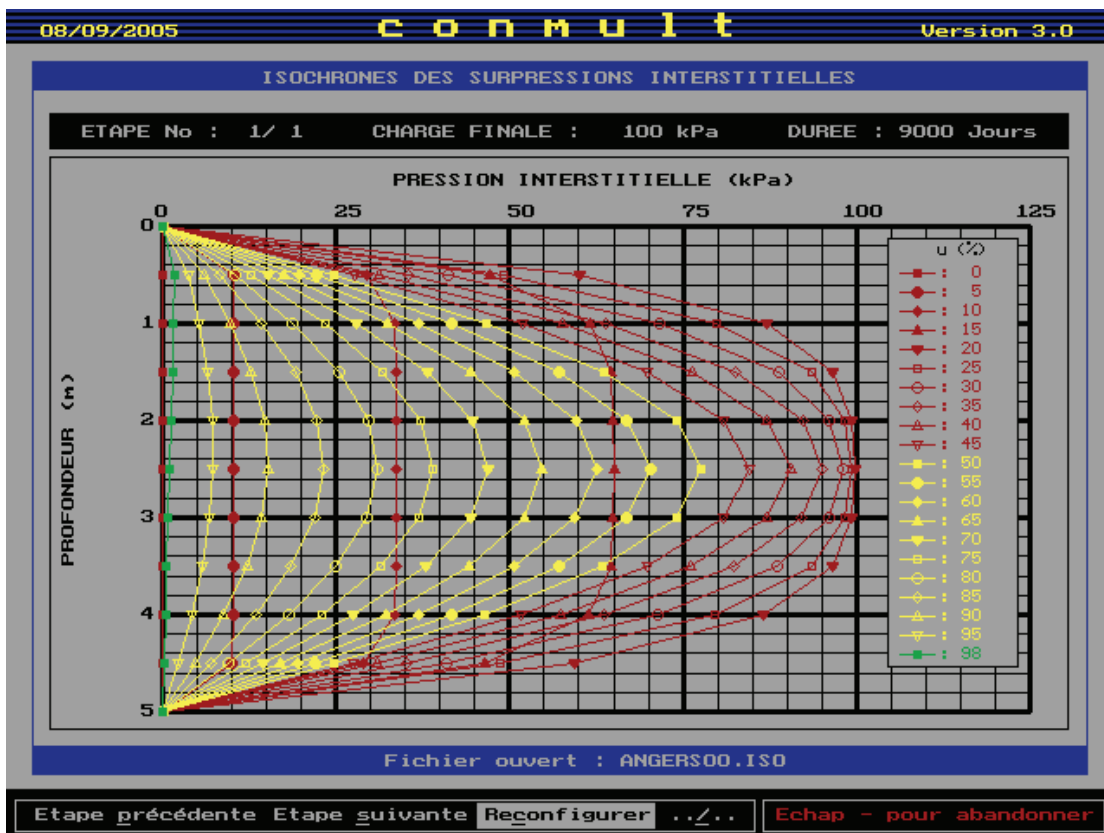
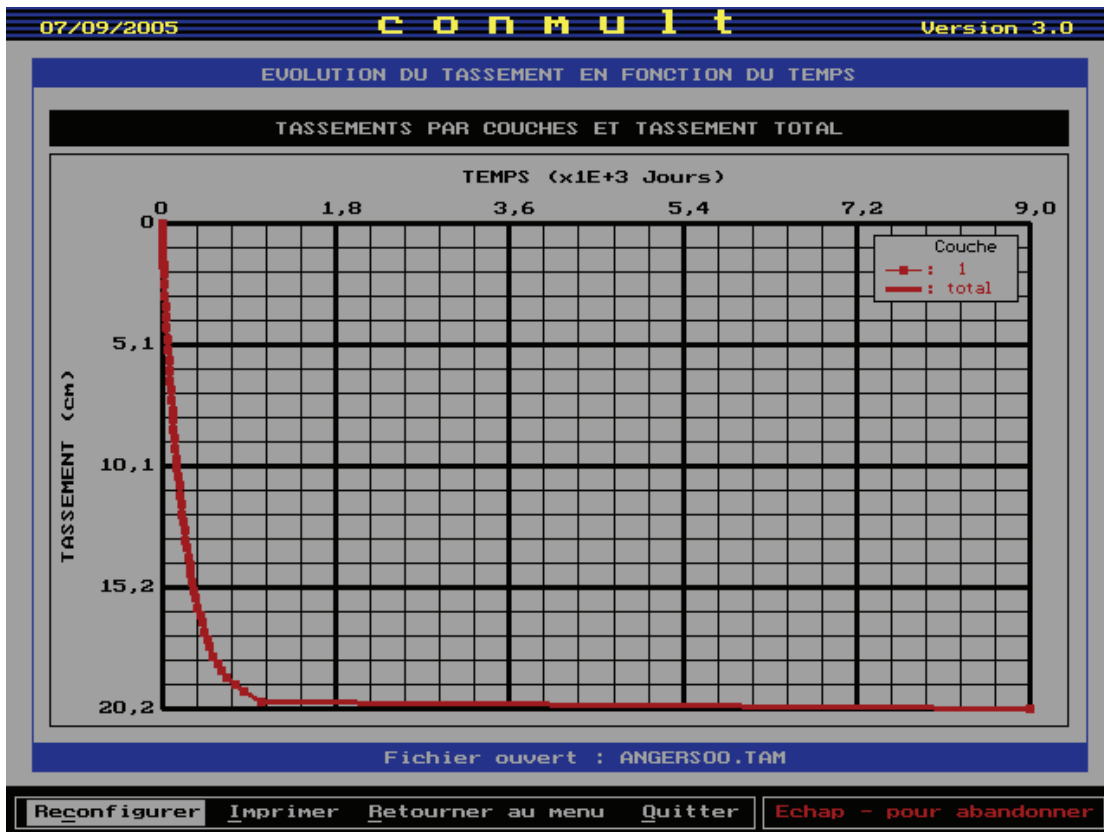


Figure B.2.0 Cas d'une argile normalement consolidée (type : argile d'Angers)  
 Calcul avec  $C_{\alpha e}=0$ .

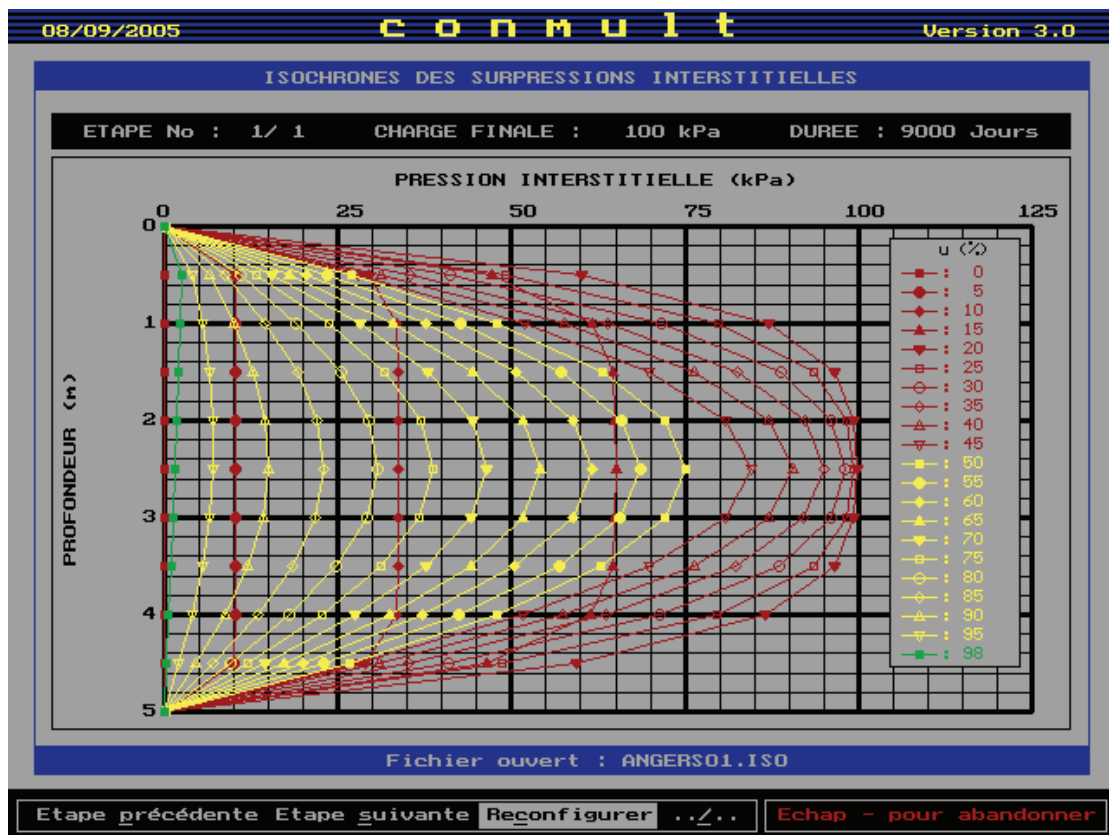
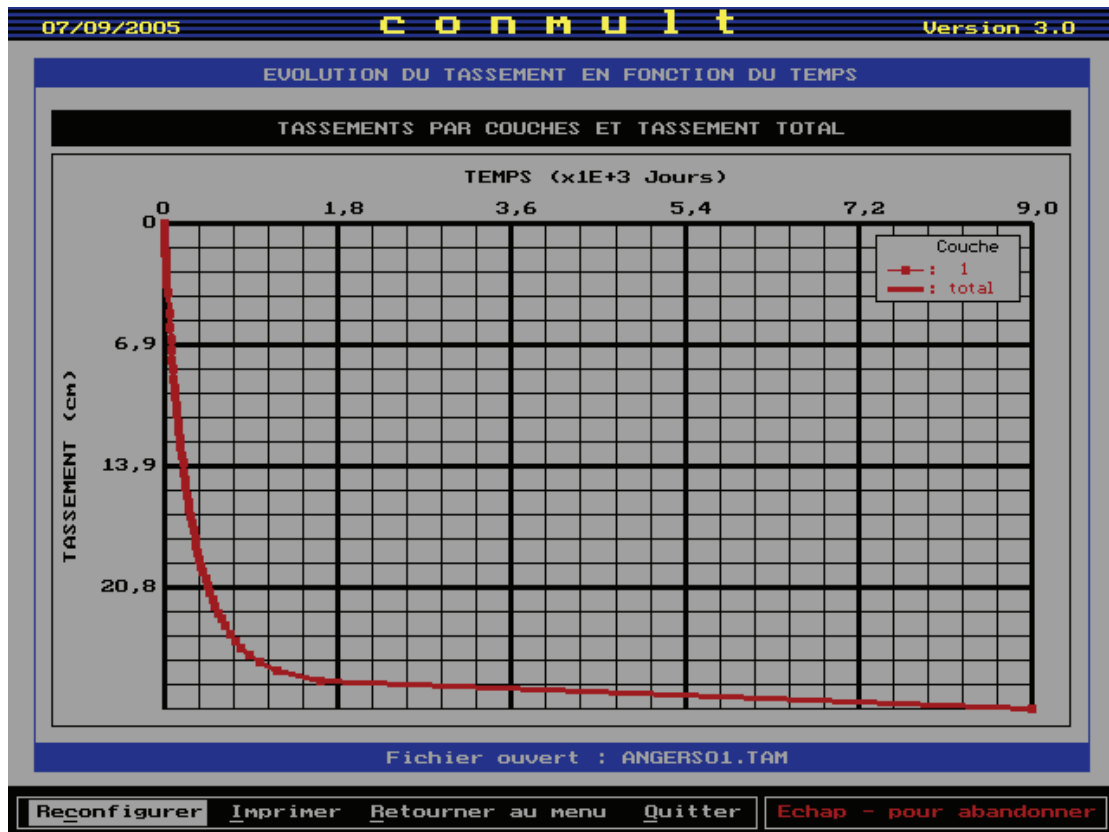


Figure B.2.1 Cas d'une argile normalement consolidée (type : argile d'Angers)  
Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,01$ .

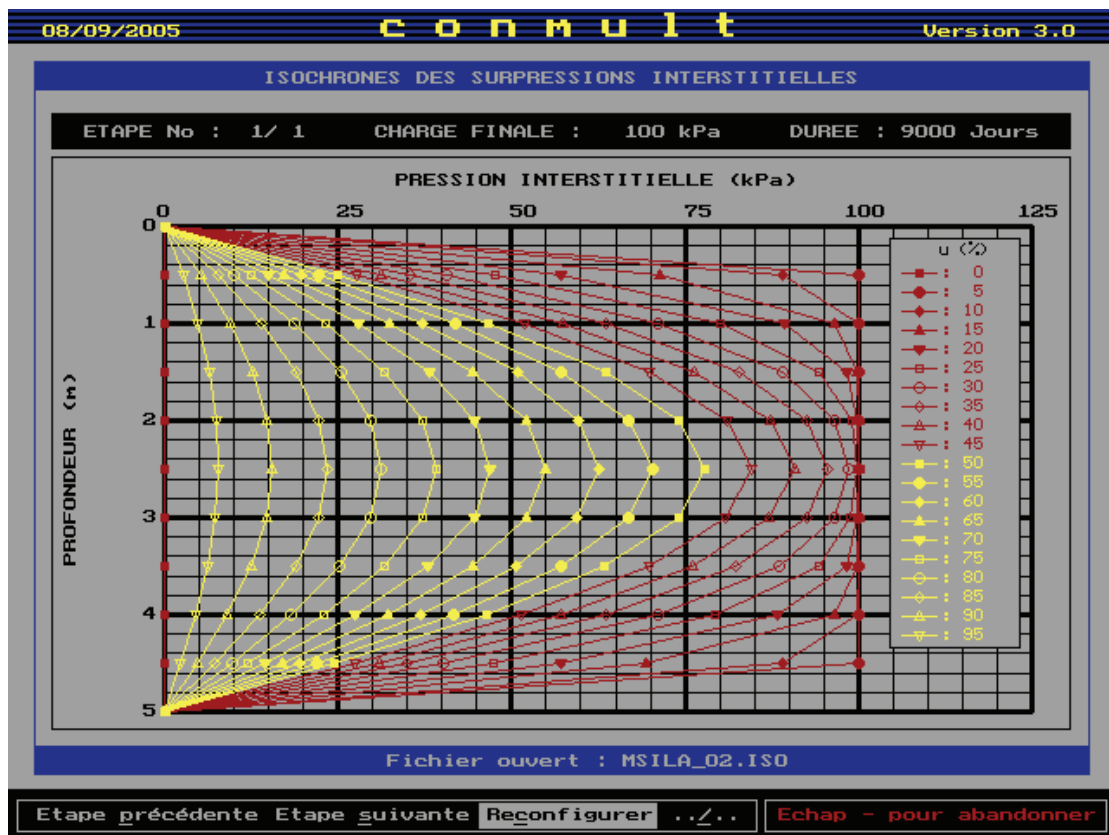
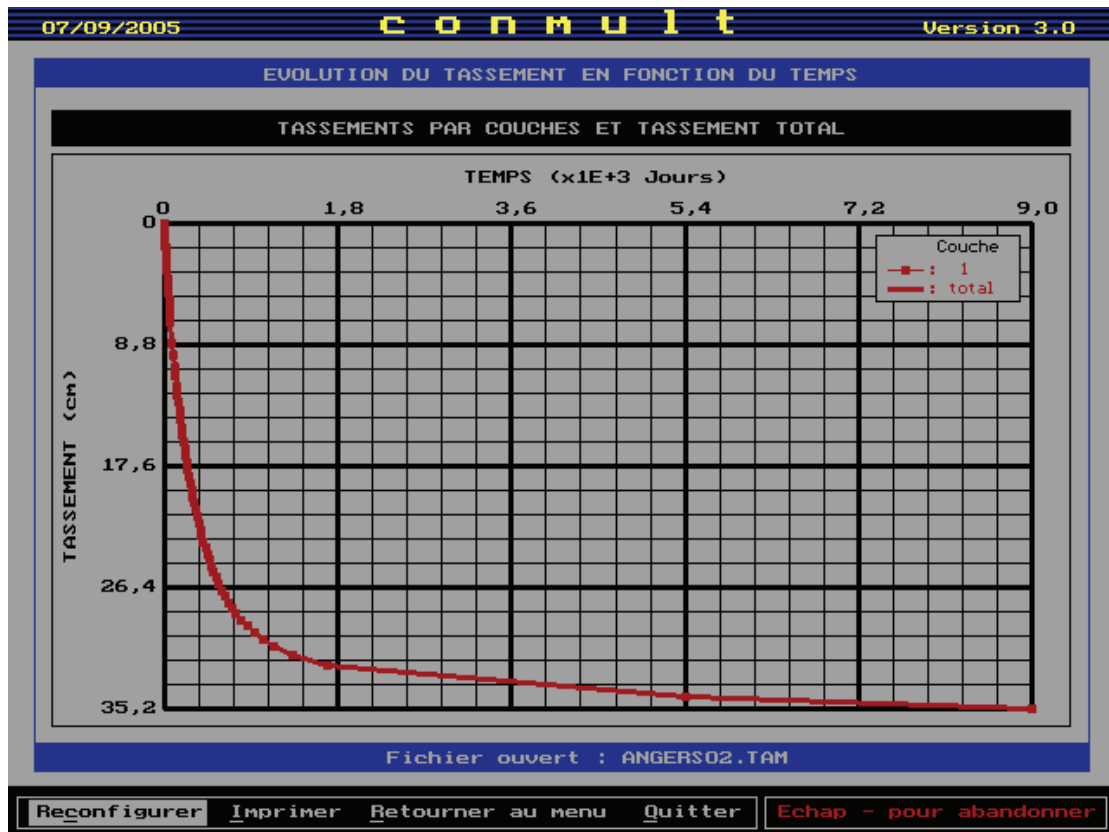


Figure B.2.2 Cas d'une argile normalement consolidée (type : argile d'Angers)  
 Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,02$ .

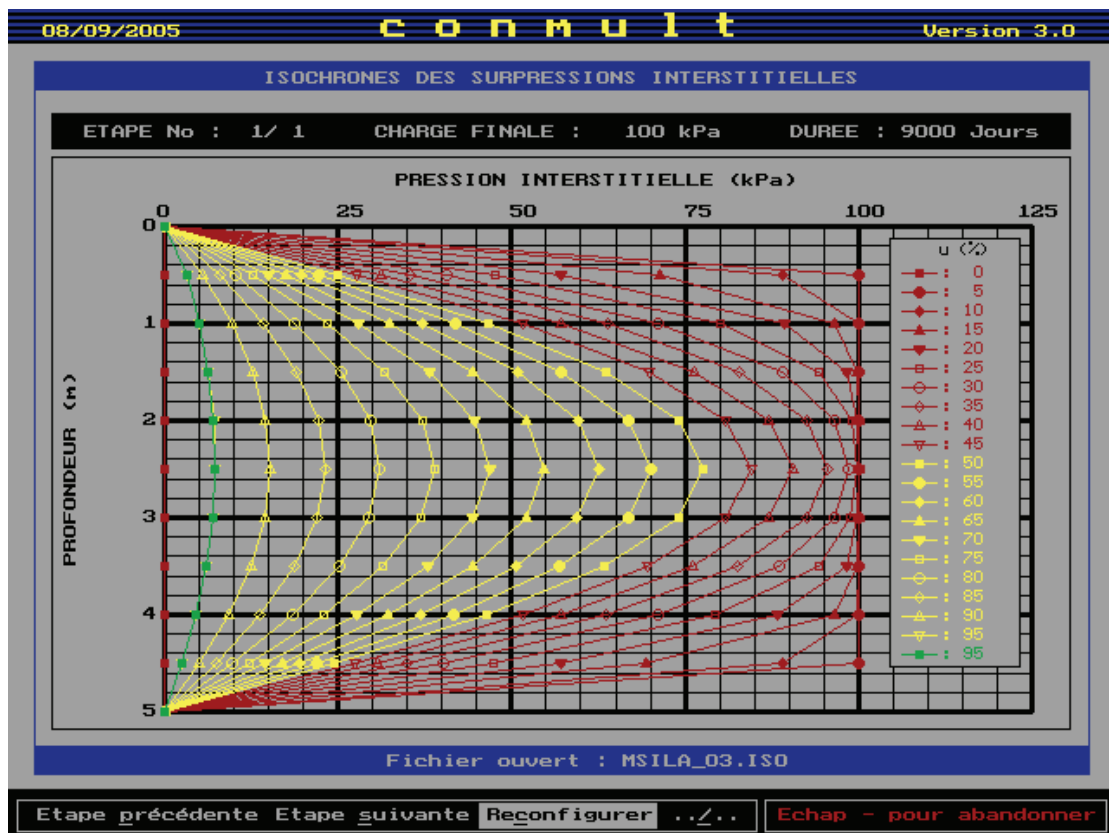
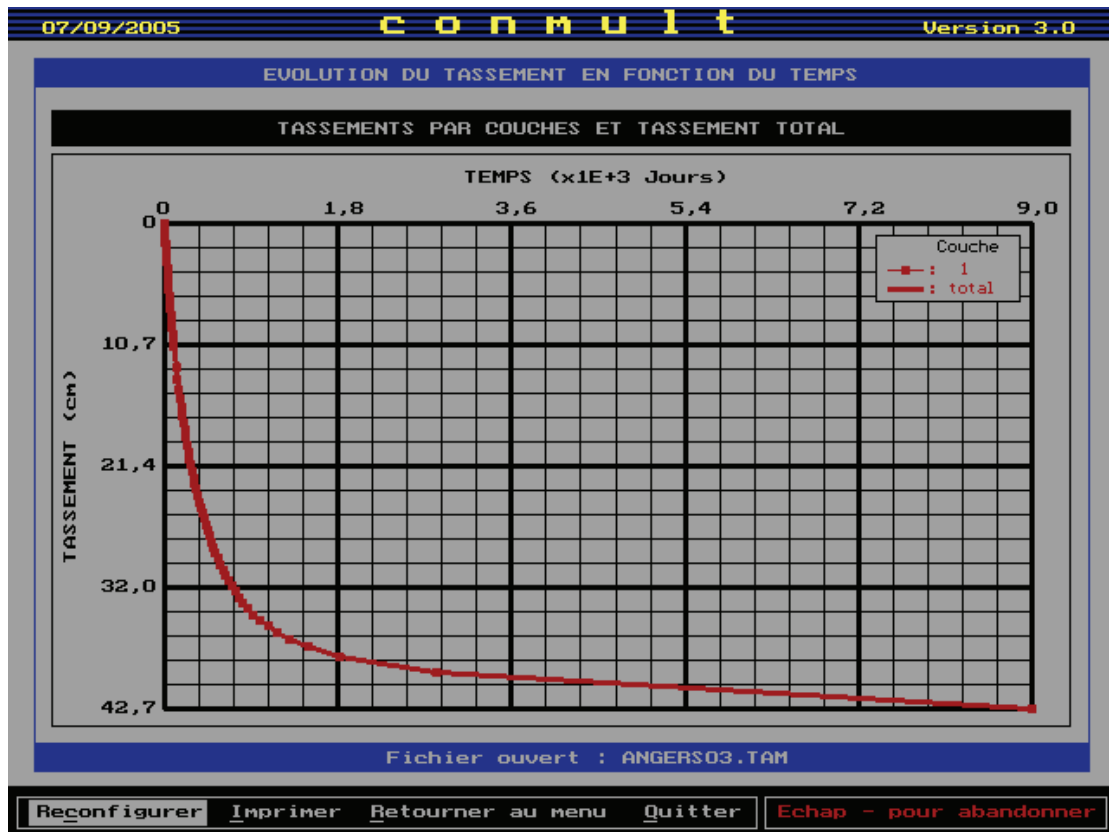


Figure B.2.3 Cas d'une argile normalement consolidée (type : argile d'Angers)  
Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,03$ .

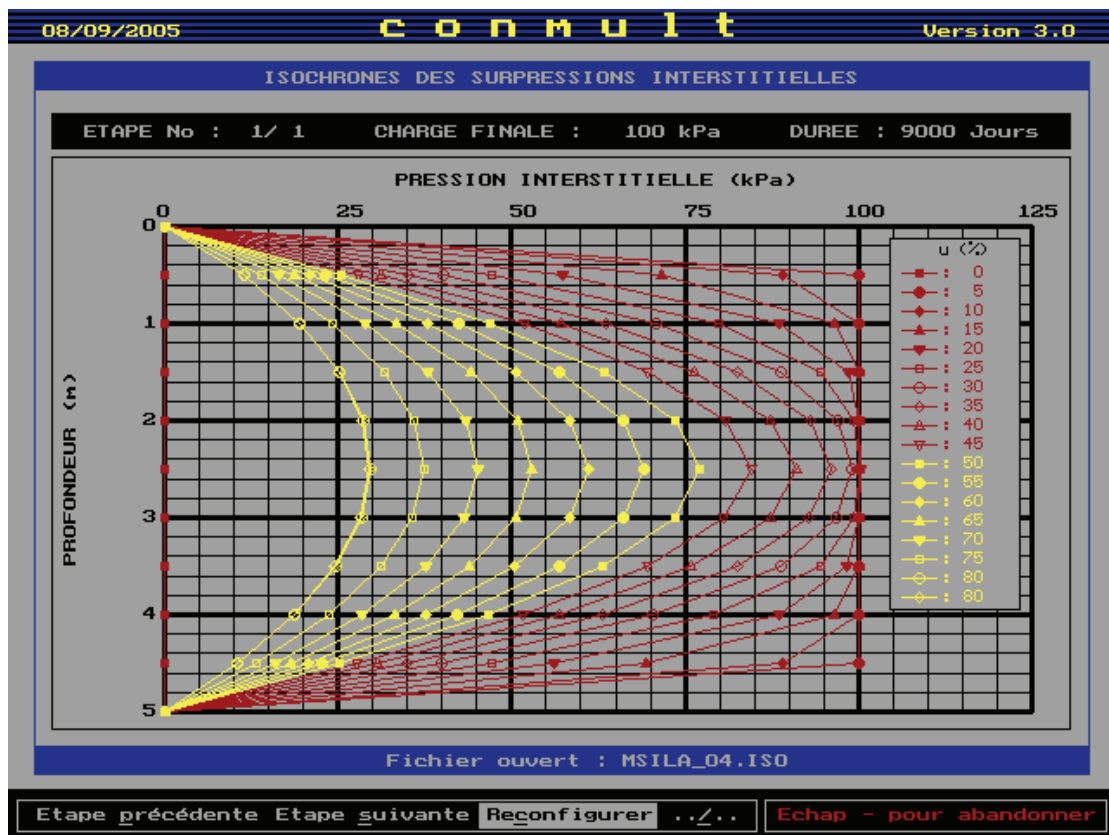
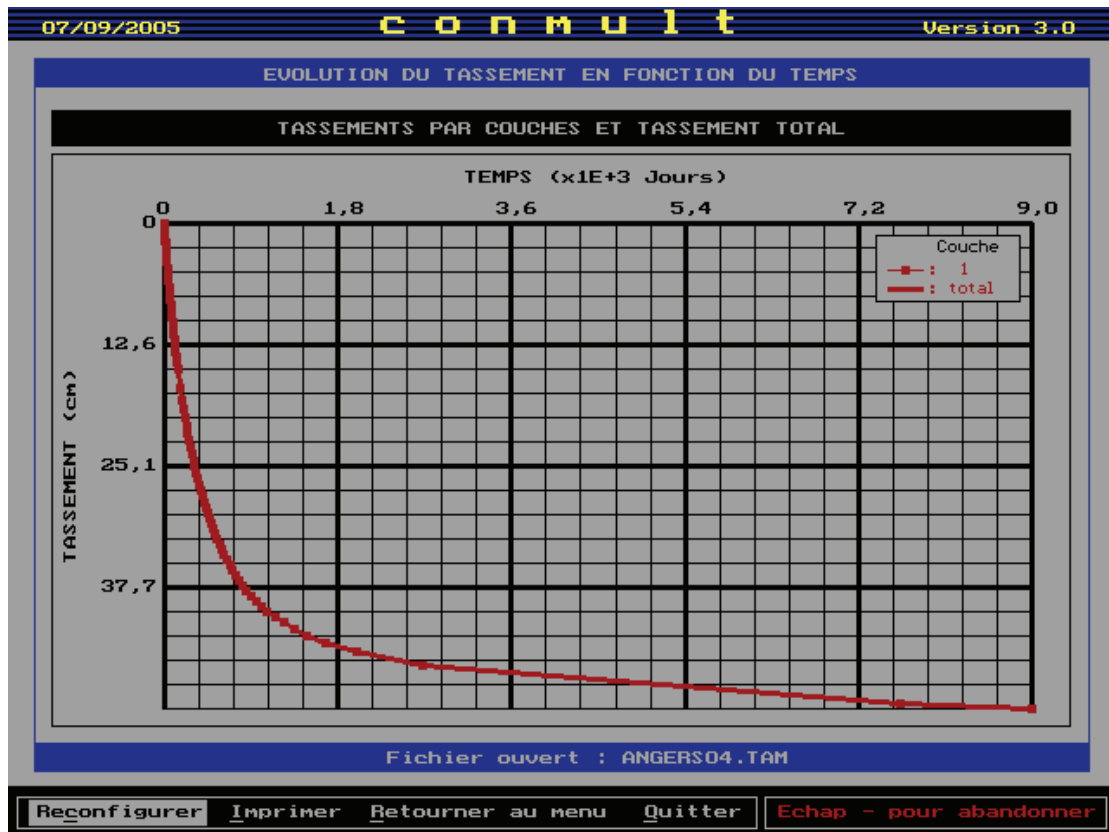


Figure B.2.4 Cas d'une argile normalement consolidée (type : argile d'Angers)  
Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,04$ .

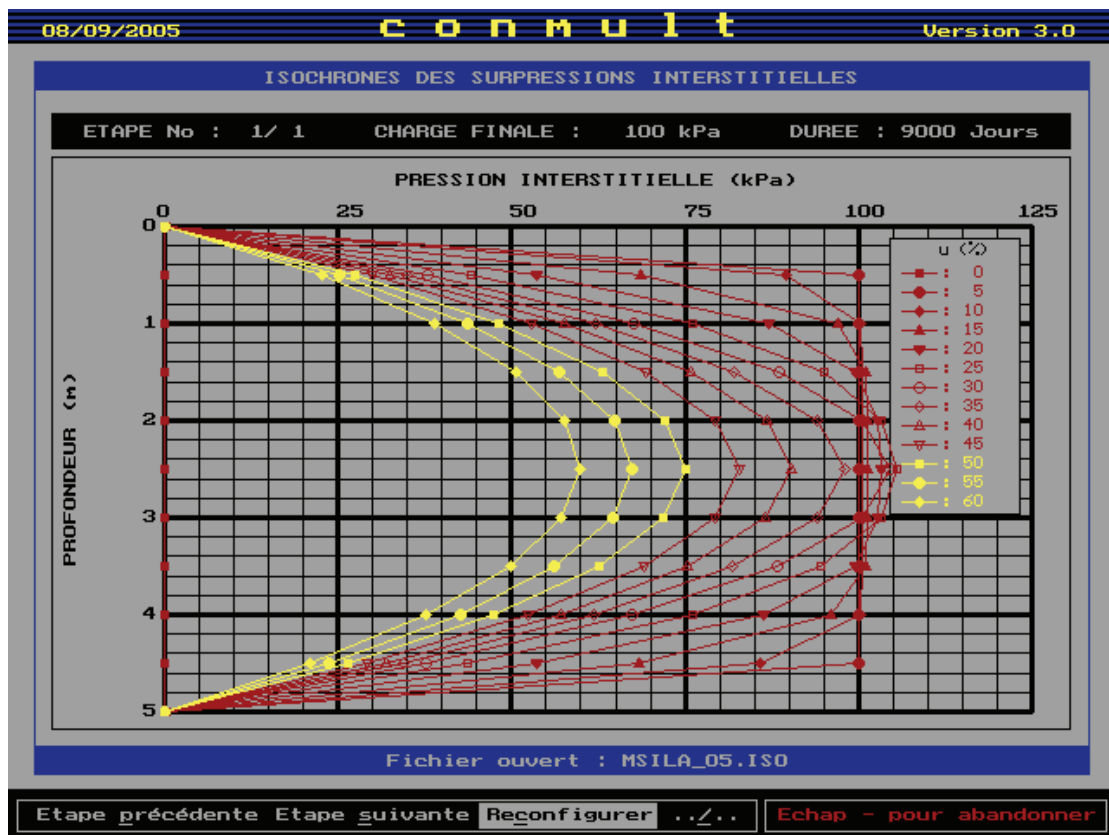
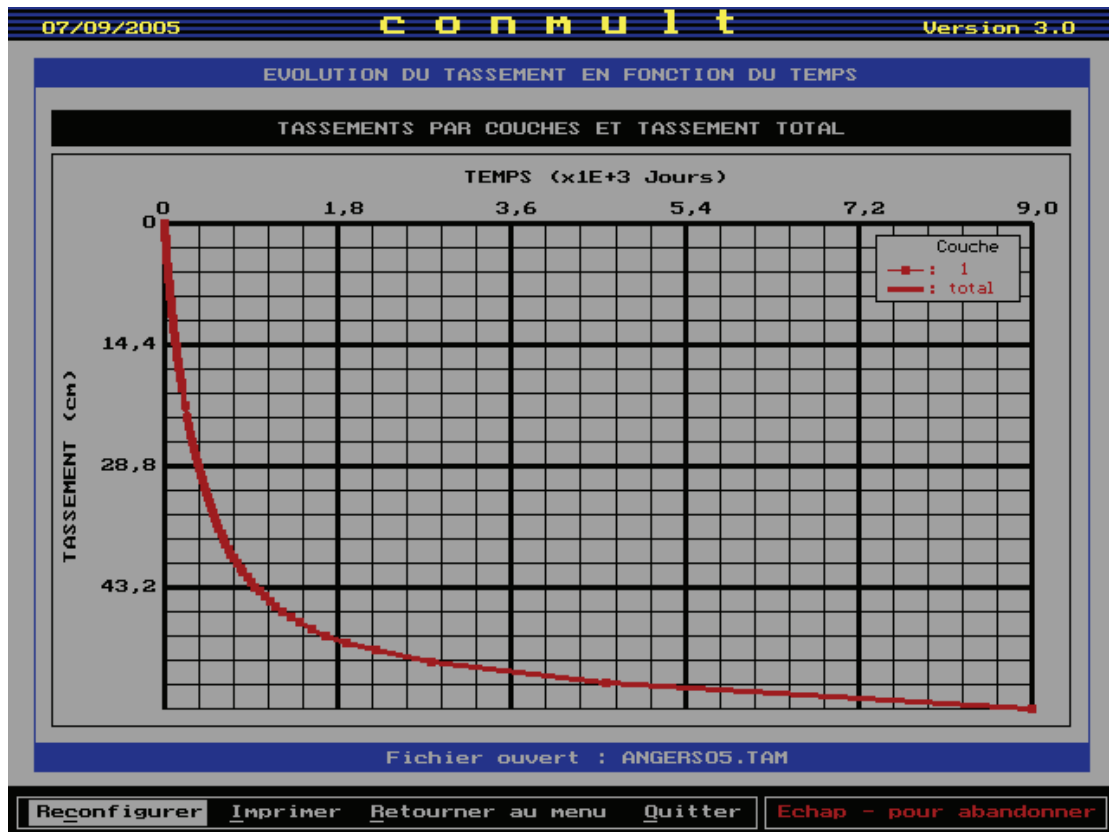


Figure B.2.5 Cas d'une argile normalement consolidée (type : argile d'Angers)  
 Calcul avec  $C_{\alpha e}=0,05$ .